



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

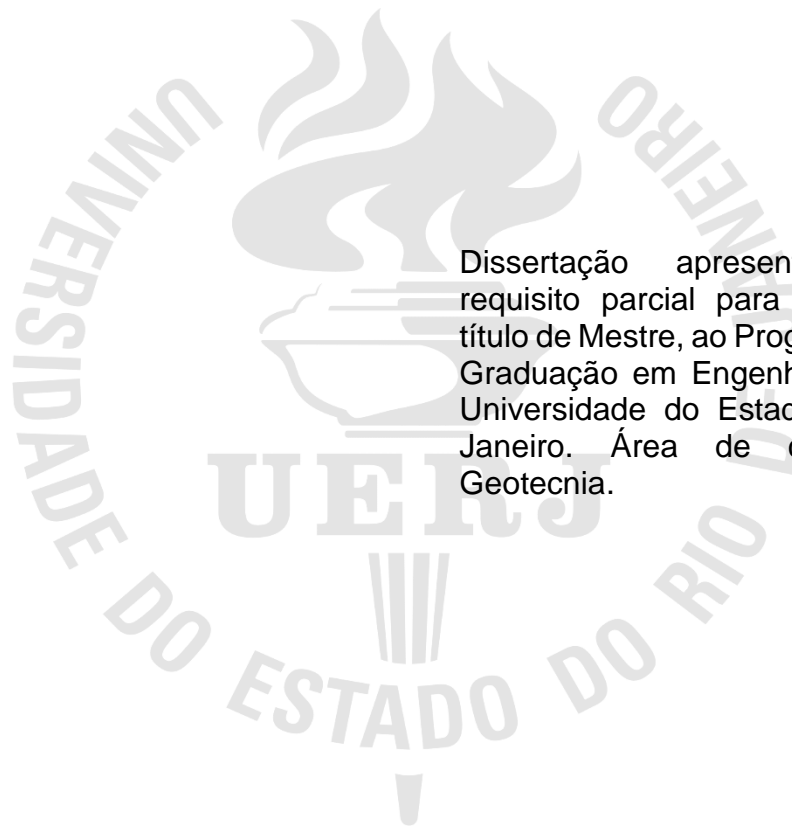
Guilherme Faria Souza Mussi de Andrade

**Melhoramento de Solos Moles: Equipamento Triaxial Modificado
para Ensaios de Expansão de Membrana Interna em Laboratório**

Rio de Janeiro
2019

Guilherme Faria Souza Mussi de Andrade

**Melhoramento de solos moles: equipamento triaxial modificado para ensaios
de Expansão de Membrana Interna em laboratório**



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.

Orientadores: Prof. D.Sc. Bruno Teixeira Lima

Prof^a. D.Sc. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M989 Mussi, Guilherme Faria Souza Andrade.
Melhoramento de solos moles: equipamento triaxial
modificado para ensaios de expansão de membrana interna em
laboratório / Guilherme Faria Souza Mussi Andrade. – 2019.
161f.

Orientadores: Bruno Teixeira Lima, Ana Cristina Castro
Fontenla Sieira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Mecânica do solo - Teses. 3.
Estrutura do solo - Teses. 4. Solos - Compactação - Teses. 5.
Solos - Testes - Teses. I. Lima, Bruno Teixeira. II. Sieira, Ana
Cristina Castro Fontenla. III. Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131.37

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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

Assinatura

Data

Guilherme Faria Souza Mussi de Andrade

**Melhoramento de solos moles: equipamento triaxial modificado para ensaios
de Expansão de Membrana Interna em laboratório**

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: 31 de maio de 2019.

Banca Examinadora:



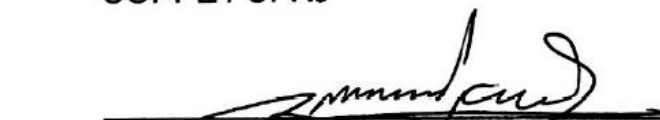
Bruno Teixeira Lima - Presidente / Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Ana Cristina Castro Fontenla Steira – Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Marcio de Souza Soares de Almeida
COPPE / UFRJ



Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2019

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha família. Minha mãe, meu pai, minha irmã, minha sobrinha e minha avó que são a minha força e minha segurança, e que nesse período estiveram várias vezes a frente de um Guilherme impaciente e aflito, mas mesmo assim nunca faltaram com carinho e amor. Amo vocês.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus e a São Judas Tadeu que, nos momentos de maior dificuldade, estão sempre comigo para me dar paz, força e esperança, além de guiar, abençoar e proteger todos os meus passos.

À minha família: minha mãe, Mírian, meu pai, José Alberto, minha irmã, Paula e minha avó, Marita, que presenciaram, por diversas vezes, momentos de desânimo, frustração, impaciência com os empecilhos que a pesquisa proporciona e, mesmo assim, nunca deixaram de me incentivar e aconselhar. Mas como dizemos em nossa família, somos um time. E em março de 2019, nosso time foi reforçado com a Isadora, minha sobrinha e afilhada, que trouxe muitas alegrias e amor em sua chegada.

Gostaria de agradecer também ao meu avô Paulo, que já não está entre nós, mas que foi, e ainda é, fundamental na minha formação. Sei que está olhando por mim e por toda nossa família.

Aos meus orientadores: Prof^a. D.Sc. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, que desde o início da minha caminhada no mestrado, incentivou-me e esteve ao meu lado sempre que precisei. Agradeço toda a sua atenção mesmo quando continentes nos separavam. Distância nunca foi um problema. Ao meu orientador, Prof. D.Sc. Bruno Teixeira Lima, não sei como agradecer! Bruno, obrigado por todo companheirismo, comprometimento, amizade e oportunidades que tem me proporcionado. Não somente durante a concepção desta pesquisa, mas também em outros trabalhos que estivemos juntos. Espero ainda ter muitas oportunidades para trabalharmos juntos. Concluo, agradecendo-os pela excelente orientação e compreensão nos contra tempos que ocorrem em uma pesquisa experimental.

A todos os professores do PGECIV, pelos ensinamentos, receptividade e carinho, durante todo o período do mestrado. Em especial, ao Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho por quem tenho admiração enorme.

A empresa ENGEGRAUT, pelo apoio e incentivo a pesquisa, pela liberdade e autonomia na utilização de seu laboratório e equipamentos. Gostaria de agradecer a todos os funcionários pelo carinho e acolhimento. Em especial ao Eng. M.Sc. Joaquim Rodrigues pela confiança e paciência durante a execução dos ensaios, e as funcionárias Cláudia e Cleide por todo auxílio prestado.

Agradecimento mais que especial ao Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, pela amizade, confiança e aprendizado, fundamentais para a elaboração desta pesquisa. Uma das pessoas mais inteligentes que tive o prazer de conhecer e conviver, com constantes conversas e conselhos sobre a pesquisa, considerando-o, também, como meu orientador. Cada ensaio concluído era mais especial com a sua empolgação.

Ao Eng. M.Sc. Cid Dieguez, obrigado por toda ajuda, amizade e conselhos ao longo deste período. E as caronas também! Presenciou todos os sucessos e falhas que ocorreram durante os ensaios e, mesmo quando eu estava desanimado, me falava: “Guilherme, vai dar certo!”. Agradeço por tudo que me ensinou, e por estar comigo até o final dos ensaios. Considero-o como meu orientador na parte laboratorial, muito obrigado. Você merece as melhores coisas que a vida pode proporcionar, torço muito por seu sucesso!

