



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Karina Almeida Vitor

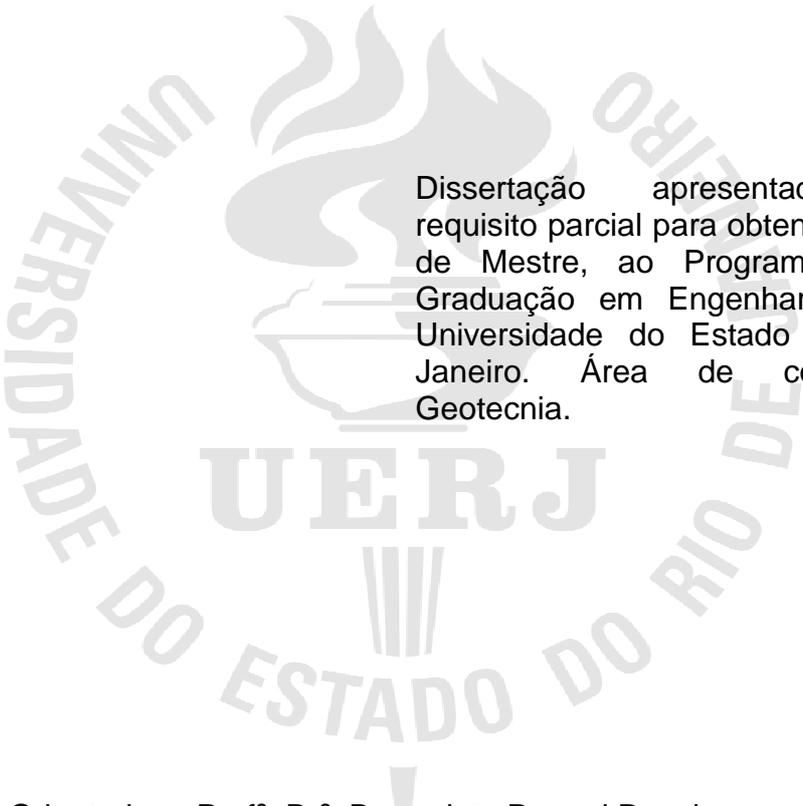
**Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS
comparado ao SIC.**

Rio de Janeiro

2012

Karina Almeida Vitor

**Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS
comparado ao SIC**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Bernadete Ragoni Danziger

Coorientadora: Prof^a. Dr^a. Denise Maria Soares Gerscovich

Rio de Janeiro

2012

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

V845 Vitor, Karina Almeida.
Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS
comparado ao SIC / Karina Almeida Vitor. – 2012.
156f.

Orientadora: Bernadete Ragoni Danziger.
Coorientadora: Denise Maria Gerscovich
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro,
Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Mecânica dos solos - Dissertações. I.
Danziger, Bernadete Ragoni. II. Universidade do Estado do Rio. III.
Título.

CDU 624.13

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Karina Almeida Vitor

**Verificação do desempenho do ensaio de adensamento
CRS comparado ao SIC**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 30 de novembro de 2012.

Banca Examinadora:

Prof^a. Dr^a. Bernadete Ragoni Danziger (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof^a. Dr^a. Denise Maria Gerscovich (Coorientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Pontifícia Universidade Católica do RJ - PUC-RIO

Prof. Dr. Ian Schumann Marques Martins
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ/COPPE

Rio de Janeiro

2012

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória: a Ele, toda honra, toda glória e todo louvor. Porque desde a antiguidade não se ouviu, nem com ouvidos se percebeu, nem com olhos se viu um Deus além de ti, que trabalha para aquele que nele espera.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente ao meu Deus por mais esta oportunidade: Que darei eu ao Senhor, por todos os benefícios que me tem feito?

Aos meus pais, Alice e Vicente, que em sua simplicidade me orientaram e percorreram o caminho comigo.

Ao meu amado Alex, que mais uma vez me impulsionou. Sem seu apoio, eu jamais teria conseguido.

À minha filha Amy: cada minuto longe de você parecia não ter fim. Como você mudou tanto neste período !!

Ao meu irmão Quévin: meu amigo verdadeiro. Com você torcendo por mim, não poderia dar errado.

À minha orientadora Prof^a Bernadete por sua paciência e generosidade. Tenho você como um exemplo de sabedoria e grandiosidade e isso vai muito além da relação de aluna e professora.

À minha orientadora Prof^a Denise por sua preciosa atenção e objetividade aos ensaios realizados.

Ao estimado professor Marcus Pacheco pelo incentivo e motivação durante todo o curso.

Ao Prof. Rogério Feijó e toda equipe de laboratório que trabalhou comigo: Adelino, Adriane, Raí, Raphael, Severino e Stephane. O tempo que passamos juntos será sempre lembrado.

Ao colega Maurício E. S. Andrade, na ocasião professor substituto da UERJ, pelo auxílio na montagem do equipamento.

À Mônica Moncada, engenheira do laboratório de Geotecnia da PUC Rio, pelo apoio na verificação e empréstimo de componentes dos equipamentos.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Ao meu pastor José Theodomiro de Freitas e à Primeira Igreja Batista em Pavuna pelas orações recebidas.

A melhor maneira que o homem dispõe para se aperfeiçoar é aproximar-se de Deus.

Pitágoras

RESUMO

Vitor, Karina A. *Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS comparado ao SIC*. 2012. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

A presente dissertação objetiva a verificação do desempenho dos ensaios do tipo CRS, com velocidade controlada, quando comparados aos ensaios de adensamento oedométricos convencionais, SIC. O ensaio SIC é executado em vários estágios de carga, cada qual com vinte e quatro horas de duração e razão unitária entre o incremento de tensão e a tensão anterior, requerendo um prazo total de cerca de 10 dias para sua execução. Já o ensaio de adensamento com velocidade controlada, CRS, tem sua duração bastante reduzida, o que levou diversos pesquisadores da área de Geotecnia a concentrarem esforços no estudo de seu desempenho, visando sua utilização mais ampla. Para este estudo foi adquirido equipamento da empresa Hogentogler Inc., designado por GeoStar. Sua instalação, montagem e calibração foram realizadas no Laboratório de Mecânica dos Solos. Foram executados ensaios em corpos de prova obtidos de amostras de caulim, preparadas em laboratório, e também em amostras de solos originários de dois depósitos de diferentes regiões no Estado do Rio de Janeiro: baixada de Jacarepaguá e Itaboraí. A dissertação procurou detalhar a execução dos ensaios, as dificuldades da interpretação das planilhas originadas pelo sistema de aquisição de dados, acoplado ao equipamento GeoStar, as mudanças efetuadas, as ocorrências não previstas, a análise e interpretação dos resultados e a comparação dos parâmetros obtidos com os ensaios SIC e CRS. Procurou-se estudar o efeito da velocidade de deformação, histórico de tensões, qualidade dos corpos de prova, parâmetros do ensaio, facilidade de execução e desempenho. Verificou-se a simplicidade, rapidez e o desempenho satisfatório do ensaio CRS. Sugere-se estender estudos semelhantes a outros locais e, principalmente, a amostras de qualidade superior, na expectativa de confirmar as conclusões detalhadas nesta pesquisa.

Palavras-chave: Adensamento; Argila; Compressibilidade; Ensaio de Laboratório.

ABSTRACT

This thesis aims to check the performance of the constant rate of strain consolidation test, CRS, compared to the conventional oedometer test, SIC. The SIC test is usually performed in several load stages with load increment of unity, each stage left on for 24hr. The test duration last nearly 10 days. On the other hand, the constant rate of strain consolidation test, CRS, is performed in a much shorter interval. This aspect led many geotechnical researchers to focus efforts in studying the CRS performance, aiming their wider use in practice. The CRS equipment called GeoStar of Hogentogler Inc. has been imported from EUA for the use in this research. Its installation, assembly and calibration have been carried out in the laboratory of Soil Mechanics. CRS and SIC tests have been performed in caulim specimens, molded in the laboratory, and also in soil samples from two deposits of different sites in Rio de Janeiro State: Jacarepaguá and Itaboraí. The author attempted to detail the tests procedures, the difficulties of interpreting the worksheets that come along with the data acquisition system, necessary changes made in the worksheets, the unforeseen events, analysis and interpretation of results and comparison of the parameters obtained with the SIC and CRS tests. The author studied the effect of strain rate, tension history, sample disturbance, test parameters, ease of execution and test performance. The simplicity, short duration and satisfactory performance of CRS tests have been observed. The author suggests the extension of the studies to other sites, and especially the extraction of higher quality samples, hoping to confirm the findings detailed in this research.

Keywords: Consolidation; Clay; Compressibility; Laboratory tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Deformação axial na ruptura, ϵ_f versus profundidade, Lunne (1997)	24
Figura 2 – Tensão de pré-adensamento com a profundidade, Lunne (1997)	25
Figura 3 – Curvas de compressão ϵ_v versus σ'_v ($10^{-6}s^{-1}$), Andrade (2009)	26
Figura 4 – Curvas c_v versus σ'_v , Andrade (2009)	27
Figura 5 – Tipos de ensaios de adensamento, Head (1986), segundo Carvalho (1989)	31
Figura 6 – Curvas de adensamento EOP e a 24 horas, Martins (2007)	33
Figura 7 – Faixa de valores de c_v da argila mole do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Ortigão, 1993; Spannenberg, 2003; Formigheri, 2003; Lima, 2007)	34
Figura 8 – Curvas de distribuição das poropressões hidrostáticas nos ensaios CRS e incremental, Carvalho et al (1993)	39
Figura 9 – Determinação de u_0 segundo Carvalho (1989) e Carvalho et al (1993) ...	41
Figura 10 – Evolução de u_b durante o ensaio, Carvalho et al (1993)	42
Figura 11 – Valores de u_b/σ_v , considerando corpos de prova de alturas diferentes nos ensaios CRS e incremental, Carvalho et al (1993)	48
Figura 12 – Valores de u_b/σ_v em ensaios CRS executados por Carvalho (1989) com velocidades diferentes	49
Figura 13 – Comparação das curvas σ'_v versus ϵ_v de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al (1993) na profundidade de 3 a 3,5m	50
Figura 14 – Comparação das curvas σ'_v versus ϵ_v de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al (1993) na profundidade de 5 a 5,5m	50
Figura 15 – Comparação de valores de coeficientes de adensamento obtidos em ensaios CRS, Carvalho et al (1993)	52
Figura 16 – Comparação dos valores de coeficientes de adensamento de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al (1993)	53
Figura 17 – Comparação dos valores de coeficientes de adensamento de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al (1993)	53
Figura 18 – Valores da razão u_b/σ_v nos ensaios CRS, Spannenberg (2003)	55
Figura 19 – Valores da velocidade de deformação em ensaios SIC, Spannenberg (2003)	57

Figura 20 – Valores de e/e_0 versus σ'_v em ensaios SIC, Spannenberg (2003).....	57
Figura 21 – Valores de e/e_0 versus σ'_v em ensaios SIC-01 e CRS, Spannenberg (2003)	58
Figura 22 – Variação de C_r e C_s com a velocidade de deformação, Spannenberg (2003)	60
Figura 23 – Variação de C_c com a velocidade de deformação, Spannenberg (2003)	60
Figura 24 – Variação de c_v com a tensão efetiva em ensaios SIC, Spannenberg (2003)	61
Figura 25 – Variação de c_v com a tensão efetiva em ensaios CRS, Spannenberg (2003)	62
Figura 26 – Curva granulométrica da mistura de 98% de caulim com 2% de bentonita, Almeida Netto (2006)	63
Figura 27 – Valores da razão de u_b/σ_v nos ensaios CRS, Almeida Netto (2006).	64
Figura 28 – Valores das velocidades finais (v_f) de deformação em ensaios SIC e SICu, Almeida Netto (2006).....	65
Figura 29 – Variação do índice de vazios com a tensão efetiva, Almeida Netto (2006)	65
Figura 30 – Equipamento de adensamento rápido Hogentogler GeoStar: vista geral (a) e seus componentes (b).....	71
Figura 31 – Periféricos e software que acompanham o equipamento GeoStar	71
Figura 32 – Problema detectado na obtenção da poropressão, software GeoStar ...	72
Figura 33 – Preparo da mistura de caulim e bentonita com adição de água destilada	74
Figura 34 – Amostra do solo natural de Jacarepaguá.....	75
Figura 35 – Localização do Comperj.....	76
Figura 36 – Amostra extraída em bloco (a) e corpo de prova (b) do solo natural de Itaboraí	76
Figura 37 – Mistura caulim-bentonita	77
Figura 38 – Equipamento utilizado na aplicação de tensão confinante na mistura caulim-bentonita	78
Figura 39 – Curva variação de volume versus tempo (mistura caulim-bentonita).	79
Figura 40 – Mistura caulim-bentonita após adensamento hidrostático.....	79

Figura 41 – Preparação do corpo de prova com cravação de anel (mistura caulim-bentonita).	80
Figura 42 – Corte do tubo Shelby para extração dos corpos de prova (solo natural de Jacarepaguá)	80
Figura 43 – Moldagem do corpo de prova (solo de Jacarepaguá)	81
Figura 44 – Moldagem do corpo de prova (solo de Itaboraí).....	81
Figura 45 – Equipamento tipo Bishop para ensaio de adensamento incremental.....	82
Figura 46 – Curva granulométrica do caulim.....	85
Figura 47 – Valores de u_b/σ_v para ensaios CRS com velocidades de deformação diferentes (caulim)	87
Figura 48 – Valores de u_b (carregamento e descarregamento) para ensaios CRS com velocidades de deformação diferentes (caulim).....	88
Figura 49 – Valores de u_b versus OCR durante a fase de descarregamento para os ensaios CRS (caulim).....	89
Figura 50 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC e CRS (caulim).....	90
Figura 51 – Metodologia de cálculo do instante final do adensamento primário, exemplo do Estágio 2, ensaio SIC01 (caulim).....	91
Figura 52 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 e SIC03 (Final do Primário e 24 horas), CRS _{12%/h} e CRS _{16%/h} (caulim)	92
Figura 53 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim)	95
Figura 54 – Valores de c_v (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS _{16%/h} (caulim).....	97
Figura 55 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim).....	98
Figura 56 – Valores de m_v (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS _{16%/h} (caulim).....	99
Figura 57 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim)	100
Figura 58 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim)	101
Figura 59 – Valores de k (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS _{16%/h} (caulim).....	102
Figura 60 – Solo Jacarepaguá: Shelbies recebidos com muitas conchas (a), (b), (c). Corpo de prova não ensaiado face ao tamanho significativo da concha presente (d).....	103

Figura 61 – Curva granulométrica AM-5 (solo de Jacarepaguá).....	104
Figura 62 – Curva granulométrica AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	104
Figura 63 – Solo de Jacarepaguá: corpos de prova oriundos da estufa (a) e (b)....	106
Figura 64 – Solo ensaiado por Baroni (2010) (a) e solo ensaiado na presente dissertação (b).....	108
Figura 65 – Valores de u_b/σ_v para os ensaios $CRS_{7\%/h}$ do AM-5 e $CRS_{5\%/h}$ do AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	109
Figura 66 – Valores de u_b (carregamento e descarregamento) para os ensaios $CRS_{7\%/h}$ do AM-5 e $CRS_{5\%/h}$ do AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	110
Figura 67 – Solo de Jacarepaguá: corpo de prova $CRS_{5\%/h}$ do AM-8 (a) e (b).	110
Figura 68 – Valores de u_b versus OCR para os ensaios $CRS_{7\%/h}$ do AM-5 e $CRS_{5\%/h}$ do AM-8 durante a fase de descarregamento (solo de Jacarepaguá)....	111
Figura 69 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 e $CRS_{7\%/h}$ referentes ao AM-5 (solo de Jacarepaguá). .	112
Figura 70 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 e $CRS_{5\%/h}$ referentes ao AM-8 (solo de Jacarepaguá). ...	112
Figura 71 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 (Final do Primário e 24 horas) e $CRS_{7\%/h}$ (solo de Jacarepaguá).....	113
Figura 72 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 (Final do Primário e 24 horas) e $CRS_{5\%/h}$ (solo de Jacarepaguá).....	114
Figura 73 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC01 e $CRS_{7\%/h}$ para AM-5 (solo de Jacarepaguá).....	119
Figura 74 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC01 e $CRS_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	119
Figura 75 – Valores de c_v (linear e não linear) encontrados no ensaio $CRS_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá)	121
Figura 76 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC01 e $CRS_{7\%/h}$ para AM-5 (solo de Jacarepaguá).....	122
Figura 77 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC01 e $CRS_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	122
Figura 78 – Valores de m_v (linear e não linear) encontrados no ensaio $CRS_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá)	123

Figura 79 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{7%/h} para AM-5 (solo de Jacarepaguá).....	124
Figura 80 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	124
Figura 81 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{7%/h} para AM-5 (solo de Jacarepaguá).....	125
Figura 82 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).....	125
Figura 83 – Valores de k (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS _{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).	126
Figura 84 – Curva granulométrica do solo natural de Itaboraí.....	127
Figura 85 – Valores de u_b/σ_v para o ensaio CRS _{5%/h} (solo de Itaboraí).....	129
Figura 86 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva no ensaio SIC e CRS (solo de Itaboraí)	130
Figura 87 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 (Final do Primário e 24 horas), CRS _{5%/h} , CRS _{3%/h} e CRS _{1%/h} (solo de Itaboraí)	131
Figura 88 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{5%/h} (solo de Itaboraí)	147
Figura 89 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{5%/h} (solo de Itaboraí)	148
Figura 90 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{5%/h} (solo de Itaboraí).....	149
Figura 91 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC01 e CRS _{5%/h} (solo de Itaboraí)	150
Figura 92 – Desvio da deformação em relação à média multiplicada por T_v em função da profundidade para diversos T_v (Wissa,1971)	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Critério proposto para a avaliação do amolgamento do corpo de prova, Lunne (1997)	29
Tabela 2 – Critério proposto para a avaliação do amolgamento do corpo de prova, Coutinho (2007).....	29
Tabela 3 – Critério proposto para a avaliação do corpo de prova, Andrade (2009) ..	30
Tabela 4 – Velocidade para CRS em função do limite de liquidez (ASTM, 1982)....	38
Tabela 5 – Ensaio de adensamento com velocidades controladas realizados por Carvalho (1989).....	44
Tabela 6 – Valores estimados e medidos de u_b/σ_v , Carvalho et al. (1993)	45
Tabela 7 – Valores estimados e medidos de u_b/σ_v , Carvalho et al. (1993)	46
Tabela 8 – Valores estimados e medidos de u_b/σ_v , Carvalho et al. (1993).	47
Tabela 9 – Determinação da tensão de pré-adensamento (método de Casagrande), Carvalho et al. (1993).....	51
Tabela 10 – Velocidades dos ensaios CRS, Spannenberg (2003).....	54
Tabela 11 – Velocidades dos ensaios SIC, Spannenberg (2003).	56
Tabela 12 – Valores de tensão de pré-adensamento e OCR, Spannenberg (2003)..	59
Tabela 13 – Valores dos índices C_r , C_c e C_s , Almeida Netto (2006).....	66
Tabela 14 – Quantitativo de ensaios de adensamento	82
Tabela 15 – Resumo dos ensaios de caracterização do caulim.....	86
Tabela 16 – Qualidade dos corpos de prova ensaiados do caulim	93
Tabela 17 – Parâmetros obtidos dos ensaios SIC e CRS do caulim.....	94
Tabela 18 – Período de realização dos ensaios SIC e CRS referentes ao caulim....	96
Tabela 19 – Resumo dos ensaios de caracterização para o AM-5	105
Tabela 20 – Resumo dos ensaios de caracterização para o AM-8	106
Tabela 21 – Resumo dos ensaios de caracterização encontrados por Baroni (2010).	107
Tabela 22 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC do solo natural de Jacarepaguá.....	115

Tabela 23 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios CRS do solo natural de Jacarepaguá.....	115
Tabela 24 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC ensaiados por Baroni (2010).....	116
Tabela 25 – Parâmetros obtidos dos ensaios SIC e CRS para AM-5.	117
Tabela 26 – Parâmetros obtidos dos ensaios SIC e CRS para AM-8.	117
Tabela 27 – Parâmetros reportados por Baroni (2010).....	118
Tabela 28 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização para o solo natural de Itaboraí.	128
Tabela 29 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC e CRS _{5%/h} do solo natural de Itaboraí	132
Tabela 30 – Planilha referente à parte do ensaio CRS _{12%/h} da amostra de caulim..	142
Tabela 31 – Planilha referente à parte do ensaio CRS _{12%/h} da amostra de caulim..	144
Tabela 32 – Cálculo da velocidade de cada estágio do ensaio SIC03 - Caulim.....	145
Tabela 33 – Cálculo da velocidade de cada estágio do ensaio AM-8 SIC01	146
Tabela 34 – Cálculo da velocidade de cada estágio do ensaio SIC01 do solo natural de Itaboraí	146

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing Materials
CF	Clay Fraction
Comperj	Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro
CRS	Constant Rate of Strain
EOP	End Of Primary
FAPERJ	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro
MIT	Massachusetts Institute of Technology
NBR	Norma Brasileira
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
OCR	Razão de pré-adensamento (Over Consolidation Ratio)
PUC Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
PVC	Cloreto de polivinila
Reduc	Refinaria Duque de Caxias
SIC	Standart Incremental Consolidation
SICu	Ensaio de adensamento com uma face drenante

LISTA DE SÍMBOLOS

av	Coeficiente de compressibilidade
Cc	Índice de compressão virgem
Cr	Índice de recompressão
Cs	Índice de expansão
C α	Coeficiente de compressão secundária
cv	Coeficiente de adensamento
D	Módulo oedométrico
e	Índice de vazios
e ₀	Índice de vazios inicial
e ₁₀₀	Índice de vazios do fim do adensamento primário
ecampo	Índice de vazios de campo
ef	Índice de vazios final
E	Módulo de deformabilidade
G _s	Densidade real dos grãos
H	Altura
H _{co}	Altura do corpo de prova do ensaio SIC
H _{cr}	Altura do corpo de prova do ensaio CRS
i	Gradiente hidráulico
IP	Índice de plasticidade
k	Coeficiente de permeabilidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Módulo de deformabilidade unidimensional
mv	Coeficiente de variação volumétrica
r	Taxa de deformação específica
S ₀	Grau de Saturação inicial
Su	Resistência ao cisalhamento não drenada
t	Tempo
t ₁₀₀	Tempo referente ao término (100%) do adensamento primário
Tv	Fator tempo

u	Poropressão
u_b	Poropressão na base
U	Grau de adensamento
\bar{U}	Grau de adensamento médio
v	Velocidade de deformação do corpo de prova
v_f	Velocidade de deformação no final do estágio no tempo 24h
v_{100}	Velocidade de deformação no tempo no final do adensamento primário
w	Teor de umidade
w_0	Teor de umidade inicial
z	Variável que indica a distância da fronteira drenante
β	Velocidade de deformação normalizada
β_d	Velocidade de deformação normalizada na face drenada
β_u	Velocidade de deformação normalizada na face não drenada
Δe	Variação do índice de vazios
Δh	Variação da altura
$\Delta \sigma$	Variação da tensão total
ϵ_a	Deformação axial
ϵ_{af}	Deformação axial na ruptura
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϵ_{vo}	Mudança do volume dos vazios em relação ao volume total
γ	Peso específico total natural
γ_w	Peso específico da água
σ_v	Tensão total vertical
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento
σ'_{vo}	Tensão efetiva vertical inicial

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	20
1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
1.1	Qualidade dos corpos de prova	23
1.2	Tipos de ensaios de adensamento	30
1.2.1	<u>Ensaio de adensamento incremental (SIC)</u>	32
1.2.2	<u>Ensaio de adensamento com velocidade constante de deformação (CRS)</u>	36
1.2.2.1	Critérios para determinação da velocidade de ensaio	37
1.3	Resultados comparativos entre os ensaios SIC e CRS	43
1.3.1	<u>Resultados de Carvalho (1989)</u>	43
1.3.2	<u>Resultados de Spannenbeg (2003)</u>	54
1.3.3	<u>Resultados de Almeida Netto (2006)</u>	62
1.3.4	<u>Resultados de Siang (2006)</u>	66
2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	70
2.1	Montagem do equipamento de adensamento CRS	70
2.2	Descrição dos materiais ensaiados	73
2.3	Caracterização geotécnica	76
2.4	Preparação dos corpos de prova para os ensaios de adensamento	77
2.5	Ensaio de adensamento	82
2.5.1	<u>Ensaio de adensamento incremental (SIC)</u>	82
2.5.2	<u>Ensaio de adensamento com velocidade constante de deformação(CRS)</u>	83
3	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	85
3.1	Amostra de Caulim-Bentonita	85
3.1.1	<u>Caracterização geotécnica</u>	85
3.1.2	<u>Velocidade de deformação</u>	87
3.1.3	<u>Histórico de tensões</u>	89
3.1.4	<u>Qualidade dos corpos de prova</u>	92
3.1.5	<u>Índices de compressibilidade</u>	94
3.1.6	<u>Coeficiente de adensamento vertical c_v</u>	95
3.1.7	<u>Coeficiente de variação volumétrica m_v</u>	98
3.1.8	<u>Coeficiente de compressibilidade a_v</u>	99
3.1.9	<u>Coeficiente de permeabilidade k</u>	100

3.2	Solo natural de Jacarepaguá	102
3.2.1	<u>Caracterização geotécnica</u>	103
3.2.2	<u>Velocidade de deformação</u>	108
3.2.3	<u>Histórico de tensões</u>	111
3.2.4	<u>Qualidade dos corpos de prova</u>	114
3.2.5	<u>Índices de compressibilidade</u>	117
3.2.6	<u>Coeficiente de adensamento vertical c_v</u>	118
3.2.7	<u>Coeficiente de variação volumétrica m_v</u>	121
3.2.8	<u>Coeficiente de compressibilidade a_v</u>	123
3.2.9	<u>Coeficiente de permeabilidade k</u>	125
3.3	Solo natural de Itaboraí	126
3.3.1	<u>Caracterização geotécnica</u>	127
3.3.2	<u>Velocidade de deformação</u>	128
3.3.3	<u>Histórico de tensões</u>	129
3.3.4	<u>Qualidade dos corpos de prova</u>	131
4	CONCLUSÃO	133
4.1	Sugestões para pesquisas futuras	136
	REFERÊNCIAS	137
	APÊNDICE A – Planilha em Excel gerada pelo programa GeoStar.....	141
	APÊNDICE B – Planilha em Excel modificada pela autora	143
	APÊNDICE C – Cálculo da velocidade de deformação empregada nos ensaios de adensamento CRS	145
	APÊNDICE D – Coeficientes de compressibilidade dos ensaios SIC e CRS realizados no solo natural de Itaboraí.....	147
	ANEXO A – Análise teórica do ensaio de adensamento com velocidade constante de deformação	151

INTRODUÇÃO

A ocupação urbana no Brasil tem se desenvolvido em áreas litorâneas, onde ocorrem depósitos de grande espessura, aluvionares marinhos, constituídos de argilas (em geral orgânicas), muito moles a moles, de idade geológica recente (quaternárias).

Estes depósitos argilosos apresentam muito baixa consistência, tendo se formado (e continuam se formando) em antigas baías ou enseadas, através de restingas e/ou foz (delta) dos rios, dando origem aos pântanos e alagadiços litorâneos, sujeitos à ação intermitente das marés.

Exemplos mais significativos destes solos, no território brasileiro, são os existentes na Baixada Fluminense, na Baixada Santista, na Foz do Guáiba, nos Alagados de Recife e Salvador, na Baixada de São Luiz, no Maranhão, entre outros.

Na cidade do Rio de Janeiro, uma diversidade de obras, de diferentes naturezas, vêm sendo construídas nestas áreas de solo extremamente compressível. Experiência relevante tem sido obtida na região de Sarapuí desde a década de 70, sendo este cenário um dos mais estudados em pesquisas científicas em nossa cidade. Mais recentemente, uma série de obras tem sido implantada na Zona Oeste do Rio de Janeiro, em especial na Barra da Tijuca, onde a ocupação urbana tem se desenvolvido de forma mais intensa.

Os ensaios que fornecem as características de compressibilidade destes depósitos de baixa consistência são os ensaios de adensamento oedométrico convencionais, ou ainda, Standard Incremental Consolidation (SIC), e os ensaios de adensamento com velocidade controlada, ou Constant Rate of Strain (CRS).

O ensaio de adensamento oedométrico incremental é executado em vários estágios de carga, cada qual com vinte e quatro horas de duração e razão unitária entre o incremento de tensão e a tensão anterior, requerendo um prazo total de cerca de 10 dias para sua execução (este prazo pode ser reduzido caso sejam feitos carregamentos até o fim do adensamento primário). Já o ensaio de adensamento

com velocidade controlada tem sua duração bastante reduzida, o que levou diversos pesquisadores da área de Geotecnia a concentrarem esforços no estudo de seu desempenho, visando sua utilização mais ampla na prática da engenharia.

Objetivos

A presente dissertação tem por objetivo contribuir para o estudo da compressibilidade de depósitos de baixa consistência, especialmente na determinação de parâmetros para a previsão dos recalques por adensamento.

São analisados e comparados resultados de ensaios do tipo SIC e CRS em três tipos de solos a diferentes velocidades. Numa primeira campanha os ensaios foram realizados em amostras remoldadas em laboratório. Em uma segunda campanha, foram realizados ensaios em amostras indeformadas obtidas de depósito argiloso de baixa consistência, originário de uma obra na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, e o mesmo se deu em uma terceira campanha em amostras obtidas de uma obra na área de Itaboraí.

Os ensaios em material remoldado em laboratório tiveram por objetivo o teste do equipamento, uma vez que esta foi sua primeira utilização. Procurou-se seguir o procedimento inicialmente conduzido por Almeida Netto (2006).

Após a verificação do equipamento com os ensaios anteriores, foram realizados os ensaios nos solos naturais de Jacarepaguá e de Itaboraí no Rio de Janeiro.

O objetivo da presente dissertação foi a montagem e operação do equipamento recentemente adquirido, sua calibração, bem como a execução e interpretação de ensaios realizados através dos dois procedimentos, SIC e CRS. Procurou-se, também, observar e interpretar resultados dos ensaios CRS realizados com diferentes velocidades, bem como confrontá-los com resultados de ensaios publicados previamente, realizados nas proximidades.

Descrição dos capítulos

Após esta introdução, apresenta-se no capítulo 1 a revisão bibliográfica. Neste capítulo serão abordados aspectos relativos à qualidade dos corpos de prova, a interpretação do ensaio de adensamento incremental, os critérios usualmente empregados na seleção da velocidade de execução dos ensaios CRS, bem como resumidos os resultados mais relevantes das pesquisas desenvolvidas recentemente no tema.

O capítulo 2 detalha o programa experimental elaborado neste trabalho, tanto para os ensaios nas amostras remoldadas no laboratório, como nas amostras obtidas através de amostragem do solo natural da Zona Oeste e de Itaboraí no estado do Rio de Janeiro. São contemplados os ensaios de caracterização, a preparação das amostras para os ensaios de adensamento, a elaboração dos ensaios de adensamento do tipo incremental e os de velocidade controlada.

O capítulo 3 contempla a interpretação dos ensaios e a qualidade dos corpos de prova. São comparados os resultados dos ensaios SIC e CRS realizados em corpos de prova retirados da mesma amostra, resultados de ensaios CRS com diferentes velocidades, bem como confrontados seus resultados com aqueles observados em argilas sedimentares de baixa consistência de obras próximas.

O capítulo 4 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos e pesquisas neste campo.

Após a apresentação dos capítulos principais seguem as Referências, os Apêndices e os Anexos.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A construção sobre argila mole leva à necessidade de extração de amostras de boa qualidade para a execução de ensaios de laboratório, cuja qualidade e confiabilidade dos resultados estão ligadas a uma série de fatores.

Cuidados tomados durante a amostragem, a preparação da amostra e procedimentos recomendados nos ensaios devem ser cuidadosamente seguidos para se garantir uma maior acurácia em relação aos parâmetros obtidos.

Neste capítulo serão resumidos inicialmente alguns critérios recomendados por diversos pesquisadores para avaliação da qualidade dos corpos de prova. Em seguida serão discutidos os tipos de ensaios realizados nesta pesquisa e os critérios a serem observados por ocasião de sua execução. Serão resumidos também alguns resultados de pesquisas anteriores de forma a possibilitar uma melhor análise e interpretação dos resultados dos ensaios realizados na presente pesquisa.

1.1 Qualidade dos corpos de prova

Embora a maioria dos autores se refira à qualidade das amostras, optou-se no presente trabalho em chamar de qualidade do corpo de prova, como sugerido por Andrade (2009). De fato, este autor justifica sua escolha uma vez ser possível obter um corpo de prova de má qualidade a partir de uma amostra excelente, bastando para tal que não sejam usadas técnicas adequadas de moldagem.

Lunne et al.(1997) apresentaram um relato da experiência adquirida no Norwegian Geotechnical Institute (NGI), relativo à qualidade dos corpos de prova, procurando ilustrá-lo com resultados de ensaios realizados no campo experimental de Lierstranda, na cidade de Drammen, 35 km ao sul de Oslo. Neste local foram realizadas diversas campanhas de ensaios, utilizando-se diferentes técnicas de amostragem com blocos e amostras de 54, 75 e 95 mm de diâmetro.

A partir da análise dos resultados de todas as campanhas, com relação à qualidade dos corpos de prova, aqueles autores observaram os seguintes pontos:

- i) Há tendência do aumento da deformação volumétrica específica inicial ϵ_{vo} com a profundidade;
- ii) Quanto maior o diâmetro do amostrador, menor a variação da ϵ_{vo} ;
- iii) A ϵ_{vo} dos ensaios oedométricos é ligeiramente superior à ϵ_{vo} dos ensaios triaxiais face à diferença no procedimento de preparação do corpo de prova;
- iv) Perfis de S_u/σ'_{vo} indicaram redução à medida que o diâmetro do corpo de prova diminui;
- v) A deformação axial na ruptura, ϵ_{af} , reduz à medida que a qualidade do corpo de prova aumenta interferindo no módulo de deformabilidade, E;
- vi) Valores superiores da tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} , são encontrados para corpos de prova obtidos de amostras de melhor qualidade;
- vii) O valor do coeficiente de adensamento c_v tende a ser menor nas amostras de pior qualidade.

A Figura 1 confirma a experiência antiga de que a deformação axial na ruptura também aumenta com o amolgamento da amostra.

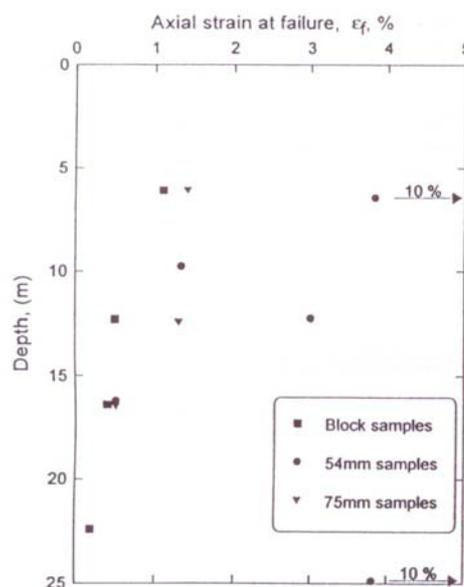


Figura 1 - Deformação axial na ruptura, ϵ_f versus profundidade, Lunne et al. (1997).

A Figura 2 ilustra a tensão de pré-adensamento com a profundidade. Lunne et al. (1997) salientam que geralmente a tensão de pré-adensamento de amostras

obtidas de pistão são inferiores, em cerca de 9%, daquelas obtidas de bloco. A tendência ilustrada na figura não é tão clara, uma vez que a tensão de pré-adensamento também varia com a velocidade de carregamento. O citado autor comenta que ensaios anteriores realizados no NGI em amostras da argila de Lierstranda com estágios de carregamento de 24 horas indicaram tensão de pré-adensamento de 15 a 20% inferiores àquelas obtidas em ensaios CRS.

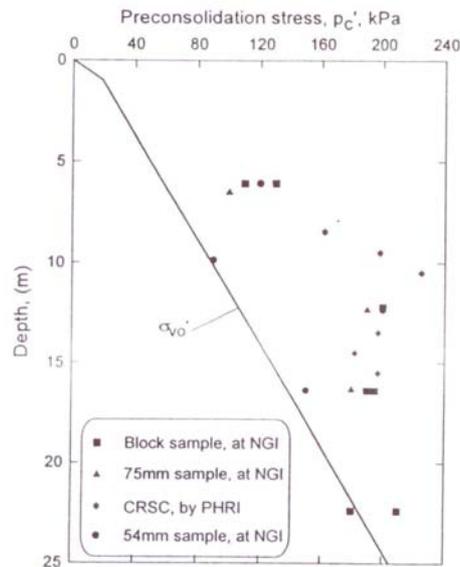


Figura 2 - Tensão de pré-adensamento com a profundidade, Lunne et al. (1997).

Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994), conforme relata Andrade (2009), também observaram os efeitos do amolgamento na curva de compressão e verificaram a diminuição da tensão de pré-adensamento com o amolgamento.

Em relação à velocidade de ensaio, Campos (2012) observou que velocidades de ensaio inferiores, no ensaio do tipo CRS, são mais adequadas para a determinação da tensão de pré-adensamento.

O coeficiente de adensamento da argila de Lierstranda, na faixa de tensões de σ'_{vo} a σ'_{vm} é inferior para amostras de pistão do que para amostras retiradas de bloco. Andrade (2009) também comenta que, para uma mesma tensão efetiva, o coeficiente de adensamento da amostra amolgada é sempre menor do que o valor obtido para um corpo de prova indeformado, sendo a diferença mais exacerbada no trecho de recompressão.

Andrade (2009) reporta ainda os efeitos do amolgamento na curva de compressão, em consonância com Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994), ilustrados na Figura 3, quais sejam:

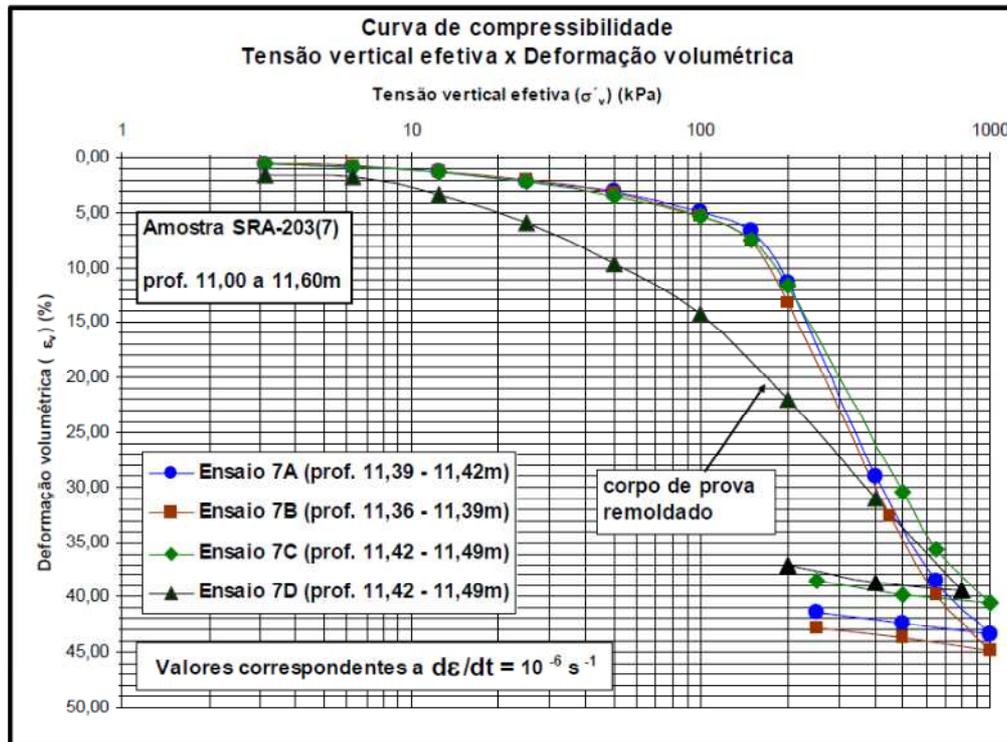


Figura 3 - Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$, Andrade (2009).

- i) Para um mesmo valor de tensão vertical efetiva o índice de vazios é sempre menor, se comparado ao índice de vazios de uma amostra de boa qualidade;
- ii) Diminuição do valor da tensão de pré-adensamento, com a perda de qualidade do corpo de prova;
- iii) Difícil definição do ponto de menor raio de curvatura e, conseqüentemente, determinação da tensão de pré-adensamento pelo processo de Casagrande;
- iv) Aumento da compressibilidade no trecho de recompressão (aumento de C_r);
- v) Diminuição da compressibilidade no domínio virgem (diminuição de C_c);
- vi) Retificação do trecho de compressão virgem.

Andrade (2009) também observa, na Figura 4, o efeito típico do amolgamento sobre a relação coeficiente de adensamento vertical (c_v) x tensão vertical efetiva (escala log). O amolgamento torna horizontal o gráfico da referida relação. Além disso, para uma mesma tensão efetiva o coeficiente de adensamento da amostra amolgada é sempre menor do que o valor obtido para um corpo de prova indeformado, como já comentado anteriormente. Observou ainda, a partir das Figuras 3 e 4 que, à medida que a tensão vertical efetiva vai aumentando, as curvas de compressão e de coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva (log) do corpo de prova amolgado se aproximam das curvas do corpo de prova indeformado. Isso se deve ao fato de que, à medida que a tensão vertical efetiva aumenta, o efeito do amolgamento vai sendo paulatinamente reduzido.

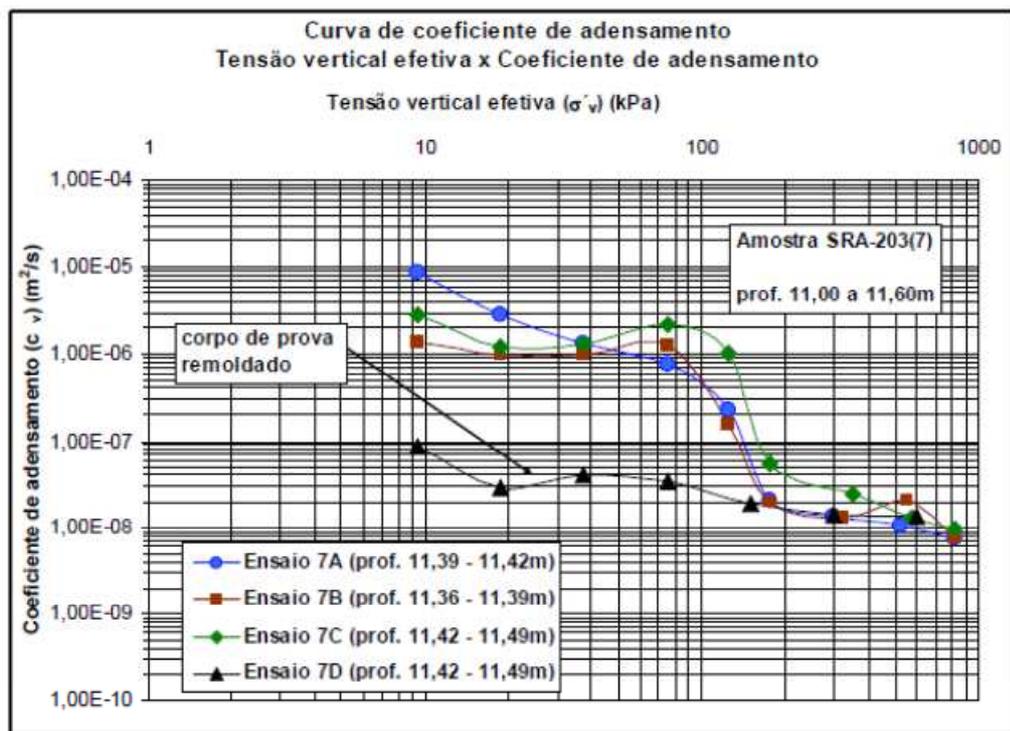


Figura 4 - Curvas c_v x σ'_v , Andrade (2009).

Após analisar os resultados dos ensaios efetuados no campo experimental em Lierstranda, tendo em vista a influência do amolgamento, Lunne et al. (1997) formaram sua base de dados para a concepção de um critério de quantificação do amolgamento de amostras. Os autores citaram ainda alguns requisitos quantitativos

de parâmetros a serem usados na avaliação do amolgamento de amostras. Tais parâmetros foram listados por Okumura (1971):

- i) De fácil determinação para condições perfeitamente indeformadas;
- ii) Variável com o amolgamento, independentemente da profundidade de extração, do nível de tensões e do tipo de solo;
- iii) Sensível a mudanças, face ao amolgamento;
- iv) Fácil de ser medido de forma acurada.

