

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

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA AREIA CIMENTADA:
ANÁLISE EXPERIMENTAL E MICROMECAÂNICA

Anderson Fonini

Porto Alegre
2012

ANDERSON FONINI

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA AREIA
CIMENTADA: ANÁLISE EXPERIMENTAL E
MICROMECAÂNICA**

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
2012

ANDERSON FONINI

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA AREIA
CIMENTADA: ANÁLISE EXPERIMENTAL E
MICROMECAÂNICA**

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

Porto Alegre, 17 de agosto de 2012

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. pela Concordia University
orientador

Prof. Samir Maghous
Ph. D. École Nationale des Ponts et Chaussées
orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Antônio Harb Carraro (UWA)
Ph. D. pela Purdue University

Prof. Erdin Ibraim (BU)
Ph. D. pela École Nationale des Travaux Publics de l'Etat

Prof. Antonio Thomé (UPF)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)
Ph. D. pela University of Oxford

Dedico este trabalho ao meu pai e a minha mãe, pelos ensinamentos, dedicação, tempo e amor dispensados a minha pessoa.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Nilo Cesar Consoli e a Professor Samir Maghous pela orientação, atenção e confiança depositada sobre a minha pessoa durante a elaboração deste trabalho.

Ao Professor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca pelo apoio e pela dedicação durante o período em que estive estudando em Portugal, complementando o Doutorado.

Ao Professor Antonio Thomé pelos ensinamento como professor e orientador na graduação pelo e incentivo à realização do mestrado.

A três pessoas insubstituíveis em minha vida, meu sempre querido amigo, mestre e acima de tudo pai Olmir, minha estimada mãe, apesar de não estar mais entre nós, Theolides e a minha querida irmã Andréia.

A Bárbara S. Bianchi, minha namorada, pelo seu apoio incondicional, carinho, preocupação e acima de tudo, compreensão com as minhas limitações devido à dedicação ao doutorado.

A toda a minha família que sempre se mostrou interessada nos meus estudos, em especial ao meu avô, minha avó e minhas tias.

Ao amigo Fernando Maria Mántaras pela disposição, ajuda e paciência durante a concepção do projeto do minicone.

Ao Felipe Gobbi pelo apoio e incentivo para finalização dessa etapa, assim como, pela sua compreensão frente as minhas impossibilidades e faltas a compromissos profissionais.

Aos amigos Álvaro Perreira, Alisson Sachetti, José Rojas, Luizmar Lopes Jr., Francisco Dalla Rosa e Rodrigo Caberlon pelo companheirismo e pelas discussões a respeito de estudos, além da ajuda prestada para o desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos Stevan Viapiana, Gustavo Zancan, Jefferson Schwantes, Mateus Xavier e Fabiano Soso pelos vários momentos de descontração e evento lúdicos (festas, jogos, churrascos, corridas, produção de cerveja, etc).

A toda “família” LEGG/ENVIRONGEO composta por vários doutorandos, mestrados e bolsistas. Agradecimento em especial aos colegas Lucas Festugato e ao laboratorista João Nelson Diniz pela disponibilidade sempre apresentada na busca de soluções para problemas.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, seus professores, sua coordenação e quadro de funcionários, pela oportunidade de aprimoramento científico e educacional.

Às unidades financiadoras de minha bolsa de doutorado, CAPES e CNPq, que proporcionaram a realização desse objetivo de vida.

Finalizando, gostaria de agradecer ao apoio de todas as pessoas que de alguma forma passaram em minha vida e me proporcionaram bons momentos.

Deus não escolhe os capacitados,
capacita os escolhidos.
Fazer ou não fazer algo
só depende de nossa vontade
e perseverança.

Albert Einstein

RESUMO

FONINI, A. Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada: Análise Experimental e Micromecânica. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Em virtude da necessidade de novas obras de infraestruturas, por muitas vezes, em locais onde o solo não atendia às necessidades básicas exigidas por elas, originam-se problemas de ordem geotécnica, os quais foram resolvidos por meio de misturas solo-cimento. O presente trabalho teve como objetivo o estudo de propriedades mecânicas e elásticas de misturas de areia e cimento, sendo este dividido em duas abordagens: experimental e micromecânica. Para a execução da abordagem experimental, além da execução de ensaios de resistência a compressão simples e medidas de parâmetros de rigidez ao longo do tempo, foi desenvolvido um minicone e também uma câmara triaxial de grandes proporções com os quais foram executados ensaios. A abordagem micromecânica foi realizada através da aplicação da teoria da homogeneização. Para avaliar as propriedades elásticas do compósito foram utilizados os modelos Mori-Tanaka e Auto-Consistente, enquanto que a obtenção da resistência homogeneizada foi baseada na teoria do estado limite. Os ensaios experimentais demonstraram que os módulos medidos e a resistência à compressão simples possuem comportamentos semelhantes em relação ao aumento de sua magnitude. Os ensaios de prospecção do minicone demonstraram que a tensão de confinamento influencia até corpos de prova cimentados. Ainda foram observadas relações entre o módulo de cisalhamento, a resistência à compressão simples e a resistência média de ponta. Os resultados obtidos através da abordagem micromecânica, quando confrontados com os resultados experimentais, apresentaram diferenças irrelevantes tanto para a resistência quanto para os módulos. Baseados nos resultados obtidos através desse trabalho concluiu-se que o comportamento das misturas areias-cimento é regido pelo índice oriundo da razão entre a porosidade e a quantidade volumétrica de cimento. Também foi comprovado o potencial da micromecânica como ferramenta de modelagem de misturas areia-cimento.

Palavras-chave: *areia cimentada; ensaios laboratoriais; índice porosidade/porcentagem de cimento; teoria da homogeneização; minicone; MCPT.*

ABSTRACT

FONINI, A. Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada: Análise Experimental e Micromecânica. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The necessity of new infrastructure earthworks in areas where the soil does not present the required mechanical properties originates problems of geotechnical order. These problems can be solved through the improvement of mechanical characteristics of the materials by reducing porosity through compaction, as well as the addition of cementitious materials such as Portland cement. This research aimed to evaluate the mechanical properties of sand-cement mixtures through two approaches: experimental and micromechanics. In the experimental approach were carried out unconfined compression tests and bender elements measurements over time in sand-cement specimens varying the porosity and the cement content. Furthermore, a mini-cone (MCPT) and a triaxial chamber of large proportions were developed, in which MCPT tests have been carried out under distinct confining pressures and distinctive sand-cement mixtures. In these tests, the variation of porosity and cement content was evaluated. The experimental results were analyzed from the perspective of the recently developed porosity-cement index. The results have shown that the porosity-cement index controls the mechanical properties of sand-cement mixtures from very small strains to failure. The micromechanical approach was performed by the theory of homogenization. To evaluate the elastic properties of the sand-cement composite, the Mori-Tanaka and self-consistent models were used, while the homogenized shear strength was obtained based on the limit state theory. The results obtained by the micromechanical approach, when compared with the experimental results, showed irrelevant differences to both strength and stiffness.

Keywords: sand-cement mixtures; laboratory tests; porosity-cement index; theory of homogenization; minicone; MCPT.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	Relevância e justificativa da pesquisa	22
1.2	Objetivos.....	24
1.3	Organização da tese	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	Aspectos gerais	27
2.2	Comportamento de solos cimentados	28
2.2.1	Efeitos da cimentação sob a matriz	32
2.2.2	Efeito da cimentação nas deformações e nas propriedades mecânicas	33
2.2.3	Efeitos da tensão de confinamento na cimentação	35
2.2.4	Efeitos da cimentação na resistência e rigidez	37
2.3	Medidas de rigidez	41
2.3.1	Transdutores piezoelétricos	41
2.3.2	<i>Bender elements</i>	42
2.3.3	Ondas sísmicas	44
2.3.4	Método de interpretação dos resultados	46
2.4	Cone Penetration Test (CPT).....	47
2.4.1	Classificação dos solos com base em ensaios CPT	52
2.5	Teoria de homogeneização	56
2.5.1	Esquemas de Mori-Tanaka e Auto-Consistente	58
3	DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS	62
3.1	Câmara triaxial de grandes dimensões	62
3.2	Sistema de cravação	69

		10
3.2.1	Conjunto estrutural	69
3.2.2	Conjunto motriz.....	70
3.3	Mini CPT (MCPT)	71
3.3.1	Calibrações das células de carga	74
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	79
4.1	Ensaio laboratoriais.....	79
4.1.1	Materiais	79
4.1.2	Ensaio de compressão simples.....	87
4.1.3	Ensaio de medidas de rigidez.....	90
4.1.4	Ensaio de mini CPT	93
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	97
5.1	Resultados de resistência à compressão simples	97
5.2	Resultados de medidas de rigidez.....	104
5.2.1	Amostras não cimentadas	105
5.2.2	Amostras cimentadas.....	106
5.3	Relação entre os resultados de RCS e medidas de rigidez	114
5.4	Ensaio de MCPT	116
5.4.1	Ensaio 1 e 2	125
5.4.2	Ensaio 3 e 4.....	125
5.4.3	Ensaio 4 e 5	125
5.4.4	Ensaio 6 e 7	126
5.4.5	Ensaio 8 e 9.....	126
5.4.6	Ensaio 10 e 11	127
5.4.7	Ensaio 12 e 13	127

5.5	Discussões dos resultados do ensaio de MCPT.....	128
5.5.1	Classificação de solos.....	130
5.5.2	Tendências e normalizações.....	131
6	APLICAÇÃO DA TEORIA DE HOMOGENEIZAÇÃO EM SOLO CIMENTADO.....	137
6.1	Princípio geral do método de homogeneização.....	137
6.1.1	Volume elementar representativo e separação entre escalas.....	139
6.1.2	Problema de concentração.....	141
6.2	Processo de homogeneização em elasticidade.....	143
6.2.1	Estimativas.....	146
6.3	Solo cimentado.....	155
6.3.1	Modelo Micromecânico de Mori-Tanaka.....	161
6.3.2	Modelo Micromecânico Auto-Consistente.....	163
6.3.3	Resultados derivados dos modelos.....	164
6.3.4	Adaptações dos modelos para areia cimentada.....	167
6.3.5	Resultados dos modelos <i>versus</i> resultados experimentais.....	169
6.4	Resistência.....	174
6.4.1	Resultados da resistência homogeneizada.....	179
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	185
7.1	Conclusões.....	185
7.1.1	Conclusões em relação aos ensaios de resistência a compressão simples.....	185
7.1.2	Conclusões em relação aos ensaios de medidas de rigidez.....	186
7.1.3	Conclusões em relação à normalização entre os resultados de RCS e medidas de rigidez	187

7.1.4	Conclusões em relação aos ensaios de MCPT.....	188
7.1.5	Conclusões em relação a teoria da homogeneização.....	190
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	191

APÊNDICE A – Nota Técnica publicada na Géotechnique (2012)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fluxograma do desenvolvimento da pesquisa.....	26
Figura 2.1 – Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S. (adaptado de Stokoe e Santamarina, 2000).....	46
Figura 2.2 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.....	47
Figura 2.3 – Classificação de solos proposta por Begemann (1965).....	52
Figura 2.4 – Classificação de solos proposta por Douglas e Olsen (1981).....	53
Figura 2.5 – Classificação de solos proposta por Robertson e Campanella (1983).....	54
Figura 2.6 – Classificação de solos proposta por Robertson (1986).....	54
Figura 2.7 – Classificação de solos proposta por Robertson (1990).....	55
Figura 2.8 – Representação esquemática de uma análise multiescala (adaptado de Souza e Soares 2005).....	57
Figura 3.1 – Câmara triaxial de grandes dimensões.....	63
Figura 3.2 – Calibração do transdutor de pressão confinante.....	63
Figura 3.3 – Calibração do transdutor de contra-pressão.....	64
Figura 3.4 – Imagens da base e sobrebase solidarizadas.....	64
Figura 3.5 – Imagens do tambor.....	65
Figura 3.6 – Imagens da tampa.....	65
Figura 3.7 – Imagens dos <i>bladers</i>	66
Figura 3.8 – Imagens do <i>top cap</i>	67
Figura 3.9 – Imagens dos discos perfurados.....	67
Figura 3.10 – Imagens do molde.....	68
Figura 3.11 – Interfaces ar-água e câmara triaxial.....	68
Figura 3.12 – Sistema de cravação.....	70
Figura 3.13 – Comparação entre o tamanho real e o tamanho da ponteira utilizada nos ensaios.....	71

Figura 3.14 – Esquema das pontes de Wheatstone e já extensômetros colados.....	72
Figura 3.15 – Funcionamento esquemático das células de carga da ponteira do MCPT	73
Figura 3.16 – Ponteira do mini CPT.....	74
Figura 3.17 – Suporte utilizado para a calibração do mini CPT.....	75
Figura 3.18 – Calibração da célula de carga de ponta do mini CPT	76
Figura 3.19 – Retas de calibração da célula de carga de ponta do mini CPT.....	77
Figura 3.20 – Retas de calibração da célula de carga do fuste do mini CPT	78
Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia de Osório.....	80
Figura 4.2 – Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (baseado em ABCP, 2002).....	82
Figura 4.3 – Sequência de moldagem e materiais utilizados para as amostras sem cimento ...	83
Figura 4.4 – Sequência de moldagem adotada	85
Figura 4.5 – Procedimento adotado para os corpos de prova submetidos a medidas de rigidez	85
Figura 4.6 – Sequência de moldagem dos CPs de 500x500 mm.....	87
Figura 4.7 – <i>Bender extender elements</i>	91
Figura 4.8 – Onda “S” e “P” captadas pelo programa <i>Wavestar</i>	92
Figura 5.1 – Porcentagem de cimento <i>versus</i> densidade relativa para mesmos valores de η_{CIV}	98
Figura 5.2 – RCS após um dia de cura	99
Figura 5.3 – RCS após três dias de cura.....	101
Figura 5.4 – RCS após cinco dias de cura	102
Figura 5.5 – RCS após sete dias de cura.....	102
Figura 5.6 – RCS a partir das tendências para todos os tempos de cura	103
Figura 5.7 – Relação entre o tempo de cura e a razão $q_u/(\eta/C_{iv})^{-1,40}$	104
Figura 5.8 – Módulo oedométrico e de cisalhamento para a areia de Osório	105
Figura 5.9 – Coeficiente de Poisson para a areia de Osório	106
Figura 5.10 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após um dia de cura	107

Figura 5.11 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após três dias de cura	108
Figura 5.12 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após cinco dias de cura	109
Figura 5.13 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após sete dias de cura.....	110
Figura 5.14 – Módulo de cisalhamento para todos os tempos de cura adotados.....	111
Figura 5.15 – Módulo oedométrico para todos os tempos de cura adotados.....	112
Figura 5.16 – Incrementos dos módulos em função do tempo	112
Figura 5.17 – Coeficiente de Poisson obtidas a partir das misturas areia-cimento	114
Figura 5.18 – Normalização dos resultados do módulo de cisalhamento pela RCS	115
Figura 5.19 – Ensaio 1 e 2, densidades relativas de 10% e 33%, sem cimento e 10kPa de tensão confinante efetiva	118
Figura 5.20 – Ensaio 3 e 4, densidades relativas de 10% e 33%, sem cimento e 20kPa de tensão confinante efetiva	119
Figura 5.21 – Ensaio 4 e 5, repetibilidade de resultados - densidade relativa de 20%, sem cimento e 20kPa de tensão confinante efetiva.....	120
Figura 5.22 – Ensaio 6 e 7, densidades relativas de 10% e 33%, sem cimento e 30kPa de tensão confinante efetiva	121
Figura 5.23 – Ensaio 8 e 9, densidades relativas de 10% e 33%, com 1% de cimento e 10kPa de tensão confinante efetiva	122
Figura 5.24 – Ensaio 10 e 11, densidades relativas de 10% e 33%, com 1% de cimento e 20kPa de tensão confinante efetiva	123
Figura 5.25 – Ensaio 12 e 13, densidades relativas de 10% e 33%, com 2% de cimento e 10kPa de tensão confinante efetiva	124
Figura 5.26 - Resistência média de ponta (q_c) obtida através dos ensaios de MCPT.....	128
Figura 5.27 - Resistência média de atrito lateral (f_s) obtida através dos ensaios de MCPT ...	129
Figura 5.28 – Razão entre a resistência média de atrito lateral e a resistência média de ponta obtida através dos ensaios de MCPT - R_f	130
Figura 5.29 – Carta proposta por Robertson (1990) com os ensaios de MCPT	130
Figura 5.30 – Resultados de q_c versus ηCIV – Puppala <i>et al.</i> (1995) e Rattley <i>et al.</i> (2008). 132	
Figura 5.31 – Resultados de q_c versus ηCIV	133
Figura 5.32 – Resultados de q_c/q_u versus ηCIV – Puppala <i>et al.</i> (1995) e Rattley <i>et al.</i> (2008)	134

Figura 5.33 – Resultados de q_c/q_u versus η_{CIV}	135
Figura 5.34 – Resultados de q_c/μ versus η_{CIV}	136
Figura 6.1 – Escala macroscópica e microscópica	138
Figura 6.2 – Processo de homogeneização	139
Figura 6.3 – VER e condições de contorno em tensão homogênea	141
Figura 6.4 – VER e condições de contorno em deformação homogênea.....	142
Figura 6.5 – Processo de homogeneização para esquemas de estimativa baseados no resultado de Eshelby	149
Figura 6.6 – Domínio infinito com inclusão elipsoidal	149
Figura 6.7 – Esquema de estimativa diluída.....	151
Figura 6.8 – Esquema de estimativa de Mori-Tanaka	152
Figura 6.9 – Esquema de estimativa de Auto-Consistente	154
Figura 6.10 – Meio poroso e meio granular na amostra de areia	155
Figura 6.11 – Relação porcentagem de cimento versus porosidade.....	159
Figura 6.12 – Equivalência entre o meio granular (areia) e o meio fictício	160
Figura 6.13 – Modelo para areia cimentada	161
Figura 6.14 – Resultados obtidos aplicando a metodologia de Mori-Tanaka	165
Figura 6.15 – Resultados obtidos aplicando a metodologia Auto-Consistente	165
Figura 6.16 – Forma de cimentação da situação real e consideração dos modelos de homogeneização	166
Figura 6.17 – Módulo de cisalhamento do meio fictício versus a porosidade inicial	168
Figura 6.18 – Módulo de compressão do meio fictício versus a porosidade inicial.....	168
Figura 6.19 – Módulo de cisalhamento homogeneizado em função da porosidade final	170
Figura 6.20 – Módulo de compressão homogeneizado em função da porosidade	171
Figura 6.21 – Módulo de cisalhamento obtidos através do Modelo de Mori-Tanaka.....	172
Figura 6.22 – Módulo de compressão obtidos através do Modelo de Mori-Tanaka.....	173
Figura 6.23 – Módulo de cisalhamento obtidos através do Modelo de Auto-Consistente.....	173
Figura 6.24 – Módulo de compressão obtidos através do Modelo de Auto-Consistente	174

Figura 6.25 – Variação do ângulo de atrito em relação a densidade relativa para a areia de Osório	176
Figura 6.26 – Variação da tração isotrópica de amostras homogeneizadas em relação à razão da porosidade final e inicial para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento .	178
Figura 6.27 - Variação da tração isotrópica de amostras homogeneizadas em relação à razão da porosidade final e inicial para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia	179
Figura 6.28 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a porosidade final para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento	180
Figura 6.29 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a porosidade final para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia.....	181
Figura 6.30 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a razão da porosidade final e inicial para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento .	182
Figura 6.31 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação ao índice η/C_{IV} para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento	183
Figura 6.32 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a razão da porosidade final e inicial para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia	183
Figura 6.33 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação ao índice η/C_{IV} para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia.....	184

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Índices físicos da areia de Osório (baseado em Casagrande, 2005).....	81
Tabela 4.2 – Composição do cimento Portland de alta resistência inicial	81
Tabela 4.3 – Configurações dos ensaios de compressão simples.....	87
Tabela 4.4 – Configurações dos ensaios de medidas de parâmetros de rigidez em amostras não cimentadas	92
Tabela 4.5 – Configurações dos ensaios de medidas de parâmetros de rigidez em amostras cimentadas	93
Tabela 4.6 – Configurações dos ensaios de mini CPT	96
Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de MCPT 4 e 5	126
Tabela 6.1: Notação de parâmetros elásticos.....	161

LISTA DE SÍMBOLOS

q_c : resistência de ponta

f_s : resistência ao atrito lateral

γ_s : densidade real dos grãos

C_u : coeficiente de uniformidade

C_c : coeficiente de curvatura

e_{max} : índice de vazios máximo

e_{min} : índice de vazios mínimo

η : porosidade

C_{iv} : porcentagem volumétrica de cimento

$G_{cemento}$: densidade real do cimento

G_{solo} : densidade real do solo

M_{CP} : massa do corpo de prova

V_{CP} : volume do corpo de prova

w : umidade

λ : porcentagem de cimento

DR: densidade relativa

q_u : resistência à compressão simples

M: módulo oedométrico

μ : módulo de cisalhamento

u : coeficiente de Poisson

R^2 : coeficiente de regressão

R_f : razão de atrito

q_t : resistência de ponta normalizada

$R_{f(n)}$: razão de atrito lateral normalizada

σ'_v : tensão vertical efetiva

V_p : volume das partículas sólidas

V_v : volume de vazios
 e_0 : índice de vazios iniciais
 k : módulo de compressão
 η_0 : porosidade inicial
 V_s : volume de solo
 M_s : massa de solo
 e_f : índice de vazios final
 η_f : porosidade final
 M_c : massa de cimento
 V_c : volume de cimento
 k^s : módulo de compressão do meio fictício
 μ^s : módulo de cisalhamento do meio fictício
 k^{MT} : módulo de compressão - Mori-Tanaka
 μ^{MT} : módulo de cisalhamento - Mori-Tanaka
 k^{AC} : módulo de compressão - Auto-Consistente
 μ^{AC} : módulo de cisalhamento - Auto-Consistente
 k^{areia} : módulo de compressão da areia
 μ^{areia} : módulo de cisalhamento da areia
 u^s : coeficiente de Poisson do meio fictício
 \bar{k}^{MT} : módulo de compressão homogeneizado - Mori-Tanaka
 $\bar{\mu}^{MT}$: módulo de cisalhamento homogeneizado - Mori-Tanaka
 \bar{k}^{AC} : módulo de compressão homogeneizado - Auto-Consistente
 $\bar{\mu}^{AC}$: módulo de cisalhamento homogeneizado - Auto-Consistente
 θ : ângulo de atrito do solo
 T : coeficiente de atrito macroscópico
 Ψ : razão entre o volume de cimento e o volume do corpo de prova
 T^{hom} : coeficiente de atrito do material cimentado
 h^{hom} : resistência a tensão isotrópica

t : dilatância do material friccional

q^{med} : resistência à compressão simples medida em ensaios

q^{hom} : resistência à compressão simples homogeneizada

ρ : densidade aparente da amostra

V_S : velocidade da onda de cisalhamento

V_P : velocidade da onda de compressão

E : módulo de Young

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A tentativa de modificar algumas propriedades dos solos é bastante antiga. Alguns autores fazem considerações a tentativas ocorridas há cerca de três mil anos, mas foi com o crescimento populacional e o desenvolvimento de novos sistemas de produção ocorridos após a Revolução Industrial no século XVIII que se tornou mais comum a modificação das propriedades dos solos.

Em virtude da necessidade de novas obras de infraestruturas, por muitas vezes, em locais onde o solo não atendia as necessidades básicas exigidas por elas, originam-se problemas de ordem geotécnica. Esses problemas, por vezes, foram facilmente resolvidos através de um determinado tipo de fundação; entretanto, muitas vezes não foi possível sanar essas necessidades com soluções triviais. Isso ocorria devido à complexidade da formação e ao comportamento que os diferentes tipos de solo apresentavam.

Em decorrência dessa complexidade, em determinadas situações, tornou-se necessário a utilização de misturas solo-cimento ou solo reforçado, nos quais a matriz, sempre que possível, era o solo local e o aditivo era algum tipo de aglomerante ou reforço. Através das modificações das propriedades mecânicas e elásticas, obras que requeriam determinadas características em virtude das diferentes solicitações produzidas pelas mesmas tornaram-se executáveis.

Existem várias técnicas que podem ser empregadas na tentativa de reforçar os solos. A mais comum é a compactação, a qual é definida como uma técnica que visa o aumento da densidade do solo de forma mecânica. Entretanto, a utilização de cimento Portland no melhoramento das propriedades do solo é uma alternativa largamente difundida na geotecnia. A aplicação desta técnica de melhoramento de solos com aglomerantes vem sendo empregada

com sucesso para proteção de taludes em barragens de terra e canais, construção de bases para pavimentos, execução de camadas sob fundações diretas, reforços superficiais no entorno de estacas, estabilização de taludes, sem contar o caráter ambiental.

Os solos cimentados, independente de serem naturais ou artificiais são caracterizados pelas ligações entre as suas partículas, conferindo-os comportamentos diferenciados. Por diversas vezes descobre-se que um determinado solo é naturalmente cimentado somente quando o local é amostrado (principalmente areias), uma vez que as cimentações normalmente são fracas e, devido a fácil desintegração de sua estrutura, não é possível detectá-las na superfície. Ainda, em depósitos de areais cimentadas, mesmo estes sendo pequenos, é comum a ocorrência de diferentes níveis de cimentação. Podemos citar como países onde podem ser encontradas areais cimentadas naturalmente: Brasil (Rio Grande do Norte), Estados Unidos, Noruega, Itália, Canadá, dentre outros.

Os solos artificialmente cimentados, como citados anteriormente, possuem uma vasta gama de aplicações, entretanto, não há uma metodologia difundida e de consenso na comunidade geotécnica para sua dosagem, tão pouco para conhecimentos a respeito de seus parâmetros elásticos e mecânicos. Em busca de suprimir algumas dessas lacunas, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul possui uma linha de pesquisa direcionada a esses objetivos.

Alguns ensaios são de grande importância para a caracterização de solos cimentados. Para o desenvolvimento de uma metodologia de dosagem e para o estudo de propriedades mecânicas, um ensaio básico é o de resistência à compressão simples de corpos de prova. Agregando aos resultados produzidos por esse ensaio, podem ser realizados ensaios triaxiais e ainda ensaios de minicone em câmaras de calibração, os quais poderão explicitar os interceptos coesivos gerados pelas cimentações e ainda determinar tendências em relação a resistência média de ponta e ao atrito lateral, para corpos de prova compostos com diferentes dosagens e submetidos a diferentes tensões de confinamento. Já para a determinação de propriedades elásticas, os ensaios que permitem a realização de medidas de rigidez são de grande importância, independente de serem realizados com sensores piezocerâmicos ou ultrassônicos.

Além da execução de ensaios laboratoriais, outro modo de determinar características mecânicas e elásticas de geocompostos é por meio da aplicação da teoria da homogeneização. A adoção de modelos matemáticos para a determinação de parâmetros é uma forte tendência. Isso porque, quando escolhida uma metodologia correta, a partir de poucos ensaios

experimentais é possível determinar comportamentos de geocompostos submetidos a diferentes condições.

Na teoria da homogeneização, as metodologias de Mori-Tanka e Auto-Consistente já foram adaptadas por outros autores para prever comportamentos elásticos e mecânicos de misturas de solo-cimento a partir do conhecimento de parâmetros básicos do solo. Todavia, estas nem sempre geram resultados concisos devido as grandes diferenças comportamentais dos diferentes tipos de solo. Quando isso ocorre, é fundamental dispor de vários resultados experimentais para a proposição de ajustes nas metodologias, a fim de que elas produzam resultados corretos.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é a ampliação dos conhecimentos existentes em relação ao comportamento mecânico e elástico de misturas de areia-cimento através de ensaios experimentais e através da teoria da homogeneização.

Para atingir o objetivo geral da pesquisa foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) projetar e executar uma câmara triaxial de grandes dimensões;
- b) projetar e executar um mini CPT (MCPT) e o seu cravador;
- c) verificar a evolução da resistência à compressão simples ao longo dos dias de cura em amostras com diferentes densidades relativas e porcentagens de cimento;
- d) obter uma equação que seja capaz de prever a magnitude da resistência à compressão simples para o geocomposto em função do número de dias de cura e da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento;
- e) verificar a evolução dos módulos de cisalhamento e oedométrico ao longo dos dias de cura em amostras com diferentes densidades relativas e porcentagens de cimento;
- f) obter equações individualizadas que sejam capazes de prever a magnitude dos módulos de cisalhamento e oedométrico em função do número de dias de cura e da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento;

- g) estipular uma relação entre o módulo de cisalhamento e a resistência a compressão simples;
- h) verificar se há alguma relação entre a resistência de ponta de ensaios de MCPT com o módulo de cisalhamento;
- i) verificar quais são as tendências da resistência de ponta, atrito lateral e da razão de atrito para amostras com diferentes densidades relativas, porcentagens de cimento e tensões verticais efetivas;
- j) aplicar as metodologias de Mori-Tanaka e Auto-Consistente para a obtenção dos módulos de cisalhamento e de compressão para misturas de areia-cimento;
- k) através da teoria da homogeneização, determinar a resistência à compressão simples de amostras para misturas de areia-cimento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese é composta por sete capítulos que estão divididos da seguinte maneira:

- a) Capítulo 1: Introdução – apresenta as considerações iniciais, com a problemática e a justificativa da realização da pesquisa, os objetivos, além da organização da tese;
- b) Capítulo 2: Revisão Bibliográfica – contém uma revisão com os tópicos de interesse para o desenvolvimento da pesquisa;
- c) Capítulo 3: Desenvolvimento de Equipamentos – descreve as características dos equipamentos projetados e executados para essa pesquisa;
- d) Capítulo 4: Programa Experimental – descreve as principais características dos materiais utilizados neste estudo, a metodologia adotada, bem como os ensaios realizados;
- e) Capítulo 5: Resultados – apresenta os resultados experimentais obtidos e as discussões em relação às suas tendências;

- f) Capítulo 6: Aplicação da Teoria de Homogeneização em Solo Cimentado – apresenta a aplicação das metodologias de homogeneização e como foram utilizadas, bem como discute os resultados obtidos.
- g) Capítulo 7: Considerações Finais – compreende as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

A Figura 1.1 apresenta um fluxograma que demonstra a relação entre os capítulos listados anteriormente

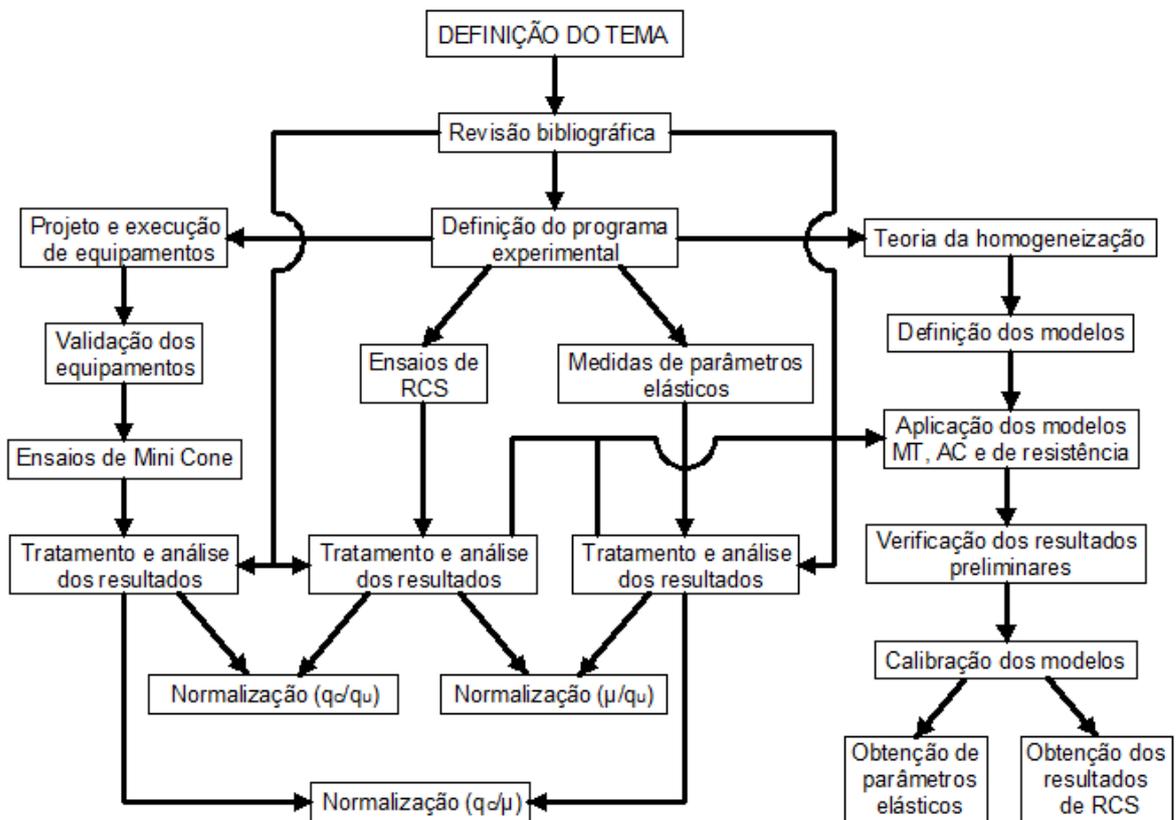


Figura 1.1 – Fluxograma do desenvolvimento da pesquisa

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ASPECTOS GERAIS

A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que os compõem. Numa primeira aproximação, pode-se identificar que alguns solos possuem grãos perceptíveis a olho nu, como grãos de pedregulho ou a areia, e que outros têm os grãos tão finos que, quando molhados, transformam-se numa pasta, não podendo se visualizar as partículas individualmente (PINTO, 2002). Porém, além do tamanho das partículas, outra característica ainda mais importante que diferenciam os solos é o seu comportamento frente a rigidez e a sua resistência. Essas características se diferem muito quando são comparados solos estruturados e não estruturados.

A ideia mais comum associada ao termo estrutura é a de ganho de resistência, a qual não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo. A estrutura é associada à existência de um arranjo estrutural que se mantém estável graças ao desenvolvimento de ligações entre as partículas (BOSZCZOWSKI, 2008).

Solos estruturados podem ser definidos como materiais onde a estrutura intrínseca, natural ou artificial, se encontra preservada, ao menos parcialmente, sendo que esta os confere padrões de comportamento único.

Elas caracterizam-se por apresentarem um comportamento de rigidez, resistência e porosidade superiores quando comparados com os mesmos, porém, que tenham sido submetidos ao simples processo de deposição ou sedimentação. Ao mesmo tempo em que tais características oriundas das estruturas possam ser removidas por uma mudança no estado de tensões ou simplesmente, pela degradação ou remoldagem (BURLAND, 1990; LERQUEIL e VAUGHAN, 1990).

De maneira geral, a estrutura confere ao material, quando este é comparado ao mesmo material no estado reconstituído (desestruturado), resistência e rigidez notadamente superiores, bem como modifica a relação entre tensões efetivas médias e volume de vazios, permitindo o equilíbrio para estados volumétricos impossíveis de serem sustentados não fosse a presença da estrutura (PRIETTO, 2004).

Os efeitos das ligações interpartículas ficam evidentes quando se compara a curva tensão-deformação do solo estruturado com a curva do solo desestruturado. A desestruturação tem como efeito a diminuição da rigidez e da resistência de pico do solo, sendo a ruptura alcançada para maiores deformações axiais. Todavia, após o escoamento, o comportamento do solo intacto converge para o comportamento do solo desestruturado (MARTINS, 2005).

A estruturação de um solo pode ocorrer de maneira natural, através de concreções oriundas de agentes cimentantes naturais combinadas às condições de pressões e temperaturas ou por meios artificiais, no caso, através de misturas de solo aglomerantes ou ainda por meio da compactação.

2.2 COMPORTAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS

Existem muitos trabalhos na bibliografia brasileira [dentre os quais estão Consoli *et al.* (2003, 2006, 2007, 2008, 2010b, 2010b e 2012), Heineck (1998), Prietto (1996 e 2004), Rotta *et al.* (2001a e 2003) Schnaid *et al.*, (2001); Thomé (1999) e Thomé *et al.*, (2003) e Vendruscolo (2003),] e internacional [dentre estes estão alguns tais como Saxena e Lastrico (1978); Clough *et al.*, (1981), Huang e Airey, (1993); Coop e Atkinson (1992 e 1993 e 2003)] que abordaram o comportamento de solos cimentados (estruturados) onde são analisados aspectos característicos dos materiais tais como rigidez, granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão-deformação.

Consoli *et al.* (2007) foram os primeiros a estabelecer uma metodologia de dosagem com base em critérios racionais onde a razão entre a porosidade e a porcentagem volumétrica de cimento desempenha um papel fundamental na avaliação da resistência à compressão não confinada.

A investigação laboratorial de solos artificialmente cimentados é comum dentro da comunidade geotécnica, quer com o objetivo de estudar respostas fundamentais de

solos cimentados ou para explorar métodos para a estabilização *in situ*. A cimentação artificial é indispensável quando se refere ao primeiro objetivo. As dificuldades técnicas e financeiras para a obtenção de amostras indeformadas devido a falta de homogeneidade dos depósitos veio a solidificar a utilização de amostras cimentadas artificialmente (ISMAIL *et al.* 2000).

Os critérios de seleção para a escolha de um determinado agente de cimentação para melhoria do solo incluem fatores como incremento de resistência à compressão simples e rigidez. Segundo Ismail *et al.* (2002), pouca atenção tem sido dada à influência do tipo de cimento na resposta global mecânica do geocomposto, todavia, cabe lembrar que inicialmente deve-se obter o controle dos parâmetros básicos nos geocompostos e, somente após isso, direcionar preocupações com o seu comportamento global.

De acordo com Clough e Bachus (1980), os solos cimentados podem ser divididos em dois tipos de estruturas: a primeira corresponde a ligações decorrentes de cimentações apenas nos pontos de contatos entre as partículas. Já a segunda corresponde a vazios completos ou parcialmente completos por agentes cimentantes, além das ligações nos pontos de contato. O primeiro tipo de estrutura geralmente ocorre quando o solo tem predominância de areias e cascalhos, enquanto o segundo tipo possui siltes e argilas.

Na estabilização do solo com cimento ocorrem reações de hidratação dos silicatos e aluminatos presentes no cimento, formando um gel que preenche parte dos vazios da massa e une os grãos adjacentes do solo, conferindo-lhe resistência inicial; paralelamente, ocorrem reações iônicas que provocam a troca de cátions dos argilominerais do solo com os íons de cálcio provenientes da hidratação do cimento adicionado (MILANI e FREIRE, 2006).

Mitchell e Solimar (1984) mostram que areias saturadas limpas, consolidadas ou recém-depositadas podem apresentar cimentação com o tempo devido à solução e precipitação de quartzo, sílica amorfa e outros componentes. Nesses casos, ocorre a formação de uma fina película de gel de sílica ácida na superfície das partículas e a precipitação de sílica ou outro material da solução ou suspensão como um cimento nos contatos entre partículas. A hidrólise pode causar ruptura da superfície de sílica acompanhada pela formação de componentes solúveis e sílica-gel. O gel adere à superfície em uma camada fina e este possui propriedades cimentantes.

Areias naturalmente cimentadas são encontradas em vários lugares na crosta terrestre e a cimentação é geralmente atribuída a precipitação do cimento e da calcita. A cimentação natural não é sempre constatada pelo simples manuseio da amostra. A cimentação natural geralmente não varia somente em pequena escala (com uma amostra ou seção petrográfica delgada), mas também em grande escala sobre um intervalo estratigráfico de uma formação em particular. Esta variação na cimentação é geralmente atribuída à precipitação desigual do cimento da calcita (SAXENA e LASTRICO, 1978).

Para Leroueil e Vaughan (1990), a formação de depósitos de areia geralmente se dá de forma muito complexa. Ainda assim, os autores afirmam que suas evidências relacionadas com a estrutura podem ser observadas em laboratório e em campo. Normalmente, a estrutura em solos arenosos é desenvolvida pela ação de altas pressões, pela idade, por processos de compactação e pela dissolução e reprecipitação da sílica entre os contatos das partículas de solo, sendo este último considerado o mais importante.

Areias cimentadas são encontradas em muitas áreas do mundo e uma de suas características é sua habilidade de suportar taludes naturais íngremes. A cimentação da areia é proveniente de pequenas quantidades de agentes, tais como sílica, hidro-silicatos, óxidos hidro-ferrosos e carbonatos depositados nos pontos de contatos entre as partículas de areia (CLOUGH *et al.* 1981).

De acordo com Cuccivillo e Coop (1999), a estrutura nas areias cimentadas é a combinação entre a cimentação entre as partículas e do arranjo intergranular, que por sua vez é função da densidade e do intertravamento entre as partículas. Segundo esses autores, o comportamento das areias estruturadas pode ser classificado em dois tipos básicos, sendo o primeiro dominado pela cimentação, ou seja, quando o material apresenta resposta predominantemente coesiva durante o cisalhamento e o segundo dominado pelo intertravamento das partículas, conduzindo a resposta durante o cisalhamento como sendo predominantemente friccional.

O estudo de areias fraca ou fortemente cimentadas está diretamente ligado a problemas de estabilidade de taludes, e isto se torna especialmente crucial onde existe desenvolvimento urbano no topo ou nas proximidades de tais taludes (CLOUGH *et al.* 1981). Contudo, este estudo também possui uma forte ligação com o melhoramento de camadas superficiais para a instalação de fundações superficiais e profundas. A cimentação é um importante fator no

comportamento tensão-deformação e na resistência de solos arenosos (LADE e OVERTON 1990).

Segundo Huang & Airey, (1993) é difícil compreender o comportamento de solos cimentados por causa de sua variabilidade e sua grande variação de resistência e densidade de amostras. Esta variabilidade pode ocorrer em distâncias muito pequenas, e a dificuldade em determinar o grau de cimentação faz do material natural geralmente inadequado para investigação do comportamento fundamental destes solos. Para evitar tais dificuldades, vários estudos (ALLMAN e POULOS, 1988, COOP e ATKINSON, 1992) têm usado solos artificialmente carbonatados, mas eles investigaram somente algumas densidades em particular e quantidades de cimento e não foram suficientes para explicar a grande variabilidade de comportamento demonstrado pelo solo natural.

Consoli *et al.* (2010) realizaram ensaios de resistência a compressão simples, ensaios triaxiais e medidas de rigidez a pequeníssimas deformações em amostras de areia cimentada. Em seus resultados foram determinadas relações entre coesão e resistência a compressão simples (q_u) *versus* volume de vazios/volume de cimento. Os resultados sugerem que através das relações obtidas é possível realizar a escolha de quantidades de cimento e de níveis de compactação adequados para fornecer uma mistura que reúne a força e a rigidez exigida pelo projeto.

O comportamento da resistência de um solo pode ser bem entendido se as três componentes da resistência ao cisalhamento - coesão, dilatância e atrito - forem compreendidos. A coesão inclui qualquer cimentação, natural ou artificial ou ligações interpartículas. As componentes de atrito e dilatância são difíceis de separar, mas ambas são função direta da força normal atuante na superfície de cisalhamento (SAXENA e LASTRICO, 1978).

Estudos de Leroueil e Vaughan (1990) indicaram que todos estes solos possuem muitas características em comum e sugeriram que a resistência das ligações e a densidade são as características mais importantes e os parâmetros que governam seu comportamento.

Um dos pontos em aberto no estudo de solos estruturados é encontrar um modelo teórico que consiga relacionar a resistência e deformabilidade de cada elemento do perfil com a mudança contínua dos valores das variáveis (por exemplo, índice de vazios e nível de cimentação) com a profundidade. Um modelo que não apenas descreva o comportamento de um elemento de solo isolado, mas também o comportamento de todo um perfil de solo (ROTTA *et al.* 2001a).

2.2.1 Efeitos da cimentação sob a matriz

Um dos modos de cimentação do solo é a densificação dos grãos de areia com partículas de silte e argila preenchendo os vazios (DUPAS e PECKER, 1979). Uma areia naturalmente cimentada e com uma significativa quantidade de finos é mais forte que aquelas com pouca quantidade ou sem finos. Isto é devido a alguns efeitos adicionais da cimentação nos próprios finos e na densidade aumentada obtida com a presença dos finos (CLOUGH, 1981).

Clough *et al.* (1981) realizaram ensaios em amostras de areia artificialmente cimentadas para verificar os efeitos da quantidade de agente cimentante e da densidade da areia na matriz de solo. Os resultados indicaram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pela quantidade de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica. Do mesmo modo, modos de ruptura são tidos como variantes com a pressão confinante, nível de cimentação e densidade da areia.

A coesão das misturas de solo-cimento reflete as diferenças da relação tensão-deformação em amostras com distintos graus de cimentação. Consistentes com a trajetória da relação tensão-deformação, os resultados mostram que o valor de coesão para cada quantidade de cimento e tempo de cura são independentes da quantidade de água utilizada (AKINMUSURU, 1987).

O volume de água em misturas solo-cimento deve ser, no mínimo, suficiente para que ocorram as reações de hidratação do cimento. Pequenas quantidades adicionais a este volume não possuem influência relevante nas reações.

Clough *et al.* (1981) apresentaram algumas contribuições nos componentes de resistência: (1) a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, (2) a deformação na mobilização da resistência de pico diminui com o grau de cimentação, (3) o aumento de volume é concentrado durante o cisalhamento sob uma variação menor na deformação e ocorre em deformações menores quando o grau de cimentação aumenta.

Em relação a areias naturalmente cimentadas, os resultados obtidos durante a investigação mostram que um alto grau de cimentação pode ser obtido com uma quantidade muito pequena de agente cimentante (AKINMUSURU, 1987).

Sabe-se que, no comportamento drenado, os efeitos da cimentação para amostras mais densas são muito menos significantes do que para amostras menos densas (HUANG e AIREY, 1993).

A mudança na linha de compressão normal é relacionada à mudança na distribuição granulométrica e mineralogia das partículas do solo, a qual ocorre quando são adicionados partículas de silte, sulfato de cálcio e gesso (HUANG e AIREY, 1993).

Em alguns estudos, comparações diretas entre o comportamento de solos cimentados e não cimentados são complicadas por dois fatores: primeiro, o solo cimentado tem baixa quantidade de água devido aos espaços vazios estarem preenchidos por cimento. Segundo, a presença do cimento talvez tenha outros efeitos no comportamento do solo, por exemplo, pela mudança na sua curva granulométrica (COOP e ATKINSON, 1993).

2.2.2 Efeito da cimentação nas deformações e nas propriedades mecânicas

A cimentação de solos, seja ela natural ou artificial, provoca algumas mudanças comportamentais nele. A seguir serão discorridas de forma breve algumas dessas alterações.

Geralmente, para areias homogêneas não cimentadas, espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade ou cresça com o incremento da densidade (SAXENA e LASTRICO, 1978).

Como se espera, a estrutura do solo-cimento inicialmente se comprime sob carregamento, mas a tendência da estrutura do solo-cimento dilata com deformação (como um material denso). A resistência ao cisalhamento coesiva é destruída com cerca de 1% de deformação e ao mesmo tempo a resistência ao atrito se torna predominante. É observado também que a altas pressões hidrostáticas de confinamento podem destruir a cimentação (SAXENA e LASTRICO, 1978). Aparentemente o ângulo de atrito sofre uma pequena modificação em virtude da mudança da granulometria do material.

A introdução de um agente cimentante na areia produz um material com dois componentes de resistência, um devido ao próprio cimento e outro devido ao atrito. O ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar ao de uma areia não cimentada (CLOUGH *et al.* 1981 e AKINMUSURU, 1987).

Em solos cimentados, o parâmetro de resistência predominante é a coesão, e a mesma aumenta com o incremento da quantidade de cimento em todos os tempos de cura (AKINMUSURU, 1987).

Quando ocorre o aumento de densidade de uma amostra cimentada, a quantidade de cimento necessária para a obtenção de resistências elevadas diminui. Huang e Airey (1991) mostram que em amostras com altas densidades existe muito mais contato entre as partículas de cimento e a areia, e as partículas de cimento preenchem muitos dos espaços vazios entre as partículas de areia.

A resistência residual de uma areia cimentada é próxima a de uma areia não cimentada (CLOUGH *et al.* 1981). No entanto, o ângulo de atrito crítico para solos cimentados ($\phi \sim 37^\circ$) é levemente mais baixo que o ângulo de atrito para o material não cimentado ($\phi \sim 40^\circ$), provavelmente devido a influência da cobertura das partículas pelo cimento. Por outro lado, as amostras cimentadas e não cimentadas atinjam essencialmente a mesma linha de estado crítico (COOP e ATKINSON, 1993).

Os efeitos principais da cimentação são o aumento da rigidez, da resistência de pico, do tamanho da superfície de plastificação para pressões confinantes menores que a pressão de pré-adensamento. Para pressões confinantes mais altas, as partículas de cimento têm aparentemente efeitos muito menores no comportamento (HUANG e AIREY, 1993).

As altas deformações ocorridas no estado de pico para ensaios em tensões intermediárias não podem ser sustentadas por uma estrutura cimentada. Uma revisão nos dados revela a quebra da estrutura quando atingido deformações axiais de 0,3 a 0,7%, as quais representam o início da plastificação da estrutura cimentada (COOP e ATKINSON, 1993).

Observa-se que uma magnitude mais alta de cimentação permite ao solo atingir valores mais altos de tensões principais antes da plastificação. Entretanto, as curvas de consolidação convergem em direção àquelas correspondentes ao solo não cimentado (GENS e NOVA, 1993).

Quanto aos parâmetros de tensão-deformação, a areia cimentada inicialmente tem comportamento rígido, aparentemente linear até o ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre crescentes deformações plásticas até a ruptura (SCHNAID *et al.* 2001).

Segundo Consoli *et al.* (2003), a utilização de camadas cimentadas como reforço de fundação aumenta notavelmente a capacidade de carga do solo, as deformações na ruptura são minimizadas e o comportamento do solo torna-se claramente frágil.

2.2.3 Efeitos da tensão de confinamento na cimentação

É sabido que a tensão confinante, dependendo de sua magnitude, pode influenciar na resistência de um solo cimentado. Tensões muito elevadas podem provocar a modificação do índice de vazios da amostra tornando-a ligeiramente mais compacta. Em determinados solos, pequenas alterações na porosidade da mistura provocam grande incremento de resistência.

Em relação ao comportamento tensão-deformação pode-se dizer que a variação da deformação na ruptura das amostras é grande para a mesma tensão confinante em materiais contendo a mesma parcela de finos, mas em porcentagens de cimento distintas (isto é, do mesmo grupo) (SAXENA e LASTRICO, 1978).

Tendências básicas observadas no comportamento tensão-deformação e mudança de volume das areias naturalmente cimentadas também são observadas em areias artificialmente cimentadas (CLOUGH *et al.* 1981).

Uma característica comum observada entre areias moderada e fracamente cimentadas é que a rigidez e a resistência de pico aumentam com o incremento da pressão confinante (CLOUGH *et al.* 1981).

Segundo Akinmusuru (1987) e Consoli *et al.* (2003), a rigidez e a resistência de pico aumentaram com o incremento da tensão confinante, no que diz respeito ao comportamento tensão-deformação. A fragilidade das amostras é um indicador do nível de cimentação entre os grãos de areia e o cimento. Quanto mais cimentada a amostra, mais frágil será o seu comportamento frente a ruptura.

Segundo Lade e Overton (1990), o efeito da cimentação é muito menor em comparação com efeitos friccionais em altas tensões confinantes. Os dados de ensaios mostram que o módulo inicial (isto é, a rigidez) aumenta com a tensão confinante e com a quantidade de cimentação. A resistência à ruptura aumenta com a tensão confinante e diminui com o aumento da quantidade de cimentação. O solo compactado apresentou comportamento dúctil seguindo o

pico de ruptura, em que o comportamento se torna altamente frágil com o aumento da quantidade de cimento (LADE e OVERTON, 1990).

A deformação volumétrica indica que a taxa de dilatação na ruptura diminui com o aumento da pressão confinante. Assim, o aumento da rigidez causado pelo incremento da quantidade de cimentação claramente tem efeito no comportamento da deformação volumétrica. O intercepto coesivo e a tensão de resistência à tração crescem com o aumento da cimentação. As inserções também mostram que o ângulo de atrito em baixas variações de tensões cresce com o aumento da cimentação (LADE e OVERTON, 1990).

Para amostras com pressão confinante abaixo da tensão de cedência (escoamento), no comportamento não-drenado, a porcentagem de ganho na resistência para uma dada quantidade de cimento diminui com o aumento da densidade. Quando a tensão confinante excede a tensão de pré-adensamento seguida de tensões muito semelhantes, observam-se respostas na deformação independente da quantidade de cimento e diferenças na tensão última aparentemente diminuem (HUANG e AIREY, 1993).

As baixas tensões confinantes da resistência de pico resultam da componente coesiva da cimentação, mas em tensões mais altas o solo se tornam puramente friccional (COOP e ATKINSON, 1993).

Isto sugere que a eficiência das ligações cimentantes é relativamente fraca, e que isto é menos efetivo a altas tensões e a pressões mais altas interparticulares, que são necessárias para acontecer a plastificação em solos mais densos. Ainda, a cimentação tem relativamente efeitos menores nas respostas volumétricas e poropressões, ao menos quando comparadas a efeitos de pressão de confinamento e densidade (HUANG e AIREY, 1993).

O comportamento de areia artificialmente cimentada foi investigado em ensaios triaxiais a pressões confinantes de até 9 MPa. Os resultados mostraram um importante efeito na redução no volume específico com um aumento na quantidade de finos. Isto influencia ambos os comportamentos tensão-deformação e a resistência de pico nas deformações entre aquelas requeridas para fraturar as ligações cimentantes (COOP e ATKINSON, 1993).

Para ensaios a altas tensões, as trajetórias de tensões resultantes não têm picos significativos, já que as ligações cimentadas plastificaram durante o estágio de compressão inicial do ensaio e aparentemente tem pouca influência durante o cisalhamento. Em baixas tensões, solos não

cimentados carbonatados atingem estados de pico sobre a linha de estado crítico como resultado da dilatância, mas em amostras cimentadas isto ocorre até mesmo em tensões de cisalhamento de pico mais altas (COOP e ATKINSON, 1993).

Para solos cimentados, a matriz cimentante inicialmente suporta a tensão confinante, prevenindo a quebra das partículas. Quando o carregamento fratura a matriz, ele atinge as partículas, e então o início da quebra das partículas coincide com a plastificação das ligações cimentantes (COOP e ATKINSON, 1993).

Schnaid *et al.* (2001) observaram uma relação linear da resistência à compressão simples em função do teor de cimento das amostras ensaiadas. Concluíram também que o comportamento do solo é fortemente afetado pela cimentação, em se tratando de resistências tanto uniaxial quanto triaxial.

2.2.4 Efeitos da cimentação na resistência e rigidez

Quando comparada a rigidez ao cisalhamento de amostras sem cimento e cimentadas submetidas a condições de ensaios semelhantes, as amostras cimentadas apresentam, inicialmente, maior rigidez ao cisalhamento (SHARMA e FAHEY, 2003).

O comportamento da resistência da areia, no entanto, depende da contribuição da coesão criada pelas ligações da cimentação entre as partículas e resistência pelo atrito resultante do deslizamento entre os grãos (SAXENA e LASTRICO, 1978).

A transição entre os modos de ruptura frágil e dúctil aparenta estar relacionada à contribuição dos componentes da cimentação, friccionais, e dos mecanismos de resistência da areia (CLOUGH *et al.* 1981).

A rigidez e a resistência aumentam com a tensão confinante, devido a um componente friccional granular. As areias geralmente apresentam um aumento de volume no cisalhamento, que decresce com o aumento da pressão confinante (CLOUGH *et al.* 1981).

Uma característica importante mostrada nas curvas tensão-deformação é que o pós-pico é altamente dependente do grau de cimentação e da pressão confinante. Solos fortemente cimentados apresentam um comportamento frágil na ruptura em quaisquer níveis de tensão confinante, já solos moderada ou fracamente cimentados, o aumento da pressão confinante delimita a transição entre o comportamento frágil e dúctil (CLOUGH *et al.* 1981).

Uma areia fracamente cimentada apresenta um modo de ruptura frágil a baixas pressões confinantes com uma transição à ruptura dúctil em altas pressões confinantes (CLOUGH *et al.* 1981).

Hamidi e Haeri (2008), realizaram um estudo do comportamento (módulo tangente) de um solo cimentado (frente a rigidez) composto basicamente por areia e agregados em igual proporção. Ao final do estudo, eles concluíram que, aparentemente, para misturas com até 4% de agente cimentante, a utilização da cal proporciona respostas melhores; todavia, para inclusões acima de 4%, o cimento proporciona um melhor desempenho.

Para agentes cimentantes com comportamento frágil, as ligações de cimentação são quebradas em deformações muito pequenas enquanto a componente de atrito é mobilizada para grandes deformações (CLOUGH *et al.* 1981).

As consequências da cimentação nos parâmetros de resistência e deformação mostram que, em areias, o efeito básico de um intercepto coesivo rege a resistência à tração, aumenta a rigidez, mas não modifica significativamente seu ângulo de atrito. A rigidez, resistência à tração e intercepto coesivo são todos sensíveis a quantidade e natureza do agente cimentante (CLOUGH *et al.* 1981).

Os fatores que podem influenciar a relação tensão-deformação do solo-cimento incluem o nível de água adicionado (o qual pode indicar o grau de hidratação do cimento), o tempo de cura e a quantidade de cimento presente. A tensão de pico geralmente aumenta com o tempo de cura, mostrando que as amostras de solo-cimento tornam-se mais frágeis com o aumento do tempo de cura. Existe uma variação aguda do módulo de deformação com o tempo de cura, implicando assim em uma pequena sensibilidade do comportamento tensão-deformação a quantidade de água (AKINMUSURU, 1987).

A coesão e ângulo de atrito obtidos em ensaios triaxiais são de importância muito significativa no comportamento tensão-deformação (AKINMUSURU, 1987).

Um parâmetro para comparação da rigidez das amostras é o módulo de deformação. Seu valor, no entanto, depende das propriedades do material, as quais são ditadas pela quantidade de agente cimentante presente, pela umidade envolvida no processo de cimentação e, conseqüentemente, pelo o nível de hidratação do cimento (AKINMUSURU, 1987).

O comportamento tensão-deformação e as resistências das areias cimentadas são afetadas pela quantidade de agente cimentante presente tanto quanto o tempo de cura das amostras em condições de umidade controlada (AKINMUSURU, 1987).

Allman e Poulos (1988) usaram cimento Portland para criar cimentações artificiais, e concluíram que, em um carregamento isotrópico, o principal efeito dela é a redução no volume específico inicial do solo e o aumento na tensão de plastificação quando ocorre o aumento da quantidade de cimento. A cimentação resulta no incremento da resistência e da rigidez, o que acontece junto com o aumento da quantidade de cimento.

Airey e Fahey (1991) investigaram calcarenita naturalmente cimentada e concluíram que, sob compressão isotrópica, pontos de plastificação bem definidos podem ser identificados onde atribui-se a quebra da cimentação.

O efeito da cimentação na resistência ao cisalhamento em altas tensões confinantes é substancialmente reduzido devido ao cisalhamento e quebra de grandes partículas produzidas pela cimentação. Isto não produz taxas de dilatação diferentes que são encontradas em solos não cimentados compactados. A trajetória de tensões para solos cimentados é altamente curvada (LADE e OVERTON, 1990).

Segundo Lade e Overton, (1990), a curvatura das trajetórias de tensões para argamassa e solo-cimento são mais pronunciadas do que para solo compactado. Assim, uma maior rigidez do solo cimentado o previne de deformações excessivas durante a consolidação.

No comportamento não drenado, a cimentação aumenta a rigidez e a resistência de pico, além de que diminui a deformação axial (resistência de pico), torna a amostra mais frágil e causa um ligeiro aumento da poropressão (HUANG e AIREY, 1993).

Amostras não drenadas apresentam uma rigidez aproximadamente linear responsável por um limite de plasticidade claramente definido seguido por um amolecimento próximo do estado último. Com o aumento da tensão confinante, a rigidez aumenta ligeiramente, a resistência de pico aumenta, o pós-pico cai e o excesso de poropressão muda de negativo para positivo (HUANG e AIREY, 1993).

Vaughan *et al.* (1988) realizaram um estudo para o comportamento de solos cimentados, e concluíram que estes materiais podem atingir estados fora da linha de compressão normal

para um solo equivalente não cimentado ou desestruturado; contudo, um carregamento contínuo (durante a plastificação) resulta em uma compressão relativamente rápida já que o estado move-se através da linha de compressão normal para solos desestruturados (COOP e ATKINSON, 1993).

Também na resistência a compressão simples foi observado que a eficiência da cimentação aumenta com a densidade (HUANG e AIREY, 1993).

Se um certo comportamento inicial (trajetória de tensão) é atingido, então o comportamento se torna não linear e as deformações permanentes mantêm-se mesmo após o descarregamento (GENS e NOVA, 1993).

O comportamento de uma areia cimentada carbonatada - que com frequência imagina-se ser de difícil determinação - pode ser descrito pela mecânica dos solos convencionais. O comportamento do calcarenito natural assemelha-se bem com o da areia carbonatada, e este estudo pode ser aplicado a outros solos naturalmente cimentados (COOP e ATKINSON, 1993).

Um aumento no peso específico seco resulta em um aumento significativo na resistência de pico, sendo que o excesso de poropressão se torna mais negativo (HUANG e AIREY, 1993).

A adição de cimento causa uma mudança na linha de compressão normal e, portanto, um aumento na tensão aparente de pré-adensamento. A cimentação causa um aumento do local de plastificação, em parte devido ao aumento da tensão de pré-adensamento, e também como resultado das ligações (HUANG e AIREY, 1993).