Aos meus professores da Universidade Veiga de Almeida, em especial o Prof. Dr. André Pereira Lima, o Prof. Dr. Carlos Serman e a Prof. M.Sc. Luciana Peixoto, que, desde a graduação, me encantaram com as matérias que a Geotecnia fornece, me apoiando quando decidi seguir o caminho acadêmico. Lu, que apesar de se tornar uma colega no PGECIV, será sempre minha querida professora.

À PUC-RIO, principalmente ao Prof. Dr. Tácio Mauro Pereira de Campos, por ter permitido a utilização do Laboratório da PUC para a fabricação das amostras de caulim. Aos profissionais e laboratoristas Edson, Josué e Amauri, pela paciência em esclarecer dúvidas e disponibilidade em ajudar. Ao Prof. Dr. Vitor Nascimento Aguiar, por permitir a continuação da pesquisa, no momento em que assumiu o Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-RIO.

Ao Raí, do Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ, por todo apoio, auxílio e paciência durante os ensaios de caracterização do caulim.

Aos meus amigos do Colégio dos Santos Anjos e Universidade Veiga de Almeida, que tornaram esta difícil caminhada mais prazerosa e divertida, e que estão comigo em todos os bons e maus momentos.

Aos colegas de mestrado, por todos os momentos divididos. Desde as listas, trabalhos e provas, até os almoços e horas de diversão. Gostaria de agradecer em especial ao Carlos Alexandre Santiago, Daniel Lopez e Daniel Coelho, amigos que fiz durante o mestrado, em quem confio e compartilho vitórias e derrotas. Espero que essa amizade siga para o resto de nossas vidas. Não poderia deixar de citar: Isabela

Caetano, Guilherme Pinto, Pedro Gomes e Emanuela Melo, amigos que fiz na UERJ e que tenho um carinho enorme.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a construção deste trabalho.

Por fim, à CAPES pelo apoio financeiro durante o programa de mestrado.

Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.

Madre Teresa de Calcutá

Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes.

Marthin Luther King

RESUMO

MUSSI, Guilherme Faria Souza Andrade. *Melhoramento de solos moles: equipamento triaxial modificado para ensaios de expansão de membrana interna em laboratório*. 2019. 161f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

A técnica de melhoramentos de solos moles denominada Geoenrijecimento (CPR *Grouting*) vem sendo utilizada em muitos locais onde se encontram espessas camadas de solos compressíveis. A técnica consiste no bombeamento de uma argamassa de alta viscosidade sob elevadas pressões, associados com geodrenos previamente instalados. O melhoramento induz o solo a perder água e volume resultando em um aumento da resistência e da rigidez do conjunto (solo mole e bulbos de argamassa). Com o intuito de se conhecer melhor o comportamento da técnica, é apresentado um equipamento triaxial modificado que permite que sejam realizadas expansões de cavidade através de uma agulha de injeção posicionada no interior do corpo de prova. Na extremidade desta agulha, é colocada uma membrana de látex que é expandida com volumes variados, simulando a formação dos bulbos de compressão que ocorrem em campo. Os ensaios realizados nesta pesquisa foram chamados de ensaios de Expansão de Membrana Interna e buscaram simular o comportamento da técnica em condições laboratoriais. Os resultados permitiram investigar e quantificar alguns parâmetros utilizados na metodologia de cálculo do Geoenrijecimento, como, por exemplo, o potencial de adensamento (λ_c), além de avaliar a geração das poropressões, as pressões de expansão e as deformações pós melhoramento. Notou-se que λ_c é extremamente dependente da razão de substituição (R_s) e também das características do solo ensaiado. Os ensaios reproduziram satisfatoriamente o comportamento da técnica tornando-se, assim, um novo dispositivo para engenheiros geotécnicos, principalmente para aqueles que estão envolvidos no melhoramento de solos moles.

Palavras-chave: Melhoramento de Solos Moles; Geoenrijecimento; Ensaios Triaxiais Modificados; Solo Mole; Laboratório.

ABSTRACT

MUSSI, Guilherme Faria Souza Andrade. *Soft soil improvement: modified triaxial equipment for internal membrane expansion tests in laboratory*. 2019. 161f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

The technique of soft soil improvement called Geoenrijecimento (*CPR* Grouting) has been used in many places where thick layers of compressible soil are found. The technique consists in the pumping of higher viscosity grout under high pressures, combined with drains previously installed. The improvement induces the soil to lose water and volume, which results in an increase in strength and stiffness of the whole (soft soil and grout bulbs). In order to better understand the behavior of the technique, a modified triaxial equipment which allows cavity expansions to be performed through an injection needle positioned inside the specimen is presented. A latex membrane that is expanded with varying volumes, which simulates the formation of the compression bulbs that occur in the field, is placed at the tip of this needle. The tests performed in this research were called Internal Membrane Expansion tests, and aimed to simulate the behavior of the technique under laboratory conditions. The results allowed investigating and quantifying some parameters used in the calculation methodology of Geoenrijecimento, such as the consolidation potential (λ_c), and evaluating the generation of the poropressions, the expansion pressures and the deformation after improvement. It was observed that λ_c is extremely dependent on the ratio of substitution (R_s) and also on the characteristics of the soil tested. The tests satisfactorily reproduced the behavior of the technique thus becoming a new device for geotechnical engineers, mainly for those who are concerned with the improvement of soft soils.

Keywords: Improvement of Soft Soils; Geoenrijecimento; Modified Triaxial Tests; Soft Soil; Laboratory.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução dos recalque ao redor de uma caixa estaqueada (Tassi, 2015).....	28
Figura 2 – Ruptura de aterro sobre solo mole (Geosewa, 2019).....	29
Figura 3 – Técnicas de melhoramento com utilização de argamassa e suas aplicações (Adaptado de Wang, 2006).....	32
Figura 4 – Processo executivo do <i>Jet Grouting</i> (Adaptado de Hussin, 2006).....	33
Figura 5 – Sistemas simples, duplo e triplo de <i>Jet Grouting</i> (Adaptado de Hussin, 2006).....	34
Figura 6 – Diagrama Conceitual da Solidificação do Solo por Permeation Grouting (Adaptado de Andrus e Chung, 1995).....	35
Figura 7 – <i>Compaction Grouting</i> pelo método <i>bottom-up</i> . 1) instalação dos tubos de injeção, 2) levantamento do tubo para o topo da etapa mais profunda, 3) formação da primeira etapa de injeção, 4) levantamento do tubo para segunda etapa, 5) etapa de injeção seguinte, 6) repetir os estágios 4 e 5 até o topo da zona a ser tratada. (ASCE, 2010).....	37
Figura 8 – Geometria dos bulbos a) $S\Psi > 1,5$ e b) lágrima, $S\Psi \leq 1,5$ (Nichols e Goodings, 2000).....	38
Figura 9 – Pressão de sobrecarga vs. fator de forma (Nichols e Goodings, 2000).....	39
Figura 10 – Esquema <i>Fracture Grouting</i> (Hussin, 2006).....	41
Figura 11 – Princípio do <i>Compensation Grouting</i> : argamassa injetada usando <i>TAM</i> para prevenção dos recalques que podem ocorrer devido a construções subterrâneas (Adaptado de Bezuijen, 2010).....	42
Figura 12 – Injeções realizadas entre túnel e a construção preexistente (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	42
Figura 13 – a) Preparação do <i>geogROUT</i> no caminhão betoneira, b) <i>Slump-test</i> (Adaptado de Mello, 2013).....	46
Figura 14 - a) Bombeamento do <i>geogROUT</i> , b) Equipamento de bombeamento de <i>geogROUT</i> (adaptado de Mello, 2013).....	47