Embora muitos parâmetros discutidos sejam significativamente influenciados pelo amolgamento (por exemplo, S_u , ε_f , σ'_{vm} , c_v), Lunne et al. (1997) advertem não ser possível satisfazer ao requisito (i) acima, uma vez que é muito difícil saber qual o valor da variável para uma amostra ideal indeformada. Ressaltam ainda que as medidas $\Delta e/e_0$ (variação do índice de vazios dividido pelo índice de vazios inicial) ou ε_{vo} (mudança do volume dos vazios em relação ao volume total) são as mais práticas para a quantificação do amolgamento por serem as que satisfazem ao critério de Okumura de forma mais consistente. Além disso, para uma amostra ideal, $\Delta e/e_0$ ou ε_{vo} , devem ser próximos de zero. É razoável assumir que certa mudança no volume dos vazios tenha maior efeito negativo ao esqueleto sólido quanto menor for o índice de vazios inicial. Foi sugerido, então, o uso de $\Delta e/e_0$ ao invés de ε_{vo} para a quantificação do amolgamento do corpo de prova.

Os autores então propõem o critério para avaliação do amolgamento dos corpos de prova indicado na Tabela 1. Este critério é baseado na relação entre a diferença dos índices de vazios inicial da amostra e o índice de vazios correspondente à tensão efetiva vertical de campo observado no ensaio oedométrico.

Tabela 1 - Critério proposto para a avaliação do amolgamento do corpo de prova, Lunne (1997).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
1-2	<0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	>0,10

Além do critério de Lunne et al. (1997), foi proposto por Coutinho (2007) outro critério estabelecido para a avaliação da qualidade dos corpos de prova, indicado na Tabela 2.

Tabela 2 - Critério proposto para a avaliação do amolgamento do corpo de prova, Coutinho (2007).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
1-2,5	<0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	>0,14

A partir do critério anterior, Andrade (2009) sugeriu um maior número de subdivisões, visto que em seus ensaios muitos corpos de prova apresentavam valores de $\Delta e/e_0$ no limite entre duas categorias, critério este indicado na Tabela 3. De fato, o critério proposto, ao qual Andrade (2009) chama de critério de Coutinho modificado, baseou-se no fato de que, no critério de Coutinho (2007), o “topo” de uma classe não coincide com o “nível mais baixo” da classe consecutiva imediatamente superior.

Tabela 3 - Critério proposto para a avaliação do corpo de prova, Andrade (2009).

OCR	$\Delta e/e_0$					
	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Boa	Boa a Regular	Regular a Pobre	Pobre a Muito Pobre	Muito Pobre
1-2,5	<0,05	0,05–0,065	0,065–0,08	0,08–0,11	0,11–0,14	>0,14

1.2 Tipos de ensaios de adensamento

Carvalho (1989) e Carvalho et al. (1993) resumem, de forma bastante didática, a evolução dos diferentes ensaios de adensamento, justificando a proposição e evolução dos diferentes tipos de ensaios.

De fato, os autores citam que ao longo dos últimos anos, o ensaio de adensamento incremental tem sido uma ferramenta valiosa na determinação dos parâmetros de compressibilidade e evolução dos recalques com o tempo, sendo o longo período de duração do ensaio sua grande limitação. Tal fato motivou o desenvolvimento de novas modalidades de ensaios que reunissem características de rapidez e confiabilidade, incorporando técnicas modernas de aquisição e processamento de dados.

Novos métodos de execução dos ensaios foram reportados por Wissa et al. (1971) que ressaltaram o ensaio de gradiente controlado de Lowe et al. (1969), o ensaio com velocidade constante de deformação de Smith e Wahls (1969), bem como o ensaio de carregamento controlado proposto por Aboshi et al. (1970).

Wissa et al. (1971) esclarecem que a necessidade de superar as limitações do ensaio incremental e incorporar a possibilidade de melhor controle das variáveis nos ensaios, através dos avanços na instrumentação no laboratório, levaram ao desenvolvimento de um equipamento no MIT para ensaio com velocidade de deformação constante ou velocidade de carregamento constante.

Maiores detalhes sobre a interpretação e desempenho desses ensaios podem ser encontrados em Carvalho (1989). A Figura 5 apresenta, de forma esquemática,

diferentes padrões de carregamento de ensaios de adensamento com carregamento continuamente crescente com o tempo, incluindo também o procedimento incremental de aplicação de carga por incrementos, aqui designado como SIC.

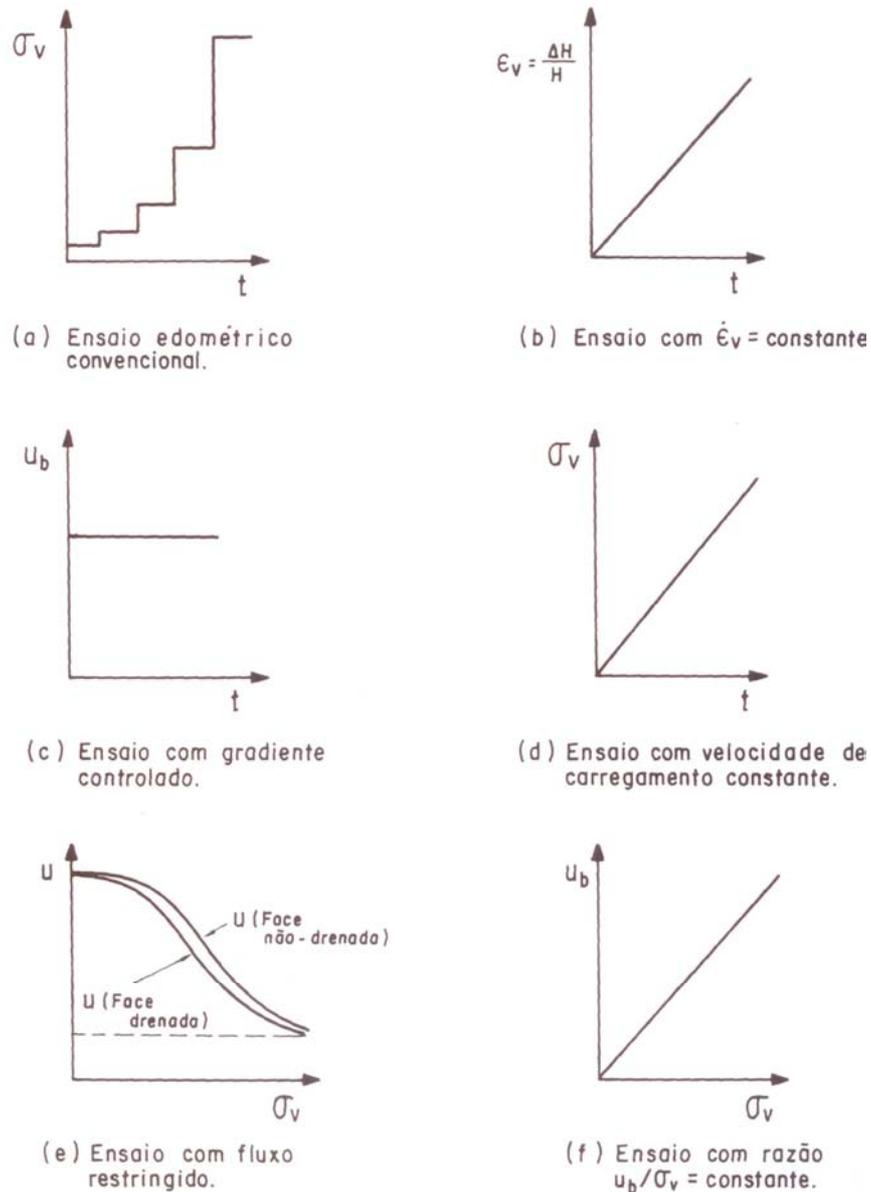


Figura 5 - Tipos de ensaios de adensamento, Head (1986), segundo Carvalho (1989).

Na presente dissertação serão comentados os ensaios do tipo incremental, denominado por SIC (Figura 5a), bem como o ensaio de deformação controlada,

CRS (Figura 5b), por serem os ensaios realizados e analisados na presente dissertação.

1.2.1 Ensaio de adensamento incremental (SIC)

O ensaio de adensamento com carregamento incremental (SIC) foi concebido por Terzaghi na década de 20, nos primórdios da Mecânica dos Solos. Este ensaio é considerado como convencional (ou “standard”) e, até hoje, é bastante utilizado na prática geotécnica. O ensaio foi padronizado por Taylor (1942) e consiste na aplicação instantânea de incrementos de carga axial sobre um corpo de prova cilíndrico confinado lateralmente por um anel metálico rígido.

Andrade (2009) salienta que os objetivos básicos de um ensaio de adensamento unidimensional são a determinação das condições iniciais de campo (e_0, σ'_{v0}), a curva de compressão oedométrica ($e \times \sigma'_v$) ou ($\varepsilon \times \sigma'_v$), o coeficiente de adensamento c_v e a tensão de pré-adensamento. O índice de vazios inicial do corpo de prova, e_0 , é obtido a partir dos índices físicos e o índice de vazios de campo, e_{campo} , é inferido na curva $e \times \sigma'_v$.

O corpo de prova é carregado em estágios sucessivos, durante os quais são observadas as deformações ao longo do tempo. O ensaio é composto de vários estágios de carregamento e descarregamento, tendo cada estágio uma duração de geralmente 24 horas, de acordo com a norma da ABNT NBR 12007:1990.

Alternativamente, é possível conduzir o ensaio impondo-se incrementos de carga ao final do adensamento primário, podendo-se também obter a curva conhecida por EOP (end of primary) em que os índices de vazios são àqueles correspondentes ao fim do adensamento primário. A adoção deste procedimento faz com que a duração do ensaio seja reduzida. Neste caso, observam-se pequenas diferenças na curva $e \times \log \sigma'_v$, como mostra a Figura 6.

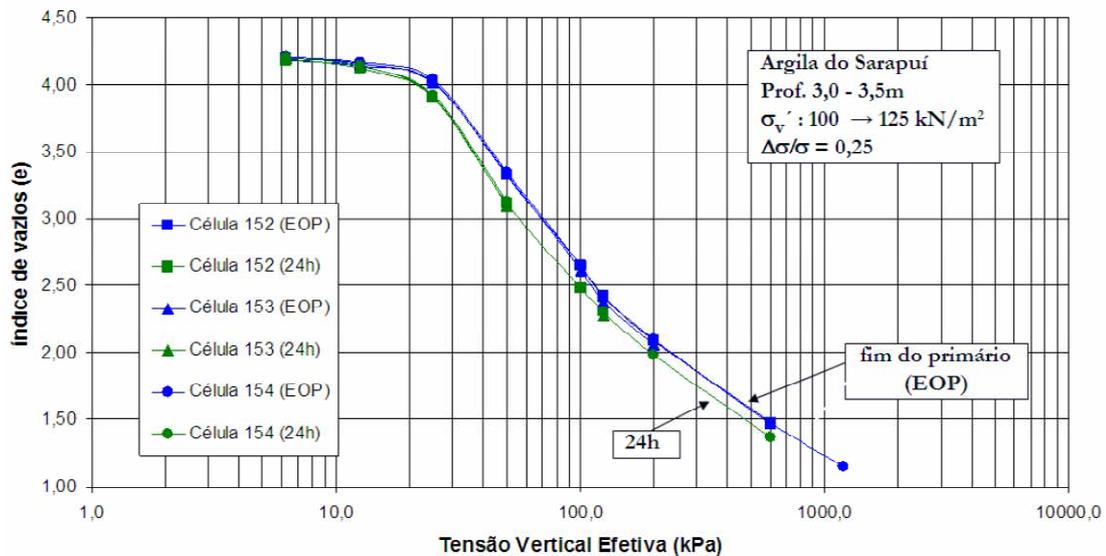


Figura 6 - Curvas de adensamento EOP e a 24 horas, Martins (2007).

Os parâmetros obtidos de um ensaio de adensamento no laboratório são: a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), e os parâmetros de deformabilidade: os índices de compressão (C_c , C_r , C_s), o coeficiente de compressão secundária (C_α), o coeficiente de adensamento (c_v), o coeficiente de compressibilidade (a_v), o coeficiente de permeabilidade (k) e o coeficiente de variação volumétrica (m_v).

A experiência tem mostrado (Ortigão, 1993; Spannenberg, 2003) que c_v é o parâmetro mais sujeito a incertezas quando da adoção da teoria do adensamento, para previsão da evolução dos recalques no campo. Um dos aspectos associados a esta diferença está no fato de que a imposição no ensaio de fluxo e de deformação unidimensional, dificilmente ocorre no campo. Os dois métodos tradicionalmente mais utilizados são os de Casagrande e Taylor, ambos desenvolvidos a partir de ajustes entre os resultados de ensaios e a teoria do adensamento de Terzaghi.

Os valores de c_v calculados pelos dois métodos não são iguais. Ortigão (1993) apresenta um exemplo didático e comparativo dos dois métodos no qual a diferença corresponde a aproximadamente 40%. O autor relata que isso ocorre comumente em argilas, já tendo sido verificadas diferenças de até 150% (Ladd, 1973, apud Ortigão, 1993).

Spannenberg (2003) comenta também que embora à primeira vista a influência do método de cálculo possa parecer significativa, seu efeito é menor do

que a dispersão do valor de c_v normalmente observada em ensaios oedométricos, como representado na Figura 7. Nesta figura apresenta-se a faixa de variação de c_v , para a argila do Rio de Janeiro, correspondente a mais de 100 ensaios oedométricos (Ortigão, 1993). Observa-se que para $\sigma'_v < 100$ kPa, região em que o material está pré-adensado, a dispersão de resultados é muito grande, entre 1,0 e 3,5 m^2/ano . Este comportamento já foi observado por Ladd (1971) em argilas levemente pré-adensadas, indicando que c_v decresce significativamente à medida que se aproxima da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}). Para tensões superiores a σ'_{vm} , trecho de compressão virgem, o valor de c_v mantém-se aproximadamente constante.

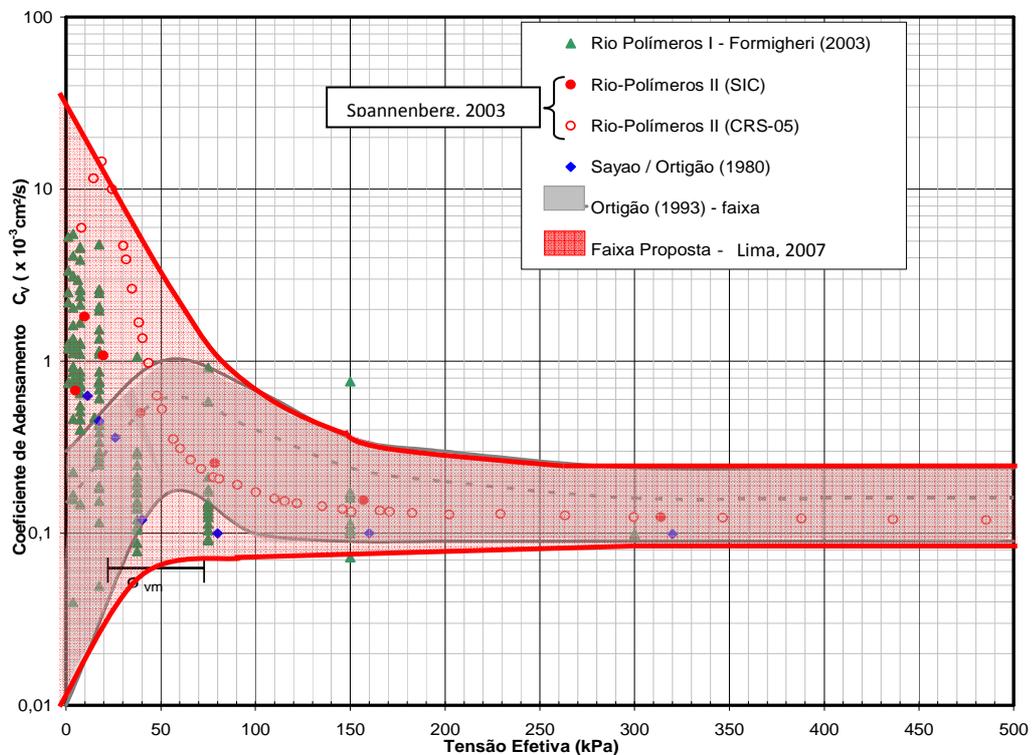


Figura 7 - Faixa de valores de c_v da argila mole do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Ortigão, 1993; Spannenberg, 2003; Formigheri, 2003; Lima, 2007).

Com relação à influência da deformabilidade do equipamento nos resultados dos ensaios oedométricos, Spannenberg (2003) relata que devido à configuração do equipamento, a deformação vertical que se mede num ensaio oedométrico não corresponde apenas à deformação do solo, incluindo também as deformações do papel filtro e da pedra porosa e os ajustes do conjunto do equipamento. Estas

deformações (do papel filtro e da pedra porosa) podem ser consideradas desprezíveis quando o solo apresenta elevada compressibilidade, como é o caso das argilas moles.

Uma série de vantagens e desvantagens do ensaio de adensamento incremental é ressaltada por Almeida Netto (2006).

Como vantagens:

- i) A utilização do equipamento é bastante simples, não exigindo um técnico altamente especializado para o seu manuseio, podendo prescindir de energia elétrica;
- ii) Há procedimentos práticos bem estabelecidos, tornando mais fácil a execução do ensaio e interpretação dos dados.

Como desvantagens:

- i) O método incremental exige um tempo excessivo de ensaio, usualmente da ordem de 7 a 8 dias, mas este tempo pode aumentar consideravelmente, quando ocorrem ciclos de carga e descarga, tornando o ensaio dispendioso (uma redução no tempo pode ser obtida se forem feitos carregamentos ao fim do adensamento primário);
- ii) Os pontos da curva tensão versus deformação são espaçados, dificultando uma definição precisa da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} . A utilização de uma razão de incremento de carga igual a 0,5, ao invés de 1,0, melhora a definição de σ'_{vm} , porém duplica o tempo total do ensaio (Almeida, 1998);
- iii) As deformações provenientes do adensamento secundário são variáveis nos diferentes estágios de carregamento e podem afetar a estimativa da tensão de pré-adensamento;
- iv) Ao ser executado com uma razão de incremento de carga unitária, o corpo de prova é submetido a carregamentos instantâneos e crescentes durante o transcorrer do ensaio, o que induz altos gradientes hidráulicos e uma distribuição acentuadamente não uniforme de poropressões.

1.2.2 Ensaio de adensamento com velocidade constante de deformação (CRS)

Dentre as diferentes modalidades possíveis de realização de ensaios de adensamento, o de adensamento com velocidade controlada, CRS, tem se tornado mais frequente. Este aspecto se explica pela simplicidade do mecanismo de transmissão de força ao corpo de prova.

O CRS consiste em aplicar ao corpo de prova um carregamento vertical com velocidade constante de deformação. A drenagem é permitida em apenas uma das faces do corpo de prova, em geral o topo. A outra face deve ser mantida sob condições não drenadas, de forma a possibilitar a medição das poropressões geradas pelo carregamento. Considerando-se uma distribuição de excesso poropressões parabólica ao longo da altura do corpo de prova, pode-se obter a tensão efetiva média em qualquer instante do ensaio.

Spannenberg (2003) salienta que a aplicação do carregamento vertical pode ser feita pela mesma prensa utilizada em ensaios triaxiais de deformação controlada. Assim sendo, bastam ajustes na célula de adensamento incremental de forma a controlar a drenagem, para possibilitar a execução do ensaio. São medidos nestes ensaios, de modo intermitente, os valores da tensão vertical total aplicada no topo (σ_v), a poropressão na base (u_b) e a variação da altura (Δh) do corpo de prova.

A principal vantagem do ensaio contínuo sobre o incremental é a diminuição do tempo necessário para a realização do ensaio. Enquanto um ensaio incremental tem duração de 10 a 15 dias, o ensaio contínuo pode requerer cerca de 1 dia para ser executado. Outra vantagem importante dos ensaios CRS é que com a aquisição contínua dos dados, a curva e versus $\log \sigma'_v$, é definida com um maior número de pontos melhorando a precisão na estimativa dos parâmetros de compressibilidade.

O desenvolvimento teórico proposto por Wissa et al. (1971), com alguns complementos introduzidos por Carvalho (1989) e detalhes implementados pela dissertação, serão apresentados no Anexo A.

1.2.2.1 Critérios para a determinação da velocidade de ensaio

A maior dificuldade associada à realização do ensaio CRS é a definição da velocidade adequada ao tipo de solo.

Carvalho et al. (1993) ressaltam que o limite superior da velocidade corresponde à condição de que não seja violada a distribuição parabólica suposta para as tensões efetivas ao longo do corpo de prova, enquanto o limite inferior se relaciona à necessidade da existência de um valor mínimo de poropressão na base (u_b) que permita acurácia na estimativa do cálculo de c_v e também com o fato de que o ensaio não deve se estender por um tempo igual ou superior ao do ensaio incremental.

De fato, Carvalho (1989) discute com detalhe o aspecto da velocidade do ensaio, argumentando que o ensaio com velocidade de deformação constante permite estudar como este parâmetro mantido invariável influencia as relações ε_v versus σ'_v . Considera ainda que há um limite superior para a velocidade, acima do qual as poropressões na base atingem valores elevados e suficientes para que haja um desvio considerável da hipótese de m_v constante e, por conseguinte, da distribuição parabólica da tensão efetiva ao longo da altura do corpo de prova. Isto ocorre porque sob altas velocidades, as variações de tensão num mesmo intervalo de tempo são maiores. Assim, o erro em se aproximar o trecho (arco) da curva ε_v versus σ'_v à corda torna-se tanto maior quanto mais elevada for a velocidade. Carvalho (1989) esclarece que a escolha da velocidade é uma tarefa em que devem ser levados em conta os objetivos do ensaio e as limitações teóricas impostas à análise dos resultados. Em outras palavras, o autor pondera que esse parâmetro deva ter um valor tal que a poropressão gerada na base esteja situada entre um mínimo, definido pela acurácia do respectivo transdutor e pela necessidade de obter coeficientes de adensamento realísticos e um máximo, determinado pelo limite a partir do qual as suposições admitidas para a relação ε_v versus σ'_v passam a ser questionáveis.

A norma ASTM (1982), que fixa procedimentos para ensaios CRS, indica valores de velocidade do ensaio em função do limite de liquidez do solo (Tabela 4). Esta norma determina que o valor da razão de poropressão (u_b/σ_v) deva estar entre

3% e 20%. Wissa et al. (1971), por outro lado, sugerem que, se o valor de u_b/σ_v for superior a 5%, a não uniformidade no corpo de prova pode ser excessiva. Cabe observar que, de acordo com esta tabela, para ensaiar a argila do Sarapuú segundo o critério da ASTM, o ensaio CRS teria a duração de mais de um ano.

Tabela 4 - Velocidade para CRS em função do limite de liquidez (ASTM, 1982).

Limite de Liquidez (%)	Velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) (s^{-1})	Velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) (%/h)
< 40	$6,67 \times 10^{-6}$	2,400
40 – 60	$1,67 \times 10^{-6}$	0,600
60 – 80	$6,67 \times 10^{-7}$	0,240
80 – 100	$1,67 \times 10^{-7}$	0,060
100 – 120	$6,67 \times 10^{-8}$	0,024
120 – 140	$1,67 \times 10^{-8}$	0,006

Como a razão u_b/σ_v está ligada à velocidade de deformação específica, Wissa et al. (1971) fixaram um intervalo de 2 a 5% para a relação u_b/σ_v , visando estabelecer um nível adequado de poropressão na base que permita obter a curva ϵ_v versus σ'_v e calcular c_v segundo padrões confiáveis. Os autores esclarecem que ao manter no ensaio um gradiente hidráulico baixo, as hipóteses admitidas na teoria se tornam mais adequadas ao comportamento do material. Estas recomendações fundamentam-se na comparação de valores de c_v calculados supondo relações lineares ou não lineares entre ϵ_v e σ'_v (ver Anexo A). Verificou-se, então, que para u_b/σ_v acima de 5% havia grande discrepância entre os resultados nas duas situações consideradas.

Após discorrer sobre uma série de recomendações propostas para seleção de velocidades a serem utilizadas nos ensaios CRS, Carvalho et al. (1993) apresentam uma proposta baseada na comparação entre as condições de adensamento existentes nos ensaios CRS e oedométrico incremental. Os autores sugeriram adotar, no CRS, a mesma velocidade com que se desloca o topo do corpo de prova submetido ao ensaio incremental quando se considera um dado grau de adensamento médio de um estágio de carregamento. Procedendo-se desta forma, os autores demonstraram ser possível se fixar previamente o valor da razão u_b/σ_v a

ser atingida no ensaio CRS. Os autores partem da premissa de que as deformações sejam infinitesimais e que k e m_v sejam constantes.

Carvalho et al. (1993) assumiram inicialmente, dois corpos de prova de altura H e uma face drenante com curvas de distribuição de poropressão apresentadas na Figura 8.

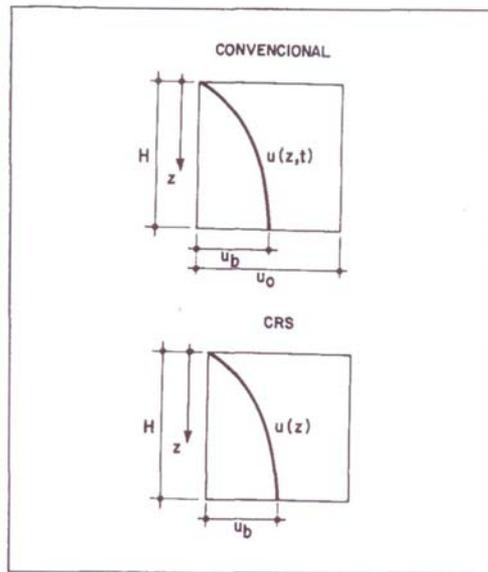


Figura 8 - Curvas de distribuição das poropressões hidrostáticas nos ensaios CRS e incremental, Carvalho et al. (1993).

As expressões que regem a distribuição de poropressão são indicadas abaixo, respectivamente, para o ensaio incremental, equação 1, e o CRS, equação 2.

$$u(z, t) = \sum_{n=0}^{\infty} \left(\frac{4u_0}{(2n+1)\pi} \sin(2n+1) \frac{\pi z}{2H} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) \quad (1)$$

$$u(z) = \frac{r\gamma_a H}{k} \left[z - \frac{z^2}{2H} \right] \quad (2)$$

Cabe observar que a distribuição da poropressão é função de duas variáveis, no ensaio incremental, variando apenas com a posição, no ensaio CRS.

A adoção de um mesmo valor de velocidade no topo do corpo de prova de ambos os ensaios resulta em mesmos gradientes hidráulicos no topo, uma vez que $v = rH = ki$. Assim, aplicando a condição de $\partial u/\partial z$, para $z=0$, nas duas equações anteriores e igualando-as chega-se a:

$$\frac{2u_0}{H} \sum_{n=0}^{\infty} \left(e^{\frac{-(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) = \frac{r\gamma_a H}{k} = \frac{2 \cdot u_b}{H} \quad (3)$$

A partir da expressão acima, determina-se o valor da velocidade do ensaio, rH , equação 4, compatível com a do ensaio incremental.

$$rH = \frac{2ku_0}{\gamma_a H} \sum_{n=0}^{\infty} \left(e^{\frac{-(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) \quad (4)$$

Com base na equação 2 e na expressão acima o valor da poropressão na base, u_b , segue:

$$u_b = \frac{r\gamma_a H^2}{8k} = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \left(e^{\frac{-(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) \quad (5)$$

Nos casos em que os corpos de prova dos ensaios CRS e incremental não têm a mesma altura, a expressão a ser utilizada para elevados valores de T_v , situação em que a série pode ser substituída por seu primeiro termo, é a seguinte:

$$u_b = \frac{r\gamma_a H_{cr}^2}{2k} = 4u_0 \frac{H_{cr}}{H_{co}} e^{\frac{-T_v \pi^2}{4}} \quad (6)$$

Onde H_{cr} e H_{co} são, respectivamente, as alturas dos corpos de prova dos ensaios CRS e incremental.

Procedimentos alternativos para a seleção da velocidade do ensaio CRS foram sugeridos por Carvalho et al. (1993):

- i) Para um valor predeterminado de u_b , a partir de um valor de T_v que satisfaça à equação 6, calcula-se o coeficiente de adensamento médio associado. Em seguida, determina-se a velocidade correspondente a este coeficiente de adensamento médio na curva leitura do

extensômetro x tempo do ensaio incremental. A velocidade assim encontrada é aquela a ser utilizada no ensaio CRS;

- ii) Medir a velocidade que corresponde a um certo grau de adensamento médio no ensaio incremental e usá-la no ensaio CRS. Com o valor de T_v associado, calcula-se o valor de u_b relacionado a esta velocidade.

Carvalho et al. (1993) ilustram ainda o método de cálculo do valor de u_0 a ser utilizado nas equações acima, reproduzido na Figura 9.

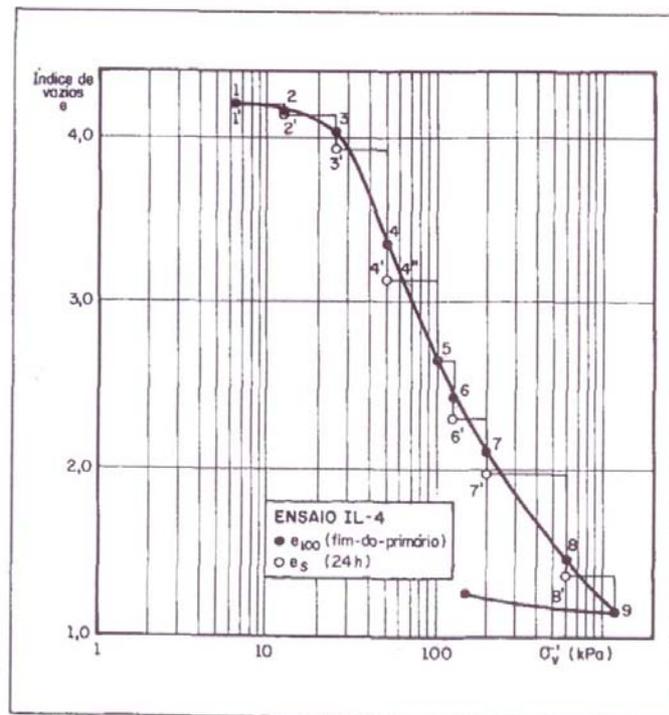


Figura 9 - Determinação de u_0 segundo Carvalho (1989), Carvalho et al. (1993).

Na figura 9 os autores representam os pontos 1 a 9, correspondentes aos índices de vazios do fim do primário (e_{100}), bem como os pontos 1' a 8' correspondentes aos índices de vazios do final de cada estágio (24 horas). Carvalho et al. (1993) recomendam que o valor de (e_{100}) seja calculado pelo método de Taylor, de forma a reduzir a influência da compressão secundária na determinação do fim do primário.

Os autores recomendam que para se proceder ao cálculo do u_0 em qualquer incremento de carga, o índice de vazios final e a tensão efetiva do incremento

anterior devem ser identificados. Se este ponto estiver sobre a curva $e_{100} \times \log \sigma'_v$, então u_0 é considerado igual ao próximo incremento de tensão total. Se este ponto estiver à esquerda da curva $e_{100} \times \log \sigma'_v$ - ou seja, a compressão secundária ocorreu no incremento anterior - então u_0 é tomado igual à parcela do próximo incremento de tensão vertical total que está à direita da curva $e_{100} \times \log \sigma'_v$. Este procedimento é ilustrado nos estágios 4-5 (50 a 100 kPa), cujo valor correto para u_0 é de 40 kPa, intervalo 4''-5, de 60 a 100 kPa. No intervalo 5-6 a Figura 9 indica que esta correção não é necessária.

Também argumentam que, em decorrência da equação 6 que explicita u_b , este valor deveria ser constante ao longo de todos os ensaios aos quais se aplicasse o critério de velocidade acima mencionado. Contudo, a Figura 10 indica que u_b cresce durante todo o ensaio. Os citados autores atribuem tal comportamento a não linearidade da relação ϵ_v versus σ'_v

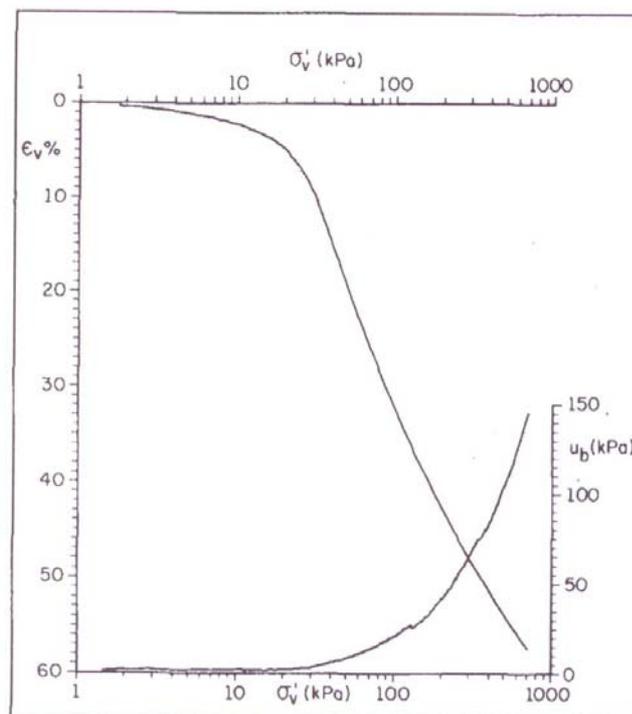


Figura 10 - Evolução de u_b durante o ensaio, Carvalho et al. (1993).

Carvalho et al. (1993) esclarecem ainda ser usual indicar a velocidade do ensaio CRS tomando por base o máximo valor esperado para a razão u_b/σ'_v ,

podendo se proceder, para isso, a substituição de u_0 na equação 6 pelo incremento de tensão total ($u_0 = \sigma_v - \sigma_0$) aplicado no estágio de referência do ensaio incremental, observando-se a regra proposta para determinação de u_0 , obtém-se a equação 7.

$$u_b = 4(\sigma_v - \sigma_0) \frac{H_{cr}}{H_{co}} e^{\frac{-T_v \pi^2}{4}} \quad (7)$$

Dividindo ambos os termos da equação acima por σ_v , obtém-se:

$$\frac{u_b}{\sigma_v} = 4 \left[1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_v} \right] \frac{H_{cr}}{H_{co}} e^{\frac{-T_v \pi^2}{4}} \quad (8)$$

Os autores concluem ressaltando que se deva esperar atingir um valor de u_b/σ_v dado pela equação anterior sempre que o ensaio CRS alcançar a tensão σ_v . Os autores afirmam que, na verdade, u_b geralmente aumenta durante o ensaio CRS e, como consequência, a razão u_b/σ_v permanece aproximadamente constante em todo o trecho normalmente adensado.

1.3 Resultados comparativos entre os ensaios SIC e CRS

1.3.1 Resultados de Carvalho (1989)

Os ensaios de Carvalho (1989) foram realizados em corpos de prova retirados de amostradores de parede fina com pistão estacionário de 125 mm de diâmetro interno, extraídos do depósito de Sarapuí, onde inúmeras pesquisas já foram realizadas.

Foram realizados sete ensaios de adensamento incremental (SIC) e seis ensaios de adensamento contínuo (CRS). Os ensaios CRS foram realizados em amostras extraídas na faixa de profundidade de 3,0 a 5,5 m conforme resumido na Tabela 5.

Tabela 5 - Ensaio de adensamento com velocidades controladas realizados por Carvalho (1989).

Ensaio	Prof. (m)	Velocidade de deformação específica (s^{-1})	Duração do ensaio (horas)
CR-3	4,0 – 4,5	$5,3 \times 10^{-6}$	25
CR-5	3,0 – 3,5	$5,3 \times 10^{-6}$	31
CR-6	3,0 – 3,5	$5,3 \times 10^{-6}$	31
CR-7	5,0 – 5,5	$5,3 \times 10^{-6}$	31
CR-8	5,0 – 5,5	$2,0 \times 10^{-6}$	79
CR-9	5,0 – 5,5	$1,0 \times 10^{-5}$	16

Carvalho et al. (1993) resumem os resultados dos ensaios, focando inicialmente os valores previstos e medidos de velocidade nos ensaios CRS através da determinação do valor de u_b/σ_v , apresentados nas Tabelas 6, 7 e 8.

Tabela 6 - Valores estimados e medidos de u_b/σ_v , Carvalho et al. (1993).

Tensão total σ_v (kPa)	Valores de u_b/σ_v estimados a partir da equação 8						Valores medidos	
	IL-2		IL-3		IL-4		CR-5	CR-6
	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	u_b/σ_v (%)	u_b/σ_v (%)
6,25 – 12,5	82	16	84,3	13,8	-	-	13,2	11,0
12,5 – 25	>100	0	98	2,4	97	3,2	9,7	15,0
25 – 50	95	7,8	96	7,0	93	13,4	14,2	18,7
50 – 100	93,7	11,7	95,8	7,8	>100	0	18,4	20,3
100 – 125	*	*	75	23,5	79,3	19,7	18,6	20,6
125 – 200	81	21,7	80	22,1	84,3	17,7	17,9	19,0

Nota *Não foi possível calcular devido às características do carregamento.

Tabela 7 - Valores estimados e medidos de u_b/σ_v , Carvalho et al. (1993).

Tensão total σ_v (kPa)	Valores de u_b/σ_v estimados a partir da equação 8				Valores medidos
	IL-5		IL-6		CR-7
	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	u_b/σ_v (%)
6,25 – 12,5	88,8	20,9	96,2	10,1	29
12,5 – 25	90,4	15,9	103	0	19
25 – 50	89,3	17,9	99	1,6	20,3
50 – 100	93,7	11,5	92,7	13	18,9
100 – 200	90,7	15,7	91,1	15	20,1
200 – 400	-	-	95,7	7	19,3
200 – 500	98,7	3	-	-	19

Tabela 8 - Valores estimados e medidos de u_b/σ_v , Carvalho et al. (1993).

Tensão total σ_v (kPa)	Valores de u_b/σ_v estimados a partir da equação 8				Valores medidos
	IL-5		IL-6		CR-9
	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	\bar{U} (%)	u_b/σ_v (%)	u_b/σ_v (%)
6,25 – 12,5	75	46,3	91,5	22,1	30,9
12,5 – 25	75,4	40,4	87,8	20,3	30,0
25 – 50	71,6	48	87,9	19,7	30,4
50 – 100	81,4	34,3	80,5	37,0	32,8
100 – 200	78,3	37,4	79,4	35,6	31,3
200 – 400	-	-	80,3	33,2	28,0
200 – 500	92,1	18,3	-	-	26,2

Os autores ressaltam que, uma vez que o critério proposto não contemplou a compressão secundária, era previsto um desvio entre os valores de u_b/σ_v medidos e calculados pela equação 8 sempre que a porcentagem de adensamento média, \bar{U} , estivesse acima de 90%. Nesta faixa de \bar{U} , a compressão secundária tem grande importância, e foi o que ocorreu com o ensaio CR-8. Os autores encontraram valores de u_b/σ_v de cerca de 10%, ao invés de valor tendendo a zero, conforme a equação previra.

Partindo da equação 8 e considerando que no ensaio incremental $\Delta\sigma/\sigma = 1$ ($\sigma_0/\sigma_v=0,5$) e que T_v é função única de \bar{U} , os autores apresentaram, para cada valor de H_{cr}/H_{co} um gráfico de $\bar{U} \times u_b/\sigma_v$, Figura 11.

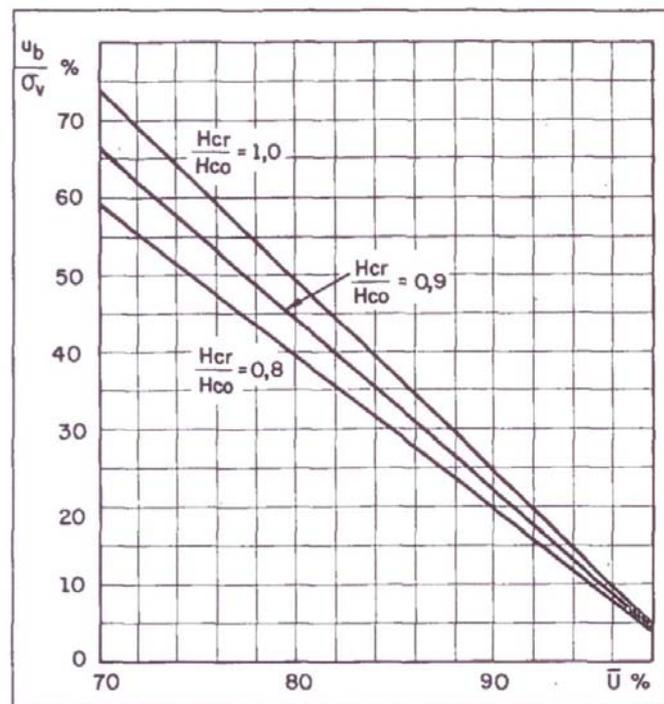


Figura 11 - Valores de u_b/σ_v , considerando corpos de prova de alturas diferentes nos ensaios CRS e incremental, Carvalho et al. (1993).

Também comentam que com a tendência atual de representar valores de fim do primário da relação $\epsilon_v \times \sigma'_v$, sugerem ser razoável a utilização, no ensaio CRS, de um valor de velocidade que reproduza o gráfico $\epsilon_v \times \sigma'_v$ obtido em ensaios convencionais para a condição de fim do primário. Por esta razão, as velocidades adotadas nos ensaios CRS não podem ser tão baixas que permitam uma considerável quantidade de compressão secundária. Além deste aspecto, os autores salientam que as poropressões hidrostáticas devem ser altas o suficiente para proporcionar uma determinação de c_v com acurácia.

Os autores alertam para o fato de que a faixa de 2 a 5% de u_b/σ_v recomendados por Wissa et al. (1971) corresponde a valores de U entre 97 e 99% nos ensaios convencionais. Tais valores são elevados, sendo grande, nesta faixa, a influência da compressão secundária. Os autores concluem, portanto, que os limites de 2 a 5% de u_b/σ_v são excessivamente baixos, sugerindo, assim, 10% como um limite inferior para a razão u_b/σ_v , correspondendo a um valor de U de cerca de 95%.

Os autores apresentam na Figura 12 os valores de u_b/σ_v medidos para o ensaio mais lento e o mais rápido. Naturalmente, como esperado, o ensaio mais rápido produziu a maior relação u_b/σ_v .

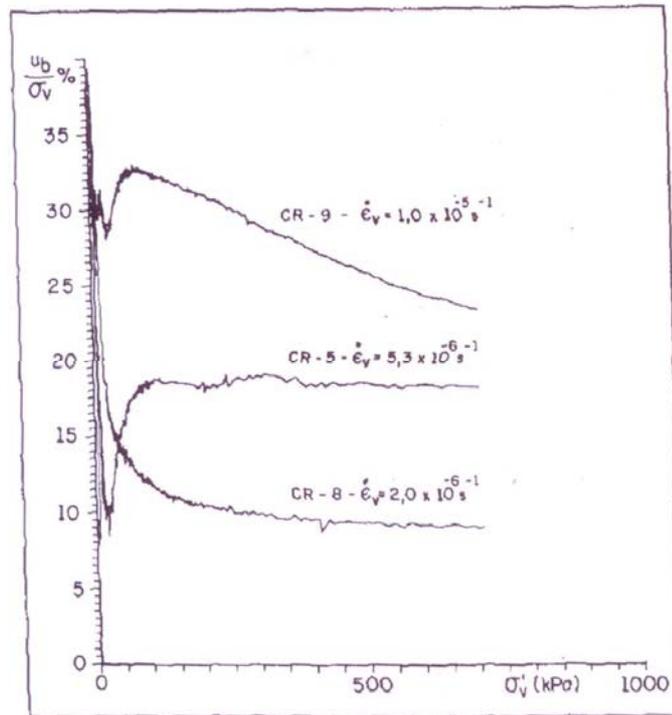


Figura 12 - Valores de u_b/σ_v em ensaios CRS executados por Carvalho (1989) com velocidades diferentes.

Embora os valores medidos de u_b/σ_v estejam fora da faixa proposta pela maioria dos autores, Carvalho et al. (1993) salientam que houve uma boa concordância entre os resultados dos ensaios CRS e convencionais, como mostrado a seguir. Em relação ainda à Figura 12, os autores verificaram que, uma vez ultrapassada a tensão de pré-adensamento, tanto u_b como σ_v experimentam um aumento acentuado, tornando a razão u_b/σ_v virtualmente constante.

Em relação aos resultados $\epsilon_v \times \sigma'_v$, os autores apresentaram na Figura 13 resultados de ensaios de corpos de prova obtidos na profundidade 3 a 3,5m, e na Figura 14 os obtidos na profundidade de 5 a 5,5m, ressaltando que os resultados dos ensaios SIC correspondem ao fim do primário obtido pelo método de Taylor.