Um incremento na quantidade de cimento resulta no aumento da resistência de pico, no aumento da rigidez e da dilatação, e na diminuição da deformação durante a ruptura para tal tensão confinante (HUANG e AIREY, 1993).

Segundo Consoli *et al.* (2012), a razão entre o módulo de cisalhamento e a sua resistência a compressão simples (μ/q_u) apresenta uma variação quase linear quando apresentados em função do índice n/C_{iv} (razão entre a porosidade e porcentagem volumétrica de cimento).

2.3 MEDIDAS DE RIGIDEZ

Segundo Sharma e Fahey (2003), o dimensionamento do movimento das estruturas e a interação solo-estrutura exige o conhecimento da rigidez do solo. O módulo de cisalhamento inicial atualmente é considerado uma propriedade de rigidez fundamental em projetos e em rotina de cálculos em que são utilizadas análises numéricas. Ainda, estudos recentes em geomateriais revelaram que o comportamento de tensão-deformação de solos é altamente não-linear e a rigidez do solo pode decair com pequenas variações de pressão.

O módulo de cisalhamento ou cisalhante, μ , é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento. É reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada obtenção. Para uma mesma estrutura geotécnica, a rigidez do solo varia conforme a posição e as cargas aplicadas consideradas no dimensionamento (ATKINSON, 2000).

A determinação exata do tempo de chegada de uma onda de cisalhamento utilizando *bender elements* pode ser gravemente afetada por uma combinação de efeitos de campos magnéticos e ondas refletidas. Estes podem mascarar a primeira chegada de onda, tornando difícil a sua detecção no domínio do tempo (BONAL *et al.* 2012). Além desses fatores difíceis de controlar, é sabido que condições inerentes à amostra, como mineral componente dos grãos, formato dos grãos, tensão efetiva no sentido da onda, presença de água e densidade relativa, também influenciam nas ondas.

2.3.1 Transdutores piezoelétricos

A piezoelectricidade possui a capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica ou vice-versa. Ela permite que os transdutores piezoelétricos funcionem como atuadores ou receptores (FERREIRA, 2003). É comum o mesmo transdutor realizar ambas as funções.

A piezoelectricidade caracteriza-se pelo surgimento de um potencial elétrico em alguns cristais singulares na natureza quando são submetidos a forças mecânicas. Tais cristais possuem eixos polares, tais como o quartzo, a turmalina, o lítio, entre outros.

Os elementos piezocerâmicos são constituídos por uma ou mais placas piezocerâmica que, ao serem excitados, deformam-se perpendicular ou longitudinalmente em relação ao seu eixo, produzindo movimentos de extensão ou compressão do material cerâmico.

Os elementos duplos, compostos por duas finas placas piezocerâmicas, constituem os tipos mais versáteis de transdutores, pois podem desenvolver movimentos de extensão e compressão (como elementos simples) e movimentos de flexão. Essa deformação em curvatura acontece quando uma placa sob tensão se contrai enquanto a outra expande, gerando um movimento conjunto de flexão.

A deformação de um elemento piezocerâmico polarizado depende essencialmente da sua forma e composição, da direção de polarização e do modo de aplicação do campo elétrico (BRIGNOLI *et al.* 1996).

2.3.2 *Bender elements*

O uso de *benders elements* é atualmente uma das técnicas mais populares não-destrutivas para a determinação dos módulos de elasticidade e de cisalhamento em solos (ALVARADO e COOP, 2011).

Trata-se de um método simples utilizado para a obtenção do módulo de cisalhamento elástico de um solo a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik e Madshus (1985) como menor que 10^{-5} . Desta forma, o módulo de cisalhamento estimado é μ , referente a deformações muito pequenas.

Um *bender element*, transdutor de flexão, é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e a eletrodos nas faces exteriores. A lâmina central funciona como material de reforço, já que as placas cerâmicas são muito frágeis para o manuseio. O material piezoelétrico encontra-se envolvido por uma resina epóxi rígida, que o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e a água (HEINECK, 2002; FERREIRA, 2003).

De acordo com Rio (2006), *bender elements* são instrumentos cerâmicos piezoelétricos utilizados em ensaios geotécnicos laboratoriais. Eles funcionam como *cantilevers* - quando são excitados por uma diferença de potencial eles flexionam-se. Estes transdutores geralmente são utilizados em pares, em que um elemento excitado eletricamente opera como um

transmissor e o outro como um receptor. O sinal elétrico enviado ao transmissor transforma-se em um movimento mecânico que perturba o meio sob forma de ondas mecânicas. Quando alguma dessas ondas atinge o receptor, ela se transforma em um impulso elétrico novamente.

Segundo Schmalz *et al.* (2007), o desenvolvimento desta nova tecnologia veio da necessidade de desenvolver um método simplificado, conveniente e rentável para a determinação do módulo de cisalhamento em pequenas amostras de solos sem sacrificar a precisão. Antes do desenvolvimento bem sucedido dos *benders elements*, o método mais comum para determinar o módulo de cisalhamento era o ensaio de coluna ressonante, o que, embora fosse realizado em laboratório, utilizando um equipamento relativamente complexo e operado por técnicos experientes, era demorado, caro e sujeito a erros do operador.

Em 1984, o Instituto Norueguês de Geotecnia comparou os resultados de ensaio realizados com *benders elements* com os resultados produzidos por uma coluna ressonante (técnica convencional) e observou respostas semelhantes, dentro dos limites de erros experimentais. Normalmente, a precisão dos resultados gerados pelo uso de *benders elements* é influenciada por dois fatores. Primeiro é a confiabilidade da configuração do emissor e do receptor e o segundo é a confiabilidade do método de interpretação utilizado na análise dos resultados (DENIZ, 2008).

Ferreira *et al.* (2007) também compararam resultados obtidos por meio de *benders elements* e de colunas ressonantes e também obtiveram resultados muito próximos concluindo que a técnica é adequada para o uso geotécnico.

Através do uso de transdutores piezocerâmicos, é possível determinar o módulo de cisalhamento (*bender elements*) e também o módulo de compressão (*extender elements*). A diferenciação entre a determinação do módulo de cisalhamento ou de compressão é realizada através do tipo de onda propagada no corpo de prova. A determinação do módulo é alcançada medindo-se a velocidade da onda emitida no corpo de prova e a associando com a densidade relativa da amostra. A equação 2.1 apresenta a equação geral para a determinação dos módulos por meio da utilização de sensores piezoelétricos.

$$M \text{ ou } \mu = \rho \times V_{p \text{ ou } s}^2 \quad (\text{eq. 2.1})$$

Onde:

- M Módulo de compressão (N)
- μ Módulo de cisalhamento (N)
- ρ Densidade aparente da amostra (kg/m^3)
- V_p Velocidade da onda de compressão (m/s)
- V_s Velocidade da onda de cisalhamento (m/s)

Uma das vantagens deste tipo de ensaio é ser uma técnica não destrutiva (HEINECK, 2002; HEINECK *et. al.* 2005).

2.3.3 Ondas sísmicas

De acordo com Caberlon (2008), as ondas de tensão e de deformação geradas a partir de um ponto em um meio elástico difundem-se em todas as direções com velocidades finitas de propagação. Em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, podem ser consideradas ondas planares, também chamadas de ondas internas ou volumétricas, por envolverem no seu movimento todo o volume do meio, podendo assumir-se dois tipos distintos de movimento das partículas: de dilatação e de cisalhamento. A cada tipo de movimento corresponde um dos dois tipos de ondas volumétricas.

As ondas de dilatação, habitualmente conhecidas por ondas longitudinais, primárias, de compressão ou simplesmente ondas P, propagam-se através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda. Esse movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direção, não ocasionando quaisquer rotações. Assim, pode-se afirmar que essas ondas possuem apenas um grau de liberdade (ELMORE e HEALD, 1969). A velocidade de propagação das ondas P é a mais elevada dentre todas as ondas sísmicas.

As ondas de cisalhamento, denominadas ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S, propagam-se no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas. A direção do movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação da onda, podendo distinguir-se de duas formas independentes de movimento, consoante a sua direção de polarização: as ondas SH (horizontalmente polarizadas) e as ondas SV (verticalmente polarizadas). Desse fato se assume que as ondas S têm dois graus de liberdade (CABERLON, 2008).

Para a realização de medidas de rigidez, normalmente utiliza-se ondas quadráticas para a determinação do módulo de compressão (ondas P) e ondas senoidais para a determinação do módulo de cisalhamento (ondas S). O uso dessas determinadas ondas devem-se a melhor resposta de leitura em termos de amplitude e clareza de sinal.

De acordo com Caberlon (2008), as velocidades de propagação das ondas de compressão e de cisalhamento, V_p e V_s , respectivamente, dependem diretamente das características do meio, assumido como elástico infinito, homogêneo e isotrópico, onde são propagadas. As equações 2.2 e 2.3, deduzidas a partir das equações gerais do movimento, traduzem essa dependência.

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (\text{eq. 2.2})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \left(\frac{1}{1 + \nu}\right)} = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (\text{eq. 2.3})$$

Onde:

- M Módulo de compressão (N)
- μ Módulo de cisalhamento (N)
- ν Coeficiente de Poisson
- ρ Densidade aparente da amostra (kg/m^3)
- V_p Velocidade da onda de compressão (m/s)
- V_s Velocidade da onda de cisalhamento (m/s)
- E Módulo de Young (N)

Na Figura 2.1 “a” e “b”, são apresentados os modos de propagação das ondas P e S, respectivamente.

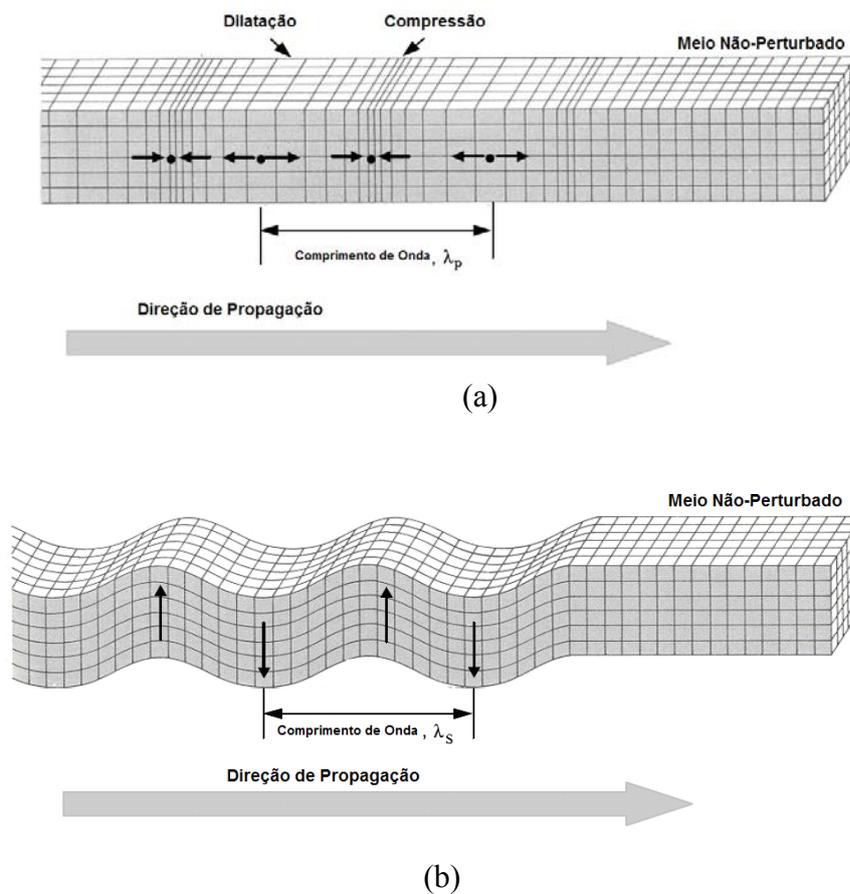


Figura 2.1 – Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S. (adaptado de Stokoe e Santamarina, 2000)

2.3.4 Método de interpretação dos resultados

Basicamente, existem dois métodos para a determinação da velocidade através do uso de transdutores piezocerâmicos. O primeiro é no domínio de frequência, que alguns autores afirmam ser o método mais confiável. O segundo, e que foi utilizado nesse trabalho, é baseado na identificação do primeiro instante de chegada da onda.

O método de análise no domínio da frequência não foi adotado nesse trabalho pois, nos ensaios preliminares, não foram obtidos resultados coerentes.

O intervalo de tempo entre o pico do sinal transmitido pelo osciloscópio e o primeiro pico principal do sinal recebido é considerado como o tempo de viagem da onda. Devido ao efeito de dispersão causado pela geometria da amostra, bem como à natureza de absorção de energia do solo, o sinal recebido é geralmente distorcido para extensões diferentes e perde força

dependendo da magnitude da distância entre o transmissor e o receptor. Nestas circunstâncias, por vezes torna-se difícil a determinação do primeiro pico principal em virtude dos vários picos consecutivos com diferenças muito pequenas de amplitude. A Figura 2.2 apresenta o resultado da propagação de ondas S através de uma amostra.

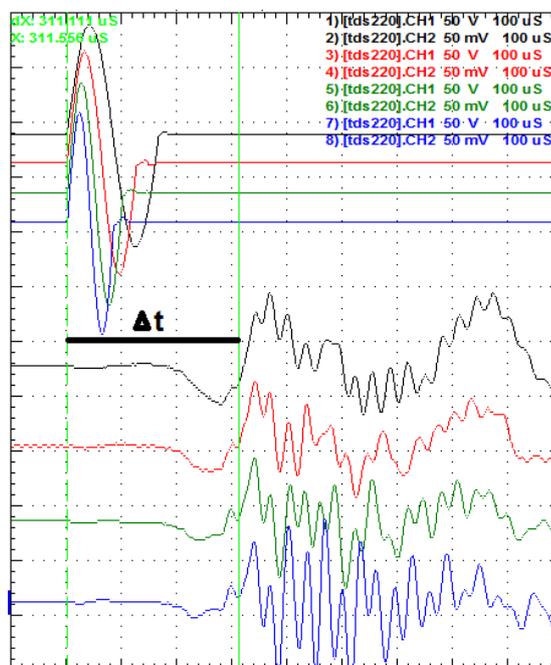


Figura 2.2 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.

Os primeiros pesquisadores a utilizar este ensaio (ABBISS, 1981; DYVIK e MADSHUS, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.

2.4 CONE PENETRATION TEST (CPT)

A investigação do subsolo deve ser feita de modo a que seja possível definir o perfil geotécnico no subsolo, o que inclui identificar as camadas, a sua espessura e o tipo de solo, a

posição do nível d'água e seus parâmetros mecânicos e hidráulicos. O procedimento ideal para a obtenção dessas informações é utilizar um método de ensaio de campo que possibilite fazer a perfilagem do subsolo e a estimativa de parâmetros mecânicos de cada camada. A partir dessa investigação, se for necessário ao projeto, identifica-se as camadas críticas, para que sejam feitos ensaios específicos, no laboratório ou no próprio campo, para determinação dos parâmetros mecânicos de interesse (GIACHETI e QUEIROZ, 2004).

De acordo com Barentsen (1936) *apud* Meigh (1987), a prática de cravar hastes no solo para determinar a sua resistência é bastante antiga, ainda anterior a 1917, quando começaram a ocorrer os primeiros aprimoramentos. Entretanto foi em 1934, na Holanda, que o CPT foi apresentado, passando por modificações até os dias atuais.

Nos Estados Unidos, o procedimento está normalizado de acordo com a ASTM D3441 (2004) (GIACHETI e QUEIROZ, 2004). No Brasil, o procedimento de ensaio é padronizado pela norma brasileira NBR 12.069/91, porém há diferenças quanto aos dados obtidos durante o ensaio, que podem ser classificados em 3 categorias: cone mecânico, cone elétrico e piezocone. Este último se diferencia por permitir medidas elétricas da resistência de ponta e do atrito lateral, além de permitir contínua monitoração das poropressões geradas durante o processo de cravação (MOTTA, 2008).

O Cone Penetration Test (CPT) é um ensaio difundido para caracterização de substratos. A popularidade do CPT para explorações subterrâneas deve-se à sua confiabilidade, rapidez, economia, continuidade do perfil e quantidade de informações que podem ser obtidas a partir de um único teste (TUMAY e KURUO, 2001).

O CPT tem quatro funções principais: (i) identificar o perfil e os tipos de solos presentes nele; (ii) interpolar os dados obtidos com o controle da cravação; (iii) avaliar os parâmetros de engenharia dos solos e (iv) avaliar a capacidade de comportamento após receber uma carga (MEIGH, 1987).

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica que é conectada à extremidade de um conjunto de hastes, sendo introduzida no solo a uma velocidade constante igual a 2 cm/s. O cone tem vértice de 60° e um diâmetro típico de 35,68 mm (que corresponde a uma área de 10 cm²). O diâmetro das hastes é igual ou menor ao diâmetro do cone. Durante o ensaio, a resistência à penetração da ponta do cone é medida constantemente. Também é medida a resistência de penetração de uma luva de atrito, que é alojada logo atrás do cone

(MONDELLI, 2004). Os sistemas de reação para cravação do penetrômetro, em terra firme, geralmente são os caminhões. Já em campanhas realizadas no mar, o CPT é executado enviando até a sub-superfície do oceano uma plataforma da qual o penetrômetro é introduzido no solo (RODRIGUES, 1993). Ainda o mesmo autor afirma que o parâmetro mais importante obtido através do CPT é a resistência de ponta à sua penetração. Essa resistência à penetração reflete o estado físico e as características da massa de solo. O comportamento mecânico de uma massa de areia pode ser definido quantitativamente desde que seja conhecido o estado físico da massa de solo e as propriedades físicas do material que compõe as partículas da areia.

Em 2009, Robertson publicou um artigo sobre interpretação de ensaios de CPT, no qual afirma que os parâmetros obtidos por meio de ensaios de CPT podem ser utilizados para fornecer uma estimativa do tipo de comportamento do solo. Entretanto, nem sempre essa estimativa está de acordo com as classificações de solo tradicionais, as quais baseiam-se na granulometria e nos Limites de Atterberg (USCS e HRB). Este autor ainda recomenda cautela na classificação de solos com base em ensaios de CPT, principalmente na transição de horizontes de solos com diferentes resistências e rigidez. Isso se deve a coleta contínua de resultados durante o ensaio, os quais podem ser produtos da combinação entre as propriedades de dois solos diferentes.

Algumas características devem ser consideradas durante a realização do ensaio, uma vez que estas podem influenciar consideravelmente nos resultados: a verticalidade do conjunto, a calibração dos sensores, as referências para saber a profundidade e ainda a velocidade de cravação (uniforme).

Além do cone padrão, que é largamente conhecido pela comunidade geotécnica, o *Louisiana Transportation Research Center* desenvolveu um minicone, que possui um diâmetro de 12,7 mm, uma luva de atrito de 150 mm e uma velocidade constante de cravação de 20 mm/s. Esse equipamento foi desenvolvido para ser aplicado em ensaios da área de pavimentação em trechos inacabados e mesmo nos já concluídos sem mobilizar grandes equipamentos. Devido a sua restrição de prospecção (12 m), não é recomendado para grandes fundações (GIACHETI e QUEIROZ, 2004).

Devido a dificuldade de obtenção de parâmetros geotécnicos de resistência em solos fracamente cimentados, principalmente em função da amostragem e também pela

heterogeneidades desses depósitos, tornou-se comum a utilização de ensaios de cone para esse fim.

Sales (1998) fez uso de um ensaio de cone para avaliar o ganho de resistência de uma camada solo, a qual foi executada com o solo local misturado a cimento. Segundo ele, verificou-se um significativo aumento do valor de resistência de ponta quando comparando o ensaio executado na camada tratada em relação a um ensaio feito no solo local.

Enayatpour *et al.* (2009) realizaram ensaios com um cone dinâmico em amostras de solo cimentado. Nesse estudo foram realizados ensaios com três solos diferentes, sendo um para controle e dois tratados com cimento e cal. As porcentagens de cimento utilizadas foram 5% e 10% e de cal 4% a 8%. Por fim, foram feitas comparações entre ensaios de resistência a compressão simples e profundidades de cravação do cone após a queda do peso do martelo.

De acordo com Tumay e Kurup (2001) após a realização de uma série de testes *in situ*, há um fator de correção para a utilização de resultados de resistência de ponta (q_c) de minicones (2 cm²) para cones padrão (10 cm²). O fator é de 0,85 e o valor corrigido pode ser obtido pela equação 2.4.

$$q_c^{(10\text{ cm}^2)} = 0,85x q_c^{(2\text{ cm}^2)} \quad (\text{eq.2.4})$$

Ao cravar-se um cone em um solo cimentado, ocorre em seus arredores uma mudança do estado inicial de tensões do solo. Em câmaras de calibração, dependendo do nível de cimentação, da porosidade e da tensão de confinamento, a inserção de uma haste poderá provocar o aparecimento de fissuras, com maior ou menor intensidade.

Os minicones podem ser empregados em várias outras situações. Uma das opções é a sua aplicação para a realização de simulações em centrífugas. No entanto, de acordo com Bolton *et al.* (1993) *apud* Gui e Bolton (1998), para a interpretação desses resultados, em geral, a resistência de ponta (q_c) deve ser normalizada em relação à tensão efetiva (σ'_v) e a profundidade de prospecção (pp) em relação ao diâmetro do cone (B). Esquivel e Silva (2004) também utilizaram um mini piezocone para realizar ensaios em centrífuga na Universidade do Colorado. Eles realizaram ensaios em argilas consolidadas e não consolidadas e ainda em areias na tentativa de determinar os efeitos de escala; todavia, não detectaram nenhuma diferença dentro da gama de escalas adotadas. Entretanto, segundo Schneider *et al.* (2007),

deve-se agir com cautela ao extrapolar parâmetros obtidos em centrífugas com piezocones devido a sensibilidade dos ensaios, principalmente em relação à velocidade de cravação.

Fonini (2008) projetou e utilizou um minicone para verificar ganhos de resistência em solos arenosos submetidos a técnica de eletrocinética.

Em 2008, Rattley *et al.* realizaram ensaios de minicone em centrífuga. Os autores realizaram ensaios em amostras cimentadas e não cimentadas (1, 3 e 5%). Em seus resultados, é possível verificar o ganho de resistência de ponta com o incremento das diferentes porcentagens de cimento quando comparados com ensaios com a mesma tensão de confinamento. Todavia, não foi explicitada por eles nenhuma equação capaz de fornecer algum parâmetro desejado em função das variáveis utilizadas.

Outra possibilidade de utilização foi relatada na Austrália por Joer *et al.* (1995), em que o minicone foi utilizado para simular prospecções de cone padrão em diferentes formações de solos calcários, facilmente encontrados em obras *offshore* naquele país. O minicone era cravado em uma célula triaxial modificada e, através de variações no tamanho da amostra e na tensão confinante, era possível investigar as influências das condições de contorno e do nível de tensões sobre a resistência de ponta.

Puppala *et al.* (1995) realizam um número considerável de ensaios de minicone em areia fracamente cimentada. Foram feitos ensaios com adições de 0%, 1% e 2% de cimento, sendo estes submetidos a tensões verticais efetivas que variaram de 50kPa a 300kPa. Todos os ensaios foram realizados em uma câmara de calibração, na qual não era possível aplicar tensões laterais. Os autores concluíram que os resultados demonstraram a grande importância da adição do cimento nos parâmetros de resistência da areia.

De acordo com os dados apresentados, fica claro que a aplicabilidade de minicones no desenvolvimento de atividades geotécnicas possui grande valor em várias sub-áreas ligadas à geotecnia, porém, é de fundamental importância a avaliação dos dados produzidos pelos equipamentos, sempre que possível calibrando-os com ensaios em escala de tamanho real.

A execução de ensaios de minicone em solos cimentados, mesmo quando a cimentação é fraca, é limitada principalmente pela sensibilidade das peças que os compõem. Porém, é notável a confiabilidade dos resultados fornecidos por tal ensaio, visto que eles são obtidos de forma contínua ao longo do perfil prospectado.

2.4.1 Classificação dos solos com base em ensaios CPT

A seguir serão apresentadas algumas cartas de classificação dos solos baseadas em ensaios CPT. As classificações aqui apresentadas não contemplam medidas de poropressão.

A primeira carta de classificação dos solos baseada em ensaios CPT foi proposta por Begemann (1965), sendo que ele utilizou como dados de entrada a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). A regra geral dessa classificação era que a resistência de ponta era diretamente influenciada pela granulometria do material. Para a confecção da carta foram utilizados ensaios provenientes de um cone mecânico realizados em uma única região; por isso a sua utilização era bastante limitada e possuía solidez apenas para um local específico. A Figura 2.3 apresenta a carta proposta por Begemann (1965).

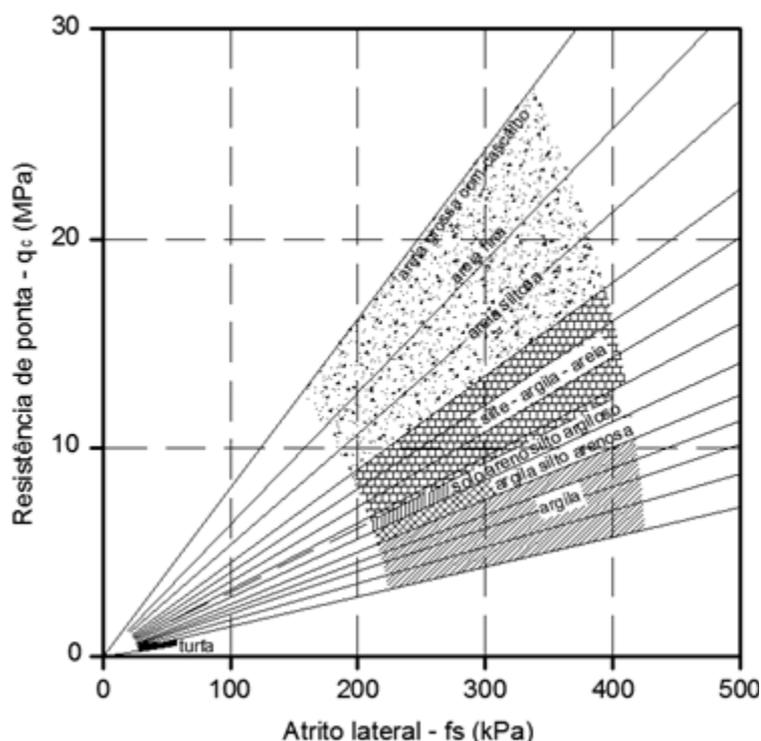


Figura 2.3 – Classificação de solos proposta por Begemann (1965)

Posteriormente, foram apresentadas novas cartas por Sanglerat *et al.* (1974) e Schmertmann (1978) obtidas ainda através de cones mecânicos. Somente no ano de 1981, Douglas e Olsen apresentaram uma carta confeccionada a partir de dados de cone elétrico, que, de acordo com Fellenius e Eslami (2000), contava com diferenciações entre tipos de solo, tendências para o limite de liquidez para granulometria e ainda fazia referências a magnitudes de f_s . A classificação proposta por Douglas e Olsen (1981) está apresentada na Figura 2.4.

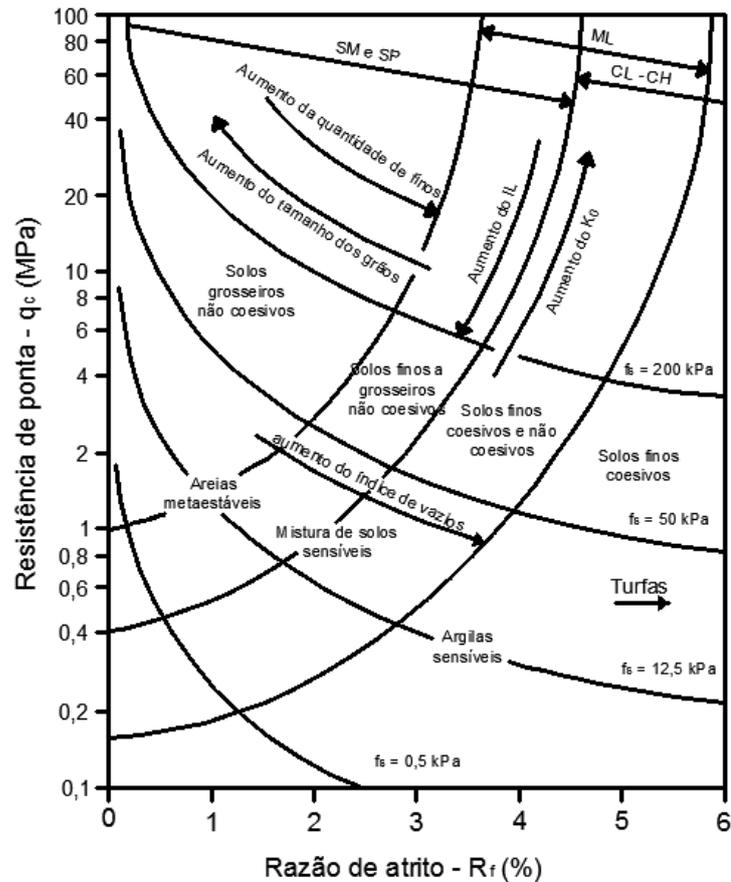


Figura 2.4 – Classificação de solos proposta por Douglas e Olsen (1981)

Além das classificações apresentadas, ao longo do tempo surgiram outras, quase que em sua totalidade derivadas de ensaios de cone com medidas de poropressão. Desconsiderado as cartas dependentes de medidas de poropressão foram analisadas mais duas classificações para a determinação dos tipos de solo prospectado, uma proposta por Robertson e Campanella (1983) e a outra somente por Robertson (1986), as quais aparecem, respectivamente, nas Figuras 2.5 e 2.6 com os resultados dos ensaios.

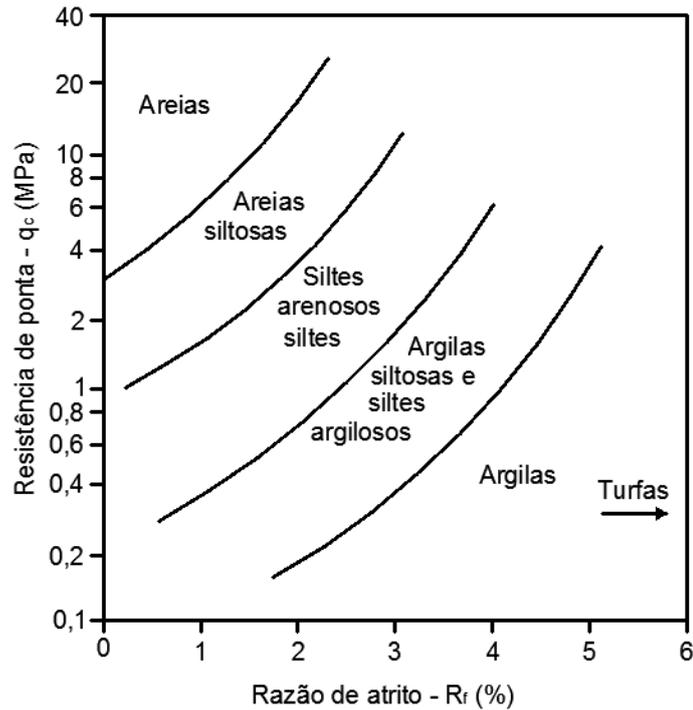


Figura 2.5 – Classificação de solos proposta por Robertson e Campanella (1983)

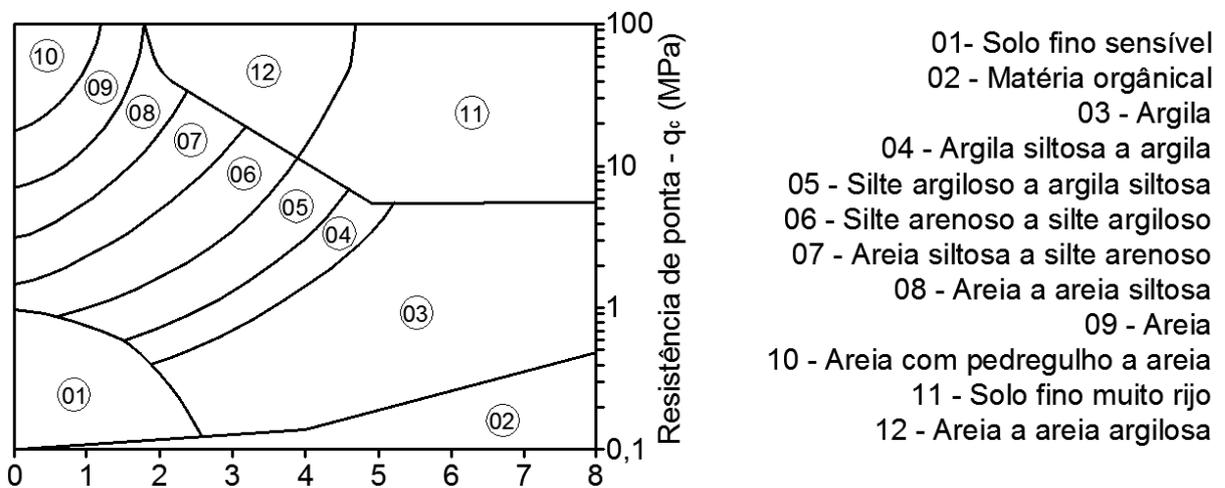


Figura 2.6 – Classificação de solos proposta por Robertson (1986)

Em 1990, Robertson apresentou uma nova carta na qual propôs o uso de dados normalizados e adimensionais para a entrada. Essa carta foi desenvolvida para a classificação de solos a partir de ensaios CPTU, todavia, também poderia ser utilizada para ensaios de CPT. Quando não há medidas de poropressão, os dados de entrada são a resistência de ponta e a razão de atrito, ambos valores normalizados. A Figura 2.7 apresenta a carta proposta por Robertson

(1990) enquanto a obtenção dos valores normalizados deve ser realizada pelas equações 2.5 e 2.6.

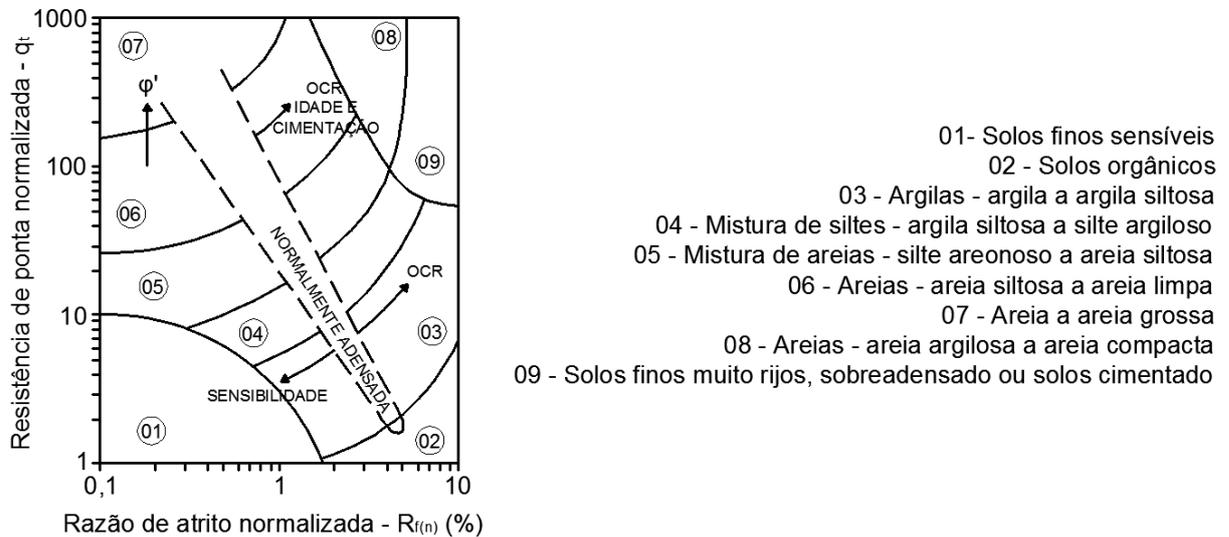


Figura 2.7 – Classificação de solos proposta por Robertson (1990)

$$q_t = (q_c - \sigma_v) / \sigma'_v \quad (\text{eq. 2.5})$$

$$R_{f(n)} = [f_s / (q_c - \sigma_v)] \times 100 \quad (\text{eq. 2.6})$$

Onde:

- q_t Resistência de ponta normalizada
- $R_{f(n)}$ Razão de atrito lateral normalizada
- q_c Resistência de ponta (kPa)
- f_s Resistência ao atrito lateral (kPa)
- σ_v Tensão vertical total (kPa)
- σ'_v Tensão vertical efetiva (kPa)

Posteriormente às cartas apresentadas surgiram outras, todavia, praticamente todas realizavam normalizações em relação à poropressão medida durante o ensaio.

2.5 TEORIA DE HOMOGENEIZAÇÃO

Atualmente é possível verificar um número crescente de pesquisas que utilizam a teoria da homogeneização para a previsão comportamental de misturas solo aglomerante. Todavia, estas ainda estão restritas a aplicações laboratoriais.

A modelagem micromecânica constitui a mais recente linha de pesquisa na modelagem numérica de solos, impulsionada pela convicção cada vez mais crescente no meio científico geotécnico do rol fundamental da microestrutura e da mineralogia na definição das características comportamentais. Ambas as abordagens - contínua e discreta - foram utilizadas como marco de desenvolvimento de novas teorias micromecânicas para solos (IBAÑEZ, 2008).

Compósitos proporcionam a melhora de propriedades mecânicas e elásticas de materiais. No entanto, de acordo com Li e Gang (2008), não é possível utilizar a abordagem da mecânica estrutural para determinar suas propriedades. Para isso, há uma teoria matemática estabelecida denominada de homogeneização de estruturas periódicas, sendo que a estrutura deverá possuir microestruturas idênticas em repetidos elementos de volume representativos. A utilização de materiais compósitos é crescente em estruturas aeronáuticas, mecânicas e civis.

A vantagem está no controle das características de seus constituintes e de sua distribuição de modo a otimizar o seu desempenho de acordo com a necessidade. Muitas aplicações avançadas exigem o projeto de materiais com características específicas, envolvendo conceitos de materiais multifásicos, o que conduz ao desenvolvimento de técnicas de micromecânica no sentido de prever propriedades ou compreender o efeito de detalhes microestruturais. Essas técnicas são usualmente referidas como métodos de homogeneização (KOVAL, 2003).

De acordo com Hollister *et al.* (1991), análises microestruturais são geralmente utilizadas para prever módulos aparentes e distribuições de tensões dentro de porções representativas de uma dada microestrutura. Estas análises assumem que a microestrutura dentro de um material é construída por meio da repetição de porções representativas analisadas. Para calcular os módulos aparentes, são realizadas análises que correlacionam tensões médias baseadas em hipóteses da seção representativa da microestrutura.

Segundo Klusemann e Svendsen (2010), a previsão da resposta de tensão-deformação macroscópica em materiais compósitos está relacionada com a descrição do seu complexo comportamento microestrutural, exemplificado pela interação entre os constituintes. Neste contexto, a microestrutura do material é representada por um elemento de volume representativo (VER).

Para Souza e Soares (2005), os problemas micromecânicos são formulados e resolvidos para o VER apresentado na Figura 2.8, o qual pode ser definido como o menor volume capaz de representar de forma suficientemente precisa o comportamento global do material.

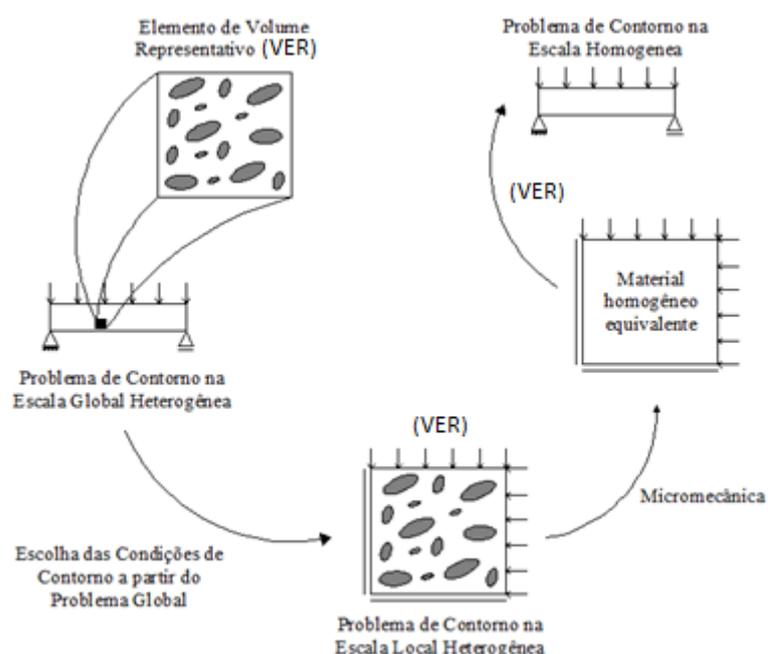


Figura 2.8 – Representação esquemática de uma análise multiescala (adaptado de Souza e Soares 2005)

Para Ibañez (2008), a teoria de homogeneização é trazida para o seio da modelagem geotécnica como técnica complementar que fornece uma adequada ligação matemática entre as micro e macroescalas, o que permite a expressão da formulação desenvolvida na macroescala. Homogeneização é uma técnica eficiente para prever o comportamento macroscópico dos materiais compósitos ou agregados. Dois estágios são necessários para um entendimento macroscópico de materiais heterogêneos: o primeiro passo é a determinação da localização que consiste em resolver o problema de uma inclusão encaixado em uma

referência infinita no meio homogêneo; o segundo passo é a média e consiste em conectar os campos locais e globais (MERCIER e MOLINARI, 2008).

As teorias de homogeneização podem ser classificadas conforme a filosofia de previsão do comportamento global do material em i) teoria de homogeneização clássica e ii) modelos multiescala. Na teoria de homogeneização clássica, a relação constitutiva global e as propriedades efetivas ou homogeneizadas do material são, inicialmente, obtidas e depois utilizadas para projetos. Já nos modelos multiescala não se procura determinar as propriedades homogeneizadas. São realizadas análises globais por meio de métodos comuns associadas à geometria das peças que se deseja projetar (CAIAZZO e COSTANZO, 2000).

2.5.1 Esquemas de Mori-Tanaka e Auto-Consistente

As teoria de homogeneização visam a definição do comportamento de compósitos através de esquemas matemáticos como Mori-Tanaka e Auto-Consistente que baseiam-se em soluções de problemas micromecânicos. Entretanto, é importante o conhecimento a respeito da sensibilidade do modelo adotado, da escolha do material que será a inclusão ou da matriz.

A Figura 2.9 apresenta uma imagem ilustrativa onde é possível visualizar as características dos esquemas de Mori-Tanaka e Auto-Consistente. Nela é possível identificar claramente duas fases. Tomando por matriz cada uma dessas fases é possível verificar que nos esquemas de Mori-Tanaka sempre há uma matriz definida onde são realizadas inclusões de maneira ordenada. Já o esquema Auto-Consistente, apesar de também ser formado por duas fases, não possui uma matriz definida e nem uma ordenação.

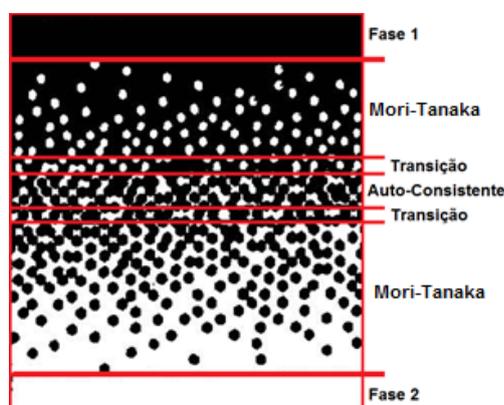


Figura 2.9 – Representação esquemática dos esquemas de Mori-Tanaka e Auto-Consistente (adaptado de REITER e DVORAK, 1998)

Quando são considerados materiais desordenados, o regime Auto-Consistente é mais apropriado. Quando se trata de um material compósito, onde uma fase da matriz pode ser claramente identificada, normalmente é adotado o esquema de Mori-Tanaka (MERCIER e MOLINARI, 2008).

De acordo com Dai *et al.* (1998), que aplicaram os modelos de Mori-Tanaka e Auto-Consistente adaptados a um material qualquer, é possível obter, de maneira eficaz, módulos de compósitos multifásicos de maneira simples. Entretanto, os autores enfrentaram dificuldades para materiais com interfaces imperfeitas (pode ser o caso de agregados lamelares) em relação aos tensores responsáveis pelas deformações dos compósitos.

O modelo de Mori-Tanaka (1973), para estimar propriedades homogeneizadas, faz referência a uma microestrutura na qual uma matriz identificada (fase sólida) é circundada por heterogeneidades (poros).

Mori-Tanaka foi concebido para a modelação de compósitos, isto é, uma matriz contínua reforçada por inclusões. Neste caso, cada inclusão está rodeada por um meio infinito tendo as propriedades da matriz e vendo a tensão média na matriz como a tensão média num campo distante (BRASSART *et al.* 2009).

O método Mori-Tanaka promove a interação entre as fases, assumindo que cada inclusão i é incorporada, por sua vez, numa matriz infinita que é remotamente carregada pela média da matriz de força ou pela média da matriz de tensão. Já o esquema Auto-Consistente considera a interação entre duas fases, assumindo que cada uma é incorporada num volume infinito de um meio efetivo com propriedades elásticas C^* do compósito. Portanto, a rigidez efetiva do material passa para a rigidez da matriz ($C_M = C^*$) (KLUSEMANN e SVENDSEN, 2010).

De acordo com Brassart *et al.* (2009), quando o material pode ser visto como um agregado policristalino (um sólido é constituído de uma infinidade de cristais, denominados grãos, com orientações e dimensões aleatórias, fortemente unidos entre si, que preenchem todo o volume do sólido), o regime de Auto-Consistente é considerado apropriado. Este modelo vê cada grão como incorporado em um meio infinito tendo a rigidez, mesmo desconhecida, atuando em todos os agregados, o qual está submetido à tensão macroscópica.

Em 2007, Maalej fez uso da teoria da homogeneização, através dos esquemas de Mori-Tanaka e Auto-Consistente, para a obtenção de parâmetros elásticos de um meio granular no qual era

injetado nata de cimento. Os resultados obtidos foram coerentes, validando a aplicação da técnica e instigando a sua utilização para novas aplicações no meio geotécnico.

Maghous *et al.* (2009) fizeram uso de aproximações micromecânicas para a determinação da resistência de geomateriais friccionais. Baseando-se em aplicações da técnica de homogeneização, admitiu-se que na matriz foram realizadas inclusões rígidas e a partir dessa premissa obteve resultados surpreendentes em relação as suas propriedades mecânicas. O mesmo concluiu que a resistência é regida pelo critério de Drucker-Prager, o qual é dependente do coeficiente de dilatação da matriz.

As formulações para a obtenção de parâmetros elásticos por meio da teoria de Mori-Tanaka, apresentadas na sequência, considera um meio poroso ordinário, definido por uma fase sólida com uma distribuição aleatória de poros. A fração volumétrica dos poros é denotada por φ_0 . O comportamento elástico da fase sólida, supostamente linear e isótropo, é caracterizado pelos módulos de cisalhamento (μ^s) e de compressão isotrópica (k^s) do meio fictício. As estimativas para os módulos homogeneizados de cisalhamento (μ_{areia}) e compressão isotrópica (k_{areia}) são dadas pelas equações 2.7 e 2.8:

$$\left\{ \begin{array}{l} k^{hom} = \frac{4k^s\mu^s(1-\eta_0)}{3k^s\eta_0+4\mu^s} \end{array} \right. \quad (\text{eq. 2.7})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu^{hom} = \mu^s \frac{(1-\eta_0)(9k^s+8\mu^s)}{9k^s\left(1+\frac{2}{3}\eta_0\right)+8\mu^s\left(1+\frac{3}{2}\eta_0\right)} \end{array} \right. \quad (\text{eq. 2.8})$$

As mesmas equações podem ser reescritas introduzindo funções adicionais \mathcal{K} e \mathcal{M} (eq. 2.9 e 2.10)

$$\left\{ \begin{array}{l} K^{hom} = \frac{1}{\mathcal{K}\left(\frac{\mu^s}{k^s}, \eta_0\right)} \mu^s \end{array} \right. \quad (\text{eq. 2.9})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu^{hom} = \frac{1}{\mathcal{M}\left(\frac{\mu^s}{k^s}, \eta_0\right)} \mu^s \end{array} \right. \quad (\text{eq. 2.10})$$

$$\text{onde } \mathcal{K} = \frac{3\eta_0+4\frac{\mu^s}{k^s}}{4(1-\eta_0)} \text{ e } \mathcal{M} = \frac{9\left(1+\frac{2}{3}\eta_0\right)+8\frac{\mu^s}{k^s}\left(1+\frac{3}{2}\eta_0\right)}{(1-\eta_0)\left(9+8\frac{\mu^s}{k^s}\right)}$$

O modelo Auto-Consistente, por sua vez, faz referência a uma morfologia na qual nenhuma fase pode ser considerada como detentora do papel da matriz (desordem perfeita). De maneira

equivalente, cada fase (porosa ou s3lida) 3e considerada imersa no meio homogeneizado a ser determinado. As estimativas do μ^{areia} e k^{areia} correspondentes ao modelo Auto-Consistente est3o apresentadas nas equa33es (2.11) e (2.12) (DOMIEUX *et al.*, 2006).

$$\left\{ \begin{array}{l} K^{\text{hom}} = (1 - \eta_0) \frac{k^s}{1 + \alpha^{\text{hom}} \frac{k^s - k^{\text{hom}}}{k^{\text{hom}}}} \\ \mu^{\text{hom}} = (1 - \eta_0) \frac{\mu^s}{1 + \beta^{\text{hom}} \frac{\mu^s - \mu^{\text{hom}}}{\mu^{\text{hom}}}} \end{array} \right. \quad (\text{eq.2.11})$$

$$(\text{eq. 2.12})$$

onde $\alpha^{\text{hom}} = \frac{3k^{\text{hom}}}{3k^{\text{hom}} + 4\mu^{\text{hom}}}$ e $\beta^{\text{hom}} = \frac{6}{5} \frac{k^{\text{hom}} + 2\mu^{\text{hom}}}{3k^{\text{hom}} + 4\mu^{\text{hom}}}$

3 DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS

Os ensaios laboratoriais que simulam condições próximas às encontradas em campo são de fundamental importância para previsões do comportamento do solo em relação à sua resistência mecânica e a sua deformabilidade. Na tentativa de obter resultados mais próximos aos resultados de campo, as amostras de solo tendem a ficar maiores e os sistemas de monitoramento cada vez mais avançados tecnologicamente.

Buscando contribuir com essa tendência de investigações laboratoriais, desenvolveu-se nessa tese uma câmara triaxial para amostras de grandes dimensões e um CPT (ponteira e cravador) com dimensões reduzidas, os quais serão apresentados a seguir.

3.1 CÂMARA TRIAXIAL DE GRANDES DIMENSÕES

A câmara triaxial de grandes dimensões inicialmente foi projetada utilizando materiais de baixo peso específico; contudo, devido às grandes dimensões das peças e à dificuldade de sua confecção, foi utilizado apenas aço. Ela foi executada em aço carbono e em aço inox e sua estrutura pode ser separada em base, tambor ou tubo e tampa. A Figura 3.1 apresenta a câmara com suas principais partes destacadas.

A base foi confeccionada em uma chapa de 25,4 mm de espessura de aço carbono e possui oito canais em forma de “L” que foram projetados para realizar a ligação do interior da câmara com o seu exterior. Através destes canais foi possível realizar os procedimentos normalmente executados em ensaios de compressão triaxial, no caso, percolação e saturação. Dos oito canais, apenas dois foram aproveitados num primeiro momento; os demais, porém, foram projetados prevendo a adição de instrumentação eletroeletrônica a câmara.

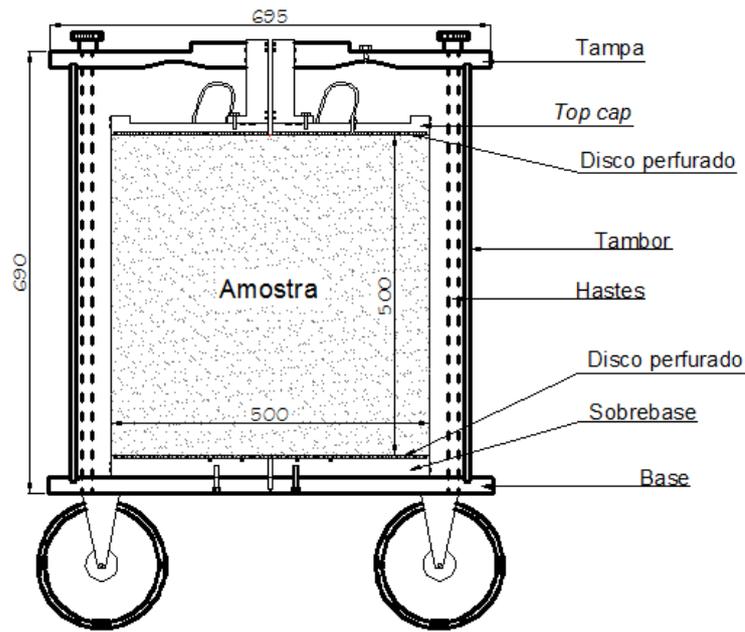


Figura 3.1 – Câmara triaxial de grandes dimensões

Os instrumentos contidos na câmara resumiam-se a dois transdutores de pressão, cuja fabricante é a Ashcroft e o modelo é o K1. Esses dispositivos permitem o controle da pressão confinante e da contra-pressão da amostra, e foram calibrados em duas ocasiões distintas, sendo a primeira no início dos ensaios e a segunda na metade do programa experimental, sendo que os resultados apresentaram diferenças irrisórias. As Figuras 3.2 e 3.3 mostram as retas de calibração obtidas em função da pressão e da resposta em volts fornecida pelos transdutores que foram utilizados para o tratamento dos dados (calibração inicial).

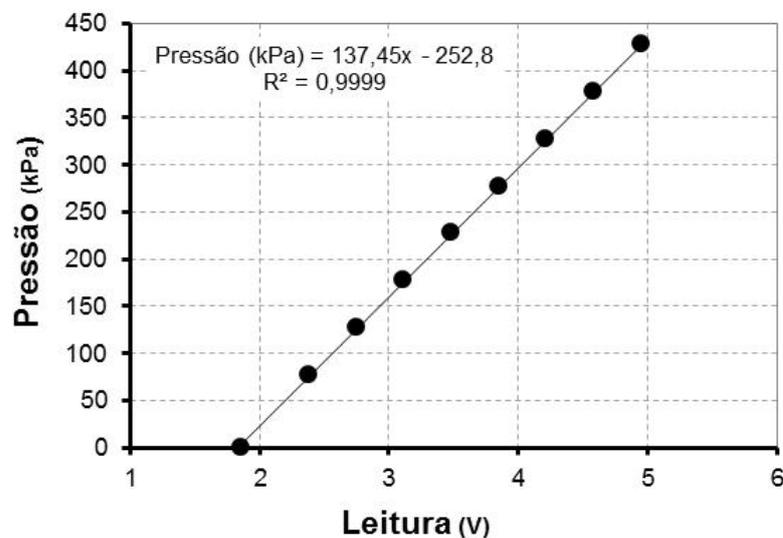


Figura 3.2 – Calibração do transdutor de pressão confinante

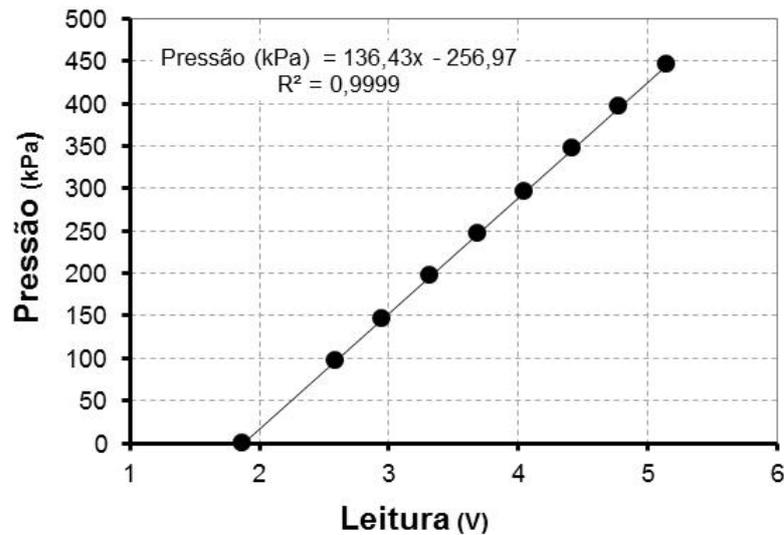


Figura 3.3 – Calibração do transdutor de contra-pressão

A base possuía ainda seis roscas próximas a sua borda externa para a fixação das hastes de fechamento, uma ranhura para o encaixe do tambor com espaçamento para um o’ring de vedação e outras três ranhuras na parte central para a instalação de o’rings que admitiam o encaixe e vedação de uma sobrebase utilizada como pedestal da amostra. A Figura 3.4 apresenta imagens da base e da sobrebase solidarizadas.



Figura 3.4 – Imagens da base e sobrebase solidarizadas

O tambor ou tubo é uma peça simples. Foi executado a partir de uma chapa de aço carbono e outra em aço inoxidável. Ambas foram cilindradas, sendo que o diâmetro externo da chapa de aço inoxidável era igual ao diâmetro interno da chapa de aço carbono, o que permitiu um encaixe perfeito entre elas. Além disso, foram feitos furos no tambor externo que permitiram

realizar soldas de ligação entre as duas chapas, fazendo delas uma única peça. A justificativa para a utilização de uma chapa interna em aço inoxidável foi a necessidade de manutenção da integridade da peça após inúmeros ciclos de molhagem e secagem. O tambor pode ser visualizado na Figura 3.5.



Figura 3.5 – Imagens do tambor

A tampa, assim como a base, foi confeccionada a partir de uma chapa de aço carbono de 25,4 mm de espessura. Ela possui um furo central de 80 mm de diâmetro com duas ranhuras para o encaixe e vedação do *top cap* da amostra. Contém também uma parte côncava com três válvulas para facilitar a saída de ar durante o seu enchimento, seis furos passantes próximos a sua borda externa para o acoplamento das hastes de fechamento e uma ranhura para o encaixe do tambor com espaçamento para um o’ring de vedação. A tampa da câmara pode ver vista na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Imagens da tampa

Para a aplicação das pressões na amostra foram projetados dois *bladers* ou interfaces ar-água. Cada dispositivo é composto por uma câmara com uma membrana de borracha (espécie de balão) em seu interior que permite a transferência de pressão de ar para pressão de água. O controle do fluxo de ar nas interfaces foi realizado por meio de válvulas reguladas manualmente. No início, as interfaces tinham capacidade de deslocamento de 750 ml de água, entretanto, devido ao tamanho da amostra, elas sofreram alterações, passando a sua capacidade de deslocamento para cerca 1.800 ml de água. A Figura 3.7 apresenta as interfaces ar água após a execução da alteração de sua capacidade.



Figura 3.7 – Imagens dos *bladers*

O *top cap* foi feito em nylon para que a sua massa não provocasse grandes modificações nas características iniciais da amostra, visto que ele era somente apoiado sobre o corpo de prova e encaixado no furo central da tampa. Ele possuía um orifício de 13,5 mm com dois o’rings para a penetração do mini CPT e mais três conexões que permitiam o fluxo controlado de água através dele. A Figura 3.8 apresenta uma imagem do *top cap*.



Figura 3.8 – Imagens do *top cap*

A câmara admite tamanhos variáveis de amostras, entretanto, o padrão é receber corpos de prova de 500 mm de diâmetro por 500 mm de altura. Todos os componentes da câmara (bases, tambor e tampa) receberam como tratamento superficial, antes da pintura final, galvanização à fogo. Esse tratamento teve como principal objetivo impedir o contato do material base, o aço carbono, com o meio corrosivo, ou seja, como o zinco é mais anódico do que o ferro na série galvânica, é ele que corrói, originando uma proteção catódica.

Tentando uniformizar a percolação de água no corpo de prova, sem a geração de caminhos preferenciais, foram confeccionados e utilizados dois discos perfurados em PVC. Um foi encaixado sobre a sobrebase anterior a moldagem do corpo de prova. O outro foi posicionado acima do corpo de prova (encaixando do *top cap*), quando este já estava finalizado. A Figura 3.9 apresenta uma imagem onde é possível verificar as características dos dois discos.



Figura 3.9 – Imagens dos discos perfurados

Para a confecção da amostra foi utilizado um molde em aço, bipartido, o qual era apoiado sobre a base englobando a sobrebase. Após a moldagem o molde é removido, permitindo a instalação do *top cap* sobre a amostra. A Figura 3.10 apresenta imagens do molde, onde é possível verificar algumas de suas características.



Figura 3.10 – Imagens do molde

A câmara triaxial de grandes dimensões foi submetida a alguns testes iniciais, dentre os quais o mais importante foi o de montagem completa, que permitiu realizar ensaios de estanqueidade e de moldagem, procurando estabelecer um padrão para o serviço. A Figura 3.11 mostra a aparência da câmara montada e fechada com as interfaces ar-água.



Figura 3.11 – Interfaces ar-água e câmara triaxial

3.2 SISTEMA DE CRAVAÇÃO

O sistema de cravação desenvolvido para inserir a ponteira do mini CPT pode ser dividido em conjunto estrutural e motriz.