Figura 15 – Controle de execução do Geoenrijecimento. Pressão de bombeamento é controlada através de transdutor conectado ao <i>smartphone</i> via <i>bluetooth</i> (Cirone, 2018).....	47
Figura 16 – Formação dos Bulbos de Compressão (ENGEGRAUT, 2016).....	48
Figura 17 – Forma do bulbos de compressão após exumação (ENGEGRAUT, 2016).....	49
Figura 18 – a) Superfície de ruptura cônico acima do bulbo de argamassa (adaptado de El-Kelesh <i>et al.</i> , 2001). b) Superfície de ruptura cilíndrica acima do bulbo de compressão (Cirone, 2016a).....	50
Figura 19 – Expansão do bulbo de argamassa (Adaptado de El-Kelesh <i>et al.</i> , 2001).....	51
Figura 20 – Expansão do bulbo até atingir uma das condições limite (adaptado de El-Kelesh <i>et al.</i> , 2001).....	52
Figura 21 – a) Malha quadrangular de bulbos, b) Malha triangular de bulbos (Cirone, 2016a).....	54
Figura 22 – Contorno rígido drenante hexagonal aproximado para circular (ENGEGRAUT,2016).....	54
Figura 23 – Representação do volume dos bulbos expandidos ao longo de uma vertical dentro de uma célula unitária (Cirone, 2016b).....	56
Figura 24 – Volume elementar do solo na condição natural e pós melhoramento com Geoenrijecimento (Cirone, 2016b).....	57
Figura 25 – Homogeneização utilizada na metodologia do Geoenrijecimento (Cirone, 2018b).....	61
Figura 26 – Modelo de um material compósito formado pela matriz (solo comprimido, confinado e adensado) e bulbos de geogROUT (reforço). (Cirone, 2016c adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2002).....	62
Figura 27 – Influência da viscosidade da argamassa no fraturamento hidráulico (Adaptado de Komiya <i>et al.</i> , 2001).....	67
Figura 28- Injeção de cimento bentonítico (a / c = 0,6) em <i>amostra</i> com OCR = 1 (Au, 2001).....	68
Figura 29 - Injeção de cimento bentonítico (a / c = 0,6) em <i>amostra</i> com OCR = 5 (Au, 2001).....	68
Figura 30 - Injeção de cimento bentonítico (a / c = 3) em <i>amostra</i> com OCR = 1 (Au, 2001).....	69

Figura 31 – Variação da largura média das fraturas com o teor a / c, amostra com OCR = 1 (Adaptado de Au, 2001).....	69
Figura 32 – Variação da espessura média das fraturas com o teor a / c, amostra com OCR= 1 (Adaptado de Au, 2001).....	70
Figura 33 – Curva típica do progresso de expansão de cavidade e adensamento (Adaptado de Au, 2007).....	72
Figura 34 – Efeito da variação OCR na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana (Adaptado de Au, 2003).....	72
Figura 35 – Efeito dos diferentes materiais de injeção na eficiência de compensação, em amostras normalmente adensadas (Adaptado de Au, 2003).....	73
Figura 36 – Variação do OCR e do material na eficiência final de compensação (Adaptado de Au, 2003).....	74
Figura 37 – Efeito da taxa de injeção na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2003).....	75
Figura 38 – Efeito da taxa de injeção e OCR na eficiência de compensação para ensaios de injeção de resina epóxi (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2003).....	75
Figura 39 – Expansão da amostra durante a injeção de resina epóxi (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2003).....	76
Figura 40 – Efeito do limite radial na eficiência final de compensação (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	77
Figura 41 – Efeito da taxa relativa de limite radial na eficiência final de compensação (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	78
Figura 42 – Eficiência de compensação para ensaios únicos e múltiplos de expansão de membrana (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	79
Figura 43 – Eficiência final de compensação para ensaios únicos e múltiplos de expansão de membrana (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	80
Figura 44 – Curvas de eficiência de compensação contra o tempo para injeções únicas e múltiplas de resina epóxi (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	80
Figura 45 – Efeito do período de espera (Ts), na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana em amostras normalmente adensadas (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	81

Figura 46 – Efeito do período de espera (T_s), na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana em amostras altamente sobreadensadas ($OCR = 5$) (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	82
Figura 47 – Efeito do período de espera (T_s), na eficiência de compensação para ensaios de injeção de epóxi em amostras normalmente adensadas (Adaptado de Soga <i>et al.</i> , 2004).....	82
Figura 48 – Membrana expandida em ensaios triaxiais modificados (Wang <i>et al.</i> , 2010).....	84
Figura 49 – Eficiência de compactação versus coeficiente de empuxo lateral (Adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2010).....	84
Figura 50 – Laboratório de Geotecnia e Geofísica da empresa ENGEGRAUT.....	86
Figura 51 – Membrana de látex (balão), agulha e <i>o-rings</i>	86
Figura 52 – Câmara triaxial posicionada em cima da mesa em aço.....	87
Figura 53 - Layout geral do equipamento triaxial modificado para os ensaios de expansão de membrana interna.....	89
Figura 54 – Curva granulométrica do caulim utilizado.....	91
Figura 55 – Homogeneização do material na bateadeira.....	93
Figura 56 – Transferência da amostra para o molde.....	93
Figura 57 – Molde utilizado para fabricação de amostras.....	94
Figura 58 – Amostra na prensa de adensamento tipo Bishop.....	95
Figura 59 – Pedestal da base da célula triaxial modificada.....	96
Figura 60 – Controlador Avançado de Pressão e Volume utilizado para pressão confinante.....	97
Figura 61 - Controladores Padrão de Pressão e Volume utilizados para injeção do fluido e para contrapressão.....	98
Figura 62 – Esquema de funcionamento do controlador de pressão/volume da GDS (adaptado de <i>Controller Datasheet</i> GDS, 2018).....	98
Figura 63 – Agulha de injeção e posição no pedestal da base.....	99
Figura 64 – Detalhe da agulha de injeção (medidas em mm).....	100
Figura 65 – Comportamento do Geoenrijecimento representado pelo ensaio de Expansão de Membrana Interna.....	101
Figura 66 - Sistema de aquisição de dados e computador com GDS <i>Lab</i>	102
Figura 67 – Preparação da membrana de borracha no molde, removendo-se o ar por sucção.....	104

Figura 68 – Pedras porosa e papéis filtro (convencionais e modificados para passagem da agulha de injeção).....	105
Figura 69 – Processo de instalação da agulha de injeção e da membrana.....	106
Figura 70 – Início da moldagem do corpo de prova. Retirada do colarinho do molde.....	107
Figura 71 – a) Amostra retirada do molde. b) Corpo de prova sendo moldado no torno.....	107
Figura 72 – Tiras de papel filtro colocadas na diagonal, possibilitando o adensamento radial.....	108
Figura 73 – Corpo de prova cravado na agulha de injeção.....	109
Figura 74 – Procedimentos finais da preparação do ensaio.....	109
Figura 75 – Esquema de saturação da amostra por percolação de água, expulsando ar pela linha de drenagem do topo (Adaptado de Lade, 2016).....	111
Figura 76 –Variação de volume das amostras durante a etapa de Adensamento Inicial.....	113
Figura 77– Deformação do corpo de prova – A) $R_s = 0,7\%$ B) $R_s = 5,7\%$	114
Figura 78 – Fraturas no topo do corpo de prova no momento da retirada do <i>top - cap</i> , pedra porosa e papel filtro ($R_s = 9,8\%$).....	115
Figura 79 – Formato dos balões no interior do corpo de prova. A) $R_s = 0,7\%$; B) $R_s = 4,2\%$ e C) $R_s = 9,8\%$	116
Figura 80 – Curva de correção da pressão de expansão - Ensaio de calibração de membrana interna.....	118
Figura 81 – Pressão de expansão normalizada <i>versus</i> volume de expansão.....	120
Figura 82 – Curva pressão de expansão <i>versus</i> volume de expansão (Au, 2001).....	121
Figura 83 – Comportamento da pressão de expansão a diferentes R_s na etapa Expansão da Membrana Interna.....	122
Figura 84 – Comportamento do excesso de poropressão a diferentes R_s na etapa Expansão da Membrana Interna.....	123
Figura 85 – Variação de volume das amostras durante a etapa Adensamento Pós-Expansão.....	125
Figura 86 – Comportamento do potencial de adensamento (λ_c) em função da razão de substituição (R_s).....	127
Figura 87 – Variação de volume pós-expansão x volume expandido.....	138