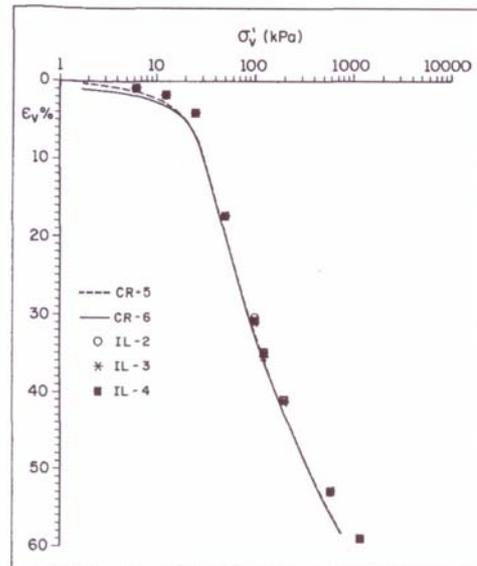


Figura 13 - Comparação das curvas σ'_v versus ϵ_v de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al (1993), na profundidade de 3 a 3,5 m.

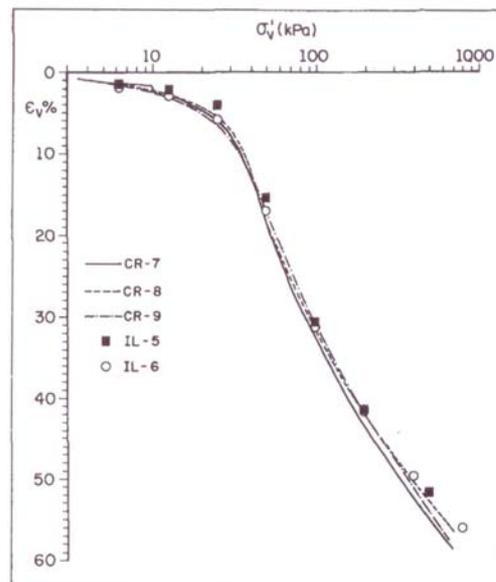


Figura 14 - Comparação das curvas σ'_v versus ϵ_v de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al. (1993), na profundidade de 5 a 5,5 m.

Os autores atestaram, pela comparação entre as Figuras 13 e 14, que a concordância entre os ensaios CRS e convencionais é muito boa. Mencionam ainda que na Figura 14 os três ensaios CRS exibem boa conformidade, a despeito das diferentes velocidades. Salientam ainda os autores que os resultados dos ensaios

realizados por Carvalho (1989) estão em consonância com aqueles realizados anteriormente por Coutinho (1976) e Ortigão (1980).

Os autores apresentam ainda, na Tabela 9 as tensões de pré-adensamento determinadas pelo método de Casagrande para os dois tipos de ensaio, onde verificaram, também, uma boa concordância.

Tabela 9 - Determinação da tensão de pré-adensamento (método de Casagrande), Carvalho et al. (1993).

Profundidade (m)	Tipo de ensaio	Tensão de pré-adensamento (kPa)
3,0 – 3,5	Ensaio Incremental IL-2	30
	Ensaio Incremental IL-3	28
	Ensaio Incremental IL-4	28
	Ensaio CRS -5	26
	Ensaio CRS -6	26
4,0 – 4,5	Ensaio Incremental IL-BL	38
	Ensaio Incremental IL-GR	38
	Ensaio CRS -3	38
5,0 – 5,5	Ensaio Incremental IL-5	32
	Ensaio Incremental IL-6	33
	Ensaio CRS -7	32
	Ensaio CRS -8	33
	Ensaio CRS -9	32

Em relação ao coeficiente de adensamento, Carvalho et al. (1993) computaram o seu valor, para o ensaio CRS, apenas na fase relativa ao regime permanente, utilizando as duas formas apresentadas por Wissa et al. (1971), quais sejam: uma supõe m_v constante (material linear) e a outra C_c constante (material não linear).

Na Figura 15 são mostrados os valores de c_v calculados pelos dois métodos para o ensaio CRS-6, podendo se notar não haver, basicamente, diferenças pelas duas hipóteses (linear e não linear), não obstante a razão u_b/σ_v tenha atingido 32% neste ensaio. Tais resultados não estão de acordo com o exposto por Wissa et al. (1971) que indicavam resultados equivalentes para razão u_b/σ_v inferior a 5%.

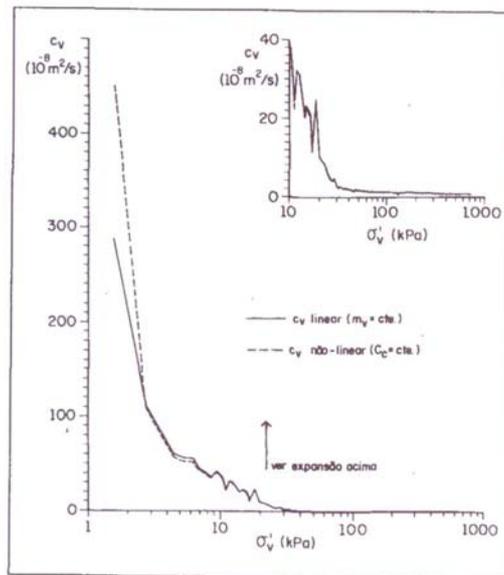


Figura 15 - Comparação de valores de coeficientes de adensamento obtidos em ensaios CRS, Carvalho et al. (1993).

Nas Figuras 16 e 17 os autores apresentam comparações entre os valores de c_v obtidos nos ensaios CRS e convencionais. Nestas figuras considerou-se a constância de m_v e a interpretação pelo método de Taylor.

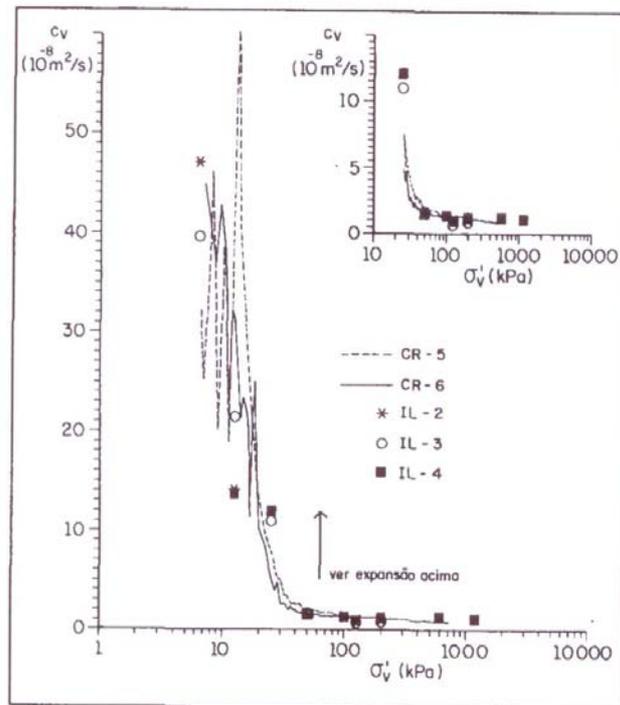


Figura 16 - Comparação dos valores de coeficientes de adensamento de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al. (1993).

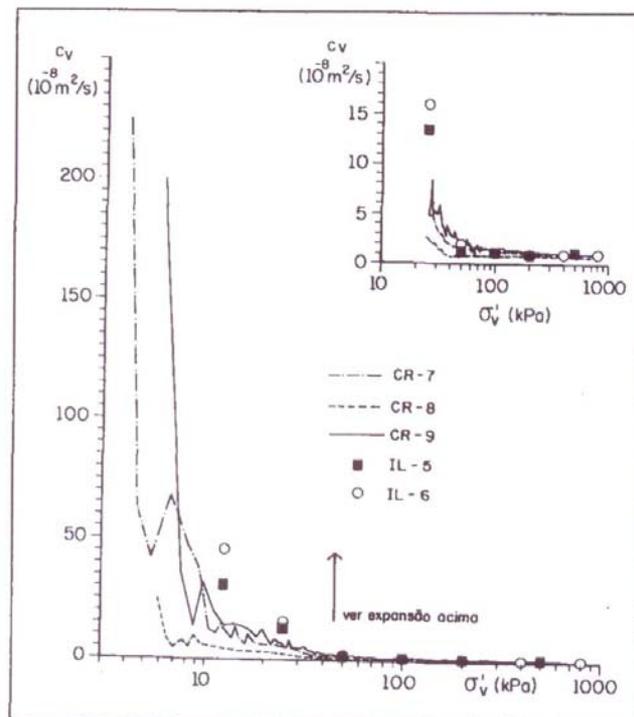


Figura 17 - Comparação dos valores de coeficientes de adensamento de ensaios CRS e convencionais, Carvalho et al. (1989).

Os autores observaram uma boa concordância nos valores de c_v no trecho normalmente adensado, mas no trecho de recompressão ocorre uma dispersão dos resultados. Concluíram, portanto, que os valores de c_v obtidos dos ensaios CRS são tão confiáveis quanto os provenientes de ensaios convencionais, semelhantemente ao que sugerira Olson (1986).

1.3.2 Resultados de Spannenberg (2003)

Spannenberg (2003) apresentou resultados de ensaios de caracterização, ensaios de adensamento convencionais (SIC) e contínuos (CRS) e ensaios triaxiais drenados e não drenados de amostras provenientes de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense.

Com relação aos ensaios CRS, a velocidade de deformação foi estudada a partir da variação da razão de poropressão (u_b / σ_v) gerada nos corpos de prova. A Tabela 10 resume os valores das velocidades adotadas. Na Figura 18 estão apresentadas as curvas da razão de poropressão em função da tensão efetiva. Como já esperado, os ensaios mais lentos geram menores excessos de poropressão, garantindo maior uniformidade no interior do corpo de prova.

Tabela 10 - Velocidades dos ensaios CRS, Spannenberg (2003).

Ensaio nº	Velocidade (mm/min.)	Velocidade deformação (s^{-1})
CRS-01	0,082	$6,80 \times 10^{-5}$
CRS-02	0,035	$2,90 \times 10^{-5}$
CRS-03	0,007	$0,58 \times 10^{-5}$
CRS-04	0,007	$0,58 \times 10^{-5}$
CRS-05	0,002	$0,17 \times 10^{-5}$

Nota: O ensaio CRS-04 foi realizado com amostra amolgada

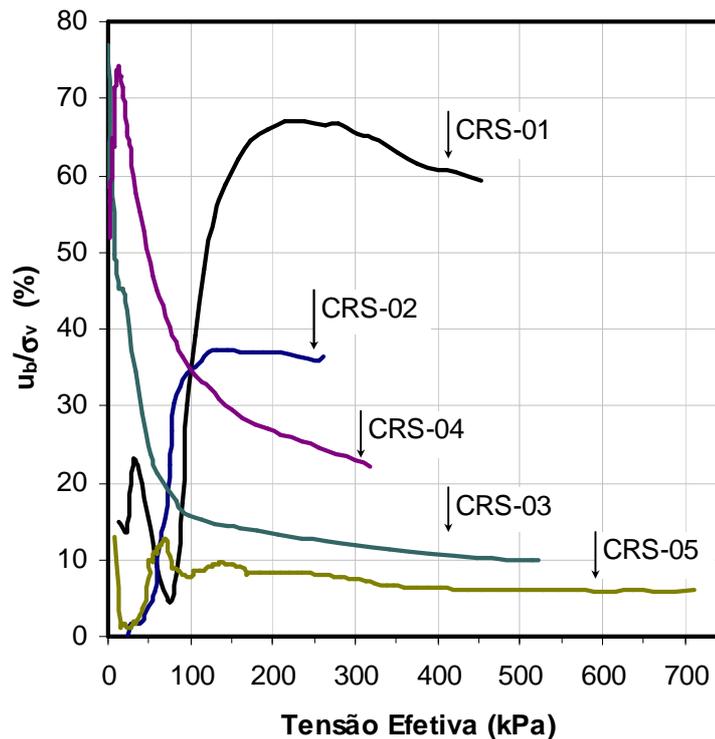


Figura 18 - Valores da razão u_b/σ_v nos ensaios CRS, Spannenberg (2003).

A autora observou que o ensaio CRS-05, realizado com velocidade de deformação igual a 0,002 mm/min., enquadra-se melhor nos padrões definidos como aceitáveis para a razão de poropressão, apresentando um valor de $(u_b/\sigma_v) = 7\%$.

Nota-se que a razão (u_b/σ_v) no trecho inicial do ensaio varia consideravelmente, porque a poropressão na base (u_b) é muito pequena para valores de (u_b/σ_v) abaixo da tensão de pré-adensamento. Uma vez ultrapassada a tensão de pré-adensamento, tanto u_b quanto σ_v' experimentam um aumento acentuado, tornando a razão (u_b/σ_v) virtualmente constante. Este comportamento também foi observado por Carvalho et al. (1993).

Os ensaios CRS-03 e CRS-04 foram realizados na mesma velocidade. Entretanto, o resultado do ensaio CRS-04 foi obtido em amostra previamente amolgada. Os resultados mostram para o ensaio com material amolgado uma maior geração de poropressão. De fato os valores de c_v em uma argila amolgada são inferiores ao da natural, resultando em uma maior poropressão.

Com o objetivo de se comparar os resultados dos ensaios CRS com os ensaios SIC, Spannenberg (2003) tentou estimar uma velocidade de deformação

para os ensaios convencionais de adensamento. Esta estimativa foi feita para cada estágio do ensaio, ou seja, para os diferentes níveis de tensão efetiva. Outra variável estudada foi a porcentagem de deformação atingida em um intervalo de tempo.

Desta forma, para cada estágio, foram obtidas duas velocidades distintas, v_{100} e v_f . Cada uma delas é representativa de um determinado intervalo de tempo: t_{100} e tempo total de duração do estágio (tempo de 24 horas).

A Tabela 11 resume os valores de velocidade obtidos em mm/min. Segundo a autora, é difícil definir qual desses momentos seria melhor comparável com o ensaio CRS, já que este é contínuo e não fornece grandezas em função da porcentagem de adensamento. Na Figura 19 pode-se observar que o valor da velocidade sofre variações menos acentuadas na região normalmente adensada ($\sigma'_{vm} > 35\text{kPa}$).

Tabela 11 - Velocidades dos ensaios SIC, Spannenberg (2003).

Estágios	$\sigma_{\text{méd}}$ (kPa)	V_{100} (mm/min.)	V_f (mm/min.) (24h)
2	7,5	0,0013	0,0001
3	15	0,0007	0,0001
4	30	0,0008	0,0006
5	60	0,0029	0,0024
6	120	0,0023	0,0016
7	240	0,0022	0,0013

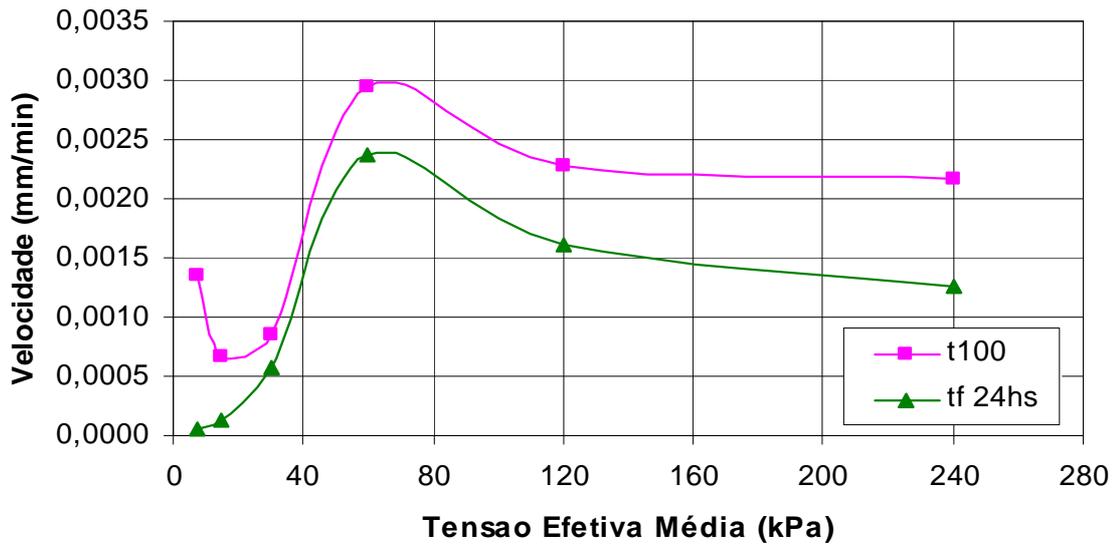


Figura 19 – Valores da velocidade de deformação em ensaios SIC, Spannberg (2003).

Apresentam-se na Figura 20 as curvas de índice de vazios normalizada pelo índice de vazios inicial em função da tensão efetiva para os ensaios SIC realizados, indicando, em ambos os ensaios, a tensão efetiva de 35 kPa, calculada pelo método de Casagrande.

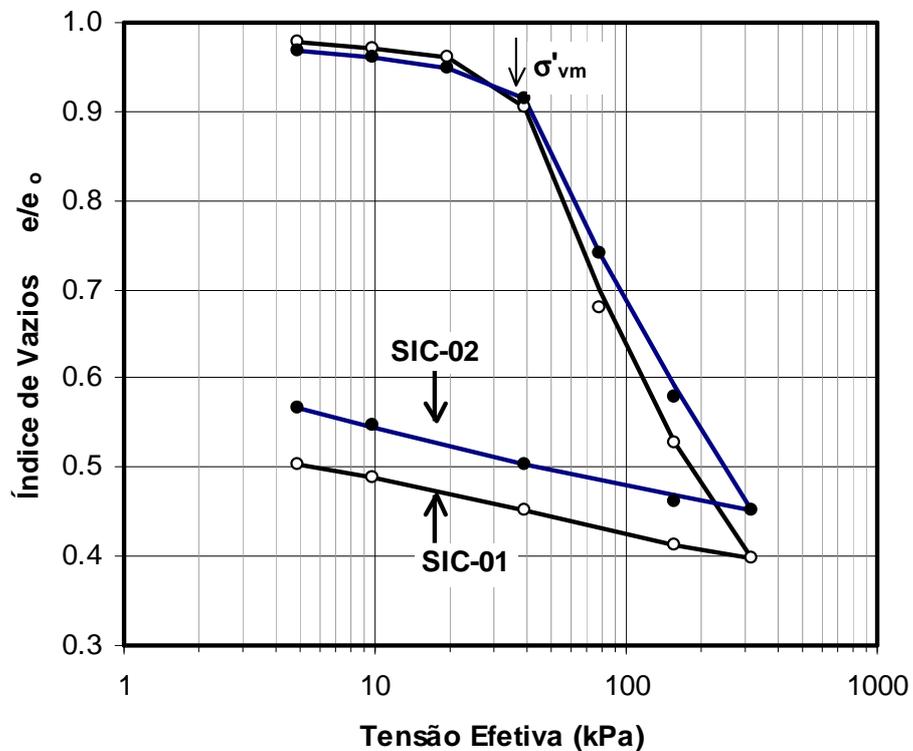


Figura 20 - Valores de e/e_0 versus σ'_v em ensaios SIC, Spannberg (2003).

No campo, a tensão vertical efetiva na profundidade de 3,2 m é estimada em cerca de 25 kPa, indicando um leve pré-adensamento da camada ($OCR = 1,4$).

Na Figura 21 apresentam-se as curvas do índice de vazios normalizadas pelo índice de vazios inicial com a tensão efetiva para os ensaios CRS, em conjunto com o ensaio de adensamento incremental SIC-01.

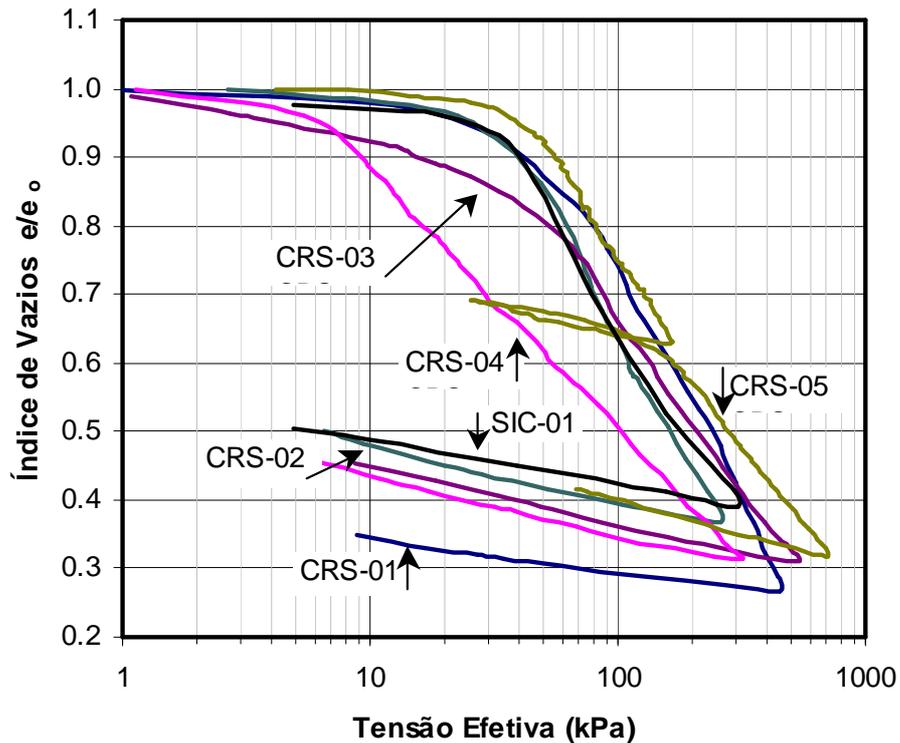


Figura 21 - Valores de e/e_0 versus σ'_v em ensaios SIC-01 e CRS, Spannberg (2003).

A curva do ensaio CRS-03 sugere um leve amolgamento, evidenciado pela suavização da curva no trecho inicial, segundo a autora. A partir da tensão efetiva de 100 kPa o resultado do ensaio se mostra mais coerente com os demais. Na tabela 12 a autora apresenta os valores da tensão de pré-adensamento e OCR dos ensaios de adensamento incremental (SIC) e de deformação controlada (CRS), bem como as velocidades associadas.

Tabela 12 - Valores de tensão de pré-adensamento e OCR, Spannenberg (2003).

Ensaio nº	σ'_{vm} (kPa)	OCR	Velocidade (mm/min.)
<i>SIC-01</i>	35	1,40	0,002
<i>SIC-02</i>	35	1,40	0,002
<i>CRS-01</i>	55	2,20	0,082
<i>CRS-02</i>	38	1,52	0,035
<i>CRS-03</i>	40	1,25	0,007
<i>CRS-04</i>	7	0,22	0,007
<i>CRS-05</i>	42	1,47	0,002

Os resultados indicam um leve pré-adensamento, com valores de OCR variando de 1,3 a 2,2, a partir de amostras consideradas de boa qualidade.

As diferenças nos valores de OCR dos ensaios CRS podem ser atribuídas às diferentes velocidades de deformação. Esta influência, entretanto, só foi significativa no ensaio mais rápido (CRS-01), pois os demais fornecem OCR aproximadamente iguais a 1,5. O amolgamento da amostra (CRS-04) acarretou em uma redução significativa no valor de OCR.

A velocidade de deformação estimada para o ensaio SIC (conforme descrito anteriormente) apresentou valor aproximado à velocidade do ensaio CRS-05. Assim, fica possível avaliar os resultados dos ensaios CRS frente aos resultados dos SIC. Neste caso, analisando os valores de OCR, percebe-se que o ensaio CRS mais lento (CRS-05) tem valor mais próximo ao encontrado nos ensaios SIC (1,47 e 1,40 respectivamente).

Em relação aos índices de compressibilidade, C_r , C_c e C_s em função das velocidades de deformação, os resultados são apresentados nas Figuras 22 e 23.

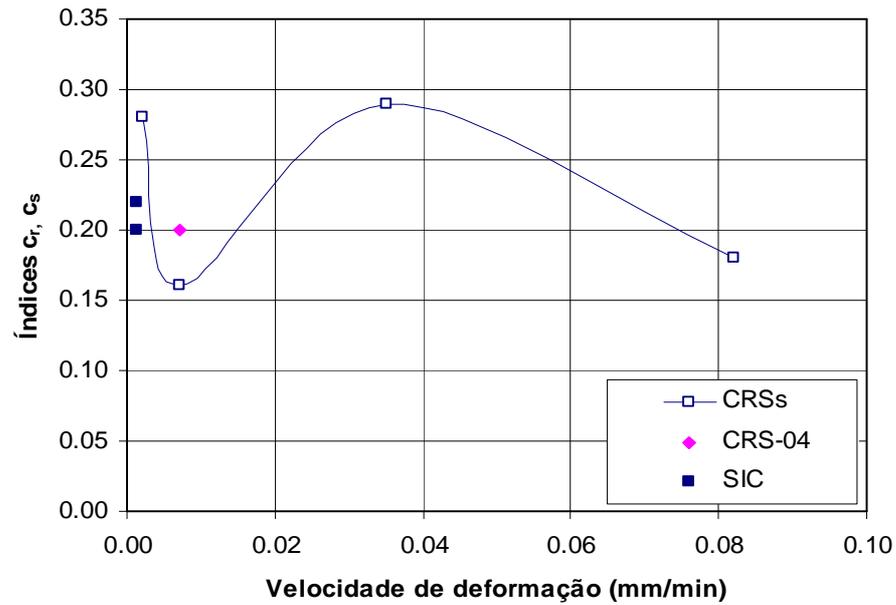


Figura 22 - Variação de C_r e C_s com a velocidade de deformação, Spannenberg (2003).

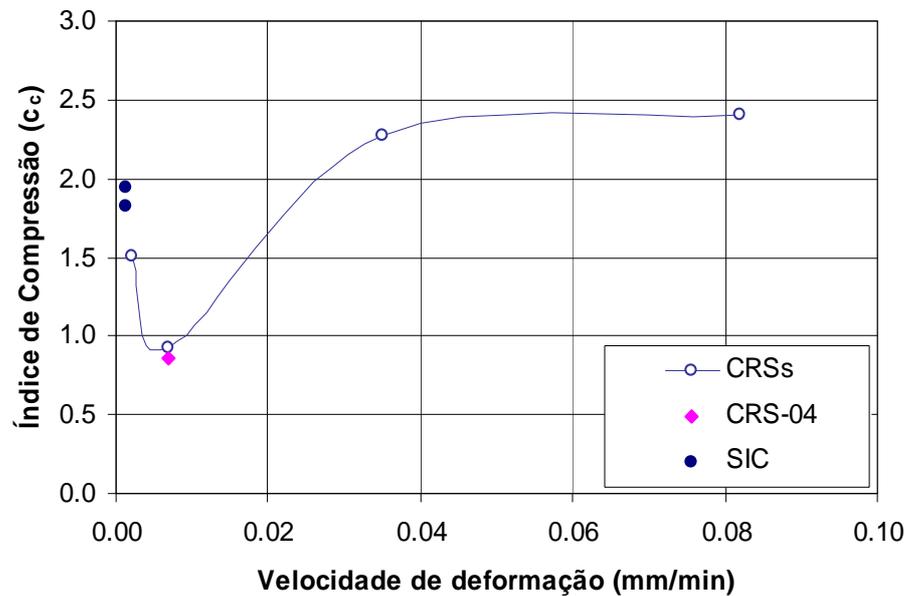


Figura 23 - Variação de C_c com a velocidade de deformação, Spannenberg (2003).

Na Figura 22 observa-se que os resultados dos ensaios CRS sugerem uma tendência de apresentar valores mais baixos de C_r e C_s para maiores velocidades de deformação. Nota-se, também, que o valor de C_r resultante do ensaio CRS-03 (com $v=0,007$ mm/min.) é inferior aos demais. Conforme observado anteriormente, há

indícios de amolgamento da amostra utilizada neste ensaio. Este indício mais uma vez se confirma pelo resultado similar ao do ensaio CRS-04, este sim, amolgado. Os valores resultantes dos ensaios SIC tendem a ser inferiores aos do CRS.

Os resultados de CRS observados na Figura 23 sugerem uma pequena tendência de apresentar maiores valores de C_c para maiores velocidades de deformação. Mais uma vez os resultados dos ensaios CRS-03 e CRS-04 repetem o mesmo comportamento associado à condição de amolgamento. Os valores dos ensaios SIC foram apresentados em função da média das velocidades dos estágios 4 a 7 e são ligeiramente superiores aos CRS.

Quanto aos valores de c_v em função da tensão efetiva, calculados pelo método de Taylor, os gráficos da Figura 24 e 25 mostram a redução de c_v com o nível de tensão efetiva.

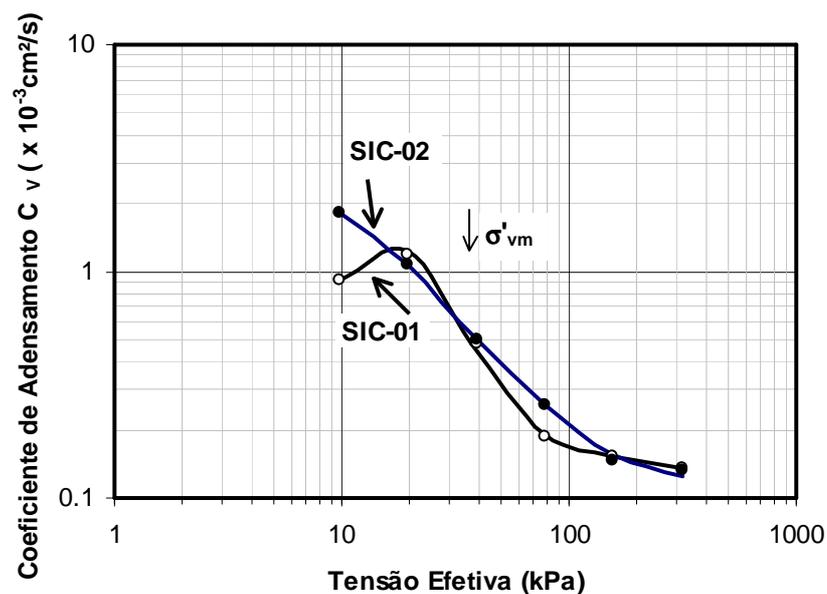


Figura 24 - Variação de c_v com a tensão efetiva em ensaios SIC, Spannberg (2003).

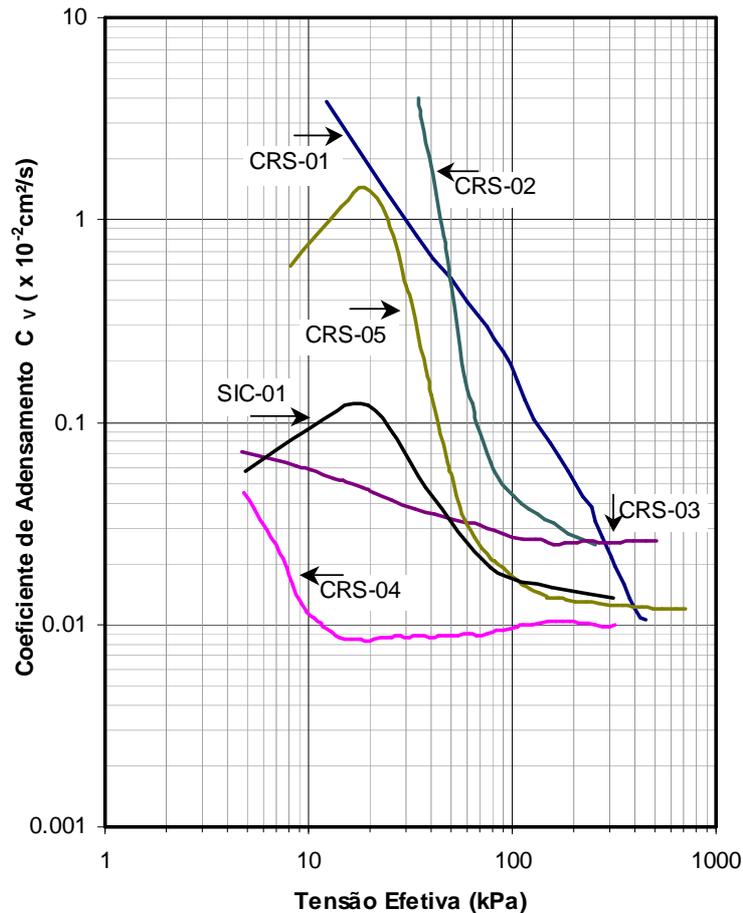


Figura 25 – Variação de c_v com a tensão efetiva em ensaios CRS, Spannenberg (2003).

Os resultados dos ensaios SIC foram bastante concordantes com os dois CRS para as tensões do trecho virgem, segundo Spannenberg (2003). O resultado do ensaio amolgado (CRS-04) não parece variar com o nível de tensão efetiva.

1.3.3 Resultados de Almeida Netto (2006)

Almeida Netto (2006) realizou ensaios em material preparado em laboratório. Trata-se de uma mistura de caulim e bentonita, na proporção em peso de 98:2. Esta proporção foi escolhida, uma vez que a bentonita, mesmo em pequena quantidade, já seria suficiente para se atingir condições adequadas de plasticidade e trabalhabilidade do material. O autor também observou que as amostras assim preparadas apresentaram características de permeabilidade e compressibilidade similares às dos materiais argilosos moles do sudeste brasileiro. O material foi

preparado com teor de umidade igual a cerca de duas vezes o valor do limite de liquidez, conforme sugestão de Carpio (1990).

Os ensaios de caracterização do material estão resumidos na Figura 26.

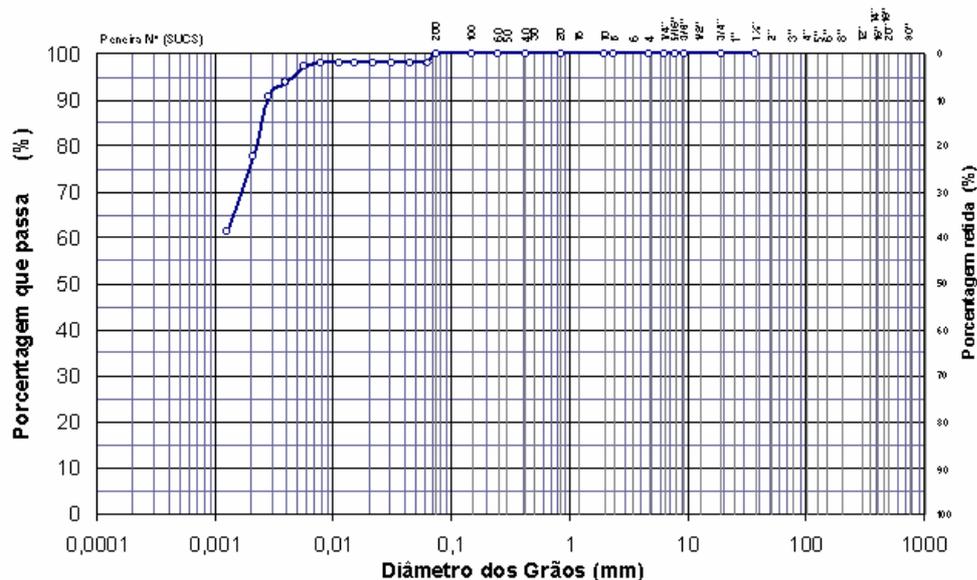


Figura 26 - Curva granulométrica da mistura de 98% de caulim com 2% de bentonita, Almeida Netto (2006).

A massa específica dos grãos é de $2,64 \text{ g/cm}^3$ e os índices de consistência LL e LP de 68,1 e 39,2 %, respectivamente.

A amostra foi preparada por adensamento hidrostático até 65 kPa, com uma umidade cerca de 132%, média dos valores das 5 amostras após sua preparação. Foram executados 3 ensaios SIC e 4 ensaios CRS.

O equipamento utilizado na realização do ensaio CRS foi desenvolvido no laboratório da PUC Rio (Ribeiro, 1992), a partir da adaptação de uma célula de adensamento incremental instalada em uma prensa de carregamento axial controlado, sem drenagem da base, onde era instalado um transdutor de pressão. O ensaio era iniciado impondo ao corpo de prova uma velocidade constante de deformação, usando o mecanismo do triaxial. A velocidade de deslocamento foi estabelecida de forma a garantir que a poropressão gerada na base do corpo de prova se mantivesse com valores reduzidos, ou seja, inferiores a um valor crítico, conforme Smith & Wahls (1969) e Wissa et al. (1971).

Com base na formulação de Wissa et al. (1971), foi calculada a velocidade de 0,020 mm/min. A partir deste valor foram estipuladas as velocidades para os ensaios CRS realizados: CRS01 (0,0163 mm/min.), CRS02 (0,0370 mm/min.), CRS03 (0,0488 mm/min.) e CRS04 (0,0610 mm/min.).

Estão apresentadas na Figura 27, as curvas da razão de poropressão em função da tensão efetiva. Observam-se nesta figura que os ensaios mais lentos geram menores excessos de poropressões, garantindo maior uniformidade do estado de tensões efetivas no interior do corpo de prova. Segundo Almeida Netto (2006), o ensaio CRS-02, realizado com uma velocidade de 0,0370 mm/min., foi o que melhor se enquadrou nos padrões definidos como aceitáveis para a razão de poropressão, apresentando valor médio de u_b/σ_v de 9%.

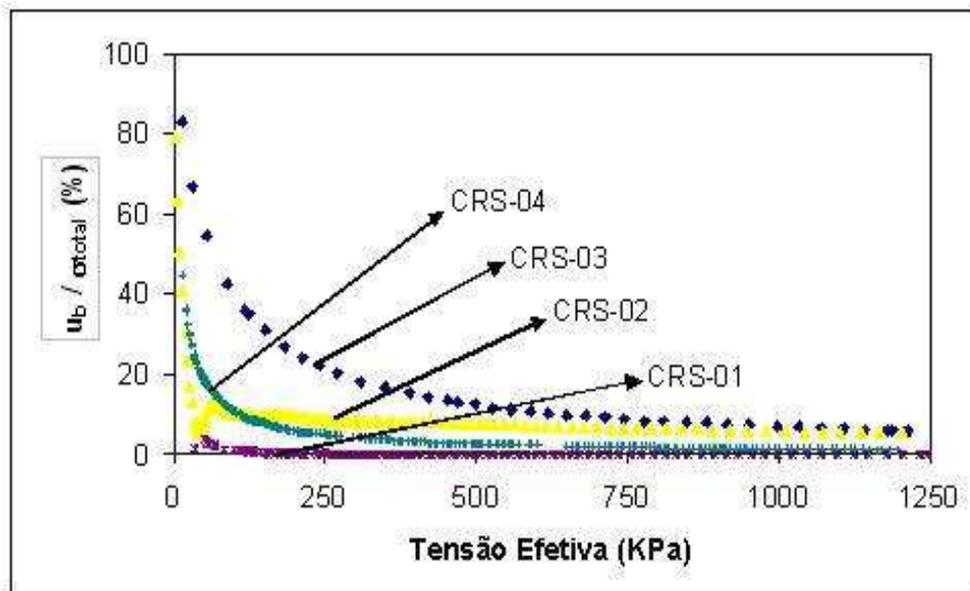


Figura 27 - Valores da razão de u_b/σ_v nos ensaios CRS, Almeida Netto (2006).

Objetivando comparar os resultados dos ensaios SIC e CRS, Almeida Netto (2006) tentou estimar uma velocidade para os ensaios SIC e para os ensaios SIC com apenas uma face drenante (SICu), para cada estágio de ensaio. Assim, para cada estágio do ensaio foram obtidas duas velocidades, v_{100} e v_t , representando intervalos de tempo distintos: tempo de adensamento primário (t_{100}) e tempo total do estágio ($t_t = 24$ horas), respectivamente.

Observa-se na Figura 28 que o valor da velocidade sofre variações menos acentuadas na região onde o material se apresenta normalmente adensado ($\sigma'_{vm} > 65$ kPa). O autor comenta ser difícil comparar as velocidades destes ensaios,

questionando qual destas seria equivalente ao se comparar o ensaio contínuo CRS com o incremental (SIC ou SICu). Cabe destacar que esta dificuldade não ocorre quando do emprego do critério apresentado por Carvalho, 1989.

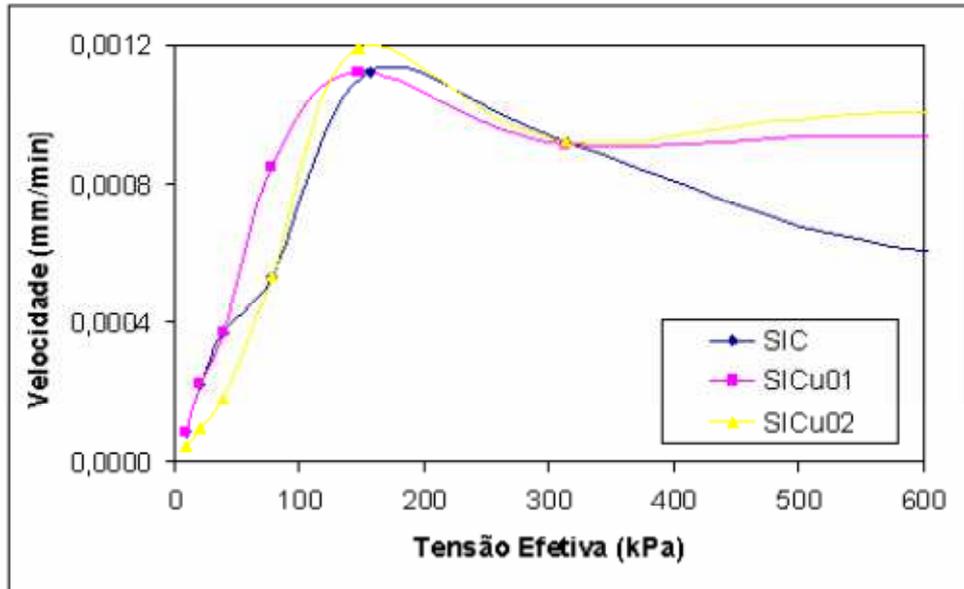


Figura 28 - Valores das velocidades finais (v_f) de deformação em ensaios SIC e SICu, Almeida Netto (2006).

A Figura 29 reúne as curvas do índice de vazios normalizados com a tensão efetiva para todos os ensaios de adensamento (SIC, SICu, CRS).

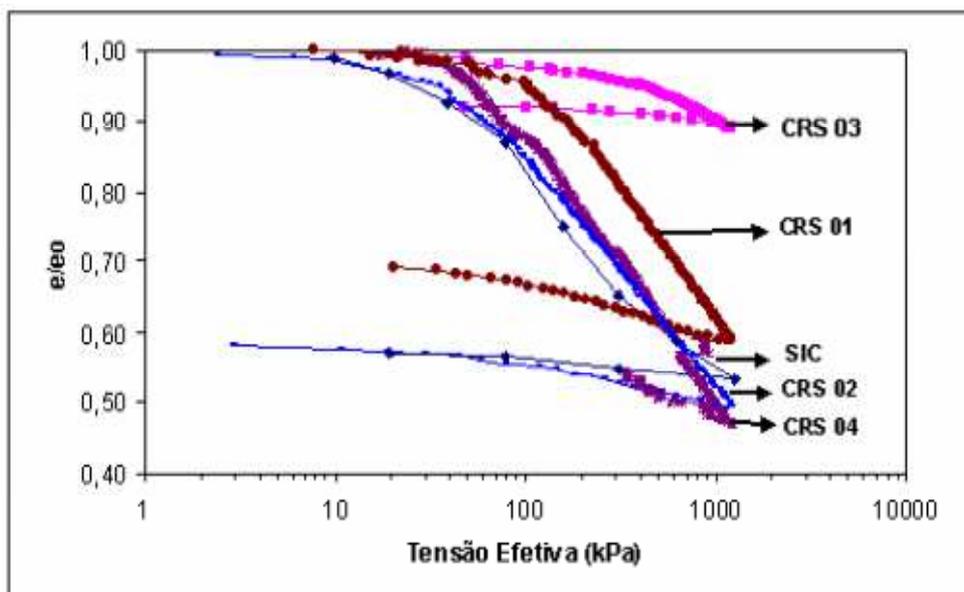


Figura 29 - Variação do índice de vazios com a tensão efetiva, Almeida Netto (2006).

Notoriamente percebe-se que os resultados do ensaio CRS 03 são atípicos, pois a variação do índice de vazios foi bem menor e a tensão de pré-adensamento bem maior que nos demais ensaios. O valor obtido para a tensão de pré-adensamento foi de 72, 55, 122 e 67, respectivamente para os ensaios CRS 01, 02, 03 e 04.

Na Tabela 13 são apresentados os valores de C_r , C_c e C_s , índices de recompressão, compressão virgem e expansão.

Tabela 13 - Valores dos índices C_r , C_c e C_s , Almeida Netto (2006).