3.2.1 Conjunto estrutural

A estrutura do sistema de cravação possui na base e no topo chapas de 6 mm. A chapa da base possui uma geometria circular com 250 mm de diâmetro e, em sua porção central, tem um ressalto de 3 mm que facilita o seu encaixe na câmara triaxial. Ela ainda possui algumas furações que permitem a conexão das hastes guia, do fuso de esferas e para o seu acoplamento na câmara triaxial.

A chapa localizada no topo da estrutura, que possui um formato de triângulo equilátero e cuja medida do lado é igual a 300 mm, possui além das furações para a conexão dos mesmos elementos citados para a base, uma chapa retangular (100 x 125 mm) soldada à chapa triangular, perfazendo um ângulo de 90° para o acoplamento do motor e a caixa de redução.

Além dos elementos citados, para o acoplamento da haste do mini CPT foi confeccionada uma plataforma deslizante de alumínio de formato triangular (equilátero) com aproximadamente 230 mm de lado e 25 mm de espessura. A plataforma possui inúmeros furos, sendo os principais para o acoplamento da castanha do fuso, para a passagem das hastes guias, para a conexão da haste do mini CPT e para a fixação de um conector para a alimentação/leitura do mini CPT. Nos furos correspondentes ao local das hastes, foram encaixadas buchas de nylon para facilitar o deslizamento junto às hastes guias. Quanto à haste para o acoplamento da ponteira do mini CPT, ela foi confeccionada em aço inox AISI 420 com o mesmo diâmetro da ponteira (13 mm) e um furo passante (longitudinal) de 4 mm.

Por fim, para a união de todos os elementos apresentados, foram utilizadas três hastes de 20 mm de diâmetro confeccionadas em aço carbono. Além da função estrutural, essas hastes possuem a função de guia para o deslizamento de plataforma de acoplamento da haste do mini CPT.

Todas as peças que foram confeccionadas em aço carbono foram anodizadas para aumentar a sua vida útil.

3.2.2 Conjunto motriz

O conjunto motriz do cravador é formado pelos seguintes componentes: um drive programável (modelo Kalatec 3440-i), motor de passo, cuja especificação é KTC-HT23-401; uma caixa redutora planetária 15:1; duas polias, sendo uma com 16 e a outra com 22 dentes; uma correia sincronizadora; um fuso de esferas com passo 5 mm e 25 mm de diâmetro e sua correspondente castanha.

Seu acionamento ocorre por meio de um *software* (*SiProgrammer*) que comunica-se com o *drive* programável e este com o motor de passo. Uma vez acionado, o motor de passo movimenta a caixa de redução e a polia de 22 dentes. Através de uma correia sincronizadora, o torque é transferido para a polia menor (16 dentes) que está acoplada ao fuso de esferas. Uma vez acionando o fuso, que está fixado na base e no topo da estrutura por mancais e a plataforma deslizante pela sua castanha, aciona a plataforma deslizante. Nela está acoplada a haste de suporte da ponteira do mini CPT. Esse sistema maximiza o torque em aproximadamente 20 vezes a contar do motor de passo. A Figura 3.12 apresenta algumas imagens do sistema de cravação e indica seus componentes.

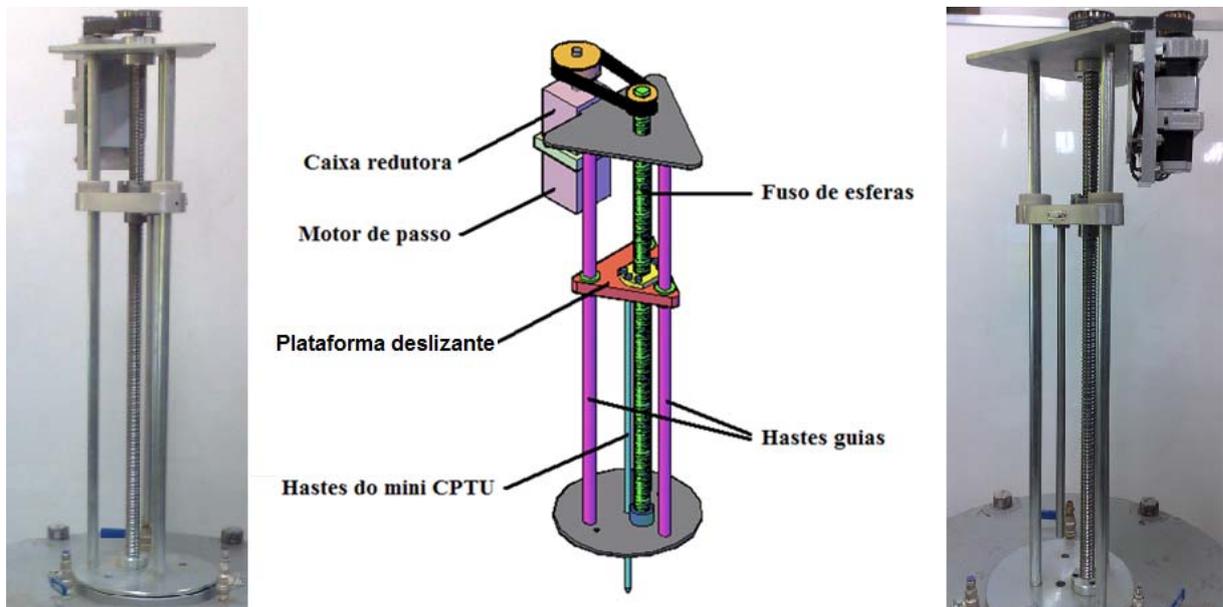


Figura 3.12 – Sistema de cravação

O *software* permite programar a velocidade desejada para o motor, quantos passos deverá possuir uma revolução, por quantos passos ele deverá ser acionado e qual o seu sentido. Com

esses recursos, foi possível realizar uma programação que foi padrão ao longo dos ensaios. A programação comandava a cravação da ponteira, com velocidade controlada, finalizava a cravação e promovia a retirada do mini CPT da amostra do solo. Essa automatização do sistema proporcionou maior qualidade nos experimentos, uma vez que essa mesma programação foi utilizada em todos os ensaios.

3.3 MINI CPT (MCPT)

O mini CPT foi projetado e executado em aço inox AISI 420, o qual geralmente é utilizado na fabricação de peças em que há necessidade de resistência mecânica aliada à ductilidade e resistência à corrosão. Seu tamanho é 7,5 vezes menor que um CPT convencional sendo composto por peças esbeltas e frágeis. A Figura 3.13 apresenta uma imagem comparativa entre o tamanho real de uma ponteira e o tamanho da ponteira utilizada nos ensaios.



Figura 3.13 – Comparação entre o tamanho real e o tamanho da ponteira utilizada nos ensaios

Sua ponta, em formato cônico com um ângulo de 60° , possui uma área de projeção de $1,32 \text{ cm}^2$. Acoplada a ela, existe uma pequena peça que foi confeccionada para alojar em sua cavidade interna um microtransdutor de pressão (Druck - PDCR 81). Todavia, a avaria do microtransdutor impossibilitou sua utilização, impedindo as subseqüentes medições de propressão durante os experimentos. Mesmo não utilizando o microtransdutor de pressão, foi

confeccionada uma pedra porosa em bronze siterizado que permitiria, futuramente, a ligação entre o dispositivo e a amostra para a coleta de dados de pressão.

O corpo do mini CPT foi confeccionado para nele ser montada as células de carga. Na porção inferior foram colados dois extensômetros utilizados para montar a ponte de Wheatstone da célula de carga responsável pelas medidas da carga de ponta (q_c). Os extensômetros utilizados nesse local foram do modelo PA-09-062TG-350LEN, fornecidos pela empresa Excel Sensores. O código dos extensômetros descreve as seguintes características: PA – base de poliamida com filme metálico de constantan; 09 – autocompensação de temperatura para aço inox; 062 – comprimento ativo da grelha; TG – forma geométrica: roseta dupla a 90°; 350 – resistência elétrica (ohms); LEN – encapsulados com fio de cobre. A colagem foi feita seguindo as especificações técnicas fornecidas pelo fabricante e com o adesivo adquirido juntamente a ele. Ainda na porção inferior, foram colados mais dois extensômetros unidirecionais, que juntamente com outros dois colados na porção intermediária, formaram a célula de carga responsável pela medida de atrito lateral (f_s). Os extensômetros utilizados para a composição dessa ponte foram os PA-09-062BG-350LEN, também fornecidos pela mesma empresa dos demais e cujo código segue a mesma sequência de especificações dos anteriores. Os esquemas de ligações adotados para a composição das pontes de Wheatstone e os extensômetros colados estão apresentados na Figura 3.14.

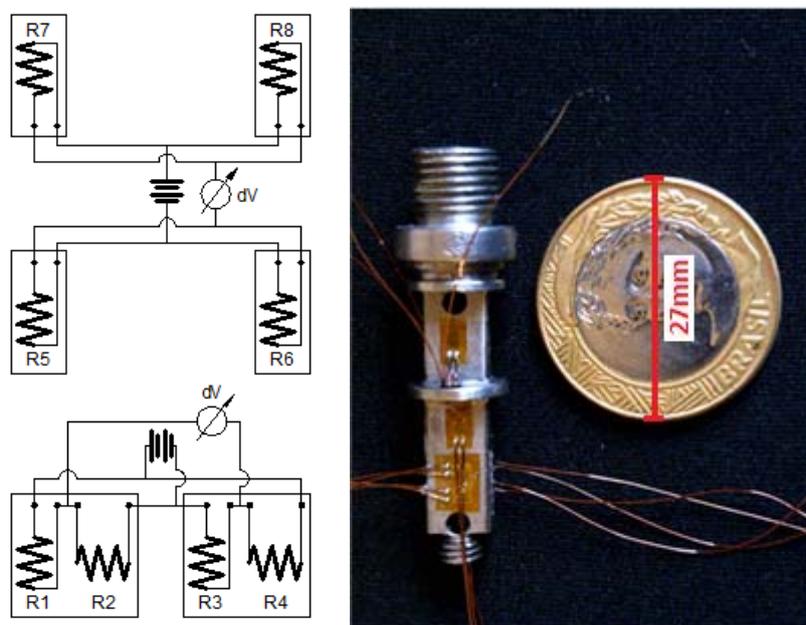


Figura 3.14 – Esquema das pontes de Wheatstone e já extensômetros colados

Para realizar a proteção dos instrumentos e também registrar o atrito, foi confeccionada uma luva com o mesmo material utilizado no restante da ponteira. Seu projeto partiu da premissa de que ela deveria ser simplesmente encaixada no corpo do mini CPT, sem nenhuma fixação, para que não ocorressem interferências de outros possíveis esforços que pudessem alterar as leituras produzidas pelas suas células de carga.

Buscando maior precisão nos resultados fornecidos pelas pontes de Wheatstone, a alimentação e a amplificação de sinais dos extensômetros foram realizadas por condicionadores de sinais (SG 3016). Foram utilizadas duas unidades, sendo uma para a célula de carga responsável pelas medidas de ponta e outro para a célula de carga que mede o atrito lateral. Os condicionadores foram alimentados com uma fonte sendo a voltagem igual a 10V.

Após a amplificação e a filtragem dos sinais, estes eram enviados a um *datalogger* (Fieldlogger – Novus) que realizava duas coletas por segundo e as enviava para um microcomputador. Através do próprio *software* do *datalogger* era possível realizar o monitoramento, em relação às células de carga e transdutores de pressão da câmara triaxial, em tempo real à realização do experimento. A Figura 3.15 apresenta, de forma esquemática, as ligações das células de carga montadas na ponteira do CPT.

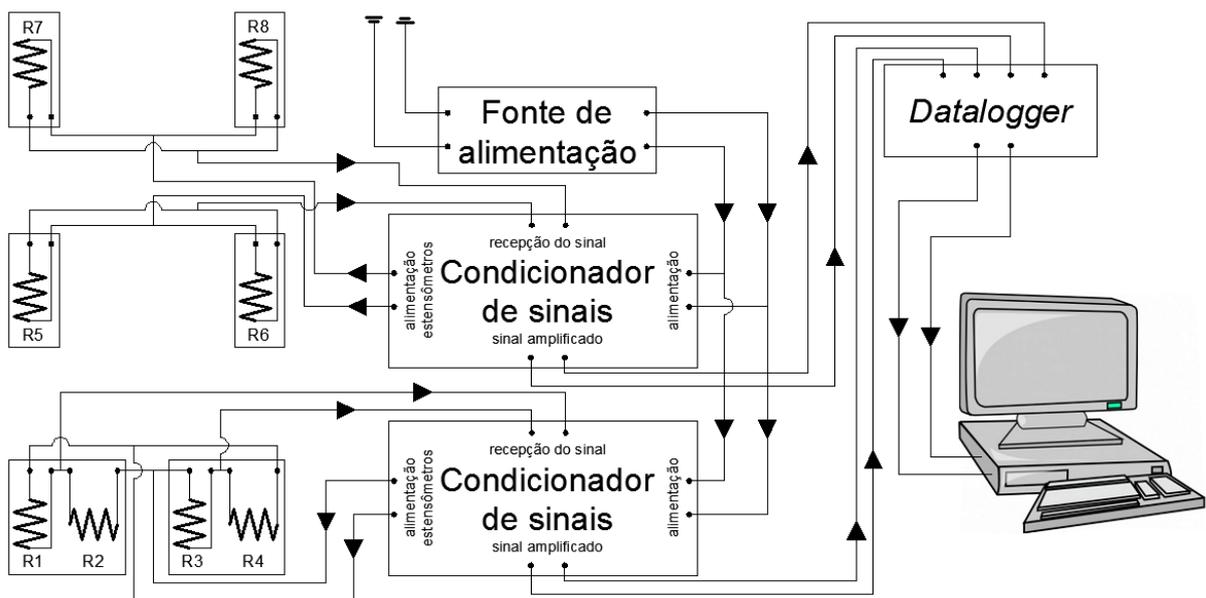


Figura 3.15 – Funcionamento esquemático das células de carga da ponteira do MCPT

Por fim, o mini CPT montado possuiu 13 mm de diâmetro e 69 mm de comprimento total. O projeto da ponteira previu como carga limite de ponta 22 MPa, esta limitada pela fragilidade da ponteira devido às pequenas dimensões das peças, roscas e batentes. A Figura 3.16 mostra individualmente as peças da ponteira, posteriormente ela montada sem a luva de atrito e, por fim, a ponteira montada. Além disso, a mesma figura também apresenta uma vista do projeto.



Figura 3.16 – Ponteira do mini CPT

3.3.1 Calibrações das células de carga

A qualidade da resposta de uma célula de carga possui vários fatores relevantes, sendo alguns apresentados a seguir. O primeiro fator que pode ser elencado é em relação à qualidade do procedimento de colagem dos extensômetros, principalmente pelo seu posicionamento em relação ao alinhamento do eixo do centro de massa da peça e também pela presença ou não de bolhas de ar alojadas abaixo dos extensômetros. Outro fator influente diz respeito à utilização de extensômetros com compensação térmica condizente com o tipo de material onde eles serão fixados. E, por fim, os procedimentos adotados para a calibração e a quantidade de vezes que elas foram realizadas.

Ao todo foram realizadas três calibrações para cada uma das células de carga montadas na ponteira. A primeira foi realizada logo após a finalização da instrumentação, a segunda, depois da submissão da ponteira a sua carga máxima e a terceira devido a necessidade de

refazer a colagem e a montagem das células de carga devido à avaria ocorrida em um extensômetro.

A calibração da ponta foi realizada através da compressão da ponteira do mini CPT. Para isso foi confeccionado um suporte em aço carbono formado por duas chapas. Estas possuíam quatro parafusos que promoviam a união entre elas, sendo que, após encaixadas, conformavam uma cavidade para a penetração do mini CPT. A fim de não danificar a ponta, no final da cavidade, havia uma peça confeccionada em latão com determinadas características geométricas para que o encaixe entre ela e a ponta ocorresse de maneira perfeita. Na Figura 3.17 está apresentado um conjunto de imagens do suporte utilizado para a calibração da ponteira.

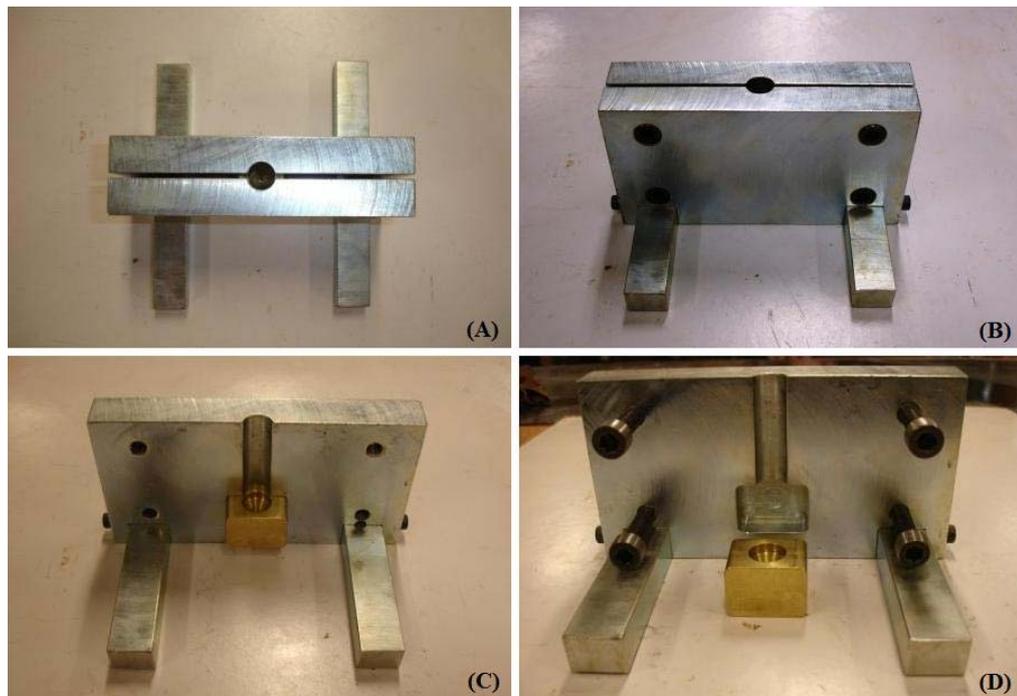


Figura 3.17 – Suporte utilizado para a calibração do mini CPT

Com a ponteira devidamente posicionada no suporte, levou-se o conjunto até uma prensa uniaxial onde foi promovido o seu carregamento, que ocorreu com a movimentação manual da prensa além da carga limite para a qual a ponteira foi projetada. A carga aplicada foi obtida por meio das leituras realizadas em um anel dinamométrico devidamente calibrado. A fim de diminuir os esforços decorrentes da falta de verticalidade entre a ponteira e o anel, foi

utilizada uma esfera de aço no contato entre esses dois elementos. Figura 3.18 apresenta o conjunto posicionado na prensa.



Figura 3.18 – Calibração da célula de carga de ponta do mini CPT

A primeira e segunda calibração praticamente não apresentaram diferenças. Entretanto, quando a terceira calibração foi feita, posterior à nova colagem dos extensômetros, foi obtida uma reta de calibração, praticamente com a mesma inclinação das obtidas anteriormente mas com um deslocamento. Em termos de resolução, não ocorreram modificações significativas ao comparar as três retas. As três calibrações mostraram-se coesas gerando um coeficiente de regressão próximo a um. A Figura 3.19 apresenta as retas de calibração obtidas para a célula de carga da ponta do mini CPT.

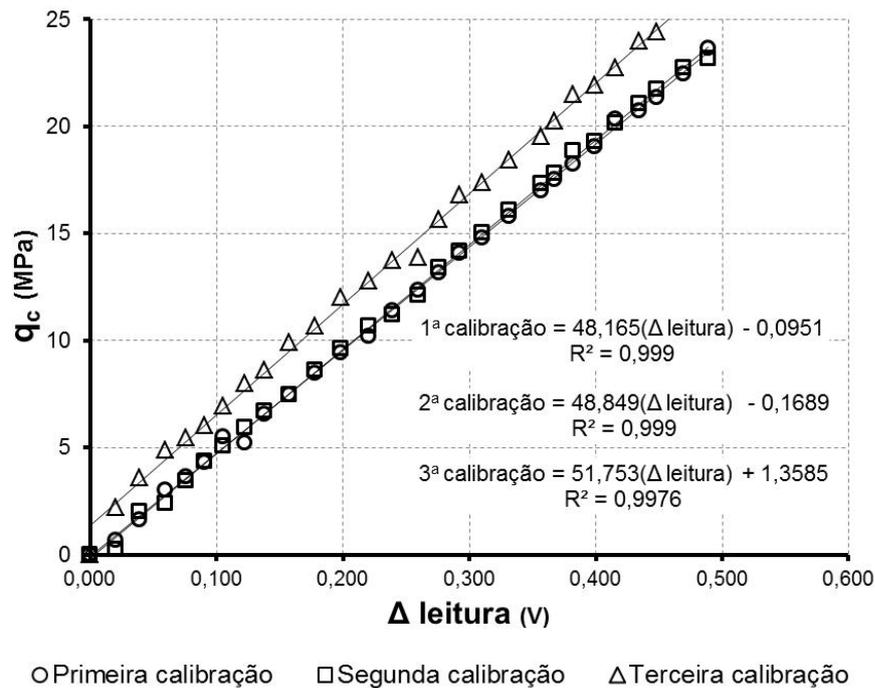


Figura 3.19 – Retas de calibração da célula de carga de ponta do mini CPT

A calibração da célula de carga do fuste exigiu um cuidado maior que a calibração da célula de carga da ponta. Inicialmente tentou-se realizar a calibração por meio da compressão da ponteira. Contudo, não conseguia-se eliminar os esforços decorrentes de pequenas excentricidades ocasionados pelo método de aplicação da carga. Diante disso, optou-se por calibrá-la por tração, onde ela foi fixada em sua porção superior e um arame foi preso na sua porção inferior. Esse arame foi fixado a uma haste metálica com uma base, na qual foram sendo dispostos os conjuntos de pesos utilizados em ensaios oedométricos. Apesar de ser um método rudimentar, conseguiu-se assim eliminar a excentricidade e calibrar a célula do fuste.

Assim como as calibrações realizadas para a ponta, a primeira e a segunda foram, praticamente, idênticas. Porém, a terceira calibração diferenciou-se muito das demais. É possível afirmar que após a nova colagem dos extensômetros ocorreu um ganho de resolução. Na primeira e segunda calibrações, uma variação de 1,0 volt na leitura representava, aproximadamente, 500 kPa, enquanto que na terceira calibração, para a mesma variação de leitura, a tensão correspondente equivalia a cerca de 300 kPa. A Figura 3.20 apresenta as calibrações para a célula de carga responsável pelas medidas de tensão no fuste.

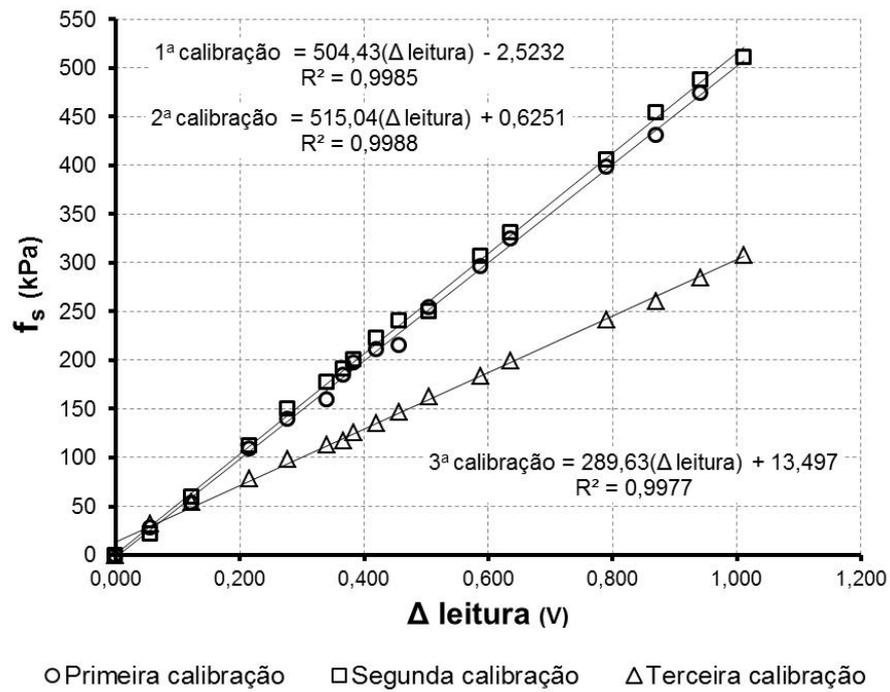


Figura 3.20 – Retas de calibração da célula de carga do fuste do mini CPT

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A fim de cumprir os objetivos do presente estudo, foi desenvolvido um programa experimental que se dividiu em duas fases: ensaios laboratoriais e aplicação dos métodos de homogeneização. No entanto, para facilitar a compreensão da análise micromecânica, toda a descrição e aplicação da teoria da homogeneização foi concentrada no Capítulo 6.

4.1 ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios laboratoriais foram divididos em três diferentes fases: medidas de rigidez, resistência à compressão simples não confinada e ensaios de cone. Os dois primeiros ensaios foram realizados com corpos de prova iguais em todos os parâmetros (com exceção da geometria para os ensaios de medidas de rigidez em amostras sem cimentos), já os ensaios de cone tiveram seu tamanho e tempo de cura alterados. Entretanto, os materiais utilizados e a sequência de mistura foram as mesmas.

4.1.1 Materiais

Nos itens seguintes serão apresentadas as informações básicas a respeito dos materiais utilizados nesta pesquisa. Será dada maior importância às características que, de alguma forma, poderiam influenciar no desfecho do trabalho.

4.1.1.1 Solo

O solo utilizado foi areia proveniente do município de Osório/RS, por ser um material vastamente estudado no LEGG/ENVIRONGEO. Essa areia possui várias propriedades semelhantes às das areias utilizadas em pesquisas na prática internacional. É classificada como uma areia fina quartzosa, proveniente de depósitos praias marinhos e eólicos e de retrabalhamento eólico atual da região costeira do estado do Rio Grande do Sul, pertencendo ao Sistema Laguna-Barreira III (SPINELLI, 1999).

De acordo com Tomazelli & Villwock (2005), a Laguna-Barreira III encontra-se atualmente muito bem reservada e seu desenvolvimento foi responsável pela implantação final da Lagoa dos Patos. Os depósitos correlacionáveis à Barreira III estendem-se, de maneira quase contínua, ao longo de toda a planície costeira, desde Torres até o Chuí. Os sedimentos praias são compostos por areias quartzosas claras, finas, bem selecionadas, com estratificações bem desenvolvidas. As areias eólicas de cobertura apresentam uma coloração avermelhada e um aspecto maciço, sendo que algumas vezes apresentam-se bioturbadas por raízes e, comumente, intercalam níveis centimétricos de paleossolos. Em vários locais ao longo da Barreira III, a remoção da cobertura vegetal - por processos naturais ou antrópicos - possibilitou a reativação dos processos eólicos. O Sistema Lagunar III envolveu um complexo de ambientes deposicionais instalados na região de retrobarreira. Nesse contexto, as fácies acumuladas são representadas principalmente por areias finas, siltico-argilosas, pobremente selecionadas, de coloração creme, com laminação plano-paralela e, frequentemente, incluindo concreções carbonáticas e ferruginosas.

Segundo Casagrande (2005), esse material caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme (Fig. 4.1) que, conforme Spinelli (1999) tem o quartzo como material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica. A Tabela 4.1 apresenta algumas informações importantes ao desenvolvimento do trabalho.

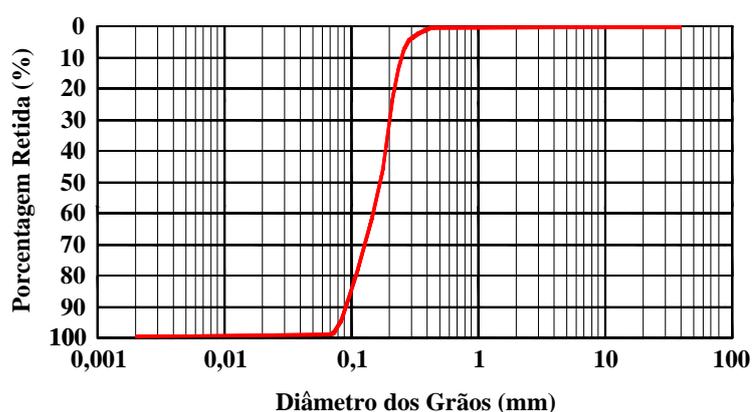


Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia de Osório

Tabela 4.1 – Índices físicos da areia de Osório (baseado em Casagrande, 2005)

Índices Físicos	Areia de Osório
Densidade real dos grãos (γ_s)	26,2 Kg/m ³
Coefficiente de uniformidade (C_u)	2,1
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,0
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,09 mm
Diâmetro médio (D_{50})	0,16 mm
Índice de vazios ($e_{máximo}$)	0,9
Índice de vazios ($e_{mínimo}$)	0,6

4.1.1.2 Cimento Portland

Os componentes essenciais do cimento Portland são o CaO (obtido de calcário), SiO_2 e Al_2O_3 (obtidos de argilas, preferencialmente caulínicas), com pequenas quantidades de Fe_2O_3 (proveniente de impurezas da argila). Calcário e argila, nas proporções aproximadas de 4:1, são moídos (50 a 200 mesh), misturados (via seca ou via úmida) e queimados (em longos fornos rotativos) a temperaturas de até 1450°C. Água e CO_2 são eliminados, formando-se o clínquer, que são grumos vítreos do tamanho de bolas de gude. Ao clínquer é adicionado cerca de 2,5% de gipsita ($CaSO_4 \cdot H_2O$), sendo o conjunto moído para constituir o cimento. O cimento Portland de alta resistência inicial, que foi utilizado nessa pesquisa, (CP V-ARI), embora contemplado pela ABNT com uma norma separada do cimento Portland comum é, na verdade, um tipo particular deste, que tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação. O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências com maior velocidade (Tabela 4.2 e Figura 4.2).

Tabela 4.2 – Composição do cimento Portland de alta resistência inicial

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clinquer + gesso	Material carbonático	
Alta Resistência Inicial	CP V - ARI	100 - 95	0 - 5	NBR 5733

(baseado em ABCP, 2002)

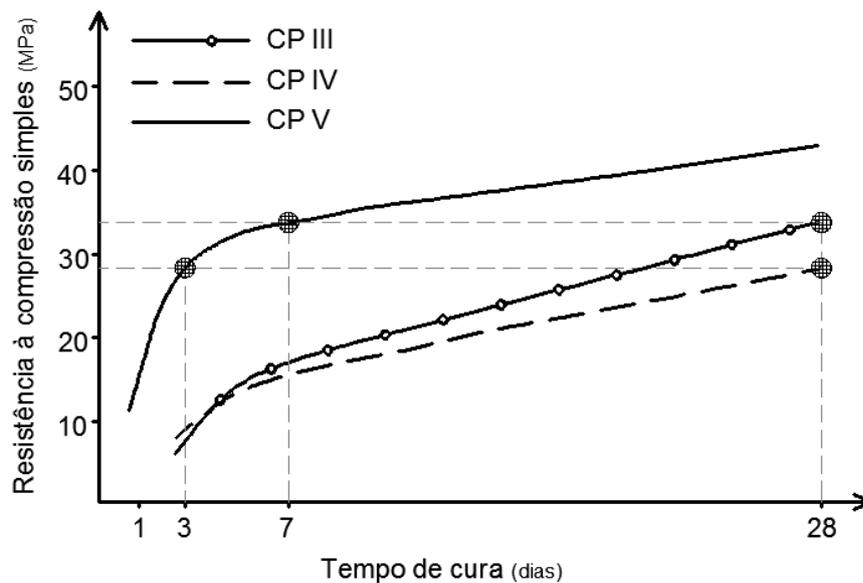


Figura 4.2 – Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (baseado em ABCP, 2002)

Justifica-se a utilização de cimento Portland CP V-ARI através da Figura 4.2, onde a resistência à compressão simples para 3 dias de cura é equivalente a resistência à compressão simples do cimento Portland CP IV aos 28 dias de cura; e para 7 dias de cura com cimento CP V-ARI a resistência à compressão simples equivale-se a resistência à compressão simples do cimento Portland CP III aos 28 dias de cura.

Essa característica fundamenta e justifica a adoção do tempo de cura final para os ensaios de medidas de rigidez e de resistência à compressão simples em 7 dias.

4.1.1.3 Moldagem de corpos de prova 50x100 mm

Para a execução dos ensaios de medidas de rigidez em corpos de prova moldados sem cimento foram adotados amostras com essas dimensões. Essa premissa justifica-se uma vez que esse tamanho facilitava o manuseio, proporcionando um nível menor de perturbações na amostra. Também pelo mesmo motivo e pela dificuldade de propagação de compressão (“P”) em solos secos, foi descartada a ideia de trabalhar com o material nesse estado. Diante disso, foram realizados testes com valores de umidade de 6% e de 10%. Após as análises desses resultados, julgou-se que nos ensaios em que o solo possuía 10% de umidade a leitura das ondas era efetuada de forma mais clara, o que determinou a escolha desse valor.

Para a moldagem dessas amostras, dividiu-se o corpo de prova em três camadas e calculou-se a massa de solo e de água necessários para que fosse atingida a densidade relativa desejada.

Após essa etapa, com o solo e a água devidamente medidos, ocorria a mistura deles, sendo estes em seguida armazenados em recipientes. De posse das três misturas, cada uma correspondente a uma camada, era realizada a moldagem.

A moldagem foi realizada em um molde de PVC tripartido. Para que houvesse uma uniformidade das alturas das camadas foram confeccionadas três peças de nylon, as quais auxiliaram na produção de amostras com características geométricas semelhantes. Na interface da primeira para a segunda e depois da segunda para a terceira camada ocorreu a escarificação da camada inferior. A Figura 4.3 apresenta de forma esquemática a sequência de moldagem, bem como o molde e as peças de nylon.



Figura 4.3 – Sequência de moldagem e materiais utilizados para as amostras sem cimento

Após a moldagem, os corpos de prova eram envoltos em uma membrana de látex em função de sua fragilidade. Ainda assim, para que o nível de perturbação na amostra fosse o menor possível, o seu transporte era realizado através de duas peças côncavas com o mesmo raio do corpo de prova que se encaixavam perfeitamente em seu fuste.

4.1.1.4 Moldagem de corpos de prova 70x140mm

Para realização dos ensaios de medidas de rigidez e de compressão simples em amostras cimentadas foram adotados corpos de prova com 70 mm de altura e 140 mm de diâmetro. Essa dimensão foi utilizada por ser considerada uma das medidas adequadas para a realização de ensaios de medida de rigidez nesse tipo de material.

Para todos os corpos de prova foi adotada a mesma sequência de moldagem, a qual foi caracterizada pela pesagem e junção dos materiais secos (areia e cimento), homogeneização da mistura, adição de água proveniente da rede pública (a água foi dosada através de sua massa, devido às variações de volume provocadas pela temperatura) e nova homogeneização. Com a mistura pronta, foram separadas quantidades em três recipientes, sendo que cada uma das porções foi calculada para compor uma camada correspondente a 1/3 do volume do corpo de prova, de acordo com a densidade relativa requerida.

O molde utilizado era tubular, sem nenhuma partição. A moldagem ocorria através dos seguintes passos: 1) posicionamento do molde sobre uma base que promovia o fechamento da porção inferior; 2) colocação da massa de solo correspondente a 1/3 do volume do CP, de acordo com a densidade requerida; 3) compactação dinâmica da camada até a altura pré-determinada; 4) escarificação do topo da camada; 5) repetição dos passos 2, 3 e 4 para a segunda camada; 6) conexão de um tubo alongador; 7) repetição dos passos 2 e 3 e pré-compactação da terceira camada; 8) remoção do tubo alongador; 9) colocação de um *top cap* e compactação final. A função do *top cap* restringia-se a uniformização da altura final do corpo de prova. Finalizadas essas etapas, eram retidas a base e o *top cap* do molde e o corpo de prova era extrudado por meio de um extrator. A Figura 4.4 apresenta a sequência de alguns passos citados anteriormente para a moldagem dos corpos de prova.

Esse método de retirada do corpo de prova do molde gerou a necessidade de reavaliação das densidades relativas após a desmoldagem. Corpos de prova com baixas densidades tendiam a ter sua altura diminuída, enquanto outros muito densos sofriam expansão (diminuíam a densidade relativa).



Figura 4.4 – Sequência de moldagem adotada

Finalizada a moldagem, os corpos de prova que seriam submetidos aos ensaios de medidas de rigidez recebiam uma membrana de látex para facilitar o seu manuseio e eram entalhados na base e no topo de modo que os emissores e receptores piezocerâmicos pudessem ser encaixados. Todos os corpos de prova foram ensacados e dispostos em um ambiente com temperatura controlada. A Figura 4.5 apresenta o procedimento adotado para os corpos de prova submetidos a medidas de rigidez.



Figura 4.5 – Procedimento adotado para os corpos de prova submetidos a medidas de rigidez

4.1.1.5 Moldagem de corpos de prova 500x500 mm

Os corpos de prova utilizados para a cravação do mini CPT possuíam 500 mm de altura e 500 mm de diâmetro. Esse diâmetro foi determinado a fim de reduzir ao máximo a influência das condições de contorno no resultado da prospecção do corpo de prova. Em relação a sua altura, buscou-se uma dimensão capaz de produzir um resultado significativo, mesmo sendo abstraída a porção inferior do corpo de prova devido a influência de sua base e a porção superior devido a influência do *top cap*.

As moldagens ocorreram diretamente sobre a sobrebase da câmara triaxial. Para que isso fosse possível, uma membrana de látex de 1 mm de espessura foi presa a ela através de dois o' rings. Realizada essa etapa, o molde metálico bipartido foi instalado de maneira que envolvesse a membrana e pressionasse os o' rings. Por fim a membrana era presa através de outros dois o' rings junto ao topo do molde. A membrana, antes de ser instalada, foi dividida em dez camadas de 50 mm de altura, e tomou-se cuidado durante a sua instalação para que a camada inicial ficasse posicionada corretamente. Ainda antes do início da compactação do solo, foi disposto sobre a sobrebase um disco perfurado para distribuição do fluxo de água e sobre ele um geotêxtil que desempenhou a função de papel de filtro.

Para cada camada foram seguidas as mesmas premissas de moldagem dos corpos de prova de 70 x 140 mm. Ou seja, após a pesagem dos materiais secos (areia e cimento ou somente areia), eles foram misturados e depois receberam a quantidade de água pré-estabelecida. As quantidades dos materiais utilizados foram determinadas em função da porcentagem de cimento que desejava-se utilizar e da densidade relativa buscada para a amostra.

Realizada a mistura, ela era lançada no interior do molde e compactada (dinamicamente) até que a superfície da camada atingisse a altura determinada. Assim que o corpo de prova era finalizado, recebia outro geotêxtil, era removido o molde, disposto o outro disco perfurado e posicionado o *top cap* sobre a amostra. Para o isolamento da amostra do meio externo, no contato entre o *top cap* e a membrana eram dispostos dois o' rings e era realizada a ligação entre o topo da amostra e a base por uma mangueira. A Figura 4.6 apresenta alguns passos referentes a montagem dos corpos de prova.



Figura 4.6 – Sequência de moldagem dos CPs de 500x500 mm

Nos corpos de prova com cimento, as camadas, depois de compactadas, foram escarificadas para promover a solidarização entre elas. Finalizada a moldagem, a câmara era fechada e, para os CPs com cimento, esperou-se 48h para realizar a prospecção. Os experimentos realizados sem cimentos foram iniciados logo após a finalização da moldagem ou no dia seguinte.

4.1.2 Ensaios de compressão simples

A fim de compreender a evolução da resistência ao longo do tempo de cura dos corpos de prova submetidos à compressão simples, foram determinados quatro idades diferentes para corpos de prova com as mesmas configurações. Os tempos escolhidos foram 1, 3, 5 e 7 dias de cura.

Além dos quatro tempos de cura foram adotados ainda cinco porcentagens de cimento (1, 2, 3, 5 e 7%) e quatro densidades relativas (10, 33, 66 e 90%). Ainda, para a obtenção de resultados sólidos e confiáveis, para cada configuração foram moldadas três unidades, sendo que o único fator de descarte foi a variação de $\pm 1\%$ da umidade da moldagem que foi de 10% em relação à massa de sólidos. Ao todo foram moldados 240 corpos de prova. A Tabela 4.3 apresenta as configurações adotadas para os corpos de prova.

Tabela 4.3 – Configurações dos ensaios de compressão simples

Designação do CP	Densidade relativa de moldagem (%)	Cimento (%)	Tempo de cura (dias)	Números de amostras (unidades)
CP01_1C_10	10	1	1	3
CP02_2C_10	10	2	1	3
CP03_3C_10	10	3	1	3
CP04_5C_10	10	5	1	3
CP05_7C_10	10	7	1	3
CP06_1C_10	10	1	3	3
CP07_2C_10	10	2	3	3
CP08_3C_10	10	3	3	3
CP09_5C_10	10	5	3	3
CP10_7C_10	10	7	3	3
CP11_1C_10	10	1	5	3
CP12_2C_10	10	2	5	3
CP13_3C_10	10	3	5	3
CP14_5C_10	10	5	5	3
CP15_7C_10	10	7	5	3
CP16_1C_10	10	1	7	3
CP17_2C_10	10	2	7	3
CP18_3C_10	10	3	7	3
CP19_5C_10	10	5	7	3
CP20_7C_10	10	7	7	3
CP21_1C_33	33	1	1	3
CP22_2C_33	33	2	1	3
CP23_3C_33	33	3	1	3
CP24_5C_33	33	5	1	3
CP25_7C_33	33	7	1	3
CP26_1C_33	33	1	3	3
CP27_2C_33	33	2	3	3
CP28_3C_33	33	3	3	3
CP29_5C_33	33	5	3	3
CP30_7C_33	33	7	3	3
CP31_1C_33	33	1	5	3
CP32_2C_33	33	2	5	3
CP33_3C_33	33	3	5	3
CP34_5C_33	33	5	5	3
CP35_7C_33	33	7	5	3
CP36_1C_33	33	1	7	3
CP37_2C_33	33	2	7	3
CP38_3C_33	33	3	7	3
CP39_5C_33	33	5	7	3
CP40_7C_33	33	7	7	3
CP41_1C_66	66	1	1	3
CP42_2C_66	66	2	1	3
CP43_3C_66	66	3	1	3
CP44_5C_66	66	5	1	3
CP45_7C_66	66	7	1	3
CP46_1C_66	66	1	3	3

CP47_2C_66	66	2	3	3
CP48_3C_66	66	3	3	3
CP49_5C_66	66	5	3	3
CP50_7C_66	66	7	3	3
CP51_1C_66	66	1	5	3
CP52_2C_66	66	2	5	3
CP53_3C_66	66	3	5	3
CP54_5C_66	66	5	5	3
CP55_7C_66	66	7	5	3
CP56_1C_66	66	1	7	3
CP57_2C_66	66	2	7	3
CP58_3C_66	66	3	7	3
CP59_5C_66	66	5	7	3
CP60_7C_66	66	7	7	3
CP61_1C_90	90	1	1	3
CP62_2C_90	90	2	1	3
CP63_3C_90	90	3	1	3
CP64_5C_90	90	5	1	3
CP65_7C_90	90	7	1	3
CP66_1C_90	90	1	3	3
CP67_2C_90	90	2	3	3
CP68_3C_90	90	3	3	3
CP69_5C_90	90	5	3	3
CP70_7C_90	90	7	3	3
CP71_1C_90	90	1	5	3
CP72_2C_90	90	2	5	3
CP73_3C_90	90	3	5	3
CP74_5C_90	90	5	5	3
CP75_7C_90	90	7	5	3
CP76_1C_90	90	1	7	3
CP77_2C_90	90	2	7	3
CP78_3C_90	90	3	7	3
CP79_5C_90	90	5	7	3
CP80_7C_90	90	7	7	3

A unidade foi controlada por meio da retirada de três amostras da mistura. Após 24h, realizou-se a conferência da unidade e classificou-se o corpo de prova em adequado ou descartado para o ensaio .

Os ensaios de resistência à compressão simples seguiram os procedimentos estabelecidos pelas normas NBR 12024 e NBR 12025.

Anteriormente a submissão à ruptura, os corpos de prova foram imersos por, no mínimo, 12h em água objetivando reduzir a parcela de resistência pela qual a sucção era responsável.

Imediatamente antes do ensaio, os corpos de prova foram retirados da imersão e submetidos à ruptura. O valor considerado foi o correspondente a máxima carga atingida pelo corpo de prova.

Para as rupturas foi utilizada uma prensa uniaxial com deslocamento controlado, sendo este correspondente a 1,14mm/min, sendo a carga obtida através da correlação com um anel dinamométrico.

4.1.3 Ensaios de medidas de rigidez

Os ensaios de medidas de rigidez foram realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, durante o programa de doutorado sanduíche. Esses ensaios podem ser divididos em duas etapas, sendo a primeira composta por ensaios com corpos de prova moldados somente com areia e a segunda por amostras com areia cimentada.

Os ensaios, independente de conter cimento ou não, visaram a determinação de dois parâmetros elásticos de uma mesma amostra, tornando assim possível, através das formulações da elasticidade, o cálculo de qualquer outro parâmetro elástico almejado. Cabe lembrar que, como os dados medidos foram realizados por meio de deformações na ordem de 0,01%, a validade dos parâmetros oriundos desses se restringe, exclusivamente, a essa magnitude de deformações.

O procedimento de ensaio adotado restringia-se ao posicionamento do corpo de prova sobre um transmissor piezocerâmico fixado a uma placa, seguido do posicionamento do receptor piezocerâmico sobre o topo. Acima desse receptor foi disposta uma pequena bolacha metálica (50g), a fim de garantir um melhor contato entre o receptor e o corpo de prova. Tanto o receptor quanto o emissor possuíam um *bender* e um *extender elements*, como pode ser apreciado na Figura 4.7.

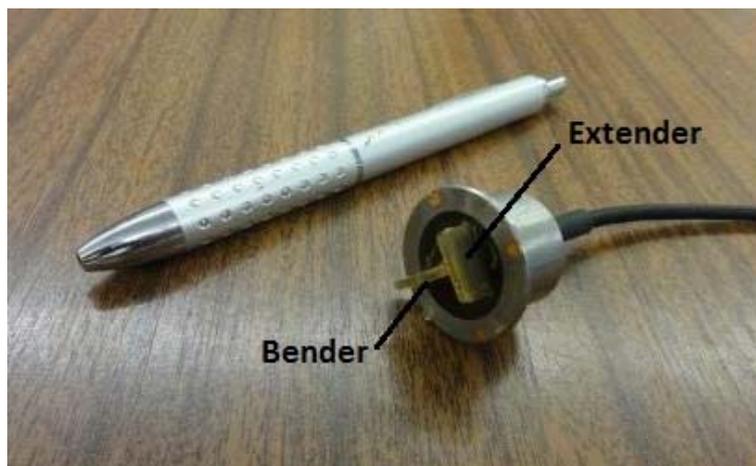


Figura 4.7 – *Bender extender elements*

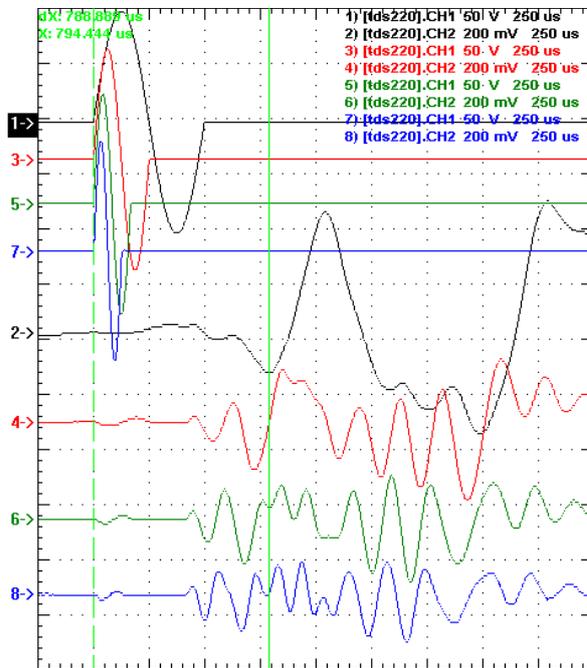
O *bender* e o *extender* possuíam funções distintas, sendo o *bender* responsável pela emissão e recepção das ondas “S” e o *extender* responsável pelas ondas “P”, estando estas relacionadas à medidas de módulos de cisalhamento e compressão, respectivamente.

Com o corpo de prova devidamente posicionado, foi submetido a passagem de ondas com diferentes frequências (ondas “S” de 2 a 20KHz e ondas “P” de 20 a 80 KHz). As ondas sísmicas foram analisadas no domínio do tempo (“*Time Domain*”), que se traduz na identificação do tempo da primeira chegada da onda emitida de um extremo ao outro do corpo de prova (*bender element*). Para o uso desta técnica de captação de ondas sísmicas nas amostras era necessário um gerador de ondas, um amplificador de sinal, um emissor e um receptor piezocerâmicos, um filtro de sinal e um osciloscópio. A onda era emitida pelo gerador que a enviava, simultaneamente, para o osciloscópio e para o amplificador de sinais. Depois de amplificada, a onda era transmitida até o emissor piezocerâmico que a propagava no corpo de prova. Posteriormente, o receptor a captava e a conduzia até o filtro, que eliminava parte dos ruídos elétricos e a enviava até o osciloscópio. Neste equipamento era possível comparar a onda original com a onda propagada pela amostra, determinando o atraso da onda para a transposição do corpo de prova.

A Figura 4.8 ilustra exemplos de ondas “P” e “S” no programa *Wavestar* (programa utilizado para captar as ondas do osciloscópio). Para as medidas do módulo cisalhante foram utilizadas ondas do tipo senoidal, e para o módulo de compressão, ondas quadráticas. Estas ondas foram adotadas após uma bateria de ensaios experimentais, nos quais identificou-se uma resposta mais clara juntamente com as frequências utilizadas.

Leituras das ondas “S” – Módulo de cisalhamento

Frequências: 2KHz, 4KHz, 6KHz e 8KHz



Leituras das ondas “P” – Módulo de compressão

Frequências: 20KHz, 40KHz, 60KHz e 80KHz

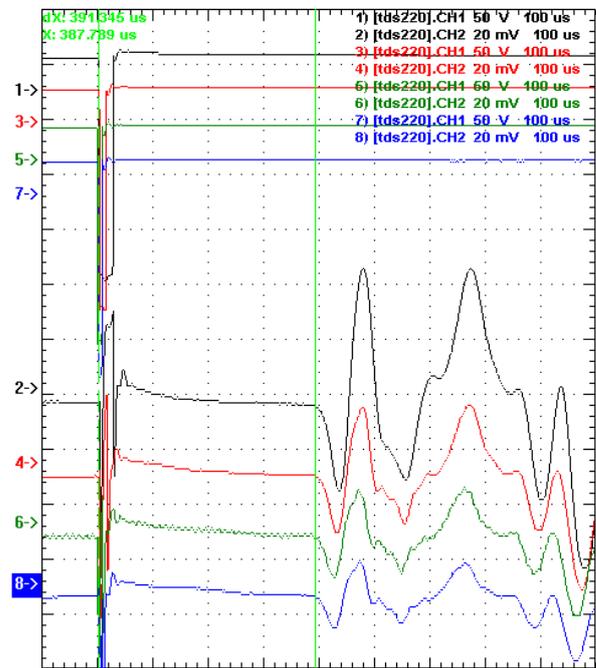


Figura 4.8 – Onda “S” e “P” captadas pelo programa *Wavestar*

4.1.3.1 Ensaios de medidas de rigidez em amostras não cimentadas

Em função do desconhecimento dos parâmetros de rigidez para esse solo, buscou-se realizar uma varredura contemplando todas as suas densidades relativas. Para isso foram realizados 12 ensaios, sendo três repetições para cada configuração. A Tabela 4.4 apresenta os ensaios executados.

Tabela 4.4 – Configurações dos ensaios de medidas de parâmetros de rigidez em amostras não cimentadas

Designação do CP	Densidade relativa de moldagem (%)	Cimento (%)	Leitura dos parâmetros (dias)	Números de amostras (und.)
CP01_OC_DR10	10	0	0*	3
CP02_OC_DR33	33	0	0*	3
CP03_OC_DR66	66	0	0*	3
CP04_OC_DR90	90	0	0*	3

(0*: as leituras dos parâmetros foram realizadas logo após a moldagem)

Após a moldagem e o posicionamento do corpo de prova, a amostra foi novamente medida para que fosse possível recalcular a sua densidade relativa.

4.1.3.2 Ensaios de medidas de rigidez em amostras cimentadas

Nos ensaios com as amostras cimentadas, foram adotadas praticamente as mesmas configurações e os mesmos tempos de cura dos corpos de prova utilizados para realizar os ensaios de compressão simples. Todavia, em virtude desses ensaios serem não destrutivos, realizou-se as leituras dos parâmetros nos diferentes dias de cura (primeiro, terceiro, quinto e sétimo) no mesmo corpo de prova.

Um resumo dos ensaios realizados para a obtenção dos parâmetros de rigidez, com suas determinadas configurações, pode ser conferido na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Configurações dos ensaios de medidas de parâmetros de rigidez em amostras cimentadas

Designação do CP	Densidade relativa de moldagem (%)	Cimento (%)	Leitura dos parâmetros (dias)	Números de amostras (und.)
CP01_0C_10	10	0	0*	3
CP02_1C_10	10	1	1,3,5 e 7	3
CP03_2C_10	10	2	1,3,5 e 7	3
CP04_3C_10	10	3	1,3,5 e 7	3
CP05_1C_33	33	1	1,3,5 e 7	3
CP06_2C_33	33	2	1,3,5 e 7	3
CP07_3C_33	33	3	1,3,5 e 7	3
CP08_5C_33	33	5	1,3,5 e 7	2
CP09_7C_33	33	7	1,3,5 e 7	2
CP10_1C_66	66	1	1,3,5 e 7	3
CP11_2C_66	66	2	1,3,5 e 7	3
CP12_3C_66	66	3	1,3,5 e 7	3
CP13_5C_66	66	5	1,3,5 e 7	2
CP14_7C_66	66	7	1,3,5 e 7	2
CP15_1C_90	90	1	1,3,5 e 7	3
CP16_2C_90	90	2	1,3,5 e 7	3
CP17_3C_90	90	3	1,3,5 e 7	3
CP18_5C_90	90	5	1,3,5 e 7	2
CP19_7C_90	90	7	1,3,5 e 7	2

4.1.4 Ensaios de mini CPT

Os ensaios de mini CPT foram realizados utilizando os equipamentos desenvolvidos especialmente para este trabalho: câmara triaxial, cravador e ponteira.

Assim que corpo de prova era moldado (se este possuía cimento) e a câmara era fechada, aguardava-se um tempo de cura – sem nenhuma tensão confinante - de 48h para ser realizada a prospecção. Caso a amostra fosse isenta de cimento, os procedimentos para o início do ensaio iniciavam no mesmo dia ou no dia seguinte à sua moldagem. O procedimento de ensaio foi dividido em quatro fases diferenciadas:

- a) acoplamento do cravador e da ponteira à câmara triaxial: com a câmara fechada, era removido o selo do orifício de inserção da ponteira e acoplado sobre a câmara o cravador juntamente com a ponteira. A fixação do cravador na câmara ocorria por meio de dois parafusos. Realizada esta etapa, os cabos responsáveis eram conectados pelo acionamento do motor de passo do cravador e o cabo da alimentação e leitura dos sinais da ponteira. Nesse momento já iniciava-se o monitoramento dos dados fornecidos pela ponteira;
- b) Percolação: com o enchimento da câmara (fluido responsável pela pressão confinante), o corpo de prova era submetido a uma pressão confinante de 10 kPa. Em seguida iniciava-se a percolação (ascendente) do corpo de prova com água. Independente da densidade relativa da amostra e a existência ou não de cimento, o volume de água percolado nunca foi inferior a 115 litros, ou seja, nunca inferior a 2,5 vezes o volume de vazios da amostra;
- c) Saturação: em função de problemas de estanqueidades apresentados pela ponteira do mini CPT, a contrapressão aplicada ao corpo de prova foi fixada, para todos os ensaios, em 100 kPa. Os incrementos de pressão (contrapressão e pressão confinante) foram realizados em estágios de 20 kPa, sendo que a pressão confinante estava sempre 20 kPa maior que a contrapressão. Nos estágios finais de incremento de pressão, ajustaram-se as pressões para que correspondessem com as requeridas para os ensaios. A contrapressão sempre foi aplicada no topo da amostra e lida em sua base;
- d) Prospecção: finalizada a saturação, o corpo de prova era isolado e iniciava-se a cravação do mini CPT que ocorria com velocidade aproximada de 2 mm/s. Finalizada a cravação, a ponteira permanecia 30 segundos imóvel e depois iniciava-se a sua remoção. Futuramente, quando a ponteira estiver munida de um sensor de pressão, esse tempo de permanência da ponteira junto ao fundo da amostra poderá ser ajustado para que seja possível a total dissipação de

poropressão, caso ocorra a sua geração durante a cravação. Poderão também ser previstos ensaios de dissipação durante a cravação da ponteira.

Com essas etapas finalizadas, a câmara era despressurizada, removia-se toda a água possível do seu interior e desmoldava-se o corpo de prova. Caso o ensaio fosse sem cimento, a areia era reaproveitada. Devido as baixas tensões de confinamento e baixas densidades dos ensaios sem cimento não houve preocupação com a quebra dos grãos de areia. A Figura 4.9 apresenta uma imagem de um corpo de prova cimentado após a realização do ensaio.



Figura 4.9 – Corpo de prova após o ensaio

Devido a resistência limitada da ponteira do mini CPT os ensaios realizados tiveram 2% de cimento como limitante (em relação à massa de solo seco), 30 kPa como limite de tensão efetiva e 48 horas de cura. O estabelecimento desses limites foi embasado em resultados obtidos a partir de ensaios testes realizados. Baseando-se nesses limites, foi realizado o programa de ensaios de cone apresentado na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Configurações dos ensaios de mini CPT

Número do ensaio	Densidade relativa de moldagem (%)	Cimento (%)	Tensão efetiva (kPa)
1	10	0	10
2	33	0	10
3	10	0	20
4	33	0	20
5	33	0	20
6	10	0	30
7	33	0	30
8	10	1	10
9	33	1	10
10	10	1	20
11	33	1	20
12	10	2	10
13	33	2	10

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em decorrência ao programa experimental apresentado no capítulo anterior, foram obtidos importantes resultados que serão apresentados e discutidos nesse capítulo. Os ensaios serão apresentados individualmente, contudo, quando houver correlações, elas serão exibidas.

A fim de enriquecer as discussões a respeito dos dados obtidos, serão apresentados determinados resultados oriundos de pesquisas realizadas por Puppala *et al.* (1995) e Rattley *et al.* (2008), os quais realizaram ensaios de resistência a compressão simples, bem como, ensaios de cone em câmara de calibração (PUPPALA *et al.* 1995) e em centrífuga (RATTLEY *et al.* 2005). Os solos utilizados pelos autores assemelham-se muito a ao utilizado nessa pesquisa, sendo estes, classificados como solos arenosos.

5.1 RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Os ensaios de resistência à compressão simples (q_u) foram realizados de acordo com a metodologia apresentada. Como foram realizados ensaios com diferentes porcentagens de cimento e diferentes porosidades optou-se por correlacionar essas variáveis para representar graficamente os resultados. Para isso foi utilizado o índice proveniente da razão entre a porosidade e a porcentagem volumétrica de cimento (η/C_{iv}) desenvolvido por Consoli *et al.* (2007), o qual foi calculada para todos os corpos de prova após serem desmoldados, visto a frequente alteração das dimensões após esse processo. A equação 5.1 apresenta uma das maneiras de obter diretamente esse dado.

$$\eta/C_{iv} = \frac{G_{cimento}G_{solo}V_{CP} - G_{cimento}M_{CP} - G_{solo}\lambda M_{CP} + G_{cimento}G_{solo}\lambda V_{CP} + G_{cimento}G_{solo}WV_{CP} + G_{cimento}G_{solo}WV_{CP}\lambda}{G_{solo}\lambda M_{CP}} \quad (\text{eq. 5.1})$$

Onde as variáveis possuem a seguinte designação:

η : porosidade;

C_{iv} : porcentagem volumétrica de cimento;

$G_{cimento}$: densidade real do cimento;

G_{solo} : densidade real do solo;

M_{CP} : massa do corpo de prova;

V_{CP} : volume do corpo de prova;

W : umidade em porcentagem;

λ : porcentagem de cimento;

Os resultados obtidos a partir da equação 5.1, demonstraram que para diferentes porcentagens de cimento e diferentes densidades relativas é possível obter o mesmo valor de η/C_{IV} . Por exemplo (vislumbrando a Figura 5.1), um corpo de prova com aproximadamente 7% de cimento e uma densidade relativa de 5% possui o mesmo valor de η/C_{IV} de um corpo de prova com 5% de cimento e 85% de densidade relativa.