Figura 88 – λ_c dos ensaios piloto - amostras normalmente adensadas.....	129
Figura 89 - Variação de volume ao longo do tempo na etapa Nova Compressão Hidrostática.....	130
Figura 90 – Curva e $x \log \sigma'$ ao fim das 24 horas de ensaio.....	132
Figura 91 – Curva e $x \log \sigma'$ ao fim do adensamento primário.....	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Métodos de melhoria de solos e seus objetivos (Adaptado de Munfakh e Wyllie, 2000).....	30
Tabela 2: Categoria, técnicas e objetivos do melhoramento de solos (Adaptado de Schaefer <i>et al.</i> , 2012 <i>apud</i> Chavão, 2015).....	31
Tabela 3 - Comparação entre os métodos de execução de <i>Jet-Grouting</i> (Chavão, 2015).....	33
Tabela 4 – Algumas obras executadas com Geoenrijecimento (Adaptado de Chavão, 2015).....	45
Tabela 5 – Características geométricas das células unitárias (Adaptado de Cirone, 2018b).....	55
Tabela 6 - Variação de alguns parâmetros de acordo com a malha utilizada e o espaçamento entre geodrenos.....	65
Tabela 7 – Propriedades físicas do caulim.....	91
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos de depósitos de argilas no Rio de Janeiro (Almeida <i>et al.</i> , 2008).....	92
Tabela 9 – Dados dos Ensaios de Expansão de Membrana Interna.....	103
Tabela 10 – Procedimento experimental executado no GDS <i>Lab</i>	110
Tabela 11 – Diâmetro dos balões medidos após ensaio.....	117
Tabela 12 – Magnitude das pressões limite nos ensaios.....	123
Tabela 13 – Magnitude do excesso de poropressão máximo nos ensaios.....	124
Tabela 14 – Resultados da etapa Adensamento Pós-Expansão.....	126
Tabela 15 - Deformação volumétrica do corpo de prova - etapa Nova Compressão Hidrostática.....	131
Tabela 16 - Índices de vazio na etapa Adensamento Pós-Expansão.....	133

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas
CP	Corpo de Prova
CPR	Consolidação Profunda Radial
GDS	Geotechnical Digital Systems
NBR	Norma Brasileira
OCR	<i>Over Consolidation Ratio</i>
PGECIV	Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
PUC-RIO	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
RSA	Razão de Sobre Adensamento
TAM	<i>Tubes à Manchete</i>
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Raio do bulbo
A	Área da célula unitária
a/c	Teor água cimento
B	Parâmetro de poropressão
B_{bulb}	Diâmetro do bulbo de argamassa
b_r	Índice de resistência
C_c	Coefficiente de compressão
CR	Razão de compressão
C_v	Coefficiente de adensamento vertical
C_{vp}	Coefficiente de adensamento vertical pós expansão
D	Diâmetro equivalente da célula unitária
D_b	Diâmetro do balão
d_c	Diâmetro de influência do geodreno
d_s	Diâmetro da região amolgada
d_w	Diâmetro equivalente do geodreno
e	Índice de vazios do solo tratado
e_0	Índice de vazios inicial
E_0	Módulo de elasticidade do solo natural
e_1	Índice de vazios na etapa Adensamento Inicial Hidrostático
e_2	Índice de vazios na etapa Expansão da Membrana Interna
e_3	Índice de vazios na etapa Adensamento Pós Expansão
e_f	Índice de vazios final
E_g	Módulo do geogrount endurecido
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
e_{min}	Índice de vazios mínimo
E_{eq}	Módulo de elasticidade do meio homogêneo equivalente
E_s	Módulo de elasticidade do solo tratado
F	Fator da teoria de adensamento radial
f_c	Resistência a compressão do geogrount
G	Módulo cisalhante

G_s	Densidade relativa dos grãos
η	Eficiência de compensação
h	Espaçamento vertical entre bulbos
η^*	Eficiência de compactação
H_d	Distância de drenagem
IP	Índice de Plasticidade
I_r	Índice de rigidez do solo
k	Constante em função da geometria do bulbo
K	Coeficiente de empuxo lateral
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
k_h/k_s	Razão de permeabilidade na zona de amolgamento
k_h/k_v	Razão de anisotropia
k_v	Permeabilidade reduzida devido ao adensamento
k_{v0}	Permeabilidade vertical do solo natural
L_{bulb}	Comprimento total do bulbo de argamassa
N	Número de bulbos
n	Taxa relativa de limite radial
p	Tensão efetiva isotrópica
p'	Tensão confinante do solo tratado
p'_0	Tensão confinante do solo natural
P_g	Pressão de expansão
P_{gc}	Pressão de expansão corrigida
p_L	Pressão limite
p_p	Pressão de plastificação
p_{up}	Pressão de injeção que causa levantamento
q	Carregamento na superfície do terreno
R	Raio final do bulbo
r	Distância do eixo da cavidade
R	Tamanho do limite radial

r_g	Raio do bulbo de argamassa equivalente
r_i	Raio do furo
R_p	Raio plástico
R_s	Razão de substituição
S	Espaçamento entre geodrenos
S	Grau de Saturação
σ'	Tensão efetiva
σ_3	Pressão confinante
S_u	Resistência não drenada do solo
$S_{u,eq}$	Resistência não drenada equivalente (meio homogêneo)
S_{u0}	Resistência não drenada inicial do solo
S_{up}	Resistência não drenada do solo tratado
σ'_{vm}	Tensão de pré adensamento
S_ψ	Fator de forma
t	Tempo de ensaio
t_f	Tempo final do ensaio
T_s	Período de espera entre as injeções
u	Poropressão
V	Volume do solo tratado
V_0	Volume do solo natural
V_{aa}	Volume da amostra após adensamento hidrostático
V_c	Perda de volume devido ao adensamento
V_{cp}	Volume do corpo de prova
V_g	Volume expandido
V_s	Volume de sólidos
V_{sh}	Perda de volume devido ao encolhimento de argamassa
V_{solo}	Volume de solo (caulim)
V_v	Volume de vazios do solo tratado
V_{v0}	Volume inicial de vazios
W	Peso do cilindro de solo acima do bulbo
w	Teor de umidade

w_l	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
z	Profundidade de injeção
$\Delta\bar{e}$	Varição do índice de vazios médio da amostra
Δe	Varição do índice de vazios
Δu	Excesso de poropressão
$\Delta u_{m\acute{a}x}$	Excesso de poropressão máximo
ΔV	Varição de volume
ϵ_{sh}	Taxa de perda de volume devido ao encolhimento de argamassa
ϵ_{cp}	Deformação do corpo de prova
ϵ_{solo}	Deformação do solo (caulim)
ϵ_{vol}	Deformação volumétrica