Ensaio	C_r	C_c	C_s
SIC	0,27	0,70	0,05
SIC _u 01	0,24	0,70	0,03
SIC _u 02	0,11	0,70	0,03
CRS 01	0,10	0,70	0,09
CRS 02	0,08	0,70	0,11
CRS 03	0,32	0,29	0,04
CRS 04	0,13	0,83	0,26

Em relação ao coeficiente de compressibilidade, foram encontrados valores na faixa de 0,01 a $0,18 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$, independente da tensão efetiva, com tendência de redução para valores acima da tensão de pré-adensamento.

1.3.4 Resultados de Siang (2006)

O objetivo da pesquisa de Siang (2006) foi estabelecer um critério de aceitação de ensaios CRS. Para tal foram comparados resultados de ensaios convencionais e ensaios CRS em amostras remoldadas em laboratório a partir de misturas de Caulim com adição de solo coletado em amostras deformadas de três regiões diferentes. As misturas procuraram reproduzir as características de solos argilosos sedimentares da região da Malásia.

As amostras foram preparadas em 3 tensões de adensamento diferentes: 100, 200 e 300 kPa. A estimativa da velocidade de deformação normalizada utilizada, β , foi definida em função do coeficiente de adensamento, com base na equação proposta por Lee (1981), reproduzida abaixo:

$$\beta_d = \frac{rh_0^2}{c_{vd}} \quad (9)$$

$$\beta_u = \frac{rh_0^2}{c_{vu}} \quad (10)$$

Sendo β_d e β_u a velocidade de deformação normalizada na face drenada e não drenada e r a velocidade de deformação.

Lee (1981) define o valor de c_{vd} , na face drenada do corpo de prova, como:

$$c_{vd} = \frac{h^2}{2u_d} \frac{\sigma'_{vd}}{\Delta t} \quad (11)$$

Onde h é a espessura do corpo de prova no instante considerado, u_d é a contrapressão na face drenada e $\frac{\sigma'_{vd}}{\Delta t}$ é a razão da variação da tensão efetiva na face drenada. Lee (1981) utilizou contrapressão na face drenada, topo do corpo de prova, sendo $\sigma'_{vd} = \sigma_v - u_d$.

Na face não drenada do corpo de prova:

$$c_{vu} = \frac{h^2}{2u_b} \frac{\sigma'_{vu}}{\Delta t} \quad (12)$$

Sendo h a espessura do corpo de prova no instante considerado, u_b a poropressão na face não drenada e $\frac{\sigma'_{vu}}{\Delta t}$ a razão da variação da tensão efetiva na face não drenada, sendo $\sigma'_{vu} = \sigma_v - u_b$.

No caso da não aplicação de contra pressão, calcula-se apenas o c_{vu} , que é o coeficiente de adensamento determinado na face não drenada do corpo de prova.

A velocidade de deformação foi determinada pelo autor antes do ensaio, através do uso do coeficiente de adensamento obtido do ensaio incremental.

Foram apresentados os resultados dos ensaios de caracterização, de adensamento incremental e dos ensaios CRS dos diferentes tipos de corpos de prova remoldados com diferentes misturas e preparadas com tensões de consolidação de 100, 200 e 300 kPa.

Em relação à comparação entre os ensaios SIC e CRS, Siang (2006) observou que todos os corpos de prova mostraram convergência nos valores de c_v das faces de topo e face inferior, o que representa uma condição de fluxo estacionário quando da utilização da velocidade de deformação proposta por Lee (1981). As curvas de tensão efetiva versus índice de vazios dos ensaios CRS

também mostraram resultados compatíveis com as dos ensaios SIC, especialmente quando se normalizou o índice de vazios. A curva com o índice de vazios normalizado, e/e_0 , reduz o efeito da variação do índice de vazios inicial para o ensaio CRS e o incremental. O índice de compressão C_c também se mostrou compatível no ensaio SIC e CRS. Todos os valores de C_c obtidos do ensaio CRS estiveram compreendidos entre os limites máximo e mínimo dos resultados obtidos do ensaio SIC.

O autor também ressaltou que os valores de coeficiente de adensamento c_v do ensaio CRS se mostraram compatíveis com aqueles obtidos do ensaio SIC, quando as velocidades de deformação se situaram entre os limites baseados seja na velocidade de deformação normalizada β , seja na velocidade de deformação normalizada modificada, β/CF , onde CF é a fração de argila (clay fraction).

O excesso de poropressão desenvolvido no ensaio CRS também apresenta um papel importante na determinação de valores razoáveis para c_v , de acordo com o autor. O aumento rápido do excesso de poropressão dá lugar a uma condição transiente que é inaceitável para que o ensaio CRS seja compatível com o ensaio incremental, já que o modo de desenvolvimento da poropressão durante o ensaio oedométrico é estacionário. Por outro lado, quando o excesso de poropressão é muito baixo, haverá dificuldade na determinação de c_v . Assim, é importante se limitar o valor de contorno de β ou β/CF .

Finalmente, o autor concluiu sua pesquisa indicando as seguintes recomendações:

- i) O valor mínimo proposto da velocidade de deformação normalizada, β , para o ensaio CRS é de 0,005. Ensaios CRS com valores de β inferiores a 0,005 produzem normalmente valores de c_v inadequados. A faixa de valores da razão u_b/σ_v deve estar compreendida entre 0,01 e 0,1;
- ii) Um novo critério de aceitação do ensaio CRS foi desenvolvido baseado na porcentagem da fração argila, chamado como velocidade de deformação normalizada modificada, β/CF . O valor máximo de β/CF para solos argilosos com fração de argila inferior a 50% é de 0,008,

enquanto para solos com fração argila superior a 50% é de 0,001. O valor mínimo para ambas as condições é de 0,0001;

- iii) O valor mínimo para a razão u_b / σ_v , que é igualmente importante para garantir resultados compatíveis com o ensaio incremental é de 0,01.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo trata do programa experimental desenvolvido nesta dissertação. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ. O programa baseou-se em quatro etapas:

- i) Montagem do equipamento de adensamento CRS;
- ii) Preparação das amostras de argila remoldada e realização dos ensaios de caracterização e de adensamento (SIC, CRS);
- iii) Realização dos ensaios de caracterização e de adensamento (SIC, CRS) de amostras de solo natural (Jacarepaguá);
- iv) Realização dos ensaios de caracterização e de adensamento (SIC, CRS) de amostras de solo natural (Itaboraí).

2.1 Montagem do equipamento de adensamento CRS

O equipamento de adensamento utilizado nesta pesquisa foi o GeoStar, modelo S5211, adquirido da empresa Hogentogler, com verba FAPERJ.

Após sua instalação e montagem no Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ, o equipamento foi devidamente testado. Esta etapa contou com o apoio da equipe do laboratório da UERJ.

Destaca-se que o equipamento foi projetado para dar rapidez e flexibilidade aos ensaios de adensamento, sendo composto basicamente de uma caixa metálica onde se encontra o motor, a célula de carga e um transdutor de pressão apresentados na Figura 30.

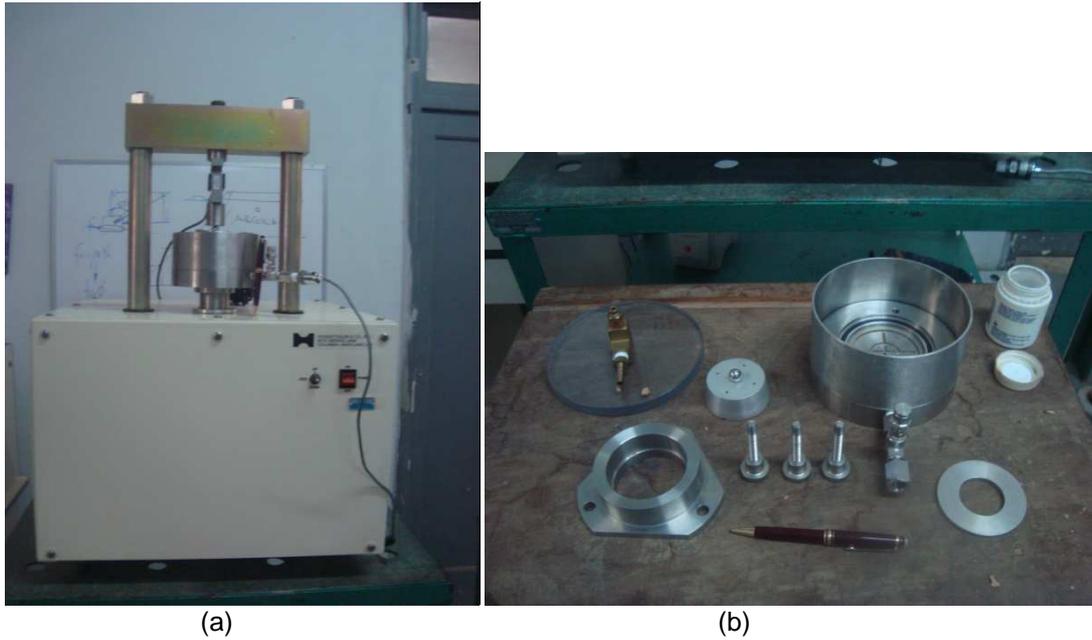


Figura 30 - Equipamento de adensamento rápido Hogentogler GeoStar: vista geral (a) e seus componentes (b).

O equipamento inclui o software GeoStar, que acompanha o sistema, tendo sido também instalado e testado, como ilustrado na Figura 31.



Figura 31 – Periféricos e software que acompanham o equipamento GeoStar.

Durante os primeiros testes procedidos no equipamento foi observado que a medida da poropressão se apresentava nula, ou então, após uma pequena medição, se mantinha constante, conforme se procurou indicar na tela do software representada na Figura 32.

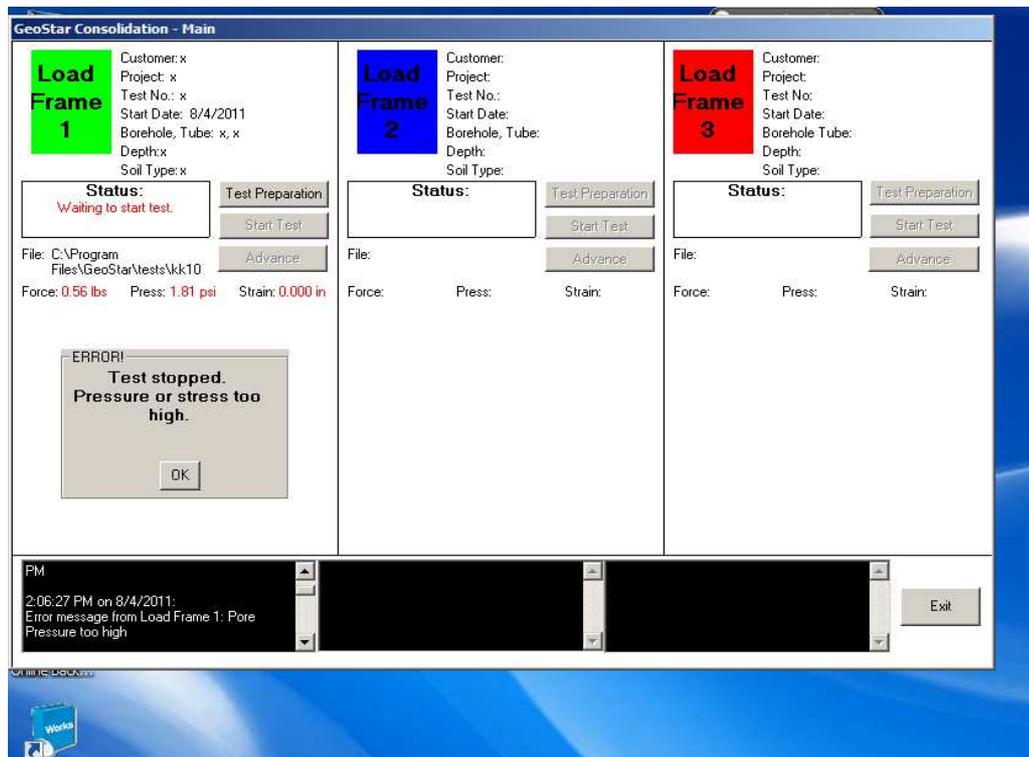


Figura 32 - Problema detectado na obtenção da poropressão, software GeoStar.

Em um primeiro momento, acreditava-se que tal ocorrência estaria associada a problemas no cabo do transdutor de pressão. Como tentativa de se solucionar esta questão, o transdutor foi testado no Laboratório de Mecânica dos Solos da PUC-Rio. O teste procedido verificou seu perfeito funcionamento. Após contato com o fabricante, outros testes foram feitos e chegou-se à conclusão que o problema estava na placa-mãe. Sendo assim, a placa foi retirada e enviada para reparo ao fabricante na Columbia, EUA. O reparo e retorno da placa resultaram, naturalmente, no atraso do início dos ensaios experimentais. A placa mãe retornou, foi instalada e testada com êxito.

Com relação à planilha Excel gerada pelo programa GeoStar alguns pontos merecem destaque. A quantidade de linhas do Bloco de Notas, que é o editor de textos utilizado pelo GeoStar para “transportar os dados” até o Excel, por diversas

vezes foi insuficiente, gerando o travamento do programa e levando à perda do ensaio. Erros de conversão de unidades foram encontrados na planilha Excel, mais precisamente, no cálculo de c_v , poropressão média, tensão total vertical média e coeficiente de permeabilidade.

A tensão vertical efetiva calculada pelo programa Excel, considerava o comportamento do solo não linear, bem como os demais coeficientes de compressibilidade. Entretanto, para calcular o coeficiente de variação volumétrica, m_v , o comportamento considerado passava a ser linear, e utilizava a tensão vertical efetiva não linear em seu cálculo. Apesar de se verificar a proximidade de valores calculados nos dois comportamentos acredita-se que a forma correta seria calcular m_v considerando o comportamento não linear como o restante dos coeficientes.

Devido a todos os pontos mencionados, a partir da planilha Excel originada pelo programa GeoStar, foi gerada uma nova planilha onde é possível verificar com clareza os cálculos levando em consideração o comportamento linear e não linear do solo, a partir das equações descritas por Wissa et al. (1971) descritas no Anexo A. A planilha em Excel gerada pelo programa pode ser observada no Apêndice A, bem como a planilha modificada pela autora apresentada no Apêndice B.

Com relação ao descarregamento, a velocidade aplicada é tomada como 10% da velocidade de carregamento (default do equipamento).

2.2 Descrições dos materiais

Foram três os materiais ensaiados, a saber: argila remoldada (caulim e bentonita), argila natural de Jacarepaguá e solo natural de Itaboraí.

a) Amostra de Caulim.

Como tentativa de se testar o funcionamento do equipamento e seus resultados, procurou-se preparar um material em laboratório de forma semelhante ao realizado em pesquisa anterior por Almeida Netto (2006).

A amostra produzida no laboratório consistiu de uma mistura de caulim e bentonita na proporção de 98:2 em peso. Esta proporção se deve ao fato de que a presença da bentonita, mesmo em quantidades reduzidas, provê condições

adequadas de plasticidade à amostra. A amostra assim preparada apresentaria características de permeabilidade e compressibilidade similares às dos materiais argilosos moles de depósitos litorâneos do sudeste brasileiro.

A mistura foi preparada manualmente em uma bandeja até que se obteve um material visualmente homogêneo e após a adição de água destilada ficou como na Figura 33.



Figura 33 – Preparo da mistura de caulim e bentonita com adição de água destilada.

b) Solo natural de Jacarepaguá.

As amostras foram retiradas de um depósito de argila mole na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro, localizadas no Lote 1 da Quadra 1, 1/SO do PAL 38.883 e 10.292, com frente para a Avenida 03 esquina com Avenida 04, no Bairro Gardênia Azul em Jacarepaguá. A empresa Pescoco Geologia e Engenharia foi a responsável pela extração das amostras.

A Figura 34 ilustra as amostras recebidas em tubos Shelby de diâmetro interno igual a 10 cm (todas oriundas do mesmo furo de sondagem SP15). Pode-se perceber a presença marcante de conchas. Almeida e Marques (2004) identificaram a geologia da Zona Oeste do Rio de Janeiro como sendo composta por depósitos

sobrepostos de sedimentos fluviais, flúvio-marinhos e flúvio-lacustres de espessuras bastante variáveis. Para a realização dos ensaios, procurou-se utilizar corpos de prova com o menor número de conchas possível.



Figura 34 – Amostra do solo natural de Jacarepaguá.

c) Solo natural de Itaboraí.

A amostra foi retirada da área de Itaboraí, onde está localizado o Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro, Comperj, conforme Figura 35. O Comperj se situa na Rodovia Estadual RJ116, KM 5,2, s/n, Bairro Alto do Jacú, Sambaetiba. Infelizmente maiores detalhes da localização de retirada do bloco não foram disponibilizados. A amostra da qual se retiraram os corpos de prova se apresenta na Figura 36 e é importante observar que a mesma foi extraída em bloco pela empresa Falcão Bauer.



Figura 35 – Localização do Comperj.



(a)

(b)

Figura 36 – Amostra extraída em bloco (a) e corpo de prova (b) do solo natural de Itaboraí.

2.3 Caracterização Geotécnica.

Os ensaios de caracterização foram realizados conforme preconizam as normas da ABNT. A **Análise Granulométrica** foi executada de acordo com a norma NBR 7181(1984), onde o peneiramento da fração areia e a sedimentação das frações silte e argila fazem parte deste ensaio. A **Massa Específica Real dos Grãos** (Gs) foi obtida de acordo com a norma NBR 6508 (1984) e Gs é definido pela

razão entre a massa e o volume dos grãos de um solo. Os Limites de Consistência são subdivididos em **Limite de Liquidez** e **Plasticidade**, os quais seguiram os procedimentos das normas NBR 6459 e 7180, ambas de 1984, com secagem ao ar do material.

2.4 Preparação dos corpos de prova para os ensaios de adensamento.

Levando em consideração os 3 materiais ensaiados, tem-se:

a) Amostra de caulim.

Os materiais foram homogeneizados e água destilada foi adicionada até se atingir um teor de umidade de 67,5%, umidade esta adequada ao manuseio do material.

A mistura foi então cuidadosamente espalhada dentro de uma membrana de borracha de 100 mm (4") de diâmetro, previamente disposta no interior de um tubo de PVC de 20 cm de altura. Esta membrana recebeu um vácuo para o correto assentamento por meio de um bico instalado no tubo. Foram instalados drenos de papel filtro nas laterais, entre a mistura e a membrana, de modo a facilitar a drenagem da água da mistura até o topo e a base da amostra durante a fase de preparação da amostra por adensamento isotrópico na célula triaxial (o tubo de PVC foi mantido nesta fase). Promoveu-se desta forma, fluxo horizontal com adensamento hidrostático. A drenagem ocorreu apenas em uma face do corpo de prova (parte inferior), Figura 37.



Figura 37 - Mistura caulim-bentonita.

Inicialmente era prevista a aplicação de tensão confinante de 40 kPa durante 3 dias, mas houve falta de energia no laboratório durante o terceiro dia de confinamento por aproximadamente 3 horas, resultando no desligamento do equipamento, cujo sistema de aplicação de pressão utilizava uma interface água/óleo, Figura 38. Devido a esse fato, a amostra foi confinada por 7 dias.



Figura 38 - Equipamento utilizado para aplicação de tensão confinante na mistura caulim-bentonita.

Constatou-se, através da curva de variação de volume, por intervalo de tempo, Figura 39, a estabilização do adensamento da mistura após o período de 7 dias, já comentado anteriormente. A tensão confinante foi, então, zerada num período de 24 horas, permitindo desta forma, a expansão da amostra.

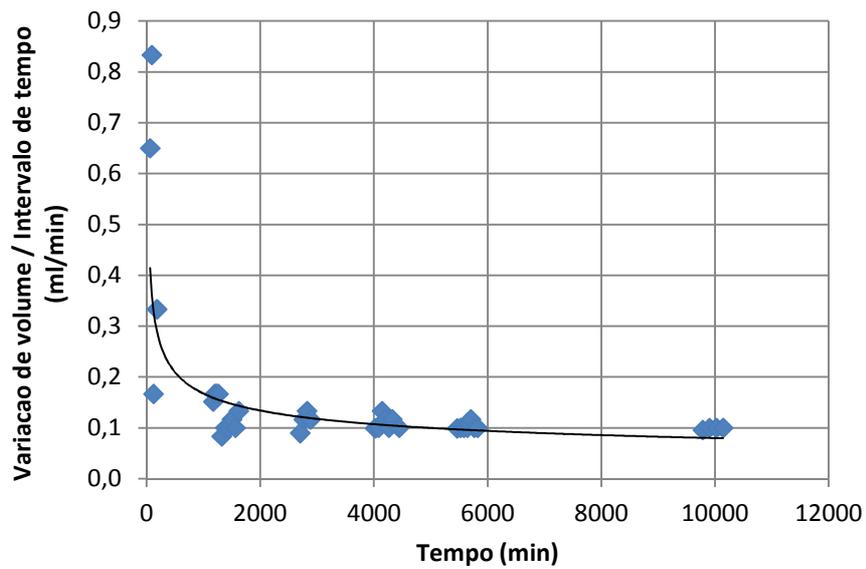


Figura 39 – Curva variação de volume versus tempo (mistura caulim-bentonita).

Obteve-se assim o material da amostra para realização dos ensaios de adensamento incremental e CRS, conforme ilustra a Figura 40.



Figura 40 - Mistura caulim-bentonita após adensamento hidrostático.

Os corpos de prova foram moldados a partir da cravação de um anel metálico, previamente lubrificado internamente com óleo de silicone (a fim de minimizar os efeitos do atrito lateral interno) conforme Figura 41.



Figura 41 - Preparação do corpo de prova com cravação de anel (mistura caulim-bentonita).

b) Solo natural de Jacarepaguá.

Foi utilizado um apoio para o tubo Shelby sobre a bancada do laboratório. O tubo era então disposto horizontalmente e uma serra era utilizada para o corte do mesmo, num trecho de 15 cm a partir da base em direção ao topo (a fim de se obter um corpo de prova de melhor qualidade), conforme Figura 42. Após o corte, o Shelby era novamente lacrado e depositado na câmara úmida do laboratório.



Figura 42 - Corte do tubo Shelby para extração dos corpos de prova (solo natural de Jacarepaguá).

A parte do tubo cortada com 15 cm era então disposta sobre uma base de apoio e o anel metálico era cravado. Apesar de possuir 15 cm de altura, os 5 cm iniciais foram descartados e o molde foi feito nos 10 cm seguintes. Com o auxílio de fios e lâminas de aço o corpo de prova era esculpido dentro do anel, conforme Figura 43.



Figura 43 – Moldagem do corpo de prova (solo de Jacarepaguá).

c) Solo natural de Itaboraí.

O bloco foi disposto sobre a bancada e desprezando os 10 cm superiores, seguia-se a cravação do anel metálico previamente lubrificado, conforme Figura 44.



Figura 44 – Moldagem do corpo de prova (solo de Itaboraí).

2.5 Ensaios de Adensamento.

Uma extensa campanha de ensaios foi realizada, disposta na Tabela 14 a seguir:

Tabela 14 – Quantitativo de ensaios de adensamento.

Material	SIC (Quantidade)	CRS (Quantidade)
Amostra de Caulim	3	2
Solo natural de Jacarepaguá	2	2
Solo natural de Itaboraí	1	3

2.5.1 Ensaios de Adensamento Incremental (SIC).

Os ensaios foram realizados em prensas do tipo Bishop onde a carga axial é transmitida ao corpo de prova através de pesos previamente calculados, por intermédio de um braço de alavanca com relação 10:1, Figura 45.



Figura 45 – Equipamento tipo Bishop para ensaio de adensamento incremental.

Foram moldados corpos de prova com 20 mm de altura, levando em consideração a recomendação de Lambe (1951) de que a relação diâmetro/altura tenha um valor mínimo de 2,5.

Após a montagem da célula de adensamento na prensa, os corpos de prova eram mantidos submersos sob carga de assentamento. Foram posicionadas pedras porosas, previamente fervidas, e papel filtro, previamente molhado em água destilada, no topo e na base do corpo de prova.

Para o **caulim**, inicialmente foi aplicada uma carga de assentamento de 2,5 kPa. Durante a fase de carregamento foram aplicados nove estágios: 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa. Na fase de descarregamento foram utilizados três estágios: 320, 160 e 20 kPa.

Para os **solos naturais de Jacarepaguá e de Itaboraí**, foi aplicada uma carga de assentamento de 3,125 kPa. Durante a fase de carregamento foram aplicados oito estágios: 6,25, 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, e 800 kPa. Na fase de descarregamento foram utilizados dois estágios: 400, e 100 kPa.

Os estágios foram monitorados por 24h e os registros de leitura do extensômetro foram feitos nos tempos pré-determinados de 0, 6, 15 e 30 segundos e também 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos e ainda 1, 2, 4, 8 e 24 horas.

2.5.2 Ensaio de Adensamento com Velocidade Constante de Deformação (CRS).

O equipamento utilizado já foi descrito no item 2.1. Os corpos de prova foram moldados com altura de 26 mm e diâmetro de 65 mm. A montagem da célula se deu de mesma forma que a do ensaio de adensamento incremental. Não era permitida a drenagem da base, onde existia um transdutor de pressão. A drenagem ocorria, portanto, apenas no topo da célula.

Após a inicialização do aplicativo GeoStar, que acompanha o equipamento, uma série de dados são inseridos para começar o ensaio, tais como: unidades desejadas, dados da célula, tipo de ensaio, deformação máxima esperada, tensão

efetiva vertical inicial e final, taxa de deformação por hora para carregamento e tempo para registro de dados (por exemplo, a cada minuto).

Para cada material utilizado nos corpos de prova, foram aplicadas velocidades de deformação diferentes, que serão discutidas no capítulo 3. Entretanto, os ensaios tiveram em média de 24 horas de duração (considerando também a velocidade de descarregamento adotada pelo equipamento como sendo 10% da velocidade de carregamento).

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Amostra de Caulim-Bentonita

3.1.1 Caracterização Geotécnica

A análise granulométrica revelou um material predominantemente siltoso e uniforme, conforme observado na curva da Figura 46. A Tabela 15 apresenta os índices físicos obtidos nos ensaios relativos a cada corpo de prova. É importante ressaltar que todos os corpos de prova foram retirados de uma única amostra, sendo portanto idênticos. A mistura caulim-bentonita será doravante denominada caulim para fins de designação.

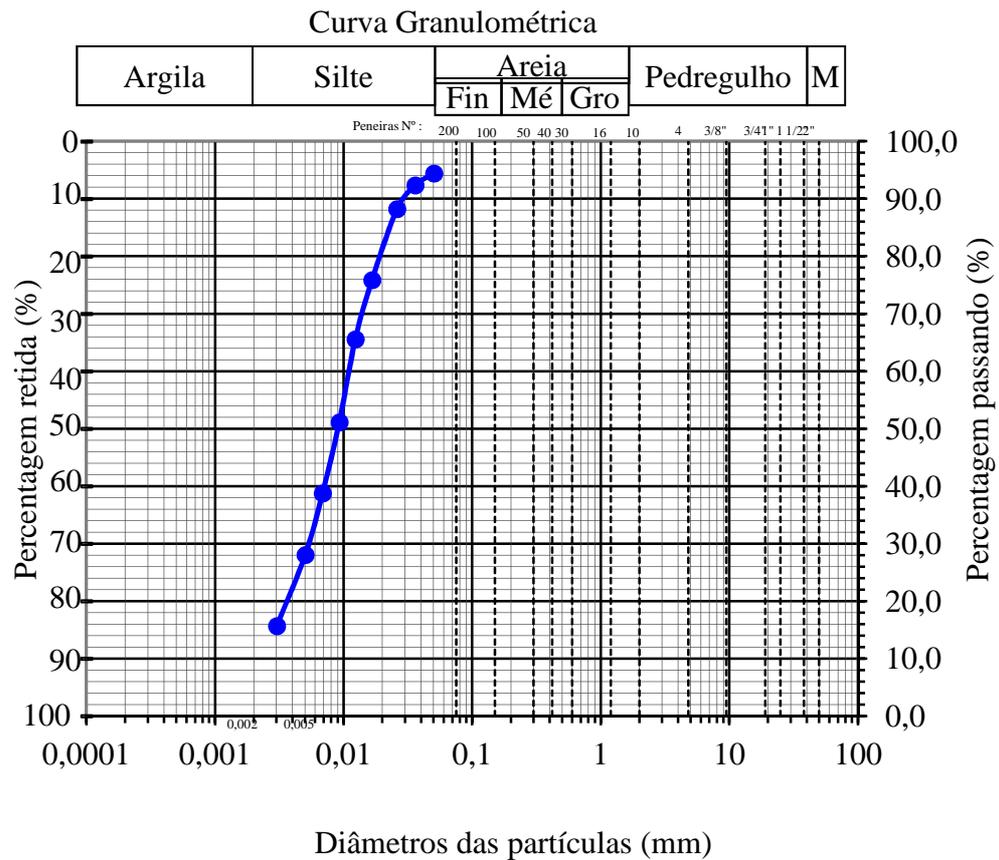


Figura 46 - Curva granulométrica do caulim.

Tabela 15 – Resumo dos ensaios de caracterização do caulim.

Parâmetros	SIC01	SIC02	SIC03	CRS _{12%/h}	CRS _{16%/h}
$\gamma(\text{kN/m}^3)_{\text{NATURAL}}$	17,8	18,1	18,1	17,1	17,4
e_0	1,095	1,010	1,015	1,110	1,081
w_0 (%)	42,9	39,4	40,0	38,8	39,2
S_0 (%)	105	104	105	93	96
G_s (g/cm^3)	2,660				
LL (%)	37				
LP (%)	24				

Nota 1: SIC01, SIC02 e SIC03 representam os corpos de prova submetidos ao ensaio de adensamento incremental SIC enquanto CRS_{12%/h} representa o corpo de prova submetido ao ensaio de adensamento CRS de velocidade de deformação igual a 12%/h e, da mesma forma, CRS_{16%/h} representa o corpo de prova submetido ao ensaio de adensamento CRS de velocidade de deformação igual a 16%/h.

Nota 2: γ , e_0 , w_0 , S_0 , G_s , LL e LP representam o peso específico natural, índice de vazios inicial, umidade inicial, grau de saturação inicial, densidade dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente.

Observa-se que o corpo de prova CRS_{12%/h} indicou uma saturação de aproximadamente 93%, mostrando que houve dessaturação no intervalo entre a consolidação do corpo de prova e a realização do ensaio. Esta condição se comprova nos menores valores de γ (peso específico natural) e w_0 (umidade). Tomou-se por critério de aceitação, valores de saturação superiores a 95%. Por este motivo, apesar de não ser incluído nas análises, os resultados do corpo de prova CRS_{12%/h} serão apresentados a título de ilustração em conjunto com os demais, porém em linha tracejada. No caso do corpo de prova CRS_{16%/h}, embora seja observada uma redução da saturação, esta foi considerada aceitável para fins de comparação com o ensaio incremental SIC.

É importante ressaltar que **não** foi feita a verificação da saturação através da medição do parâmetro B introduzido por Skempton, 1954. Este parâmetro é altamente dependente do grau de saturação do solo. Quando o solo se encontra saturado, todo o incremento de tensão total é equilibrado pela água dos poros. Logo, $\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ e com $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ temos $\Delta u = B\Delta\sigma_3$ e, conseqüentemente, $B = 1$.

3.1.2 Velocidade de deformação

A estimativa da velocidade utilizada nos ensaios CRS baseou-se em Carvalho et al. (1993), conforme indicado no item 1.2.2.1 e exemplificado no Apêndice C. O autor sugere empregar no ensaio CRS a velocidade que corresponde a um certo grau de adensamento médio no ensaio incremental.

A influência da velocidade de deformação nos ensaios CRS foi estudada, inicialmente, a partir da variação da razão de poropressão (u_b/σ_v) gerada nos corpos de prova. Na Figura 47 estão apresentadas as curvas da razão de poropressão em função da tensão efetiva.

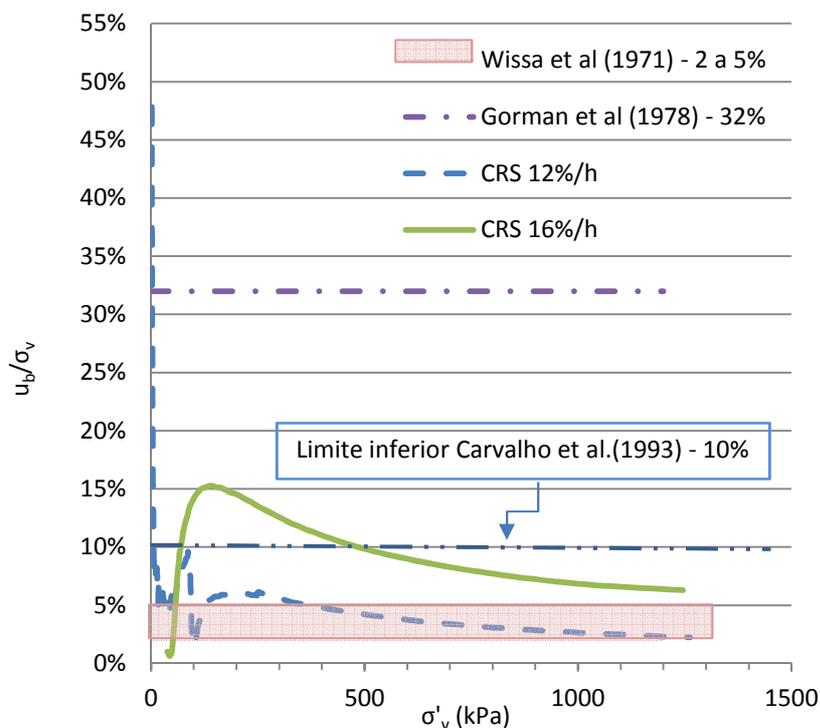


Figura 47 – Valores de u_b/σ_v para ensaios CRS com velocidades de deformação diferentes (caulim).

O ensaio $CRS_{12\%/h}$ apresentou valores de u_b/σ_v compatíveis com a recomendação de Wissa et al. (1971) (entre 2 e 5% para u_b/σ_v) enquanto o ensaio $CRS_{16\%/h}$ mostrou valores inferiores a 15%. Apesar de se apresentar fora da faixa recomendada por Wissa e colaboradores, está bem abaixo de 32% que é o recomendado por Gorman et al. (1978).

Destaca-se neste ponto, a recomendação de Carvalho et al. (1993) de que os valores limites de u_b/σ_v de 2 a 5% (faixa proposta por Wissa e colaboradores) correspondem a porcentagens de adensamento, nos ensaios SIC, de 97 a 99%. Como nesta faixa há grande influência da compressão secundária, os autores sugerem 10% como limite inferior para razão u_b/σ_v . No caso em estudo, o ensaio CRS_{16%/h} apresenta estes valores de razão em uma faixa adequada (Figura 47).

Como já esperado, os ensaios mais lentos geram menores excessos de poropressão, garantindo maior uniformidade no interior do corpo de prova. O ensaio CRS_{16%/h} gerou maiores valores de poropressão. Entretanto, uma pequena variação na velocidade mostrou uma influência significativa na geração da poropressão, conforme ilustrado na Figura 48. Esses resultados estão de acordo com os observados por Carvalho et al. (1993) já apresentados na Figura 10. No início, a variação de poropressão é pequena seguida de um crescimento acentuado e uma redução desta variação para tensões da ordem de 400 kPa.

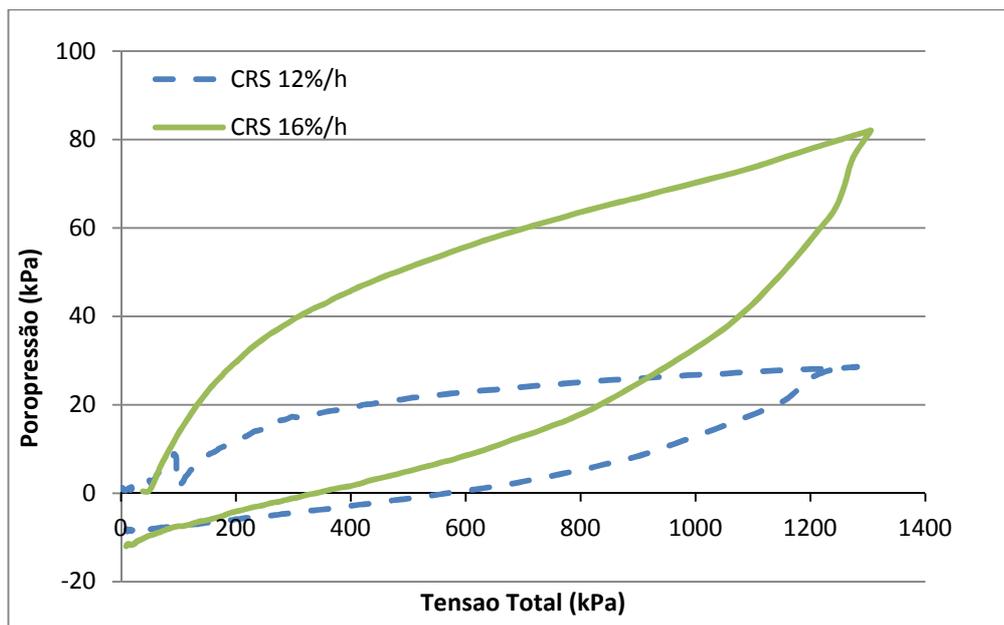


Figura 48 – Valores de u_b (carregamento e descarregamento) para ensaios CRS com velocidades de deformação diferentes (caulim).

A razão (u_b/σ_v), no trecho inicial, varia consideravelmente, uma vez que a poropressão na base (u_b) é muito pequena. Em acordo com os resultados de Spannenberg (2003) e Carvalho et al (1993) este comportamento ocorre para valores de (u_b/σ_v) abaixo da tensão de pré-adensamento. Uma vez ultrapassada a

tensão de pré-adensamento, a razão (u_b / σ_v) torna-se virtualmente constante, de acordo com a Figura 47.

Ainda de acordo com a Figura 48, houve geração de poropressão negativa nos dois ensaios CRS durante parte da fase de descarregamento. Para maiores valores de OCR observou-se o desenvolvimento de maior poropressão negativa na base, sendo este aspecto melhor observado na Figura 49.

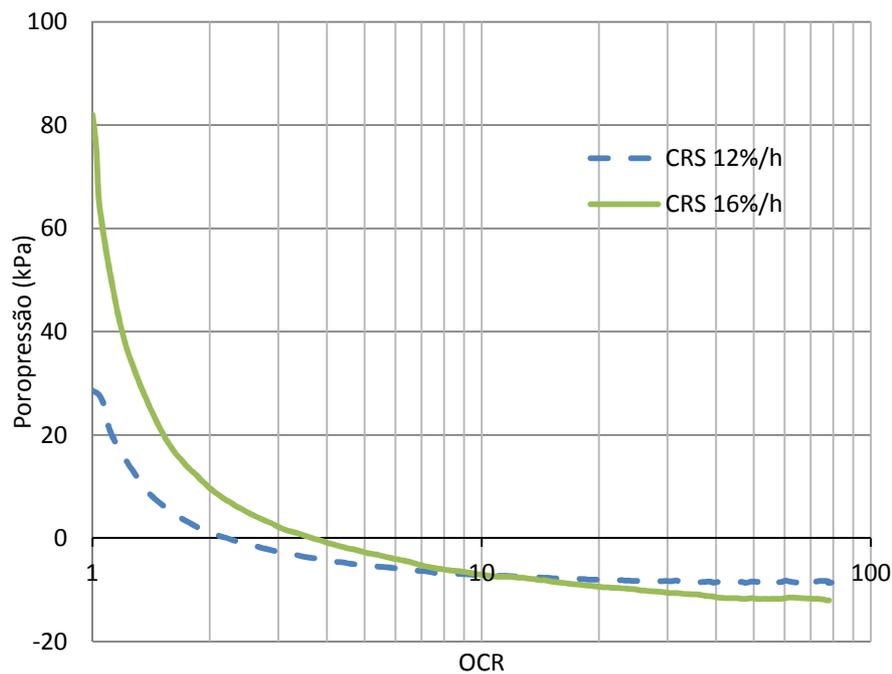


Figura 49 – Valores de u_b versus OCR durante a fase de descarregamento para os ensaios CRS (caulim).

3.1.3 Histórico de Tensões

A Figura 50 apresenta as curvas de índice de vazios normalizado (e/e_0) em função da tensão vertical efetiva dos ensaios SIC e CRS realizados. Nesta figura os ensaios SIC foram representados em sua situação final, ou seja, após 24 horas em cada estágio.

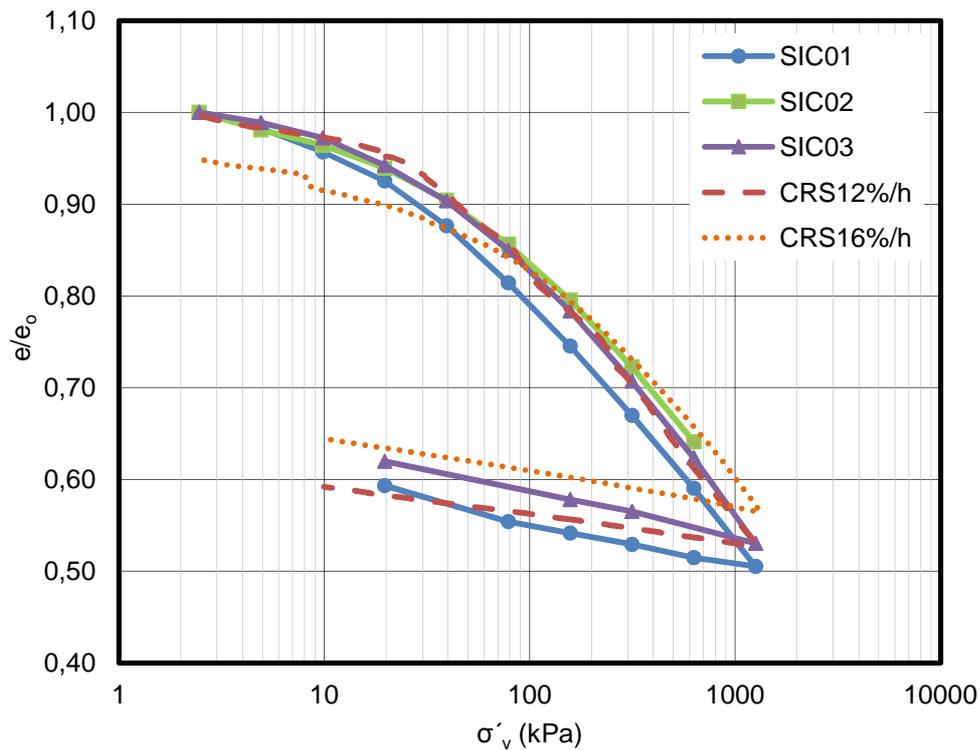


Figura 50 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC e CRS (caulim).

Destaca-se nesta figura que o ensaio SIC02 foi interrompido precocemente devido a um descarregamento não intencional, restando apenas o carregamento até 640 kPa.

O ensaio CRS_{12%/h}, apesar de ser apresentado apenas em caráter ilustrativo (pois indicou estar inicialmente não saturado), se mostra coerente aos demais ensaios.

Na Figura 50 a variação do índice de vazios incorpora os efeitos do adensamento primário e secundário. Para fins de estimativa da parcela correspondente ao adensamento primário (EOP), considerou-se que este instante estaria definido no ponto (h_{100}, t_{100}) na curva Leitura do Extensômetro versus Raiz do Tempo, conforme apresentado na Figura 51. A partir do tempo associado à ocorrência de 90% do recalque (t_{90}), obteve-se h_{90} . Com h_{90} calculou-se $h_{100} = h_{90} - ((h_0 - h_{90})/9)$ e posteriormente t_{100} .

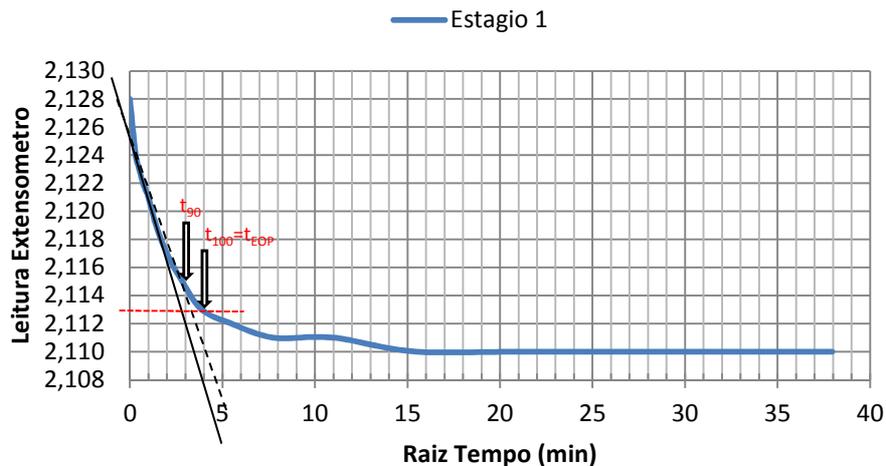


Figura 51 – Metodologia de cálculo do instante final do adensamento primário, exemplo do Estágio 2, ensaio SIC01, (caulim).