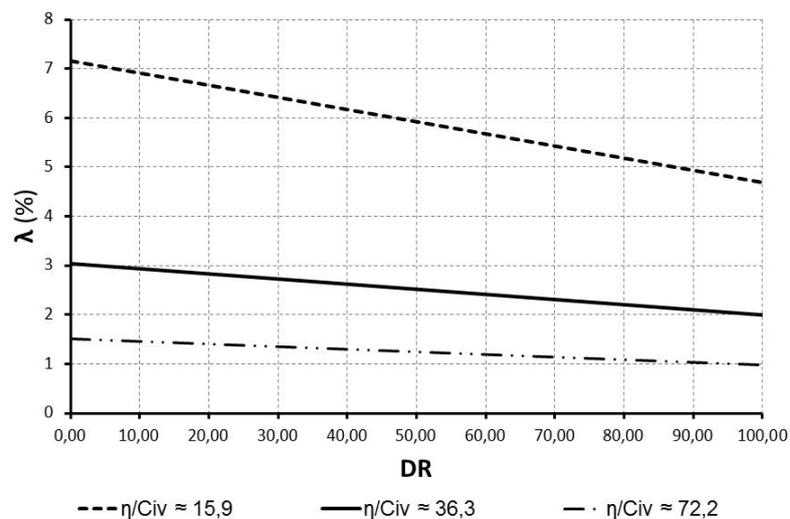


Figura 5.1 – Porcentagem de cimento *versus* densidade relativa para os mesmos valores de η/C_{IV} .

Ainda referente a Figura 5.1, torna-se evidente que para a obtenção de mesmos valores para η/C_{IV} , se estes forem baixos (< 20), uma determinada variação da densidade relativa implica em uma maior variação da porcentagem de cimento. Já quando os valores de η/C_{IV} são relativamente altos (> 70), mesmo ocorrendo variações máximas de densidade, a alteração da

porcentagem de cimento para a manutenção do mesmo valor de η/C_{IV} será pequena ($\approx 0,5\%$).

Após a explanação sobre a obtenção e o comportamento da razão da porosidade e a porcentagem volumétrica de cimento, serão apresentados os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão simples. O comportamento obtido para esses ensaios não destoou do que já era conhecido pelo grupo UFRGS – Consoli *et al.* (2006), Consoli *et al.* (2007), Consoli *et al.* (2009) e Consoli *et al.* (2010b) –, entretanto, foram adicionadas algumas respostas a lacunas que ainda estavam abertas.

É importante mencionar que o expoente obtido nas equações das linhas de tendência dos resultados, devido aos seus valores muito próximos para todas as idades, foram fixados em um único valor para que fossem facilitadas as análises.

Como explicitado no programa experimental, foram adotados quatro tempos de cura (para as rupturas dos corpos de prova) para obtenção da resistência a compressão simples, sendo estes 1, 3, 5 e 7 dias. A Figura 5.2 apresenta os resultados provenientes da ruptura dos corpos de prova após um dia de cura deste trabalho e também os ensaios executados por Rattley *et al.* (2008).

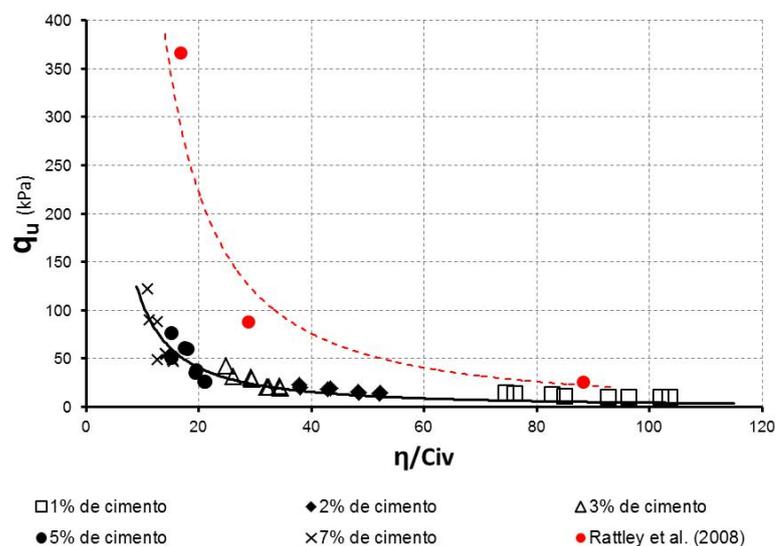


Figura 5.2 – RCS após um dia de cura

Os resultados obtidos, nesta pesquisa, após um dia de cura apresentam como resistência máxima 121 kPa, sendo está estabelecida a partir de $\eta/C_{IV} \approx 10$. Isso demonstra que mesmo

com um pequeno tempo de cura pode-se obter resistências relativamente altas, dependendo apenas da porcentagem de cimento e densidades relativas adotadas. Ao ajustar uma linha de tendência do tipo potência para esses resultados, obteve-se a equação 5.2, a qual proporcionou um coeficiente de regressão $R^2 = 0,85$.

$$q_u^{1 \text{ dia}} (kPa) = 2698 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-1,4} \quad (\text{eq. 5.2})$$

Em relação aos resultados obtidos por Rattley *et al.* (2008), estes apresentam magnitudes muito superiores aos dessa pesquisa, apesar de possuírem o mesmo tempo de cura. Essa diferença pode ser vinculada a combinação das características do solo e do cimento utilizados. Mesmo havendo apenas três ensaios, obteve-se a equação referente à tendência dos resultados, entretanto, admitisse que possam existir erros nela. A equação 5.3 apresenta a tendência dos resultados de Rattley *et al.* (2008) para resistência a compressão simples com um dia de cura.

$$q_{u_{\text{Rattley}}}^{1 \text{ dia}} (kPa) = 22917 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-1,55} \quad (\text{eq. 5.3})$$

Para um tempo de cura de três dias, os resultados de resistência foram significativamente maiores que os obtidos para um dia de cura, corroborando com a Figura 4.2, a qual apresenta a evolução da resistência do cimento em relação ao tempo de cura. A Figura 5.3 apresenta os resultados dessa pesquisa obtidos para três dias de cura e os resultados de Puppala (também com a mesma idade).

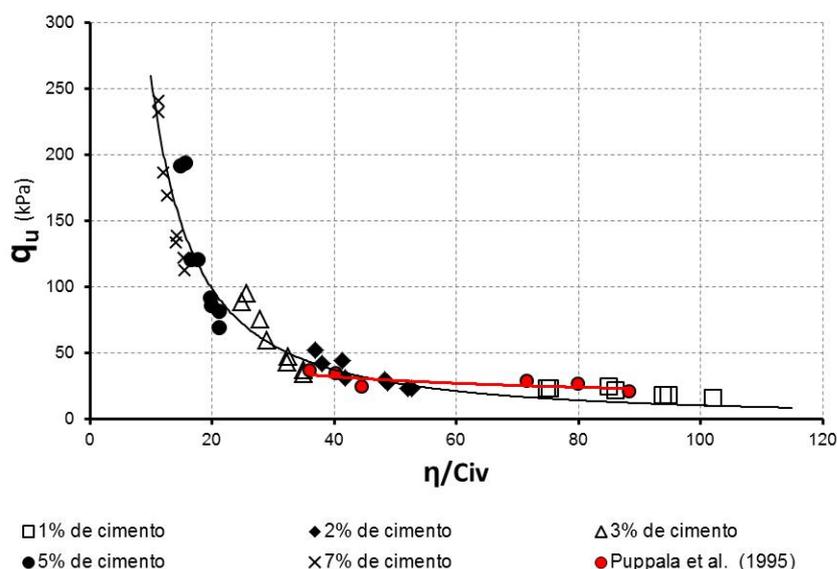


Figura 5.3 – RCS após três dias de cura

Comparando as Figuras 5.2 e 5.3 (resultados dessa pesquisa), observa-se que o incremento de resistência ocorrido para um $\eta/C_{IV} \approx 10$ é praticamente de 100%, assim como para os demais valores do mesmo índice. Após um ajuste potencial sobre os resultados, obteve-se a equação 5.4, a qual remeteu a um coeficiente de regressão $R^2=0,93$.

$$q_u^{3 \text{ dias}} (kPa) = 6535 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-1,4} \quad (\text{eq. 5.4})$$

Quando verificados os resultados de Puppala *et al.* (1995), apesar dos poucos dados disponibilizados pelo autor para esse tempo de cura, observa-se que não há uma grande diferença de magnitude e, aparentemente, os mesmos seguem uma tendência parecida com os resultados dessa pesquisa. Não será apresentada uma equação decorrente da tendência dos pontos devido a erros grotescos que poderiam ocorrer pelo uso de apenas esses resultados ou então pela sua extrapolação.

Nos resultados decorrentes de cinco dias de cura observou-se que a resistência ainda continuou crescendo, mas não da maneira pronunciada verificada entre as duas idades anteriores (1 e 3 dias). Comparando os resultados para um $\eta/C_{iv} \approx 10$ para três e cinco dias de cura, registra-se um crescimento da resistência de 40%. A Figura 5.4 apresenta os resultados de compressão simples para cinco dias de cura.

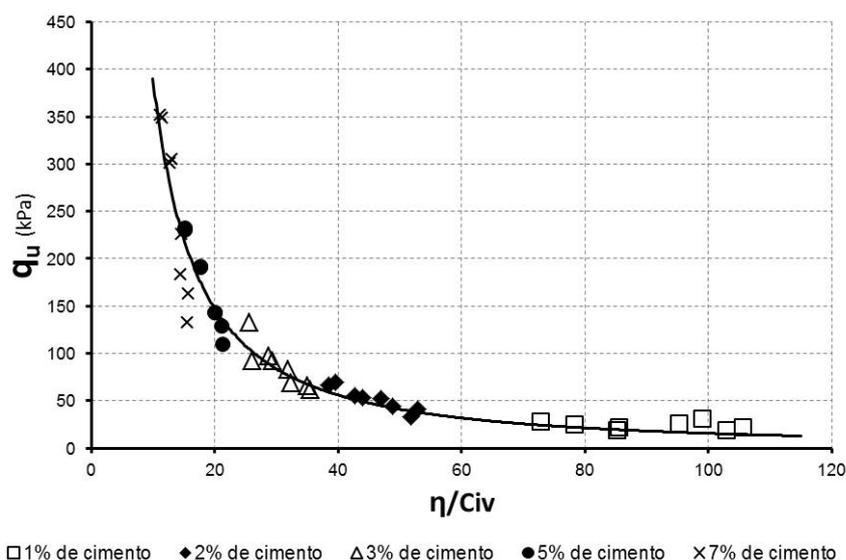


Figura 5.4 – RCS após cinco dias de cura

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.4, admitindo-se também um ajuste potencial, foi obtida a equação 5.5. Essa equação possui um coeficiente de regressão de $R^2=0,95$.

$$q_u^{5 \text{ dias}} (kPa) = 9801 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-1,4} \quad (\text{eq. 5.5})$$

Por fim, após sete dias de cura, foram obtidos os resultados apresentados na Figura 5.5. Assim como na Figura 5.3, nessa figura também estão apresentados os resultados de Puppala *et al.* (1995).

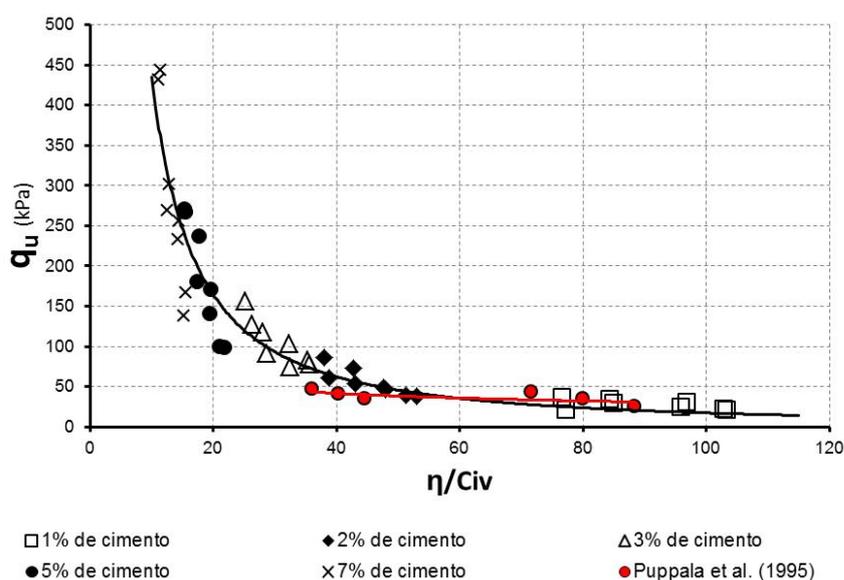


Figura 5.5 – RCS após sete dias de cura

Comparando a resistência máxima obtida para sete dias com a de cinco dias de cura, verifica-se que o incremento é de aproximadamente de 28%. A equação 5.6 reflete o comportamento dos resultados obtidos para sete dias de cura ($R^2=0,91$).

$$q_u^{7 \text{ dias}} (kPa) = 10921 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-1,4} \quad (\text{eq. 5.6})$$

Em relação aos dados de Puppala *et al.* (1995), percebe-se que para essa idade, quando refere-se a valores altos de η/C_{IV} , os resultados possuem uma magnitude semelhante aos dessa pesquisa, todavia, para valores de η/C_{IV} menores, ocorre uma redução significativa.

Avaliando de maneira geral, verificou-se que o ganho de resistências nos primeiros dias de cura é muito expressivo e que este ganho tende a diminuir com o passar do tempo. Além disso, verifica-se que independente do tempo de cura, 1, 3, 5 ou 7 dias, os resultados apresentam sempre as mesmas tendências, ajustando-se coerentemente a uma equação potencial.

Para facilitar a avaliação geral dos dados obtidos, na Figura 5.6, foram plotadas as tendências obtidas para a resistência à compressão simples em função do η/C_{IV} para todos os tempos de cura.

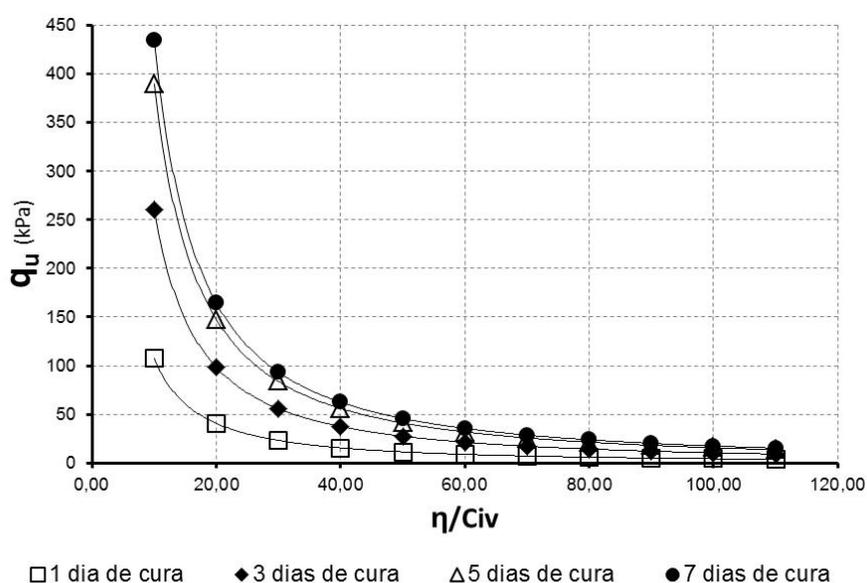


Figura 5.6 – RCS a partir das tendências para todos os tempos de cura

Vislumbrando a Figura 5.6 é possível afirmar que quanto menor os valores de η/C_{IV} , maior será a diferença das resistências para os diferentes tempos de cura. Também verifica-se que, havendo necessidade de obtenção de resistências elevadas, quanto menor for a porosidade, menor será quantidade de cimento necessária para atingi-la, ou seja, no âmbito da resistência, o volume de vazios é diretamente proporcional à quantidade de cimento.

Também, se observarmos os expoentes das curvas de tendências dos resultados para as quatro idades de cura adotadas perceberemos que eles são idênticos. Evidentemente que as curvas de tendências foram conduzidas a essa mesma potência (-1,4), entretanto, é necessário relatar que o ajuste livre desses dados levou a potências muito próximas a essa utilizada tanto que,

mesmo conduzindo as potências das equações de tendências dos resultados a um mesmo valor, o coeficiente de regressão mostrou-se elevado.

De posse dos resultados de resistência a compressão simples referentes as idades medidas, foi possível chegar a uma relação entre o tempo de cura e a razão $q_u/(\eta/C_{IV})^{-1,40}$, conforme a Figura 5.7. Executando um ajuste potencial a esses valores será obtida a equação 5.7.

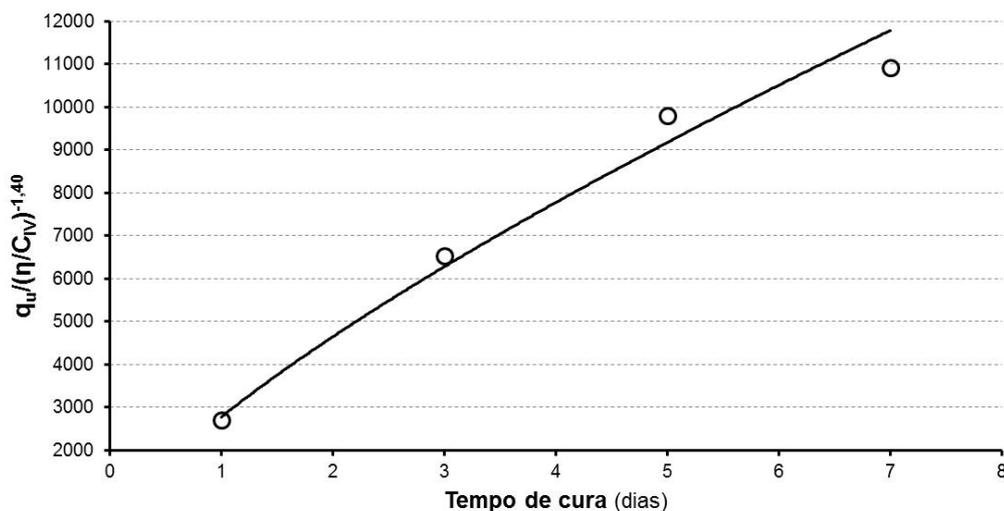


Figura 5.7 – Relação entre o tempo de cura e a razão $q_u/(\eta/C_{IV})^{-1,40}$

$$q_u / (\eta / C_{IV})^{-1,4} = 2776 (\text{dias})^{0,74} \quad (\text{eq. 5.7})$$

Conhecendo a equação 5.7 podemos afirmar que a resistência à compressão simples da areia de Osório artificialmente cimentada, dentro do espectro da porcentagem de cimento e dos tempos de cura estudados, pode ser estimada através da equação 5.8.

$$q_u (\text{kPa}) = 2776 (\text{dias})^{0,74} \cdot (\eta / C_{IV})^{-1,4} \quad (\text{eq. 5.8})$$

5.2 RESULTADOS DE MEDIDAS DE RIGIDEZ

Os resultados dos ensaios executados para a determinação de medidas de rigidez serão apresentados separadamente para as mostras não cimentadas e cimentadas.

5.2.1 Amostras não cimentadas

Os resultados decorrentes dos ensaios para determinação dos parâmetros de rigidez em amostras não cimentadas serão apresentados em função da sua densidade relativa. Como é possível verificar na Figura 5.8, os resultados apresentam grande solidez, visto que eles tendem a um ajuste linear, o que é um comportamento comum para areias.

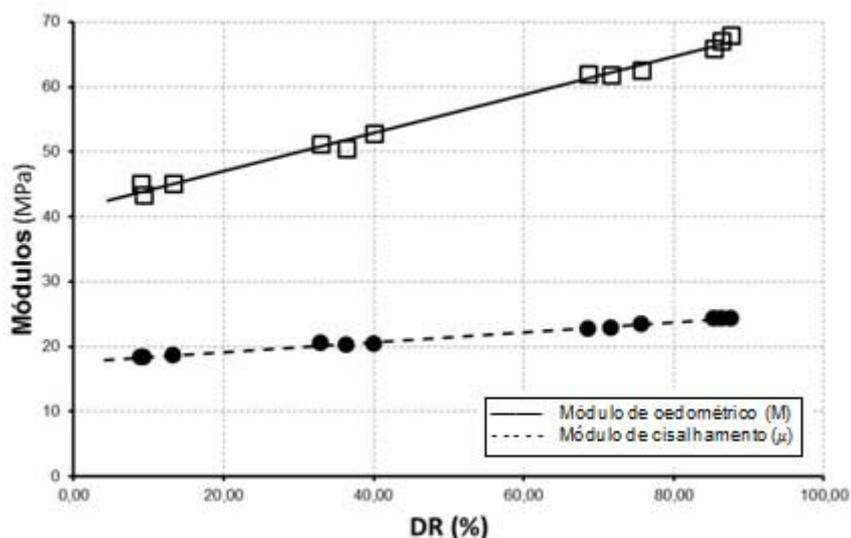


Figura 5.8 – Módulo oedométrico e de cisalhamento para a areia de Osório

A Figura 5.8 determina que, na faixa abrangida pelos ensaios, o módulo de cisalhamento (μ) dessa areia varia de entre 18 a 25 MPa, enquanto o módulo oedométrico (M) de 67 a 100 MPa. Concluiu-se que o uso da membrana de látex para o confinamento da amostra não tenha provocado grandes influências nesses resultados, podendo estes ser admitidos para o mesmo material sem tensões confinantes.

Quando realizado um ajuste linear para ambos os módulos, foram obtidas as equações 5.9 e 5.10. Essas equações permitirão conhecer qualquer parâmetro de rigidez (formulações da elasticidade) em trabalhos futuros.

$$\mu^{\text{areia de Osório}} (\text{MPa}) = 0,076 DR + 17,60 \quad (\text{eq. 5.9})$$

$$M^{\text{areia de Osório}} (\text{MPa}) = 0,294 DR + 41,18 \quad (\text{eq. 5.10})$$

Através desses dois parâmetros foi possível calcular o coeficiente de Poisson para o solo sob essa determinada condição, o qual apresentou uma variação entre 0,31 e 0,34 (Fig. 5.9) e um

comportamento linear. Essa variação encontra-se dentro da ampla faixa especificada na literatura - decorrente dos inúmeros fatores significantes -, que é de 0,2 a 0,4.

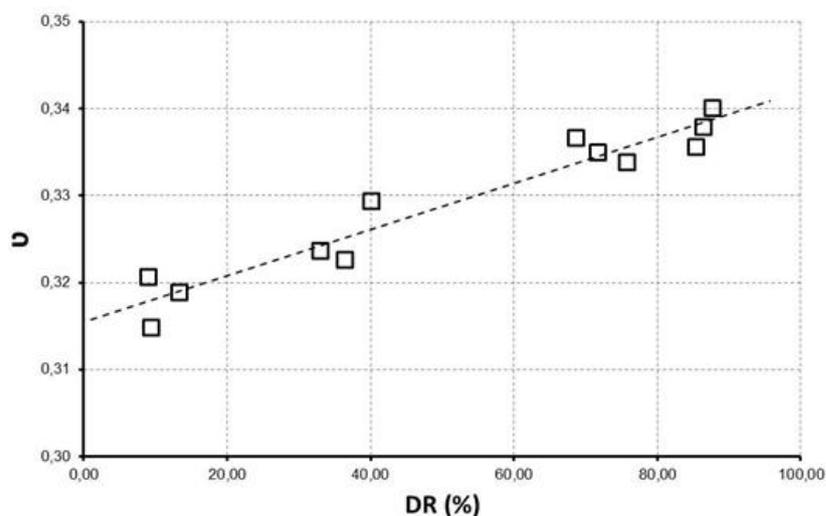


Figura 5.9 – Coeficiente de Poisson para a areia de Osório

Assim como realizado para os módulos apresentados para esse material, também foi realizado um ajuste linear para o coeficiente de Poisson, o qual proporcionou a obtenção da equação 5.11.

$$\nu^{\text{areia de Osório}} = 0,0003DR + 0,315 \quad (\text{eq. 5.11})$$

5.2.2 Amostras cimentadas

Para a apresentação e discussão dos resultados sobre os ensaios de medidas de rigidez nas amostras cimentadas, os mesmos também foram convertidos em gráficos relacionando-os com os seus respectivos valores de η/C_{IV} . Isso foi feito para que posteriormente seja possível correlacionar os resultados de resistência à compressão simples a estes resultados.

Assim como para os resultados dos ensaios a compressão simples, após a inserção de um ajuste potencial aos resultados de medidas de rigidez, foram obtidos expoentes bastante próximos - para diferentes dias de cura - entre os mesmos módulos. Em virtude disso, adotou-se um valor médio entre os expoentes para cada módulo e conduziu-se o ajuste potencial dos resultados utilizando esses valores. Esse artifício proporcionou a obtenção de diferentes equações (correspondentes as idades de cura), mas com os mesmos expoentes. O

expoente admitido para o módulo de cisalhamento foi de -0,95, enquanto para o módulo oedométrico foi de -0,81.

Os tempos de cura para os ensaios de medidas de rigidez foram os mesmos adotados para os ensaios de resistência, 1, 3, 5 e 7 dias. Na sequência serão apresentados os resultados referentes a cada tempo de cura para o módulo de cisalhamento e oedométrico. A Figura 5.10 apresenta os resultados deste trabalho referentes aos módulos após um dia de cura e também os resultados de Rattley *et al.* (2008) para o módulo de cisalhamento com a mesma idade.

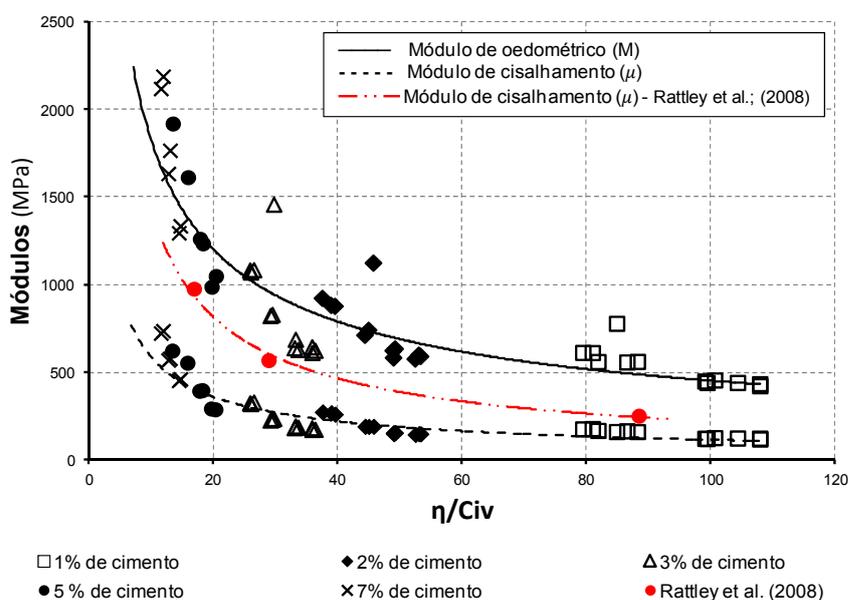


Figura 5.10 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após um dia de cura

Conforme é possível verificar na Figura 5.10, os dois módulos apresentam a mesma tendência identificada para os ensaios de resistência a compressão simples, sendo o módulo oedométrico (M) com uma maior dispersão ($R^2=0,83$) quando comparado ao de cisalhamento (μ) - ($R^2=0,90$). Os resultados para o módulo de cisalhamento de Rattley *et al.*, (2008), quando comparados aos dessa pesquisa, são muito superiores, assim como os resultados de resistência a compressão simples (Figura 5.2) A equação 5.12 descreve a tendência dos resultados de Rattley *et al.*, (2008). Em relação aos resultados desta pesquisa, a equação 5.13 foi obtida através da tendência dos resultados para o módulo de cisalhamento e a equação 5.14 para o módulo oedométrico.

$$\mu_{Rattley}^{1\text{ dia}} (MPa) = 9306 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-0,81} \quad (\text{eq. 5.12})$$

$$\mu^{1\text{ dia}} (MPa) = 6694 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-0,95} \quad (\text{eq. 5.13})$$

$$M^{1\text{ dia}} (MPa) = 14350 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-0,81} \quad (\text{eq. 5.14})$$

Não há correlação nenhuma a respeito da identidade entre o expoente do módulo de cisalhamento de Rattley e o expoente do módulo oedométrico desta pesquisa. Quando examinados os resultados após três dias de cura, verifica-se que a dispersão ($R_{\mu}^2 = 0,95$ e $R_M^2 = 0,95$) entre os conjuntos de resultados é inferior a dos resultados apresentados para um dia de cura. Atribui-se parte dessa maior consistência entre os resultados ao nível de reações químicas e físicas entre o cimento e a areia, já que com apenas um dia de cura essas ainda eram muito prematuras. A Figura 5.11 apresenta os resultados dos módulos após três dias de cura.

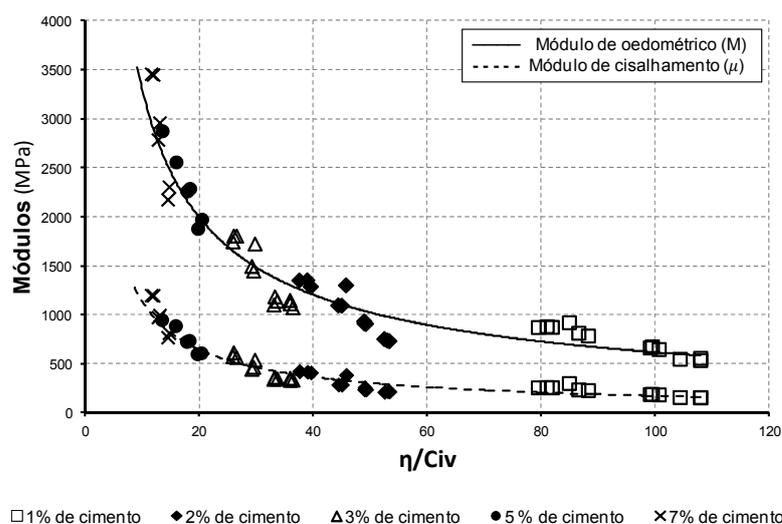


Figura 5.11 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após três dias de cura

As equações 5.15 e 5.16 oriundas das tendências dos resultados proporcionam valores que são, aproximadamente, duas vezes maiores para os módulos de cisalhamento e 30% maior para o módulo oedométrico quando comparados aos resultados obtidos para um único dia de cura.

$$\mu^{3\text{ dias}} (MPa) = 11500 \left(\eta / C_{IV} \right)^{-0,95} \quad (\text{eq. 5.15})$$

$$M^{3 \text{ dias}} (\text{MPa}) = 23257 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,81} \quad (\text{eq. 5.16})$$

Os resultados dos módulos de cisalhamento e oedométrico referentes a cinco dias de cura estão apresentados na Figura 5.12.

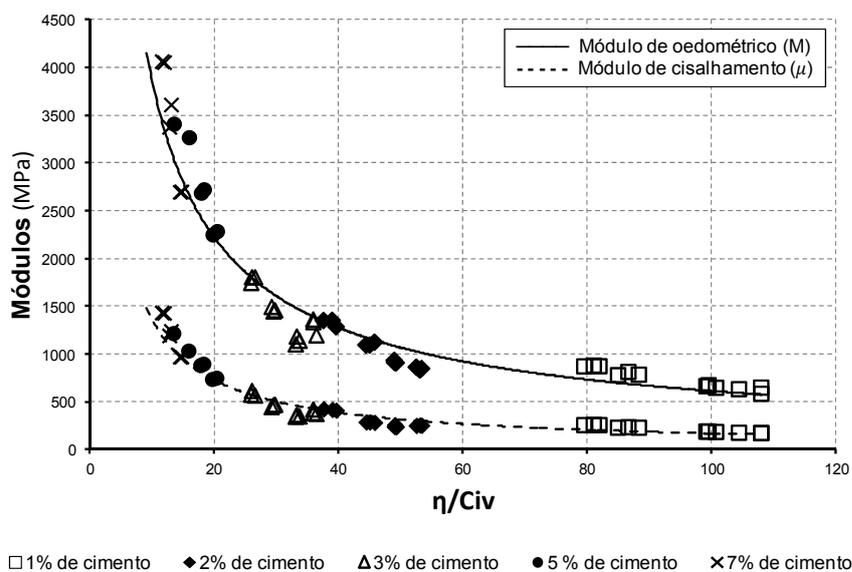


Figura 5.12 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após cinco dias de cura

Como se sabe, os resultados dos módulos são fortemente influenciados pelo nível de resistência atingido pelo cimento, visto que dessa forma as ligações entre os grãos de areia serão cada vez mais estáveis. Além disso, como apresentado, entende-se que após cinco dias de cura, para este determinado cimento, grande parte das reações iniciais (até 7 dias) aconteceram. Diante disso, não são esperados grandes incrementos nos módulos quando comparados os resultados obtidos para cinco e sete dias de curas.

Em relação às equações 5.17 e 5.18, obtidas a partir dos resultados, observou-se que os coeficientes de regressão para os ajustes realizados foram de $R_{\mu \text{ e } M}^2 = 0,95$.

$$\mu^{5 \text{ dias}} (\text{MPa}) = 13304 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,95} \quad (\text{eq. 5.17})$$

$$M^{5 \text{ dias}}(\text{MPa}) = 26377 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,81} \quad (\text{eq. 5.18})$$

Finalizando, os resultados obtidos após sete dias de cura estão apresentados na Figura 5.13. Esses corroboram com o exposto anteriormente quando mencionou-se que estes deveriam ser pouco superiores aos resultados obtidos após cinco dias de cura.

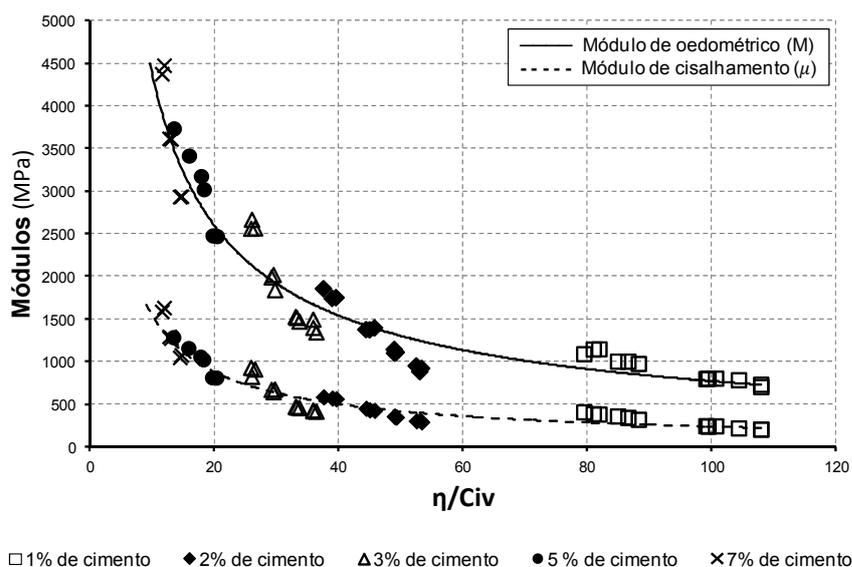


Figura 5.13 – Módulo de cisalhamento e oedométrico após sete dias de cura

Interpretando a Figura 5.12 vislumbra-se que para os valores de η/C_{IV} explorados os resultados para o módulo de cisalhamento a variação é de cerca de 800%, enquanto que para o módulo de compressão é de 600%. Essa variação possui determinada importância em virtude da possibilidade de obtenção do Coeficiente de Poisson para este material, o qual é avaliado na sequência do trabalho.

As equações 5.19 e 5.20 refletem as tendências dos resultados para os módulos explorados em amostras após sete dias de cura. O coeficiente de regressão obtido para o módulo de cisalhamento foi $R_{\mu}^2 = 0,95$, enquanto que para o módulo oedométrico foi $R_M^2 = 0,93$.

$$\mu^{7 \text{ dias}}(\text{MPa}) = 15595 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,95} \quad (\text{eq. 5.19})$$

$$M^{7 \text{ dias}}(\text{MPa}) = 30220 \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,81} \quad (\text{eq. 5.20})$$

É pertinente relatar que, inerente aos ensaios, estão pequenos erros oriundos da grande dependência do fator humano na determinação das magnitudes dos módulos. Além disso, a existência de ruídos elétricos nem sempre foi totalmente eliminada pelo filtro utilizado, o que em alguns casos pode também ter influenciado na dispersão dos resultados.

Tentando facilitar a visualização do incremento na magnitude dos resultados para ambos os módulos, a partir das equações obtidas para cada tempo de cura e referentes ao seu devido módulo, serão apresentadas nas Figuras 5.14 e 5.15 a evolução dos mesmos.

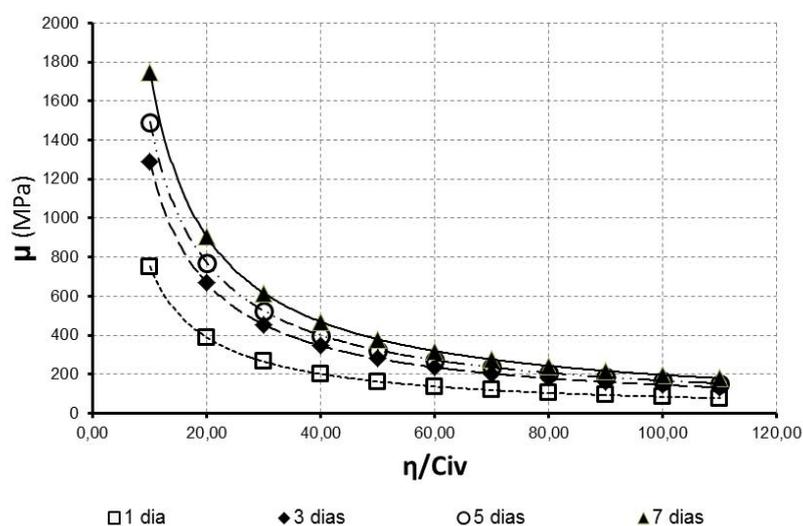


Figura 5.14 – Módulo de cisalhamento para todos os tempos de cura adotados

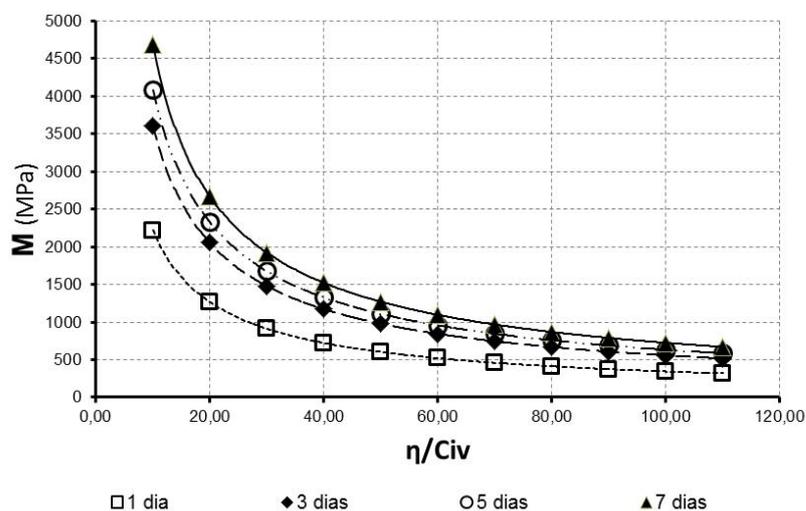


Figura 5.15 – Módulo oedométrico para todos os tempos de cura adotados

Ao compararmos as Figuras 5.14 e 5.15 concluímos que os comportamentos dos módulos são iguais. Ambos apresentam um grande aumento em suas magnitudes da primeira para a segunda leitura. Entre a segunda e terceira leitura ocorre um aumento visível para valores de η/C_{IV} menores de 50, e da quinta para a sétima, outro pequeno incremento. Para valores de η/C_{IV} maiores de 50, referentes a segunda e terceira leituras, verifica-se uma aproximação entre os resultados.

Fica evidente que o incremento que ocorre com o passar do tempo na magnitude dos módulos possui uma relação direta com o ganho de resistências dos corpos de prova, todavia, esse fator não é único.

Em virtude dos mesmos expoentes nas equações referentes aos ajustes dos resultados para os módulos, também foi possível verificar qual a relação do incremento do módulo com o decorrer do tempo. A Figura 5.16 apresenta essa correlação e as equações 5.21 (módulo de cisalhamento – $R^2=0,98$) e 5.22 (módulo oedométrico – $R^2=0,97$) referem-se a linha de tendência desses resultados.

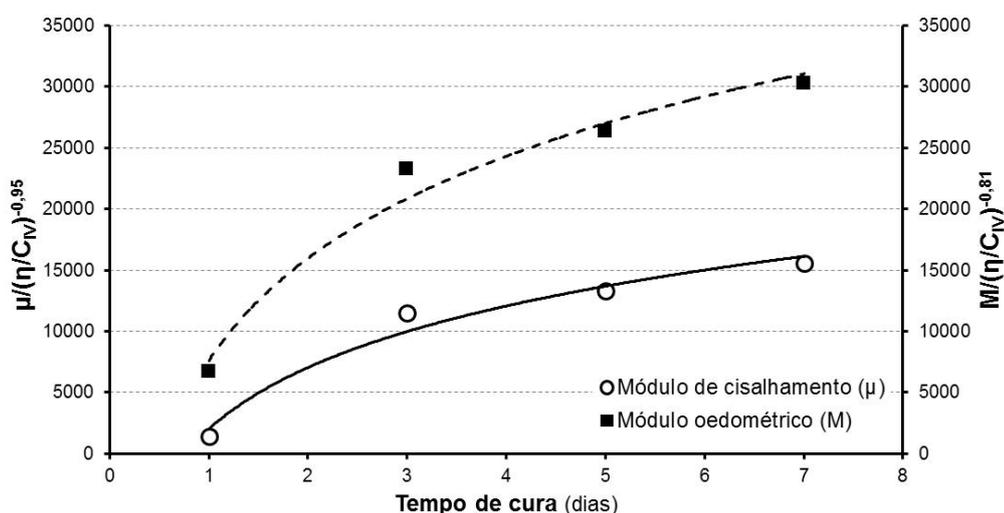


Figura 5.16 – Incrementos dos módulos em função do tempo

$$\frac{\mu}{(\eta/C_{IV})^{-0,95}} = 7250 \ln(dias) + 2022 \quad (\text{eq. 5.21})$$

$$\frac{M}{\left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right)^{-0,81}} = 12038 \ln(dias) + 7631 \quad (\text{eq. 5.22})$$

A Figura 5.20 apresenta os resultados dos módulos de cisalhamentos e oedométrico. Como o expoente do $\frac{\eta}{C_{IV}}$ não é o mesmo, foram plotados dois eixos verticais, sendo o do lado esquerdo $\left(\frac{\mu}{\left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right)^{-0,95}}\right)$ referente ao módulo de cisalhamento e o do lado direito $\left(\frac{M}{\left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right)^{-0,81}}\right)$ ao módulo oedométrico. Os resultados demonstram que a taxa de crescimento para os módulos são diferentes e não são constantes, sendo mais pronunciada até 3 dias de cura. Após esse período as taxas, mesmo diferentes entre os módulos, tendem a estabilização.

Através das equações 5.21 e 5.22, isolando-se os módulos, são obtidas as equações 5.23 e 5.24 que permitem a estimativa do módulo de cisalhamento e oedométrico através do tempo de cura e da razão entre a porosidade pela porcentagem volumétrica de cimento.

$$\mu(MPa) = (7250 \ln(dias) + 2022) \cdot \left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right)^{-0,95} \quad (\text{eq. 5.23})$$

$$M(MPa) = (12038 \ln(dias) + 7631) \cdot \left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right)^{-0,81} \quad (\text{eq. 5.24})$$

Devido ao comportamento visco-elástico plástico do solo, sabe-se que este pode apresentar deformações irreversíveis após um determinado nível de tensões. Todavia, ainda assim é comum a realização de considerações da hipótese elástica para o mesmo nível. Diante disso, essas equações possuem evidente importância, pois possibilitam a obtenção desses módulos e, através das leis elásticas, de qualquer outro parâmetro elástico.

Com relação ao coeficiente de Poisson referente aos ensaios realizados, a Figura 5.17 apresenta a variação do coeficiente de Poisson de um e sete dias de cura.

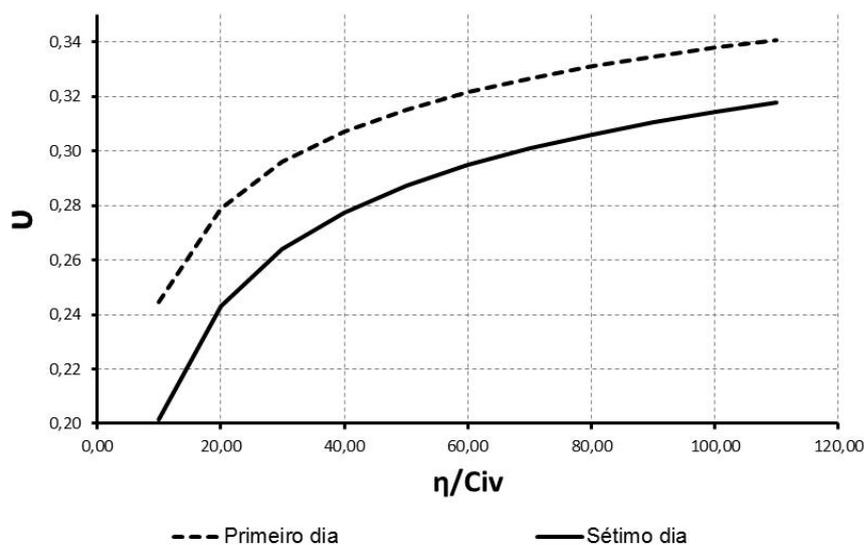


Figura 5.17 – Coeficiente de Poisson obtido a partir das misturas areia-cimento

Observa-se que os valores do coeficiente de Poisson para os corpos de prova com um dia de cura possuem uma variação aproximada de 0,24 a 0,34, dependendo dos valores de η/C_{IV} . Após sete dias de cura essa variação cai para a faixa de 0,20 a 0,32. Além disso, verifica-se que a queda ocorrida no coeficiente de Poisson durante o período de acompanhamento para corpos de prova com $\eta/C_{IV} \approx 10$ é maior que para os corpos de prova com $\eta/C_{IV} \approx 110$. Atribui-se a queda maior para os corpos de prova com η/C_{IV} baixos devido as suas baixas porosidades e maiores quantidades de cimento. Também é possível afirmar que corpos de prova com densidades relativas de 90% e adições de 7% de cimento possuem coeficientes de Poisson próximos aos do concreto, que segundo a literatura é de aproximadamente 0,2.

5.3 RELAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE RCS E MEDIDAS DE RIGIDEZ

Após a verificação dos resultados dos ensaios para medidas de rigidez e resistência a compressão simples constatou-se que ambos possuíam a mesma tendência. Diante disso, normalizou-se o módulo de cisalhamento em função da resistência a compressão simples. A Figura 5.18 apresenta os resultados normalizados.

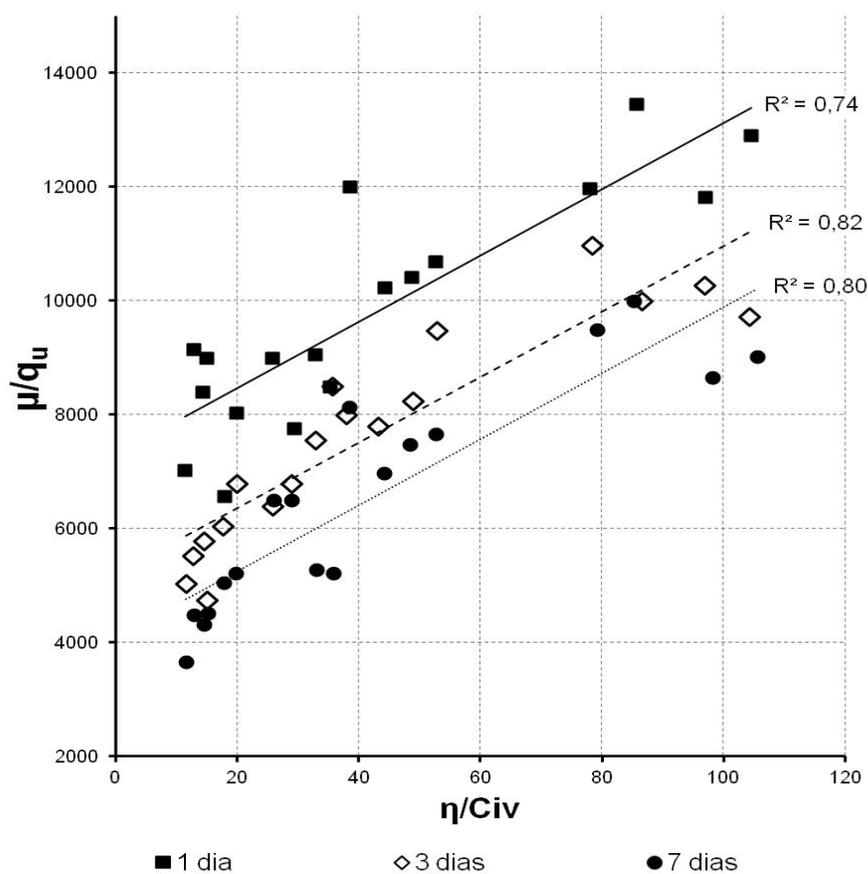


Figura 5.18 – Normalização dos resultados do módulo de cisalhamento pela RCS

Para algumas configurações de corpos de prova havia três resultados, enquanto para outros havia somente dois. Buscando a uniformização dos dados foi adotado apenas um resultado referente a cada configuração dos corpos de prova, sendo este oriundo da média aritmética. Esse procedimento foi adotado tanto para os resultados de resistência à compressão simples quanto para os resultados de medida de rigidez.

Foram adotadas apenas as idades de 1, 3 e 7 dias de cura em virtude do possível desvio da magnitude dos resultados para as medidas de rigidez correspondentes a cinco dias de cura.

Ao verificar os resultados sem nenhum ajuste, observou-se uma semelhança grande em relação ao coeficiente angular. A partir disso, considerou-se um único.

Analisando a Figura 5.18 observa-se resultados extremamente interessantes. Verifica-se que, independente do tempo de cura, a constante “B” relaciona-se a este parâmetro. Além disso, é possível afirmar que quanto maior é o tempo de cura para uma mesmo η/C_{IV} , menor é a razão

entre μ/q_u , ou seja, o incremento de resistência é superior ao do módulo de cisalhamento. Isso remete a importante informação que a evolução do módulo de cisalhamento tem uma sólida relação com o incremento de resistência do corpo de prova, todavia, está comprovado que este incremento não é regido exclusivamente por ele.

Apesar das dispersões existentes entre os pontos ($R_{1dia}^2 = 0,74$, $R_{3dias}^2 = 0,82$ e $R_{7dias}^2 = 0,80$), é interessante essa normalização do ponto de vista que é possível ter uma ideia da magnitude dos parâmetros a partir das expressões resultantes deles, onde de posse de apenas um parâmetro (q_u ou μ) é possível determinar o outro.

As expressões 5.25, 5.26 e 5.27 apresentam as equações de primeiro grau referentes a tendência dos resultados para 1, 3 e 7 dias de cura dos corpos de prova.

$$\mu/q_u^{1 dia} = 7299 + 58 \left(\eta/C_{IV} \right) \quad (\text{eq. 5.25})$$

$$\mu/q_u^{3 dias} = 5193 + 58 \left(\eta/C_{IV} \right) \quad (\text{eq. 5.26})$$

$$\mu/q_u^{7 dias} = 4097 + 58 \left(\eta/C_{IV} \right) \quad (\text{eq. 5.27})$$

A partir das equações 5.25, 5.26 e 5.27, admitido que a constante é função do tempo, é possível adotar a equação 5.28 como uma equação geral capaz de estimar a razão entre μ/q_u , para qualquer tempo de cura (1 a 7 dias) e para qualquer índice η/C_{IV} .

$$\mu/q_u = 7269(dias)^{-0,3} + 58 \left(\eta/C_{IV} \right) \quad (\text{eq. 5.28})$$

5.4 ENSAIOS DE MCPT

Os ensaios de MCPT foram realizados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul com equipamentos desenvolvidos exclusivamente para este estudo. No total foram realizados 20 ensaios, sendo considerados válidos apenas os 13 descritos no programa experimental. Os sete ensaios que não serão apresentados corresponderam a testes iniciais e de validação do equipamento. Esses ocorreram com o mesmo material (areia e areia/cimento) mas com diferentes dosagens e tensões confinantes, o que permitiu verificar algumas particularidades

durante a realização. Para análise dos resultados foram levados em consideração as influências ocorridas na parte superior e inferior da amostra. Devido a dificuldade de ocorrência de um encaixe perfeito entre o *top cap* e a amostra, principalmente em função de seu grande diâmetro, optou-se por eliminar os 15 cm iniciais de cada ensaio. Se verificado nos ensaios que serão apresentados na sequência, poderá ser ratificado que estes, nesse trecho, apresentam grande variabilidade e algumas incoerências. A adoção desses 15 cm foi embasada na análise de todos os ensaios realizados e também por indícios visuais verificados nas amostras após o desmonte do ensaio. Foi visível em algumas amostras que apenas alguns pontos possuíam contato direto com o *top cap*. Em relação à porção final do ensaio, devido a influência da sobrebase, sob a qual a amostra foi moldada e ensaiada, realizou-se a subtração dos 20 cm finais do ensaio. Isso porque não foi possível distinguir qual a parcela de resistência era decorrente da rigidez da sobrebase e qual era em função do material prospectado. Este procedimento adotado também foi seguido por Puppala *et al.*, (1995) que também realizou ensaios com areias fracamente cimentadas em câmaras de calibração.

A seguir serão apresentados todos os resultados obtidos a partir dos ensaios de MCPT, os quais serão explicados e discutidos posteriormente. As devidas correspondências das Figuras são: 5.19: Ensaio 1 e 2; 5.20: Ensaio 3 e 4; 5.21: Ensaio 4 e 5 - Repetibilidade de resultados; 5.22: Ensaio 6 e 7; 5.23: Ensaio 8 e 9; 5.24: Ensaio 10 e 11 e; 5.25: Ensaio 12 e 13. A partir das considerações realizadas acerca dos 15 cm iniciais dos ensaios, bem como dos 20 cm finais, para facilitar a avaliação das porções dos resultados consideradas válidas, foi realizada a média aritmética dos resultados compreendido entre 15 cm de profundidade até 30 cm. Esse valor médio está apresentado nos resultados através de retas que correspondem aos seus devidos ensaios.