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	24
Objetivos	25
Estrutura da Dissertação	26
1 MELHORAMENTO DE SOLOS	28
1.1 Jet Grouting	32
1.2 Permeation Grouting	34
1.3 Compaction Grouting	35
1.4 Fracture Grouting	40
1.5 Geoenrijecimento (CPR Grouting)	44
1.5.1 Metodologia de execução do Geoenrijecimento.....	46
1.5.2 Base teórica do mecanismo do Geoenrijecimento.....	50
1.5.3 Metodologia de cálculo do Geoenrijecimento.....	52
1.5.4 Teoria da homogeneização.....	61
1.6 Comentários finais	65
2 ESTUDOS DE EXPANSÃO DE CAVIDADE	66
2.1 Eficiência de compensação	70
2.1.1 Ensaios em câmaras edométricas modificadas.....	71
2.2 Eficiência de compactação – câmara triaxial modificada	83
3 MATERIAIS E MÉTODOS	85
3.1 Introdução	85
3.2 Concepção geral do ensaio	85
3.3 Solo ensaiado	89
3.3.1 Caracterização do material.....	90
3.3.2 Preparação das amostras.....	92
3.4 Aparato experimental dos ensaios triaxiais modificados	95
3.4.1 Célula triaxial modificada.....	95
3.4.2 Controlador da pressão confinante.....	96
3.4.3 Equipamento de expansão de membrana.....	97
3.4.4 Instrumentação da célula triaxial.....	101
3.5 Programação de ensaios	102
3.6 Preparação do ensaio	103

3.6.1	Procedimentos básicos.....	103
3.6.2	Verificação e remoção de bolhas de ar.....	104
3.6.3	Preparação da agulha de injeção.....	105
3.6.4	Moldagem e preparação do corpo de prova.....	106
3.6.5	Procedimentos finais.....	108
3.7	Procedimento experimental.....	110
3.7.1	Saturação das amostras.....	110
3.7.2	Adensamento Inicial Hidrostático.....	112
3.7.3	Expansão da Membrana Interna.....	113
3.7.4	Adensamento Pós-Expansão.....	115
3.7.5	Nova Compressão Hidrostática.....	116
3.7.6	Pós-ensaios.....	116
3.8	Correção de dados.....	117
3.8.1	Pressão de expansão.....	117
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	119
4.1	Introdução.....	119
4.2	Pressão e volume de expansão.....	119
4.3	Efeito da Razão de Substituição.....	121
4.3.1	Etapa 3 - Expansão da Membrana Interna.....	121
4.3.2	Etapa 4 - Adensamento Pós-Expansão.....	125
4.3.3	Etapa 5 - Nova Compressão Hidrostática.....	129
4.4	Discussão final dos ensaios.....	135
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	137
5.1	Conclusões.....	137
5.1.1	Aparato experimental, preparação das amostras e ensaios.....	137
5.2	Sugestões para futuras pesquisas.....	139
	REFERÊNCIAS.....	141
	ANEXO A – FOTOS DOS ENSAIOS – DIÂMETRO DOS BALÕES NO INTERIOR DO CORPO DE PROVA.....	148
	ANEXO B – EXCESSO DE POROPRESSÃO X TEMPO NORMALIZADO.....	150
	ANEXO C – FOTOS DOS CORPOS DE PROVA NOS ENSAIOS PILOTO.....	151
	ANEXO D – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS.....	152

INTRODUÇÃO

O crescimento do setor da construção civil, principalmente nos grandes centros urbanos, estimula a investigação de novos locais para instalação dos empreendimentos. No Brasil este crescimento ainda ocorre principalmente ao longo de toda costa, onde existem espessas camadas de solos que apresentam alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte (Almeida e Marques, 2014). Estes depósitos são conhecidos como solos moles ou compressíveis. Almeida e Marques (2014) exemplificam vários locais ao longo da costa brasileira onde foram encontrados esses depósitos. No Estado do Rio de Janeiro em especial, espessas camadas de solo compressível podem ser encontradas na Baixada Fluminense e também em bairros como a Barra da Tijuca, o Recreio dos Bandeirantes e Santa Cruz (Silva, 1953; Almeida et al., 2008; Lima, 2012).

Como os solos moles possuem características de alta compressibilidade, baixa resistência e baixa permeabilidade, os métodos construtivos de aterros sobre esse tipo de solo devem levar em consideração a possibilidade de rupturas e recalques pós construtivos. Almeida e Marques (2014) apresentam diversas técnicas de projeto e execução de aterros sobre solos moles com o objetivo de controlar recalques e estabilidade.

Esta dissertação aborda diversos métodos de melhoramento de solos com a injeção de argamassa, enfatizando a técnica do Geoenrijecimento, desenvolvida pela empresa ENGEGRAUT. Esta técnica induz o solo mole a perder água e volume, devido à cravação de geodrenos e posterior processo de expansão de cavidades, com a formação de bulbos de compressão por meio do bombeamento de argamassa sob elevadas pressões. Como consequência aumenta-se a resistência e a rigidez do conjunto (solo mole e “bulbos” de geogROUT) (Cirone, 2018a; 2018b).

Com intuito de estudar o comportamento do Geoenrijecimento, esta dissertação apresenta um estudo experimental pioneiro no Brasil. Esta pesquisa se baseou em outras similares realizadas por um grupo de pesquisadores (Au, 2001, Soga *et al.*, 2004 e Wang, 2006) que buscavam conhecer o comportamento das técnicas: *Compaction Grouting* e *Fracture Grouting*. Desta forma serão apresentados neste

trabalho os ensaios de Expansão de Membrana Interna (*balloon test*), os quais permitem reproduzir o comportamento da técnica em condições laboratoriais.

Para viabilizar a realização desta pesquisa foi feita uma parceria entre o Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV-UERJ) e a empresa ENGEGRAUT, a qual permitiu a utilização do Laboratório de Geotecnia e Geofísica, localizado em sua sede na Barra da Tijuca - RJ, para execução dos ensaios de Expansão de Membrana Interna. Esta pesquisa também contou com o apoio da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO) onde foram preparadas as amostras utilizadas nos ensaios.

Cabe ressaltar que a técnica do Geoenrijecimento vem sendo bastante estudada dentro do PGECIV-UERJ com as recentes pesquisas de Chavão (2015) que analisou o comportamento de dois aterros teste a partir de dados de instrumentação, Gondariz (2016) que executou uma análise numérica sobre os aterros teste estudados por Chavão (2015) e, Santos (2018) que comparou numericamente diversas técnicas de melhoramento de solos moles, além do estudo de Caetano (2019), ainda em desenvolvimento.

Objetivos

O objetivo principal desta dissertação é investigar o comportamento da técnica Geoenrijecimento por meio de ensaios de laboratório em solos argilosos saturados. Devido à escala dos modelos ensaiados no laboratório e as condições iniciais de tensão serem diferentes das escalas reais de campo, os resultados dos ensaios podem ser incapazes de serem extrapolados de forma exata e direta para o campo. Apesar disso, o comportamento ideal da técnica é bem representado pelos ensaios de Expansão de Membrana Interna.