Na Figura 52 são comparadas as curvas de variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva para os ensaios SIC01 e SIC03, representados em duas curvas distintas, correspondentes a estágios de carga com diferentes durações, fim do primário (EOP) e 24 horas. Observa-se que a distância entre as curvas de EOP e 24 horas se acentua com o aumento do nível de tensões. Este comportamento foi observado de forma equivalente em ambos os ensaios SIC; em outras palavras, para mesma tensão efetiva, a variação do índice de vazios apresentou a mesma ordem de grandeza.

A título de comparação, foram incluídos, nesta figura 52, os ensaios CRS. Embora o corpo de prova do ensaio CRS_{12%/h} não estivesse saturado, a curva aparentemente indica uma melhor definição da tensão de pré-adensamento. Verifica-se também que este ensaio apresentou um comportamento similar ao do SIC03 (curva 24 horas).

O ensaio CRS_{16%/h} apresentou um comportamento mais próximo ao EOP do SIC01, indicando ser a velocidade de adotada suficientemente elevada para não apresentar influência expressiva do adensamento secundário.

É interessante observar que as diferenças de comportamento entre os ensaios SIC e CRS foram pouco significativas. Há que se notar também que as diferenças entre as curvas SIC de 24 horas e EOP são pouco significativas para o

material ensaiado, o que também já era previsível, face ao pequeno teor de argila. Daqui para frente, os demais parâmetros dos ensaios SIC para este material serão determinados para a variação do índice de vazios de 24 horas.

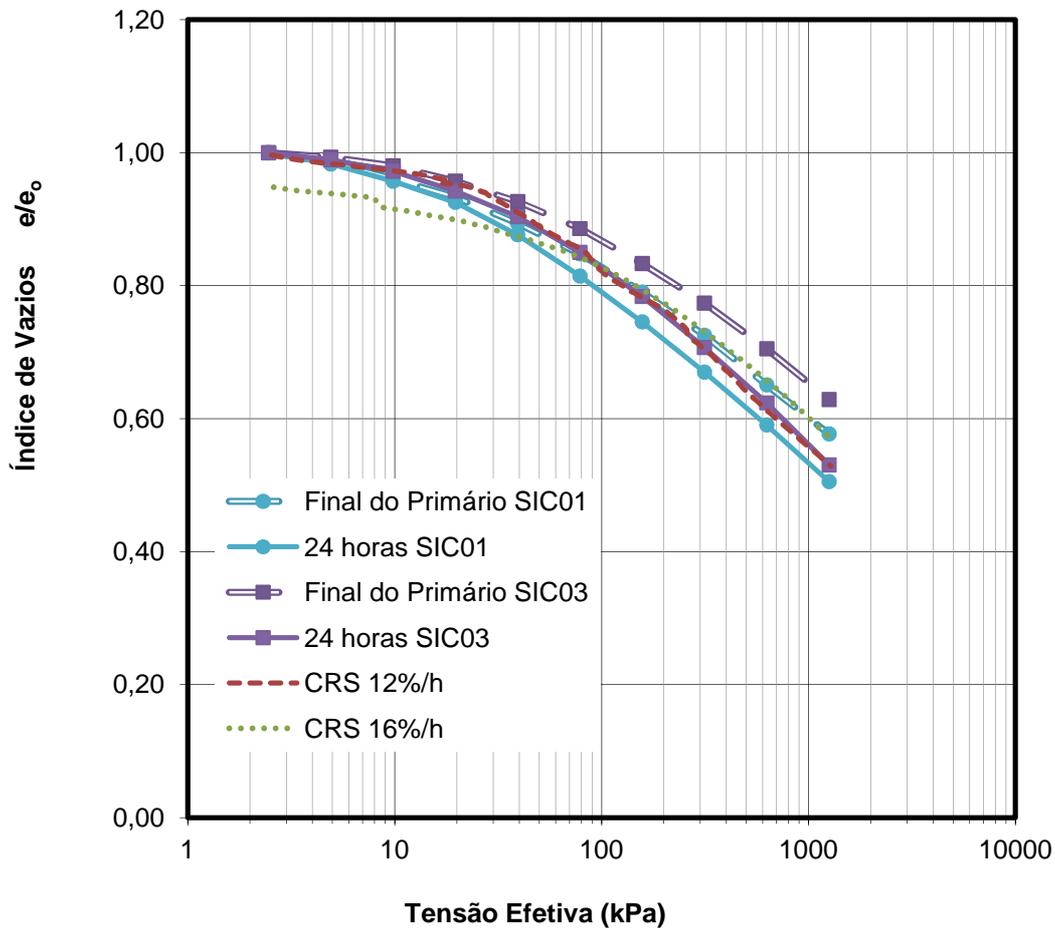


Figura 52 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 e SIC03 (Final do Primário e 24 horas), $CRS_{12\%/h}$ e $CRS_{16\%/h}$ (caulim).

3.1.4 Qualidade dos corpos de prova

Para avaliação da qualidade dos corpos de prova, normalmente utilizam-se resultados de ensaios de adensamento convencionais. Entretanto, na Tabela 16, será apresentada a avaliação da qualidade dos corpos de prova referentes aos ensaios SIC e CRS, segundo os critérios de Lunne et al. (1997), Coutinho (2007) e Andrade (2009). Os valores de σ'_{vm} foram estimados pelo método de Casagrande.

Tabela 16 – Qualidade dos corpos de prova ensaiados do caulim.

Corpo de prova	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	$e(\sigma'_{vo})$	$\Delta e/e_0$	Lunne	Coutinho	Andrade
SIC 01	35	35	1,0	1,095	0,971	0,113	Pobre	Pobre	Pobre a Muito Pobre
SIC 02	38	38	1,0	1,010	0,920	0,089	Pobre	Pobre	Regular a Pobre
SIC 03	40	40	1,0	1,015	0,920	0,093	Pobre	Pobre	Regular a Pobre
CRS 12%/h	40	40	1,0	1,110	1,013	0,087	Pobre	Pobre	Regular a Pobre
CRS 16%/h	40	40	1,0	1,081	0,943	0,128	Pobre	Pobre	Pobre a Muito Pobre

Independentemente do critério considerado, todos os corpos de prova apresentaram uma classificação insuficiente quanto à sua qualidade. Este resultado já era esperado, face à pouca definição das curvas no trechos de recompressão e compressão virgem, observado na Figura 50, com indícios de amolgamento.

Há que se ressaltar que, sendo a amostra preparada em laboratório, aplicando-se uma tensão de confinamento de 40 kPa, a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} deveria confirmar este nível de tensão. O baixo valor de σ'_{vm} resultante dos ensaios SIC01 e SIC02 foi atribuído à hipótese dos corpos de prova se encontrarem em fase anterior ao final da consolidação. De fato, na fase de preparação da amostra, considerou-se como aceitável para o instante final da fase de consolidação, o momento em que a variação de volume foi inferior a 0,1ml/min., como mostra a Figura 39 no item 2.4.

Cabe destacar que os efeitos do amolgamento, detalhados no item 1.1, se mostram compatíveis com a classificação da Tabela 16. De fato, para o corpo de prova SIC01, observaram-se as seguintes características:

- i) a menor tensão de pré-adensamento;
- ii) o menor índice de vazios, para uma mesma tensão efetiva;
- iii) maior dificuldade na definição do ponto de menor raio de curvatura.

Era esperado que os corpos de prova fossem classificados positivamente quanto à sua qualidade, já que foram preparados em laboratório. Entretanto, todos os critérios analisados foram estabelecidos para solos com elevado teor de argilo-minerais. No presente trabalho, o solo se revelou como um silte e não como um caulim, como era o objetivo da pesquisa. Surge então, o questionamento de validade destes critérios para solos de maior granulometria.

3.1.5 Índices de compressibilidade

A campanha de ensaios de adensamento incremental SIC, e rápido CRS, forneceram os resultados esquematizados na Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros obtidos dos ensaios SIC e CRS do caulim.

Parâmetros	SIC01	SIC02	SIC03	CRS(12%/h)	CRS(16%/h)
σ'_{vm} (Casagrande)	35 kPa	38 kPa	40 kPa	40 kPa	40 kPa
σ'_{vm} (Pacheco Silva)	36 kPa	40 kPa	40 kPa	39 kPa	40 kPa
C_r	0,05	0,05	0,04	0,03	0,04
C_c	0,27	0,24	0,27	0,28	0,27
C_s	0,04	*	0,04	0,04	0,04
OCR	1,0				

Nota: * Não foi possível calcular devido à queda dos pesos durante o carregamento de 640 kPa.

Observa-se que os parâmetros são muito próximos em ambos os tipos de ensaios, apesar da qualidade pobre dos mesmos. Os corpos de prova SIC01 e SIC02, que ainda não haviam estabilizado, e o CRS_{12%/h}, que apresenta saturação da ordem de 93%, mostraram valores razoáveis comparados aos demais.

Conforme verificado por Spannenberg (2003) e Almeida Netto (2006), maiores velocidades de deformação indicam uma leve tendência a apresentarem maiores valores de C_c , segundo comprovação do ensaio CRS_{12%/h}. Em relação aos valores

de C_r e C_s , assim como Almeida Netto (2006), não se observou qualquer tendência de variação com a velocidade de deformação.

3.1.6 Coeficiente de adensamento vertical c_v

O coeficiente de adensamento vertical c_v foi calculado através do método de Taylor e sua variação com σ'_v é apresentada na Figura 53. A constância no valor de c_v para maiores tensões está associada à condição normalmente adensada do corpo de prova. Este comportamento era esperado em todos os ensaios.

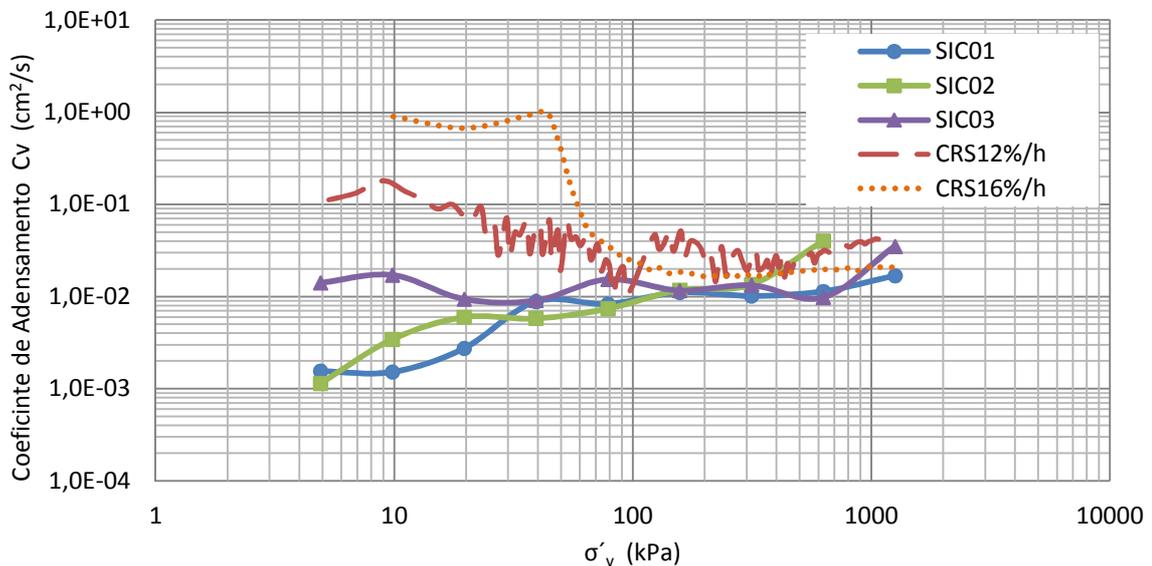


Figura 53 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim).

Os resultados provenientes dos corpos de prova SIC01 e SIC02 parecem confirmar que os mesmos ainda não haviam finalizado o processo de adensamento para $\sigma'_{vm} = 40$ kPa, pois o valor de c_v tende a aumentar com o aumento de σ'_v . Uma outra hipótese para este comportamento, segundo Andrade (2009), seria o amolgamento dos corpos de prova. Por outro lado, com os incrementos de carga verifica-se que os corpos de prova atingiram o adensamento final a partir de σ'_v da ordem de 100 kPa.

O corpo de prova SIC03, que foi mantido por um tempo maior no amostrador (armazenado na câmara úmida do laboratório conforme Tabela 18), apresenta um c_v de tendência constante. Conclui-se que o tempo de preparação dos ensaios foi

determinante na caracterização da condição inicial dos corpos de prova. De fato, o corpo de prova do ensaio SIC03, que ficou exposto à expansão por mais tempo, apresentou um maior valor de c_v inicial.

Tabela 18 – Período de realização dos ensaios SIC e CRS referentes ao caulim.

ENSAIOS	DATA DE REALIZAÇÃO
SIC01	23/09/2011
SIC02	14/10/2011
SIC03	02/11/2011
CRS12%/h	08/02/2012
CRS16%/h	29/02/2012

Nota 1: A amostra foi confinada por 7 dias e, após 24h para expansão do material, seguiu-se a execução do ensaio SIC01.

Nota 2: O início dos ensaios CRS ocorreu após a volta da placa mãe devidamente reparada pelo fabricante do equipamento.

A curva do ensaio CRS_{16%/h} mostra uma redução de c_v com o nível de tensão efetiva. Esta tendência está de acordo com o indicado por Ladd (1971) que ressalta que no caso de ensaios oedométricos em argilas levemente pré-adensadas, o valor de c_v decresce significativamente à medida que se aproxima da tensão de pré-adensamento. Para tensões maiores (compressão virgem), o valor de c_v mantém-se aproximadamente constante. No trecho de recompressão o valor de c_v é próximo a $1,0 \text{ cm}^2/\text{s}$ e, no trecho normalmente adensado o valor de c_v reduz para cerca de $1,5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$, em consonância com os valores dos ensaios SIC.

Destaca-se que Carvalho et al. (1989) também encontraram uma boa concordância nos valores de c_v , no trecho normalmente adensado, e uma maior dispersão no trecho pré-adensado.

Duas soluções alternativas para o cálculo de c_v em ensaios CRS são apresentadas por Wissa et al. (1971) considerando o solo com comportamento linear

ou não linear e podem ser observadas no Anexo A. Na Figura 54 estão apresentadas as curvas obtidas no ensaio CRS_{16%/h}, para as duas considerações.

Pode-se perceber que os resultados são bastante próximos, praticamente coincidentes em todos os níveis de tensão efetiva. Assim sendo, os valores de c_v apresentados na presente dissertação foram calculados considerando comportamento linear. Este fato está de acordo com o reportado por Spannenberg (2003).

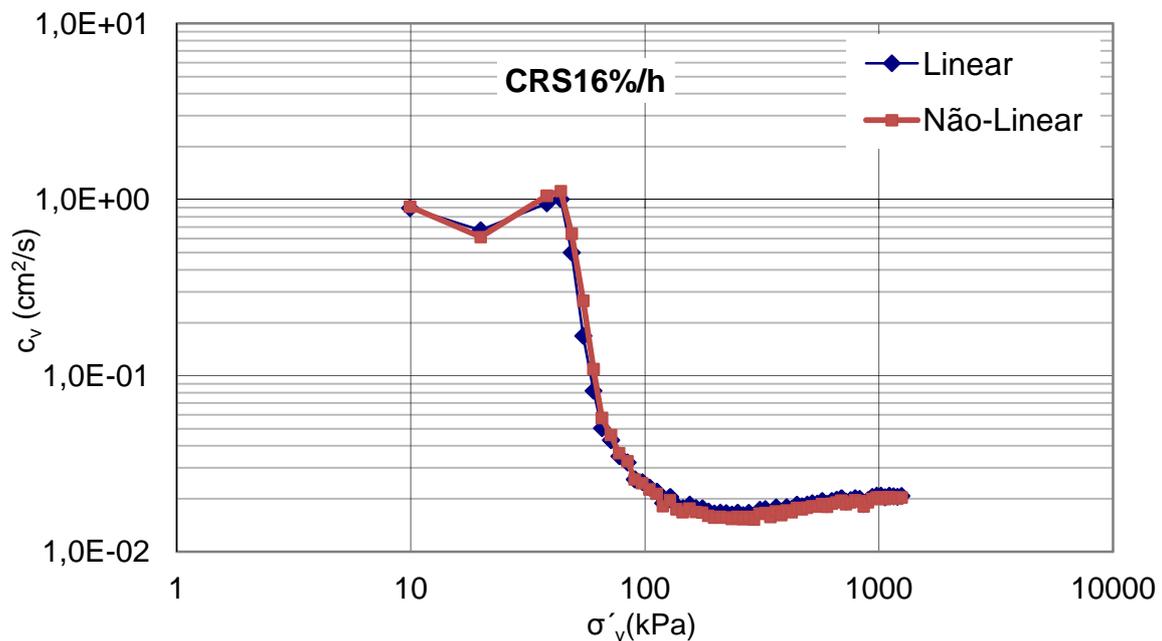


Figura 54 – Valores de c_v (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS_{16%/h} (caulim).

As velocidades de deformação normalizadas, β_u , para os ensaios CRS, determinadas segundo Siang (2006), foram de $7,5 \times 10^{-3}$ e $1,5 \times 10^{-2}$, para os ensaios CRS_{12%/h} e CRS_{16%/h}, respectivamente. Segundo o autor são sugeridos os critérios de aceitação do ensaio: i) $\beta_u > 0,005$ e $1\% < u_b/\sigma_v < 10\%$; ii) $\beta_u/CF < 0,008$, sendo CF a fração argila deste material. Na presente campanha, ambos os ensaios atendem ao 1º critério e, quanto ao 2º critério, o valor de β_u/CF é da ordem de 0,06 e 0,125 para os ensaios CRS_{12%/h} e CRS_{16%/h}, respectivamente. Em resumo o ensaio CRS_{12%/h}, apesar da condição insatisfatória de saturação, satisfaz plenamente ao critério de Siang (2006).

Conclui-se que as recomendações de Siang (2006), as quais sugerem a não aceitação do ensaio $CRS_{16\%/h}$, executado, não se justificam para o material ensaiado, uma vez que as curvas de compressibilidade indicam uma semelhança de comportamento.

3.1.7 Coeficiente de variação volumétrica m_v

Na Figura 55 estão representados os valores encontrados para o coeficiente de variação volumétrica m_v em função da tensão efetiva. Observa-se que o m_v se situa, em grande parte, na faixa entre 1×10^{-4} e 1×10^{-3} m^2/kN , independentemente do nível de tensão efetiva. Esses valores são muito próximos aos reportados por Almeida Netto (2006) em campanha semelhante a do presente trabalho.

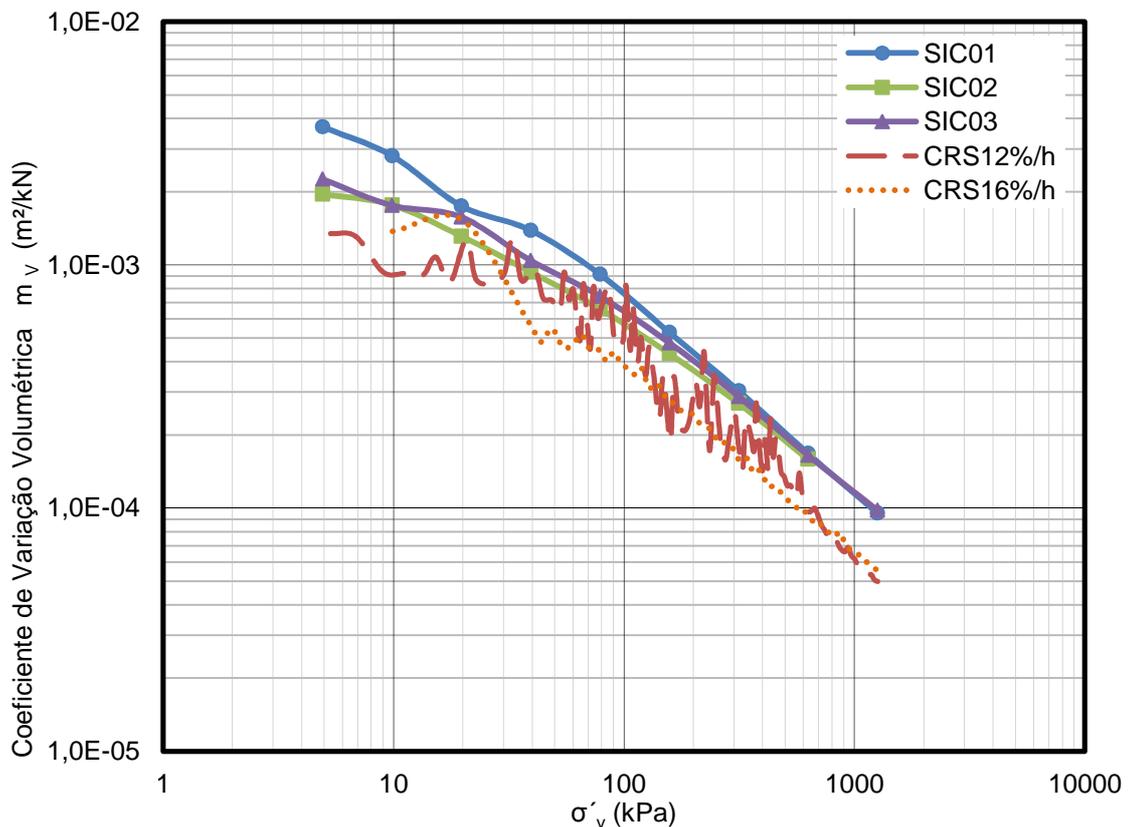


Figura 55 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim).

O ensaio $CRS_{12\%/h}$, demonstrado a título de ilustração devido à condição de baixa saturação, também se encontra na faixa de valores dos demais ensaios.

Da mesma forma que o c_v , duas soluções alternativas são disponibilizadas para o cálculo de m_v em ensaios CRS (Wissa et al., 1971) e suas equações podem

ser observadas no Anexo A. Na Figura 56 estão apresentadas as curvas obtidas no ensaio CRS_{16%/h}, considerando o solo com comportamento linear e não linear. Novamente percebe-se que os resultados são praticamente coincidentes. Sendo assim, os valores de m_v apresentados foram calculados considerando o comportamento linear.

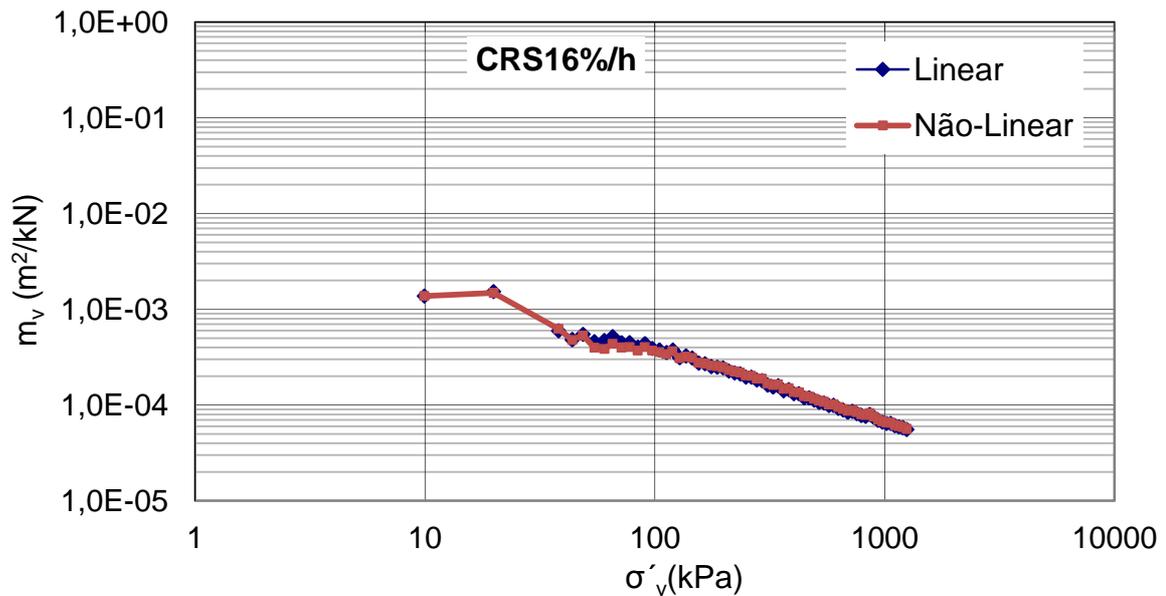


Figura 56 – Valores de m_v (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS_{16%/h} (caulim).

3.1.8 Coefficiente de compressibilidade a_v

A variação do coeficiente de compressibilidade a_v em função da tensão efetiva vertical, σ'_v , está apresentada na Figura 57. Tanto os ensaios convencionais SIC quanto os ensaios rápidos CRS indicaram valores muito próximos e comportamento análogo ao m_v .

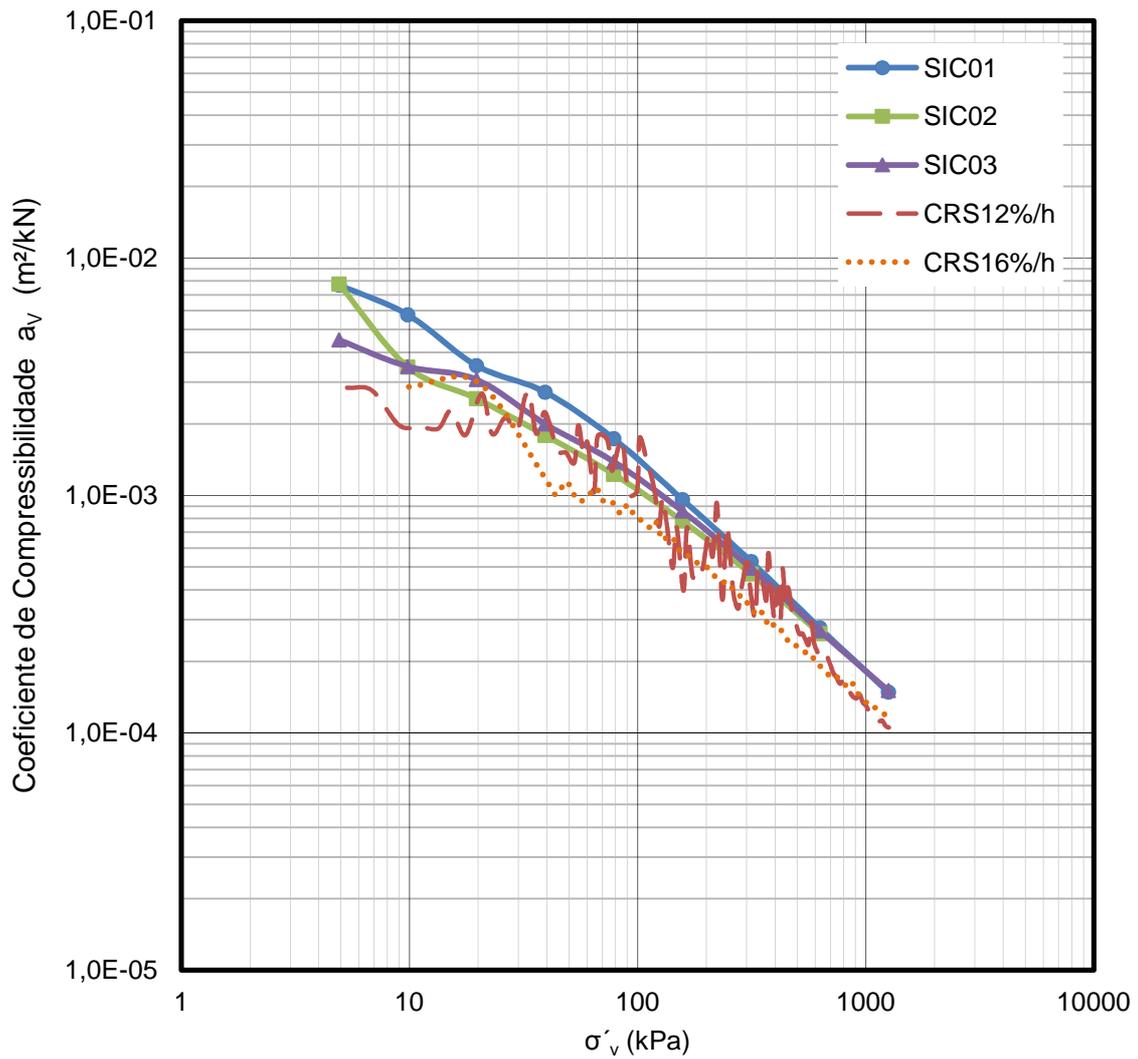


Figura 57 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim).

3.1.9 Coeficiente de permeabilidade k

O coeficiente de permeabilidade foi obtido de forma indireta, a partir dos valores de c_v e m_v ($k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$) e sua variação está representada na Figura 58. Observa-se que este coeficiente diminui com o aumento da tensão efetiva.

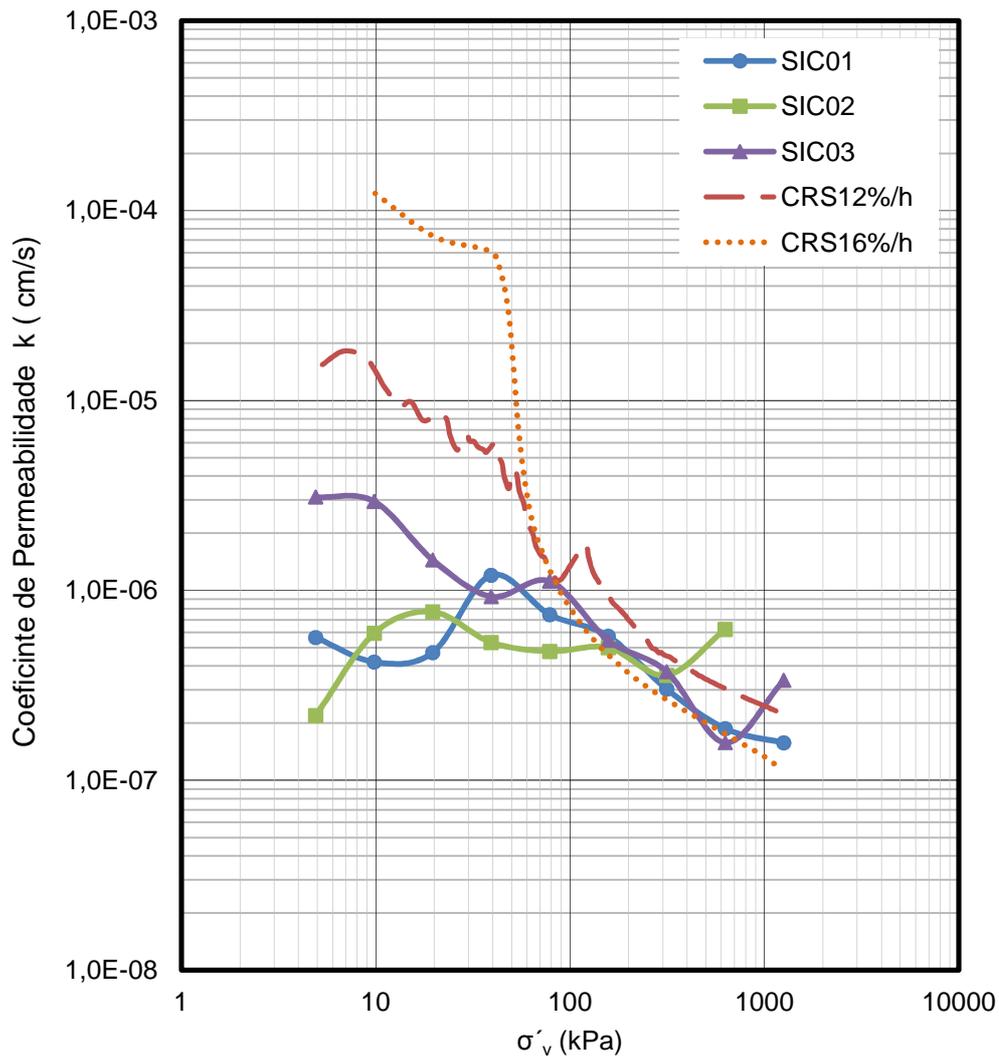


Figura 58 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC e CRS (caulim).

Os ensaios SIC01 e SIC02 passam a ter comportamento semelhante ao SIC03 para σ'_v da ordem de 100 kPa, como observado anteriormente (Figura 53).

Os maiores valores de k , obtidos no ensaio CRS_{16%/h} na fase de recompressão, são devido aos maiores valores de c_v nesta faixa de tensão.

Nos ensaios CRS, o valor de k pode ser obtido através de correlações com a poropressão gerada na base, conforme a formulação de Wissa et al. (1971) descrita no Anexo A. Ao se comparar os valores de k obtidos de forma linear e não linear para o corpo de prova CRS_{16%/h}, percebe-se resultados muito próximos conforme observado na Figura 59.

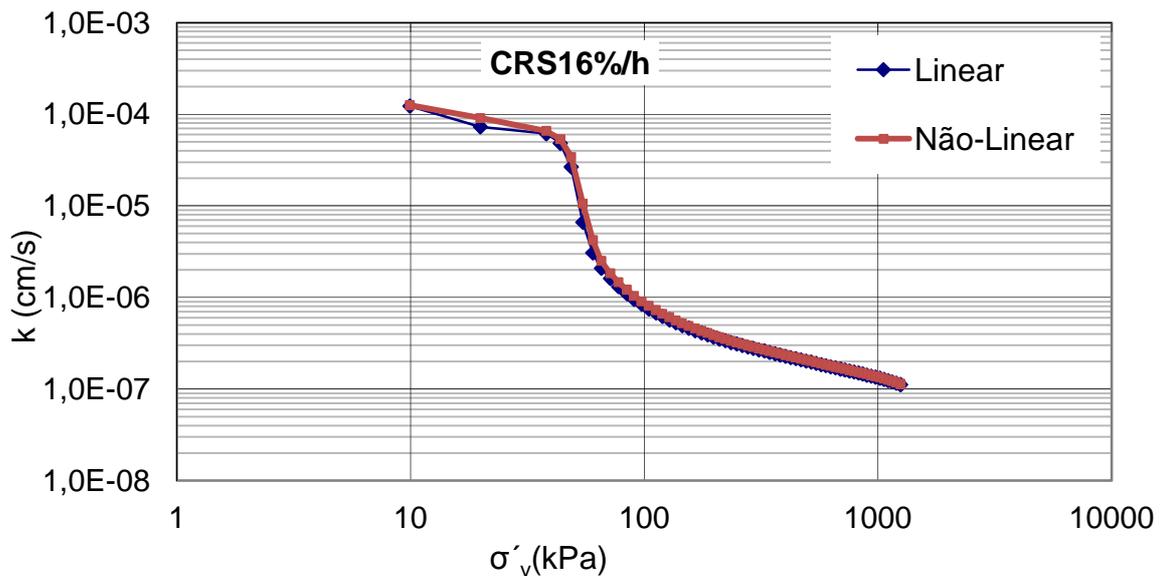


Figura 59 – Valores de k (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS_{16%/h} (caulim).

3.2 Solo natural de Jacarepaguá

As amostras foram recebidas no Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ em tubos Shelby, conforme já descrito no Capítulo 2. Os corpos de prova retirados dos Shelbies 1 e 2 são provenientes de um mesmo furo de sondagem SP15. O Shelby 1 foi extraído na faixa entre 5,0 e 5,60m de profundidade, enquanto o Shelby 2 é referente à profundidade de 8,0 a 8,60m.

O objetivo inicial era para cada Shelby, ou seja, para cada profundidade, realizar vários ensaios CRS em diferentes velocidades e então comparar os resultados com o ensaio incremental SIC. Todavia, vários corpos de prova foram descartados, devido à presença acentuada de lentes de areia e de uma quantidade significativa de conchas, conforme ilustra a Figura 60. Além disso, 6 (seis) ensaios CRS realizados apresentaram poropressão negativa em toda a faixa de tensão aplicada, indicando algum erro nos ensaios, impossibilitando seu emprego na presente pesquisa. Desta forma, em cada Shelby foi realizado um ensaio SIC e apenas um ensaio CRS. Para fins de designação, os Shelbies 1 e 2 serão, doravante, denominados AM-5 e AM-8.

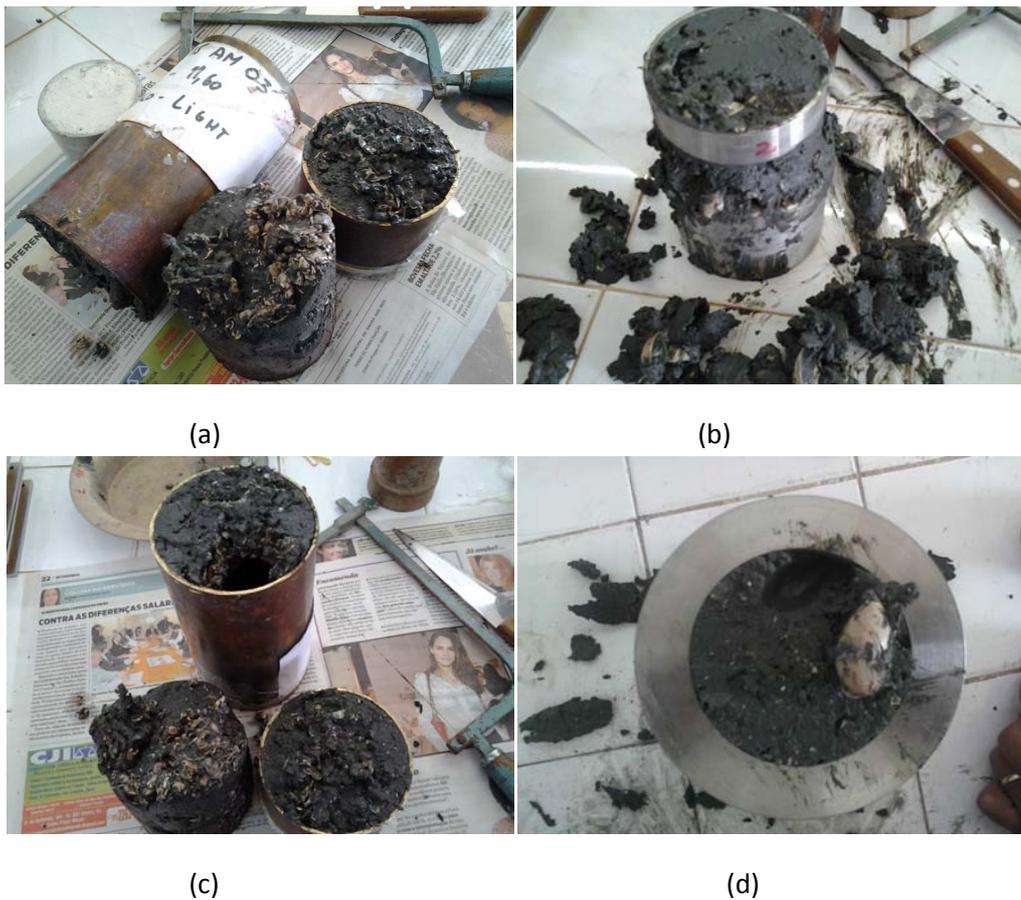


Figura 60 – Solo Jacarepaguá: Shelbyes recebidos com muitas conchas (a), (b) e (c). Corpo de prova não ensaiado face ao tamanho significativo da concha presente (d).

3.2.1 Caracterização Geotécnica

A análise granulométrica revelou um material constituído da ordem de 70% de areia, 27% de silte e apenas 3% de argila em ambos os Shelbyes, conforme observado nas Figuras 61 e 62. Cabe destacar que a porcentagem de solo que passa na peneira 200 é significativa para ambas as amostras, revelando a presença expressiva de areia fina. Embora o aspecto do solo observado na Figura 58 aparente um solo argiloso, a curva granulométrica indica a predominância de areia. Este “salto” ocorrido na curva granulométrica foi inicialmente atribuído à falha na calibração do densímetro. O ensaio foi, então, refeito, após recalibração do densímetro. Porém, as curvas mantiveram-se com o mesmo padrão de

comportamento. Uma análise de ensaios em depósitos argilosos próximos ao local revelou padrão semelhante em vários corpos de prova.

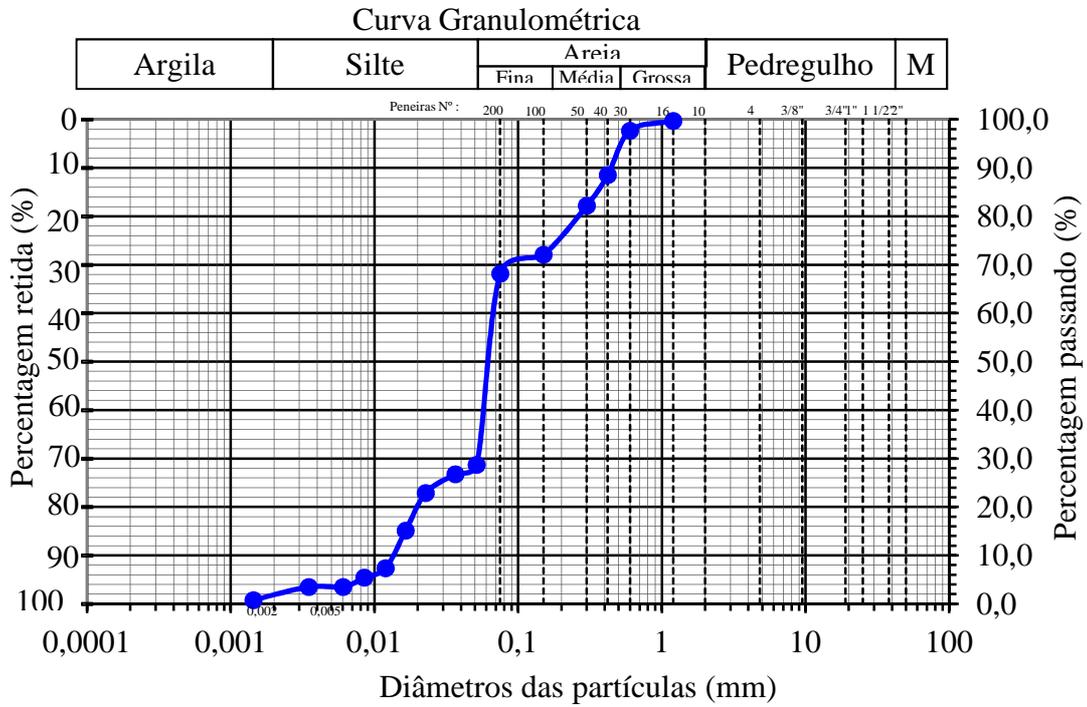


Figura 61 - Curva granulométrica, AM-5 (solo de Jacarepaguá).

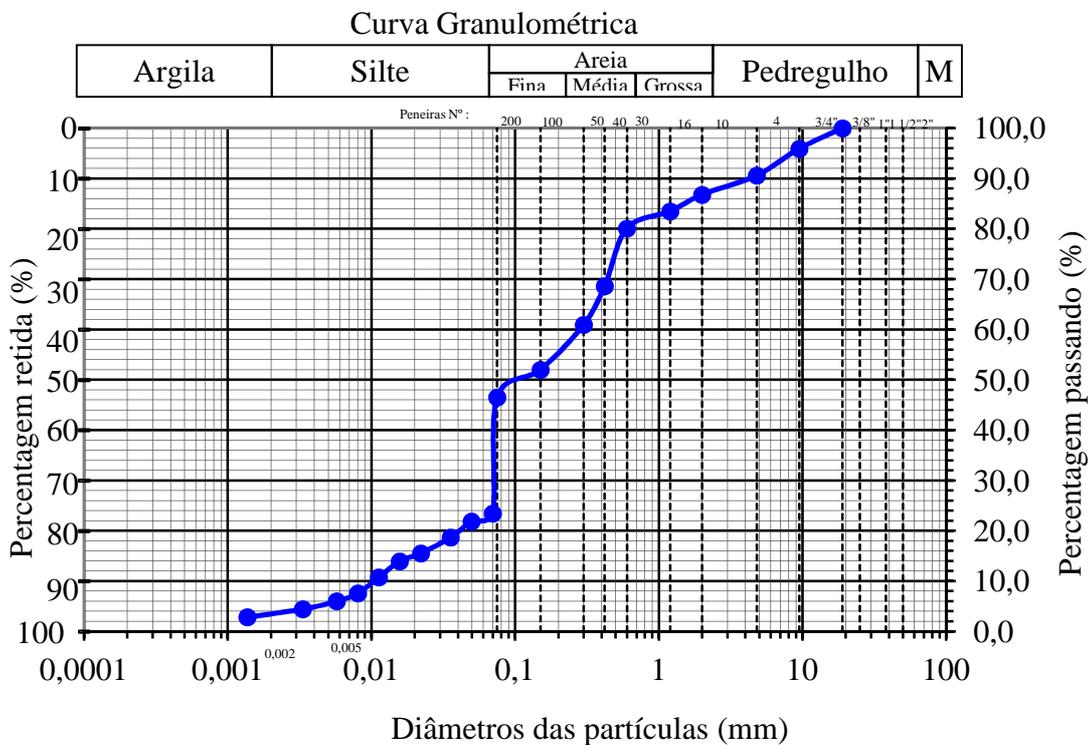


Figura 62 - Curva granulométrica, AM-8 (solo de Jacarepaguá).