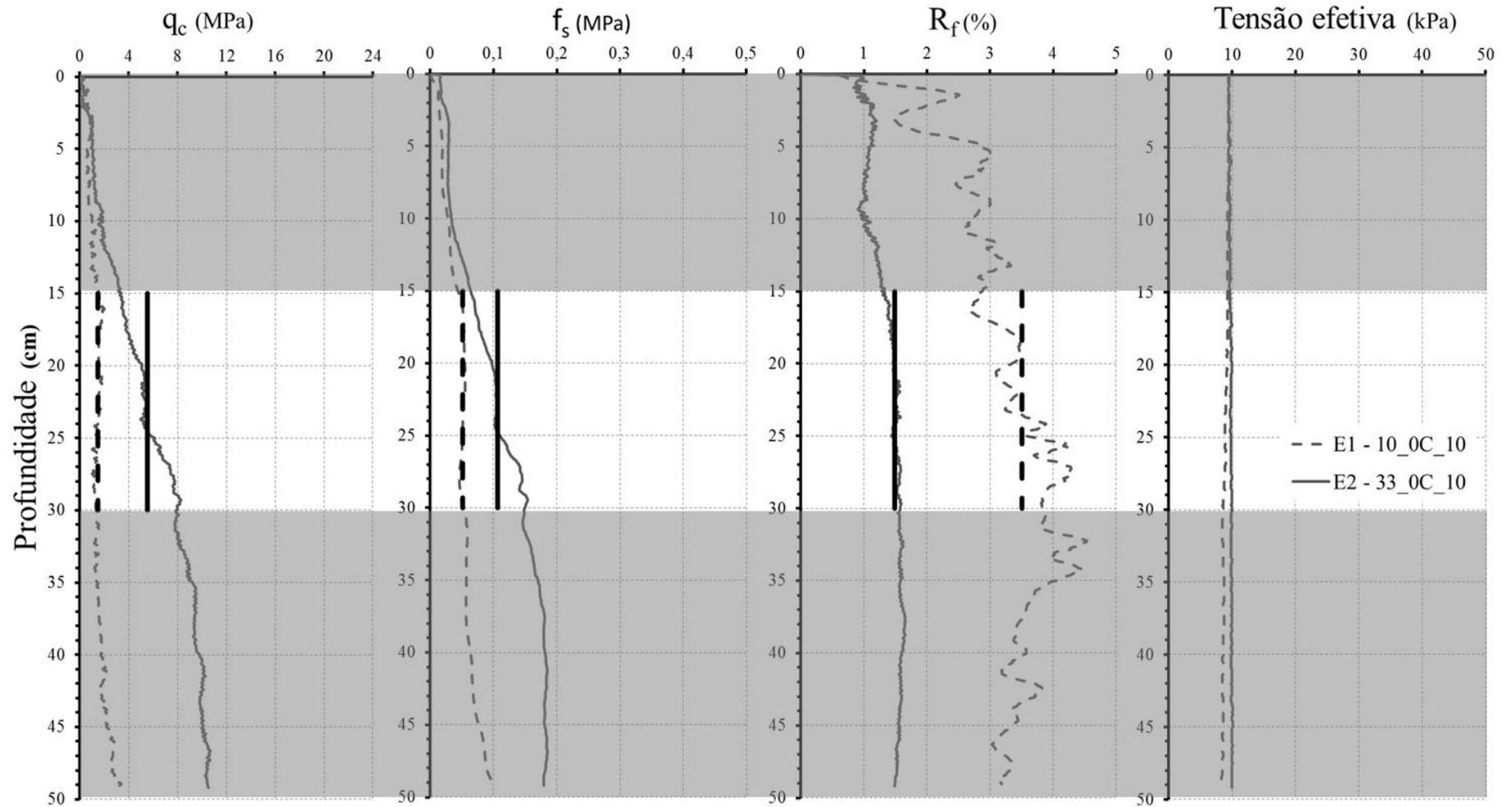


Figura 5.19 – Ensaio 1 e 2, densidades relativas de 10% e 33%, sem cimento e 10kPa de tensão confinante efetiva

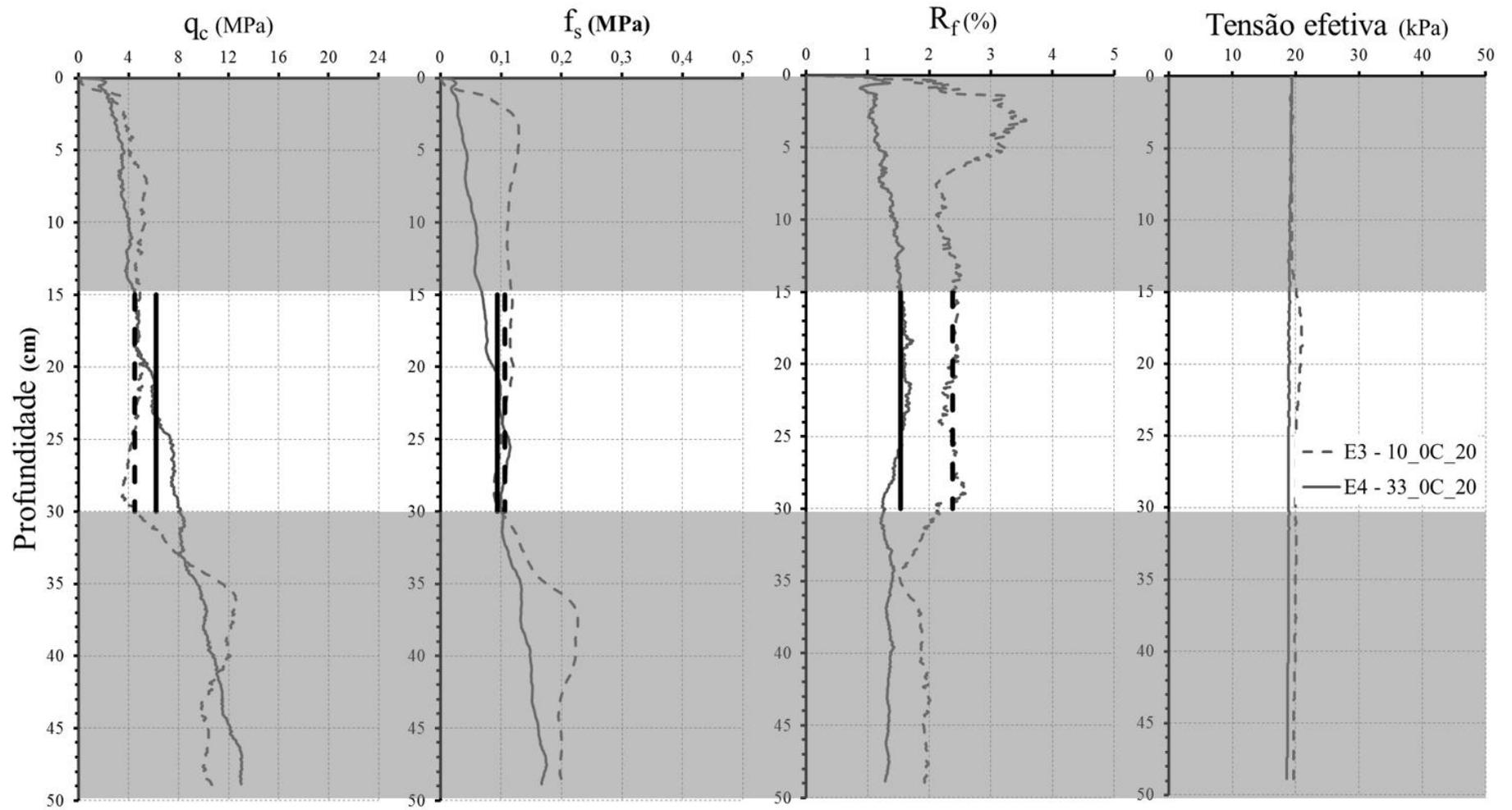


Figura 5.20 – Ensaio 3 e 4, densidades relativas de 10% e 33%, sem cimento e 20kPa de tensão confinante efetiva

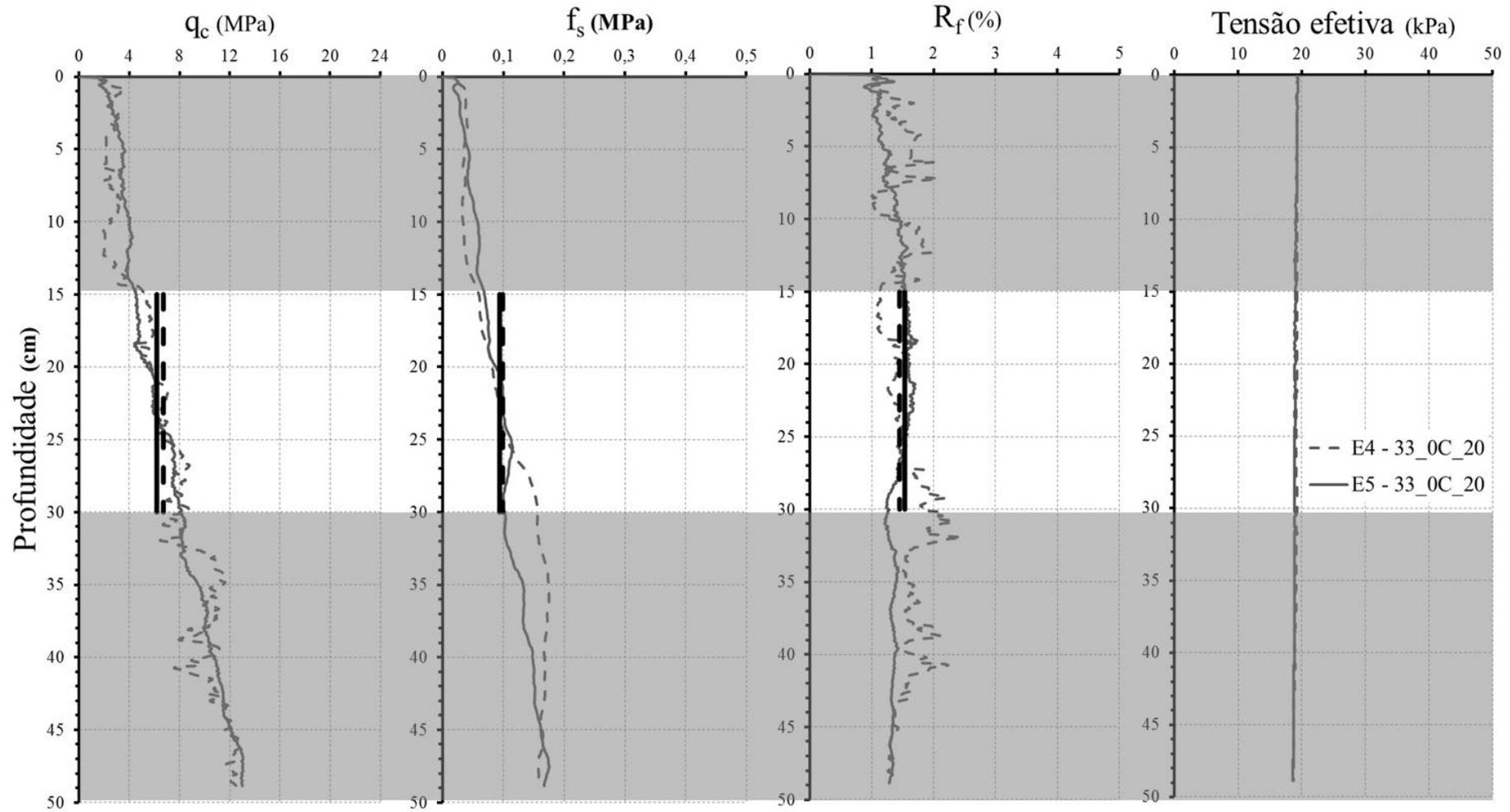


Figura 5.21 – Ensaio 4 e 5, repetibilidade de resultados - densidade relativa de 20%, sem cimento e 20kPa de tensão confinante efetiva

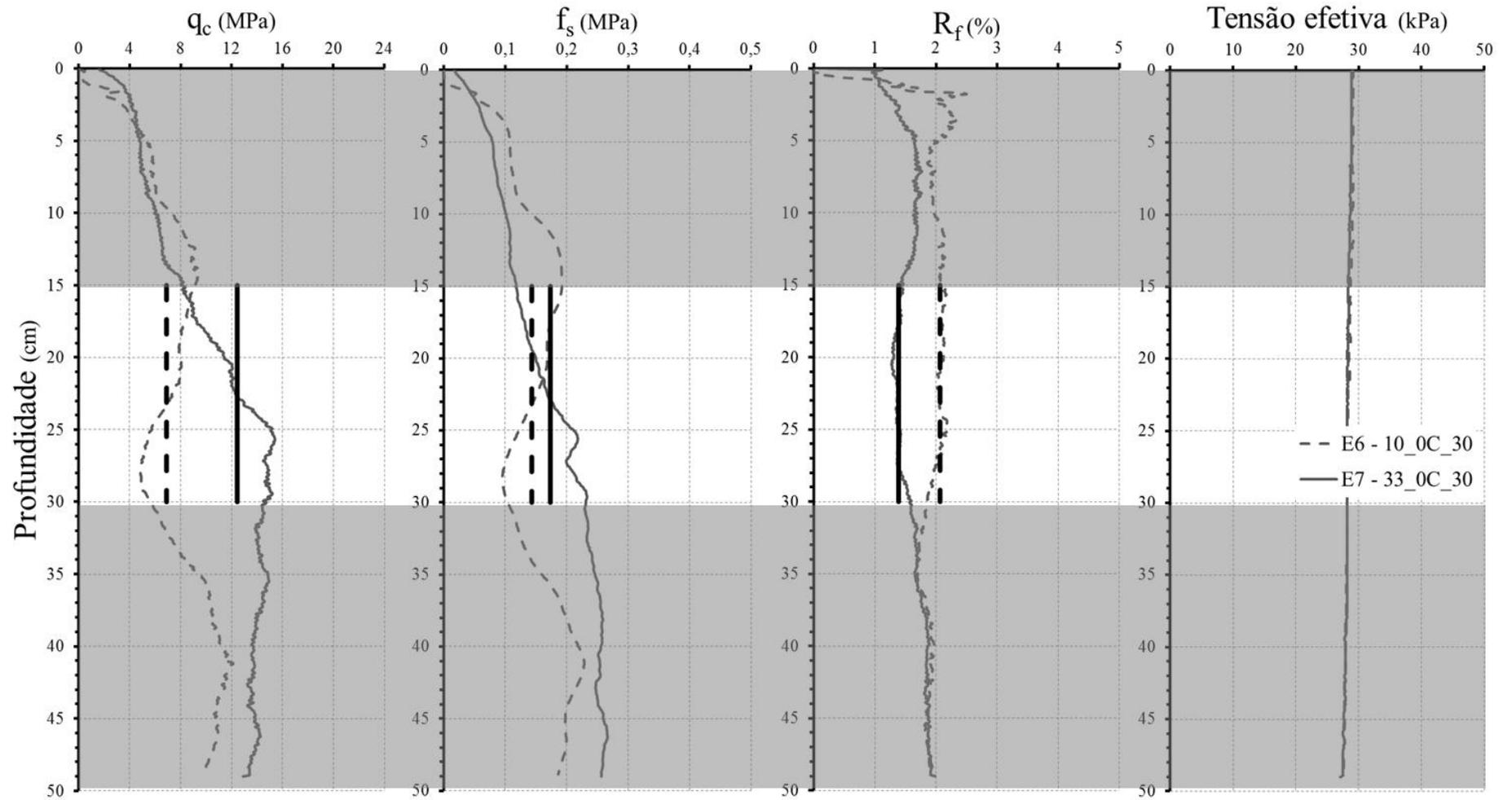


Figura 5.22 – Ensaio 6 e 7, densidades relativas de 10% e 33%, sem cimento e 30kPa de tensão confinante efetiva

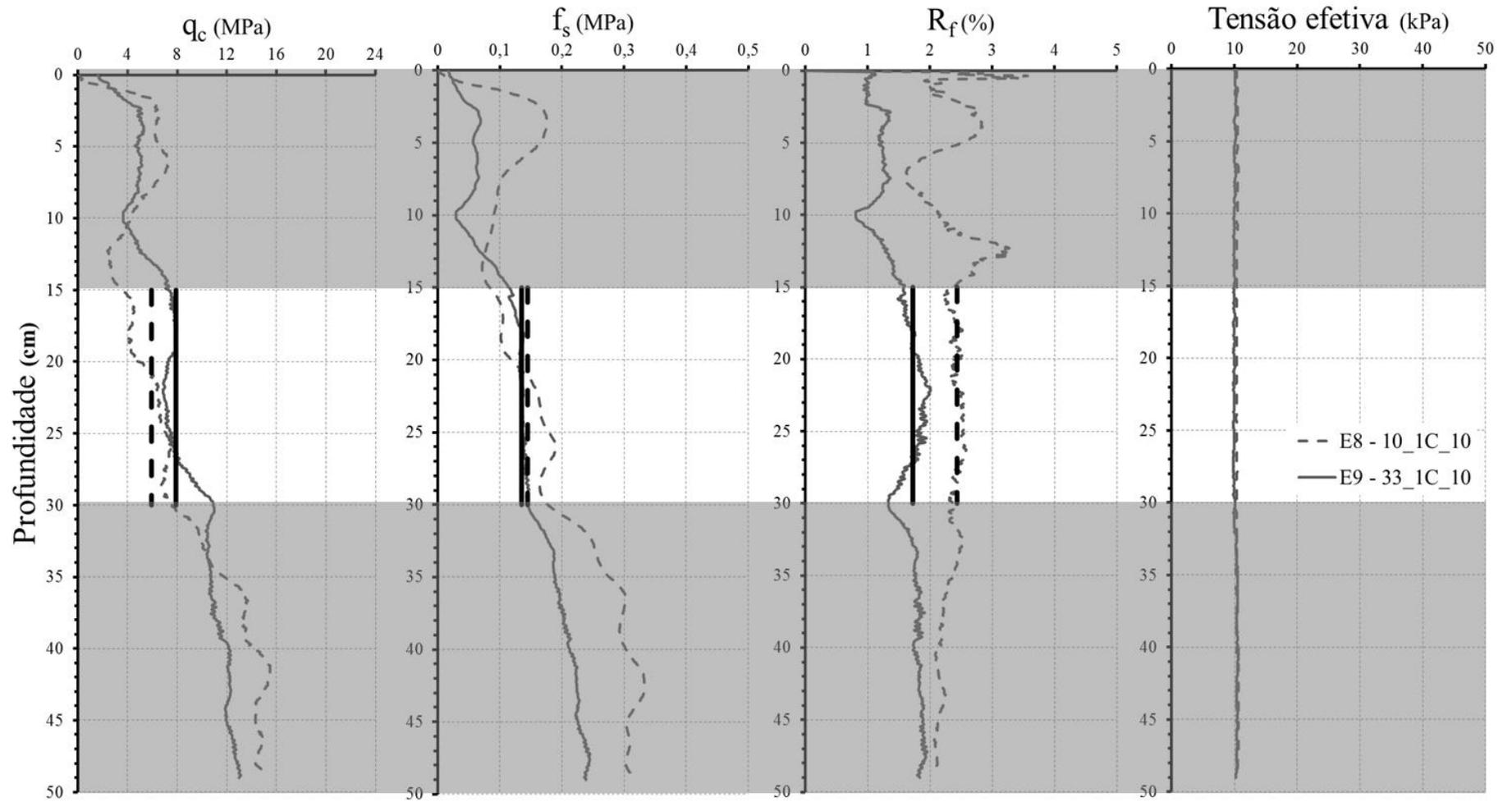


Figura 5.23 – Ensaio 8 e 9, densidades relativas de 10% e 33%, com 1% de cimento e 10kPa de tensão confinante efetiva

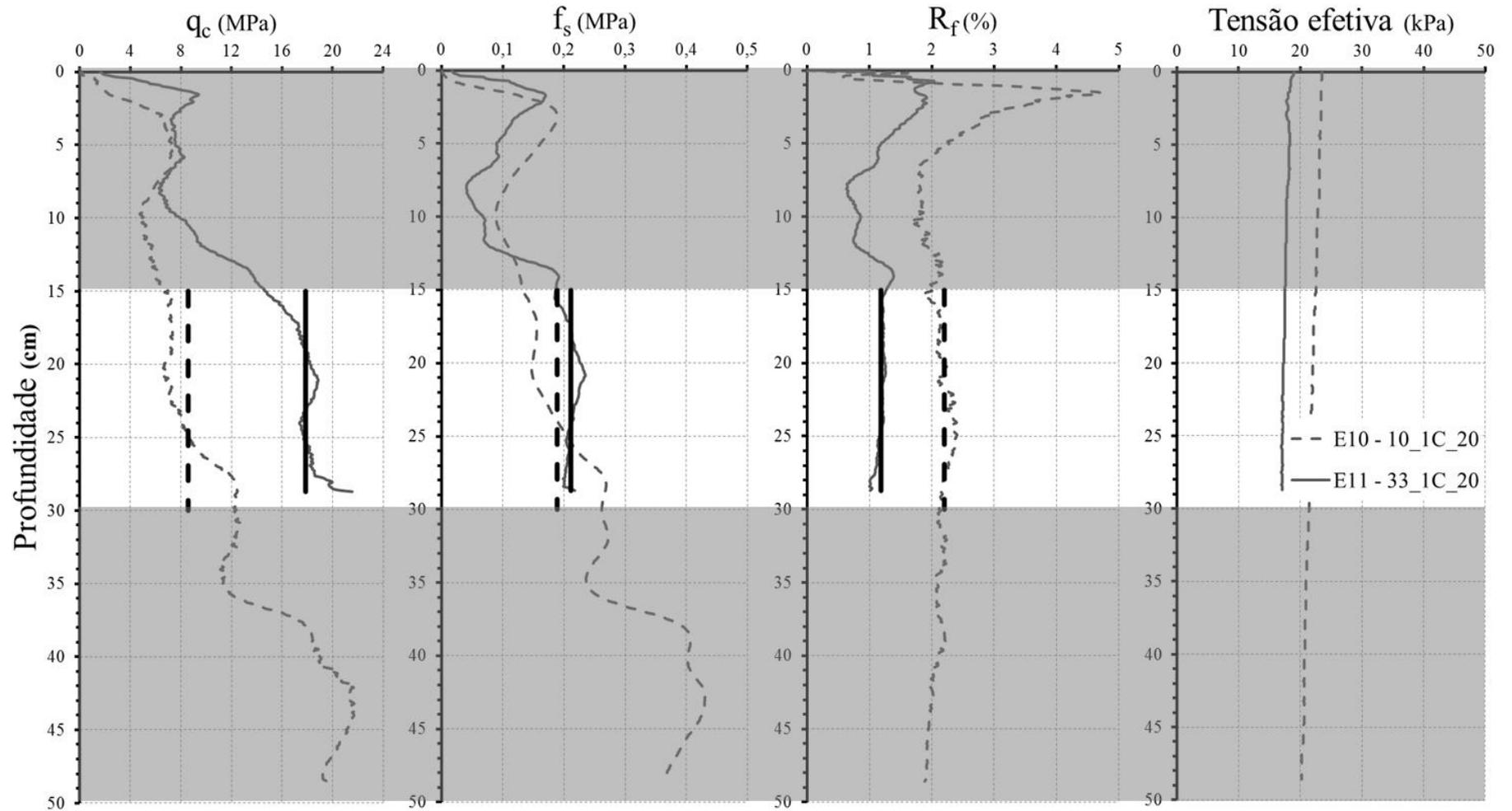


Figura 5.24 – Ensaio 10 e 11, densidades relativas de 10% e 33%, com 1% de cimento e 20kPa de tensão confinante efetiva

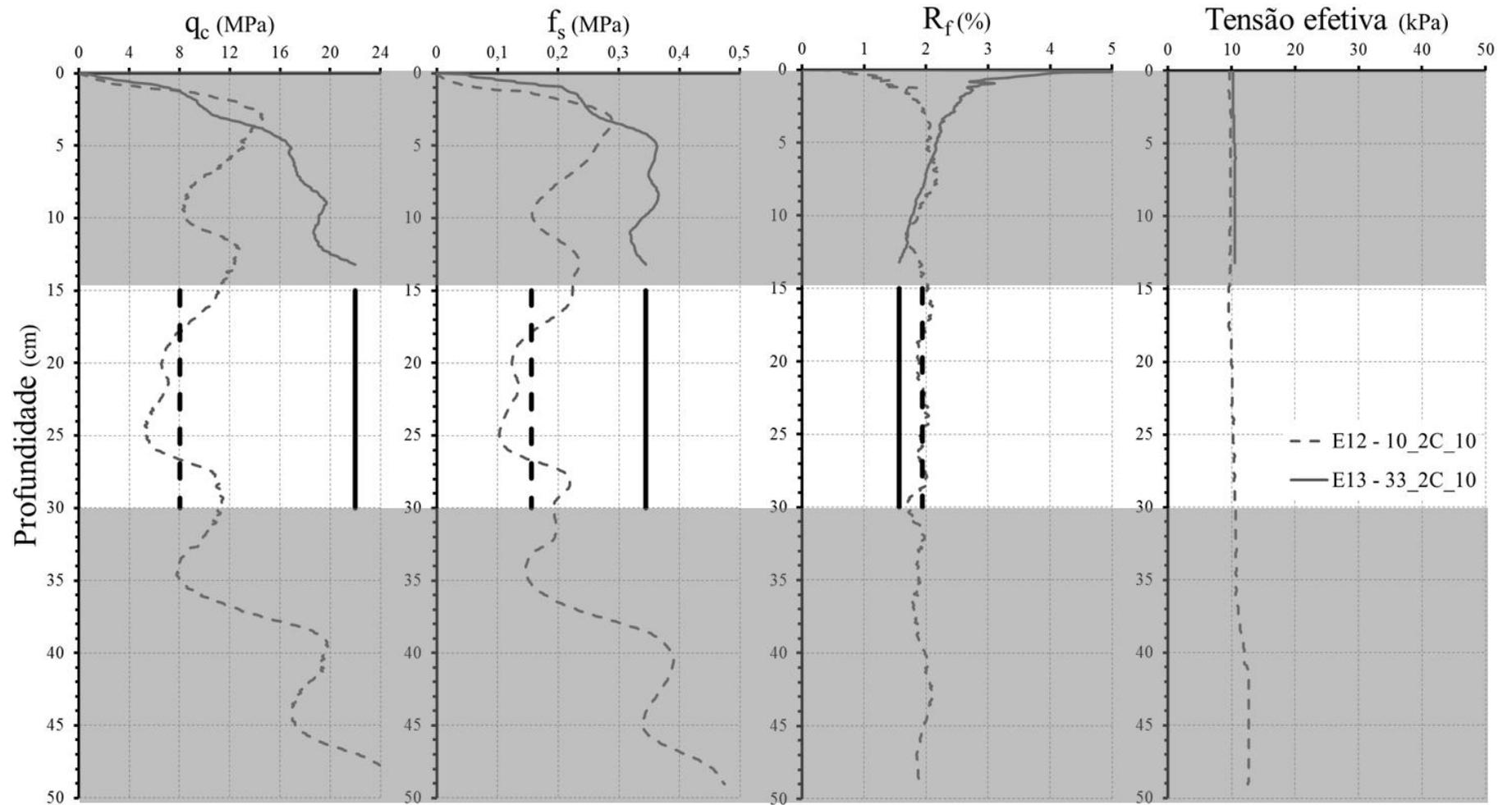


Figura 5.25 – Ensaio 12 e 13, densidades relativas de 10% e 33%, com 2% de cimento e 10kPa de tensão confinante efetiva

5.4.1 Ensaios 1 e 2

Os resultados apresentados na Figura 5.19 compreendem os ensaios 1 e 2 descritos no programa experimental como: ensaio 1: densidade relativa de 10%, sem a adição de cimento e com uma tensão confinante efetiva de 10 kPa; ensaio 2: densidade relativa de 33%, sem a adição de cimento e com uma tensão confinante efetiva de 10 kPa. Apreciando esses ensaios fica evidente que há um incremento de resistência de ponta (q_c) expressivo com o aumento da densidade, de aproximadamente 350%. Para o atrito lateral (f_s), também ocorre um determinado incremento, todavia a magnitude desse é cerca de 100%. Em relação a razão entre o atrito lateral e a resistência de ponta, observa-se que essa é maior para o ensaio com densidade relativa de 10% (3,5%) do que para uma DR de 30% (1,5%), contudo, é sabido que um R_f de 3,5% para areias não é comum e que podem haver erros contidos nesses resultados. Quanto a tensão efetiva, não ocorrem dispersões consideráveis, sendo que permanece praticamente a mesma durante os dois ensaios.

5.4.2 Ensaios 3 e 4

Os ensaios 3 e 4 correspondem, respectivamente, a uma densidade relativa de 10%, sem adição de cimento e uma tensão de confinamento efetiva de 20 kPa e a uma DR de 30%, também sem adição de cimento e 20 kPa de tensão de confinamento (Fig. 5.20). O incremento de resistência de ponta não foi muito elevado, sendo que para o ensaio 3 a resistência média de ponta foi de 4,47 MPa enquanto que para o ensaio 4, 6,18 MPa. Os valores médios das resistências de atrito lateral para esses ensaios foram muito próximos, sendo 93 kPa para o ensaio 4 e 100 kPa para o ensaio 3. Com relação ao fator R_f , verifica-se que para o ensaio 4 o valor corresponde a 1,5% e para o ensaio 3, 2,3%. A pequena variação de tensão confinante efetiva ocorrida no ensaio 3 é produto de um vazamento de água oriunda da contrapressão.

5.4.3 Ensaios 4 e 5

Para comprovar a repetibilidade dos resultados (Fig. 5.21), e conseqüentemente a confiabilidade do equipamento, foi repetido o ensaio 4, sendo este chamado de ensaio 5. Ficou evidente que ambos os ensaios apresentaram resultados muito próximos, comprovando a qualidade dos resultados executados com equipamento. É importante ressaltar que o primeiro ensaio foi realizado logo após a instrumentação da ponteira e o segundo após a nova instrumentação, entretanto, não ocorrem diferenças consideráveis. Além disso, comprovou-se

que a confecção dos corpos de prova, a qual obedecia um padrão, produzia resultados praticamente iguais. Os resultados médios obtidos a partir dos ensaios estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de MCPT 4 e 5

Número do ensaio	Resistência de ponta - q_c (MPa)	Resistência ao atrito lateral - f_s (kPa)	R_f (%)	Tensão efetiva (kPa)
4	6,18	93	1,53	18,85
5	6,70	98	1,44	19,13

5.4.4 Ensaios 6 e 7

Os ensaios 6 e 7 são descritos como ensaios sem cimento e com tensão efetiva de confinamento de 30 kPa, porém o ensaio 6 apresenta densidade relativa de 10%, enquanto o ensaio 7, 33% (Fig. 5.22).

A média dos resultados de resistência de ponta para o ensaio 6 foi de 6,9 MPa e para o ensaio 7, 12,4 MPa, ou seja, a simples densificação da amostra proporcionou um incremento de 80% em sua magnitude. Contudo, esse aumento na densidade da amostra proporciona uma redução da resistência média do atrito lateral, sendo essa de 173 kPa (ensaio 6) para 143 kPa (ensaio 7). Verificando a razão entre a resistência ao atrito e a resistência de ponta, percebe-se que, para o ensaio com maior densidade, a magnitude dessa relação é 1,39%, enquanto que para a DR de 10% esse valor é de 2,06%.

5.4.5 Ensaios 8 e 9

A partir do ensaio 8, os corpos de prova começaram a receber a adição de cimento. Os ensaios 8 e 9 receberam a adição de 1% de cimento, foram confinados a uma tensão efetiva de 10 kPa e o que os diferenciou, assim como nas demais duplas de ensaios, foi a densidade relativa, 10% para o ensaio 8 e 33% para o ensaio 9 (Fig. 5.23).

O aumento da densidade relativa de 10 para 33% nesses ensaios implicou em um ganho de resistência média de ponta de 33% (5,91 MPa para 7,89 MPa), porém, proporcionou uma diminuição, mesmo que pequena, da resistência média ao atrito lateral, de 144 kPa para 134 kPa. Quando ao R_f , o valor obtido para a amostra com densidade relativa de 10% foi 2,43% e para a amostra com DR de 33% foi de 1,75%.

5.4.6 Ensaios 10 e 11

Os ensaios 10 e 11 (Fig. 5.24) foram realizados com densidade relativas diferentes, 10% e 33% respectivamente, com 1% de cimento e uma tensão confinante de 20 kPa.

Anterior à apresentação dos resultados de resistência, fica evidente ao verificar a Figura 5.24 que há diferenças entre as tensões de confinamento efetivas dos ensaios. Ambas possuem uma pequena queda ao decorrer dos experimentos (em função da perda de pressão confinante), todavia, por erros de regulagem das válvulas, a tensão correspondente ao ensaio 10 é maior que a do ensaio 11 em 4 kPa. Outro problema ocorrido no ensaio 11 foi a paralisação do experimento aos 29 cm de profundidade. Essa paralisação ocorreu em função da falta de capacidade do equipamento para superar resistências de ponta superiores a 22 MPa. Por este motivo não foram realizados ensaios com 1% de cimento e 30 kPa de tensão efetiva de confinamento.

Os resultados mostram que o aumento na densidade relativa (10% para 33%) proporcionou um aumento de 100% na resistência média de ponta, 12% na resistência ao atrito lateral e provocou uma queda de 47% na relação R_f .

5.4.7 Ensaios 12 e 13

Por fim, os resultados 12 e 13 (Fig. 5.25) corresponde a amostras com adição de 2% de cimento submetidos a uma tensão de 10 kPa e com densidades relativas de 10% (ensaio 12) e 33% (ensaio 13).

Também pela falta de capacidade do equipamento em superar resistências de ponta superiores a 22 MPa, o ensaio 13 foi interrompido aos 14cm de profundidade. Mesmo assim, foi adotada a última leitura válida realizada durante o ensaio como o valor médio para a comparação dos resultados de resistência, já que elas seguramente continuariam aumentando (afirmação baseada nos demais ensaios).

O resultado médio de resistência de ponta para o ensaio 12 foi de 8,0 MPa e para o ensaio 13 22 MPa. Em relação à resistência ao atrito lateral, o valor sofreu um incremento de 155 kPa para 344 kPa, ou seja, superior a 100%. Já o fator R_f , do ensaio 12 para o 13, sofreu uma redução 1,94% para 1,56%.

5.5 DISCUSSÕES DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE MCPT

Para facilitar a comparação entre os resultados, foram comparadas as médias de cada parâmetro medido durante os experimentos. Não foram abordados os ensaios apresentados na Figura 5.22 por não haverem resultados com diferentes tensões confinantes efetivas. A Figura 5.26 apresenta os resultados para resistência de ponta.

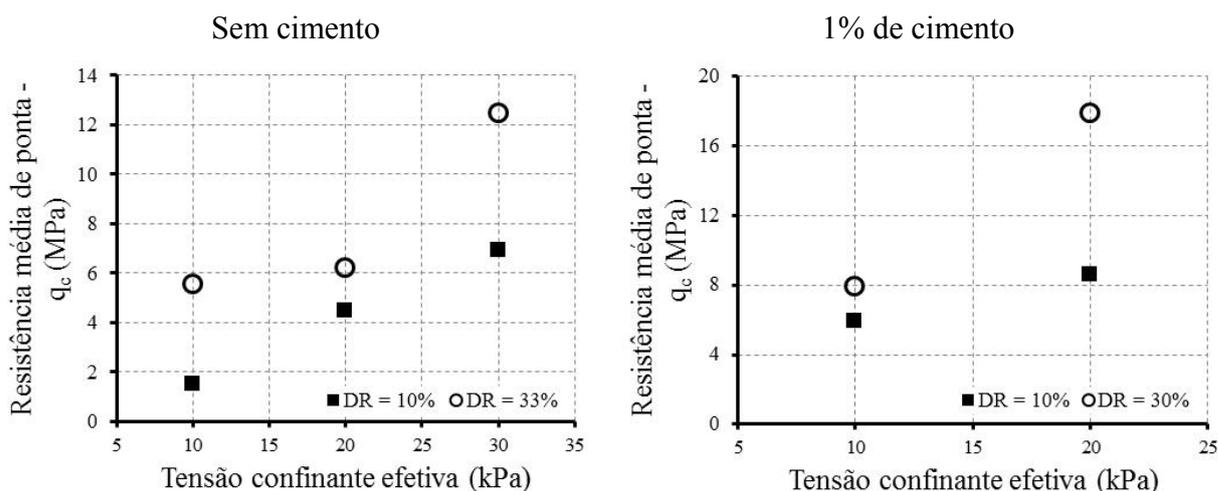


Figura 5.26 - Resistência média de ponta (q_c) obtida através dos ensaios de MCPT

Ao avaliar os ensaios realizados, percebe-se que o simples aumento da densidade relativa das amostras invariavelmente proporciona um aumento na resistência de ponta, como era esperado.

Quando verifica-se a Figura 5.26 – sem cimento -, entende-se que o aumento da tensão confinante proporciona um incremento na resistência de ponta, sendo este linear para a densidade relativa de 10% e com alguma dispersão para uma DR de 33%. Para os ensaios com 1% de cimento, devido a existência de apenas duas tensões confinantes diferentes, não é possível identificar uma tendência para os resultados. Todavia, é possível afirmar que em amostras com densidades relativas mais elevadas o ganho de resistência média de ponta é mais pronunciado, corroborando com as observações realizadas para os ensaios de resistência à compressão simples.

A Figura 5.27 apresenta os resultados referentes às medidas de resistência ao atrito lateral.

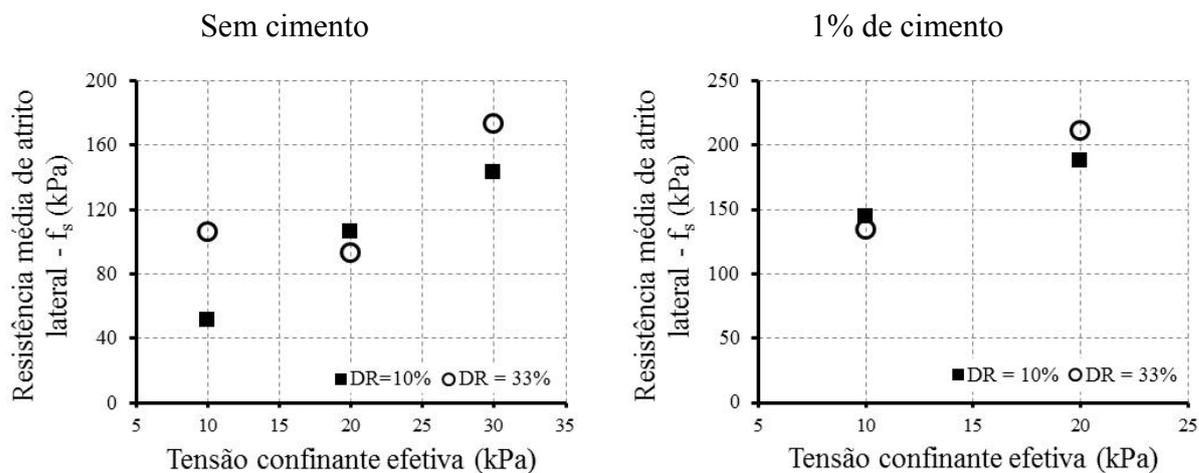


Figura 5.27 - Resistência média de atrito lateral (f_s) obtida através dos ensaios de MCPT

Quando verificados os resultados referentes aos experimentos sem cimento, parece ocorrer uma divergência entre os valores referentes à tensão confinante de 20 kPa. Isso porque para as tensões efetivas de 10 kPa e 30 kPa, os resultados referentes a densidade relativa de 33% são superiores aos da DR de 10%, ocorrendo o contrário para uma tensão confinante de 20 kPa. Nos ensaios que levaram 1% de cimento, os resultados para as tensões confinantes de 10 kPa e 20 kPa são muito parecidos. Aparentemente, as amostras com cimento são menos sensíveis a diferenças de tensões confinantes efetivas quando refere-se a resistência de atrito lateral. Isso quando comparado a amostras sem a adição de cimento.

Em relação aos valores de R_f (Fig. 5.28), fica claro que as amostras com densidade relativa de 33% possuem valores de R_f inferiores às amostras com DR de 10%. Ainda é possível constatar que o aumento da tensão confinante efetiva, independente de haver ou não adição de cimento, tende a provocar uma queda nesses valores. Os valores referentes à razão entre a resistência ao atrito lateral e a resistência de ponta estão apresentados na Figura 5.28.

Sem cimento

1% de cimento

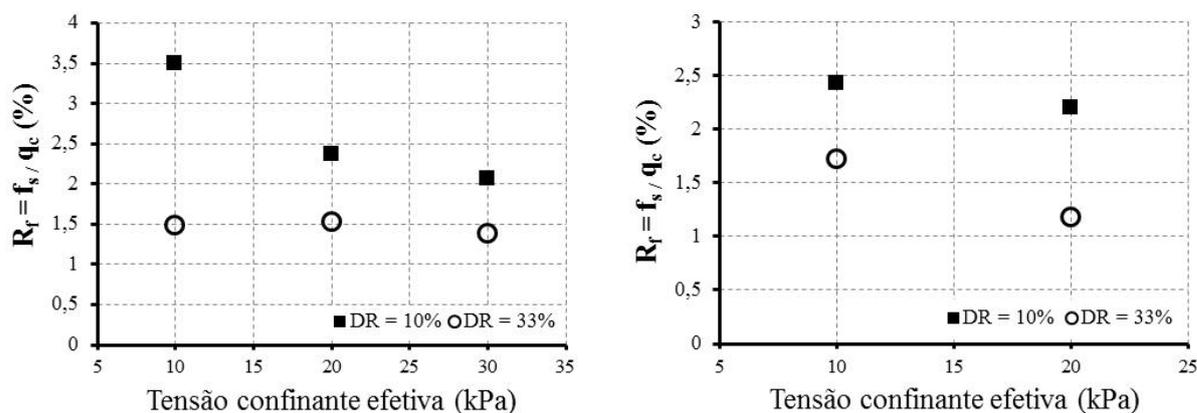


Figura 5.28 – Razão entre a resistência média de atrito lateral e a resistência média de ponta obtida através dos ensaios de MCPT - R_f

É importante enfatizar que essas observações realizadas são válidas para as faixas que compreendem os valores de tensão efetiva, densidades e porcentagens de cimento avaliadas nos ensaios.

5.5.1 Classificação de solos

No que tange a classificações dos materiais prospectados baseados em dados obtidos a partir de ensaios de CPT, existem as classificações propostas no Capítulo 2 desse trabalho e também algumas outras. Para a classificação dos dados obtidos nesse trabalho, em virtude da inexistência de medidas de poropressão, foi escolhida a carta proposta por Robertson (1990), a qual possui grande notoriedade na classificação de solos (Fig. 5.29).

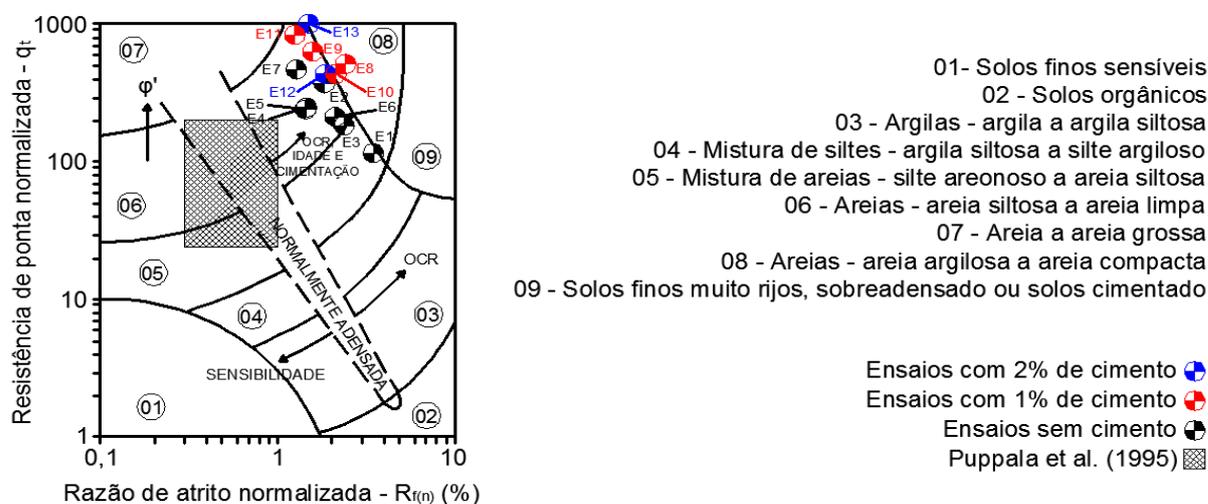


Figura 5.29 – Carta proposta por Robertson (1990) com os ensaios de MCPT

Além dos resultados dessa pesquisa, na carta foi hachurada uma região na qual estão os resultados obtidos por Puppala *et al.* (1995). Esses ensaios foram realizados com diversas densidades, tensões confinantes de 100, 200 e 300 kPa, 0%, 1% e 2% de cimento, sendo o solo a areia de Monterey. Segundo a carta, os resultados dividem-se entre misturas de areias (05) e areias (06). Todavia, o que não ocorre – segundo a carta utilizada – é a indicação de que esses resultados foram obtidos, também, a partir de amostras cimentadas.

Em relação aos resultados obtidos por essa pesquisa, para os ensaios que não levaram cimento, independente da tensão de confinamento e das densidades utilizadas, a classificação designa que estes são areias (06), exceto o ensaio 01, devido a sua elevada razão entre a resistência ao atrito e a de ponta (R_f) enquadrou-se no campo de misturas de areias (05). Essa elevada razão pode caracterizar algum problema obtido durante o ensaio, o qual não foi detectado durante a sua execução.

Para os ensaios com cimento, as classificações obtidas ficaram entre as areias siltosas a limpas (06) e areias argilosas a compactas (08). A carta possui uma indicação de que ensaios localizados nas regiões 05, 06 e 07, ao lado direito da região normalmente adensada, podem estar sobre influência de cimentação. Essa indicação da carta enquadra-se exatamente aos resultados obtidos nos ensaios realizados, pois, como é possível verificar na Figura 5.29, os ensaios que receberam cimento apresentaram resultados maiores de resistência de ponta e estão localizados ao lado direito dos ensaios sem cimento.

Confrontando os resultados de Puppala *et al.* (1995) com os dessa pesquisa, observa-se diferenças evidentes em relação ao comportamento dos materiais. Isso provavelmente ocorre devido às características diferentes dos materiais utilizados, como formato do grão e composição do cimento, e também pela diferença de execução dos ensaios.

5.5.2 Tendências e normalizações

Após as análises realizadas para os resultados dos ensaios de cone, verificou-se a necessidade de identificar tendências e avaliar possíveis normalizações que pudessem refletir o comportamento da mistura areia-cimento estudada. Contudo, devido ao pequeno número de ensaios de cone realizados neste trabalho, foram analisados ensaios de outros estudos (Puppala *et al.* 1995 e Rattley *et al.* 2008) para enriquecer os resultados e confirmar tendências verificadas.

A partir dos dados publicados pelos autores citados, foram plotados os resultados da resistência de ponta em função da razão η/C_{IV} . Devido à existência de diferentes tensões verticais efetivas, estabeleceu-se uma tendência para cada uma delas. A Figura 5.30 apresenta os resultados de Puppala e Rattley para a resistência de ponta.

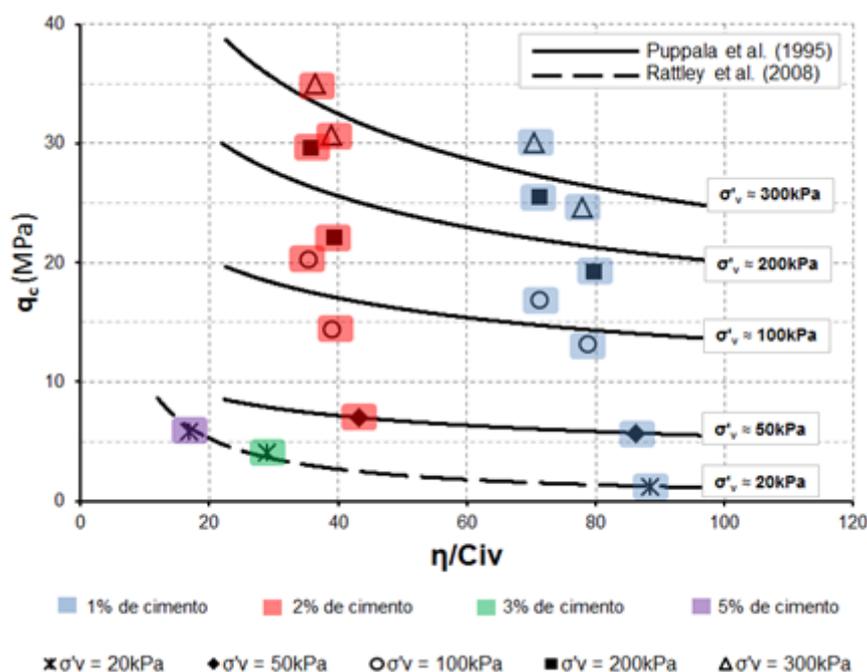


Figura 5.30 – Resultados de q_c versus η/C_{IV} – Puppala *et al.* (1995) e Rattley *et al.* (2008)

As linhas de tendências dos resultados demonstram que há um incremento significativo da resistência de ponta com a diminuição dos valores de η/C_{IV} , o que era esperado. Verifica-se também, apesar dos poucos resultados, que os resultados seguem a mesma tendência observada para os ensaios de resistência a compressão simples e das medidas de rigidez. Quanto à adoção de potenciais tendências para os resultados, estas foram comprovadas com os resultados de Rattley *et al.*, (2008), o qual realizou três ensaios com a mesma tensão vertical efetiva com três diferentes índices η/C_{IV} . Também é possível afirmar que a tensão vertical efetiva exerce grande influência na magnitude dos resultados para um mesmo η/C_{IV} .

Diante das tendências verificadas na Figura 5.30, foram plotados da mesma maneira os resultados obtido nessa pesquisa, a qual possui quatro ensaios com tensão efetiva vertical de

cerca de 10 kPa e outros dois com tensão efetiva vertical aproximada de 20 kPa. Os resultados estão apresentados na Figura 5.31.

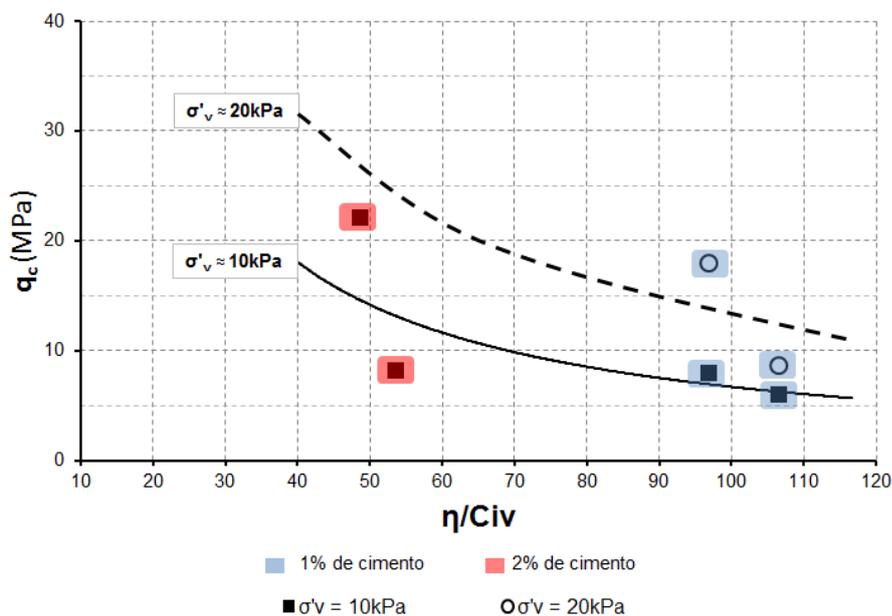


Figura 5.31 – Resultados de q_c versus η/C_{IV}

Ao inserir a tendência dos resultados para a tensão de cerca de 10 kPa, percebe-se que esta segue a mesma convergência identificada para os resultados de Puppala *et al.* (1995) e Rattley *et al.* (2008), confirmando que eles possuem confiabilidade. Diante disso, como havia apenas dois ensaios para a tensão de 20 kPa (ambos com 1% de cimento), estimou-se uma tendência admitindo o mesmo comportamento (Fig. 5.31). Como o número de resultados é diminuto, não foi possível estabelecer uma equação confiável que reflita estimativas de q_c a partir do conhecimento da tensão efetiva vertical e da razão η/C_{IV} .

Verificando as características apresentadas anteriormente e conhecendo as resistências à compressão simples de amostras com as mesmas características destes ensaios de cone, optou-se por normalizar a resistência de ponta pela resistência a compressão simples (q_c/q_u). Após a normalização dos dados de Puppala e Rattley e a representação gráfica destes, percebeu-se que a tendência também foi a mesma verificada para os resultados não normalizados, apresentando um crescimento potencial inversamente proporcional ao aumento da razão

η/C_{IV} . Essa afirmação, a princípio, não é válida apenas para tensão vertical efetiva de 50 kPa (Puppala) e para os resultados de Rattley, os quais possuem uma leve tendência a diminuir com a queda do índice η/C_{IV} . Todavia, é importante mencionar que essas tendências foram obtidas a partir de um único ponto em cada porcentagem de cimento, sendo esta razão a possível causa do desvio. Os resultados normalizados de Puppala *et al.* (1995) e Rattley *et al.* (2008) podem ser verificados na Figura 3.32.

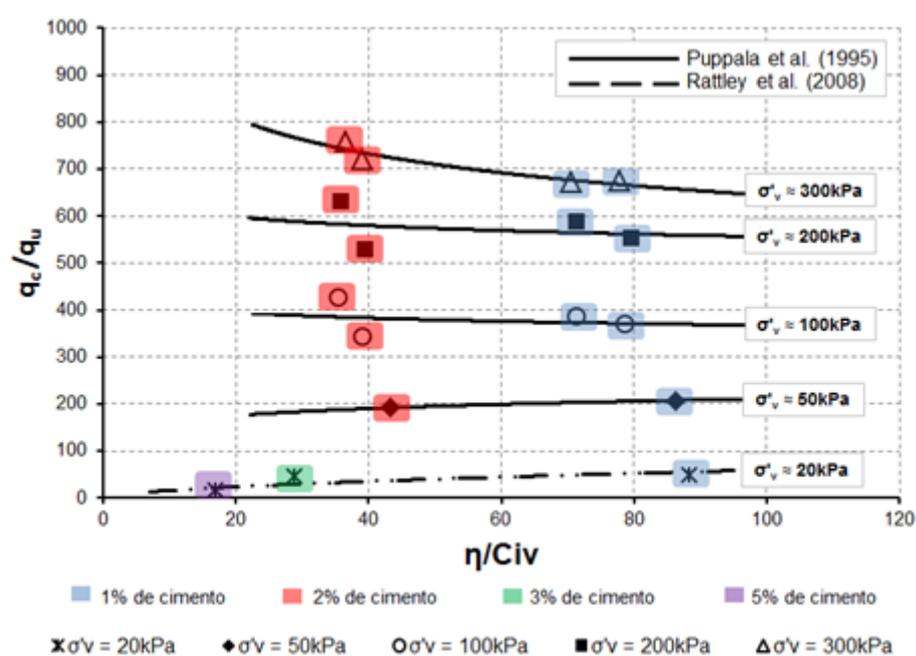


Figura 5.32 – Resultados de q_c/q_u versus η/C_{IV} – Puppala *et al.* (1995) e Rattley *et al.* (2008)

Ao realizar a normalização para os resultados dos ensaios dessa pesquisa, a tendência para tensão vertical efetiva de 10 kPa observada seguiu a mesma linha da tendência observada para os resultados não normalizados. Diante dessa semelhança, estimou-se a tendência para a tensão vertical efetiva de cerca de 20 kPa, conforme a Figura 5.33.

Verificados esses resultados, fica evidente a real importância da comparação entre os resultados dessa pesquisa e outras semelhantes a fim da comprovação de tendências. Ainda que obtidas apenas tendências qualitativas, sem a determinação de equações, foi possível verificar que o comportamento dos resultados dos ensaios de cone produziram resultados semelhantes a outros que foram apresentados nessa pesquisa (porém de outros autores), no

caso em relação à resistência à compressão simples a ao comportamento dos módulos de cisalhamento e oedométrico.

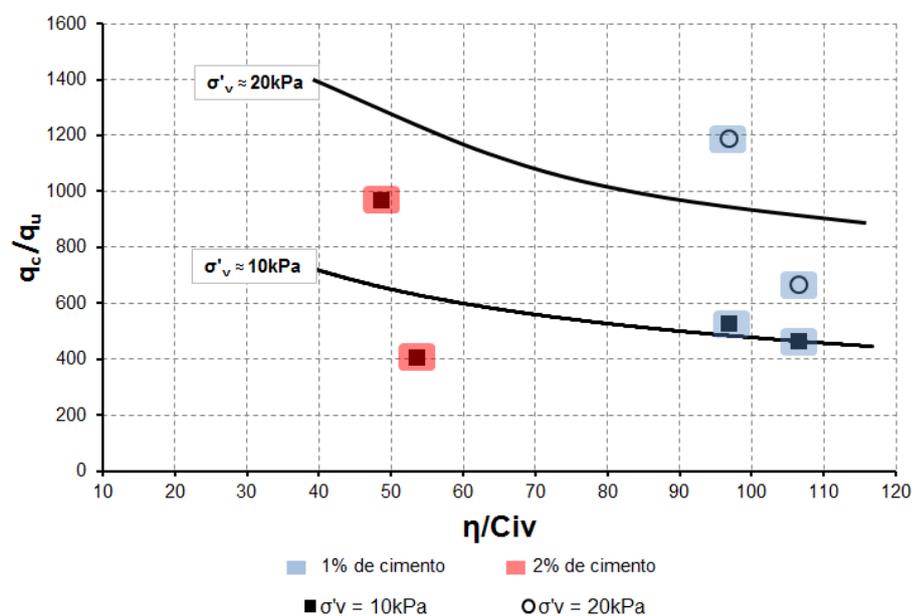


Figura 5.33 – Resultados de q_c/q_u versus η/C_{IV}

Diferentemente de todas as normalizações já consolidadas na literatura, em função da disponibilidade dos resultados de Rattley e dos obtidos nessa pesquisa para a resistência de ponta em ensaios de cone e também dos seus respectivos módulos de cisalhamento, realizou-se a normalização desses dois parâmetros. Devido a pequena magnitude da resistência de ponta frente ao módulo de cisalhamento, a mesma foi multiplicada por 100. Os resultados dessa normalização estão apresentados na Figura 5.34.

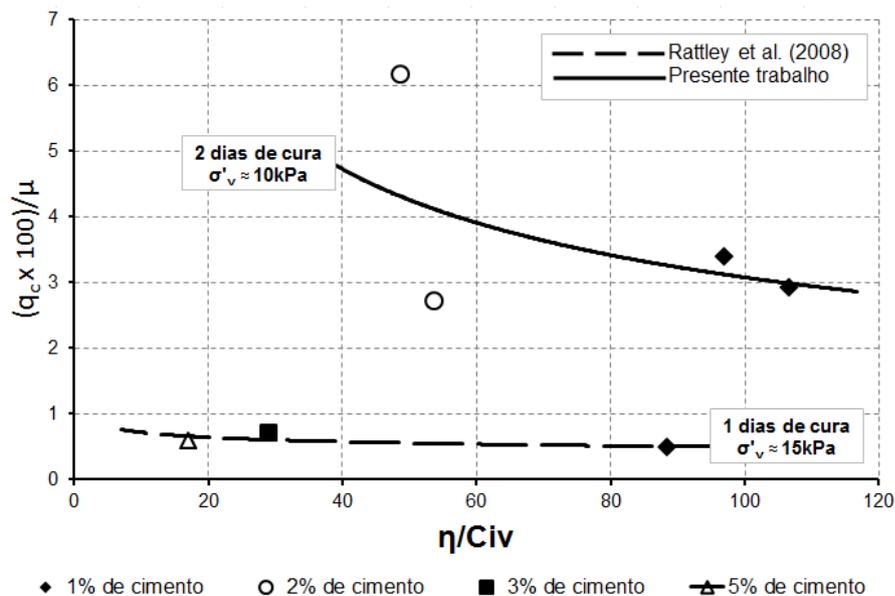


Figura 5.34 – Resultados de q_c/μ versus η/C_{IV}

Anterior à análise da Figura 5.34, é importante frisar que ambos os estudos foram realizados com areia-cimento, sendo este classificado como de pega rápida (no Brasil, CP V – ARI). Os resultados possuem tendências iguais às verificadas para todos outros parâmetros (mecânico e elástico) incluso nessa pesquisa. Mesmo com apenas um dia de cura, os resultados de Rattley apresentam uma leve tendência a aumentarem com a diminuição do índice η/C_{IV} , sendo que, possivelmente, essa tendência se pronunciará com um maior tempo de cura. Já os resultados referentes a essa pesquisa possuem uma tendência bem pronunciada. Sabe-se da dispersão dos resultados dessa pesquisa para 2% de cimento, entretanto, acredita-se que essa não desqualifica os resultados para o simples conhecimento de sua tendência.

6 APLICAÇÃO DA TEORIA DE HOMOGENEIZAÇÃO EM SOLO CIMENTADO

A aplicação da teoria da homogeneização em geocompostos é uma técnica relativamente nova. Seu vasto espectro permite a obtenção de parâmetros elásticos e também da resistência para qualquer material composto por uma matriz e inclusões.

Visando a comprovação desse potencial, será realizada a aplicação de duas metodologias oriundas da teoria da homogeneização, Mori-Tanaka e Auto-Consistente, buscando a obtenção de parâmetros de rigidez. Além disso, baseando-se na teoria do estado limite, será determinada a resistência homogeneizada das misturas solo cimento.

Nessa pesquisa, o geocomposto em questão é a areia cimentada, sendo a areia a matriz e o cimento as inclusões a serem adicionadas. Admitiu-se também que as propriedades de rigidez e resistência do cimento são muito maiores quando comparadas às propriedades da matriz.

6.1 PRINCÍPIO GERAL DO MÉTODO DE HOMOGENEIZAÇÃO

A mecânica do contínuo trata de sólidos idealizados, onde, considerando um ponto infinitesimal e sua vizinhança, admite-se que a distribuição de material, as tensões e deformações são essencialmente uniformes (Nemat-Nasser e Hori, 1999). Entretanto, em uma inspeção mais refinada, por meio de um microscópio por exemplo, verifica-se que todos os materiais reais revelam uma multiplicidade de heterogeneidades, mesmo se macroscopicamente pareçam ser homogêneos. Estes desvios de homogeneidade podem existir na forma de fissuras, vazios, partículas, inclusões com diferentes propriedades e formas, ou ainda regiões de um material distinto, camadas ou fibras em um laminado, irregularidades em um arranjo de cristais. Consequentemente, o campo de tensões e deformações não se apresenta de forma uniforme a este nível. O comportamento das heterogeneidades, bem como

os seus efeitos sobre as propriedades e o desempenho global de um material, é o objetivo principal das investigações micromecânicas.

Heterogeneidades ocorrerem em diferentes escalas (Figura 6.1) e são características do material a ser analisado. A noção de heterogeneidade do meio depende do grau da escala considerada como sendo microscópica. A Figura 6.1 apresenta um esquema onde duas escalas microscópicas podem ser consideradas. Na escala microscópica 1, o material aparentemente homogêneo entre as inclusões pode ele próprio ser considerado como um nível macroscópico com relação a uma escala mais refinada, a escala microscópica 2. Portanto, o que se entende por escala macroscópica em um determinado problema depende do estudo a ser realizado. Normalmente, a escala macroscópica é aquela habitualmente adotada pelo engenheiro para analisar a resposta da estrutura sob solicitações prescritas, enquanto a escala microscópica é aquela escolhida para a descrição do material constitutivo.

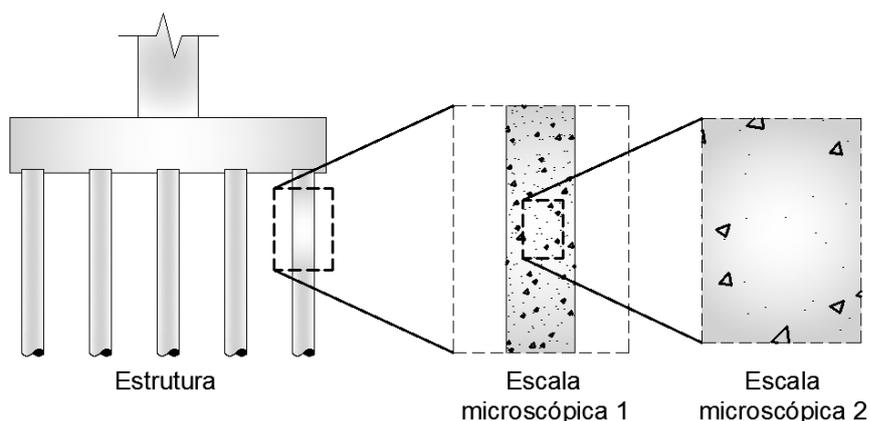


Figura 6.1 – Escalas macroscópica e microscópica

Este tipo de abordagem admite a vantagem de que um comportamento complexo seja avaliado com base na morfologia da microestrutura e nas características dos seus materiais constituintes, permitindo a verificação da influência de detalhes microestruturais nas características globais ou macroscópicas do material heterogêneo. Esta transição na escala de micro para macro formalmente ocorre por meio de um adequado processo de médias e é chamado homogeneização. Como se observa em materiais reais, variações microestruturais conduzem a variações das propriedades globais ou efetivas do material.

O presente capítulo introduz conceitos fundamentais da micromecânica, métodos utilizados e aplicações ao solo cimentado. Apresenta-se, inicialmente, a questão da transição da escala

microscópica à macroscópica e a determinação de propriedades efetivas dos materiais a partir da resolução de um problema de contorno colocado sobre uma dada microestrutura, o volume elementar representativo (VER).

6.1.1 Volume elementar representativo e separação entre escalas

Técnicas de homogeneização clássicas visam substituir uma estrutura heterogênea complexa por uma homogênea fictícia, ambas apresentando globalmente o mesmo comportamento. O processo de homogeneização está baseado na possibilidade de estabelecer um VER e um meio homogêneo equivalente (Figura 6.2), os quais são análogos do ponto de vista mecânico, ou seja, as suas respostas globais para qualquer carregamento mecânico devem ser a mesma. Em outras palavras, o meio homogêneo equivalente deve ser tal que os campos de tensão e deformação $\underline{\underline{\Sigma}}(\underline{X})$ e $\underline{\underline{E}}(\underline{X})$, derivados da escala macroscópica através da resolução de um problema de contorno em uma estrutura homogênea constituída por este material homogêneo fictício, sejam os valores médios, calculados sobre o VER localizado em \underline{X} , dos campos de tensão e deformações locais $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x})$ e $\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x})$. Estes, por sua vez, são derivados da escala microscópica quando as heterogeneidades da microestrutura são consideradas no processo de cálculo (Zaoui, 2002).

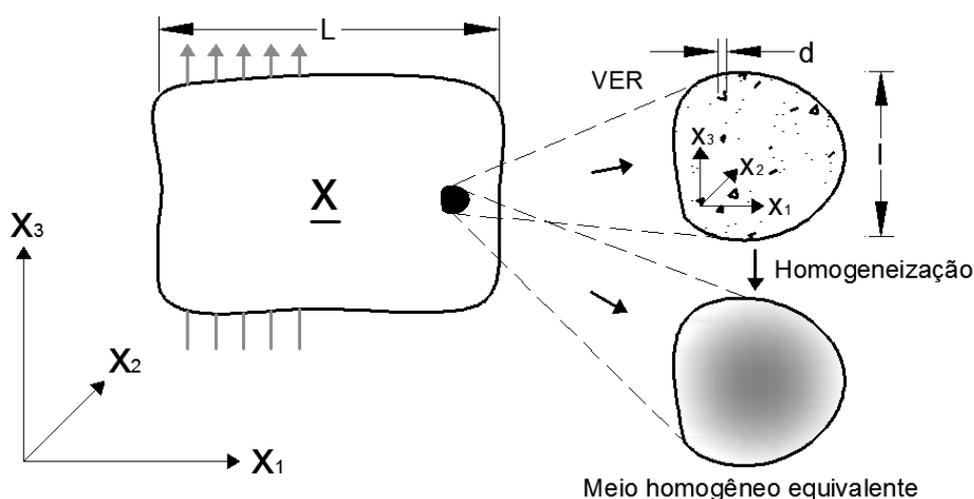


Figura 6.2 – Processo de homogeneização

Para a validação do processo é necessário que a dimensão característica d das heterogeneidades seja muito menor que a dimensão característica l do volume elementar

(Figura 6.2). Desta forma este volume pode ser considerado representativo, independente da sua localização na estrutura macroscopicamente homogênea. Além disso, l deve ser suficientemente menor que a dimensão característica L da estrutura, sendo possível desta forma o uso de ferramentas de integração e derivação clássicas da análise estrutural. É importante ressaltar que a menor dimensão característica d deve ser compatível com o uso dos conceitos básicos da mecânica do contínuo (tensores de tensão e deformação, etc.). A equação 6.1 representa a separação de escalas necessárias durante o processo de homogeneização (Zaoui, 2002).

$$d_0 \ll d \ll l \ll L \quad (\text{eq. 6.1})$$

onde d_0 é a menor dimensão abaixo da qual a mecânica do contínuo não é mais válida.