Os objetivos específicos desta dissertação são:

1. Apresentar um novo (no Brasil) tipo de ensaio triaxial modificado, chamado nesta dissertação de ensaio de Expansão de Membrana Interna (*balloon test*);

2. Quantificar parâmetros utilizados na metodologia de cálculo do Geoenrijecimento, como, por exemplo, o potencial de adensamento (λ_c);
3. Investigar o efeito da Razão de Substituição (R_s), por meio da expansão de diferentes volumes dentro da membrana de látex, e avaliar sua interação com o excesso de poropressão (Δu), com a pressão de expansão (P_g) e com o potencial de adensamento (λ_c);
4. Analisar, para o solo estudado, qual seria o volume ideal de expansão;
5. Analisar o comportamento do solo melhorado quando solicitado a novos carregamentos;
6. Propor outras ideias que possam ser implementadas para seguir o estudo do comportamento do Geoenrijecimento.

Estrutura da Dissertação

Os Capítulos 1 e 2 apresentam a revisão bibliográfica. O Capítulo 1 reúne algumas técnicas de melhoramento de solos por meio do bombeamento de argamassa. Dentre estas, são citadas: *Jet Grouting*, *Permeation Grouting*, *Compaction Grouting*, *Fracture Grouting* e *CPR Grouting*. No Capítulo 2 são apresentados alguns conceitos sobre fraturamento hidráulico em argilas e também ensaios oedométricos modificados e triaxiais modificados similares aos realizados nesta dissertação.

O Capítulo 3 descreve a metodologia de execução dos ensaios de Expansão de Membrana Interna. São abordados a concepção geral do ensaio, os procedimentos de preparação das amostras de caulim, o aparato triaxial modificado, a programação dos ensaios e os procedimentos experimentais.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados e as análises dos ensaios triaxiais modificados, comparando como cada uma das etapas se comportava em função do efeito estudado, além de apresentar conclusões finais sobre os ensaios.

Por último, no Capítulo 5, são apontadas as principais conclusões sobre o estudo, além de algumas recomendações e sugestões para futuras pesquisas na área.

1 MELHORAMENTO DE SOLOS

Quando o material do solo de fundação não apresenta características geomecânicas adequadas para suportar a magnitude das solicitações, oriundas de estruturas ou aterros faz-se necessário realizar um melhoramento específico neste solo.

Investigações geotécnicas permitem determinar e analisar a estratigrafia do subsolo, identificando as diferentes camadas e possibilitando a programação das técnicas que serão utilizadas para melhoramento da região.

O Corpo de Engenheiros do Exército do Estados Unidos da América, USACE (1999), definiu melhoria dos solos (*ground improvement*) como a modificação dos solos de fundação ou projetos de estrutura de terra, a fim de se obter um melhor desempenho sob condições de projeto e/ou carga operacional.

No caso de solos moles, a ausência de melhoramento pode ocasionar problemas, como por exemplo: recalques pós construtivos maiores que os admissíveis (Figura 1) ou rupturas (Figura 2).



Figura 1 – Evolução dos recalque ao redor de uma caixa estaqueada (Tassi, 2015)



Figura 2 – Ruptura de aterro sobre solo mole (Geosewa, 2019)

Segundo Schaefer *et al.* (2012) são objetivos principais da melhoria de solos:

- Aumentar a capacidade de carga;
- Aumentar a densidade;
- Aumentar a resistência ao cisalhamento;
- Transferir as cargas do aterro para camadas mais competentes;
- Controlar as deformações;
- Acelerar o adensamento;
- Reduzir as cargas impostas à fundação;
- Proporcionar estabilidade;
- Vedar infiltrações ou preencher vazios;
- Aumentar a resistência à liquefação.

As técnicas de melhoria de solos podem ser realizadas com ou sem a inclusão de outro tipo de material, modificando as características naturais da região analisada. Munfakh e Wyllie (2000) realizaram estudo sobre técnicas de melhoramento para solos granulares e coesivos, e seus principais objetivos e aplicações são exibidos na Tabela 1. Schaefer *et al.* (2012), também apresentam várias técnicas de melhoramento de solos, Tabela 2, com seus respectivos objetivos e categorias.

Tabela 1: Métodos de melhoria de solos e seus objetivos (Adaptado de Munfakh e Wyllie, 2000)

Método de Melhoria de Solo	Tipo de Solo		Objetivos do Melhoramento do Solo				
	Granular	Coesivo	Capacidade de Carga	Controle de Recalque	Estabilidade Lateral	Controle de Meio Ambiente	Resistência a Liquefação
Vibrocompactação	•		•	•			•
Compactação Dinâmica	•		•	•		•	•
Detonação	•		•	•			•
<i>Compaction Grouting</i>	•			•			
Pré Carregamento/Drenos		•	•	•			•
Eletro-osmose		•	•	•			
Adensamento a Vácuo		•	•	•			
Aterro Leve	•	•		•			
Estabilização Mecânica	•		•	•	•		
Solo Grampeado	•				•		
Ancoragem de Solo	•				•		
Micro Estacas	•		•	•	•		
Colunas de Brita		•	•	•	•		•
Reforço de Fibra	•		•	•	•		
<i>Permeation Grouting</i>	•		•	•		•	
<i>Jet Grouting</i>	•	•	•	•	•	•	•
<i>Deep Soil Mixing</i>	•		•	•	•	•	•
Colunas de Cal		•	•	•	•	•	•
<i>Fracture Grouting</i>		•	•	•		•	
Congelamento de Solo	•	•			•	•	
Vitrificação	•	•				•	
Tratamento Eletrocinético		•		•		•	
Aquecimento do Solo		•		•		•	
Estabilização Biotecnológica	•				•	•	

Tabela 2: Categoria, técnicas e objetivos do melhoramento de solos (Adaptado de Schaefer *et al.*, 2012 *apud* Chavão, 2015)

Categoria	Técnicas	Objetivos
Compactação	<ul style="list-style-type: none"> - Vibrocompactação - Compactação dinâmica - Compactação com uso de explosivos - <i>Compaction grouting</i> - Compactação de superfície (incluindo compactação de rápido impacto) 	Aumentar a densidade, a capacidade de carga e a resistência ao atrito; aumentar a resistência à liquefação; reduzir a compressibilidade; aumentar a resistência de solos argilosos.
Adensamento	<ul style="list-style-type: none"> - Pré-carregamento sem drenos - Pré-carregamento com drenos - Pré-carregamento por vácuo - Eletrosmose 	Acelerar o adensamento, reduzir os recalques, aumentar a resistência.
Redução de carregamento	<ul style="list-style-type: none"> - Geofóam - Concreto aerado - Materiais leves para aterro (pneus picados, etc. 	Reduzir o carregamento no solo de fundação, reduzir os recalques, aumentar a estabilidade do talude.
Reforço	<ul style="list-style-type: none"> - Micro estacas - Solo grampeado/ancoragem - Colunas (colunas granulares, colunas granulares encamisadas, <i>jet grouting</i>) - Colunas com plataformas de transferência de cargas - Aterro reforçado com geossintético 	Inclusão de elementos de reforço no solo para melhorar as características de engenharia; promover estabilidade lateral.
Tratamento químico	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Deep mixing</i>: via seca ou úmida - <i>Jet grouting</i> - <i>Compaction grouting</i> 	Aumentar a densidade, aumentar a resistência, preencher os vazios, vedar infiltrações.
Estabilização térmica	<ul style="list-style-type: none"> - Congelamento do solo - Aquecimento do solo e vitrificação 	Aumentar a resistência ao cisalhamento, promover vedação.
Estabilização biotécnica	<ul style="list-style-type: none"> - Uso de vegetação em taludes como reforço - Métodos microbianos 	Aumentar resistência; reforçar.
Outros	Métodos eletrocinéticos, métodos químicos	Remediar solos contaminados

Este estudo irá abordar somente algumas técnicas de melhoramento de solos, com o enfoque naquelas que utilizam argamassa em seus métodos, como por exemplo: *Jet Grouting*, *Compaction Grouting*, *Permeation Grouting*, *Fracture Grouting*, Geoenrijecimento. Outras técnicas como, por exemplo, *Deep Soil Mixing* (DSM) e Estabilização de Massa (STABTEC), também tratam da utilização de argamassa em seus métodos, porém não foram incorporadas nesta pesquisa. A Figura 3 apresenta um esquema das diversas técnicas com utilização de argamassa e suas aplicações.