Os valores de peso específico, índice de vazios inicial e demais índices físicos obtidos nos ensaios relativos a cada corpo de prova são apresentados nas Tabelas 19 e 20 e caracterizam um material de comportamento argiloso.

Tabela 19 – Resumo dos ensaios de caracterização para o AM-5.

Parâmetros	SIC01	CRS _{7%/h}
Profundidade (m)	5,0 a 5,60	
$\gamma(\text{kN/m}^3)_{\text{NATURAL}}$	13,05	13,67
e_0	3,703	2,531
w_0 (%)	152,9	98,9
S_0 (%)	102,4	97,0
G_s (g/cm^3)	2,480	
LL (%)	66	
LP (%)	41	

Nota 1: SIC01 representa o corpo de prova submetido ao ensaio de adensamento incremental SIC enquanto CRS_{7%/h} representa o corpo de prova submetido ao ensaio de adensamento CRS de velocidade de deformação igual a 7%/h.

Nota 2: γ , e_0 , w_0 , S_0 , G_s , LL e LP representam o peso específico natural, índice de vazios inicial, umidade inicial, grau de saturação inicial, densidade dos grãos, Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade respectivamente.

Foi observada uma diferença razoável no índice de vazios entre os corpos de prova SIC01 e CRS_{7%/h}. Muito provavelmente isto é devido à grande quantidade de conchas e também de matéria orgânica presente no corpo de prova. Ainda que não se tenha realizado a determinação do teor de matéria orgânica no laboratório, foi possível identificar sua presença devido a dois fatores marcantes: o odor proveniente dos Shelbies e a presença acentuada de conchas nas cápsulas oriundas da estufa, que muitas vezes representava cerca de 70% do peso total, conforme ilustração na Figura 63. Destaca-se também, que após a retirada da estufa, por diversas vezes se identificou a presença muito pequena do solo fino. Provavelmente, grande teor de matéria orgânica foi “queimada” durante a secagem.



(a)

(b)

Figura 63 – Solo de Jacarepaguá: corpos de prova oriundos da estufa (a) e (b).

Tabela 20 – Resumo dos ensaios de caracterização para o AM-8.

Parâmetros	SIC01	CRS _{5%/h}
Profundidade (m)	8,0 a 8,60	
$\gamma(\text{kN/m}^3)_{\text{NATURAL}}$	12,34	11,73
e_0	5,077	5,080
w_0 (%)	208,5	193,5
S_0 (%)	101,9	95,0
G_s (g/cm^3)	2,483	
LL (%)	52	
LP (%)	32	

Nota 1: SIC01 representa o corpo de prova submetido ao ensaio de adensamento incremental SIC enquanto CRS_{5%/h} representa o corpo de prova submetido ao ensaio de adensamento CRS de velocidade de deformação igual a 5%/h.

Nota 2: γ , e_0 , w_0 , S_0 , G_s , LL e LP representam o peso específico natural, índice de vazios inicial, umidade inicial, grau de saturação inicial, densidade dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente.

No caso do corpo de prova CRS_{5%/h}, embora seja observada uma redução da saturação, esta foi considerada aceitável para fins de comparação com o ensaio incremental SIC.

Observou-se grande semelhança da caracterização deste solo com o estudado por Baroni (2010). O autor realizou uma série de ensaios em um depósito de argila mole em Jacarepaguá, apresentados na Tabela 21. É importante ressaltar

a porcentagem alta de matéria orgânica na superfície, em torno de 60%, e sua diminuição com a profundidade até a porcentagem de 6,2 em torno de 5,0 a 6,0 metros de profundidade. Além disso, um veio de areia foi identificado neste maciço argiloso em uma profundidade muito próxima a dos ensaios realizados nesta dissertação. Pela localização das verticais de extração das amostras, verificou-se serem as amostras aqui estudadas muito próximas àquelas descritas por Baroni (2010).

Tabela 21 – Resumo dos ensaios de caracterização encontrados por Baroni (2010).

Prof (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	w (%)	LL (%)	LP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	Gs (g/cm ³)
5,95	14	37	70	149,45	520	80	12,36	3,854	2,459
6,95	14	19	76	192,36	159	45	11,97	4,848	2,438

Nota: Prof(m) se refere à profundidade em que foi moldado o corpo de prova e w, LL, LP, γ , e_0 e Gs representam umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, peso específico natural, índice de vazios inicial e densidade dos grãos, respectivamente.

Todos os índices são muito próximos aos encontrados na presente dissertação, à exceção dos Limites de Liquidez e Plasticidade que foram determinados diferentemente do que preconiza a norma: sem secagem ao ar do material. Outro aspecto de grande semelhança entre os estudos é a aparência do solo oriundo dos Shelby's, com uma significativa quantidade de conchas, ilustrados na Figura 64.



Figura 64 – Solo ensaiado por Baroni (2010) (a) e solo ensaiado na presente dissertação (b).

A influência da porcentagem da fração argila nas propriedades geotécnicas do solo pode ser medida pela sua atividade. Skempton (1953) definiu o Índice de atividade (I_a) como sendo a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração argila (grãos com diâmetro médio inferior a 0,002mm). O material estudado apresenta valores de atividade $I_a=12,96$ para AM-5 e $I_a=5,03$ para AM-8, típico de argilas ativas ($I_a>1,25$).

3.2.2 Velocidade de deformação

A estimativa da velocidade de deformação utilizada nos ensaios CRS baseou-se na proposta de Carvalho et al. (1993), conforme indicado no item 1.2.2.1 e exemplificado no Apêndice C.

A influência da velocidade de deformação nos ensaios CRS foi estudada, inicialmente, a partir da variação da razão de poropressão (u_b / σ_v) gerada nos corpos de prova. Na Figura 65 estão apresentadas as curvas da razão de poropressão em função da tensão efetiva para os dois ensaios CRS realizados.

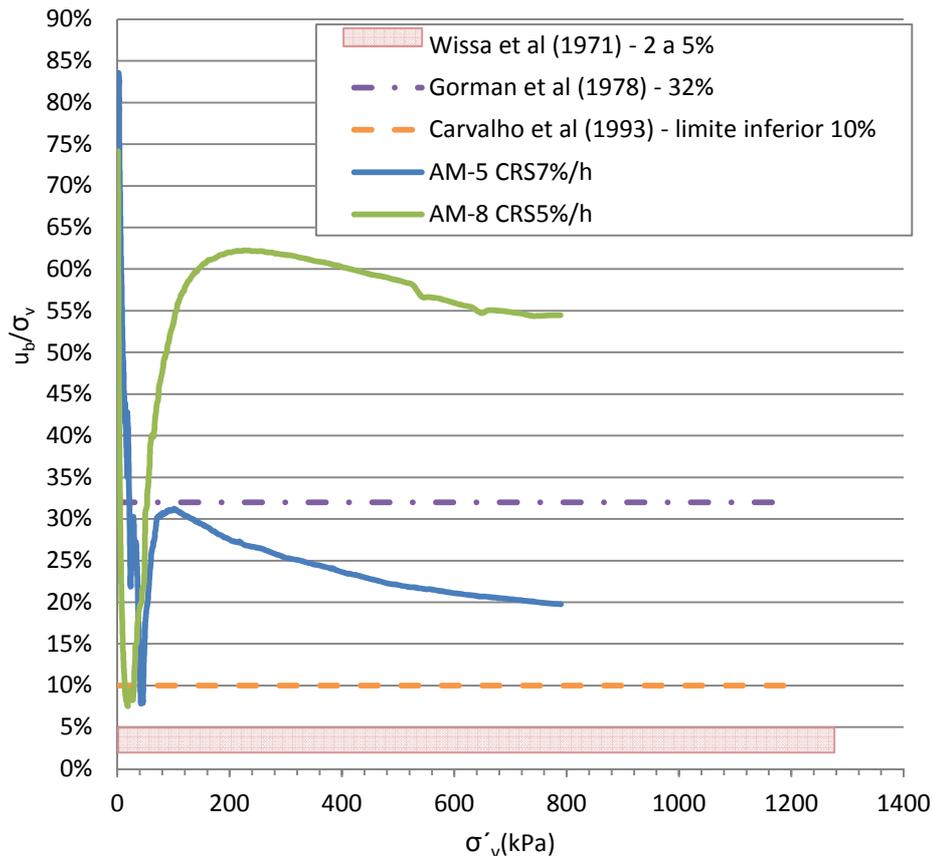


Figura 65 – Valores de u_b/σ_v para os ensaios CRS7%/h do AM-5 e CRS5%/h do AM-8 (solo de Jacarepaguá).

Na faixa de 20 a 30 kPa, ocorreu uma instabilidade no registro da poropressão na base no ensaio AM-5 CRS7%/h. Atribui-se este fato a um colapso melhor observado na Figura 69.

O ensaio CRS7%/h mostrou valores de u_b/σ_v inferiores a 32% dentro da faixa recomendada por Gorman et al. (1978) ao passo que o ensaio CRS5%/h ultrapassou os limites recomendados. Quanto ao aspecto, as curvas apresentam o mesmo comportamento dos ensaios de Carvalho (1989) e Spannenberg (2003).

Diferentemente do esperado, o ensaio mais lento gerou maior excesso de poropressão, conforme apresentado na Figura 66. É importante ressaltar que os corpos de prova são oriundos de diferentes profundidades. Além disso, outro fator pode ter influenciado este resultado: a melhor qualidade do corpo de prova AM-8 CRS5%/h, provavelmente com menor quantidade de conchas, areia e matéria

orgânica. De fato, este corpo de prova aparentou maior homogeneidade quando comparado aos demais, conforme pode ser observado na Figura 67. No entanto, a geração de poropressão foi superior ao limite recomendado por Gorman et al. (1978), como já observado anteriormente.

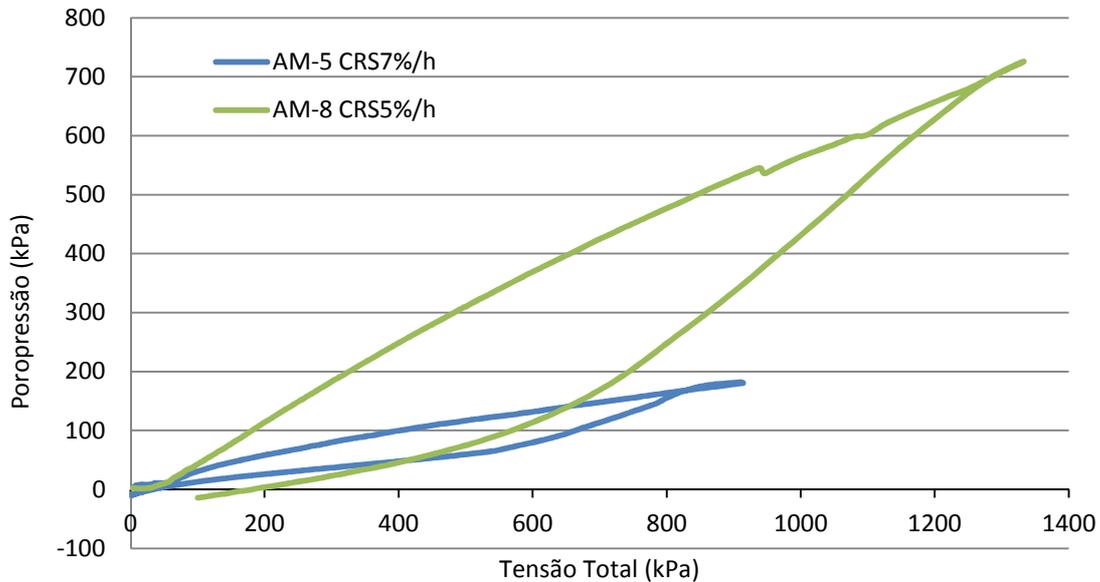


Figura 66 – Valores de u_b (carregamento e descarregamento) para os ensaios CRS_{7%/h} do AM-5 e CRS_{5%/h} do AM-8 (solo de Jacarepaguá).



(a)

(b)

Figura 67 – Solo de Jacarepaguá: corpo de prova CRS_{5%/h} do AM-8 (a) e (b).

Houve geração de poropressão negativa nos dois ensaios CRS durante parte da fase de descarregamento. Para maiores valores de OCR observou-se o

desenvolvimento de maior poropressão negativa na base, sendo este aspecto melhor observado na Figura 68.

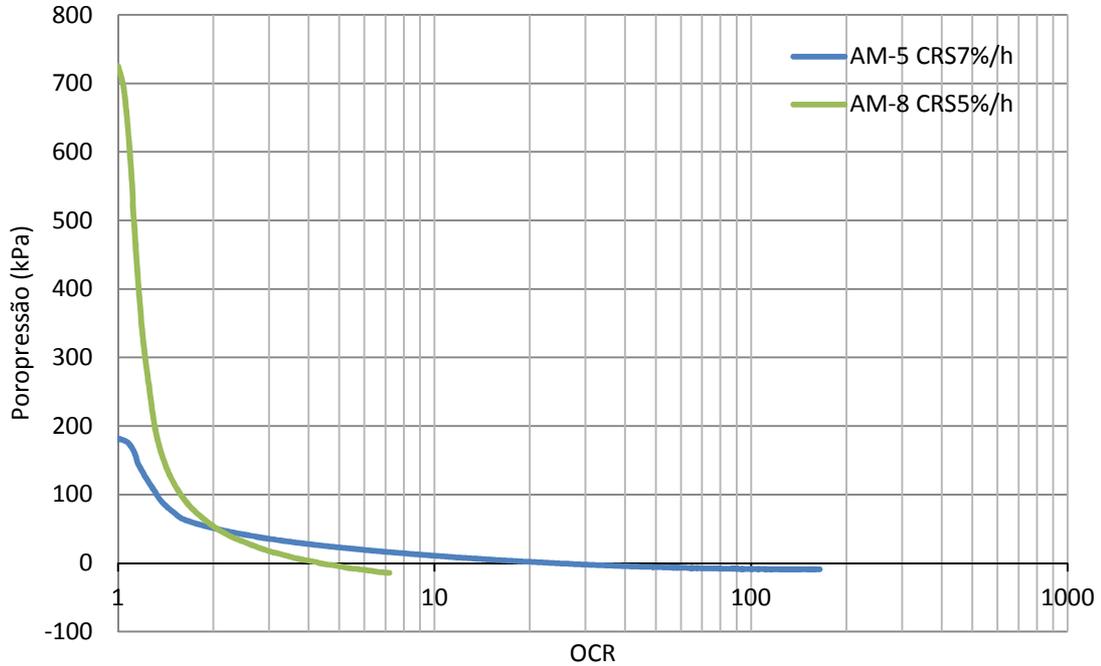


Figura 68 – Valores de u_b versus OCR para os ensaios CRS_{7%/h} do AM-5 e CRS_{5%/h} do AM-8 durante a fase de descarregamento (solo de Jacarepaguá).

3.2.3 Histórico de Tensões

As Figuras 69 e 70 apresentam as curvas de índice de vazios normalizado (e/e_0) em função da tensão vertical efetiva dos ensaios SIC e CRS realizados. O ensaio CRS_{7%/h} do AM-5 revela um aparente colapso próximo à $\sigma'_{v,} = 20$ kPa devido à mudança brusca do índice de vazios. Este fato explica o incremento de u_b observado na Figura 66 nesta mesma faixa de $\sigma'_{v,}$. Acredita-se, portanto que esse comportamento possa realmente ser atribuído à presença de conchas no interior do corpo de prova, não observado pela visualização externa do mesmo. Desta forma, o cálculo da tensão efetiva de pré-adensamento neste ensaio certamente teria sofrido alguma influência deste comportamento brusco. De fato, a tensão total medida pela célula de carga registrou uma queda súbita.

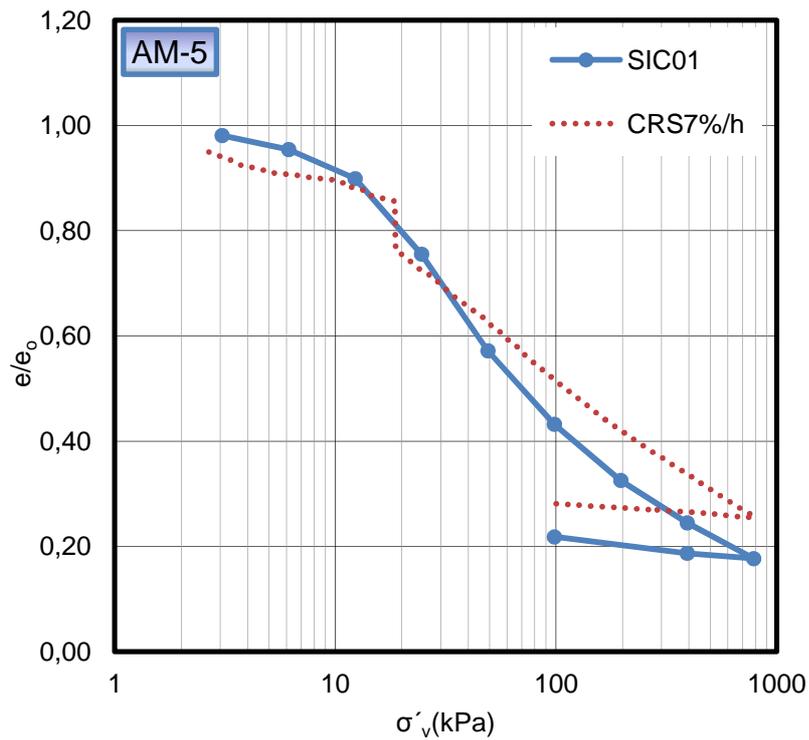


Figura 69 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 e CRS7%/h referentes ao AM-5 (solo de Jacarepaguá).

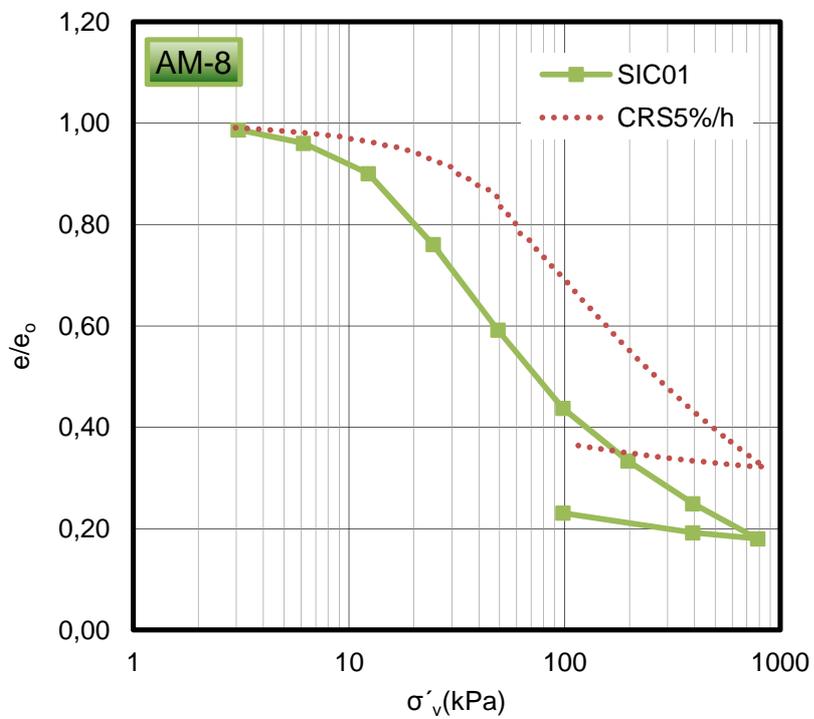


Figura 70 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 e CRS5%/h referentes ao AM-8 (solo de Jacarepaguá).

Com relação à amostra AM-8 (Figura 70), os ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} apresentam defasagem significativa entre as curvas. O corpo de prova do ensaio SIC01 apresenta um menor índice de vazios para uma mesma tensão efetiva, uma tensão de adensamento aparentemente menor, sugerindo uma qualidade pior do corpo de prova, quando comparado ao ensaio CRS, o que certamente afeta a determinação da tensão efetiva de pré-adensamento. Contudo, os valores médios de C_r , C_c e C_s são bastantes próximos conforme indica a Tabela 25.

Na Figura 71 a representação do ensaio SIC foi feita em duas curvas distintas, correspondentes a estágios de carga com diferentes durações, fim do primário (EOP) e 24 horas. Apesar do baixo teor de argila (4%), a diferença entre as curvas confirmam a ocorrência de uma parcela relativamente alta de compressão secundária. O ensaio CRS_{7%/h} mostra uma tendência de apresentar um melhor ajuste com a curva de EOP. Ressalta-se que a curva foi corrigida para eliminar o colapso (ver Figura 69). Isto foi feito transladando-se a curva do valor do deslocamento brusco (colapso), ou seja, descontando o valor do colapso em todas as leituras do deslocamento a partir do instante da ocorrência do mesmo.

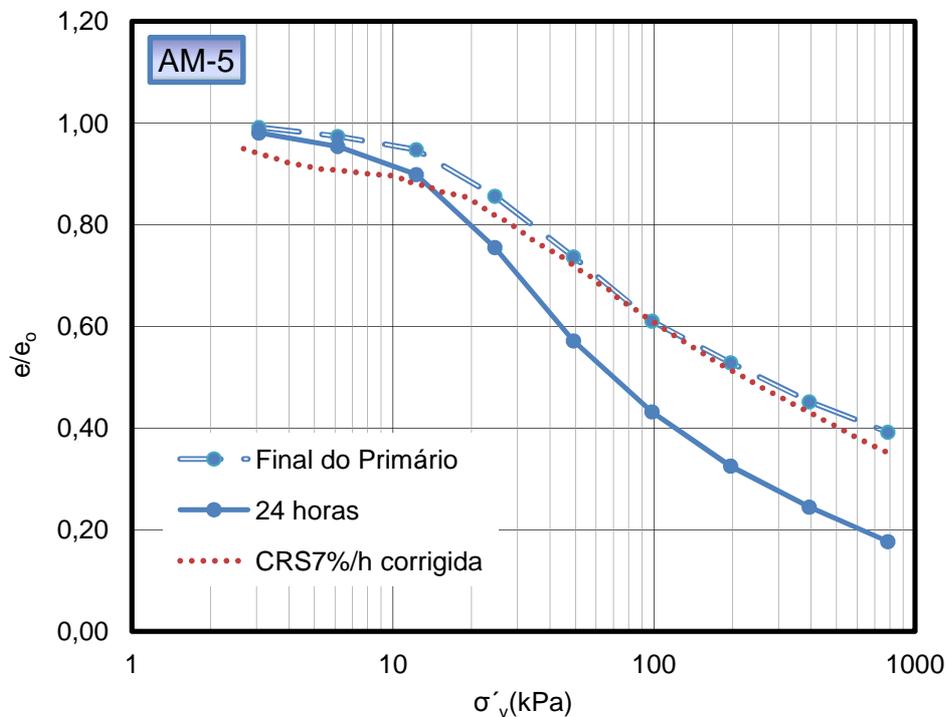


Figura 71 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 (Final do Primário e 24 horas) e CRS_{7%/h} (solo de Jacarepaguá).

Observa-se na Figura 72 que a diferença entre as curvas se acentua com o aumento do nível de tensões, indicando a ocorrência de uma parcela relativamente alta de compressão secundária, apesar do baixo teor de argila (3%).

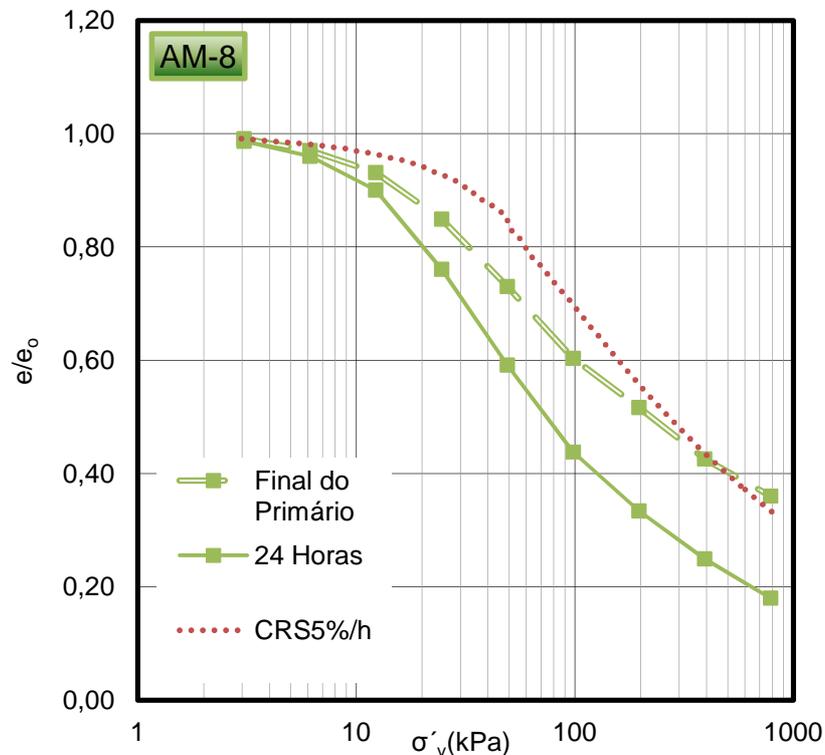


Figura 72 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 (Final do Primário e 24 horas) e CRS_{5%/h} (solo de Jacarepaguá).

3.2.4 Qualidade dos corpos de prova

O procedimento adotado nesta dissertação, semelhantemente às demais pesquisas, foi de se verificar a qualidade dos corpos de prova em relação apenas aos ensaios SIC. Esta escolha se deveu ao fato da tensão de pré-adensamento, e, portanto do OCR, poder variar em função da velocidade de deformação do ensaio CRS. Entretanto, face ao aspecto diferenciado dos corpos de prova antes da execução dos ensaios CRS, decidiu-se por verificar a qualidade dos mesmos segundo o critério adotado.

A Tabela 22 apresenta a avaliação da qualidade dos corpos de prova segundo os critérios de Lunne et al. (1997), Coutinho (2007) e Andrade (2009) para

os ensaios SIC. Os valores de σ'_{vm} foram estimados pelo método de Casagrande. Da mesma forma, a Tabela 23 apresenta a avaliação para os corpos de prova dos ensaios CRS.

Tabela 22 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC do solo natural de Jacarepaguá.

Corpo de prova	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	$e(\sigma'_{vo})$	$\Delta e/e_0$	Lunne	Coutinho	Andrade
AM-5 SIC01	16,2	16	0,98 ~1,00	3,703	3,160	0,147	Muito Pobre	Muito Pobre	Muito Pobre
AM-8 SIC01	19,4	19	0,98 ~1,00	5,077	4,157	0,225	Muito Pobre	Muito Pobre	Muito Pobre

Em ambos os ensaios SIC, o OCR apresentou valor bastante próximo à unidade. De fato, sendo o método de Casagrande um método gráfico, com pouca precisão decimal, um valor de OCR próximo da unidade equivale a um valor unitário.

Tabela 23 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios CRS do solo natural de Jacarepaguá.

Corpo de prova	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	$e(\sigma'_{vo})$	$\Delta e/e_0$	Lunne	Coutinho	Andrade
AM-5 CRS _{7%/h}	19,5	19	0,97 ~1,0	2,531	1,921	0,241	Muito Pobre	Muito Pobre	Muito Pobre
AM-8 CRS _{5%/h}	25,2	28,0	1,10	5,080	4,730	0,068	Boa a Regular	Boa a Regular	Boa a Regular

Interessante observar o resultado similar obtido pelos diferentes critérios e a melhor qualidade do ensaio CRS_{5%/h} do corpo de prova da amostra AM-8, em relação aos demais, o que já havia sido verificado no item anterior, em conformidade com o que reporta Andrade (2009), e em consonância com Martins (1993) e Martins e Lacerda (1994).

É importante destacar que vários corpos de prova foram descartados e alguns ensaios foram perdidos devido a problemas atribuídos a não homogeneidade dos corpos de prova. Logo, a expectativa era de grande variabilidade na qualidade de corpos de prova de solo contemplando granulometria bastante desuniforme. De fato a Tabela 23 classifica o corpo de prova AM-8 CRS_{5%/h} como de qualidade satisfatória, confirmando o que a simples visualização indicou: maior homogeneidade quando comparado aos demais, conforme já indicado na Figura 67.

Diferentemente do esperado, o corpo de prova mais profundo apresenta um índice de vazios maior do que o mais superficial. Ao se observar os resultados de Baroni (2010), para este mesmo material, o mesmo foi também encontrado nos ensaios realizados por este autor. Esta observação comprova a grande variabilidade do maciço de solo nesta região.

A avaliação da qualidade dos corpos de prova, referentes aos ensaios SIC, ensaiados por Baroni (2010), também apresentou classificação ruim e seus parâmetros foram bastante próximos aos que aqui foram encontrados conforme Tabela 24 a seguir.

Tabela 24 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC ensaiados por Baroni (2010).

Corpo de prova (*)	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	$e(\sigma'_{vo})$	$\Delta e/e_0$	Lunne	Coutinho
5,95 m	16,55	17,00	1,03	3,854	3,550	0,08	Ruim	Boa a Regular
6,95 m	18,91	24,00	1,27	4,848	4,420	0,09	Ruim	Ruim

Nota (*) – Profundidade de moldagem do corpo de prova

3.2.5 Índices de compressibilidade

A campanha de ensaios de adensamento incremental SIC e rápido CRS forneceu os resultados esquematizados nas Tabelas 25 e 26.

Tabela 25 – Parâmetros obtidos dos ensaios SIC e CRS para AM-5.

Parâmetros	SIC01	CRS _{7%/h}
σ'_{vm} (Casagrande)	16 kPa	19 kPa
σ'_{vm} (Pacheco)	15 kPa	18 kPa
C_r	0,21	0,08
C_c	2,11	0,86
C_s	0,22	0,10
OCR	1,0	1,0

Tabela 26 – Parâmetros obtidos dos ensaios SIC e CRS para AM-8.

Parâmetros	SIC01	CRS _{5%/h}
σ'_{vm} (Casagrande)	19 kPa	28 kPa
σ'_{vm} (Pacheco)	19 kPa	31 kPa
C_r	0,29	0,25
C_c	2,58	2,43
C_s	0,28	0,22
OCR	1,0	1,10

Verificou-se grande disparidade entre os índices de compressibilidade, para a amostra AM-5, o que já era esperado face à qualidade pobre dos corpos de prova e também em decorrência do colapso próximo à $\sigma'_v=20$ kPa no corpo de prova CRS_{7%/h}. É importante ressaltar que a tensão de pré-adensamento nesse corpo de prova foi estimada, desconsiderando o colapso e elevando o trecho correspondente à reta virgem.

Com relação à amostra AM-8, observa-se que os parâmetros são próximos em ambos os tipos de ensaios, apesar da qualidade pobre do corpo de prova SIC01 e da qualidade boa a regular do corpo de prova CRS_{5%/h}. Entretanto, a tensão de pré-adensamento apresentou uma diferença significativa face à defasagem nas

curvas $e/e_0 \times \sigma'_v$, apresentada na Figura 70. O corpo de prova do ensaio $CRS_{5\%/h}$ apresentou uma tensão de pré-adensamento maior, o que pode ser explicado face à sua melhor qualidade. Cabe ressaltar, ainda, os comentários de Campos (2012) que considera o CRS superior ao SIC na estimativa da tensão de pré-adensamento.

Baroni (2010) reporta valores para os índices de compressibilidade bastante próximos aos encontrados na presente dissertação. Esses valores são reproduzidos na Tabela 27 a seguir.

Tabela 27 – Parâmetros reportados por Baroni (2010).

Profundidade dos Ensaio SIC (m)	C_s	C_c
5,95	0,37	1,99
6,95	0,31	2,24

Verificou-se uma razoável similaridade entre os valores encontrados por Baroni (2010) ao se comparar os ensaios nas profundidades de 5,95 e 6,95 m daquele autor com os ensaios SIC01 AM-5 e SIC01 AM8 deste estudo, nesta ordem, pois são de profundidades muito próximas.

3.2.6 Coeficiente de adensamento vertical c_v

O coeficiente de adensamento vertical c_v foi calculado através do método de Taylor, sendo apresentados nas Figuras 73 e 74. As curvas mostram uma redução de c_v com o nível de tensão efetiva, embora se trate de um solo com um OCR muito próximo à unidade. De fato, o ensaio CRS indica uma redução tênue do valor de c_v com o aumento da tensão efetiva.

Com relação à amostra AM-5, o ensaio $CRS_{7\%/h}$ mostra uma tendência de constância do valor de c_v a partir da tensão efetiva de 80 kPa. A partir desta tensão têm-se valores de c_v compreendidos entre $8,0$ e $9,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Baroni, 2010 reporta para uma profundidade muito próxima, c_v da ordem de $8,75 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. A maior porcentagem de argila, nas amostras de Baroni (2010), sugere um menor valor de c_v . Os índices de vazios, nesta faixa de profundidade, foram muito próximos nas amostras coletadas por Baroni (2010) e nas coletadas para esta dissertação.

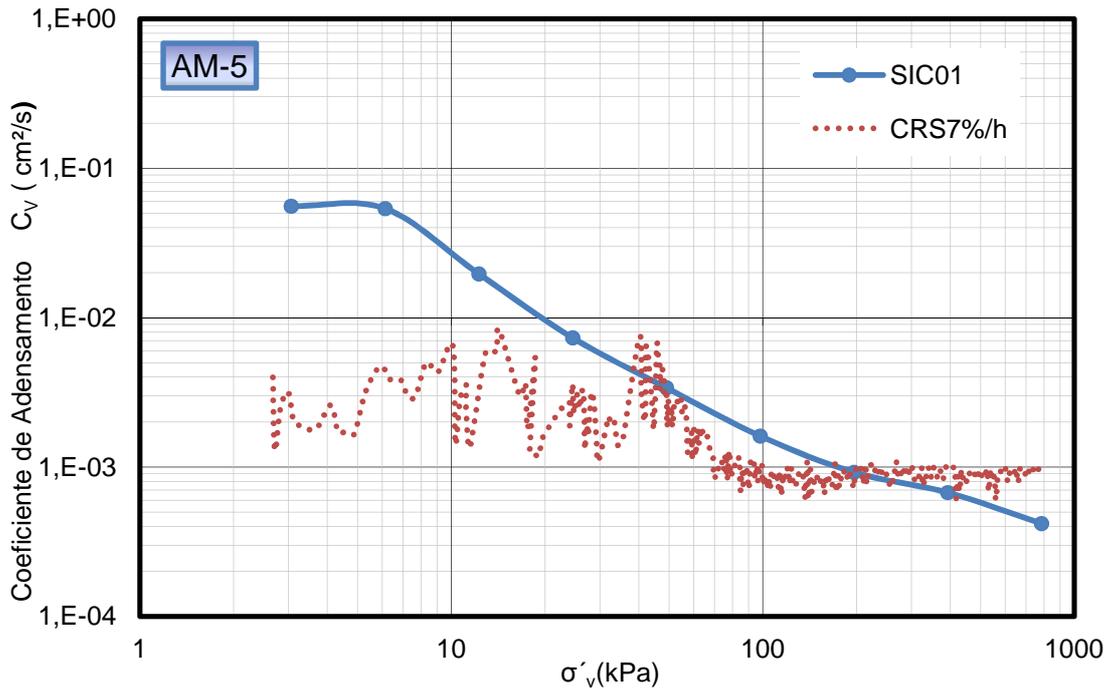


Figura 73 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{7%/h} para AM-5 (solo de Jacarepaguá).

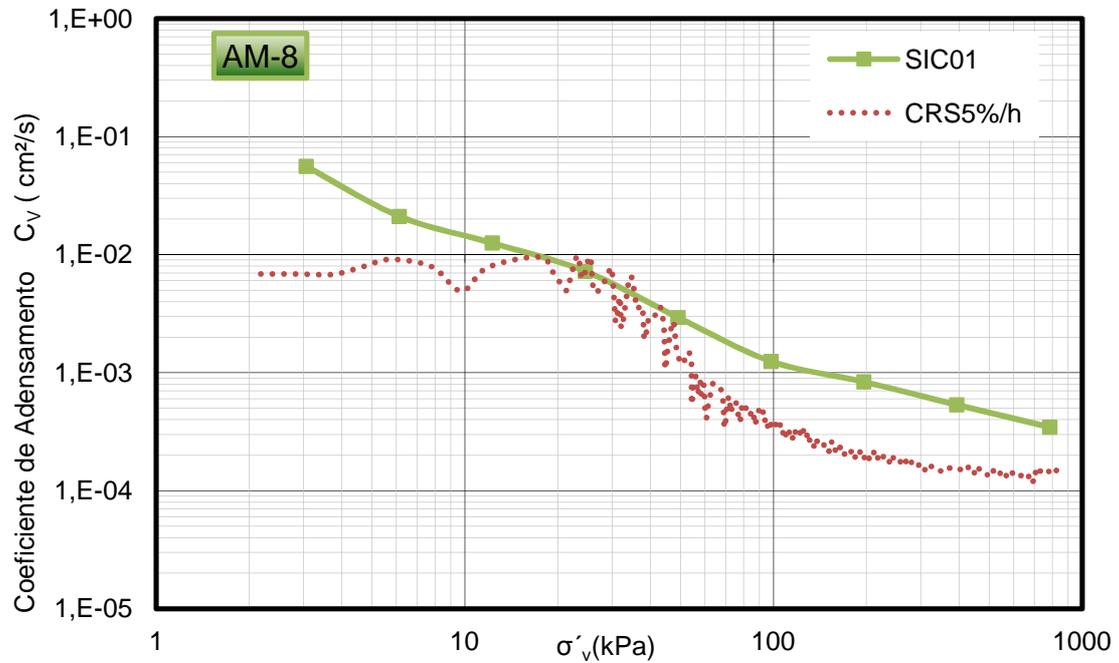


Figura 74 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

O ensaio CRS_{5%/h}, referente à amostra AM-8, apresenta a tendência de se tornar constante a partir da tensão de 300 kPa com $c_v=1,5 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$. Baroni (2010) reporta, para uma profundidade muito próxima, valor de c_v da ordem de $1,64 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$. Cabe destacar que a porcentagem de areia é muito similar, nesta profundidade, nos corpos de prova de Baroni (2010) e os da presente pesquisa, embora os daquele autor ainda contemple um maior percentual de argila. Os valores de índice de vazios são mais elevados nesta profundidade, da ordem de 4,85 para os ensaios de Baroni (2010) e de 5,08 os determinados nesta dissertação para este mesmo material.

As velocidades de deformação normalizadas, β_u , para os ensaios CRS, determinadas segundo Siang (2006), foram de 0,146 e 0,626, para os ensaios CRS_{7%/h} AM-5 e CRS_{5%/h} AM-8, respectivamente. Esses valores são adequados ao primeiro critério do autor, porém, falham quanto à relação u_b/σ_v , apresentando valores superiores a 10%. Em relação ao segundo critério, o valor calculado de β_u/CF é da ordem de 4,87 e 20,87, superior ao limite máximo aceitável de 0,008.

Na Figura 75 estão apresentadas as curvas obtidas no ensaio CRS_{5%/h}, para as duas considerações do cálculo de c_v : considerando o comportamento do solo linear e não linear, de acordo com a formulação de Wissa et al. (1971) apresentada no Anexo A. Devido à proximidade dos resultados, os valores de c_v apresentados na presente dissertação foram calculados considerando comportamento linear.

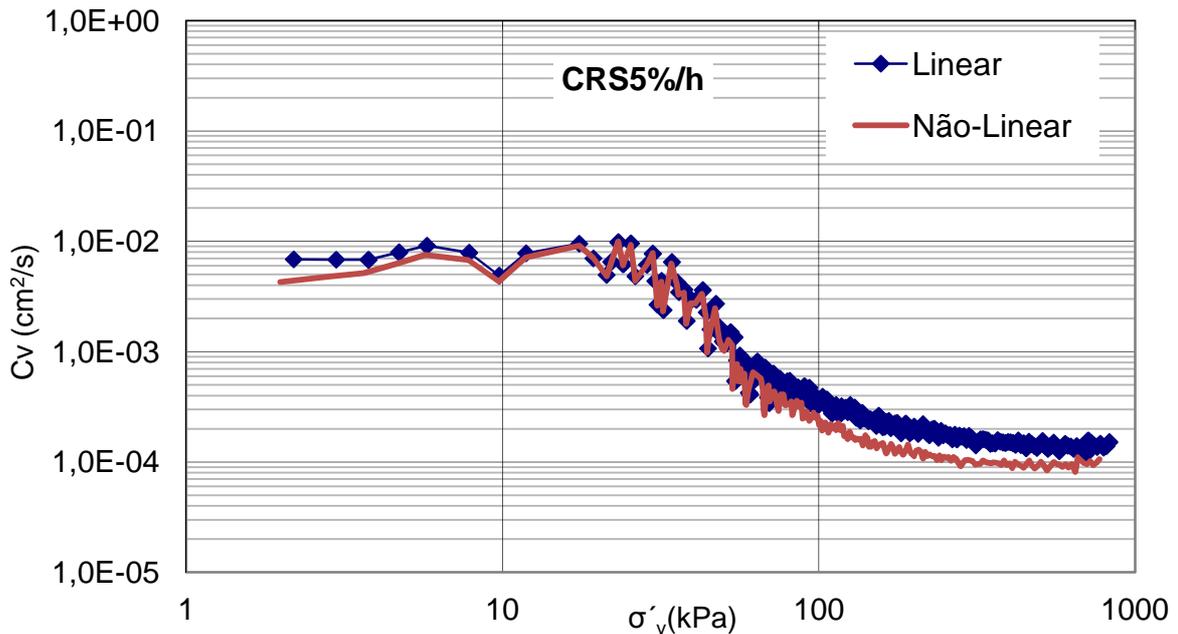


Figura 75 – Valores de c_v (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS_{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

3.2.7 Coeficiente de variação volumétrica m_v

Nas Figuras 76 e 77 estão representados os valores encontrados para o coeficiente de variação volumétrica m_v em função da tensão efetiva. A forma da curva, para todos os ensaios, indica um comportamento similar, principalmente para maiores níveis de tensão, quando então se observa o mesmo padrão de variação.

No trecho de menores tensões, os ensaios CRS mostram uma variação maior no comportamento. Acredita-se que este fato tenha ocorrido devido à presença de conchas e, possivelmente, à sua quebra durante o início do ensaio.

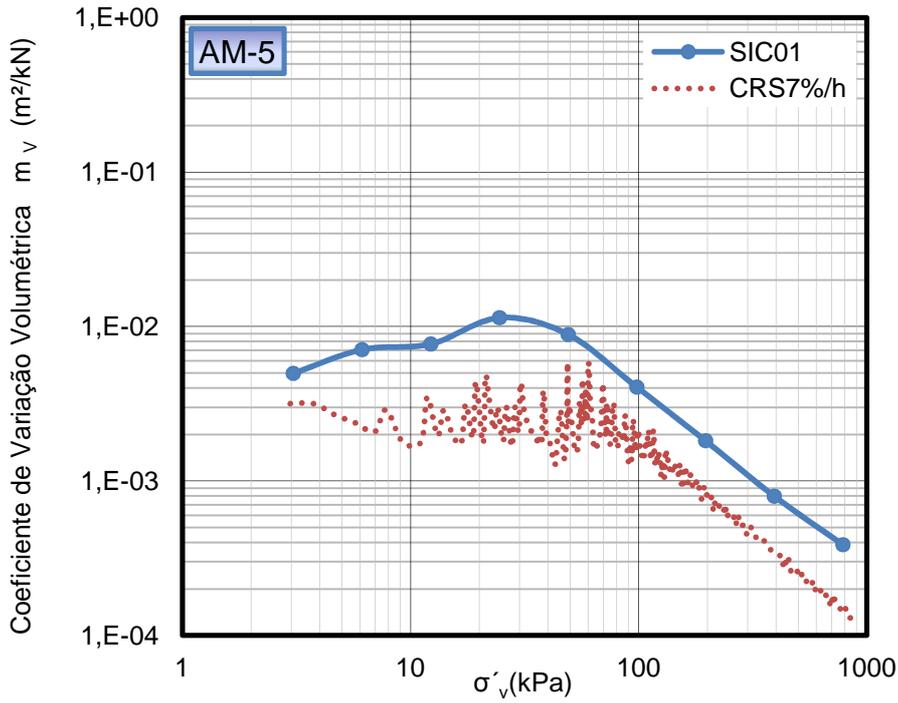


Figura 76 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC01 e $\text{CRS}_{7\%/h}$ para AM-5 (solo de Jacarepaguá).