O volume elementar representativo é, portanto, o volume ou parte da estrutura capaz de representar de forma suficientemente precisa o comportamento global do material, possuindo todas as informações para a descrição geométrica e mecânica do meio heterogêneo. A escolha e descrição do VER é um aspecto importante ao se realizarem estudos por meio da abordagem da micromecânica, uma vez que esta deve representar efetiva e satisfatoriamente o comportamento constitutivo global do material heterogêneo. Para os materiais com microestrutura aleatória, como por exemplo, o solo reforçado com fibras, a definição do VER é efetuada através da especificação das fases que constituem o material heterogêneo, da descrição das suas características geométricas e mecânicas e também a descrição da distribuição espacial (ou morfologia) das fases: a fração volumétrica e a forma e orientação das inclusões ou fibras. Além disso, no caso do solo reforçado com fibras tendo fibras com dimensão característica da ordem de alguns centímetros $d \sim cm$, o tamanho do VER deve ser da ordem de pelo menos de alguns decímetros $l \sim dm$ e a dimensão do elemento estrutural da ordem de pelo menos alguns metros $L \sim m$ para que a condição de separação de escalas necessária no processo de homogeneização seja satisfeita. No caso de materiais periódicos, a célula base, estrutura que se repete ao longo de todo o material, constitui o VER a ser analisado.

6.1.2 Problema de concentração

A formulação da lei do comportamento macroscópico por meio da homogeneização decorre da resolução de um problema auxiliar de contorno colocado sobre o VER, também conhecido por problema de concentração ou localização. O problema de concentração trata da modelagem mecânica das interações entre as fases do material heterogêneo a ser analisado e da derivação dos campos de tensão e deformação locais no interior do VER, $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x})$ e $\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x})$, respectivamente, através do conhecimento das tensões e deformações macroscópicas, $\underline{\underline{\Sigma}}$ e $\underline{\underline{E}}$.

Para a resolução deste problema, duas condições de contorno clássicas são normalmente adotadas na definição da solicitação sobre o VER: deformação homogênea ou tensão homogênea (*homogeneous stress boundary conditions*), tensões superficiais são admitidas prescritas no contorno \underline{T} (Figura 6.3) e definidas por:

$$\underline{T} = \underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{n} \quad (\text{eq. 6.2})$$

Onde o tensor constante $\underline{\underline{\Sigma}}$ é o tensor de tensão macroscópica conhecida e \underline{n} é o vetor normal ao contorno do VER. Através da equação 6.2, prova-se que $\underline{\underline{\Sigma}}$ é igual a média volumétrica da tensão $\langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle$ no VER, denotado por V . De fato, para um campo de tensão estaticamente admissível $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x})$, ou seja, que atenda às equações de equilíbrio e que satisfaça a equação 6.2, tem-se:

$$\langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \frac{1}{V} \int_V \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) dV = \underline{\underline{\Sigma}} \quad (\text{eq. 6.3})$$

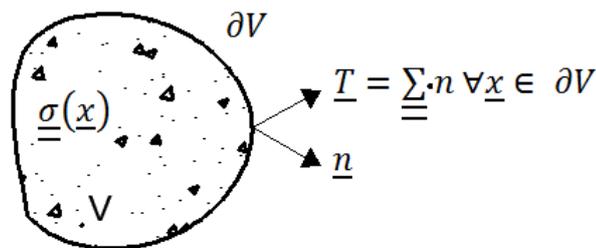


Figura 6.3 – VER e condições de contorno em tensão homogênea

Por definição, utilizando a regra das médias, tem-se ainda:

$$\underline{\underline{E}} = \langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle \quad (\text{eq. 6.4})$$

Da mesma forma, condições de contorno em deformação homogênea (*homogeneous strain boundary conditions*) são associadas a deslocamentos prescritos no contorno \underline{u} (Figura 6.4) dado por:

$$\underline{u} = \underline{\underline{E}} \cdot \underline{x} \quad (\text{eq. 6.5})$$

onde $\underline{\underline{E}}$ é tensor de deformação (constante) macroscópico e \underline{x} pertence ao contorno. Tem-se $\underline{\underline{E}}$ igual à média volumétrica da deformação $\langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle$, ou seja, para um campo de deformação cinematicamente admissível $\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x})$ e que satisfassa a equação 6.5 tem-se:

$$\langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle = \frac{1}{V} \int_V \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x}) dV = \underline{\underline{E}} \quad (\text{eq. 6.6})$$

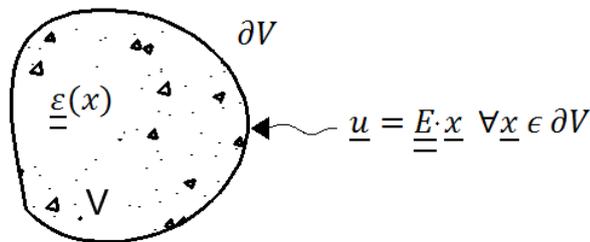


Figura 6.4 – VER e condições de contorno em deformação homogênea

Por definição, utilizando a regra das médias, tem-se:

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle \quad (\text{eq. 6.7})$$

Embora, em princípio, as abordagens em tensão homogênea (equação 6.2) e deformação homogênea (equação 6.5) não sejam equivalentes, elas tendem a ser quando $d \ll l$ (Hill, 1967; Mandel, 1972), como será visto em sequência.

6.2 PROCESSO DE HOMOGENEIZAÇÃO EM ELASTICIDADE

A determinação da lei macroscópica elástica de um material heterogêneo decorre da resolução do problema de concentração, descrito anteriormente, considerando-se a lei constitutiva elástica dos materiais constituintes. Assim, duas abordagens podem ser avaliadas, uma por deformações e outra por tensões.

Na abordagem por deformações, o problema de concentração consiste da determinação da tensão $\underline{\underline{\sigma}}$, deformação $\underline{\underline{\varepsilon}}$ e deslocamento microscópico \underline{u} , os quais caracterizam a resposta local do VER ao carregamento definido pela deformação macroscópica prescrita $\underline{\underline{E}}$, de modo que

$$\begin{cases} \text{div } \underline{\underline{\sigma}} = 0 & \text{em } V \\ \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{c}}(\underline{x}) : \underline{\underline{\varepsilon}} & \text{em } V \\ \underline{u} = \underline{\underline{E}} \cdot \underline{x} & \text{em } \partial V \end{cases} \quad (\text{eq. 6.8})$$

onde $\underline{\underline{c}}(\underline{x})$ é o tensor de rigidez no ponto $\underline{x} \in V$.

Observa-se, a partir da linearidade do problema com relação ao parâmetro de carregamento $\underline{\underline{E}}$, que o campo de deformação local $\underline{\underline{\varepsilon}}$ é proporcional à deformação macroscópica. Esta propriedade é classicamente expressa por meio do conceito do tensor de concentração de deformações. Denotado aqui por $\underline{\underline{A}}(\underline{x})$, este tensor de quarta ordem estabelece a ligação entre as deformações macroscópicas e as deformações locais no ponto \underline{x} do VER:

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x}) = \underline{\underline{A}}(\underline{x}) : \underline{\underline{E}} \quad (\text{eq. 6.9})$$

Verifica-se que as condições de contorno em deslocamento (equação 6.5) conduzem à média $\langle \underline{\underline{A}} \rangle = \underline{\underline{1}}$, onde $\underline{\underline{1}}$, é o tensor identidade de quarta ordem.

A inserção da equação 6.9 na relação constitutiva elástica na equação 6.8 e o cálculo da média sobre o VER levam a:

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \langle \underline{\underline{c}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle = \langle \underline{\underline{c}} : \underline{\underline{A}} \rangle : \underline{\underline{E}} = \underline{\underline{C}}^{hom} : \underline{\underline{E}} \quad (\text{eq. 6.10})$$

onde $\underline{\underline{C}}^{hom}$ é o tensor de elasticidade homogeneizado (macroscópico):

$$\underline{\underline{C}}^{hom} = \langle \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{A}} \rangle = \sum_{r=1}^n f^r \underline{\underline{C}}^r : \langle \underline{\underline{A}} \rangle_r \quad (\text{eq. 6.11})$$

sendo n o número de fases do VER, f^r a fração volumétrica de cada fase r , $\underline{\underline{C}}^r$ é o tensor de rigidez da fase r e $\langle \underline{\underline{A}} \rangle_r$ é a média volumétrica sobre o domínio ocupado pela fase r :

$$\langle \underline{\underline{A}} \rangle_r = \frac{1}{V^r} \int_{V^r} \underline{\underline{A}}(\underline{x}) dV \quad (\text{eq. 6.12})$$

Na abordagem por tensões, em vez de deformação prescrita, tem-se o carregamento definido pela tensão macroscópica $\underline{\underline{\Sigma}}$ prescrita, de modo que:

$$\begin{cases} \text{div } \underline{\underline{\sigma}} = 0 & \text{em } V \\ \underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{S}}(\underline{x}) : \underline{\underline{\sigma}} & \text{em } V \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} = \underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} & \text{em } \partial V \end{cases} \quad (\text{eq. 6.13})$$

sendo $\underline{\underline{S}}(\underline{x})$ o tensor de flexibilidade no ponto $\underline{x} \in V$ e $\underline{\underline{\sigma}}$ e $\underline{\underline{\varepsilon}}$, os campos microscópicos de tensão e deformação, soluções do problema de concentração (6.14) e considerando a sua linearidade, observa-se proporcionalidade entre $\underline{\underline{\sigma}}$ e o carregamento $\underline{\underline{\Sigma}}$:

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) = \underline{\underline{B}}(\underline{x}) : \underline{\underline{\Sigma}} \quad (\text{eq. 6.14})$$

onde $\underline{\underline{B}}(\underline{x})$ representa o tensor de concentrações de tensões. Verifica-se que as condições de contorno em tensão (equação 6.2) conduzem à média $\langle \underline{\underline{B}} \rangle = \underline{\underline{1}}$, assim como o ocorre para $\underline{\underline{A}}$. Substituindo a equação 6.14 na relação constitutiva elástica da equação 6.13 e calculando-se a média sobre o VER, obtêm-se:

$$\underline{\underline{E}} = \langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle = \langle \underline{\underline{S}} : \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \langle \underline{\underline{S}} : \underline{\underline{B}} \rangle : \underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{S}}^{hom} : \underline{\underline{\Sigma}} \quad (\text{eq. 6.15})$$

Onde $\underline{\underline{S}}^{hom}$ é o tensor de flexibilidade homogeneizado, efetivo ou global, e é calculado para um VER com n fases através da equação:

$$\underline{\underline{S}}^{hom} = \langle \underline{\underline{S}} : \underline{\underline{B}} \rangle = \sum_{r=1}^n f^r \underline{\underline{S}}^r : \langle \underline{\underline{B}} \rangle_r \quad (\text{eq. 6.16})$$

sendo $\underline{\underline{S}}^r$ o tensor de flexibilidade da fase r e $\langle \underline{\underline{B}} \rangle_r$ a média volumétrica sobre o domínio ocupado pela fase r .

Os tensores $\underline{\underline{C}}^{hom}$ e $\underline{\underline{S}}^{hom}$ são inversor um do outro se eles correspondem à mesma escolha das condições de contorno no problema de concentração. Entretanto, se diferentes condições de contorno são utilizadas, tem-se de acordo com Hill (1967) e Mandel (1972), o seguinte resultado:

$$\underline{\underline{C}}^{hom} : \underline{\underline{S}}^{hom} = \underline{\underline{1}} + o\left[\left(\frac{d}{l}\right)^2\right] \quad (\text{eq. 6.17})$$

onde $\underline{\underline{C}}^{hom}$ é determinado empregando-se condições de deformação homogênea no contorno, enquanto $\underline{\underline{S}}^{hom}$ é determinado empregando-se condições de tensão homogênea. d é a dimensão característica da heterogeneidade e l do VER.

Segundo Hill e Mandel, as duas abordagens (tensão e deformação homogêneas) se equivalem quando é verificada a separação entre as escalas $d \ll l$, descrita anteriormente.

Levando em conta que $\langle \underline{\underline{A}} \rangle = \underline{\underline{1}}$, e $\langle \underline{\underline{B}} \rangle = \underline{\underline{1}}$, as equações 6.11 e 6.16, verifica-se que somente os tensores $\underline{\underline{A}}$ e $\underline{\underline{B}}$ de $n - 1$ fases são necessários para a determinação das propriedades elásticas globais $\underline{\underline{C}}^{hom}$ e $\underline{\underline{S}}^{hom}$.

$$\sum_{r=1}^n f^r \langle \underline{\underline{A}} \rangle_r = \underline{\underline{1}} \text{ e } \sum_{r=1}^n f^r \langle \underline{\underline{B}} \rangle_r = \underline{\underline{1}} \quad (\text{eq. 6.18})$$

Portanto, das equações 6.11 e 6.16, com $r = 1 = m$, obtêm-se respectivamente

$$\underline{\underline{C}}^{hom} = \underline{\underline{c}}^m + \sum_{i=1}^{n-1} f^i (\underline{\underline{c}}^i - \underline{\underline{c}}^m) : \langle \underline{\underline{A}} \rangle_i \quad (\text{eq. 6.19})$$

$$\underline{\underline{S}}^{hom} = \underline{\underline{S}}^m + \sum_{i=1}^{n-1} f^i (\underline{\underline{S}}^i - \underline{\underline{S}}^m) : \langle \underline{\underline{B}} \rangle_i \quad (\text{eq. 6.20})$$

Com $\underline{\underline{C}}^m$ e $\underline{\underline{S}}^m$ os tensores de elasticidade e de flexibilidade da matriz.

Os parágrafos anteriores descrevem a resolução teórica do problema de concentração. Do ponto de vista prático, entretanto, em várias situações há dificuldades em resolver este problema. Há dificuldades, por exemplo, em descrever completamente a microestrutura, dispondo-se apenas de informações parciais sobre a sua morfologia. Há casos ainda que mesmo dispondo (inclusive por hipótese) da descrição completa da microestrutura, é difícil resolver exatamente - ou seja, de maneira analítica - o problema da concentração. Em outras palavras, para uma dada descrição do VER, o problema de localização pode não ser resolvido de forma usual (Zaoui, 2002). É possível então seguir por dois caminhos. Um deles consiste em efetuar suposições adicionais a fim de obter algumas estimativas para o comportamento global. Estas estimativas são ou não apropriadas em função das suas hipóteses fundamentais e da adequação destas ao material a ser estudado.

O outro caminho busca limites para as propriedades mecânicas globais. Estes limites são obtidos considerando-se todos os meios homogêneos equivalentes consistentes com as limitadas informações disponíveis sobre a distribuição das fases e através do cálculo das propriedades extremas que podem ser obtidas desta maneira. Isto pode ser realizado utilizando abordagens variacionais, as quais levam em conta campos de tensão e deformações admissíveis, ou seja, campos de tensão que satisfaçam as condições de equilíbrio e campos de deformação que satisfaçam as condições de compatibilidade.

6.2.1 Estimativas

Conforme as equações 6.11 e 6.16, as propriedades elásticas efetivas $\underline{\underline{C}}^{hom}$ e $\underline{\underline{S}}^{hom}$ são função das propriedades elásticas e frações volumétricas dos constituintes e dos tensores de localização das deformações e das tensões $\underline{\underline{A}}$ e $\underline{\underline{B}}$, respectivamente. No caso de microestruturas reais, no entanto, a determinação de uma forma fechada dos tensores de concentração pode não ser possível. Assim, aproximações adequadas são feitas em relação à consideração da microestrutura, bem como na representação dos tensores de concentração. Na sequência são

discutidos alguns métodos, modelos e aproximações adotados no estudo de propriedades elásticas efetivas de matérias heterogêneas.

6.2.1.1 Estimativas de Voigt e Reuss

Em materiais homogêneos, condições de contorno em deformação ou tensão constantes induzem a campos de tensão e deformações homogêneos, ou seja, espacialmente constantes. No caso de um material heterogêneo, a mais simples aproximação a ser adotada é admitir um dos campos constantes, de acordo com as condições de contorno.

Se, de acordo com Voigt (1889), as deformações no interior de V são consideradas constantes ($\underline{\underline{\varepsilon}} = \langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle = const$), e a partir da equação 3.9 verifica-se que $\underline{\underline{A}} = \underline{\underline{1}}$. Assim o tensor de elasticidade efetivo é aproximado pela média dos tensores de elasticidade dos constituintes do material heterogêneo.

$$\underline{\underline{C}}_{\sim Voigt}^{hom} = \langle \underline{\underline{C}} \rangle = \sum_{r=1}^n f^r \underline{\underline{C}}^r \quad (\text{eq. 6.21})$$

Analogamente, na aproximação devida a Reuss (1929), um campo de tensão constante é admitido ($\underline{\underline{\sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = const$), o qual corresponde a $\underline{\underline{B}} = \underline{\underline{1}}$ na equação 6.14. Desta forma, o tensor de flexibilidade efetivo é aproximado pela média dos tensores de flexibilidade dos constituintes do material heterogêneo.

$$\underline{\underline{S}}_{\sim Reuss}^{hom} = \langle \underline{\underline{S}} \rangle = \sum_{r=1}^n f^r \underline{\underline{S}}^r \quad (\text{eq. 6.22})$$

Estes modelos não consideram a disposição geométrica das fases, aproximando o comportamento macroscópico de forma isotrópica. Não são, portanto, apropriados para materiais que apresentam anisotropia. No caso especial de um material heterogêneo isótropo formado por materiais isótopos, as aproximações acima conduzem aos módulos de compressibilidade K e de cisalhamento μ .

$$K_{Voigt}^{hom} = \langle k \rangle = \sum_{r=1}^n f^r k^r \quad e \quad \mu_{Voigt}^{hom} = \langle \mu \rangle = \sum_{r=1}^n f^r \mu^r \quad (\text{eq. 6.23})$$

$$K_{Reuss}^{hom^{-1}} = \langle 1/k \rangle = \sum_{r=1}^n f^r / k^r \quad e \quad \mu_{Reuss}^{hom^{-1}} = \langle 1/\mu \rangle = \sum_{r=1}^n f^r / \mu^r \quad (\text{eq. 6.24})$$

As aproximações das propriedades efetivas elásticas por meio das médias das rigidezes e flexibilidade são muitas vezes referidas como regra das misturas. Elas são exatas apenas em casos especiais de diferentes materiais dispostos “em paralelo” (Voigt) ou “em série” (Reuss). Em geral, a suposição de deformações constantes leva à violação do equilíbrio local (por exemplo, na fronteira entre as fases) e a suposição de tensão constante opõe a compatibilidade de deformação. Apesar destas deficiências, a simples aproximação por Voigt e Reuss leva a vantagem de se produzir limites para as constantes elásticas de um material heterogêneo:

$$K_{Reuss}^{hom} \leq K^{hom} \leq K_{Voigt}^{hom} \quad e \quad G_{Reuss}^{hom} \leq G^{hom} \leq G_{Voigt}^{hom}.$$

Uma vez que as estimativas de Voigt e Reuss apresentam valores bastante distintos, uma abordagem pragmática para melhorar a estimativa das constantes efetivas é adotar os seus valores médios (Gross e Seelig, 2006).

$$K^{hom} \approx \frac{1}{2} (K_{Reuss}^{hom} + K_{Voigt}^{hom}) \quad (\text{eq. 6.25})$$

$$\mu^{hom} \approx \frac{1}{2} (\mu_{Reuss}^{hom} + \mu_{Voigt}^{hom}) \quad (\text{eq. 6.26})$$

6.2.1.2 Estimativas tipo Eshelby

Esta seção é dedicada à apresentação dos esquemas de estimativa baseados no resultado obtido por Eshelby relativo a um meio infinito com uma inclusão elipsoidal. Para cada esquema descrito, a expressão do tensor de concentração de deformações e do \underline{C}^{hom} é detalhada. Nos modelos descritos a seguir, considera-se um material heterogêneo de duas fases constituído por uma matriz e inclusões (Figura 6.5(a)). O primeiro passo consiste em escolher um VER para o material (Figura 6.5(b)). Então, associa-se a este VER um VER auxiliar (Figura 6.5(c)), bem como um problema de localização auxiliar a ser resolvido e correspondente às hipóteses formuladas pelo esquema de homogeneização empregado. Finalmente, a correspondência mecânica entre VER auxiliar e o meio homogêneo equivalente (Figura 6.5(d)) é estabelecida fazendo uso do resultado de Eshelby.

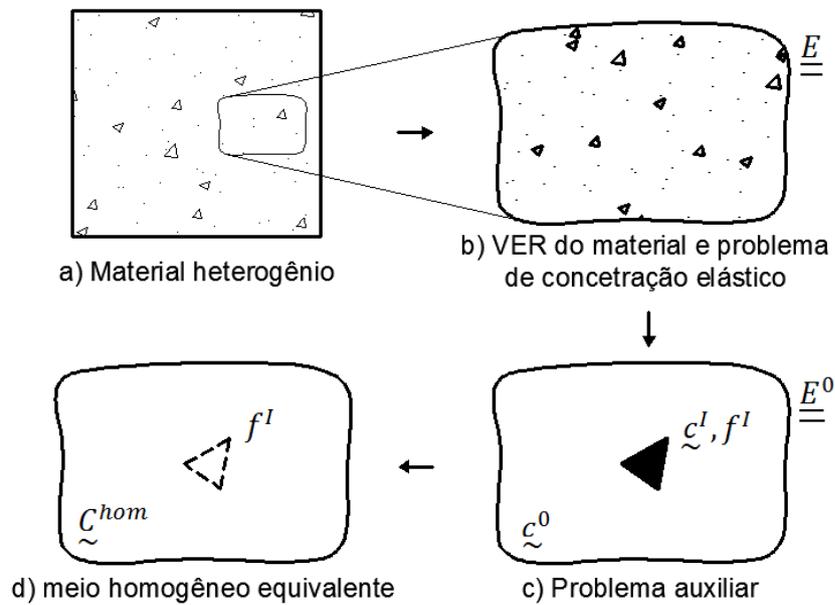


Figura 6.5 – Processo de homogeneização para esquemas de estimativa baseados no resultado de Eshelby

6.2.1.2.1 Resultado de Eshelby

Provavelmente a solução analítica mais importante da micromecânica foi encontrada por Eshelby (1957). Ela é válida para um domínio infinito Ω , o qual contém uma inclusão elipsoidal I com eixos principais a_i (Figura 6.6):

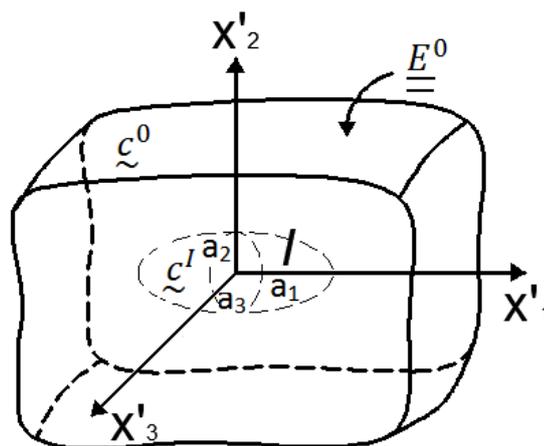


Figura 6.6 – Domínio infinito com inclusão elipsoidal

Eshelby mostrou que quando este meio é sujeito a deformação constante E^0 no seu contorno, a deformação da inclusão também é constante e definida por meio da equação

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x}) = \langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle_I = \underline{\underline{A}}_E(\underline{x}) : \underline{\underline{E}}^0 = \text{const} \forall \underline{x} \in I \quad (\text{eq. 6.27})$$

O tensor de quarta ordem $\underline{\underline{A}}(\underline{x})$, que descreve a relação entre a deformação no interior da inclusão e o carregamento externo $\underline{\underline{E}}^0$, é o conhecido tensor de localização de deformações, neste caso, tensor de localização de deformações de Eshelby $\underline{\underline{A}}_E(\underline{x})$, definido pela equação:

$$\underline{\underline{A}}_E(\underline{x}) = \langle \underline{\underline{A}}_E \rangle_I = \left[\underline{\underline{1}} + \underline{\underline{P}}^{0,I} : (\underline{\underline{c}}^I - \underline{\underline{c}}^0) \right]^{-1} \forall \underline{x} \in I \quad (\text{eq. 6.28})$$

em que $\underline{\underline{1}}$ é o tensor identidade de quarta ordem, $\underline{\underline{c}}^I$ e $\underline{\underline{c}}^0$, são as propriedades elásticas da inclusão e do domínio infinito adjacente, respectivamente, $\underline{\underline{P}}^{0,I}$ é o tensor de Hill, relacionado ao tensor de Eshelby por $\underline{\underline{S}}^{0,I} = \underline{\underline{P}}^{0,I} : \underline{\underline{c}}^0$. Expressões do tensor Eshelby derivadas para configurações específicas podem ser encontradas, por exemplo, em Faivre (1971), Laws (1977), Mura (1987) ou Suvorov e Dvorak (2002). Esse tensor é função apenas da forma e orientação das inclusões e as propriedades elásticas do meio em que ela está inserida.

6.2.1.2.2 Estimativa diluída

Utilizando as soluções encontradas por Eshelby, apresentadas no item anterior, é possível desenvolver modelos micromecânicos que satisfaçam o equilíbrio local e garantam compatibilidade de deformações. Ao fazê-lo, considera-se um material de duas fases o qual consiste de uma matriz homogênea com elasticidade $\underline{\underline{c}}^m = \text{const}$ e inclusões as quais são aproximadas por heterogeneidades elipsoidais com elasticidade constante $\underline{\underline{c}}^i$.

A situação mais simples ocorre quando as heterogeneidades estão distribuídas na matriz homogênea de forma que a sua própria interação e com a fronteira do VER pode ser desprezada (“distribuição diluída”). Conforme ilustrado na Figura 6.7, cada heterogeneidade então pode ser considerada localizada em um domínio infinito e sujeito a um campo uniforme de deformação $\underline{\underline{E}}^0 = \underline{\underline{E}}$. A dimensão característica das heterogeneidades tem que ser pequena em relação a sua distância ou à distância da fronteira do VER, onde o carregamento é aplicado, sendo possível, desta forma, considerar a inexistência de interação. Embora as soluções obtidas sob estas idealizações sejam válidas para pequenas frações volumétricas ($\sum_{i=1}^{n-1} f^i \ll 1$, ou seja, $f^m \approx 1$), elas formam base para importantes generalizações.

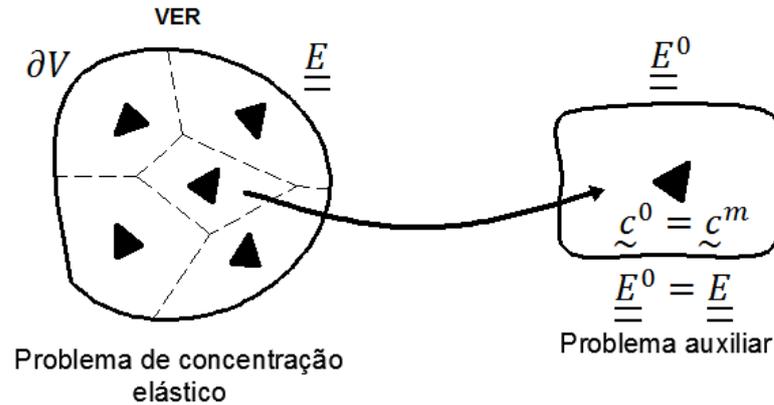


Figura 6.7 – Esquema de estimativa diluída

Para heterogeneidades elipsoidais, a deformação no seu interior é constante e dada pelo tensor de concentração de Eshelby, introduzido na seção anterior. De acordo com as equações 6.19 e 6.29, portanto, o tensor de elasticidade efetivo de um material, que contém uma distribuição diluída de heterogeneidades elipsoidais, é obtido pela equação:

$$\underline{\underline{C}}_d^{hom} = \underline{\underline{c}}^m + \sum_{i=1}^{n-1} f^i (\underline{\underline{c}}^i - \underline{\underline{c}}^m) : \left[\underline{\underline{1}} + \underline{\underline{P}}^{m,i} : (\underline{\underline{c}}^i - \underline{\underline{c}}^m) \right]^{-1} \quad (\text{eq. 6.29})$$

onde $f \ll 1$ é a fração volumétrica de heterogeneidades e d refere-se à Estimativa Diluída. É importante ressaltar que este resultado é válido somente para o caso onde são prescritas no contorno do VER deformações macroscópicas, uma vez que está se utilizando os resultados de Eshelby.

Ao contrário das estimativas de Voigt e Reuss, o comportamento global obtido por meio da estimativa diluída pode, mesmo no caso de um material formado por fases isotrópicas, apresentar comportamento anisotrópico devido, por exemplo, a uma orientação preferencial das inclusões. Esta situação é considerada através do tensor de Eshelby. Apenas no caso de heterogeneidades esféricas isotrópicas inseridas em uma matriz isotrópica é que o comportamento global se apresenta de forma isotrópica.

6.2.1.2.3 Estimativa de Mori-Tanaka

A estimativa diluída é equivalente à hipótese de que, a uma distância suficiente de cada inclusão, o carregamento externo constante em deformação $\underline{\underline{E}}$ prevalece. Este pressuposto é o ponto de partida para um refinamento do modelo que visa levar em conta a interação e,

consequentemente, uma fração volumétrica importante de heterogeneidades. No modelo de Mori-Tanaka (1973), o campo de deformação na matriz é, a uma distância suficiente da heterogeneidade, aproximado pelo campo constante $\underline{\underline{E}}^0 = \langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle_m$ (Figura 6.8). O carregamento de cada heterogeneidade, então, depende da existência das demais heterogeneidades por meio da média da deformação da matriz $\langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle_m$.

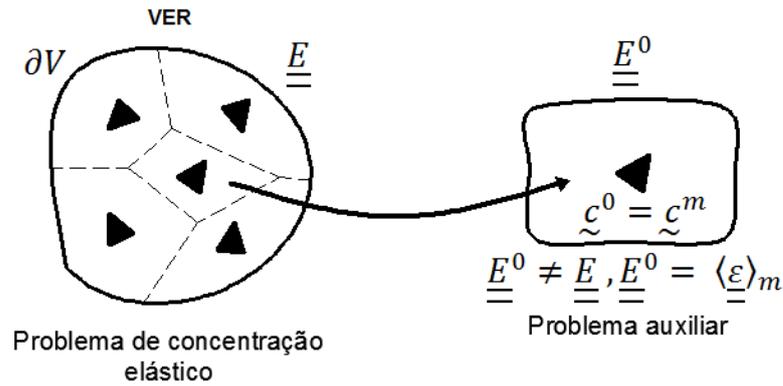


Figura 6.8 – Esquema de estimativa de Mori-Tanaka

Em vista da consideração idealizada de uma única heterogeneidade em um meio infinito de elasticidade \tilde{c}^m e sujeita a alguma carga efetiva $\underline{\underline{E}}^0$, o esquema de Mori-Tanaka formalmente equivale à estimativa diluída (comparar Figura 6.7 e 6.8) e permite a aplicação do já conhecido tensor de concentração para representar a média da deformação na heterogeneidade.

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^i = \langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle_i = \left[\tilde{1} + \tilde{P}^{m,i} : (\tilde{c}^i - \tilde{c}^m) \right]^{-1} : \underline{\underline{E}}^0 \quad (\text{eq. 6.30})$$

A fim de determinar as propriedades efetivas do material, considera-se a média das deformações no VER igual à deformação macroscópica $\langle \underline{\underline{\varepsilon}} \rangle = \underline{\underline{E}}$. Através destas considerações, a deformação aplicada no VER e aquela aplicada no problema auxiliar apresentam-se relacionadas pela equação:

$$\underline{\underline{E}}^0 = \left\langle \left[\tilde{1} + \tilde{P}^m : (\tilde{c} - \tilde{c}^m) \right]^{-1} \right\rangle : \underline{\underline{E}} \quad (\text{eq. 6.31})$$

e as constantes elásticas efetivas são calculadas através da equação:

$$\tilde{c}_{mt}^{hom} = \tilde{c}^m + \sum_{i=1}^{n-1} f^i (\tilde{c}^i - \tilde{c}^m) : \left[\tilde{1} + \tilde{P}^{m,i} : (\tilde{c}^i - \tilde{c}^m) \right]^{-1} : \left\langle \left[\tilde{1} + \tilde{P}^m : (\tilde{c} - \tilde{c}^m) \right]^{-1} \right\rangle^{-1} \quad (\text{eq. 6.32})$$

Por meio da equação 6.19, conclui-se, então, que $\left[\tilde{1} + \tilde{P}^{m,i} : (\tilde{c}^i - \tilde{c}^m) \right]^{-1} : \left\langle \left[\tilde{1} + \tilde{P}^m : (\tilde{c} - \tilde{c}^m) \right]^{-1} \right\rangle^{-1}$ é o tensor de concentração de deformações de Mori-Tanaka.

Uma anisotropia macroscópica que pode ser gerada pela disposição geométrica das heterogeneidades pode, assim como no caso da estimativa diluída, ser descrita por este modelo.

A estimativa de Mori-Tanaka é, sem dúvida, o esquema de homogeneização mais utilizado para materiais heterogêneos compostos por uma matriz com inclusões inseridas no seu interior. É utilizado principalmente para casos com fração volumétrica de inclusões moderada. Ao contrário da estimativa diluída, o esquema de Mori-Tanaka leva em conta a interação entre as inclusões.

6.2.1.2.4 Estimativa Auto-Consistente

Os métodos analíticos para a estimativa das propriedades efetivas dos materiais são normalmente baseados na análise de uma única inclusão em um domínio infinito, devido à disponibilidade limitada de solução com forma fechada. A interação entre as inclusões foi considerada, na seção anterior, por uma adequada aproximação do carregamento das inclusões individuais; uma distância suficiente entre estas inclusões de uma matriz homogênea, por isso, foi exigida. Esta hipótese, porém, pode nem sempre ocorrer. Por exemplo, em um policristal, as heterogeneidades predominam na forma de cristais que estão em contato direto uns com os outros sem qualquer matriz distinta. Com foco nesta situação em particular, o método Auto-Consistente foi desenvolvido. Ele é baseado na aproximação do material que envolve cada inclusão por uma matriz infinita com propriedades elásticas dadas por propriedades efetivas desconhecidas e a serem determinadas (Figura 6.9).

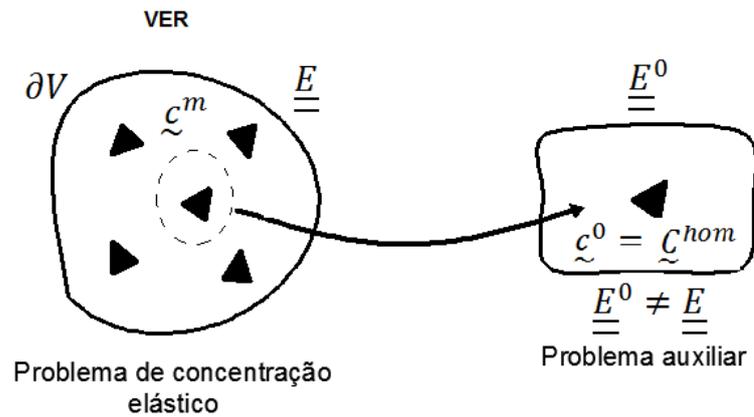


Figura 6.9 – Esquema de estimativa de Auto-Consistente

A solução do respectivo problema de contorno (única inclusão submetida a algum carregamento $\underline{\underline{E}}^0$) é formalmente obtida a partir da substituição na equação do tensor de concentração das propriedades elásticas do domínio infinito \tilde{c}^0 , pelas propriedades efetivas a serem calculadas \tilde{c}^{hom} . Assim o método Auto-Consistente retorna a uma representação implícita do tensor de elasticidade efetiva na formação da equação algébrica não-linear:

$$\tilde{c}_{ac}^{hom} = \sum_{i=1}^n f^i \tilde{c}^i : \left[\tilde{1} + P^{ac,i} : (\tilde{c}^i - \tilde{c}_{ac}^{hom}) \right]^{-1} : \left\langle \left[\tilde{1} + P^{ac,i} : (\tilde{c} - \tilde{c}_{ac}^{hom}) \right]^{-1} \right\rangle \quad (\text{eq. 6.32})$$

A partir desta representação é evidente que no método Auto-Consistente nenhuma das fases envolvidas desempenha o papel de matriz, o que coincide com a situação de materiais policristalinos e com gradação funcional. Desta forma, a interação entre as inclusões é considerada de forma implícita.

Uma desvantagem do método Auto-Consistente reside na mistura dos níveis macroscópico e microscópico, os quais deveriam ser rigorosamente separados. Uma única inclusão, “visível” apenas na escala micro, é inserida em um meio efetivo definido apenas no nível macroscópico. A fim de reduzir essa incoerência, o chamado método auto-consistente generalizado considera a inclusão e um meio efetivo infinitamente grande separados por uma camada matriz.

6.3 SOLO CIMENTADO

A modelagem micromecânica constitui a mais recente linha de pesquisa na modelagem numérica de solos, impulsionada pela convicção cada vez mais crescente no meio científico geotécnico do rol fundamental da microestrutura e da mineralogia na definição das características comportamentais. Ambas as abordagens, contínua e discreta, foram utilizadas como marco de desenvolvimento de novas teorias micromecânicas para solos (Ibañez, 2008).

A aplicação da teoria da homogeneização do solo passa primeiramente pelo conhecimento das propriedades do material considerado a matriz do compósito a ser homogeneizado. Quando refere-se a uma amostra de areia, pode-se separar a mesma em dois meios: granular e poroso, de acordo com a Figura 6.10.

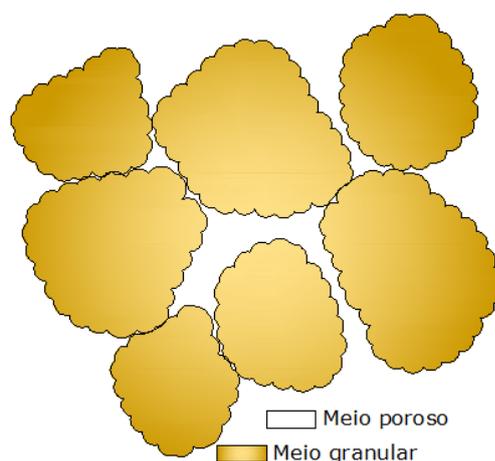


Figura 6.10 – Meio poroso e meio granular na amostra de areia

A partir de formulações clássicas da mecânica dos solos, é possível determinar o volume de partículas sólidas (V_p) e de vazios (V_v) – poros - por meio das equações 6.33 e 6.34, respectivamente, em que (e_0) é o índice inicial de vazios da amostra e (V_{CP}) o volume do corpo de prova.

$$V_p = \frac{V_v}{e_0} \quad (\text{eq. 6.33})$$

$$V_v = \frac{e_0}{1+e_0} \times V_{CP} \quad (\text{eq. 6.34})$$

De posse dessas informações e de dois parâmetros elásticos quaisquer do solo, ou então, de um único, sendo ele o módulo de cisalhamento (μ) ou o módulo de compressão (k), é possível realizar a aplicação dos modelos matemáticos.

Os parâmetros elásticos determinados por meio de ensaios laboratoriais devem corresponder ao solo em determinado grau de compactação, sem adição de cimento, caracterizando-os como parâmetros referentes ao conjunto meio poroso mais meio granular. Quando obtidos parâmetros que não forem o módulo de cisalhamento (μ) ou o módulo de compressão (k), os mesmos deverão ser calculados através da formulação clássica da elasticidade. Nesse contexto, adotamos como nomenclatura referente aos parâmetros obtidos em amostras de areia sob determinada compactação a seguinte simbologia: μ^{areia} e k^{areia} .

Para a realização deste estudo, os parâmetros obtidos foram o módulo de cisalhamento (μ) e o módulo oedométrico (M). Ambos os parâmetros foram obtidos pela passagem de ondas pelos corpos de prova, como especificado na metodologia experimental e apresentada no Capítulo 5. A obtenção do módulo de compressão foi realizada por meio de equação 6.35.

$$k = M - \frac{4\mu}{3} \quad (\text{eq. 6.35})$$

Foram determinados parâmetros elásticos de entrada no modelo para quatro diferentes índices de vazios, o que permitiu uma varredura representativa nos resultados produzidos.

De posse desses dados, os mesmos foram empregados para a aplicação dos métodos da homogeneização. Todavia, anterior a esse passo, é necessário introduzir as equações referentes a porosidade inicial (η_0) e final (η_f) para facilitar a sua obtenção para cada diferente amostra. É importante frisar que devido à falta de conhecimento em relação à expansão ou contração dos subprodutos formados pela hidratação do cimento quando associado a areia, considerou-se que o volume de cimento adicionado ao meio poroso ocupa na mesma proporção os poros da amostra.

A equação para obtenção da porosidade inicial de uma amostra de solo (η_0) é dado por:

$$\eta_0 = \frac{e_0}{1+e_0} \quad (\text{eq. 6.36})$$

onde e_0 é o índice de vazios inicial. Para a determinação desse índice (e_0), deve-se partir de:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_p} \quad (\text{eq. 6.37})$$

onde (V_v) é o volume de vazios e (V_p) é o volume de partículas sólidas da amostra. O volume de vazios (V_v) pode ser obtido através de:

$$V_v = V_{CP} - V_p = V_{CP} - V_s \quad (\text{eq. 6.38})$$

onde (V_{CP}) é o volume total do corpo de prova e (V_s) o volume de solo. Devido a inexistência de adições à amostra inicial, o volume de partículas sólidas no corpo de prova (V_p) é igual ao volume de solo (V_s), e passando de volume para massa, teremos:

$$V_s = V_p = \frac{M_s}{G_{solo}} \quad (\text{eq. 6.39})$$

onde G_{solo} é a densidade dos grão da areia. Substituindo a equação (6.39) na (6.38) teremos:

$$V_v = V_{CP} - \frac{M_s}{G_{solo}} \quad (\text{eq. 6.40})$$

Substituindo as equações (6.40) e (6.39) na equação (6.37) teremos como a equação correspondente ao índice de vazios inicial (e_0) a seguinte:

$$e_0 = \frac{V_{CP} - \frac{M_s}{G_{solo}}}{\frac{M_s}{G_{solo}}} = \frac{V_{CP}G_{solo} - M_s}{M_s} \quad (\text{eq. 6.41})$$

Ao substituir a equação (6.41) na (6.36) teremos como a porosidade inicial do corpo de prova (η_0):

$$\eta_0 = \frac{V_{CP}G_{solo} - M_s}{V_{CP}G_{solo}} \quad (\text{eq. 6.42})$$

Não havendo nenhuma adição de material sólido à amostra inicial, o índice de vazios inicial será igual ao índice de vazios final.

$$e_0 = e_f \quad (\text{eq. 6.43})$$

e, conseqüentemente, a porosidade inicial será igual a final.

$$\eta_0 = \eta_f = \eta \quad (\text{eq. 6.44})$$

Realizando adições de materiais sólidos em amostras, supõe-se que as partículas sólidas adicionadas preencham parte do volume de vazios da amostra inicial, então, a porosidade inicial será superior à porosidade final (premissa de cálculo para a aplicação da teoria da homogeneização). A equação para obtenção da porosidade final (η_f) é dada por:

$$\eta_f = \frac{e_f}{1+e_f} \quad (\text{eq. 6.45})$$

onde e_f é o índice de vazios final do corpo de prova. Para a determinação desse índice (e_f), deve-se partir de:

$$e_f = \frac{V_V}{V_p} = \frac{V_V}{V_c+V_s} \quad (\text{eq. 6.46})$$

onde (V_c) é o volume de partículas de cimento (considerado inerte) no corpo de prova. Como será adicionado cimento ao solo, o volume de partículas sólidas é o volume de cimento mais o volume de solo. Desejando-se saber qual a massa de cimento que deverá ser adicionada ao corpo de prova para determinada porcentagem de cimento, deve-se proceder da seguinte maneira:

$$\lambda = \frac{M_c}{M_c + M_s} \quad (\text{eq. 6.47})$$

Sabendo que (λ) é a porcentagem mássica de cimento que deseja adicionar ao corpo de prova, tendo (M_c) como massa de cimento e (M_s) como massa de solo, temos:

$$M_c = -\lambda \frac{M_s}{(\%M_c-1)} \quad (\text{eq. 6.48})$$

e transformando a massa de cimento para volume de cimento, teremos:

$$V_c = \frac{-\lambda \frac{M_s}{(\%M_c-1)}}{G_{\text{cimento}}} = -\lambda \frac{M_s}{(\%M_c-1)G_{\text{cimento}}} \quad (\text{eq. 6.49})$$

onde G_{cimento} é a densidade dos grãos de cimento. Passando a massa de solo para volume de solo:

$$V_s = \frac{M_s}{G_{\text{solo}}} \quad (\text{eq. 6.50})$$

Sabendo que o volume de vazios de um corpo de prova (V_V) vale:

$$V_v = V_{CP} - V_p \implies V_v = V_{CP} - (V_c + V_s) \quad (\text{eq. 6.51})$$

Substituindo a equação (6.49) e (6.50) na (6.51), tem-se:

$$V_v = V_{CP} + \lambda \frac{M_s}{(\lambda-1)G_{\text{cimento}}} - \frac{M_s}{G_{\text{solo}}} \quad (\text{eq. 6.52})$$

Substituindo a equação (6.49), (6.50) e (6.52) na (6.46), teremos:

$$e_f = \frac{V_{CP} + \lambda \frac{M_s}{(\lambda-1)G_{\text{cimento}}} - \frac{M_s}{G_{\text{solo}}}}{\frac{M_s}{G_{\text{solo}}} - \lambda \frac{M_s}{(\lambda-1)G_{\text{cimento}}}} \quad (\text{eq. 6.53})$$

Substituindo a equação (6.53) na (6.45), teremos que a porosidade final, quando adicionado cimento ao solo e admitindo que o volume de cimento adicionado, proporciona uma diminuição do volume de vazios de mesma grandeza, vale:

$$\eta_f = \frac{1}{G_{\text{cimento}}G_{\text{solo}}} \frac{V_{CP}G_{\text{cimento}}G_{\text{solo}}\lambda - V_{CP}G_{\text{cimento}}G_{\text{solo}} + \lambda M_s G_{\text{solo}} - \lambda M_s G_{\text{cimento}} + M_s G_{\text{cimento}}}{V_{CP}(\lambda - 1)} \quad (\text{eq. 6.54})$$

De posse da equação (6.54) e considerando as porcentagens de cimento adicionadas aos corpos de prova, calculou-se a relação entre elas e a porosidade, conforme a Figura 6.11.

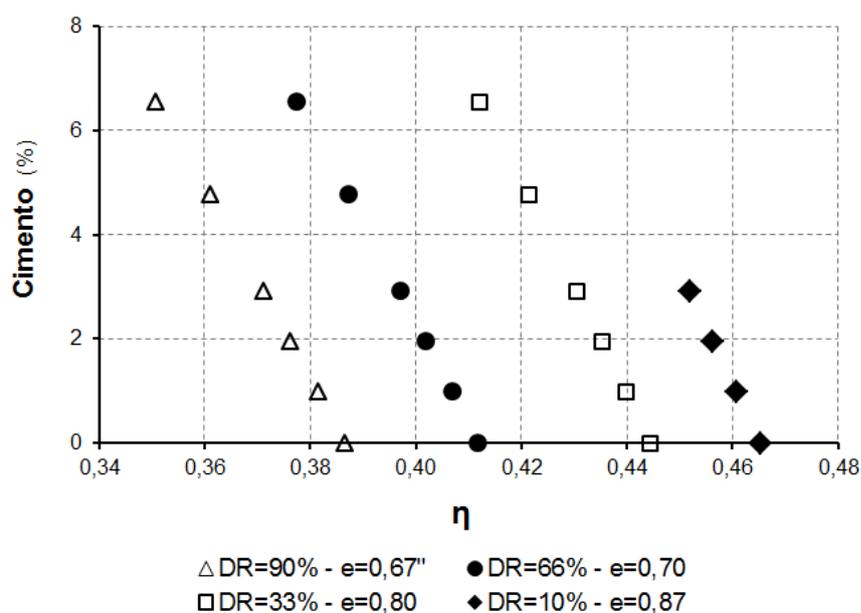


Figura 6.11 – Relação porcentagem de cimento *versus* porosidade

A Figura 6.11 demonstra que as adições citadas promovem a diminuições da porosidade da ordem de 6 a 10%, variando de acordo com a densidade relativa. Outra característica passível de identificação é a taxa de diminuição da porosidade, a qual independe da densidade relativa inicial.

Para aplicação dos métodos da micromecânica contínua é necessário modelar a areia (meio granular) por meio de um meio contínuo fictício equivalente. Para tanto, é necessário obter os parâmetros do meio contínuo fictício, em que ele será representado pelo módulo de cisalhante do meio fictício (μ^s) e pelo módulo de compressão do meio fictício (k^s). O meio contínuo fictício pode ser representado pela Figura 6.12.

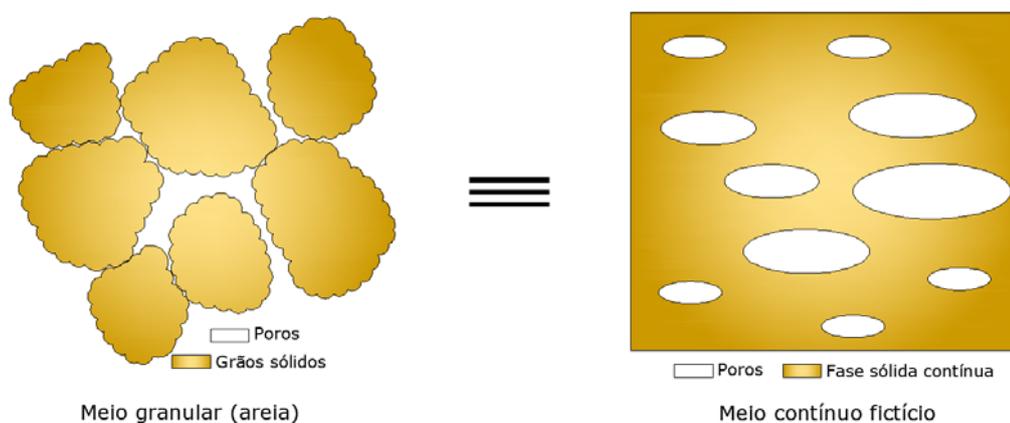


Figura 6.12 – Equivalência entre o meio granular (areia) e o meio fictício

Posteriormente, após a obtenção dos módulos referentes ao meio fictício, poderão ser determinadas as propriedades de um meio fictício com a adição de cimento. Essa configuração pode ser exemplificada pela Figura 6.13. Devido às simplificações dos modelos e pelas baixas porcentagens de cimento utilizadas, poucos poros são completamente cheios de cimento. Os demais poros apenas reduzem o seu volume.

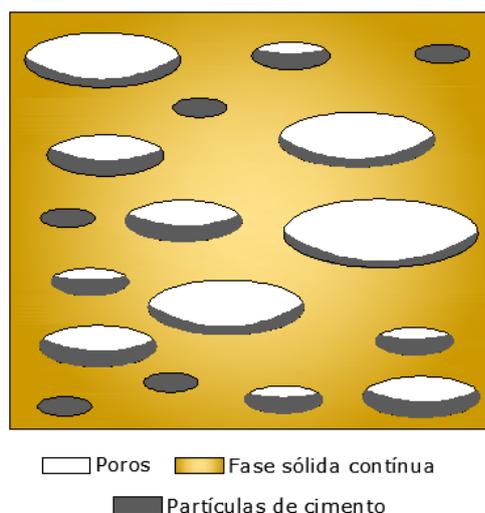


Figura 6.13 – Modelo para areia cimentada

A determinação dos módulos cisalhante e do módulo de compressão para um meio modificado (meio fictício + cimento) será realizada com os modelos de Mori-Tanaka e Auto-Consistente.

Obtidas as formulações para o cálculo da porosidade inicial e final aplicável a corpos de prova com ou sem adição de cimento, serão apresentados as metodologias para a obtenção dos resultados homogeneizados que adotaram a notação presente na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Notação de parâmetros elásticos

Parâmetros	Modelo	
	Mori-Tanaka	Auto-Consistente
Módulo de cisalhamento	μ^{MT}	μ^{AC}
Módulo de compressão	k^{MT}	k^{AC}

6.3.1 Modelo Micromecânico de Mori-Tanaka

Considerando k^{areia} e μ^{areia} prescritos (propriedades da areia), os valores de k^s e μ^s para o meio sólido fictício são obtidos via resolução das equações (6.55) e (6.56). Partindo-se da equação para determinação do módulo de compressão da amostra, k^{areia} , que está apresentada a seguir:

$$k^{\text{areia}} = k^s \left[1 - \eta_0 \frac{3k^s + 4\mu^s}{3\eta_0 k^s + 4\mu^s} \right] \quad (\text{eq. 6.55})$$

e da equação para determinação do módulo de cisalhamento da amostra, μ^{areia} , que está exposta na sequência:

$$\mu^{\text{areia}} = \mu^s \left[1 - \eta_0 \frac{15k^s + 20\mu^s}{(9 + 6\eta_0)k^s + (8 + 12\eta_0)\mu^s} \right] \quad (\text{eq. 6.56})$$

Substituindo na equação (6.55) o k^s e na (6.56) o μ^s e realizando a resolução através de um sistema pelo meio de substituição, obtém-se a equação a seguir para o módulo de compressão do meio fictício, k^s :

$$k^s = - \frac{k^{\text{areia}}(8\mu^{\text{areia}} - 9k^{\text{areia}} + \sqrt{A} + 6k^{\text{areia}}\eta_0 + 12\eta_0\mu^{\text{areia}})}{(\eta_0 - 1)(8\mu^{\text{areia}} - 9k^{\text{areia}} + \sqrt{A} - 6k^{\text{areia}}\eta_0 + 12\eta_0\mu^{\text{areia}})} \quad (\text{eq. 6.57})$$

e do módulo de cisalhamento da amostra, μ^s , do meio fictício:

$$\mu^s = \frac{-1}{16} \frac{\mu^{\text{areia}}(12\eta_0 + 8) + k^{\text{areia}}(6\eta_0 - 9) + \sqrt{A}}{(\eta_0 - 1)} \quad (\text{eq. 6.58})$$

onde a expressão de A é dada por:

$$A = 144\mu^{\text{areia}^2}\eta_0^2 - 144\mu^{\text{areia}}k^{\text{areia}}\eta_0^2 + 192\mu^{\text{areia}^2}\eta_0 - 120\mu^{\text{areia}}k^{\text{areia}}\eta_0 + 36k^{\text{areia}^2}\eta_0^2 - 108k^{\text{areia}^2}\eta_0 + 64\mu^{\text{areia}^2} + 144\mu^{\text{areia}}k^{\text{areia}} + 81k^{\text{areia}^2} \quad (\text{eq. 6.59})$$

Com as expressões analíticas do módulo de compressão (k^s) e o módulo de cisalhamento (μ^s) definidos, pode-se realizar a estimativa de possíveis resultados para módulos de compressão (K^{MT}) e para módulos cisalhantes (μ^{MT}) após a adição de cimento. Modelando o cimento como uma fase infinitamente rígida ($K^{\text{cim}} \gg K^s, \mu^{\text{cim}} \gg \mu^s$), a estimativa do módulo de compressão isotrópica K^{MT} é:

$$K^{\text{MT}} = \frac{1}{\mathcal{K}^{\text{MT}}} \mu^s \quad \text{onde } \mathcal{K}^{\text{MT}} = \frac{3}{4} \frac{3\eta_f + 4(1 - \eta_0 + \eta_f) \frac{\mu^s}{k^s}}{3(1 - \eta_f) + 4(\eta_0 - \eta_f) \frac{\mu^s}{k^s}} \quad (\text{eq. 6.60})$$

A equação que define o módulo de cisalhamento (μ^{MT}) é:

$$\mu^{\text{MT}} = \frac{1}{\mathcal{M}^{\text{MT}}} \mu^s \quad \text{onde } \mathcal{M}^{\text{MT}} = 6 \frac{1 + 2 \frac{\mu^s}{k^s}}{9 + 8 \frac{\mu^s}{k^s}} \frac{4(2 - 2\eta_0 + 5\eta_f) \frac{\mu^s}{k^s} + 3(3 - 3\eta_0 + 5\eta_f)}{4(3 + 2\eta_0 - 5\eta_f) \frac{\mu^s}{k^s} + 3(2 + 3\eta_0 - 5\eta_f)} \quad (\text{eq. 6.61})$$

Nas equações (6.60) e (6.61), quando a porosidade inicial for igual à final, ou seja, sem nenhuma adição, os resultados de K^{MT} e μ^{MT} deverão ser iguais ao da amostra inicial e serão dados pelas equações (6.62) e (6.63):

$$K_{(\eta_0=\eta_f)}^{MT} = \frac{1}{\mathcal{K}^{MT}} \mu^s \text{ onde } \mathcal{K}^{MT} = \frac{3\eta k^s + 4\mu^s}{4(1-\eta_0)k^s} \quad (\text{eq. 6.62})$$

$$\mu_{(\eta_0=\eta_f)}^{MT} = \frac{1}{\mathcal{M}^{MT}} \mu^s \text{ onde } \mathcal{M}^{MT} = \frac{4\mu^s(2+3\eta) + 3k^s(3+2\eta)}{(9k^s + 8\mu^s)(1-\eta)} \quad (\text{eq. 6.63})$$

Quando houver adição de cimento na amostra inicial, a equação que irá apresentar o valor no módulo de compressão (K^{MT}) será:

$$K^{MT} = \frac{-4}{3} (-3k^s + 3k^s\eta_f - 4\mu^s\eta_0 + 4\mu^s\eta_f) \frac{\mu^s}{3k^s\eta_f + 4\mu^s - 4\mu^s\eta_0 + 4\mu^s\eta_f} \quad (\text{eq. 6.64})$$

e para o módulo de cisalhamento (μ^{MT}), será:

$$\mu^{MT} = \frac{\mu^s}{6} \frac{9k^s + 8\mu^s}{k^s + 2\mu^s} \frac{(12 + 8\eta_0 - 20\eta_f)\mu^s + (6 + 9\eta_0 - 15\eta_f)k^s}{(8 - 8\eta_0 + 20\eta_f)\mu^s + (9 - 9\eta_0 + 15\eta_f)k^s} \quad (\text{eq. 6.65})$$

6.3.2 Modelo Micromecânico Auto-Consistente

Em relação a este modelo, adota-se uma metodologia similar à implantada para o modelo Mori-Tanaka. Vale lembrar que as expressões k^{areia} e μ^{areia} dos módulos de compressão isotrópica e de cisalhamento resultam da adoção desse tipo de estimativa:

$$K^{AC} = \frac{(1-\eta_0)k^s}{1 + \alpha^{AC} \frac{k^s - K^{AC}}{K^{AC}}} + \frac{(\eta_0 - \eta_f)K^{AC}}{\alpha^{AC}} \quad (\text{eq. 6.66})$$

$$\mu^{AC} = \frac{(1-\eta_0)\mu^s}{1 + \beta^{AC} \frac{\mu^s - \mu^{AC}}{\mu^{AC}}} + \frac{(\eta_0 - \eta_f)\mu^{AC}}{\beta^{AC}} \quad (\text{eq. 6.67})$$

$$\text{onde } \alpha^{AC} = \frac{3K^{AC}}{3K^{AC} + 4\mu^{AC}} \text{ e } \beta^{AC} = \frac{6}{5} \frac{K^{AC} + 2\mu^{AC}}{3K^{AC} + 4\mu^{AC}}$$

Sendo k^{areia} e μ^{areia} relativos aos parâmetros elásticos conhecidos da areia, pode-se determinar as propriedades k^s e μ^s do meio fictício resolvendo as equações (6.68) e (6.69).

$$k^s = \frac{4k^{\text{areia}}\mu^{\text{areia}}}{4\mu^{\text{areia}}(1 - \eta_0) - 3k^{\text{areia}}\eta_0} \quad (\text{eq. 6.68})$$

$$\mu^s = \mu^{\text{areia}} \frac{9k^{\text{areia}} + 8\mu^{\text{areia}}}{3k^{\text{areia}}(3 - 5\eta_0) + 4\mu^{\text{areia}}(2 - 5\eta_0)} \quad (\text{eq. 6.69})$$

sendo determinados k^s e μ^s , a estimativa Auto-Consistente para as propriedades elásticas da areia cimentada é obtida pelas equações (6.70) e (6.71).

$$K^{\text{AC}} = \frac{(1-\eta_0)k^s}{1 + \frac{\alpha^{\text{AC}}}{K^{\text{AC}}}(k^s - K^{\text{AC}})} + \frac{(\eta_0 - \eta_f)K^{\text{AC}}}{\alpha^{\text{AC}}} \quad (\text{eq. 6.70})$$

$$\mu^{\text{AC}} = \frac{(1-\eta_0)\mu^s}{1 + \frac{\beta^{\text{AC}}}{\mu^{\text{AC}}}(\mu^s - \mu^{\text{AC}})} + \frac{(\eta_0 - \eta_f)\mu^{\text{AC}}}{\beta^{\text{AC}}} \quad (\text{eq. 6.71})$$

$$\text{onde } \alpha^{\text{AC}} = \frac{3K^{\text{AC}}}{3K^{\text{AC}} + 4\mu^{\text{AC}}} \text{ e } \beta^{\text{AC}} = \frac{6}{5} \frac{K^{\text{AC}} + 2\mu^{\text{AC}}}{3K^{\text{AC}} + 4\mu^{\text{AC}}}$$

Essas equações mostram que k^{AC} e μ^{AC} são definidas de maneira implícita. Na verdade, não é possível expressar analiticamente k^{AC} e μ^{AC} em função de k^s , μ^s , η_0 e η_f . Para cada conjunto de dados, k^{AC} e μ^{AC} são determinados via resolução numérica de uma equação algébrica.