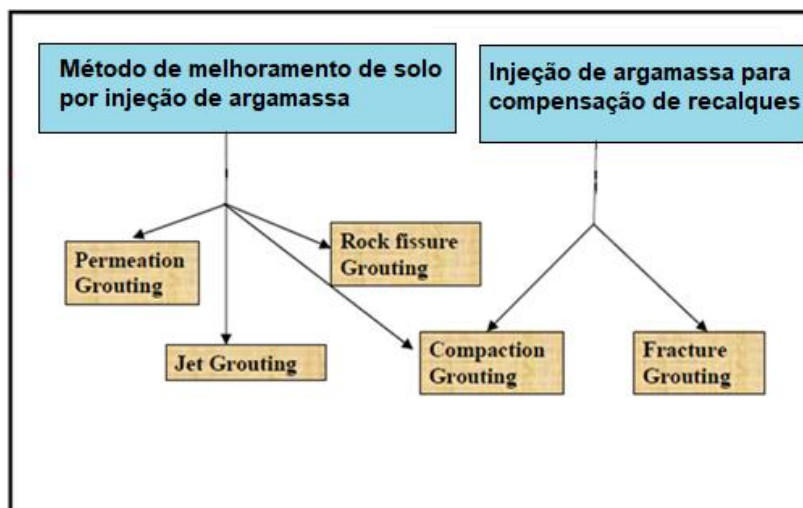


Figura 3 – Técnicas de melhoramento com utilização de argamassa e suas aplicações
(Adaptado de Wang, 2006)

1.1 Jet Grouting

O *Jet Grouting* é uma técnica de melhoramento de solos por meio da injeção de calda de cimento sob altas pressões (usualmente de 20 MPa a 40 MPa) (Ribeiro, 2010). Essa injeção ocorre através de um jato que desagrega a estrutura do solo natural, misturando as partículas do solo com a calda injetada, como pode ser visto na Figura 4.

A partir dos movimentos de rotação e translação ascendentes da haste com os bicos jateadores formam-se colunas de solo-cimento que concedem ao maciço maior resistência e menor deformabilidade. O comprimento e o diâmetro das colunas são determinados em função das características do terreno e utilização do local (Figura 4).

Essa técnica pode ser aplicada para a maioria dos tipos de solos, sem restrições a granulometria ou presença de água. Atenção especial deve ser dada a solos orgânicos, que podem apresentar ácidos que dificultem a reação do cimento com o solo natural. Segundo Hussin (2006) solos orgânicos são problemáticos e podem causar baixas resistências, a menos que sejam parcialmente removidos. Segundo Nogueira (2010) este problema pode ser evitado por meio da realização de ensaios químicos para caracterizar os componentes existentes e testes de dosagem

do solo-cimento, para melhor definição da taxa de cimento utilizada e verificação da necessidade da aplicação de aditivos.

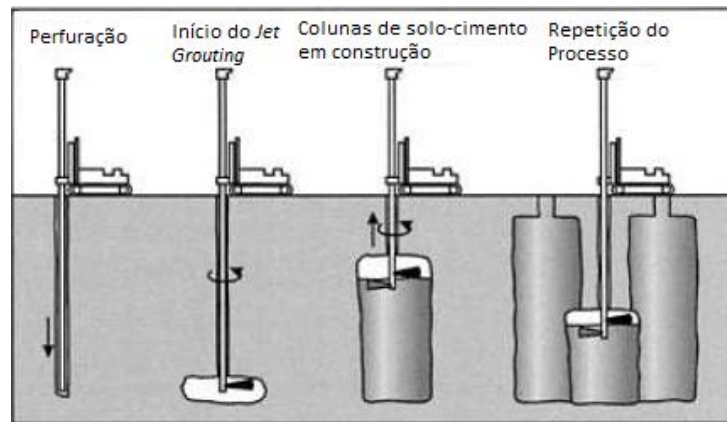


Figura 4 – Processo executivo do *Jet Grouting* (Adaptado de Hussin, 2006)

No mercado brasileiro, existem três métodos de execução desta técnica que devem levar em consideração as características do terreno, o objetivo da intervenção, o prazo de execução da obra e dos custos associados. Os métodos são denominados como Simples (CCP), Duplo (JSG ou JG) e Triplo (CJG) (Figura 5). A comparação entre os três métodos está apresentada na Tabela 3 (Chavão, 2015).

Tabela 3 - Comparação entre os métodos de execução de *Jet-Grouting* (Chavão, 2015)

Método de Execução	Nº de hastes	Diâmetro das colunas (m)	Perfuração		Jateamento		
			Haste 1	Haste 2	Haste 1	Haste 2	Haste 3
Simples (CCP)	1	0,4 - 0,8	Água em baixa pressão	-	Calda de cimento em baixa pressão	-	-
Duplo (JSG ou JG)	2	0,8 - 1,8	Água em baixa pressão	Ar comprimido em baixa pressão	Calda de cimento em alta pressão	Ar comprimido em alta pressão	-
Triplo (CJG)	3	0,8 - 2,0	Água em alta pressão	Ar comprimido em alta pressão	-	-	Calda de cimento em alta pressão

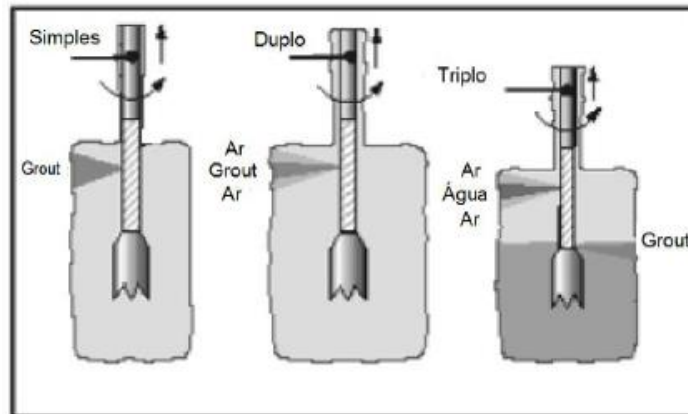


Figura 5 – Sistemas simples, duplo e triplo de *Jet Grouting* (Adaptado de Hussin, 2006)

1.2 *Permeation Grouting*

O *Permeation Grouting* é uma técnica que consiste na injeção de argamassa de baixa viscosidade (alta mobilidade) para preencher os vazios do solo, resultando na redução da permeabilidade e no aumento da resistência e da coesão (Figura 6). Segundo Munfakh e Wyllie (2000) esta técnica não provoca alterações no volume ou na estrutura original do solo. Se o tamanho das partículas de argamassa for maior que tamanho dos poros e as imperfeições do solo, os poros ficarão bloqueados e o *Permeation Grouting* não vai ocorrer (Au, 2001).