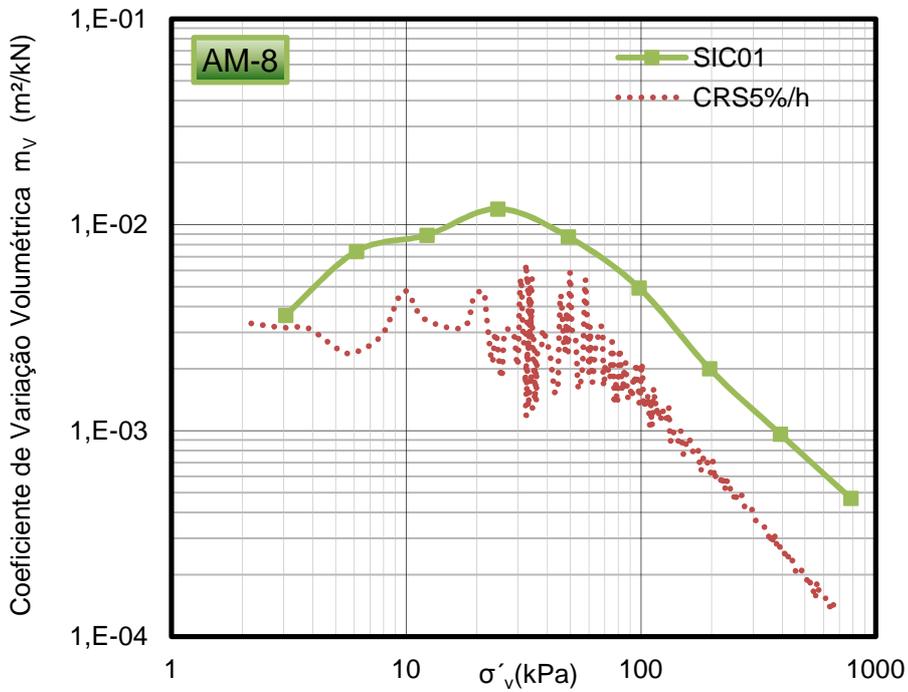


Figura 77 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC01 e $\text{CRS}_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

Da mesma forma que o c_v , duas soluções alternativas para o cálculo de m_v em ensaios CRS são apresentadas por Wissa et al. (1971) considerando o solo com comportamento linear ou não linear, no Anexo A. Suas curvas podem ser observadas na Figura 78. Novamente percebe-se que os resultados são praticamente coincidentes, principalmente na região normalmente adensada. Assim sendo, os valores de m_v apresentados foram calculados considerando comportamento linear.

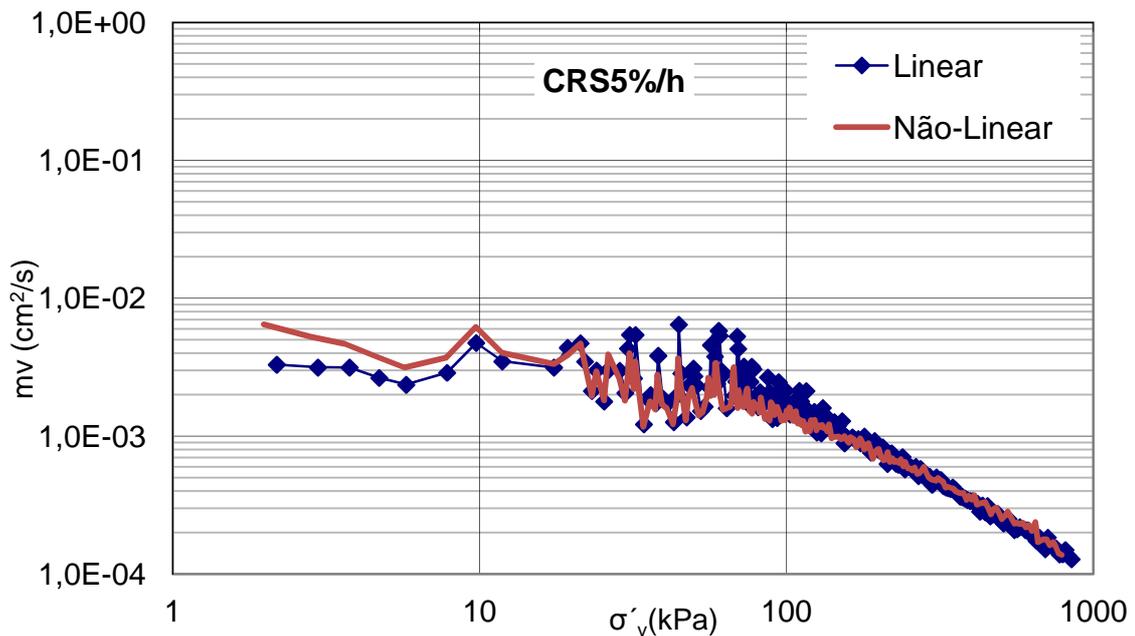


Figura 78 – Valores de m_v (linear e não linear) encontrados no ensaio CRS_{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

3.2.8 Coefficiente de compressibilidade a_v

A faixa de variação do coeficiente de compressibilidade a_v está indicada nas Figuras 79 e 80. Como esperado, as curvas revelam um comportamento semelhante ao encontrado na estimativa do coeficiente de variação volumétrica m_v .

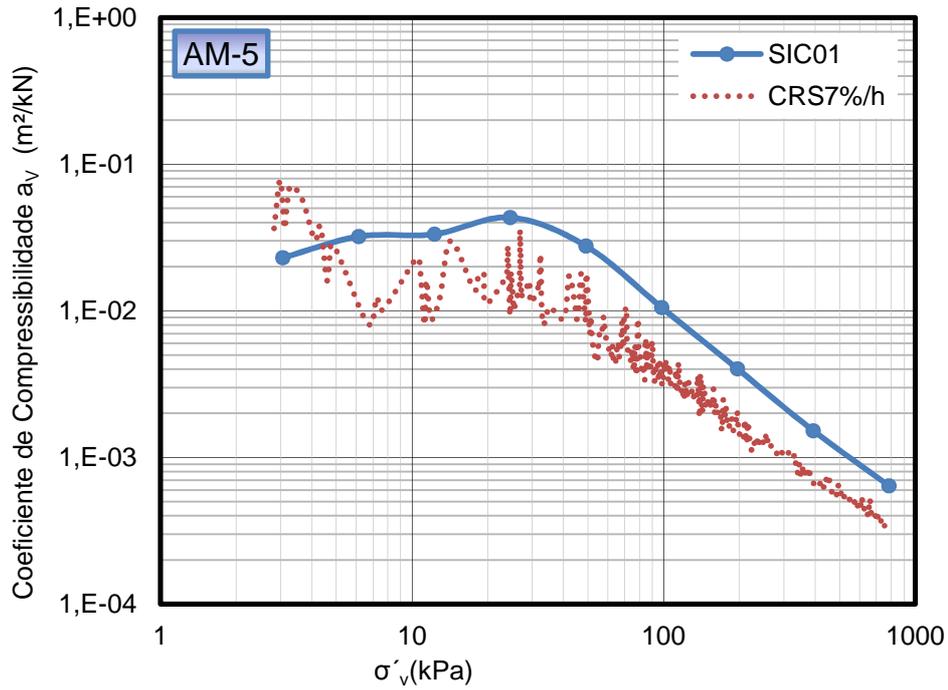


Figura 79 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC01 e $CRS_{7\%/h}$ para AM-5 (solo de Jacarepaguá).

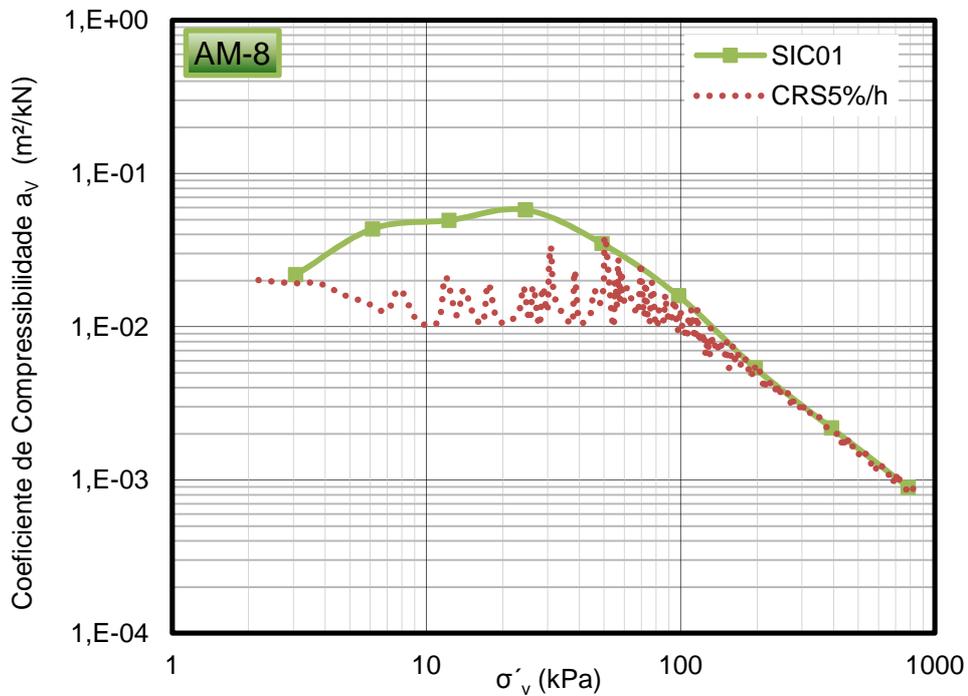


Figura 80 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC01 e $CRS_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

3.2.9 Coefficiente de permeabilidade k

O coeficiente de permeabilidade foi obtido de forma indireta, a partir dos valores de c_v e m_v ($k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$) e sua faixa de valores foi representada nas Figuras 81 e 82. As curvas revelam um mesmo padrão de comportamento quanto à variação do coeficiente de permeabilidade com o nível de tensões.

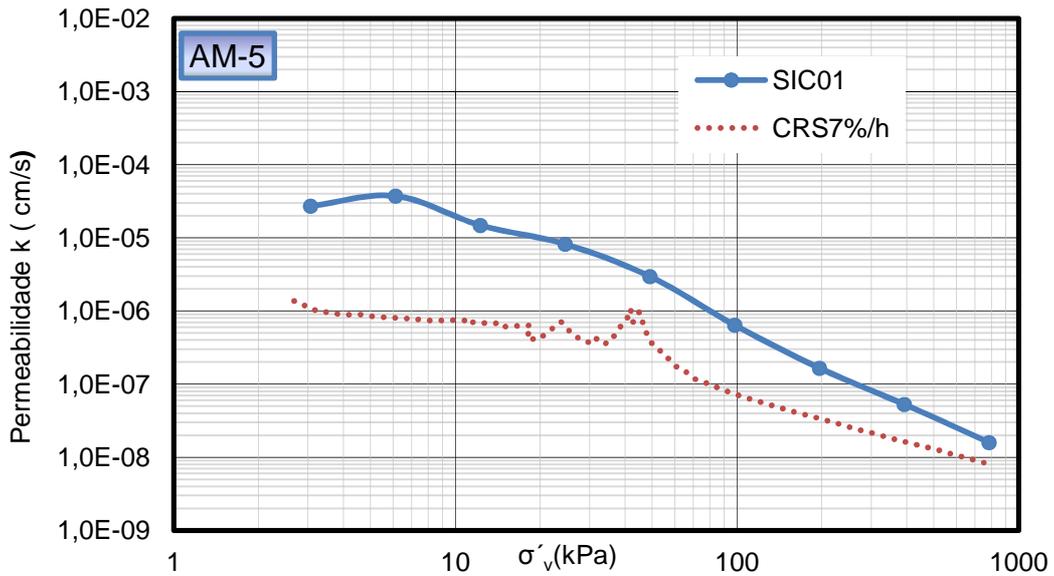


Figura 81 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{7%/h} para AM-5 (solo de Jacarepaguá).

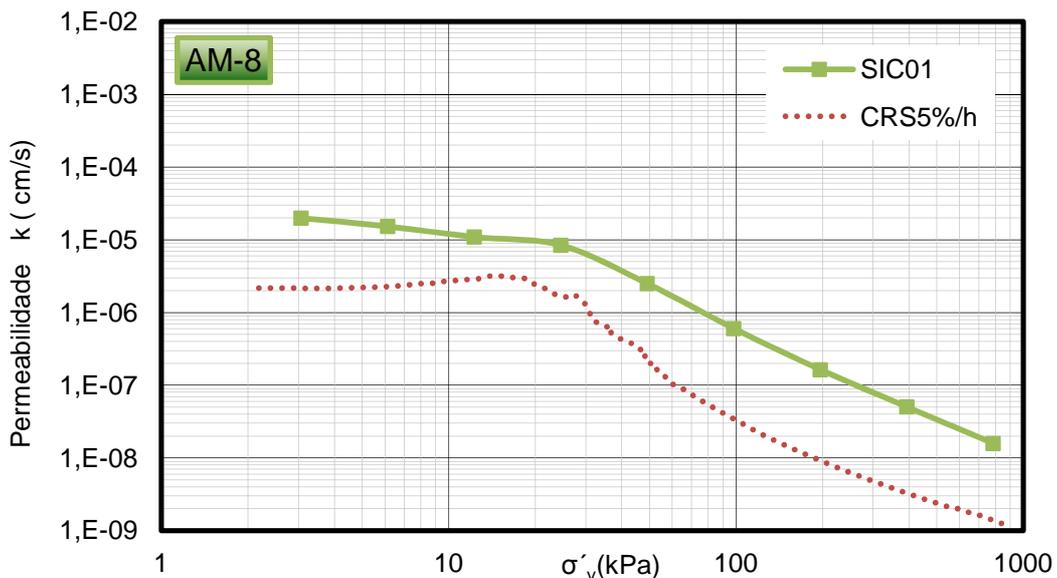


Figura 82 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

Comparando-se os valores de k obtidos de forma linear e não linear, conforme descritas no Anexo A, no ensaio $\text{CRS}_{5\%/h}$ observam-se resultados muito próximos conforme ilustrado na Figura 83.

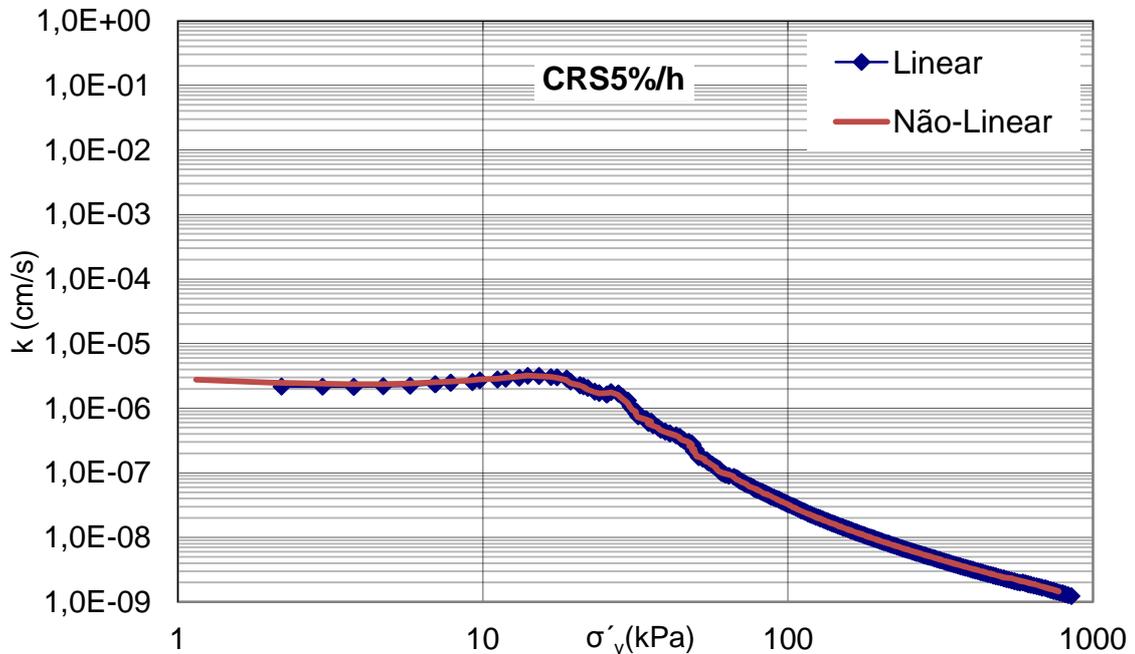


Figura 83 – Valores de k (linear e não linear) encontrados no ensaio $\text{CRS}_{5\%/h}$ para AM-8 (solo de Jacarepaguá).

3.3 Solo Natural de Itaboraí

Conforme já descrito no Capítulo 2, a amostra da qual se retiraram os corpos de prova foi extraída em bloco. O material se apresenta com elevada consistência, tendo sido embalado em papel laminado e plástico bolha na tentativa de se evitar a perda de umidade.

Os ensaios programados neste material, cujo objetivo foi o de se estudar a influência da velocidade de deformação na estimativa dos parâmetros e coeficientes de compressibilidade, consistiram na realização de um ensaio incremental SIC e três ensaios rápidos CRS. Para fins de designação, o ensaio SIC foi denominado SIC01 e os ensaios CRS foram denominados $\text{CRS}_{1\%/h}$, $\text{CRS}_{3\%/h}$ e $\text{CRS}_{5\%/h}$, em função das velocidades de deformação aplicadas.

3.3.1 Caracterização Geotécnica

A análise granulométrica revelou um material constituído de 3% de areia, 59% de silte e 38% de argila, conforme observado na curva da Figura 84. A Tabela 28 apresenta os índices físicos obtidos nos ensaios relativos a cada corpo de prova.

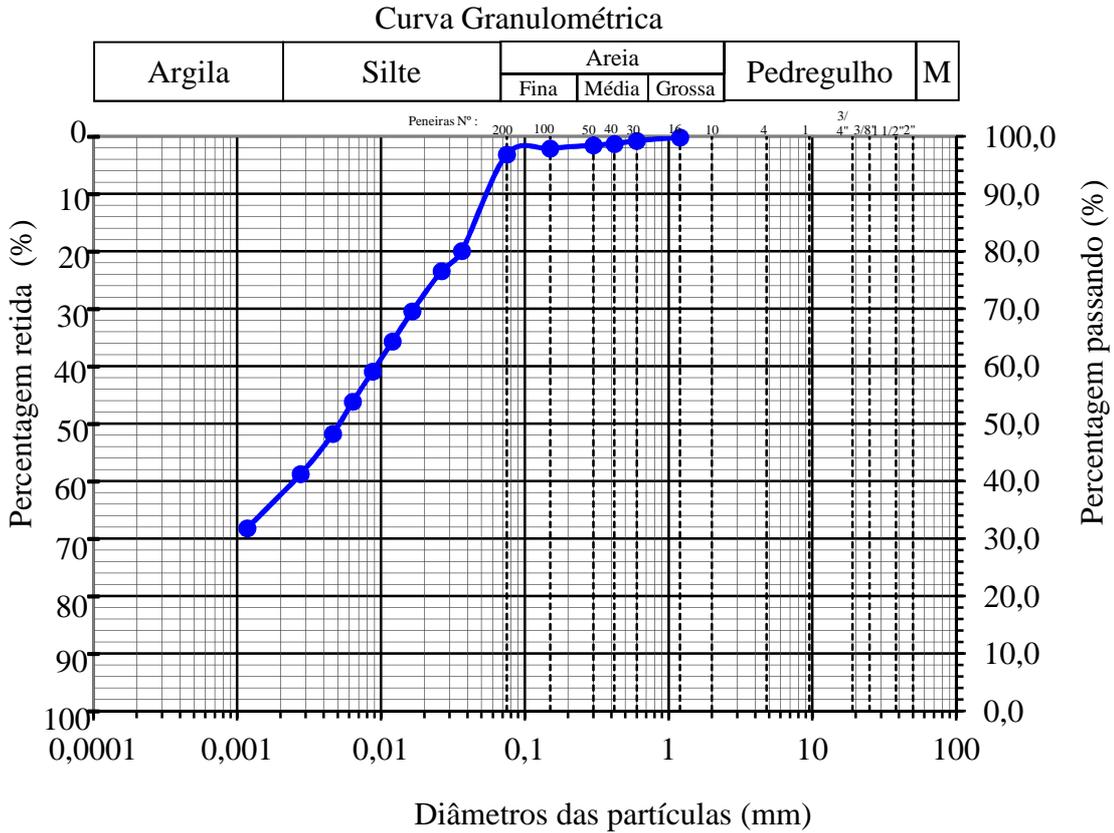


Figura 84 - Curva granulométrica do solo natural de Itaboraí.

Observa-se que todos os corpos de prova apresentam baixa saturação, afastando-se da premissa da teoria do adensamento, que pressupõe o solo saturado. Inicialmente procurou-se dar seguimento aos ensaios, pelas seguintes razões: sendo uma amostra em bloco, esperava-se obter, neste material, uma melhor qualidade dos corpos de prova. Além deste aspecto, sendo o material mais abundante, seria possível a execução de um maior número de ensaios CRS, com diferentes velocidades de deformação. Sendo esta dissertação a primeira em que se fez uso do equipamento CRS, se desejava incluir um maior número de ensaios.

Tabela 28 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização para o solo natural de Itaboraí.

Parâmetros	SIC01	CRS _{1%/h}	CRS _{3%/h}	CRS _{5%/h}
Profundidade (m)	1,0 a 1,30			
$\gamma(\text{kN/m}^3)_{\text{NATURAL}}$	18,38	17,93	17,97	18,53
e_0	0,93	0,97	0,96	0,95
w_0 (%)	32,0	31,7	31,1	31,6
S_0 (%)	94,4	89,3	88,8	91,5
G_s (g/cm^3)	2,75			
LL (%)	68,5			
LP (%)	33,9			

Nota: γ , e_0 , w_0 , S_0 , G_s , LL e LP representam o peso específico natural, índice de vazios inicial, umidade inicial, grau de saturação inicial, densidade dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente.

No entanto, os ensaios CRS_{1%/h} e CRS_{3%/h} indicaram uma condição acentuada de não saturação, com graus de saturação inferiores a 90%. Por este motivo, tais ensaios foram descartados nas análises que se seguem (apesar de **não** se ter verificado o grau de saturação através da medição do parâmetro B de Skempton).

O solo estudado apresenta valor de atividade da fração argila, $I_a=0,91$ revelando uma atividade normal ($0,75 < I_a < 1,25$).

3.3.2 Velocidade de deformação

Neste material aplicou-se a mesma metodologia adotada nos solos até então ensaiados: a estimativa da velocidade utilizada no ensaio CRS baseou-se em Carvalho et al. (1993), conforme indicado no item 1.2.2.1 e exemplificado no Apêndice C.

Na Figura 85 está apresentada a curva da razão de poropressão em função da tensão efetiva. Apesar do ensaio CRS_{5%/h} apresentar valores de u_b/σ_v incompatíveis à recomendação de Wissa et al. (1971) (entre 2 e 5% para u_b/σ_v), tais valores se situam abaixo de 32%, que é o recomendado por Gorman et al. (1978), na maior parte da faixa de tensões efetivas, e superior a 10%, limite inferior sugerido por Carvalho et al (1993). No entanto, o aspecto do gráfico da Figura 81 está em

desacordo com os ensaios de Carvalho (1989), Spanennberg (2003) e os obtidos nesta pesquisa para o caulim e o solo natural de Jacarepaguá, que apresentaram a razão u_b/σ_v aproximadamente constante, uma vez ultrapassada a tensão de pré-adensamento.

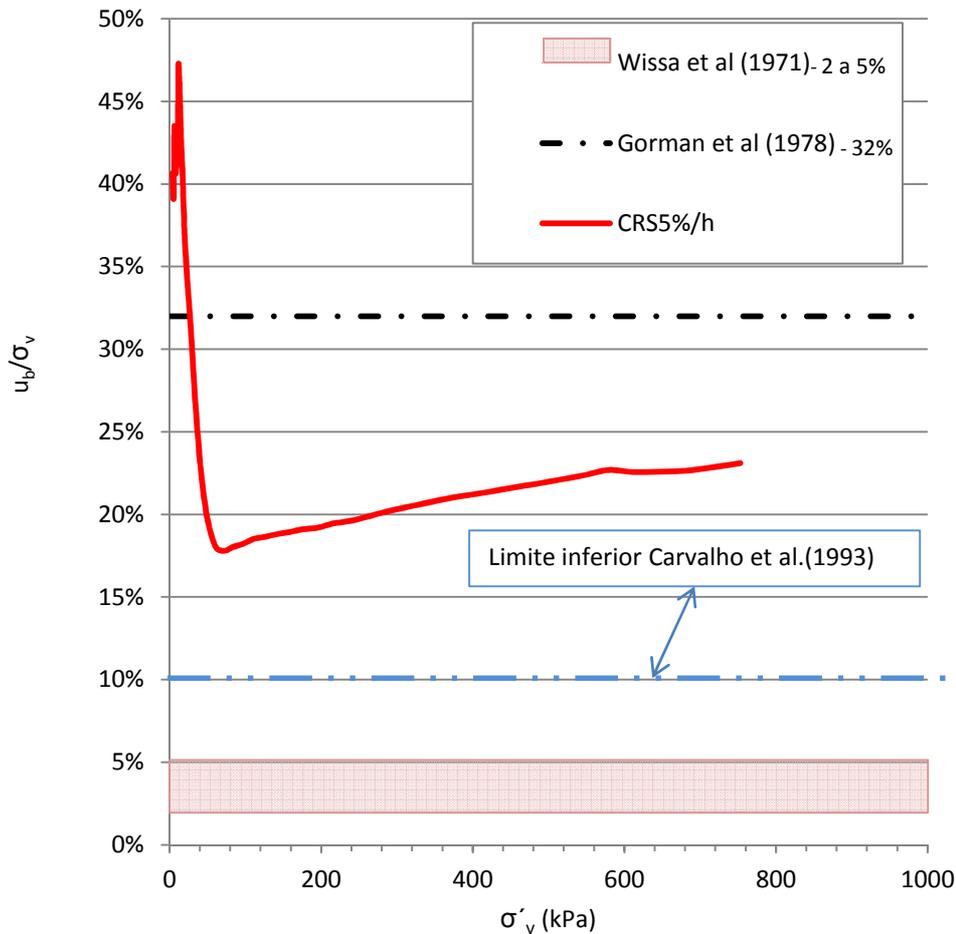


Figura 85 – Valores de u_b/σ_v para o ensaio CRS_{5%/h} (solo de Itaboraí).

3.3.3 Histórico de Tensões

A Figura 86 apresenta as curvas e/e_0 em função de σ'_v , comparando os ensaios SIC e CRS.

Verifica-se um mesmo padrão de comportamento. No início do carregamento a compressibilidade apresentou-se mais elevada, seguida de uma redução para faixas de tensões efetivas compreendidas entre 10 a 100 kPa, com posterior

aumento para maior nível de tensões. Este padrão foi observado tanto no ensaio SIC como no CRS.

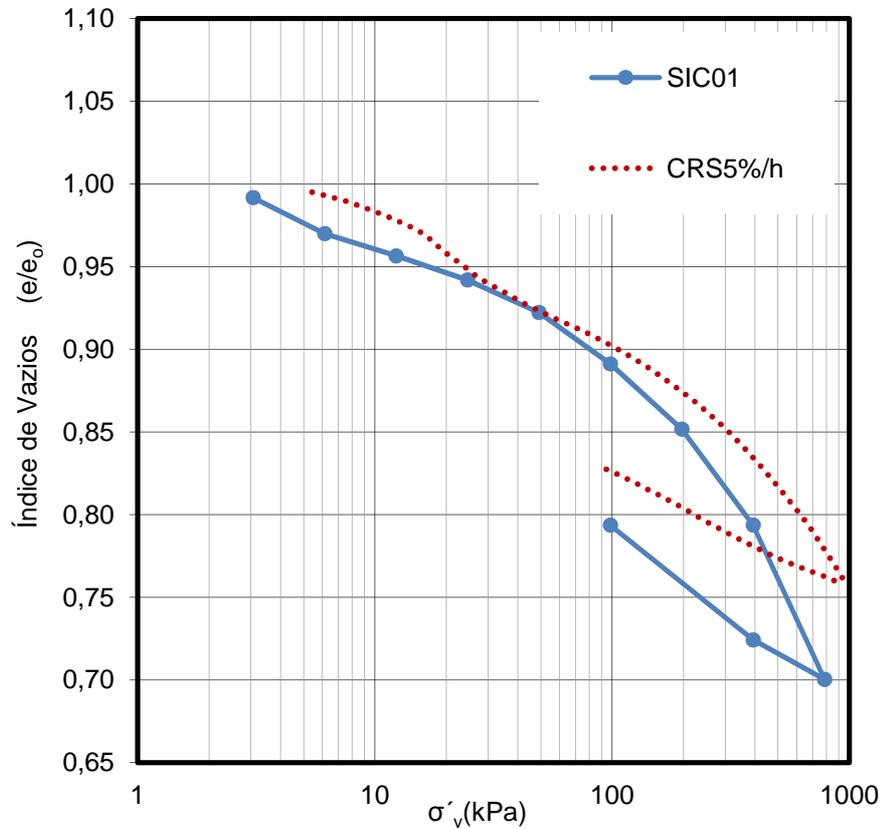


Figura 86 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva no ensaio SIC e CRS (solo de Itaboraí).

Na Figura 87, a representação do ensaio SIC foi feita em duas curvas distintas, correspondentes a estágios de carga com diferentes durações, fim do primário (EOP) e 24 horas. Comparando com a curva de compressibilidade do ensaio CRS_{5%/h} observa-se que, mesmo para tensões efetivas mais elevadas, esta se aproxima da curva correspondente ao fim do adensamento primário. Os corpos de prova dos ensaios CRS_{3%/h}, CRS_{1%/h}, apesar de não estarem totalmente saturados, mostraram comportamento semelhante ao CRS_{5%/h}.

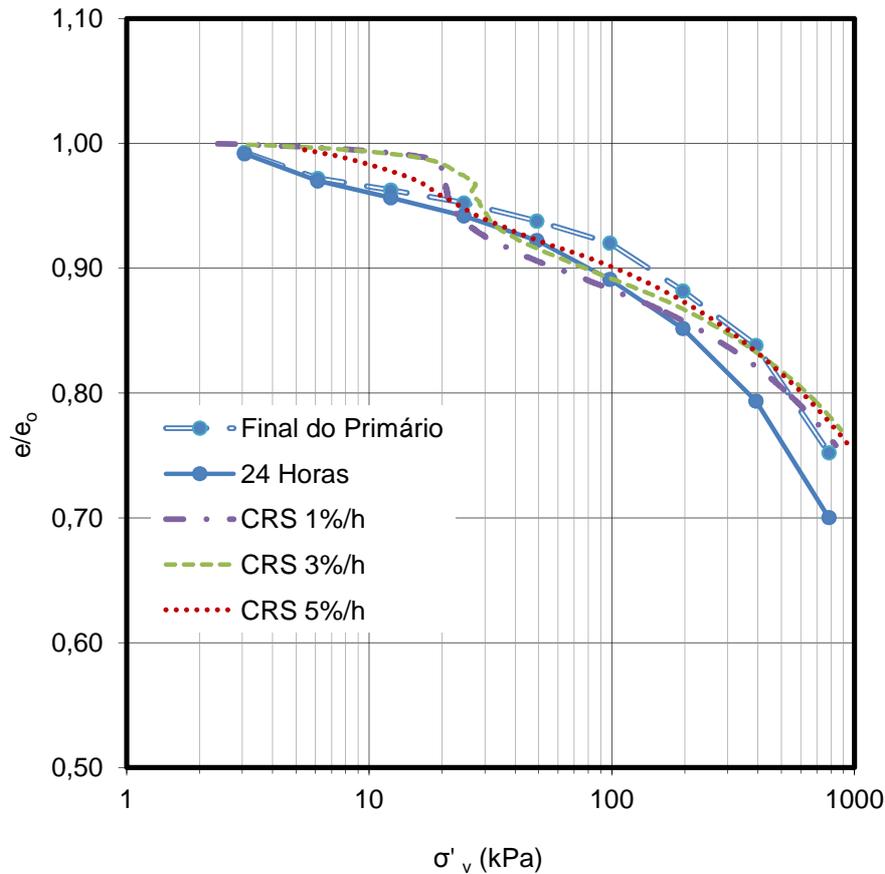


Figura 87 – Variação do índice de vazios normalizado com a tensão efetiva nos ensaios SIC01 (Final do Primário e 24 horas), CRS_{5%/h}, CRS_{3%/h} e CRS_{1%/h} (solo de Itaboraí).

3.3.4 Qualidade dos corpos de prova

A Tabela 29, a seguir, apresenta a avaliação da qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h}, segundo o critério de Lunne et al (1997). Os critérios de Coutinho (2007) e Andrade (2009) não foram utilizados neste cálculo uma vez que não fornecem classificação para OCR maior que 2,5. Por outro lado, o critério de Lunne et al (1997) é mais rigoroso que os demais. Os valores de σ'_{vm} foram estimados pelo método de Casagrande.

Tabela 29 – Qualidade dos corpos de prova dos ensaios SIC e CRS_{5%/h} do solo natural de Itaboraí.

Corpo de prova	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	$e(\sigma'_{vo})$	$\Delta e/e_0$	Lunne
SIC 01	9,64	35	3,6	0,93	0,89	0,036	Boa a Regular
CRS _{5%/h}	9,81	38	3,8	0,95	0,93	0,015	Muito boa a excelente

Cabe destacar que, embora a qualidade do corpo de prova retirado do bloco tenha sido superior para este material, em comparação com o caulim e o solo natural de Jacarepaguá, as curvas da variação do índice de vazios versus tensão efetiva diferiram bastante para os dois tipos de ensaios. Tal aspecto pode ser verificado não apenas pela forma das curvas, como também na sua defasagem no gráfico da Figura 86, com o comportamento do ensaio SIC ($C_c = 0,27$) indicando uma maior compressibilidade em relação ao CRS ($C_c = 0,18$).

Uma vez que os corpos de prova não se encontravam saturados, não se deu prosseguimento às análises das outras variáveis (c_v , m_v , a_v , e k). No entanto, os resultados e as curvas obtidas encontram-se no Apêndice D.

Pretende-se propor, para prosseguimento desta pesquisa, a execução de outros ensaios com este mesmo material, incluindo a saturação prévia, com auxílio de contrapressão, permitindo incluir outras velocidades de deformação.

As velocidades de deformação normalizadas, β_u , para os ensaios CRS, determinadas segundo Siang (2006), foram adequadas e iguais a 0,018, 0,011 e 0,006 para os ensaios CRS_{5%/h}, CRS_{3%/h} e CRS_{1%/h}, respectivamente. Por outro lado, os ensaios não seriam adequados pois a razão u_b/σ_v apresenta valores superiores a 10%. Quanto ao critério que incorpora o teor de argila (38%), os valores de β_u/CF são da ordem de 0,045, 0,028 e 0,015, superiores a 0,008, o que revela ensaios não aceitáveis.

4 CONCLUSÃO

A presente dissertação objetivou a montagem e operação do equipamento para execução de ensaios CRS recentemente adquirido pela UERJ, sua calibração, bem como a execução e interpretação de ensaios realizados através dos dois procedimentos, SIC e CRS.

Procurou-se observar e interpretar resultados dos ensaios CRS realizados com diferentes velocidades, bem como confrontá-los com os resultados dos ensaios realizados com tensão controlada, ensaios SIC.

Foram realizados ensaios do tipo SIC e CRS em três tipos de solos a diferentes velocidades. Numa primeira campanha os ensaios foram realizados em amostras remoldadas em laboratório. Em uma segunda campanha, foram realizados ensaios em amostras indeformadas obtidas de depósito argiloso de baixa consistência, originário de uma obra na Zona Oeste do Rio de Janeiro, e em uma terceira campanha em amostras obtidas de uma obra na área de Itaboraí.

A análise e interpretação dos resultados dos ensaios nortearam as seguintes conclusões:

Quanto à velocidade de deformação

- i) A escolha da velocidade de deformação através da estimativa proposta por Carvalho et al. (1993) se mostrou eficaz, quando comparada à razão de poropressão (u_b / σ_v) gerada nos corpos de prova. Na maior parte dos casos os valores limites de Wissa et al. (1971) foram atendidos e as curvas indicaram que os ensaios mais lentos geram menores excessos de poropressão. Entretanto, observou-se, em geral, que uma pequena variação na velocidade mostrou uma influência significativa na geração da poropressão;
- ii) Observou-se, em geral, uma elevada variação na razão (u_b / σ_v) para tensões inferiores à tensão de pré-adensamento com tendência a valores constantes,

uma vez ultrapassada a tensão de pré-adensamento, confirmando as conclusões de Carvalho et al (1993) e Spannenberg (2003);

- iii) Registrou-se também a tendência de geração de poropressão negativa durante parte da fase de descarregamento, mais acentuadamente para maiores valores de OCR;

Quanto ao histórico de tensões

- iv) As curvas índice de vazios normalizado em função da tensão efetiva vertical dos ensaios SIC e CRS forneceram resultados coerentes entre si, sem mudança expressiva de comportamento com a velocidade de deformação;
- v) As curvas de 24 horas e EOP do ensaio SIC apresentaram defasagem maior nos solos com porcentagem de finos mais expressiva;
- vi) Os ensaios CRS, em sua maior parte, aproximaram-se mais das curvas correspondentes ao EOP dos ensaios SIC. Este resultado já era esperado, uma vez que o critério de velocidade de Carvalho et al (1993), selecionado nesta pesquisa, parte da escolha da velocidade correspondente a uma porcentagem de adensamento de 90% do adensamento primário;
- vii) As tensões de pré-adensamento encontradas foram, em geral, um pouco mais elevadas na interpretação dos ensaios CRS. Verificou-se uma maior facilidade da sua obtenção nos ensaios CRS, confirmando observações anteriores de que o ensaio CRS, em face da melhor definição da curva e/e_0 vs σ'_v , principalmente no trecho pré-adensado, apresenta vantagem na reprodução da tensão de pré-adensamento de campo;

Quanto à qualidade dos corpos de prova

- viii) Todos os corpos de prova, com exceção do solo natural de Itaboraí, apresentaram classificação insuficiente, quanto à sua qualidade. Em relação ao caulim, que foi preparado no laboratório e se revelou como um silte, a baixa qualidade foi atribuída ao fato dos critérios de seleção terem sido estabelecidos para solos com elevado teor de argilo-minerais. Questiona-se, assim, se tais critérios seriam aplicáveis a solos de granulometria mais

grossa. Em relação ao solo natural de Jacarepaguá, a presença expressiva de conchas resultou na qualidade insuficiente dos corpos de prova, exceção observada no corpo de prova do ensaio $CRS_{5\%/h}$ da amostra AM-8, em que todos os critérios apresentaram a qualidade boa a regular;

- ix) Os critérios de aceitação dos ensaios de CRS de Siang (2006), embora não ligados diretamente à qualidade dos corpos de prova, indicaram pela aceitação de alguns dos ensaios realizados e não aceitação de outros. Como estes critérios foram estabelecidos para depósitos argilosos de regiões distantes de nosso território, e sendo a campanha de ensaios realizados ainda modesta, considera-se precipitada qualquer conclusão a este respeito;

Quanto aos parâmetros do ensaio

- x) Apesar da qualidade pobre da maior parte dos ensaios, os parâmetros de compressibilidade obtidos foram, em geral, muito próximos para os ensaios SIC e CRS;
- xi) O coeficiente de adensamento calculado através do método de Taylor indicou variação com a tensão efetiva contemplando comportamento similar nos dois tipos de ensaio. No trecho pré-adensado há uma tendência de redução c_v com o nível de tensões e comportamento aproximadamente constante para tensões superiores a de pré-adensamento. No caso do caulim, em que se supõe condição de sedimentação sob o próprio peso ainda não concluída (especialmente nos corpos de prova referentes aos ensaios SIC), o valor de c_v não apresentou trecho descendente com o aumento da tensão efetiva;
- xii) O comportamento dos parâmetros coeficiente de variação volumétrica, m_v , coeficiente de compressibilidade, a_v e coeficiente de permeabilidade k apresentaram comportamento bastante similar nos dois ensaios, tanto na forma da curva expressa em função da tensão efetiva, como na proximidade das curvas para ambos os tipos de ensaios e suas diferentes velocidades de deformação. Ainda, no caso dos ensaios CRS, a hipótese de comportamento tensão deformação definida de forma linear ou não linear resultou em

diferenças imperceptíveis na variação destes parâmetros com o nível da tensão efetiva;

Quanto às facilidades de execução do ensaio

- xiii) Conclui-se que a execução do ensaio CRS é simples, rápida e de desempenho satisfatório quando comparada ao ensaio incremental. Sua maior restrição se deve a não caracterização, na curva de adensamento, da parcela de compressão secundária;
- xiv) Para a caracterização da relevância da compressão secundária, há que se proceder a realização dos ensaios SIC e sua interpretação com os resultados de estágios de 24 horas e de EOP;
- xv) Nos casos de obras correntes, visando maior rapidez na resposta dos ensaios e ao mesmo tempo procurando atender ao bom desempenho, sugere-se proceder aos dois tipos de ensaios, com alguns do tipo SIC e a maior parte do tipo CRS;
- xvi) Finalmente, considerando a importância da qualidade dos corpos de prova nos resultados dos ensaios, cabe estender estes resultados a corpos de prova de melhor qualidade, na expectativa de validar as conclusões obtidas nesta pesquisa.

4.1 Sugestões para pesquisas futuras

- i) Execução de outros ensaios em diferentes materiais, incluindo a saturação prévia com auxílio de contrapressão, quando necessário, para se obter um maior número de corpos de prova e, assim, realizar o ensaio incluindo uma maior diversidade de velocidades de deformação.
- ii) Execução de ensaios SIC e CRS em um mesmo depósito, antes e após a construção, para se comparar os resultados dos ensaios em diferentes tensões de pré-adensamento no campo e tentar vislumbrar a acurácia dos dois ensaios na obtenção da tensão de pré-adensamento.
- iii) Proceder a retro-análise de aterros instrumentados e confrontar os resultados do campo com os previstos através dos dois diferentes tipos de ensaios.
- iv) Comparar ensaios SIC e CRS em amostras de excelente qualidade de forma a validar os resultados da presente pesquisa.

REFERÊNCIAS

- ABOSHI, H.; YOSHIKUMI, H.; MARUYAMA, S. Constant loading rate testing. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. X, n.1, p. 43-56, 1970.
- ALMEIDA, M. S. S. *Aterros Sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho*. Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 1996. 216 p.
- ALMEIDA, M. S. S. Site characterization of a lacustrine very soft Rio de Janeiro organic clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 1998, Atlanta. V. 2, p. 961-966.
- ALMEIDA NETTO, Y. *Estudo Experimental das Características de Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole*. 2006. 106 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC, Rio de Janeiro, 2006.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. *D-4186: Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled Strain Loading*. Philadelphia, Estados Unidos. 1982.
- ANDRADE, M. E. S. *Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos*. 2009. 413 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 12007: ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro, 1990. 14 p.
- _____. *NBR 6457: amostras de solo - preparação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.
- _____. *NBR 6459: determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 1984. 7 p.
- _____. *NBR 6508: grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm - determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 1984. 9 p.
- _____. *NBR 7180: determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984. 4 p.
- _____. *NBR 7181: análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984. 14 p.
- BARONI, M. *Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca*. 2010. 270 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2010.
- BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, 1973, Moscow. 48 p.

CAMPOS, T. M. *Comunicação pessoal*. 2012.

CARPIO, G. W. T. *Ensaio Triaxiais Cúbicos e Axi-Simétricos em Argila Normalmente Adensada*. 1990. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC, Rio de Janeiro, 1990.

CARVALHO, S. R. L. *Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila do Sarapuí*. 1989. 224 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1989.

CARVALHO, S. R. L.; ALMEIDA, M. S. S.; MARTINS, I. S. M. Ensaio de Adensamento com Velocidade controlada: Proposta de um Método para Definição da Velocidade. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 16, n. 3, p. 185-196, out. 1993.

COUTINHO, R. Q. *Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense*. 1976. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.

COUTINHO, R. Q. Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays - Brazil. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, London, vol. 3, p. 2049 – 2100, 2007.

GORMAN, C. T. et al. Constant rate of strain and controlled gradient testing. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, vol. 1, n. 1, p. 3–15, 1978.