Após a obtenção desses dados, através das fórmulas, serão encontrados os módulos homogeneizados, com e sem a adição de cimento. Com esses dados foi possível obter resultados sobre a rigidez em amostras cimentadas confrontando os resultados obtidos com ensaios.

6.3.3 Resultados derivados dos modelos

De posse dos dados que correlacionaram a porcentagem de cimento e a variação da porosidade, foram aplicados os modelos de Mori-Tanaka e Auto-Consistente para meios granulares, conforme sugerido por Maalej (2007). Os parâmetros adotados de entrada foram o módulo de cisalhamento (medido diretamente nas amostras) e o módulo de compressão (obtido através das formulações da elasticidade), de acordo com a densidade relativa desejada. Após a aplicação dos modelos, os resultados demonstraram que estes foram discrepantes quando comparados com os resultados medidos, tanto para o módulo cisalhante como para o módulo de compressão. A fim de facilitar a visualização dessa diferença entre os resultados foi realizada a sua normalização, dividindo os valores obtidos pelos modelos pelos valores

medidos. Esses resultados estão apresentados nas Figuras 6.14 (Mori-Tanaka) e 6.15 (Auto-Consistente).

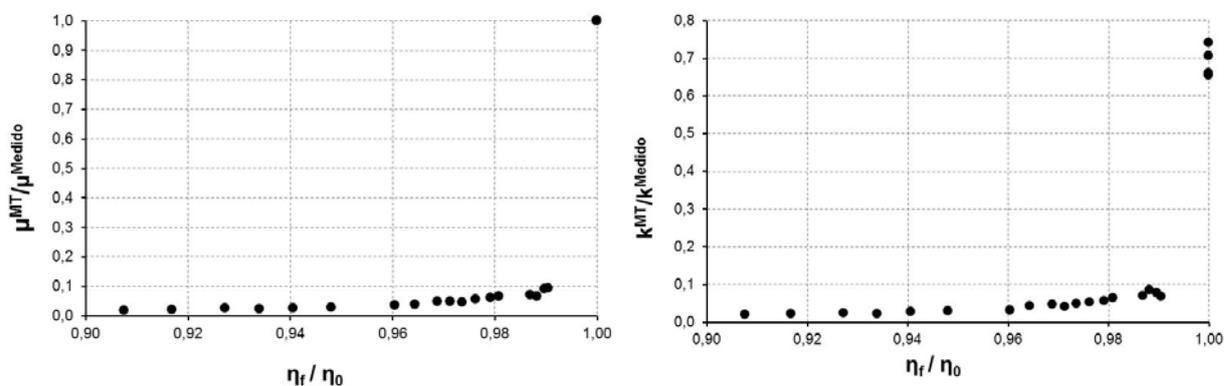


Figura 6.14 – Resultados obtidos aplicando a metodologia de Mori-Tanaka

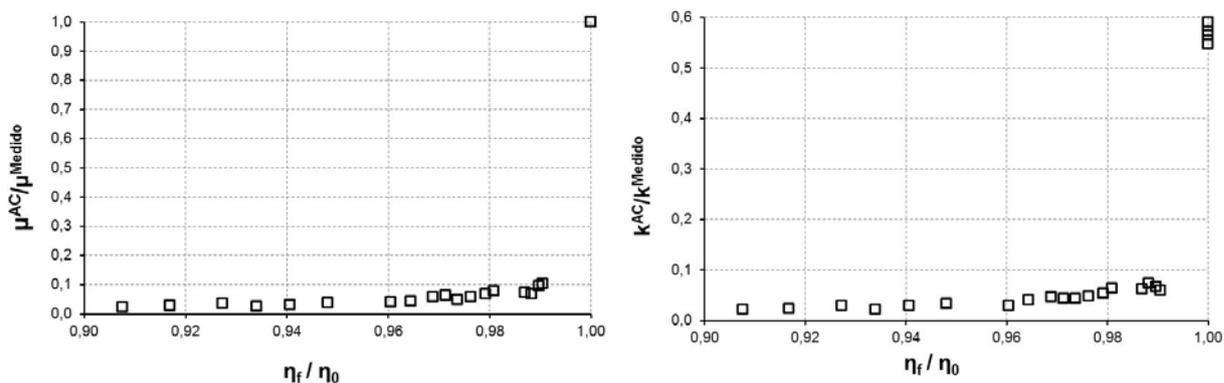


Figura 6.15 – Resultados obtidos aplicando a metodologia Auto-Consistente

Ao observar as Figuras 6.14 e 6.15 é possível afirmar que quando os valores de porosidade inicial e final se equivalem, os valores obtidos pelas metodologias para o módulo cisalhante são coerentes. Todavia, isso acontece em função da própria metodologia aplicada, a qual utiliza como dados de entrada os parâmetros elásticos da amostra de areia que se deseja homogeneizar, e em função desses calculam-se os parâmetros para o meio fictício. Como não ocorrem modificações no valor da porosidade ($\frac{\eta_f}{\eta_i} = 1$), os valores são idênticos aos parâmetros de entrada. O mesmo não ocorre quando inicia-se a adição de cimento. Os resultados oriundos dos modelos têm a sua magnitude majorada em menos de 2 vezes,

enquanto os resultados obtidos por meio de ensaios demonstraram que mesmo para pequenas adições de cimento (até 7%) aos corpos de prova, os resultados são multiplicados em até 65 vezes para o módulo de cisalhamento em até 40 vezes para o módulo de compressão.

De acordo com os resultados apresentados, é possível afirmar que os modelos micromecânicos utilizados não conseguem capturar, nos corpos de prova, o efeito da cimentação. Uma pequena adição de cimento nos corpos de prova provoca um grande incremento na rigidez e consequentemente dos parâmetros de rigidez em função das pontes criadas entre as partículas de areia. Diferentemente, o modelo pressupõe simplificações em relação a partículas sólidas, poros e cimentações. Os modelos consideram os poros como sendo esféricos de tamanhos diferentes, então, uma pequena quantidade de cimento preenche apenas os poros menores, sendo os de tamanho maior apenas parcialmente preenchidos. Essa situação provoca uma pequena redução da porosidade, sendo que este parâmetro possui grande influência nos resultados. A Figura 6.16 apresenta a cimentação de uma amostra de areia na situação real e como o modelo a considera.

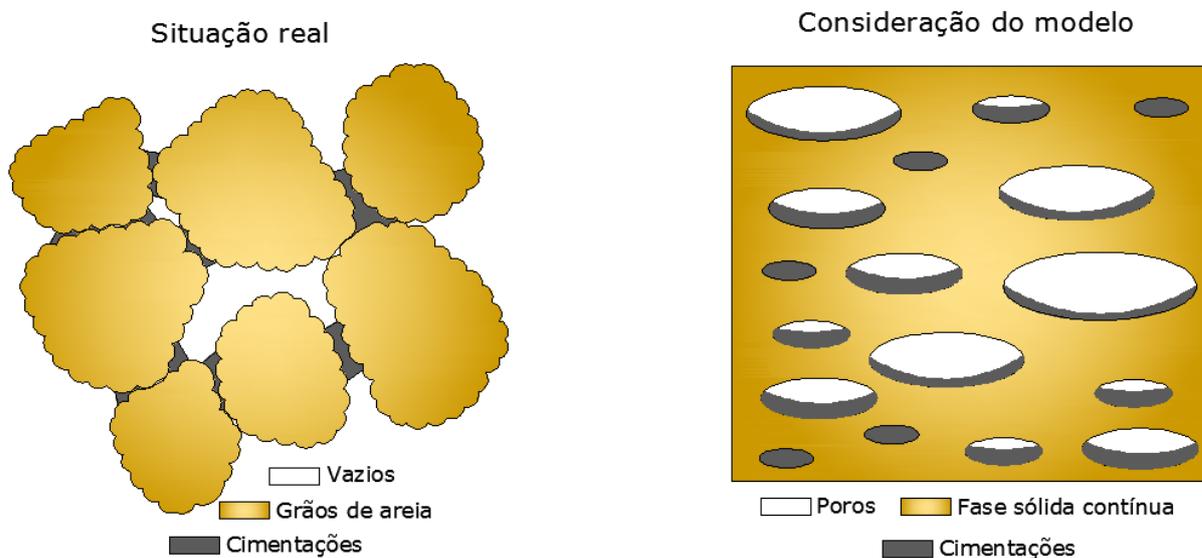


Figura 6.16 – Forma de cimentação da situação real e consideração dos modelos de homogeneização

6.3.4 Adaptações dos modelos para areia cimentada

Conforme explicitado e justificado, após a aplicação dos modelos de homogeneização, alimentados com os parâmetros elásticos medidos das diferentes amostras de areias, obtiveram-se resultados que não acompanharam a evolução dos parâmetros de rigidez, ou seja, os resultados preditos pelos modelos foram inferiores aos valores medidos por meio da propagação de ondas nos corpos de prova.

Com o intuito de aproximar a magnitude dos resultados referentes aos modelos dos resultados medidos, aplicou-se o mesmo conceito utilizado por Maalej (2007). Fundamentalmente, esse autor explora o fato de que o coeficiente de Poisson da areia obtido a partir de vários ensaios é próximo de $\nu^s = 0,3$ para o meio fictício. Logo, pelas leis da elasticidade, podemos afirmar que a razão entre $\frac{\mu^s}{k^s}$ pode ser expressa pela equação 6.72.

$$\frac{\mu^s}{k^s} = \frac{3-6\nu^s}{2+2\nu^s} \quad (\text{eq. 6.72})$$

Utilizando o coeficiente de Poisson descrito pelo autor, chega-se na equação 6.73.

$$k^s \approx \frac{13}{6} \mu^s \quad (\text{eq. 6.73})$$

Com a utilização da equação 6.73, foi necessário escolher um dos parâmetros elásticos conhecidos das amostras de areia. O parâmetro de entrada escolhido foi o módulo de cisalhamento (μ^{areia}). Essa escolha foi realizada em função de dois fatores: i) o valor foi medido diretamente e não envolveu outro parâmetro ou formulação elástica para a sua obtenção, e ii) a magnitude desse parâmetro já era conhecida, uma vez que Casagrande (2005) apresentou seus valores medidos em amostras do mesmo solo utilizado nessa pesquisa.

A Figura 6.17 demonstra a variação do módulo de cisalhamento do meio fictício para os modelos de Mori-Tanka e Auto-Consistente, enquanto a Figura 6.18 apresenta os resultados do módulo de compressão.

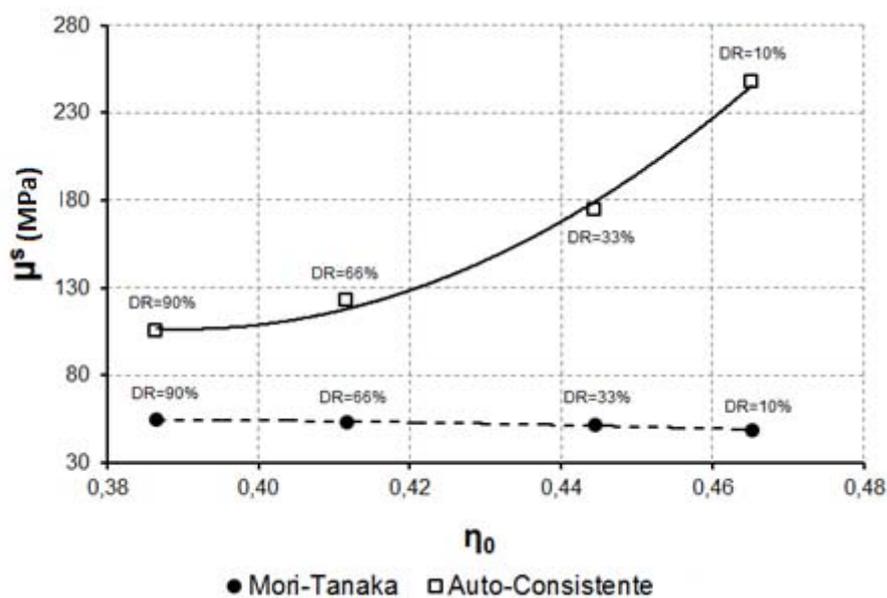


Figura 6.17 – Módulo de cisalhamento do meio fictício *versus* a porosidade inicial

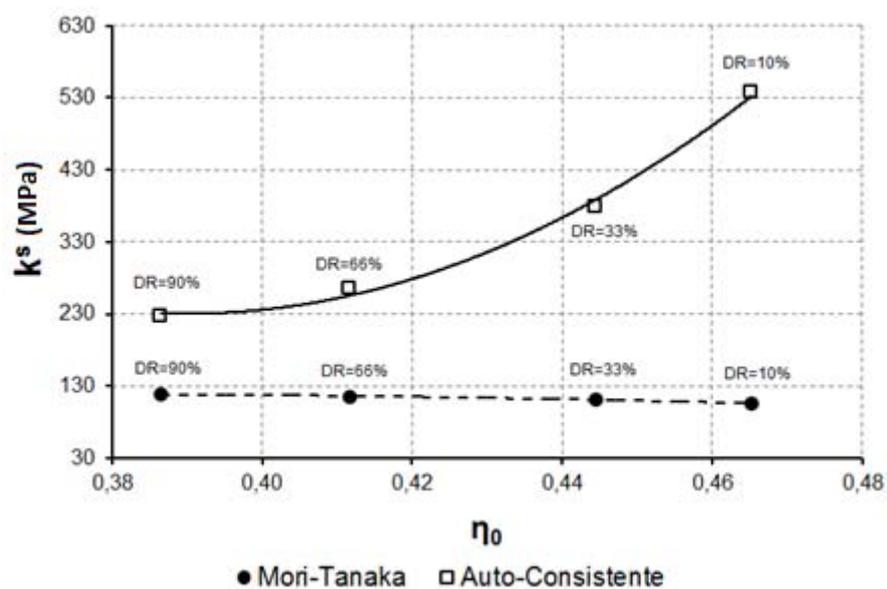


Figura 6.18 – Módulo de compressão do meio fictício *versus* a porosidade inicial

Avaliando as Figura 6.17 e 6.18, é notável a diferença de comportamento entre os resultados obtidos para dos dois modelos. O modelo Auto-Consistente gerou resultados com alta variabilidade em função do η_0 , em que quanto menor a porosidade inicial, menor os valores

dos módulos do meio fictício. Pode-se afirmar que a variação ocorrida para os parâmetros elásticos do meio fictício foram da ordem de 140% entre a maior e a menor porosidade utilizadas. Diferentemente, o modelo de Mori-Tanaka apresentou variação da ordem de 12%, mantendo praticamente uma constância entre as porosidades iniciais.

De acordo com a teoria da homogeneização, a existência de uma alta variação dos parâmetros do meio fictício remete a interrogações em relação aos resultados. Essa variação ocorreu em virtude das diferenças intrínsecas dos próprios modelos quando alimentados com as propriedades dos materiais utilizados. Outro fator determinante foi a adoção do coeficiente de Poisson para o meio fictício, o qual influencia significativamente nos resultados. Dessa maneira, consideram-se como valores mais confiáveis os resultados obtidos através do modelo de Mori-Tanaka.

Independentemente da solidez dos valores obtidos para os módulos do meio fictício, deu-se continuidade a aplicação da teoria com os dois modelos.

6.3.5 Resultados dos modelos *versus* resultados experimentais

A seguir serão apresentados os resultados provenientes dos modelos e confrontados com os resultados decorrentes dos experimentos.

Os resultados obtidos para o módulo de cisalhamento de cada modelo apresentam diferentes taxas de crescimento. A Figura 6.19 apresenta esses resultados plotados em função da porosidade final.

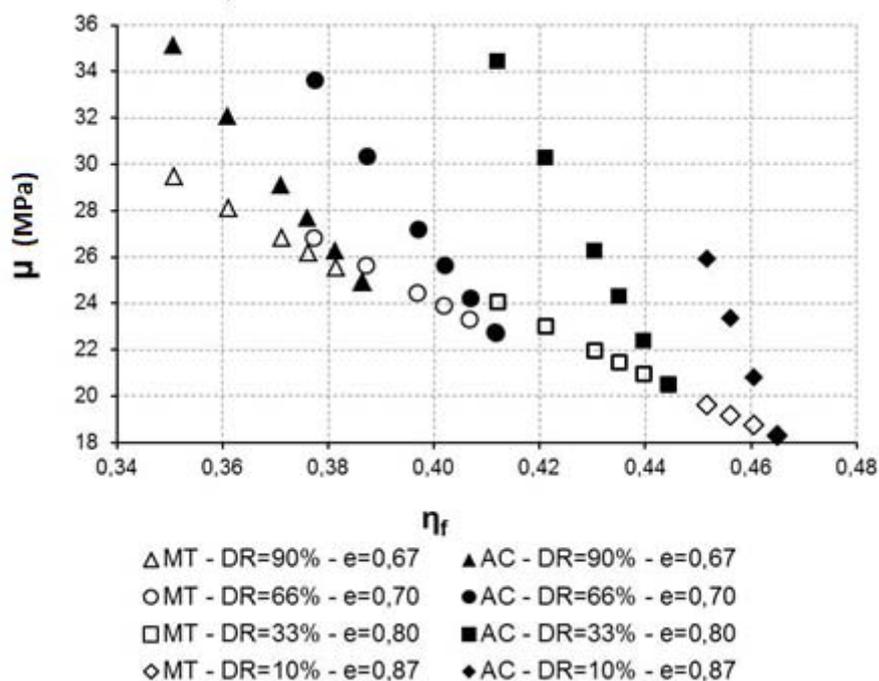


Figura 6.19 – Módulo de cisalhamento homogeneizado em função da porosidade final

Ao observar a Figura 6.19, constata-se um incremento nos resultados dos módulos de compressão homogeneizados em função da diminuição da porosidade. Todavia, verifica-se que cada modelo possui uma taxa de crescimento praticamente única, a qual independe da variação da porosidade. Comparativamente, o modelo Auto-Consistente apresenta uma taxa de crescimento superior ao outro modelo. Outra importante característica que pode ser visualizada para as quantidades de cimento admitidas, é que no modelo de Mori-Tanaka os resultados possuem uma única tendência linear que independe da porosidade inicial. No modelo Auto-Consistente, no entanto, ocorre uma tendência linear diferente para cada porosidade inicial.

Ainda, devido a adoção do módulo de cisalhamento da areia da amostra desejada como parâmetro de entrada para ambos os modelos, os resultados para $\left(\frac{\eta_f}{\eta_0} = 1\right)$ são os mesmos.

Em relação ao módulo de compressão (Fig. 6.20), também é possível afirmar que as taxas de crescimento para o modelo de Mori-Tanaka são praticamente constantes e independem da porosidade. Mas diferentemente dos resultados obtidos para o módulo de cisalhamento, o de compressão para $\frac{\eta_f}{\eta_0} = 1$ apresenta resultados com grandes diferenças entre os modelos,

porém, essa diferença é constante em relação à porosidade inicial. No modelo Auto-Consistente, os resultados obtidos para uma mesma porosidade inicial são cerca de 20% menores que os do modelo de Mori-Tanaka. Entende-se também que, mesmo com essa defasagem inicial para os últimos resultados (correspondentes a adição de 7% de cimento aos corpos de prova), os resultados gerados pelo modelo Auto-Consistente superam os gerados pelo outro modelo.

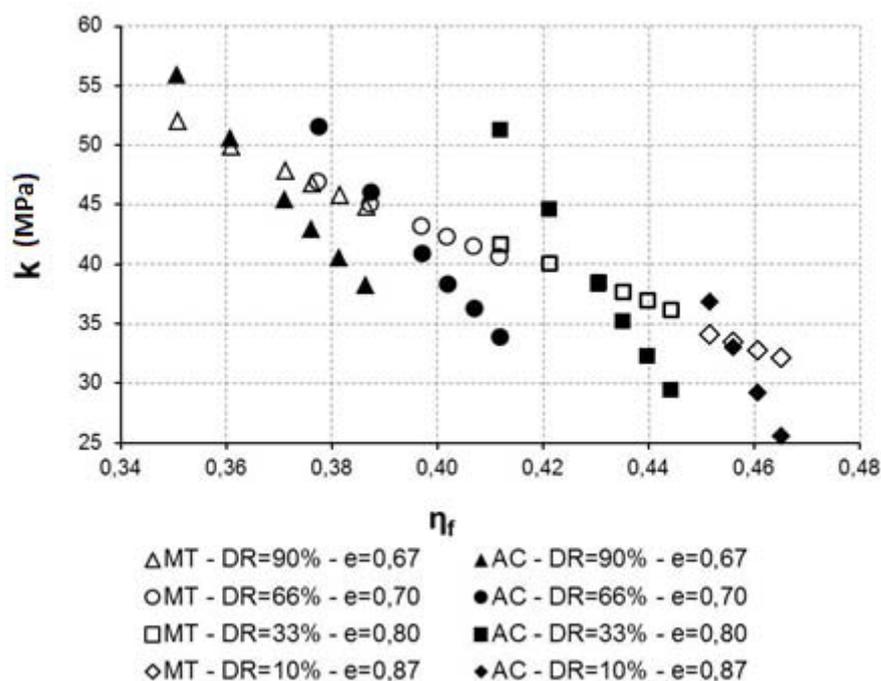


Figura 6.20 – Módulo de compressão homogeneizado em função da porosidade

A fim de aproximar os resultados gerados pelo modelo dos resultados experimentais, obteve-se, por meio de regressões, duas expressões de correção do tipo $ax + b$, sendo uma para cada modelo.

Admitindo como parâmetro de entrada apenas o módulo de cisalhamento da areia e adotando, para o meio fictício, um coeficiente de Poisson de 0,3, as equações 6.74 e 6.75 apresentam as fórmulas para obtenção dos módulos de cisalhamento ($\bar{\mu}^{MT}$) e de compressão (\bar{k}^{MT}) homogeneizados e corrigidos para o modelo de Mori-Tanaka, enquanto que as equações 6.76 e 6.77 apresentam as fórmulas para a obtenção dos mesmos parâmetros ($\bar{\mu}^{AC}$ e \bar{k}^{AC}), todavia, para o modelo Auto-Consistente.

$$\bar{\mu}^{MT} = \mu^{MT} \times \left(600 - 599 \frac{\eta_f}{\eta_0} \right) \quad (\text{eq. 6.74})$$

$$\bar{k}^{MT} = k^{MT} \times \left(600 - 599 \frac{\eta_f}{\eta_0} \right) \quad (\text{eq. 6.75})$$

$$\bar{\mu}^{AC} = \mu^{AC} \times \left(490 - 489 \frac{\eta_f}{\eta_0} \right) \quad (\text{eq. 6.76})$$

$$\bar{k}^{AC} = k^{AC} \times \left(490 - 489 \frac{\eta_f}{\eta_0} \right) \quad (\text{eq. 6.77})$$

As Figuras 6.21 e 6.22 apresentam os resultados homogeneizados e corrigidos confrontados com os valores medidos nos ensaios para o modelo de Mori-Tanaka representados em função da razão entre a porosidade final e inicial e em função do índice η/C_{IV} .

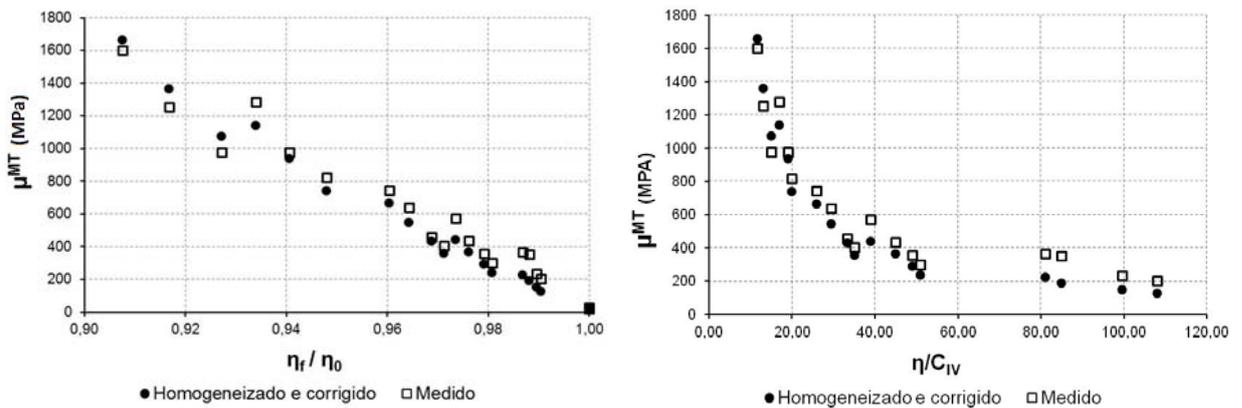


Figura 6.21 – Módulos de cisalhamento obtidos através do modelo de Mori-Tanaka

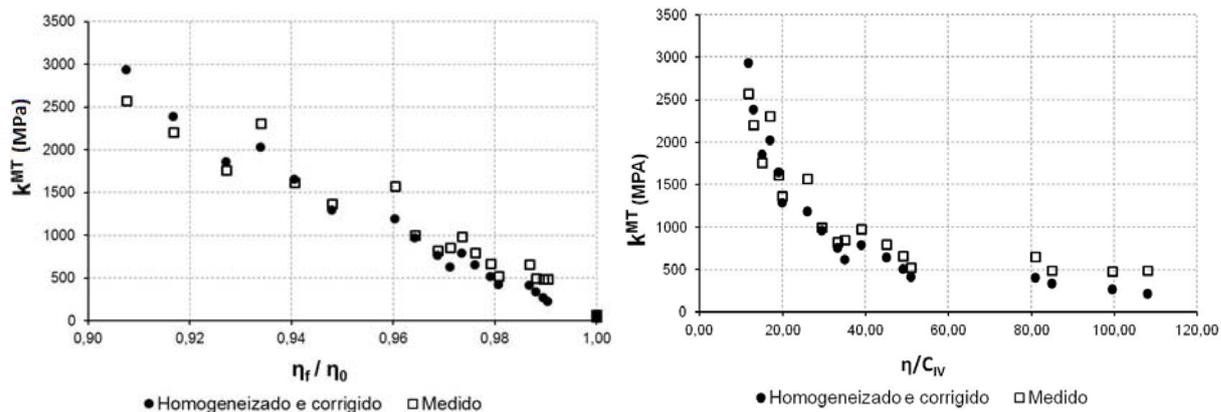


Figura 6.22 – Módulos de compressão obtidos através do Modelo de Mori-Tanaka

Quando analisados os dados apresentados nas Figuras 6.21 e 6.22, percebe-se que há uma grande coerência entre os resultados homogeneizados e corrigidos e os resultados experimentais para os dois módulos. Contudo, o módulo de cisalhamento apresenta uma menor dispersão, proporcionando resultados muito próximos aos desejados. É pertinente lembrar que para os dois módulos foram aplicados os mesmos fatores de correção. Os resultados produzidos pelo modelo Auto-Consistente são apresentados nas Figuras 6.23 e 6.24.

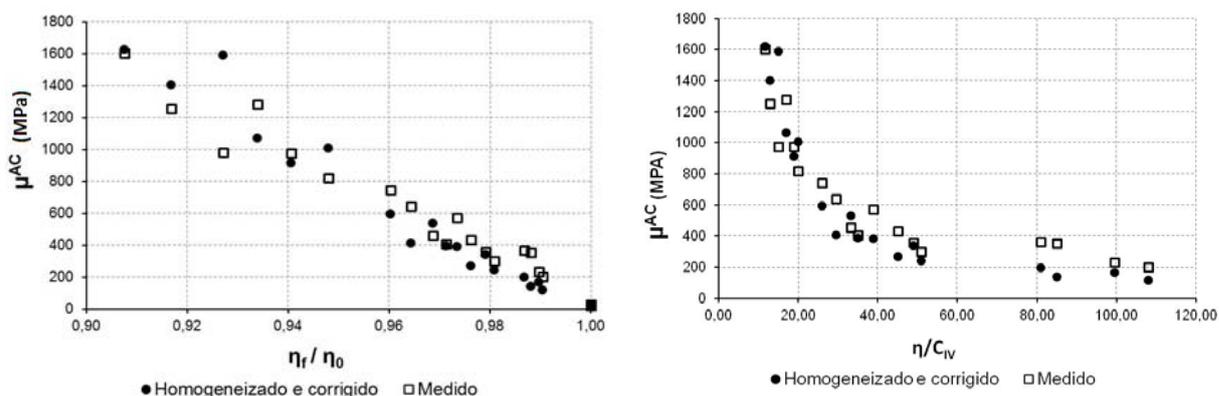


Figura 6.23 – Módulos de cisalhamento obtidos através do Modelo Auto-Consistente

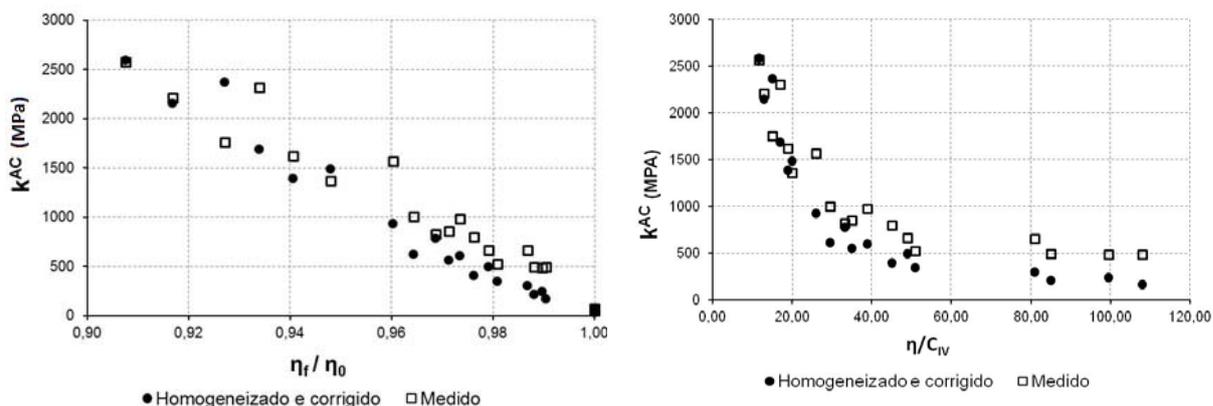


Figura 6.24 – Módulos de compressão obtidos através do Modelo Auto-Consistente

Avaliando separadamente os resultados produzidos pelos modelos, é evidente uma maior dispersão dos valores do modelo Auto-Consistente, como era esperado. Essa maior variação nos resultados ocorreu em função da alta variabilidade dos módulos calculados para o meio fictício (η^s e k^s), a qual foi justificada.

Parte das dispersões evidenciadas nos dois modelos pode ser associada ao fator humano inserido nos resultados, proveniente do método de obtenção dos parâmetros para entrada. Portanto, considera-se válida a utilização dos modelos para estimativas de parâmetros elásticos das misturas de areia e cimento.

Em relação aos fatores de correção aplicados, é possível relacioná-los com o tipo de solo, uma vez que eles apresentam uma constante e também uma parcela dependente da razão entre a porosidade final e inicial.

6.4 RESISTÊNCIA

A resistência de um determinado material geotécnico é uma propriedade com grande importância para a determinação da funcionalidade e do desempenho de uma estrutura. Essa propriedade, juntamente com seus parâmetros elásticos, rege as deformações e a estabilidade da estrutura.

Em relação a essa importância, recentes estudos foram realizados, com o intuito de modelar matematicamente o comportamento em relação a resistência de geocompostos puramente

friccionais, com inclusões rígidas em seus poros - no caso com cimento (Maghous *et al.* 2009).

O trabalho desenvolvido por Maghous *et al.* (2009) considera que o meio heterogêneo é composto de duas fases: uma matriz sólida, considerando heterogeneidades aleatoriamente distribuídas, e vazios. A matriz sólida fará referência, neste estudo, a areia, enquanto as heterogeneidades corresponderão ao cimento. A formulação das propriedades de resistência homogeneizadas é baseada nas seguintes hipóteses:

- a) A resistência da areia pode ser determinada através de Coulomb;
- b) A resistência do cimento é muito maior que a da areia.

A formulação teórica é baseada no método da homogeneização no contexto da teoria da análise limite (Maghous *et al.*, 2009). As expressões obtidas para o cálculo da resistência macroscópica e para a lei de fluxo plástico homogeneizado resultam da implementação de técnicas não lineares de micromecânica.

Um dado relevante quando deseja-se aplicar a teoria da homogeneização para a obtenção da resistência para materiais friccionais com a adição de cimento é o conhecimento da variação do ângulo de atrito de acordo com a sua respectiva densidade relativa. A fim de determinar essa variação para a areia de Osório buscou-se dados desse material com diferentes densidades. Foram utilizados dados publicados por Festugato (2008) e Consoli *et al.* (2007), em que o primeiro autor afirma que, para uma DR de 50%, o ângulo de atrito é de 37°, ao passo que para os demais pesquisadores, as densidades relativas de 40% e 90% possuem ângulos de atrito interno do material correspondentes a 35° e 41°, respectivamente.

Em 1975, Winterkorn & Hsai realizaram um estudo com diferentes materiais granulares e comprovaram que o crescimento do ângulo de atrito é linearmente proporcional a sua densidade relativa. Baseado nessa afirmação e de posse dos dados referenciados anteriormente, obteve-se um ajuste linear dos valores com o qual foi possível determinar a variação do ângulo de atrito da areia de Osório em relação a sua densidade relativa (Fig. 6.25).

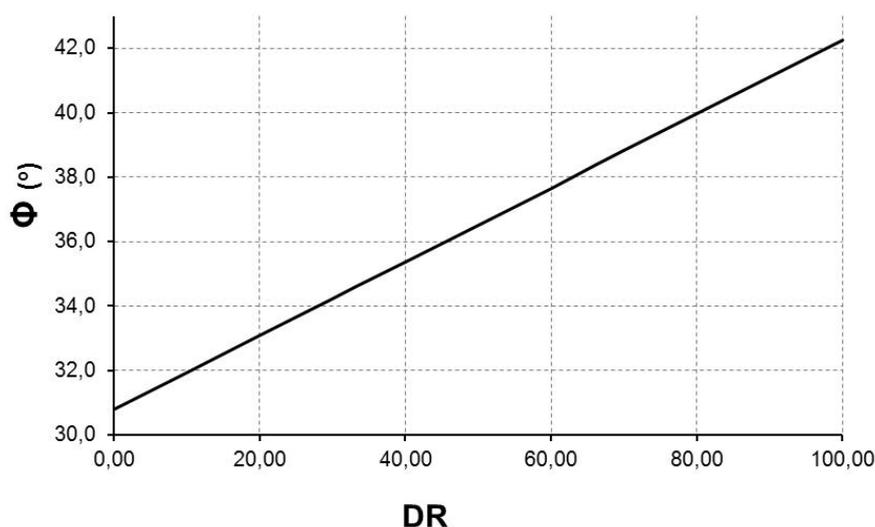


Figura 6.25 – Variação do ângulo de atrito em relação a densidade relativa para a areia de Osório

A descrição do comportamento de materiais granulares frequentemente é realizada por meio do modelo elasto-plástico de Drucker Prager, que consiste em um modelo onde a cedência é controlada por uma combinação entre a tensão hidrostática e a tensão desviatória. Esse modelo é reconhecido como uma extensão e um aperfeiçoamento do modelo de ruptura de Mohr-Coulomb.

A utilização do ângulo de atrito interno do material, estabelecido na escala macroscópica para areia sem inclusões rígidas, proporciona a obtenção de um coeficiente de atrito macroscópico (T). Este coeficiente foi obtido por meio da equação 6.78, em que θ corresponde ao ângulo de atrito referente a densidade relativa da areia.

$$T = \sqrt{6} \sin \theta \quad (\text{eq. 6.78})$$

Outro fator relevante para a obtenção da resistência para materiais friccionais com inclusões de cimento é o da razão entre o volume de cimento e o volume do corpo de prova (Ψ), que pode ser obtida pela equação 6.79.

$$\Psi = \frac{V_c}{V_{cp}} \quad (\text{eq. 6.79})$$

Onde, como já exposto anteriormente, V_C é o volume do cimento e V_{CP} é o volume total do corpo de prova. Além disso, sabe-se que V_C pode ser obtido através da equação 6.80 e V_{CP} pela equação 6.81.

$$V_C = \frac{M_c}{G_{cimento}} \quad (\text{eq. 6.80})$$

$$V_{CP} = \frac{M_s}{G_{Solo}} + \frac{M_c}{G_{cimento}} + \left[\left(\frac{M_s}{G_{Solo}} + \frac{M_c}{G_{cimento}} \right) \cdot e_f \right] \quad (\text{eq. 6.81})$$

Com todas as variáveis envolvidas apresentadas, substituindo as equações 6.80 e 6.81 na equação 6.79, obtemos a equação 6.82.

$$\Psi = \frac{\frac{M_c}{G_{cimento}}}{\frac{M_s}{G_{Solo}} + \frac{M_c}{G_{cimento}} + \left[\left(\frac{M_s}{G_{Solo}} + \frac{M_c}{G_{cimento}} \right) \cdot e_f \right]} \quad (\text{eq. 6.82})$$

Simplificando a equação 6.82, chegamos a equação 6.83, que apresenta de maneira facilitada uma alternativa para a obtenção da razão entre o volume de cimento e o volume do corpo de prova.

$$\Psi = \frac{G_{Solo} \times M_c}{(G_{Solo} \times M_c + G_{cimento} \times M_s) \times (e_f + 1)} \quad (\text{eq. 6.83})$$

A expressão teórica do coeficiente de atrito (T^{hom}) do material cimentado foi publicada por Maghous *et al.* (2009), cujas variáveis envolvidas são o coeficiente de atrito da areia (T), o coeficiente de dilatação da areia (t) e a proporção volumétrica do cimento (Ψ), conforme a equação 6.84.

$$T^{hom} = T \sqrt{1 + \frac{3}{2} \Psi \frac{\sqrt{1 - \frac{2}{3} \Psi t^2}}{1 + \frac{2}{3} \Psi t T}} \quad (\text{eq. 6.84})$$

Nesta equação existe uma variável t que corresponde a dilatação do material friccional. Esse valor oscila entre 0 e 1, sendo 1 quando a dilatação do material equivale-se ao ângulo de atrito e 0 quando o material não é dilatante e também não sofre redução de volume durante o seu cisalhamento.

No domínio de resistência macroscópico de um meio isótropo, a variável (h) corresponde ao limite de tração isótropo e é de fundamental importância para a caracterização da resistência do meio homogeneizado. A expressão da resistência à tração isótropa (h^{hom}) para o meio cimentado é calculada a partir da inexistência de resultados de resistência macroscópica do cimento para um estado de tensão uniaxial, conforme expresso na equação 6.85.

$$h^{hom} = \frac{1}{3} q_u^{hom} \frac{(\sqrt{6}-T^{hom})}{T^{hom}} \approx \frac{1}{3} q_u^{med} \frac{(\sqrt{6}-T^{hom})}{T^{hom}} \quad (\text{eq. 6.85})$$

A variável nomeada como q^{med} corresponde a resistência à compressão uniaxial obtida por meio dos ensaios realizados cuja unidade é kPa. Conseqüentemente, os resultados gerados pela equação 6.85 também são expressos nessa mesma unidade.

Foram calculados os valores para a tração isotropa (h) para duas situações distintas: $t=0$ e $t=T$. Ambos foram graficados de tal maneira que no eixo das abcissas foi adotada a razão entre as porosidades inicial e final. Os resultados estão apresentados nas Figuras 6.26 e 6.27 para $t=0$ e para $t=T$, respectivamente.

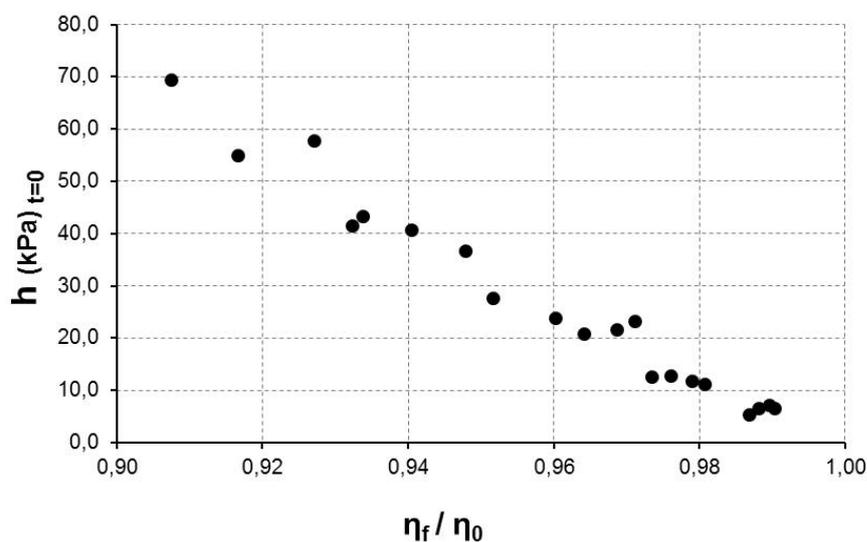


Figura 6.26 – Variação da tração isotropa de amostras homogeneizadas em relação à razão das porosidades final e inicial para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento

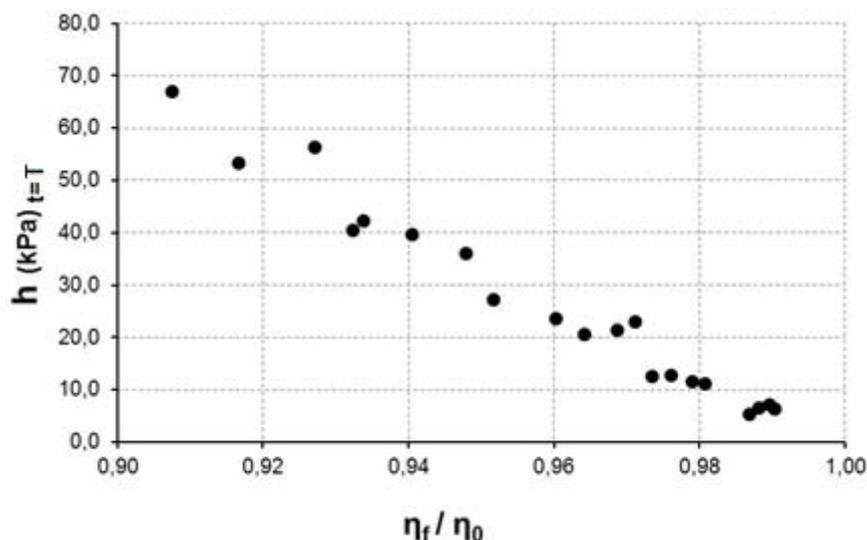


Figura 6.27 - Variação da tração isotropa de amostras homogeneizadas em relação à razão das porosidades final e inicial para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia

Verificando os resultados das Figuras 6.26 e 6.27 identificou-se um comportamento linear dos resultados. Devido a essa conduta, foram adicionadas linhas de tendência, as quais forneceram expressões que podem ser verificadas nas equações 6.86 e 6.87.

$$h_{t=0} = \alpha_{t=0} \left(1 - \frac{\eta_f}{\eta_0}\right) \text{ onde } \alpha_{t=0} \approx 700 \text{ kPa} \quad (\text{eq. 6.86})$$

$$h_{t=T} = \alpha_{t=T} \left(1 - \frac{\eta_f}{\eta_0}\right) \text{ onde } \alpha_{t=T} \approx 750 \text{ kPa} \quad (\text{eq. 6.87})$$

Por fim, a resistência à compressão uniaxial de compósitos (areia de Osório + cimento) é dada pela equação 6.88, na qual a variável h deverá ser obtida através das equações 6.86 ou 6.87, dependendo da situação desejada.

$$q^{hom} = \frac{3T^{hom} h_{(t=0 \text{ ou } T)}}{\sqrt{6} - T^{hom}} \quad (\text{eq. 6.88})$$

6.4.1 Resultados da resistência homogeneizada

Os resultados em relação à resistência de misturas areia-cimento, obtidos por meio das formulações oriundas da técnica de homogeneização são de grande valia. Quando os resultados foram confrontados com os resultados de resistências medidas dos corpos de prova, constatou-se a confiabilidade do modelo matemático aplicado.

Quando os resultados de resistência medida e homogeneizada são apresentados em relação a porosidade final do corpo de prova, independente da condição inicial da amostra, é notável um paralelismo entre eles. Esse comportamento pode ser verificado nas Figuras 6.28 e 6.29, para a condição na qual $t=0$ e $t=T$, respectivamente.

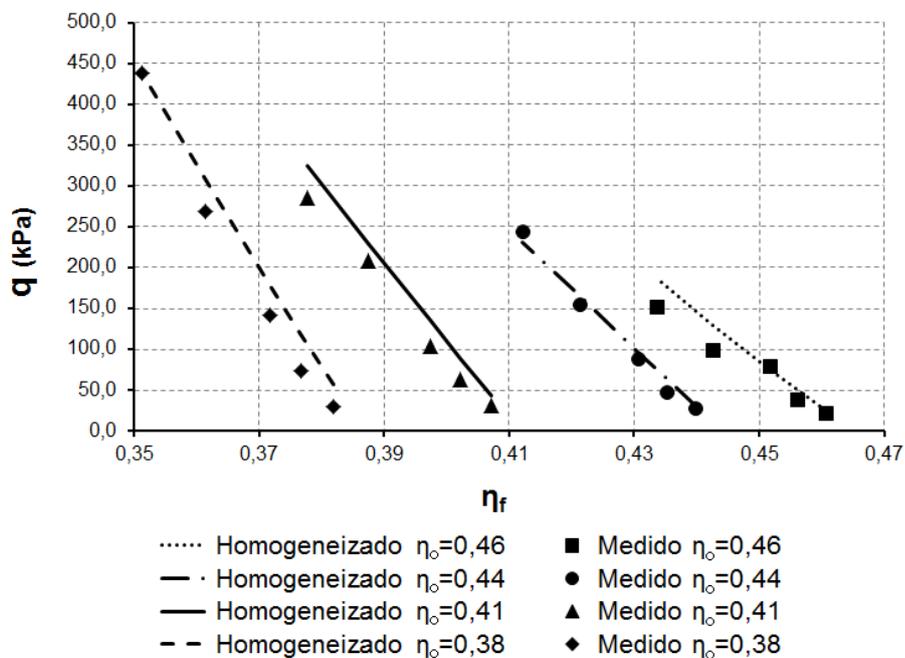


Figura 6.28 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a porosidade final para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento

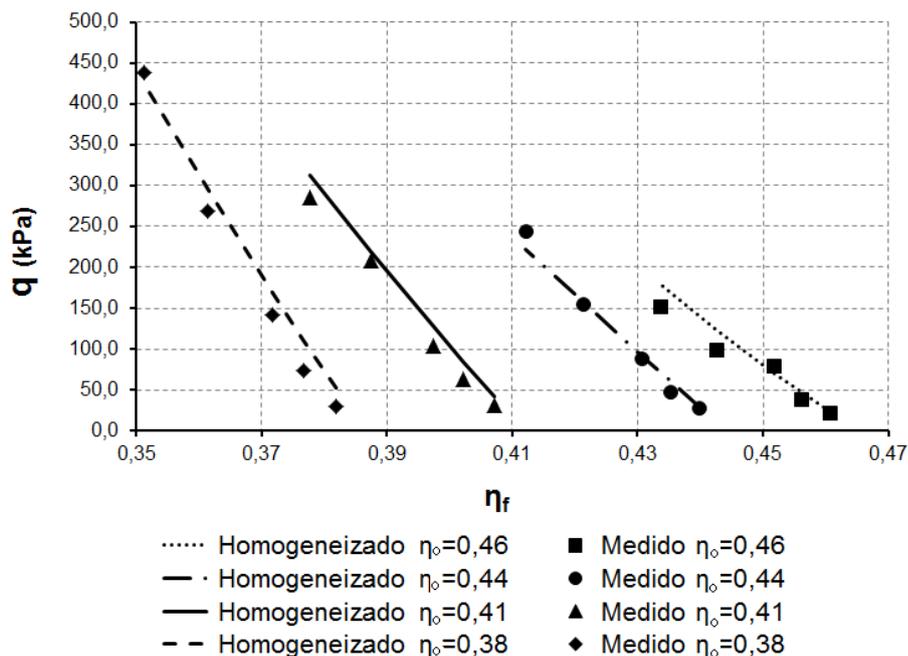


Figura 6.29 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a porosidade final para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia

Apreciando as Figuras 6.28 e 6.29, constata-se que a diferenciação entre os resultados provenientes das condições $t=0$ e $t=T$ é praticamente nula. Isso ocorre devido a semelhança entre os valores obtidos para o coeficiente de atrito macroscópico da areia (T^{hom}) e também pelas porcentagens de cimentos envolvidas nos ensaios, as quais para esse tipo de metodologia são consideradas baixas. Todavia, esse fator não desqualifica a aplicação da técnica de homogeneização e seus respectivos prognósticos, visto a proximidade dos resultados proporcionados pelo modelo matemático e os resultados medidos.

Com o objetivo de demonstrar a solidez dos resultados obtidos pela técnica de homogeneização, os resultados anteriormente apresentados foram graficados de outras formas: a primeira consiste em utilizar no eixo das abscissas a razão entre a porosidade final e inicial; já a segunda em utiliza valores para o eixo “x” correspondentes ao índice η/C_{IV} . Apresentadas da primeira forma, é possível visualizar uma determinada tendência, entretanto, devido a existência de resultados de ensaios com inclusões de cimento apenas até 7%, não é possível determinar o seu formato com segurança. Quando plotados por meio do índice η/C_{IV} , é possível verificar a mesma tendência estabelecida pelos resultados referentes a resistência provenientes do programa experimental.

Independente da tendência seguida pelos resultados é possível verificar que as dispersões entre os resultados medidos e homogeneizados não condicionam a erros expressivos. Além disso, ao buscar uma linha de tendência para o conjunto de valores medidos e para os valores homogeneizados, ocorre um paralelismo entre as mesmas, sendo que os valores homogeneizados são da ordem de 1 a 10% maiores que os valores medidos. Parte dessa dispersão pode ser atribuída a variabilidades inerentes aos ensaios. A mesma tendência é verificada para $t=0$ e $t=T$. As Figuras 6.30 e 6.31 apresentam os resultados para $t=0$, e as Figura 6.32 e 6.33, os resultados para $t=T$.

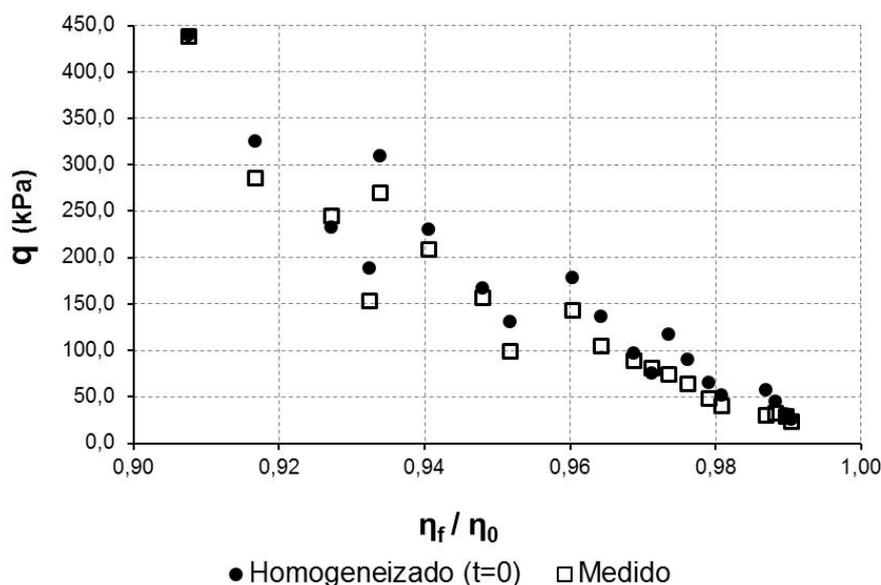


Figura 6.30 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a razão das porosidades final e inicial para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento

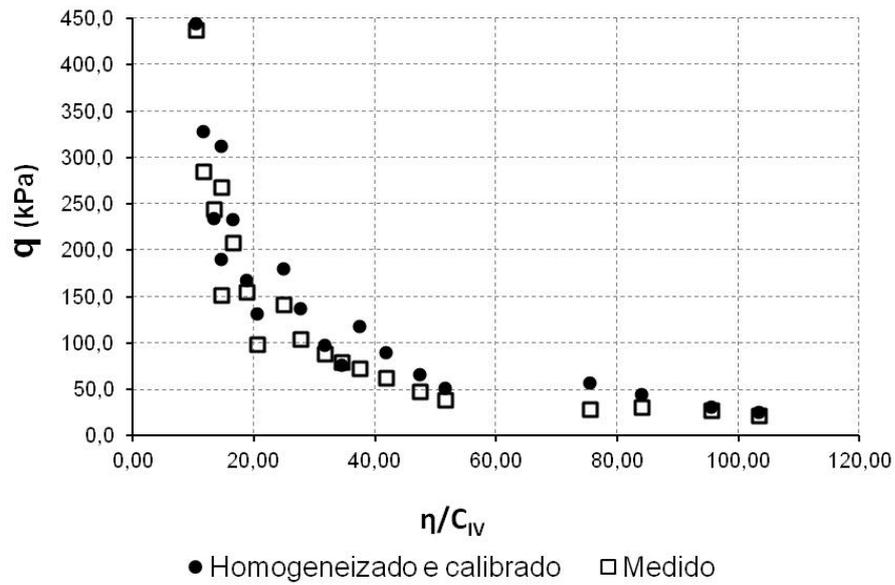


Figura 6.31 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação ao índice η/C_{IV} para amostras sem variação volumétrica durante o cisalhamento

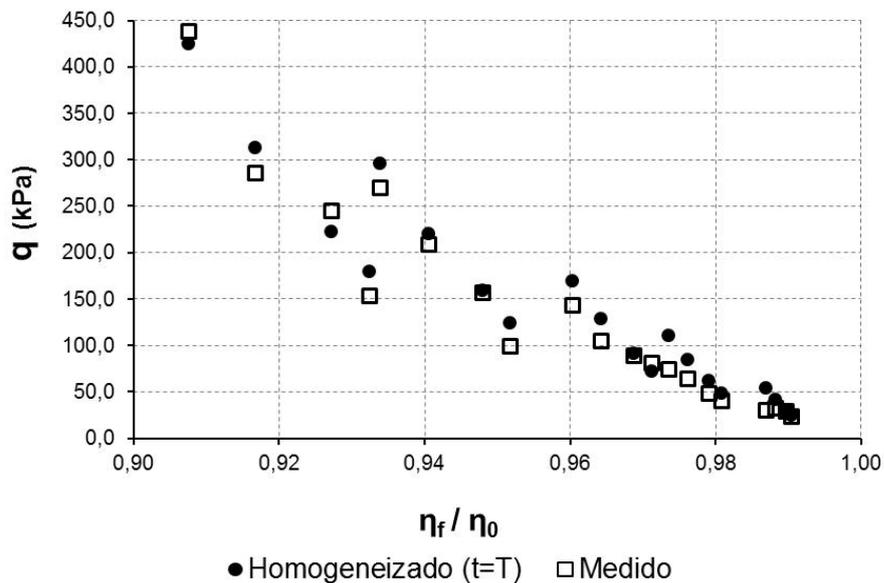


Figura 6.32 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação a razão da porosidade final e inicial para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia

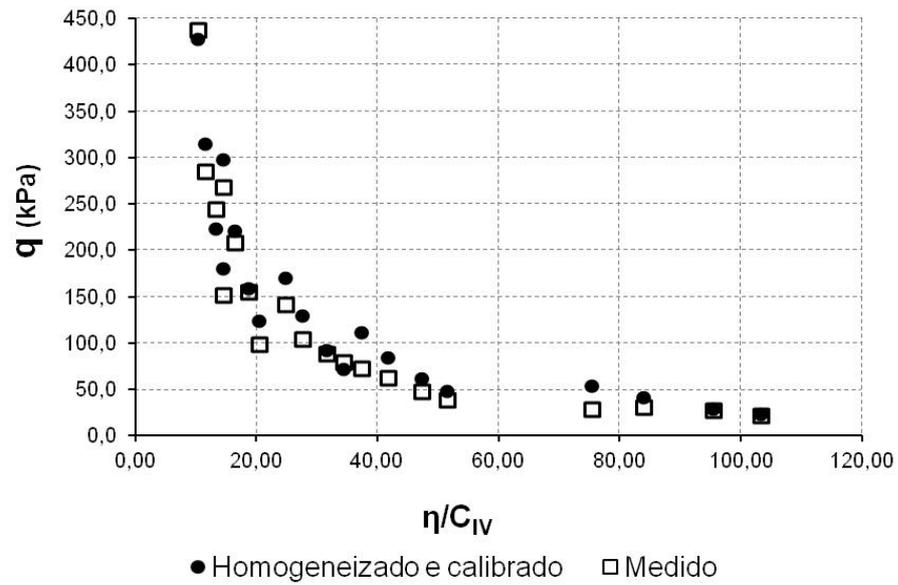


Figura 6.33 – Variação da resistência medida e homogeneizada em relação ao índice η/C_{IV} para amostras onde a dilatância é igual ao ângulo de atrito da areia

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Ao final do presente estudo, embasado nos resultados apresentados e analisados, serão listadas conclusões sobre os pontos abordados. É pertinente lembrar que algumas das conclusões, de alguma forma, já foram apresentadas no decorrer do documento. As conclusões serão expostas separadamente a fim de facilitar a sua apresentação.

7.1.1 Conclusões em relação aos ensaios de resistência a compressão simples

- a) corpos de prova com a mesma razão entre a porosidade e a porcentagem volumétrica de cimento (η/C_{IV}) proporcionam resultados de resistência à compressão simples praticamente iguais. Ou seja, um corpo de prova moldado utilizando areia de Osório a uma densidade relativa de 85% e 5% de cimento produz uma resistência muito semelhante a outro com 6,5% de cimento e uma densidade relativa de 30%;
- b) após 24 horas de cura, mesmo os corpos de prova com apenas 1% de cimento em relação à massa de solo seco já apresentam resultados com uma tendência definida. Contudo, esse tempo de cura produz uma dispersão maior de resultados, possivelmente em função do pouco tempo para a ocorrência das reações entre o cimento e a areia;
- c) independente do tempo de cura, os resultados de ensaios de resistência a compressão simples, quando plotados em função da razão entre a porosidade e a quantidade volumétrica de cimento (η/C_{IV}), apresentam as mesmas tendências. Além disso, quando obtida a equação referente a essas tendências

- ($y = a * b^x$), independente do tempo de cura, estas deverão apresentar o mesmo expoente (x);
- d) o expoente da equação $y = a * b^x$ está relacionado diretamente ao tipo de solo utilizado para confecção dos corpos, enquanto o escalar “a” possui relação direta com o tamanho do corpo de prova. Sabe-se que corpos de provas com dimensões de 70 mm x 140 mm tendem a possuir resistências inferiores a corpos de prova de 50 mm x 100 mm, entretanto, a idade do cimento, o modo de armazenamento e a sua marca também podem influenciar efetivamente na magnitude dos resultados;
- e) os resultados utilizados de Puppala *et al.*, (1995) não permitiram a obtenção de uma equação representativa devido ao número reduzido de ensaios para cada tempo de cura. Porém, é possível verificar que para um $\eta/C_{IV} \approx 40$, as magnitude são próximas às obtidas nessa pesquisa, enquanto que para $\eta/C_{IV} \approx 80$, os valores são inferiores;
- f) a equação 5.8 $\left[q_u(\text{kPa}) = 2776 (\text{dias})^{0,74} \left(\eta/C_{IV} \right)^{-1,4} \right]$ propicia a obtenção de resultados de resistência à compressão simples, com elevada confiabilidade, de amostras do compósito utilizado nessa pesquisa (areia de Osório + cimento CP V – ARI) através do conhecimento da razão η/C_{IV} e do tempo de cura.

7.1.2 Conclusões em relação aos ensaios de medidas de rigidez

- a) para a areia de Osório, tanto o módulo de cisalhamento como o oedométrico aumentam linearmente (embora com diferentes taxas de crescimento) com o incremento da densidade relativa. O módulo de Poisson para esse material está compreendido entre 0,31 e 0,35;
- b) sabe-se que os principais fatores que influenciam o incremento da magnitude dos módulos para esse geocomposto são: anisotropia de tensões provocada pela compactação do corpo de prova, índice de vazios, tensão efetiva na direção da vibração da partícula e também na direção da onda e cimentação. Nessa pesquisa, afirma-se que o fator mais influente foi a cimentação, contudo, não foi possível quantificar qual a parcela de influência desta variável em relação às outras;

- c) comparativamente, o módulo de cisalhamento possui uma taxa de crescimento maior entre o primeiro e o sétimo dia de cura quando comparado ao módulo oedométrico;
- d) as tendências dos resultados dos módulos são idênticas às verificadas para os resultados de resistência à compressão simples. As equações originadas são do tipo $y = a * b^x$, entretanto, o expoente (x) decorrente de um mesmo tempo de cura para o módulo de cisalhamento é inferior ao do módulo oedométrico. Entretanto, esses expoentes são os mesmos para os diferentes tempos de cura e possuem ligação direta ao tipo de geocomposto, assim como observado para os resultados de resistência a compressão simples;
- e) as equações 5.23 e 5.24 obtidas para o módulo de cisalhamento
$$\left[\mu(\text{MPa}) = (7250 \ln(\text{dias}) + 2022) \cdot \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,95} \right]$$
 e para o módulo oedométrico
$$\left[M(\text{MPa}) = (12038 \ln(\text{dias}) + 7631) \cdot \left(\frac{\eta}{C_{IV}} \right)^{-0,81} \right]$$
 representam grandes avanços na determinação destes parâmetros para este composto. Isso se deve em função de, até o momento, as equações disponíveis na literatura serem genéricas;
- f) a variação do coeficiente de Poisson entre um e sete dias de cura (para o geocomposto estudado) não possui uma variação constante em relação a razão $\frac{\eta}{C_{IV}}$. Enquanto a queda é de 6% (0,34 no primeiro dia de cura e 0,32 no sétimo) para $\frac{\eta}{C_{IV}} \approx 110$, para $\frac{\eta}{C_{IV}} \approx 5$ essa variação é de 17% (0,24 no primeiro dia de cura e 0,20 no sétimo).

7.1.3 Conclusões em relação à normalização entre os resultados de RCS e medidas de rigidez

- a) normalizando o módulo de cisalhamento pela resistência à compressão simples e relacionando os resultados com $\frac{\eta}{C_{IV}}$, observa-se uma tendência linear dos resultados. Ainda, essa tendência possui a mesma taxa de crescimento, independente do tempo de cura;

- b) as equações obtidas para um dia $\left[\frac{\mu}{q_u}^{1 \text{ dia}} = 58 \left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right) + 7299\right]$, três dias $\left[\frac{\mu}{q_u}^{3 \text{ dias}} = 58 \left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right) + 5193\right]$ e sete dias de cura $\left[\frac{\mu}{q_u}^{7 \text{ dias}} = 58 \left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right) + 4097\right]$ possuem o mesmo coeficiente angular, o qual tem relação direta com o tipo de geocomposto, enquanto a constante está relacionada com o tempo de cura. Em virtude disso, determinou-se uma relação entre a constante e o tempo de cura gerando a equação $\left[\frac{\mu}{q_u} = 58 \left(\frac{\eta}{C_{IV}}\right) + 7269(\text{dias})^{-0,3}\right]$, que proporciona a obtenção da razão entre o módulo de cisalhamento e a RCS a partir do tempo de cura e do índice $\frac{\eta}{C_{IV}}$;
- c) a razão entre o módulo de cisalhamento e a resistência a compressão simples diminui com o aumento do tempo de cura, ou seja, a taxa de crescimento do módulo é inferior à da resistência.

7.1.4 Conclusões em relação aos ensaios de MCPT

- a) quando ensaios submetidos às mesmas tensões de confinamento e a mesma porcentagem de cimento (0 ou 1%) são comparados percebe-se claramente que o aumento da densidade relativa da amostra proporciona um incremento na magnitude da resistência média de ponta. Para os ensaios com cimento, esses acréscimos são maiores;
- b) aparentemente, a resistência média ao atrito lateral cresce linearmente com o aumento da tensão confinante nas amostras sem cimento. Assim como para a resistência média de ponta, a resistência ao atrito lateral é acrescida com o aumento da densidade relativa;
- c) em relação à razão de atrito, fica claro que o aumento da tensão confinante provoca a sua redução. Para uma mesma tensão confinante, quanto maior for a densidade relativa, menor será a magnitude da razão. Ambas as afirmações são válidas para amostras com ou sem cimento;
- d) em relação à utilização de ábacos para a classificação de solos a partir de ensaios de cone, é possível afirmar que eles conseguem, de forma geral, determinar os tipos de solo prospectados. O ábaco proposto por Robertson

(1990) foi considerado adequado para a identificação dos materiais utilizados nessa pesquisa;

- e) aparentemente, os resultados de resistência de ponta, independente da quantidade de cimento, do tempo de cura e da densidade relativa apresentam uma tendência de crescimento de sua magnitude com a diminuição do índice η/C_{IV} ;
- f) para um determinado material cimentado, incrementos de tensão efetiva vertical provocam ganhos de resistência de ponta, sendo que, quanto menor for o índice η/C_{IV} , maior será esse incremento;
- g) quando realizada a normalização de q_c/q_u para uma mesma mistura de solo-cimento é possível verificar qual é a sensibilidade da mistura em relação à tensão efetiva vertical utilizada nos diferentes ensaios;
- h) quando realizada a normalização q_c/q_u foi possível verificar que para tensões verticais efetivas inferiores a 100kPa, nos resultados publicados por Puppala *et al.* (1995) e Rattley *et al.* (2008), a diminuição do índice η/C_{IV} também provocou a diminuição da magnitude da razão q_c/q_u . Contudo, é pertinente enfatizar que essas tendências foram obtidas por meio de um único ponto para cada quantidade de cimento. Quando verificados os resultados provenientes desse trabalho, mesmo para baixas tensões verticais efetivas (10 kPa e 20 kPa), os resultados apresentaram as mesmas tendências dos resultados de Puppala *et al.* (1995) para 100 kpa, 200 kPa e 300 kPa;
- i) assim como há uma relação comprovada entre q_c e q_u , fica evidente que também existe uma afinidade entre q_c e μ . Quando realizada a normalização desses parâmetros (para uma mistura de solo-cimento) verifica-se um comportamento que remete a um incremento de magnitude da razão q_c/μ quando ocorre a diminuição da razão η/C_{IV} ;
- j) como conhecido, o índice η/C_{IV} determina o comportamento frente à resistência a compressão e tração de solos cimentados. A partir desse trabalho comprovou-se que esse mesmo índice rege, isoladamente, o módulo de

cisalhamento e de compressão e ainda a normalização μ/q_u . Esse mesmo índice determina o comportamento de resultados decorrentes de ensaios de cone (resistência de ponta – q_c) e as suas normalizações (q_c/μ – q_c/q_u), contudo, estes também são fortemente influenciados pela tensão vertical efetiva.

7.1.5 Conclusões em relação à teoria da homogeneização

- a) as metodologias de Mori-Tanaka e Auto-Consistente, quando aplicadas de forma direta, não possuem a capacidade de reproduzir fielmente os resultados dos módulos medidos por meio dos ensaios experimentais. Isso se deve porque, de acordo com os resultados experimentais, pequenas diminuições de porosidade geram aumentos expressivos na magnitude dos módulos, não sendo acompanhadas pelas metodologias;
- b) a premissa adotada para o meio fictício em relação ao coeficiente de Poisson, juntamente com o módulo de cisalhamento medido nos corpos de prova, proporcionou a obtenção de resultados sólidos para os módulos de cisalhamento e compressão (meio fictício) derivados da metodologia de Mori-Tanaka. Todavia, para a metodologia Auto-Consistente, os resultados apresentaram grande dispersão;
- c) os resultados para os módulos homogeneizados oriundos da metodologia de Mori-Tanaka, os quais foram obtidos através das equações 6.74 $[\bar{\mu}^{MT} = \mu^{MT} \times (600 - 599 \frac{\eta_f}{\eta_o})]$ e 6.75 $[\bar{k}^{MT} = k^{MT} \times (600 - 599 \frac{\eta_f}{\eta_o})]$, são extremamente concisos e apresentam uma pequena dispersão quando comparados com os resultados advindos do programa experimental. Já os resultados oriundos da metodologia Auto-Consistente possuem uma dispersão maior; contudo, esse desvio não interfere significativamente na qualidade dos resultados;
- d) em relação aos resultados de resistência, conclui-se que estes são fiáveis aos resultados de resistência à compressão simples obtidos através do programa experimental. Com relação às considerações para a tração isótropa, admitir que a tração pode ocorrer sem variação volumétrica durante o cisalhamento ou então com a dilatação sendo igual ao ângulo de atrito interno da areia não proporcionará mudanças significativas nos resultados para este geocomposto.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir da escolha do tema dessa pesquisa foi concebido um programa experimental que buscou diminuir as lacunas existentes na literatura. Entretanto, durante a execução dos diferentes ensaios, verificou-se que existem outras variáveis que não foram contempladas e que possuem grande importância.

Baseando-se na observações feitas durante o desenvolvimento do trabalho, serão apresentadas algumas sugestões que poderão enriquecer ainda mais o conhecimento a respeito do assunto aqui abordado:

- a) quantificar a influência da anisotropia de tensões, do índice de vazios, da tensão efetiva na direção da vibração da partícula e também na direção da onda e da cimentação no aumento dos módulos de cisalhamento e oedométricos;
- b) verificar qual é a real influência dos diferentes tamanhos dos corpos de prova na obtenção da resistência à compressão simples. Se possível, verificar a resistências de diferentes marcas de cimento e diferentes lotes;
- c) executar medidas de módulos de rigidez em outros geocompostos para verificar se o comportamento ao longo do ganho da resistência é semelhante;
- d) projetar e executar um novo minicone com medidas de poropressão. Os resultados produzidos por esse sensor possuem relevância para qualquer tipo de solo e também possibilita a realização de ensaios de dissipação. Será necessário um cuidado especial com o sistema de vedação da instrumentação que será instalada nele;
- e) projetar e executar um cravador com maior capacidade, maior curso e, se possível, mais leve, que permitirá a execução de ensaios com maiores quantidades de cimentos e tensões de confinamento mais elevadas;
- f) de posse de um maior número de dados de resistência de ponta, complementar o gráfico que promove a normalização q_c/μ ;
- g) adaptar a câmara triaxial para que nela seja possível preparar corpos de prova por meio do método de *pluviation*, pelo qual é possível obter densidades e misturas de solos mais homogêneos;

- h) a partir dos dados obtidos pela homogeneização, promover adaptações na formulação básica das metodologias de Mori-Tanaka e Auto-Consistente para o seu correto e direto funcionamento em geocompostos;
- i) medir outro parâmetro de rigidez em amostras com as mesmas configurações utilizadas nessa pesquisa (solo, cimento, densidade relativa) para comprovar a confiabilidade dos resultados obtidos através deste programa experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBISS, C. P. Shear Wave Measurements of the Elasticity of the Ground. *Géotechnique*. v.31. n. 1. p.721-726. 1981.

Airey, D. W., Fahey, M. Cyclic Response of Calcareous Soil from the North-west Shelf of Australia. *Géotechnique*, London, v.41, n.1, p.100-121. 1991.

AKINMUSURU, J. O. The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, 1987. v.1, p.435-442.

ALMANN, M.A., POULOS, H.G. Stress-Strain Behavior of an Artificially Cemented Calcareous Soil. *Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments*, 1, 51-60, 1988.

ALVARADO, G., COOP, M. R. On the Performance of Bender Elements in Triaxial Tests. *Géotechnique*, London, v.62, n.1, p.1-17. 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil: D 3441. Vol. 04.08, ASTM, Philadelphia, 552, 559p. 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT). Estaca – Prova de carga estática: NBR 12069. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo-cimento. Ensaios de Compressão Simples de Corpos de Prova Cilíndricos: NBR 12025. Rio de Janeiro, 1986.

ATKINSON, J. An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. Routledge/Taylor e Francis Group. p. 480. 2000.

BEGEMANN, H. K. S. The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, v. 2, p. 17 – 20, 1965.

BRASSART, L.; DOGHRI, I.; DELANNAY, L. Self-Consistent Modeling of DP Steel Incorporating Short Range Interactions. *International Journal of Material Forming*. V. 2. n. 1. p. 447-450. 2009.

BRIGNOLI, E.G.M.; GOTTI, M. AND STOKOE, K.H.II. Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM. v.19, n. 4, p. 384-397, 1996.

BONAL, J.; DONOHUE, S.; MCNALLY, C. Wavelet Analysis of Bender Element Signals. *Géotechnique*, London, v.62, n.3, p.243-252. 2012.

BOSZCZOWSKI, R. B.; Avaliação de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Perfil de Alteração de Granito-gnaiss de Curitiba, PR. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC - Rio. Rio de Janeiro, 2008.

BURLAND, J. B. On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays. *Géotechnique*, London, v.40, n.3, p.329-378. 1990.

CAIAZZO, A.A.; COSTANZO, F. On the Constitutive Relations of Materials with Evolving Microstructure due to Microcracking. *International Journal of Solids and Structures*. v. 37. p.3375-3398, 2000.

CABERLON, R. C. Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, p. 217. 2008.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. Cemented Sand Under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n. 6, p. 799-817, 1981.

CLOUGH, G. W., BACHUS, R. C. Behavior of Weakly Cemented Soil Slopes Under Static and Seismic Loading. *The John A. Blume Earthquake Engineering Center - Stanford University*, n.44, p. 152. 1980.

CONSOLI, N. C; FONSECA, A. V; CABERLON, R. C; FONINI, A. Parameters Controlling Stiffness and Strength of Artificially Cemented soils. *Géotechnique*, London, v.62, n.2, p.177-183. 2012.

CONSOLI, N. C; FONSECA, A. V; CABERLON, R. C; HEINECK, K. S. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York: ASCE, v.135, n.9, p.1347-1353, 2010.

CONSOLI, N. C; CABERLON, R. C; FLOSS, M. F. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York: ASCE, v.136, n.5, p.759-763, 2010b.

CONSOLI, N.C., THOMÉ, A., DONATO, M., GRAHAM, J. Loading Tests on Compacted Soils, Bottom-Ash and Lime Layers. *Geotechnical Engineering 161*, issue GEI, ICE. p 29-38, 2008.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.

- CONSOLI, N. C.; CASAGRANDE, M. T. D.; THOMÉ, A.; DALLA ROSA, F.; FAHEY, M. Effect of Relative Density on Plate Loading Tests on Fibre-Reinforced Sand. Technical note. *Géotechnique*, London, p.1-6. 2007.
- CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Yielding-Compressibility-Strength Relationship for an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress. *Géotechnique*, London, v. 56, p.69-72. 2006.
- CONSOLI, N.C., VENDRUSCOLO, M.A., PRIETTO, P.D.M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, v. 129. n. 1, p 96-101, 2003.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. *Géotechnique*, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. *Géotechnique*, London, v.42, n.4, 1992.
- COOP, M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Reston – Virginia – USA, v.129,n.11, p.1010-1019, 2003.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the Mechanics of Structured Sands. *Géotechnique*, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.
- DAI, L. H., HUANG, P., WANG, R. A Generalized Self-Consistent Mori-Tanaka Scheme for Prediction of the Effective Elastic Moduli of Hybrid Multiphase Particulate Composites. *Polymer Composites*, v.19, n.5, p.506-513, 1998.
- DENIZ, R. O. Bender Elements and Bending Disks for Measurement of Shear and Compressional Wave Velocities in Large Sand Specimens. Tese de Mestrado, DCEE/NU, Boston, p. 109. 2008.
- DOUGLAS, B. J., OLSEN, R. S. Soil Classification using Electric Cone Penetrometer. American Society of Civil Engineers, ASCE In Proceedings of Conference on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, p. 209 – 227, 1981.
- DORMIEUX, L; SANAHUJA, J; MAGHOUS, S. Influence of Capillary Effects on Strength of Non-Saturated Porous Media. *Comptes Rendus Mécanique*. v. 334, n.1, pp. 19-24, 2006.
- DUPAS, J. M.; PECKER, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.105, n.GT3, p.419-436, 1979.
- DYVIK, R. E MADHSUS, C. Lab Measurements of G_{max} Using Bender Elements. *Proceedings ASCE Annual Convention: Advances In The Art Of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, Michigan, p. 186-197, 1985.

ELMORE, W.C., HEALD, M.A. Physics of Waves. Dover Editions. P225-229. 1969.

ENAYATPOUR, S; PUPPALA, A. J; VASUDEVAN, H. Dynamic Cone Penetrometer to Evaluate Unconfined Compressive Strength of Stabilized Soils. Disponível em: <http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=ASCECP000193040861000037000001&idtype=cvips&gifs=yes>. Acesso em 2010.

FELLENIUS, B. H., ESLAMI, A. Soil Profile Interpreted from CPTu Data. “Year 2000 Geotechnics” Geotechnical Engineering Conference, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, p. 18, 2000.

FERREIRA, C., FONSECA, A. V., SANTOS, J. A. Comparison of Simultaneous Bender Elements and Resonant Column Tests on Porto Residual Soil. In: Geotechnical Symposium in Roma. p. 523-535. 2007.

FERREIRA, C.M. F. 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. 2003.

FESTUGATO, L. Análise do comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices Aspecto. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. p. 145. 2008.

FONINI, A. Uso Da Técnica de Eletrocínética para Estabilização de um Solo Arenoso. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFRGS. Porto Alegre. P. 119. 2008.

GENS, A., NOVA, R. Conceptual Bases for a Constitutive Model for Bonded Soils and Weak Rocks. Geotechnical Engineering and Hard Soils, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410344 2, p. 485-494, 1993.

GIACHETI, H. L.; QUEIROZ, R. C. O ensaio de Piezocone e de Minicone na Investigação do Subsolo: alguns exemplos de aplicação. Geociências. UNESP. v. 23.n. 1/2, p. 89-103. 2004.

GUI, M.V.; BOLTON, M. D. Geometry and Scale Effects in CPT and Pile Design. In: Proceedings 1st International Conferenc on Site Characterisation - ISC 1998, Atlanta, p.1063-1068. 1998.

HEINECK, K. S.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. Effect of Micro-Reinforcement of Soils From Very Small to Large Shear Strains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York, v.131, 2005.

HEINECK, K.S. Estudo do Comportamento Hidráulico e Mecânico de Materiais Geotécnicos para Barreiras Horizontais. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, p. 251. 2002.

HEINECK, K.S. Estudo da Influência da Cimentações Introduzidas sob Tensão. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 118p. 1998.

HILL, R. The Essential Structure of Constitutive Laws for Metal Composites and Polycrystals. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, v. 15, n. 2, p. 79-95. 1967.

HAMIDI, A., HAERI, S. M. Stiffness and Deformation Characteristics of a Cemented Gravely Sand. *International Journal of Civil Engineerng*. v. 6, n. 3, p. 159-173 .2008.

HOLLISTER, S. J., FYHRIE, D. P., JEPSEN, K. J., GOLDSTEIN, S. A. Application of Homogenization Theory to the Study of Trabecular Bone Mechanics. *Journal Biomechanics*, v. 24, n. 9, p. 825-839, June 1991.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens. Proceedings. Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553.560. 1993.

IBAÑEZ, J. P. Modelagem Micro-Mecânica Discreta de Solos Residuais. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC - Rio. Rio de Janeiro, p.380. 2008.

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F. Effect of Cement Type on Shear Behavior of Cemented Calcareous Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 128, n. 6, p. 520-529, 2002.

ISMAIL, M. A.; SHARMA, S.S.; RANDOLPH, Small and Large Strain Behaviour of a Calcareous Soil Lithified by Different Cements, *GeoEng 2000*, Lancaster, Pennsylvania, USA, *GeoEng 2000 Organisation Committee*, CD: p proceedings on CD (2000).

JOER, H. A.; FAHEY, M.; RANDOLPH, M. F. Experimental Modelling of the Cone Penetrometer Resistance in Uncemented and Artificially Cemented Calcareous Soil. The University of Western Australia, research Report. n. 1158. 1995.

KLUSEMANN, B., SVENDSEN, B. Homogenization Methods for Multi-Phase Elastic Composites: Comparisons and Benchmarks. *Technische Mechanik*. v 30. ,n. 4, p. 374-386. 2010.

KOVAL, G.J. Aplicação da Teoria da Homogeneização em Materiais Compósitos Viscoelásticos. Porto Alegre, Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. p. 180. 2003.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387, 1990.

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P.R. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. *Géotechnique*. v. 40 n. 3, 467-488, 1990.

LI, S., GANG, W. Introduction To Micromechanics And Nanomechanics. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. p.516. 2008.

MAALEJ, Y. Comportement Mécanique D`um Milieu Granulaire Injecté par un Coulis de Ciment: Étude Expérimentale Et Modélisation Micromécanique. Tese (Doutorado em Estruturas e Materiais) – ENPC. Paris. P. 362. 2007.

MAGHOUS, A., DORMIEUX, L., BARTHÉLÉMY, J. F. Micromechanical Approach to the Strength Properties of Frictional Geocomposites. *European Journal of Mechanics A/Solids*. ELSEVIER. v. 28, p. 179-188, 2009.

MANDEL, J. Plasticité Classique et Viscoplasticité, CISM Courses and Lectures n. 97, Springer-Verlag, Berlin. 1972.

MARTINS, A. P. S.; Estudo da Influência das Interações Físico-Químicas no Comportamento Mecânico de Dois Solos Tropicais do Município De Ouro Preto – MG. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro, 336p. 2005.

MEIGH, A. C. Cone Penetration Testing – Methods and Interpretation. Butterworths. London. p. 141. 1987.

MERCIER, S; MOLINARI, A. Homogenization of Elastic–viscoplastic Heterogeneous Materials: Self-Consistent and Mori-Tanaka schemes. *International Journal of Plasticity*. New York, v. 25, p. 1024-1048, 2009.

MITCHELL, J.K.; SOLIMAR, Z.V. Time-depending Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand. *Journal of the Geotechnical Division*, New York, v.110, n.11, p.1559-1576. 1984.

MILANI, A. P. S.; FREIRE, W. J. Características Físicas e Mecânicas de Misturas de Solo, Cimento e Casca de Arroz. *Engenharia Agrícola*, Jaboticabal, v. 26, n. 1, p. 1-10, jan./abr. 2006.

MONDELLI, G. Investigação Geoambiental em Áreas de Disposição de Resíduos Sólidos Urbanos Utilizando a Tecnologia do Piezocone. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – EP/USP. São Paulo. p.391. 2004.

MORI, T; TANAKA, K. Average Stress in Matrix and Average Elastic Energy of Materials With Misfitting Inclusions. *Acta Metallurgica*. v. 21, n.5, p. 571-574,1973.

MOTTA, H.P.G. Comportamento de um Rejeito de Transição em Centrífuga Geotécnica. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro, p. 149. 2008.

NEMAT-NASSER, S., HORI, M. *Micromechanics: Overall Properties of Heterogeneous Solids*. Elsevier Science Publishers. n. 2, p. 810, 1999.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 2 ed. Oficina de Testos. São Paulo. 355p. 2002.

PRIETTO, P.D.M. *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, p. 150. 1996.

PRIETTO, P.D.M. *Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental*. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, p. 229. 2004.

PUPPALA, A. j., ACAR, Y. B., TUMAY, M. T. *Cone Penetration in Very Weakly Cemented Sand*. ASCE. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.121, n.8, p 589-600, 1995.

RATTLEY, M. J. ; LEHANE, B. M. ; CONSOLI, N.C. ; RICHARDS, D. J. . *Uplift of Shallow Foundations With Cement-Stabilised Backfill*. *Ground Improvement*, v. 161, p. 103-110, 2008.

REITER, T.;DVORAK, G. J. *Micromechanical Modeling Of Functionally Graded Materials*. In: *IUTAM Symposium on Transformation Problems in Composite and Active Materials*. Kluwer Academic Publishers. Netherlands. p. 173-184. 1998.

RIO, J. F. M. E. *Advances in Laboratory Geophysics Using Bender Elements*. Tese de Doutorado, DCEE/UCL, Londres, p. 382. 2006.

ROBERTSON, P. K. *Interpretation of Cone Penetration Tests — A Unified Approach*. *Canadian Geotechnical Journal*., v. 46, n. 11, p. 1243-1257, 2009.

ROBERTSON, P. K. *Soil Classification Using the Cone Penetration Test*. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, n. 1, p. 151 - 158, 1990.

ROBERTSON, P. K. CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D., and GRIEG, J. *Use of piezometer cone data*. *Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, In-Situ 86 Specialty Conference*, June 23 - 25, n. 6, p. 1263 – 1280, 1986.

ROBERTSON, P. K. CAMPANELLA, R. G. *Interpretation of Cone Penetration Test – Part I and II*. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 20, n. 4, p. 718 - 1745, 1983.

RODRIGUES, R. S. *Analysis of Penetration Resistance in Sands*. Dissertation (Doctor of Philosophy in Engineering-Civil Engineering) – UNIVERSITY OF CALIFORNIA. Berkeley. p.357. 1993.

ROTTA, G. V., CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M., COOP, M. R. & GRAHAM, J. Isotropic Yielding in an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress. *Géotechnique*, v. 53, n. 5, 493–501, 2003.

ROTTA, G. V., PRIETTO, P.D.M., COMSOLI, N.C., GEHLING, W.Y.Y. Influência do índice de vazios na Formação da Matriz Cimentante no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados. *Revista Solos e Rochas*, v. 24, n.1, p. 23-41, 2001.

ROTTA, G.V., PRIETTO, P.D.M., GEHLING, W.Y.Y, CONSOLI, N.C. Comportamento Mecânico de Solos Cimentados Submetidos à Compressão Isotrópica. *Solos e Rochas*, v.24, n.2, p 115-128, 2001a.

SALES, L. F. P. Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solos Tratados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRGS. Porto Alegre. p.146. 1998.

SANGLERAT, G., NHIM, T. V., SEJOURNE, M., AND ANDINA, R. Direct soil classification by static penetrometer with special friction sleeve. *Proceedings of the First European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-1, June 5 - 7, v. 2.2, p. 337 – 344, 1974.*

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M., Static Properties of Lightly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 104, n. GT12, 1978.

SCHMERTMANN, J. H.,. Guidelines for Cone Test, Performance, and Design. Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209, Washington, p. 145. 1978.

SCHNAID, F., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. Characterization of Cement Sand in Triaxial Compression. *ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.127, n.10, p 857-868, 2001.

SHARMA, S. S., FAHEY, M. Degradation of Stiffness of Cemented Calcareous Soil in Cyclic Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 129, n. 7, p. 619-629, July 2003.

SCHMALZ, D., LAROCHELLE, E., SHEAHAN, T. C. Development and Proof-Testing of a PC-Based Bender Element System for Shear Wave Measurements in Soft Soil. Research Report. Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University. Boston, p. 20. 2007.

SOUZA, F. V.; SOARES, J. B. Simulação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Usando um Modelo Computacional Multi-Escala. *Revista Transportes. AMPET*, Rio de Janeiro, vol. XIII, n. 2, p. 5-20, 2005.

SPINELLI, L.F. Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRGS. Porto Alegre. p.133. 1999.

STOKOE, K.H., SANTAMARINA, C. The Increasing Role of Geophysically-Based Tests in Geotechnical Engineering,” International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng, Melbourne, v. 1, p. 1490-1536. 2000.

THOMÉ, A. Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais. Tese (Doutorado Em Engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre. 238p. 1999.

THOMÉ, A., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada. Solos e Rochas, v. 26, n.2, p 141-163, 2003.

TUMAY, M. T.; KURUP, U. P. The Design and Operation of a Novel Miniature Cone Penetration Test System, Journal of Geotechnical Engineering, v. 6, 2001.

VAUGHAN, P.R., MACCARINI, M., MOKHTAR, S.M. Indexing the Engineering Properties of Residual Soils. Quart. J. Eng. Geol. 21, no 21, 69-84. 1988.

VENDRUSCOLO, M. A. Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 248p. 2003.

WINTERKORN, F. HANS; HSAI, Y. F. Foudation Engeneering Handbook, New York, 1975.

ZAOUI, A. Continuum Micromechanics: Survey. Journal of Engineering Mechanics, vol. 128, n. 8, p. 808-816. 2002.

**APÊNDICE A – Parameters Controlling Stiffness and Strength of
Artificially Cemented Soils**

TECHNICAL NOTE

Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils

N. C. CONSOLI*, A. V. da FONSECA†, S. R. SILVA†, R. C. CRUZ* and A. FONINI*

The treatment of soils with cement is an attractive technique when a project requires improvement of the local soil for the construction of subgrades for rail tracks, for roads, as a support layer for shallow foundations, and to prevent sand liquefaction. This paper advances understanding of the key parameters for the control of strength and stiffness of cemented soils by testing two soils with different gradings and quantifying the influence of porosity/cement ratio on both initial shear modulus (G_0) and unconfined compressive strength (q_u). It is shown that the porosity/cement ratio is an appropriate parameter to assess both the initial stiffness and the unconfined compressive strength of the soil–cement mixtures studied. Each soil matrix has a unique relationship for G_0/q_u against adjusted porosity/cement ratio, linking initial stiffness and strength.

KEYWORDS: compaction; ground improvement; laboratory tests; sands; soil stabilisation; stiffness

Le traitement des sols au ciment est une technique attrayante pour les projets nécessitant un renforcement du sol pour la construction d'assiettes pour voies ferrées et chaussées, comme couche d'appui pour fondations peu profondes, et pour la prévention de la liquéfaction du sable. La présente communication renforce les connaissances sur les principaux paramètres pour la régulation de la résistance et de la rigidité des sols cimentés, en soumettant à des essais deux sols de différentes granulométries, et en quantifiant l'influence du ratio porosité / ciment à la fois sur le module de cisaillement initial (G_0) et sur la résistance à la compression simple (q_u). On y montre que le ratio porosité /ciment est un paramètre approprié pour évaluer à la fois la rigidité initiale et la résistance à la compression simple des mélanges sol – ciment étudiés. Chaque matrice de sol présente un G_0/q_u unique en fonction du ratio porosité /ciment, mettant en rapport la rigidité initiale et la résistance.

INTRODUCTION

In highway and other shallow constructions, cement is often used to improve local soils, for example to make them suitable as subgrades, formations and foundation backfill (e.g. Rattley *et al.*, 2008; Consoli *et al.*, 2009). Previous studies of soil–cement (Moore *et al.*, 1970; Clough *et al.*, 1981; Consoli *et al.*, 2010, 2011) have shown that its behaviour is complex, and affected by many factors, such as the physical-chemical properties of the soil, the amount of cement, and the porosity and moisture content at the time of compaction.

Consoli *et al.* (2007) were the first to establish a unique dosage methodology based on rational criteria where the porosity/cement ratio plays a fundamental role in assessment of the target unconfined compressive strength.

This study shows the influence of the amount of cement and the porosity on the initial shear modulus (G_0) and unconfined compressive strength (q_u) of two different soils: uniform Osorio sand and very well-graded Porto silty sand.

EXPERIMENTAL PROGRAMME

Materials

The results of characterisation tests on the two soils are shown in Table 1, and their grain size curves are shown in Fig. 1.

The first soil used in the testing was silty sand, derived from weathered granite obtained from the region of Porto, in

Northern Portugal. According to ASTM D 2487-93 (ASTM, 1993), the soil is a very well-graded silty sand (SM). Mineralogical analysis showed that the predominant mineral for the soil fraction smaller than $2\ \mu\text{m}$ was kaolinite, and that the larger grains were mainly quartz. The second soil used in the testing was a sand obtained from the region of Osorio, near Porto Alegre, in southern Brazil, classified (ASTM, 1993) as a non-plastic uniform fine sand (SP). Mineralogical analysis showed that the sand particles are predominantly quartz.

Portland cement of high initial strength (Type III, ASTM C 150-09; ASTM, 2009) was used as the cementing agent. Its fast gain of strength allowed the adoption of 7 days as the curing time.

Specimen preparation and test methods

Moulding and curing of specimens. For all testing, cylindrical specimens 70 mm in diameter and 140 mm high were used. After the soil, cement and water had been weighed, the soil and cement were mixed to achieve a uniform consistency. The water was then added while continuing the mixture process until a homogeneous paste was created. The amount of cement for each mixture was calculated based on the mass of dry soil, and the target moisture content was derived from the mass of dry soil and cement. Cement content is defined as the mass of cement divided by the mass of dry soil. The moisture content is defined as the mass of water divided by the mass of solids (sand particles and cement powder).

The specimens were statically compacted to the target density in three layers inside a cylindrical stainless steel mould, which was lubricated. The top of each layer was slightly scarified. After the moulding process, the specimen was immediately extracted from the mould, and its weight, diameter and height were measured. The specimens were then placed within plastic bags to avoid loss of moisture.

Manuscript received 12 June 2008; revised manuscript accepted 7 March 2011. Published online ahead of print 22 November 2011. Discussion on this paper closes on 1 July 2012, for further details see p. ii.

* Department of Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil.

† Faculty of Engineering, University of Porto, Portugal.

Table 1. Physical properties of soil samples

Property	Porto silty sand	Osorio sand
Liquid limit: %	34	–
Plastic limit: %	31	–
Plasticity index: %	3	Non-plastic
Specific gravity	2.72	2.63
Fine gravel (2.0 mm < diameter < 6.0 mm):* %	11.5	0
Coarse sand (0.6 mm < diameter < 2.0 mm):* %	27.0	0
Medium sand (0.2 mm < diameter < 0.6 mm):* %	16.5	10.0
Fine sand (0.06 mm < diameter < 0.2 mm):* %	16.0	90.0
Silt (0.002 mm < diameter < 0.06 mm):* %	22.5	0
Clay (diameter < 0.002 mm):* %	6.5	0
Mean effective diameter, D_{50} : mm	0.25	0.16
Uniformity coefficient	113	1.9
Curvature coefficient	2.7	1.2
Maximum dry unit weight for modified Proctor compaction effort: kN/m^3	18.9	–
Optimum moisture content for modified Proctor compaction effort: %	13	–
Minimum void ratio	–	0.60
Maximum void ratio	–	0.90
Soil classification, ASTM D 2487-93 (ASTM, 1993)	SM	SP

* Soil size range based on British Standard BS 1377 (BSI, 1990).

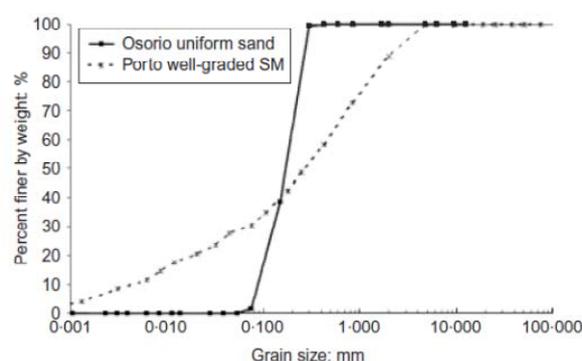


Fig. 1. Grain size distribution for both soils (uniform Osorio sand and very well-graded Porto silty sand)

They were cured in a humid room at $23^\circ \pm 2^\circ\text{C}$ and relative humidity above 95% for 6 days.

Unconfined compression tests. Unconfined compression tests have been used in most of the experimental programmes reported in the literature in order to verify the effectiveness of the stabilisation with cement, or to access the importance of influencing factors on the strength of cemented soils. For this study the procedure described in ASTM D 2166-06 (ASTM, 2006) was adopted. After curing in a humid room for 6 days, the specimens were submerged in a water tank for 24 h for saturation and to minimise suction. The water temperature was controlled and maintained at $23^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$. Then the unconfined compression test was carried out and the maximum load reached by the specimen was recorded.

Bender element tests. Bender elements were installed on the top and bottom specimen platens, and their movement was therefore horizontal, so that the shear wave propagated vertically and was polarised horizontally (V_s^{vh}). Two types of transducer were used. Bender elements (BE), manufactured at ISMES/Enel-Hydro (Brignoli *et al.*, 1996), were used in the tests over the Porto silty sand, whereas in the Osorio sand

tests T-shaped pairs of bender/extender elements (B/EE), manufactured at the University of Western Australia (UWA) in Perth were used (Fig. 2). The bender elements penetrated the specimen by 3 mm at each end.

The principle of BE testing is simple (e.g. Viggiani & Atkinson, 1995), but a clear identification of travel time is not always possible. Clayton (2011) summarises the wide range of issues that have been identified in the manufacture and use of bender elements. For our sand–cement mixtures there was great difficulty in interpreting the results, even when combining simultaneous and automated analysis of the coherence between the input and output signals with a graph of time against frequency deduced from frequency sweep data. This led to the adoption of the simpler time domain method of identification of first arrivals.

Single sine-wave input pulses were used at preset frequencies of 1, 3, 5, 7, 9, 11 and 13 kHz, which covered the range of resonant frequencies of the sample–BE(BE/E) system. The output signals were captured on an oscilloscope, transferred directly to the PC, and plotted to a common timebase using Wavestar software. The first arrival of the shear wave was taken (on the basis of previous calibration) as the point at which the wave descended, with low-noise, higher-frequency results being preferred in order to avoid near-field effects. Fig. 3 illustrates this interpretation for one of the specimens.

Programme of unconfined compression and bender element tests. The programme was chosen in such a way as to evaluate, separately, the influences on the mechanical strength and initial shear modulus of the artificially cemented soils, regarding specifically the cement content, the porosity and the porosity/cement ratio.

The moulding points for testing the unconfined compressive strength and initial shear modulus of the well-graded Porto silty sand had a moisture content of about 12%, different dry unit weights (16.4 kN/m^3 , $e = 0.64$; 17.2 kN/m^3 , $e = 0.57$; 18.0 kN/m^3 , $e = 0.50$; and 18.8 kN/m^3 , $e = 0.43$), and four different cement percentages: 2%, 3%, 5% and 7%. For the Osorio sand, voids ratios of 0.62 ($\gamma_d = 16.2 \text{ kN/m}^3$), 0.70 ($\gamma_d = 15.5 \text{ kN/m}^3$) and 0.80 ($\gamma_d = 14.6 \text{ kN/m}^3$) were chosen, with a moisture content of about 10% and cement percentages of 2%, 3%, 5% and 7%. Because of the typical

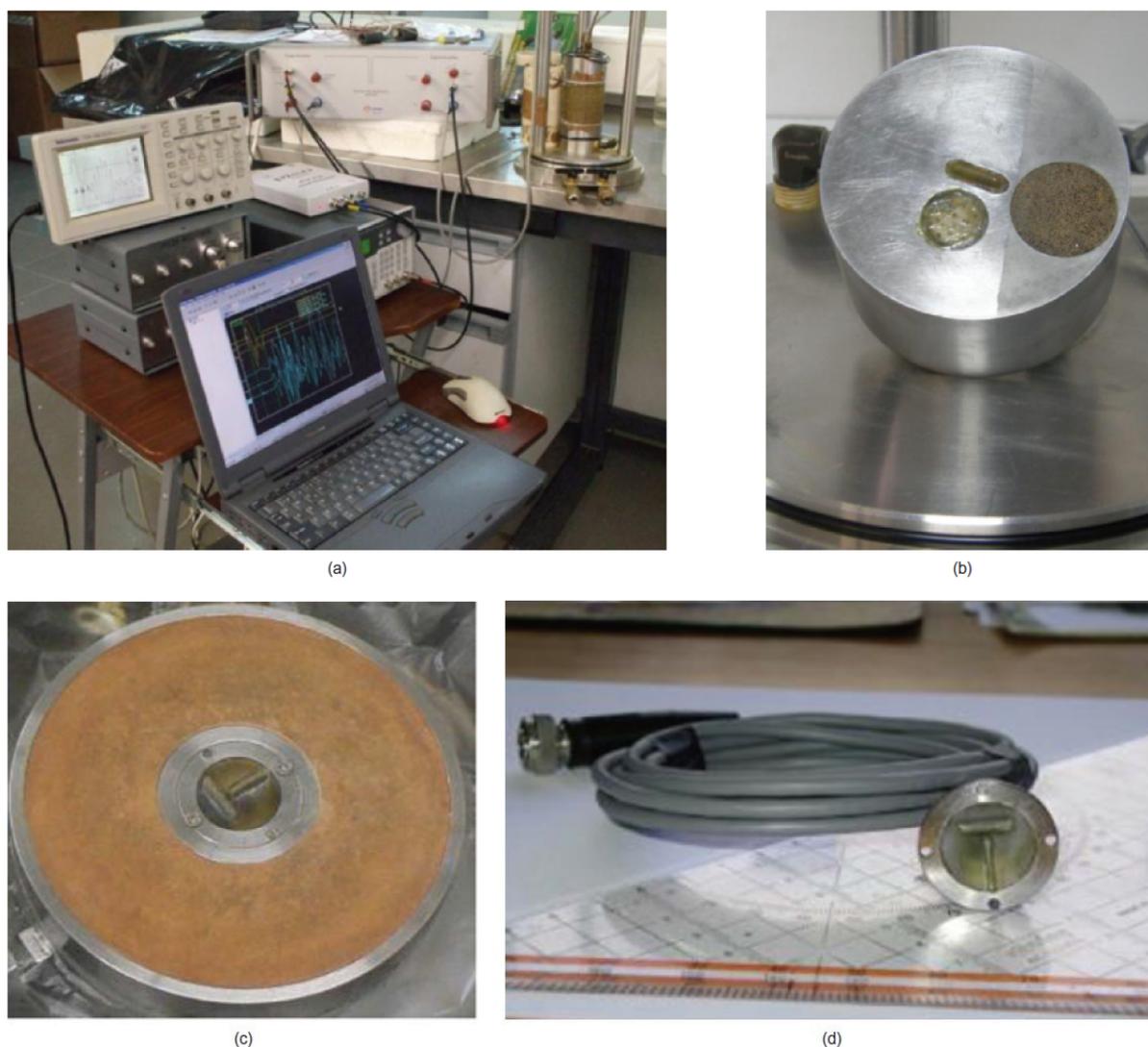


Fig. 2. Laboratory equipment used for seismic wave measurements: (a) testing set-up; (b) ISMES-Geo bender element and compression transducer; (c) UWA T-shaped pairs of bender/extender elements (B/EE)

scatter of data for unconfined compression tests, for each point, three to five specimens were tested.

RESULTS

Effect of cement content and porosity on unconfined compressive strength and initial shear modulus

Figure 4 presents the raw data and trend lines for unconfined compressive strength (q_u) as a function of the cement content (C) for both the Osorio sand and Porto silty sand, considering separately all the dry unit weights tested. It can be seen that the cement content had a great effect on the strength of both soils, and the unconfined compressive strength increased approximately linearly with increase in cement content. Fig. 5 illustrates how the porosity affects the unconfined compressive strength of both soils studied. The unconfined compressive strength increased with reduction in porosity of the compacted mixture. The mechanism by which the reduction in porosity increases the soil-cement strength is presumably related to the existence of a larger number of contacts. Comparing results of both soils at the

same porosity, the influence of grain size distribution is considerable, given that the mean effective diameters of the soils are comparable.

Figure 6 shows the relation between the initial shear modulus G_0 and the cement content C for both the Osorio sand and Porto silty sand, considering each dry unit weight tested. Similarly to q_u , G_0 increases approximately linearly with increase in cement content. Fig. 7 illustrates the influence of porosity on the initial shear modulus of both soil-cements studied. G_0 decreases with increasing porosity, as observed with the q_u results.

Effect of porosity/cement ratio on unconfined compressive strength and initial shear modulus

As seen in the results presented above (Figs 4–7), both G_0 and q_u are dependent on both the porosity and the cement content. For both the soil-cement blends, rising values of porosity cause a reduction of G_0 and q_u , while increasing values of cement content produce larger values of

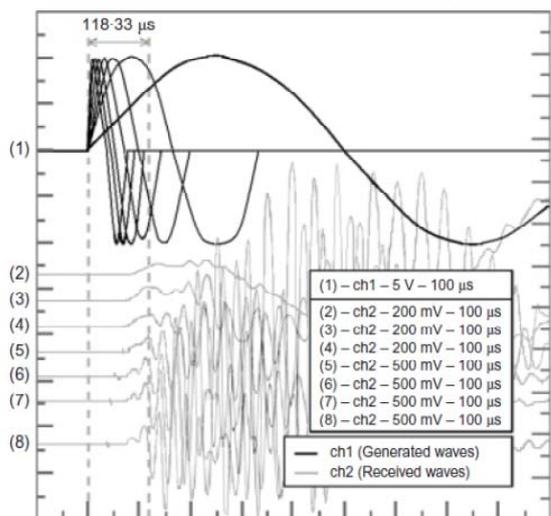


Fig. 3. BE S-waves' time domain interpretation for the specimen with 7% cement and 16.4 kN/m³ of volume weight: $t_s = 118.3 \mu s$; $V_s = 581$ m/s (preset frequencies: 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13 kHz; outputs in reversed polarity)

q_u and G_0 . Below empirical relationships are developed for G_0 and q_u as a function of porosity/cement ratio (η/C_{iv}).

By trial and error it was found that for the relationship between unconfined compressive strength and porosity/cement ratio of the Porto silty sand, the optimum fit could be obtained by applying a power equal to 0.21 to the parameter C_{iv} , as shown in Fig. 8 (for the Osorio sand the power would be 1.0). Excellent correlations (coefficients of determination R^2 0.99 and 0.96 for Porto silty sand and Osorio sand respectively) can be observed in Fig. 8 between adjusted porosity/cement ratio ($\eta/(C_{iv})^{0.21}$) for Porto silty sand and $\eta/(C_{iv})^{1.0}$ for Osorio sand and the unconfined compressive strength q_u .

A similar analysis to the above was done for initial shear modulus as a function of the porosity/cement ratio. It was also found that for the relationship between initial shear modulus (G_0) and porosity/cement ratio of the Porto silty sand, the optimum fit could be obtained by applying a power equal to 0.21 to the parameter C_{iv} , as shown in Fig. 9 for

the Osorio sand the power would be 1.0). High coefficients of determination (0.89 and 0.92 respectively for Porto silty sand and Osorio sand) can be observed in Fig. 9 between the adjusted porosity/cement ratio and the initial shear modulus (G_0) for both soil-cement blends studied.

It is interesting to note that the influence of the adjusted porosity/cement ratio on the unconfined compressive strength q_u (Fig. 8) and on the initial shear modulus G_0 (Fig. 9) of artificially cemented uniform sand and artificially cemented well-graded silty sand is quite similar, since the shapes of the curves are almost the same. In the present research, it has been observed that the cement inclusion strengthens and stiffens the soil matrix, and that the amount of strengthening and stiffening is also a function of the soil matrix. The importance of soil grading, particle shape and D_{50} on very-small-strain stiffness of cemented sediments has been shown previously by Clayton *et al.* (2010).

For the Osorio sand-cement mixture, assembling the optimum fitting curves of the unconfined compressive strength (q_u) and initial shear modulus (G_0) with adjusted porosity/cement ratio allows a relationship for G_0/q_u to be determined as a function of $\eta/(C_{iv})^{1.0}$ (see equation (1) and Fig. 10).

$$\frac{G_0}{q_u} \cong 127 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^{1.0}} \right]^{0.97} \quad (1)$$

For the Porto silty sand-cement, assembling the optimum fitting curves of q_u and G_0 with adjusted porosity/cement ratio ($\eta/(C_{iv})^{0.21}$) allows a unique relationship to be established for G_0/q_u (see equation (2) and Fig. 10).

$$\frac{G_0}{q_u} \cong 25 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^{0.21}} \right]^{0.96} \quad (2)$$

So specific relationships for G_0/q_u are found for the two soils. The Osorio sand has a higher G_0/q_u relationship than the Porto silty sand.

The results presented in this note suggest that, by using the adjusted porosity/cement ratio, the engineer can choose the amount of cement and the minimum density appropriate to provide a mixture that meets the strength and stiffness required by the project at an optimum cost. The adjusted porosity/cement ratio can also be useful in the field control of soil-cement layers. Once poor compaction has been identified, it can be readily taken into account in the design,

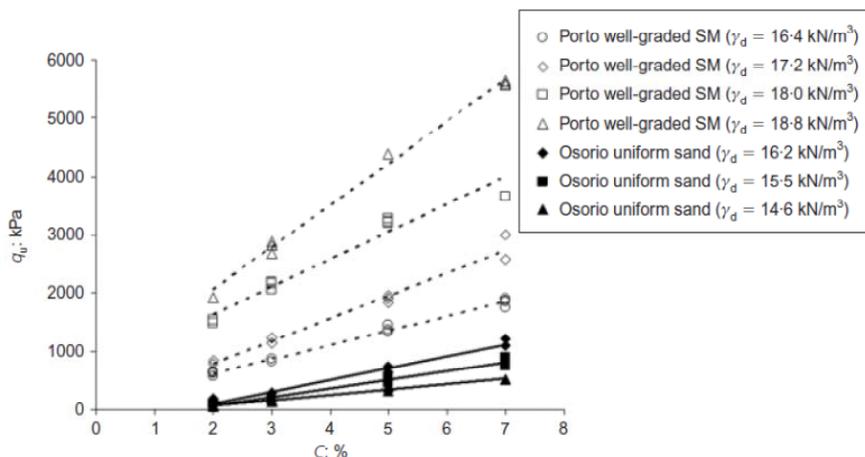


Fig. 4. Variation of unconfined compressive strength for both cemented soils (uniform sand and very well-graded silty sand) with cement content

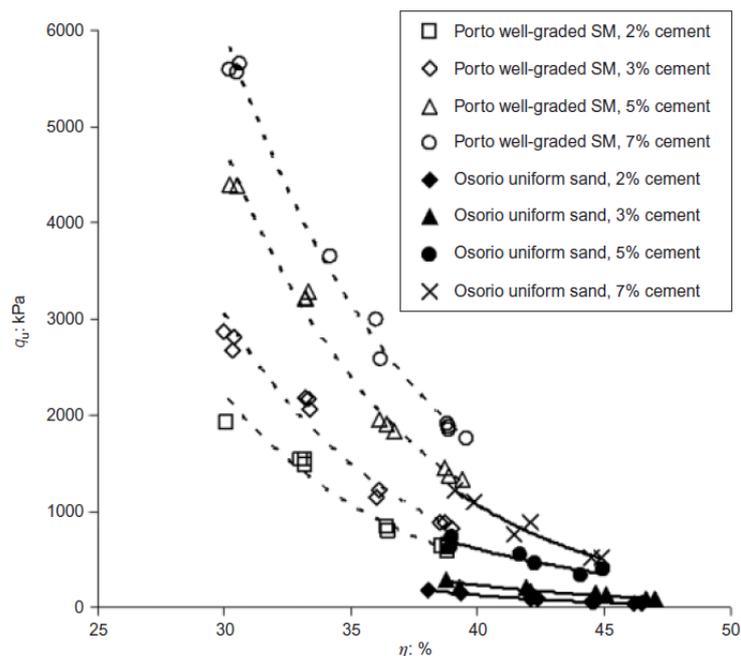


Fig. 5. Variation of unconfined compressive strength (q_u) for both cemented soils (uniform sand and very well-graded silty sand) with porosity

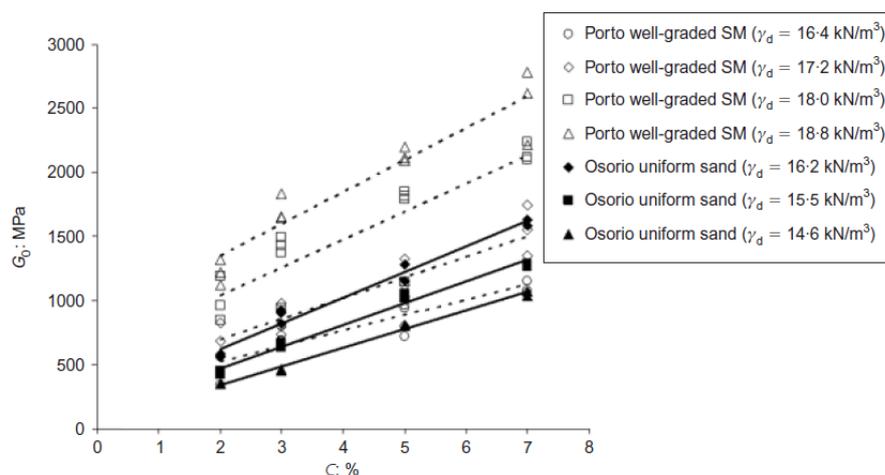


Fig. 6. Variation of initial shear modulus G_0 with cement content C for very well-graded Porto silty sand

through the curves of q_u , G_0 and even G_0/q_u against adjusted porosity/cement ratio, and by adopting corrective measures accordingly, such as reinforcement of the treated layer, or a reduction in the transmitted load.

CONCLUSIONS

From the data presented in this note, the following conclusions can be drawn.

- $\eta/(C_{iv})^{\text{exponent}}$ is an appropriate parameter to assess the influence of both porosity and cement content on the initial stiffness and unconfined compressive strength of soil–cement mixtures.
- For a given soil matrix–cement blend, G_0/q_u varies

almost linearly with $\eta/(C_{iv})^{\text{exponent}}$, revealing a consistent pattern of dependence between these geomechanical properties and that index.

- By using the $\eta/(C_{iv})^{\text{exponent}}$ index, practitioners may choose the amount of cement and the target density appropriate to provide a mixture that meets the strength and stiffness required by their project.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their gratitude to Brazilian MCT/CNPq, MEC/CAPES and Portuguese MCTES/FCT for their support to the research group. Special thanks are due to Professor C. R. I. Clayton for revising the manuscript and helping to shape it to the size of a technical note.

CONSOLI, da FONSECA, SILVA, CRUZ and FONINI

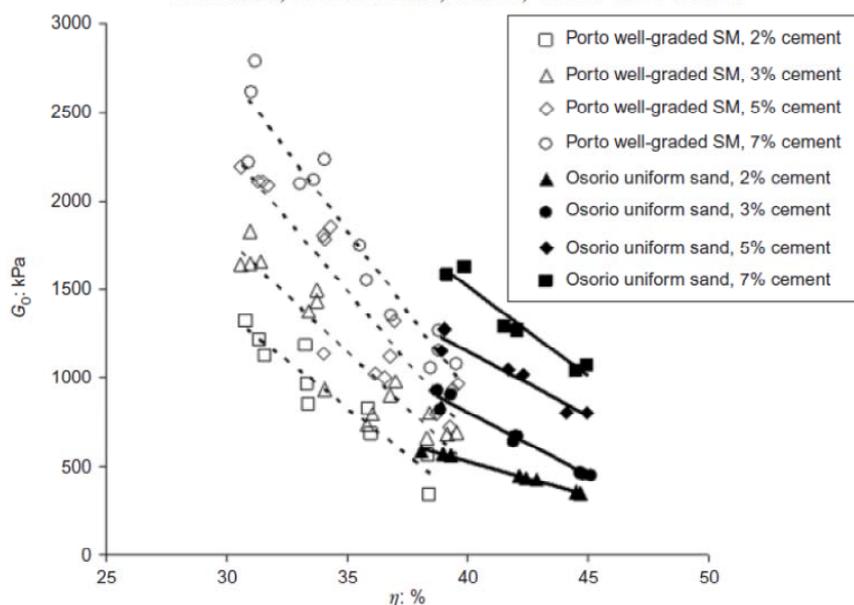


Fig. 7. Variation of initial shear modulus G_0 with porosity η for very well-graded Porto silty sand

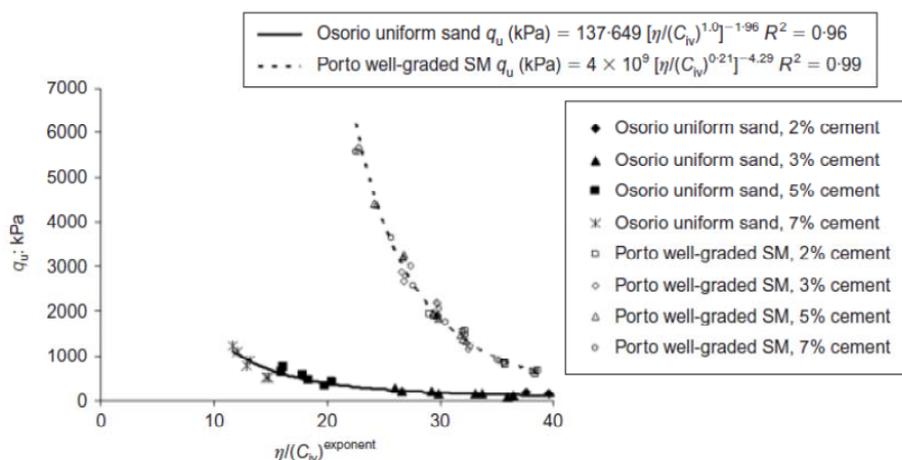


Fig. 8. Variation of unconfined compressive strength for both cemented soils (uniform sand and very well-graded silty sand) with adjusted porosity/cement ratio

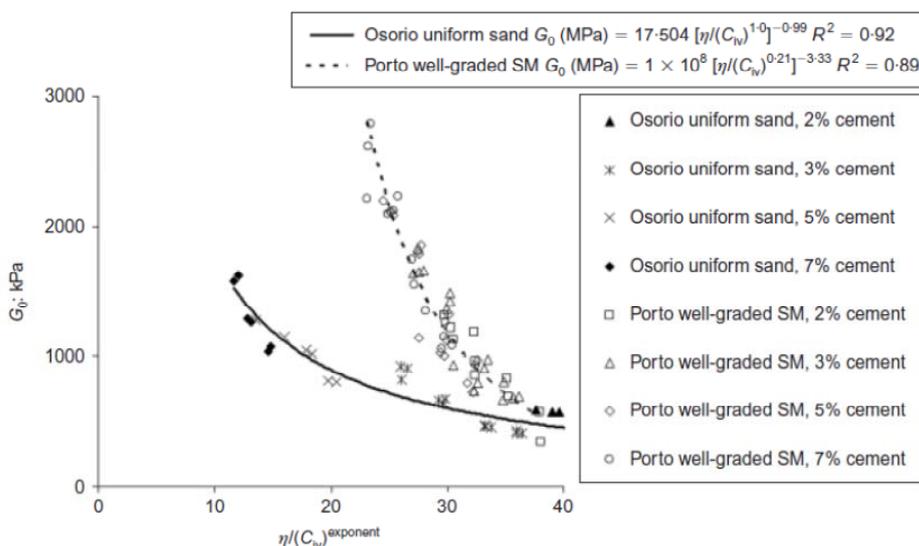


Fig. 9. Variation of initial shear modulus G_0 for both cemented soils (uniform sand and very well-graded silty sand) with adjusted porosity/cement ratio

PARAMETERS CONTROLLING STIFFNESS AND STRENGTH OF ARTIFICIALLY CEMENTED SOILS

183

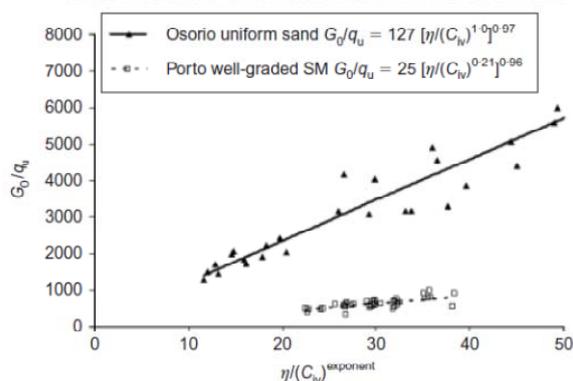


Fig. 10. Relations between G_0 and q_u for both cemented soils (uniform sand and very well-graded silty sand) with adjusted porosity/cement ratio

NOTATION

C	cement content
C_{iv}	volumetric cement content
D_{50}	mean effective diameter
e	void ratio
G_0	initial shear modulus
q_u	unconfined compressive strength
R^2	coefficient of determination
t	travel time of shear wave through sample
V_s	velocity of shear wave
V_s^{vh}	shear wave velocity propagated vertically and polarised horizontally
γ_d	dry unit weight
η	porosity
η/C_{iv}	porosity/cement ratio
$\eta/(C_{iv})^{\text{exponent}}$	adjusted porosity/cement ratio

REFERENCES

ASTM (1993). *Standard classification of soils for engineering purposes*, ASTM D 2487-93. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM (2006). *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil*, ASTM D 2166-06. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM (2009). *Standard specification for Portland cement*, ASTM C 150-09. West Conshohocken, PA: ASTM International.

Brignoli, E. G. M., Gotti, M. & Stokoe, K. H. II (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotech. Test. J.* **19**, No. 4, 384–397.

BSI (1990). *British Standard methods of test: Soil for civil engineering purposes*, BS 1377. Milton Keynes: British Standards Institution.

Clayton, C. R. I. (2011). Stiffness at small strain: research and practice. *Géotechnique* **61**, No. 1, 5–37, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2011.61.1.5>.

Clayton, C. R. I., Priest, J. A. & Rees, E. V. L. (2010). The effects of hydrate cement on the stiffness of some sands. *Géotechnique* **60**, No. 6, 435–445, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2010.60.6.435>.

Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C. & Rad, N. S. (1981). Cemented sands under static loading. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **107**, No. 6, 799–817.

Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L. & Heineck, K. S. (2007). Key parameters for strength control of artificially cemented soils. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **133**, No. 2, 197–205.

Consoli, N. C., Dalla Rosa, F. & Fonini, A. (2009). Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **135**, No. 12, 1846–1856.

Consoli, N. C., Cruz, R. C., Floss, M. F. & Festugato, L. (2010). Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **136**, No. 5, 759–763.

Consoli, N. C., Dalla Rosa, A., Corte, M. B., Lopes, L. S. Jr & Consoli, B. S. (2011). Porosity/cement ratio controlling strength of artificially cemented clays. *J. Mater. Civ. Engng ASCE* **28**, No. 8, 1249–1254.

Moore, R. K., Kennedy, T. W. & Hudson, W. R. (1970). Factors affecting the tensile strength of cement-treated materials. *Highway Res. Rec.*, no. 315, 64–80.

Rattley, M. J., Lehane, B. M., Consoli, N. C. & Richards, D. J. (2008). Uplift of shallow foundations with cement-stabilised backfill. *Proc. Instn Civ. Engrs – Ground Improvement* **161**, No. 2, 103–110.

Viggiani, G. & Atkinson, J. H. (1995). Stiffness of fine-grained soils at very small strains. *Géotechnique* **45**, No. 2, 249–265, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1995.45.2.249>.