HEAD, K. H. *Manual of soil laboratory testing*. Londres: ed. ELE International Limited, 1986. v.2.

LADD, C. C. Settlement Analysis for Cohesive Soils, M.I.T Research Report R71-2, *Soils Publication 272*. 1971.

LADD, C. C. Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils, revision of a paper originally prepared for M.I.T. 1971, *Special Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction"*, Cambridge, 1973.

LADD, C. C.; FOOT, R. The behavior of embankments on clay foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Canada, Discussions, v. 17, n. 3, p.454-460, 1980.

LAMBE, T. W. *Soil Testing for Engineers*. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1951. 165 p.

LEE, K. Consolidation with Constant Rate of Deformation. *Géotechnique*, London, v. 31, n. 2, p. 215-229, 1981.

LIMA, B. T. *Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado da Baixada Fluminense*. 2007. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PGE CIV, UERJ, Rio de Janeiro, 2007.

LOWE, J. III et al. Controlled Gradient Consolidation Test. *Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 1969. Sm 1. p 77- 97.

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Almeida (ed), Rotterdam, p.81-102, 1997.

MARTINS, I. S. M. *Sobre uma nova Relação Índice de Vazios – Tensão nos Solos*. 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.

MARTINS, I. S. M; LACERDA, W. A. Sobre a Relação Índice de Vazios Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n. 3, p. 157-166, 1994.

MARTINS, I. S. M. Algumas considerações sobre adensamento secundário, Palestra dada na Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2007.

OKUMURA, T. The variation of mechanical properties of clay samples depending on its degree of disturbance. In: 4TH ASIAN CONFERENCE ISSMFE, 1971, Bangkok. Proc. Spec. Session on Quality in Soil Sampling. Bangkok: July 1971. p. 73-81.

OLSEN, H. W. et al. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: part V, constant rate of deformation testing and analysis. *Gèotechnique*, London, n.2 p. 227-237, 1986.

OLSON, R. E. State of the art: Consolidation Testing, Consolidation of Soils: Testing and Evaluation. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 7 – 70, 1986.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Rio de Janeiro: Ed. Livros Técnicos e Científicos Ltda, 1993. 368p.

ORTIGÃO, J. A. R. *Aterro experimental levado à ruptura sobre a argila cinza do Rio de Janeiro*. 1980. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1980.

RIBEIRO, L. F. M. *Ensaio de Laboratório para Determinação das Características Geotécnicas da Argila Mole de Sergipe*. 1992. 202 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC, Rio de Janeiro, 1992.

SIANG, L. C. Criteria of acceptance for constant rate of strain consolidation test for cohesive soil. 2006. 199 f. Dissertação (Mestrado) – Universiti Teknologi Malaysia, Malaysia, 2006.

SKEMPTON, A. W. The colloidal activity of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1953. V.1, p. 57-61.

SKEMPTOM, A. W. The pore-pressure coefficient A and B. *Gèotechnique*, London, v.4, p.143-147, 1954.

SMITH, R. E.; WAHLS, H. E. Consolidation Under Constant Rate of Strain. *Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 1969. Sm 2. p 519-539.

SPANNEBERG, M. G. *Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense*. 2003. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC, Rio de Janeiro, 2003.

TAVENAS, F.; LEROUEIL, S. The behavior of embankments on clay foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Canadá. v. 17, n. 2, p.236-260, 1980.

TAYLOR, D. W. Research on Consolidation Clays. *Massachussets Institute of Technology*, Dep. Civil Sanitary Eng., n. 82, 147 p., 1942.

WISSA, A. E. Z. et al. Consolidation at constant rate of strain. *Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE)*, Out. 1971. Sm 10, p. 1393-1413.

WISSA, A. E. Z. et al. Consolidation at constant rate of strain. *Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE)*, July. 1973. Discussion, Sm 7 p. 561-563.

APÊNDICE A – Planilha em Excel gerada pelo programa GeoStar.

Tabela 30 - Planilha referente à parte do ensaio CRS_{12%/h} da amostra de caulim.

Time	Force Reading	Pore Reading	Frame Pulses	Total Vertical Stress	Pore Pressure	Displacement	Vertical Strain	Effective Vertical Stress	Deformation Rate	Coefficeint of Volume Change	Avg. Specimen Height	Avg. Pore Pressure	Avg. Total Vertical Stress	Consolidation Coefficient	Hydraulic Conductivity	Excess Pore Pressure Ratio
sec	volts	volts	#	kPa	kPa	cm	%	kPa	cm/sec	1/kPa	cm	kPa	kPa	cm ² /sec	cm/sec	
60,0	-0,0043	0,007	977	2,5	1,2	5,169E-03	1,988E-01	1,6								
120,0	-0,0041	0,0065	1961	2,9	0,9	1,038E-02	3,990E-01	2,2	8,677E-05	3,390E-03	2,6	7,4	18,7	1,485E-02	8,530E-03	0,323
180,0	-0,0038	0,0066	2941	3,4	1,0	1,556E-02	5,985E-01	2,7	8,642E-05	3,910E-03	2,6	6,7	21,9	2,642E-02	1,750E-02	0,288
240,0	-0,0033	0,0062	3925	4,4	0,8	2,077E-02	7,987E-01	3,8	8,677E-05	1,865E-03	2,6	6,1	26,9	5,055E-02	1,597E-02	0,177
300,0	-0,0025	0,0061	4909	5,8	0,7	2,597E-02	9,989E-01	5,3	8,677E-05	1,341E-03	2,6	5,1	35,0	1,003E-01	2,279E-02	0,124
360,0	-0,0017	0,0059	5890	7,3	0,6	3,116E-02	1,199E+00	6,8	8,650E-05	1,306E-03	2,6	4,6	45,0	1,150E-01	2,544E-02	0,084
420,0	-0,0005	0,006	6874	9,4	0,7	3,637E-02	1,399E+00	9,0	8,677E-05	9,361E-04	2,6	4,4	57,5	1,820E-01	2,886E-02	0,070
480,0	0,0008	0,0065	7858	11,8	0,9	4,158E-02	1,599E+00	11,1	8,677E-05	9,229E-04	2,6	5,5	73,1	1,555E-01	2,432E-02	0,080
540,0	0,0021	0,0069	8842	14,1	1,2	4,678E-02	1,799E+00	13,4	8,677E-05	9,072E-04	2,6	7,2	89,4	1,177E-01	1,809E-02	0,082
600,0	0,0031	0,0068	9822	16,0	1,1	5,197E-02	1,999E+00	15,2	8,642E-05	1,077E-03	2,6	7,8	103,7	8,371E-02	1,527E-02	0,069
660,0	0,0045	0,0073	10806	18,5	1,4	5,717E-02	2,199E+00	17,6	8,677E-05	8,517E-04	2,5	8,6	118,7	1,066E-01	1,538E-02	0,075
720,0	0,0037	0,0061	11790	17,0	0,7	6,238E-02	2,399E+00	16,6	8,677E-05	2,001E-03	2,5	7,2	122,5	-7,224E-02	2,449E-02	0,042
780,0	0,0062	0,0071	12774	21,6	1,3	6,758E-02	2,599E+00	20,7	8,677E-05	4,814E-04	2,5	6,8	133,1	2,392E-01	1,951E-02	0,059
840,0	0,0075	0,0072	13754	23,9	1,3	7,277E-02	2,799E+00	23,0	8,642E-05	8,596E-04	2,5	8,9	156,9	9,426E-02	1,372E-02	0,055
900,0	0,0083	0,0078	14738	25,4	1,7	7,798E-02	2,999E+00	24,3	8,677E-05	1,634E-03	2,5	10,3	170,0	5,016E-02	1,388E-02	0,065
960,0	0,0095	0,0083	15722	27,6	1,9	8,318E-02	3,199E+00	26,3	8,677E-05	1,007E-03	2,5	12,4	182,5	6,203E-02	1,058E-02	0,070
1.020,0	0,01	0,0079	16703	28,5	1,7	8,837E-02	3,399E+00	27,3	8,650E-05	1,888E-03	2,5	12,5	193,1	2,537E-02	8,114E-03	0,060
1.080,0	0,0112	0,0077	17687	30,6	1,6	9,358E-02	3,599E+00	29,6	8,677E-05	8,895E-04	2,5	11,4	203,7	6,705E-02	1,010E-02	0,052
1.140,0	0,0117	0,0079	18670	31,5	1,7	9,878E-02	3,799E+00	30,4	8,668E-05	2,405E-03	2,5	11,4	214,4	2,785E-02	1,134E-02	0,054
1.200,0	0,0126	0,0079	19654	33,2	1,7	1,040E-01	3,999E+00	32,0	8,677E-05	1,227E-03	2,5	11,8	223,1	4,833E-02	1,004E-02	0,052
1.260,0	0,0135	0,0081	20635	34,8	1,8	1,092E-01	4,199E+00	33,6	8,650E-05	1,282E-03	2,5	12,2	234,4	4,664E-02	1,013E-02	0,052
1.320,0	0,0148	0,0082	21619	37,2	1,9	1,144E-01	4,399E+00	35,9	8,677E-05	8,631E-04	2,5	12,7	248,1	6,412E-02	9,374E-03	0,050
1.380,0	0,0154	0,0083	22603	38,3	1,9	1,196E-01	4,600E+00	37,0	8,677E-05	1,906E-03	2,5	13,1	260,0	2,862E-02	9,240E-03	0,050

APÊNDICE B – Planilha em Excel modificada pela autora.

Tabela 31 - Planilha referente à parte do ensaio CRS_{12%/h} da amostra de caulim.

Time	Force Reading	Pore Reading	Frame Pulses	Total Vertical Stress	Pore Pressure	Displacement	Vertical Strain	Effective Vertical Stress NÃO-LINEAR	Effective Vertical Stress LINEAR	Deformation Rate	Coefficient of Volume Change LINEAR	Coefficient of Volume Change NÃO-LINEAR	Avg. Specimen Height	Avg. Pore Pressure CORRIGIDA	Avg. Total Vertical Stress CORRIGIDA	Consolidation Coefficient NÃO-LINEAR	Consolidation Coefficient LINEAR	Hydraulic Conductivity NÃO-LINEAR	Hydraulic Conductivity LINEAR	Excess Pore Pressure Ratio
sec	volts	volts	#	kPa	kPa	cm	%	kPa	kPa	cm/sec	1/kPa	1/kPa	cm	kPa	kPa	cm ² /sec	cm ² /sec	cm/sec	cm/sec	
60,0	-0,0043	0,007	977	2,5	1,2	5,169E-03	1,988E-01	1,6	1,7											
120,0	-0,0041	0,0065	1961	2,9	0,9	1,038E-02	3,990E-01	2,2	2,3	8,677E-05	3,664E-03	7,714E-03	2,6	1,1	2,7	1,485E-02	2,165E-02	1,146E-05	1,194E-05	0,323
180,0	-0,0038	0,0066	2941	3,4	1,0	1,556E-02	5,985E-01	2,7	2,8	8,642E-05	3,933E-03	4,669E-03	2,6	1,0	3,2	2,642E-02	3,055E-02	1,234E-05	1,123E-05	0,288
240,0	-0,0033	0,0062	3925	4,4	0,8	2,077E-02	7,987E-01	3,82	3,84	8,677E-05	1,901E-03	2,606E-03	2,6	0,9	3,9	5,055E-02	6,520E-02	1,317E-05	1,439E-05	0,177
300,0	-0,0025	0,0061	4909	5,8	0,7	2,597E-02	9,989E-01	5,31	5,32	8,677E-05	1,347E-03	1,522E-03	2,6	0,7	5,1	1,003E-01	1,119E-01	1,527E-05	1,543E-05	0,124
360,0	-0,0017	0,0059	5890	7,3	0,6	3,116E-02	1,199E+00	6,84	6,85	8,650E-05	1,310E-03	1,474E-03	2,6	0,7	6,5	1,150E-01	1,317E-01	1,695E-05	1,816E-05	0,084
420,0	-0,0005	0,006	6874	9,4	0,7	3,637E-02	1,399E+00	8,98	8,99	8,677E-05	9,363E-04	9,630E-04	2,6	0,6	8,3	1,820E-01	1,804E-01	1,753E-05	1,658E-05	0,070
480,0	0,0008	0,0065	7858	11,8	0,9	4,158E-02	1,599E+00	11,15	11,16	8,677E-05	9,216E-04	8,899E-04	2,6	0,8	10,6	1,555E-01	1,374E-01	1,384E-05	1,166E-05	0,080
540,0	0,0021	0,0069	8842	14,1	1,2	4,678E-02	1,799E+00	13,36	13,37	8,677E-05	9,062E-04	8,946E-04	2,6	1,0	13,0	1,177E-01	1,108E-01	1,053E-05	9,399E-06	0,082
600,0	0,0031	0,0068	9822	16,0	1,1	5,197E-02	1,999E+00	15,21	15,22	8,642E-05	1,078E-03	1,160E-03	2,6	1,1	15,0	8,371E-02	8,909E-02	9,711E-06	9,829E-06	0,069
660,0	0,0045	0,0073	10806	18,5	1,4	5,717E-02	2,199E+00	17,56	17,57	8,677E-05	8,506E-04	8,263E-04	2,5	1,2	17,2	1,066E-01	9,937E-02	8,806E-06	7,831E-06	0,075
780,0	0,0062	0,0071	12774	21,6	1,3	6,758E-02	2,599E+00	20,72	20,73	8,677E-05	1,269E-03	1,355E-03	2,5	1,3	20,0	6,050E-02	6,518E-02	8,196E-06	8,460E-06	0,059
840,0	0,0075	0,0072	13754	23,9	1,3	7,277E-02	2,799E+00	23,04	23,05	8,642E-05	8,596E-04	8,811E-04	2,5	1,3	22,8	9,426E-02	9,495E-02	8,305E-06	8,058E-06	0,055
900,0	0,0083	0,0078	14738	25,4	1,7	7,798E-02	2,999E+00	24,26	24,28	8,677E-05	1,628E-03	1,436E-03	2,5	1,5	24,7	5,016E-02	4,655E-02	7,204E-06	6,420E-06	0,065
960,0	0,0095	0,0083	15722	27,6	1,9	8,318E-02	3,199E+00	26,25	26,27	8,677E-05	1,005E-03	9,622E-04	2,5	1,8	26,5	6,203E-02	5,960E-02	5,968E-06	5,480E-06	0,070
1.020,0	0,01	0,0079	16703	28,5	1,7	8,837E-02	3,399E+00	27,31	27,32	8,650E-05	1,895E-03	2,306E-03	2,5	1,8	28,0	2,537E-02	2,792E-02	5,850E-06	6,161E-06	0,060
1.080,0	0,0112	0,0077	17687	30,6	1,6	9,358E-02	3,599E+00	29,56	29,57	8,677E-05	8,904E-04	9,543E-04	2,5	1,7	29,5	6,705E-02	7,134E-02	6,398E-06	6,559E-06	0,052
1.140,0	0,0117	0,0079	18670	31,5	1,7	9,878E-02	3,799E+00	30,39	30,40	8,668E-05	2,402E-03	2,287E-03	2,5	1,7	31,1	2,785E-02	2,769E-02	6,369E-06	6,111E-06	0,054
1.200,0	0,0126	0,0079	19654	33,2	1,7	1,040E-01	3,999E+00	32,02	32,03	8,677E-05	1,227E-03	1,270E-03	2,5	1,7	32,4	4,833E-02	4,964E-02	6,137E-06	6,085E-06	0,052
1.260,0	0,0135	0,0081	20635	34,8	1,8	1,092E-01	4,199E+00	33,58	33,59	8,650E-05	1,281E-03	1,269E-03	2,5	1,8	34,0	4,664E-02	4,644E-02	5,920E-06	5,693E-06	0,052
1.320,0	0,0148	0,0082	21619	37,2	1,9	1,144E-01	4,399E+00	35,90	35,91	8,677E-05	8,631E-04	8,781E-04	2,5	1,8	36,0	6,412E-02	6,483E-02	5,630E-06	5,502E-06	0,050
1.380,0	0,0154	0,0083	22603	38,3	1,9	1,196E-01	4,600E+00	36,95	36,96	8,677E-05	1,905E-03	1,902E-03	2,5	1,9	37,7	2,862E-02	2,895E-02	5,444E-06	5,323E-06	0,050
1.440,0	0,0164	0,0081	23587	40,1	1,8	1,248E-01	4,800E+00	38,84	38,85	8,677E-05	1,061E-03	1,139E-03	2,5	1,9	39,2	4,827E-02	5,096E-02	5,498E-06	5,622E-06	0,045

APÊNDICE C – Cálculo da velocidade de deformação empregada nos ensaios CRS.

A estimativa da velocidade utilizada no ensaio CRS baseou-se em Carvalho et al. (1993), conforme indicado no item 1.2.2.1. A cada estágio do ensaio SIC, foi calculada a velocidade correspondente ao final do adensamento primário, ou seja, no final do tempo correspondente a t_{90} , pois foi empregado o método de Taylor. A velocidade escolhida era então transformada para a mesma unidade utilizada pelo equipamento de adensamento GeoStar, modelo S5211, que era %/h (para este cálculo foi levada em consideração a altura do anel de corpo de prova de 20 mm).

Para a amostra de **caulim** optou-se por utilizar a média das velocidades referente a todo o ensaio. Foram avaliados os três ensaios SIC realizados e, como exemplo, segue ensaio SIC03, na Tabela 30.

Tabela 32 – Cálculo da velocidade de cada estágio do ensaio SIC03 - Caulim.

CAULIM - SIC03							
Estágio	t_{90} (s)	t_1 (s)	t_2 (s)	h1 (cm)	h2 (cm)	vel(cm/s)	vel(m/s)
1	60	5	10	0,0048	0,0056	1,07E-05	1,07E-07
2	49	5	10	0,0084	0,0096	1,60E-05	1,60E-07
3	86	5	12	0,0160	0,0190	2,52E-05	2,52E-07
4	86	5	12	0,0230	0,0270	3,36E-05	3,36E-07
5	49	5	10	0,0340	0,0400	8,00E-05	8,00E-07
6	60	5	10	0,0440	0,0500	8,00E-05	8,00E-07
7	49	5	10	0,0540	0,0600	8,00E-05	8,00E-07
8	60	5	10	0,0600	0,0680	1,07E-04	1,07E-06
9	15	2	5	0,0620	0,0700	3,81E-04	3,81E-06
10	29	3	8	0,0314	0,0326	2,18E-05	2,18E-07
11	22	2	6	0,0104	0,0112	2,50E-05	2,50E-07
12	15	3	5	0,0240	0,0260	1,25E-04	1,25E-06
Média das velocidades				9,03E-07 (m/s)			

A velocidade de $9,03 \times 10^{-7}$ m/s foi transformada para 16,25%/h. Após a avaliação dos ensaios, foram consideradas as velocidades de deformação de 12%/h e 16%/h utilizadas nos ensaios CRS_{12%/h} e CRS_{16%/h}.

Para o solo natural de **Jacarepaguá**, optou-se por utilizar a menor velocidade da fase de carregamento encontrada no ensaio SIC01, conforme exemplo na Tabela 31.

Tabela 33 – Cálculo da velocidade de cada estágio do ensaio AM-8 SIC01.

AM-5 (SIC01)								
Estágio	t ₉₀ (s)	Raiz t ₉₀ (s)	Raiz t ₁ (s)	Raiz t ₂ (s)	h1 (cm)	h2 (cm)	vel(cm/s)	vel(m/s)
1	15	3,87	3	5	0,0100	0,0140	2,50E-04	2,50E-06
2	15	3,87	3	5	0,0100	0,0130	1,88E-04	1,88E-06
3	38	6,20	5	7,5	0,0220	0,0280	1,92E-04	1,92E-06
4	86	9,30	5	10	0,0400	0,0600	2,67E-04	2,67E-06
5	135	11,62	10	12,5	0,0700	0,1000	5,33E-04	5,33E-06
6	194	13,94	10	15	0,0400	0,0550	1,20E-04	1,20E-06
7	240	15,49	10	20	0,0320	0,0520	6,67E-05	6,67E-07
8	240	15,49	10	20	0,0280	0,0400	4,00E-05	4,00E-07
9	290	17,04	10	20	0,0280	0,0400	4,00E-05	4,00E-07
10	60	7,75	5	10	0,0100	0,0140	5,33E-05	5,33E-07
11	15	3,87	3	7	0,0110	0,0130	0,00005	5,00E-07
Média das velocidades			1,88E-06		(m/s)			

A velocidade de $4,00 \times 10^{-7}$ m/s foi transformada para 7,2%/h. Após a avaliação dos ensaios, as velocidades de deformação de 5%/h e 7%/h foram utilizadas nos ensaios AM-5 CRS_{7%/h} e AM-8 CRS_{5%/h}.

Para o solo natural de **Itaboraí**, optou-se por utilizar a média das velocidades referente a todo o ensaio, conforme Tabela 34.

Tabela 34 – Cálculo da velocidade de cada estágio do ensaio SIC01 do solo natural de Itaboraí.

SIC01								
Estágio	t ₉₀ (s)	Raiz t ₉₀ (s)	Raiz t ₁ (s)	Raiz t ₂ (s)	h1 (cm)	h2 (cm)	vel(cm/s)	vel(m/s)
1	29	5,42	3	10	0,0070	0,0080	1,10E-05	1,10E-07
2	38	6,20	5	10	0,0190	0,0191	1,33E-06	1,33E-08
3	49	6,97	4	10	0,0084	0,0092	9,52E-06	9,52E-08
4	60	7,75	4	10	0,0084	0,0086	2,38E-06	2,38E-08
5	60	7,75	5	10	0,0100	0,0110	1,33E-05	1,33E-07
6	118	10,84	10	15	0,0170	0,0200	2,40E-05	2,40E-07
7	135	11,62	10	15	0,0260	0,0300	3,20E-05	3,20E-07
8	135	11,62	10	15	0,0340	0,0380	3,20E-05	3,20E-07
9	194	13,94	10	20	0,0460	0,0580	4,00E-05	4,00E-07
10	60	7,75	5	10	0,0140	0,0160	2,67E-05	2,67E-07
11	86	9,30	10	20	0,0300	0,0400	3,33E-05	3,33E-07
Média das velocidades			2,05E-07		(m/s)			

A velocidade de $2,05 \times 10^{-7}$ m/s foi transformada para 3,7%/h. Optou-se então por utilizar as velocidades de 1, 3 e 5 %/h nos ensaios CRS_{1%/h}, CRS_{3%/h} e CRS_{5%/h}.

APÊNDICE D – Coeficientes de compressibilidade dos ensaios SIC e CRS realizados no solo natural de Itaboraí.

Uma vez que os corpos de prova não se encontravam saturados, não se deu prosseguimento às análises dos diversos coeficientes de compressibilidade (c_v , m_v , a_v , e k). No entanto, seguem os resultados à título de ilustração, conforme apresentado nas Figuras 88, 89, 90 e 91.

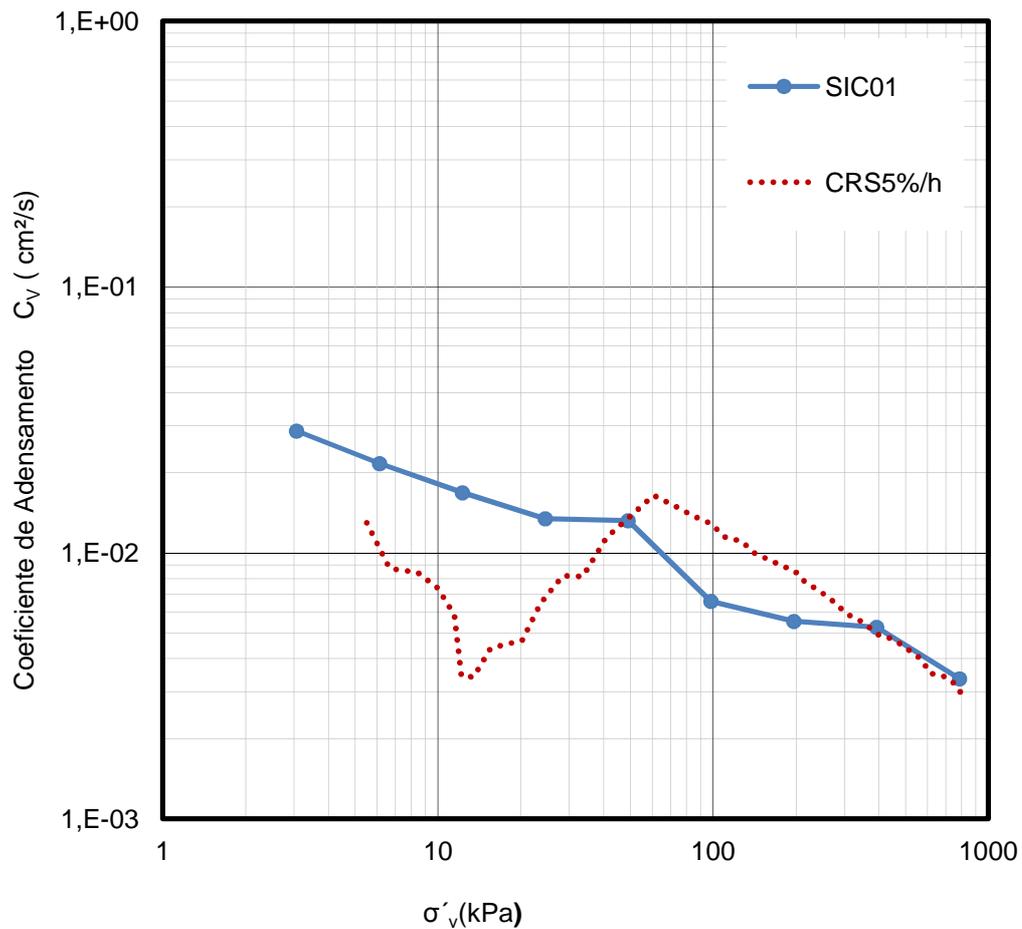


Figura 88 – Valores de c_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} (solo de Itaboraí).

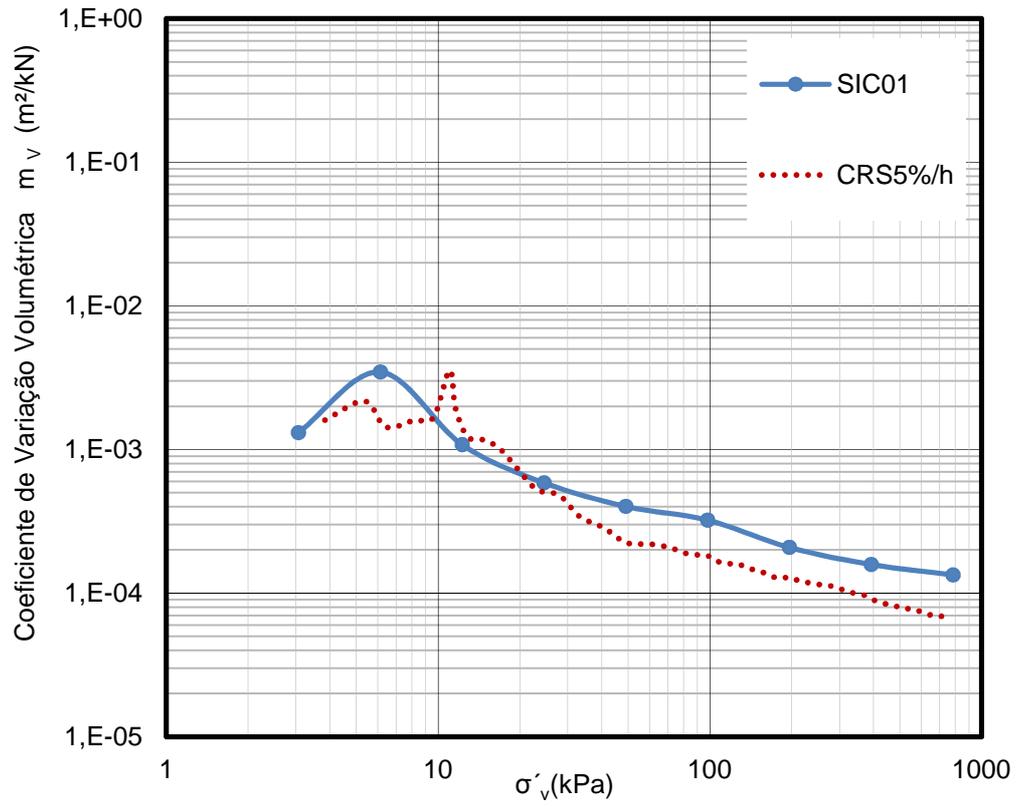


Figura 89 – Valores de m_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} (solo de Itaboraí).

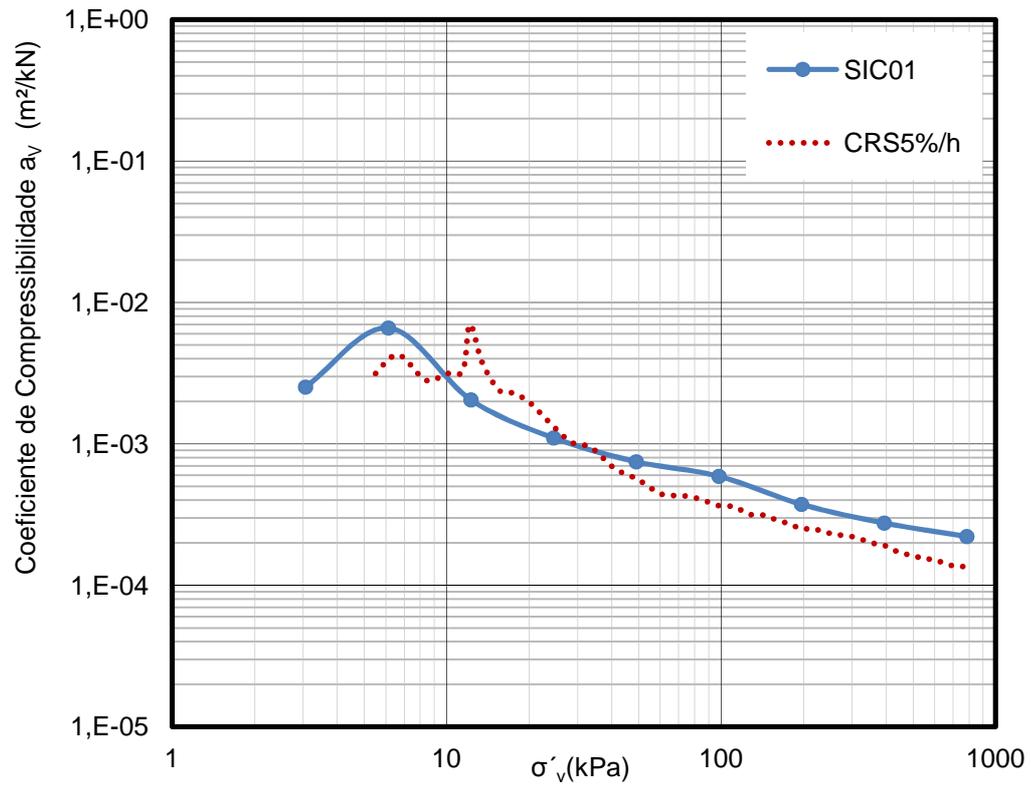


Figura 90 – Valores de a_v encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} (solo de Itaboraí).

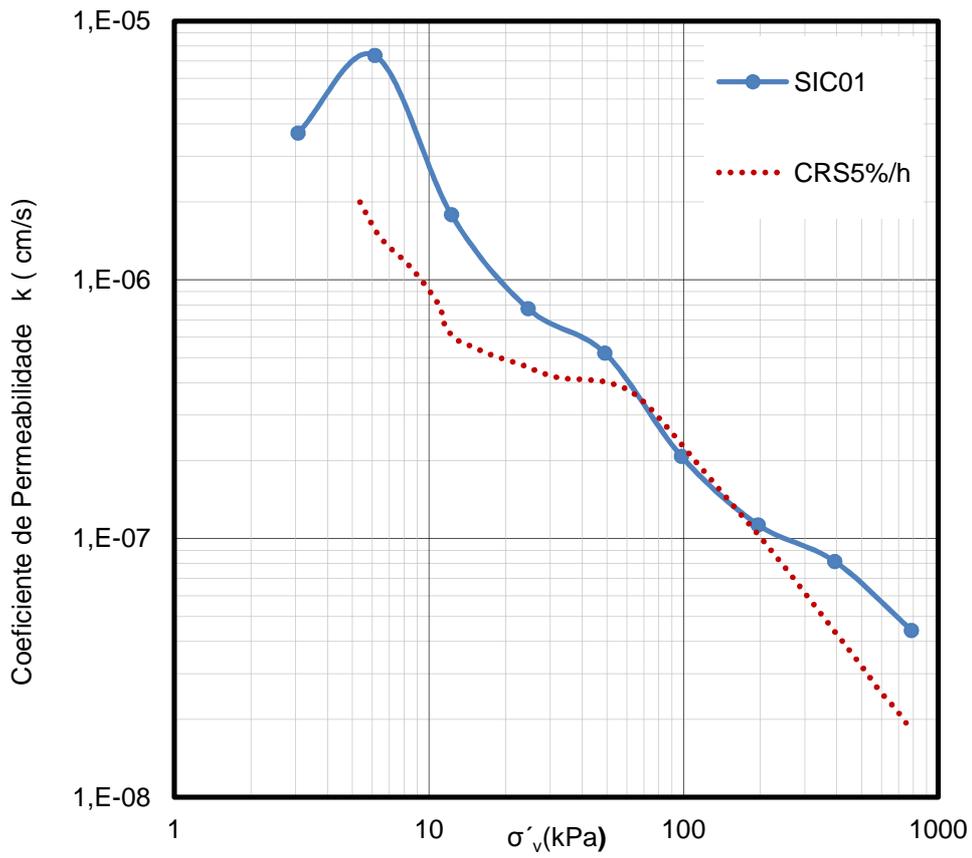


Figura 91 – Valores de k encontrados nos ensaios SIC01 e CRS_{5%/h} (solo de Itaboraí).

ANEXO A - Análise teórica do ensaio de adensamento com velocidade constante de deformação, Wissa et al (1971).

Os autores procuraram encontrar uma solução teórica que incluísse o comportamento transiente, que descrevesse o comportamento do solo da forma mais geral possível, sem excessiva dificuldade matemática, e cujas premissas pudessem ser verificadas nos resultados de ensaios de adensamento. Os autores assumiram a existência de deformações infinitesimais e coeficiente de adensamento independente da profundidade, em qualquer tempo. Wissa et al. (1971) justificaram as premissas adotadas para a equação do adensamento definida em termos de ε (equação A.1) e apresentaram solução na equação A.4.

$$c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (\text{A.1})$$

Em que $c_v = k/(\gamma_w m_v)$; t = tempo; z = a coordenada vertical do ponto; ε = deformação vertical; k = coeficiente de permeabilidade do solo; γ_w = peso específico da água e m_v = coeficiente de variação volumétrica.

A amostra é carregada a uma velocidade de deformação constante, r , ou seja, a qualquer tempo t a amostra de altura H sofre um deslocamento na superfície de rHt . As distâncias e deslocamentos são medidos verticalmente para baixo, com sentido positivo, a partir da fronteira drenante e os seguintes parâmetros adimensionais são utilizados:

$$X = \frac{z}{H} \quad (\text{A.2})$$

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (\text{A.3})$$

Apresentam então a solução da equação diferencial em termos de deformação, em qualquer ponto e qualquer tempo, como:

$$\varepsilon(X, T_v) = rt[1 + F(X, T_v)] \quad (\text{A.4})$$

Onde r é a velocidade de deformação:

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6 T_v} (2 - 6X + 3X^2) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\cos \frac{n\pi X}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \right) \quad (\text{A.5})$$

Ao examinar o termo da direita da equação A.4 pode-se observar o que ocorre no ensaio. A primeira parcela do termo da direita indica a deformação imposta no ensaio, ou seja, esta parcela descreve o que ocorreria se a deformação fosse a mesma em qualquer ponto da amostra. A segunda parcela, que contém a função F , consiste de duas parcelas. A primeira representa o desvio em relação à deformação média, no caso estacionário (não dependente do tempo). Este desvio deve existir para prover o gradiente necessário ao fluxo constante do fluido nos poros. A segunda parcela representa a parte transiente, que tende a zero à medida que T_v cresce. Segundo Carvalho (1989) isso acontece porque, para valores altos de T_v a distribuição de ε_v com a profundidade é parabólica, ao passo que no início do processo ($T_v = 0$) ela é uniforme.

A Figura 92 mostra os perfis de deformação em diversos instantes. Registra-se, que a componente transiente da deformação torna-se insignificante para $T_v \geq 0,5$. De fato, para valores de $T_v \geq 0,35$, as diferenças no valor de ε_v não ultrapassam 1% (Carvalho, 1989)

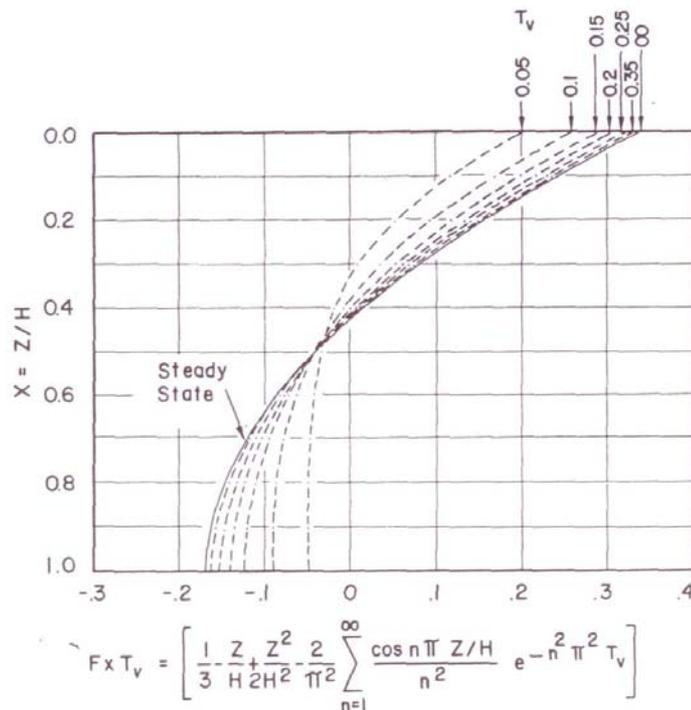


Figura 92 - Desvio da deformação em relação à média multiplicada por T_v em função da profundidade para diversos T_v (Wissa, 1971).

Argumentam os autores que na equação A.4 admitiu-se c_v constante e comentam ainda que os dados obtidos diretamente do ensaio incluem a velocidade de deformação média (r), a poropressão no topo e na base do corpo de prova e a tensão total no corpo de prova, que deve ser igual ao longo do mesmo desde que o atrito lateral seja mínimo. Com base nestas premissas a tensão no topo e base do c.p. pode ser determinada.

i) Condição estacionária

Uma vez dissipada a condição transiente, as equações A.4 e A.5 se tornam:

$$\varepsilon(z, t) = rt + \frac{rH^2}{c_v} \left\{ \frac{1}{6} \left[3 \frac{z^2}{H^2} - 6 \frac{z}{H} + 2 \right] \right\} \quad (\text{A.6})$$

Para qualquer tempo t , a partir da equação acima se verifica que a diferença entre a deformação no topo e na base da amostra é:

$$\varepsilon_{topo} = \varepsilon(H, t) = rt - \frac{rH^2}{6c_v} \quad (\text{A.7})$$

$$\varepsilon_{base} = \varepsilon(0, t) = rt + \frac{rH^2}{3c_v} \quad (\text{A.8})$$

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{base} - \varepsilon_{topo} = \frac{rH^2}{2c_v} \quad (\text{A.9})$$

Para qualquer ponto z , a diferença entre as deformações em quaisquer tempos t_1 e t_2 é $r(t_1 - t_2)$.

A diferença entre a tensão efetiva no topo e base da amostra é o valor da poropressão u_b , conforme demonstração abaixo.

$$\sigma'_{topo} = \sigma - u_{topo} = \sigma - 0 = \sigma \quad (\text{A.10})$$

$$\sigma'_{base} = \sigma - u_{base} \quad (\text{A.11})$$

$$\Delta\sigma'_v = \sigma'_{topo} - \sigma'_{base} = u_{base} = u_b \quad (\text{A.12})$$

Considerando a relação tensão deformação definida de **forma linear**, através do coeficiente de variação de volume, m_v , tem-se:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{\Delta\varepsilon}{m_v} \quad (\text{A.13})$$

$$k = \frac{1}{2} \frac{rH^2\gamma_w}{u_b} \quad (\text{A.14})$$

Wissa et al (1971) argumentam que, se a velocidade de deformação em qualquer ponto é constante, a velocidade de variação de $\Delta\sigma'_v$ com o tempo também é constante e também a velocidade de variação da poropressão. Desta forma, a equação A.13 pode ser escrita em termos de tensão total:

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_v} = r \frac{\Delta t}{\Delta\sigma_v} \quad (\text{A.15})$$

Na qual $\Delta\sigma_v$ é a variação na tensão total no intervalo de tempo Δt , assim:

$$c_v = \frac{k}{m_v\gamma_w} = \frac{\frac{rH^2\gamma_w}{2u_b}}{\frac{r\Delta t}{\Delta\sigma_v}\gamma_w} \quad (\text{A.16})$$

Resultando em:

$$c_v = \frac{H^2}{2u_b} \left(\frac{\Delta\sigma_v}{\Delta t} \right) \quad (\text{A.17})$$

Finalmente, conforme salienta Carvalho (1989), deve-se notar que à deformação específica vertical média, $\varepsilon_v = rt$, corresponde a tensão efetiva média σ'_v dada por:

$$\sigma'_v = \sigma_v - \frac{2}{3} u_b \quad (\text{A.18})$$

Considerando a relação tensão deformação definida de **forma não linear**, à deformação específica vertical média, $\varepsilon_v = rt$, corresponde a tensão efetiva média σ'_v dada por:

$$\sigma'_v = (\sigma_v^3 - 2\sigma_v^2 u_b + \sigma_v u_b^2)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{A.19})$$

Assumindo que C_ε é um índice de compressibilidade para pequenas deformações, equivalente a C_c , tem-se:

$$C_\varepsilon = \frac{C_c}{1+e} = -\frac{d\varepsilon}{d(\log \sigma'_v)} = -\frac{\varepsilon_{base} - \varepsilon_{topo}}{\log \sigma'_{base} - \log \sigma'_{topo}} \quad (\text{A.20})$$

Substituindo as equações A.7, A.8, A.10 e A.11 na equação A.20, verifica-se que:

$$C_\varepsilon = -\frac{rH^2/2c_v}{\log(\sigma^{-u_b}/\sigma)} \quad (\text{A.21})$$

Igualando a equação A.21 com a equação A.22, oriunda da comparação de dois tempos distintos na superfície do topo, obtém-se a equação A.23.

$$C_\varepsilon = \frac{r\Delta t}{\log(\sigma_{v2}/\sigma_{v1})} \quad (\text{A.22})$$

$$c_v = \frac{-H^2 \cdot \log(\sigma_{v2}/\sigma_{v1})}{2 \cdot \Delta t \cdot \log(1 - u_{bm}/\sigma_{vm})} \quad (\text{A.23})$$

Na equação A.23, u_{bm} e σ_{vm} são os valores médios referentes a dois tempos t_1 e t_2 , com tensões totais verticais σ_{v1} e σ_{v2} .

A partir da equação A.22 e assumindo a equação A.24 obtém-se a equação A.25, onde σ'_{vm} se refere à média das tensões efetivas dos tempos t_1 e t_2 .

$$m_v = \frac{0,434 \cdot C_\varepsilon}{\sigma_v} \quad (\text{A.24})$$

$$m_v = \frac{0,434 \cdot r \cdot \Delta t}{\sigma'_{vm} \cdot \log(\sigma_{v2}/\sigma_{v1})} \quad (\text{A.25})$$

Restando ainda a equação A.26, a seguir:

$$k = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (\text{A.26})$$

ii) Condição transiente

Carvalho (1989), com base em Wissa (1971), observa que, independentemente do tipo de relação $\varepsilon_v \times \sigma_v$, pode-se demonstrar facilmente, que a relação entre as ε_v no topo e na base são função apenas do fator tempo:

$$\frac{\varepsilon_v(0, T_v)}{\varepsilon_v(1, T_v)} = F(T_v) \quad (\text{A.15})$$

O autor conclui então, que pode-se traçar o gráfico de $F(X, T_v)$ e com ele traçar o valor de c_v para a fase transiente. Justifica ainda a não consideração da condição

transiente em sua pesquisa porque, em se tratando da argila do Sarapuí, os valores do coeficiente de adensamento na fase inicial do ensaio – trecho em que o material se encontra sobreadensado - seriam suficientemente altos para que o regime permanente (estacionário) fosse atingido num intervalo de tempo da ordem de um minuto.