Segundo Hussin (2006) a aplicabilidade do *Permeation Grouting* é principalmente para solos arenosos e pedregulhos, com teores de silte menores do que 18% e de argila menores do que 2%. O autor também ressalta que a profundidade do lençol freático não é crítica, uma vez que a água é expulsa com a injeção de argamassa. Ressalta-se que a argamassa pode ser composta por calda de cimento ou por soluções químicas, sendo o silicato de sódio o mais utilizado.

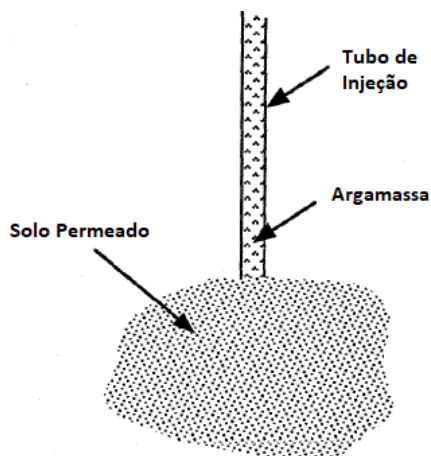


Figura 6 – Diagrama Conceitual da Solidificação do Solo por Permeation Grouting (Adaptado de Andrus e Chung, 1995)

Andrus e Chung (1995) recomendam que as pressões de injeção sejam controladas. Pressões e taxas de injeção excessivas podem resultar no fraturamento e levantamento do solo. Os autores recomendam que as pressões de injeção sejam mantidas igual a 25% da pressão de fraturamento, determinada previamente em ensaios de campo.

O processo de injeção pode ocorrer de duas formas: mediante a perfuração de tubos com revestimento, onde a argamassa é bombeada e liberada pelo fundo do tubo de injeção, em estágios de 0,3 metros a 0,9 metros em direção a superfície, ou com a utilização de equipamento especializado como os *tubes à manchete (TAM)*.

Conforme Andrus e Chung (1995), esta técnica tem sido utilizada com sucesso no controle do fluxo de água, na estabilização de escavações em solo fofo, na sustentação de fundações e na prevenção de recalques devido à liquefação dinâmica.

1.3 Compaction Grouting

Compaction Grouting (bulbos de compactação) é uma técnica que consiste na injeção lenta e controlada de uma argamassa mais viscosa, de baixa mobilidade, que aumenta a resistência ao cisalhamento, a rigidez do terreno e a capacidade de carga. Desde que o processo de injeção ocorra de maneira controlada o bulbo de argamassa se expande como uma massa homogênea, que não cause o fraturamento do solo e

nem o escoamento da argamassa pelos vazios do solo. Esse comportamento permite uma maior compactação do solo ao redor dos bulbos de argamassa, resultando em inclusões rígidas de argamassa rodeadas por um solo de maior densidade. Devido à redução do volume de vazios do solo, ocorre uma pequena redução em sua permeabilidade (ASCE, 2010; Graf, 1969; Hussin, 2006; Warner e Brown, 1974; Warner, 2004).

A argamassa injetada possui um *slump* (ABNT, 1998) menor que 25 mm, normalmente um solo-cimento constituído de quantidade suficiente de silte para promover plasticidade e de areia para desenvolver atrito interno. A argamassa geralmente consiste de uma mistura de areia siltosa, cimento e água. (ASCE, 2010).

Segundo a ASCE (2010), a mistura de argamassa deve apresentar as seguintes características:

- a capacidade de bombeamento deve ser suficiente para permitir que a mistura seja injetada;
- a argamassa deve permanecer como uma massa crescente dentro do solo, permitindo a formação dos bulbos;
- nenhuma expulsão de água da mistura para o solo é permitida

O processo de execução do *Compaction Grouting*, pelo método *bottom up*, pode ser visto na Figura 7. Primeiramente efetua-se a perfuração do solo (caso necessário) e em seguida é instalado o tubo de injeção ao longo de toda camada que deverá ser tratada. É importante que o tubo de injeção esteja em contato com os solos circundantes, para evitar que a argamassa possa fluir em volta do tubo até a superfície, forçando sua expansão radialmente.

As injeções de argamassa são feitas em etapas, onde normalmente inicia-se na parte inferior da zona a ser tratada em direção à superfície do solo (*bottom-up*). O método descendente (*top-down*) também pode ser executado, porém é mais lento e menos econômico. Geralmente a distância entre as etapas de injeção está na faixa de 0,30 metros a 0,60 metros, porém distâncias de até 1,80 metros foram utilizadas com sucesso em grandes profundidades. Em cada etapa são formados bulbos individuais que podem se unir, criando estruturas em forma colunas contínuas (ASCE, 2010; Hussin, 2006).

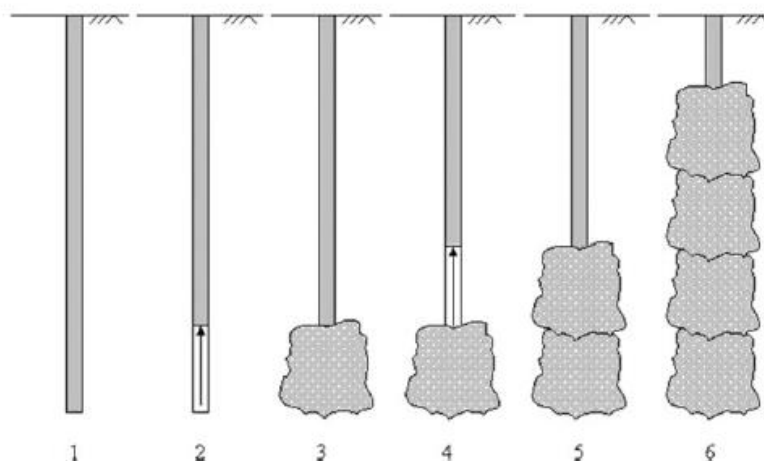


Figura 7 – *Compaction Grouting* pelo método *bottom-up*. 1) instalação dos tubos de injeção, 2) levantamento do tubo para o topo da etapa mais profunda, 3) formação da primeira etapa de injeção, 4) levantamento do tubo para segunda etapa, 5) etapa de injeção seguinte, 6) repetir os estágios 4 e 5 até o topo da zona a ser tratada. (ASCE, 2010)

À medida que os bulbos de compactação expandem, o solo ao redor fica sujeito a um incremento de tensões. Com o aumento das tensões normais o solo comprime, e com o aumento das tensões cisalhantes os solos ficam sujeitos à reorientação das partículas. Em solos fofos o material contrai preenchendo os vazios existentes, processo conhecido como contração. Em solo denso ocorreria a redução do diâmetro da coluna em consequência do confinamento causado pelo solo. Por este motivo, a execução desta técnica é recomendada para solos arenosos fofos. Este método pode ser aplicado igualmente bem, acima ou abaixo do lençol freático, desde que a drenagem do solo possa ocorrer. Para solos finos (argilas plásticas) essa técnica não pode ser aplicada com o objetivo de compactação, restringindo sua aplicação ao reforço do terreno (ASCE, 2010; Hussin, 2006).

Nichols e Goodings (2000) conduziram vários ensaios de centrífuga que simulavam o *Compaction Grouting* em modelos de pequena escala. Os ensaios foram efetuados com uma areia uniforme seca com intuito de examinar os efeitos da composição da argamassa, da profundidade de injeção e da taxa de injeção no desenvolvimento do bulbo de argamassa. Os pesquisadores concluíram que os bulbos criados não foram esféricos, mas poderiam se desenvolver em uma das duas formas, ou lágrima ou cilíndrica (Figura 8).

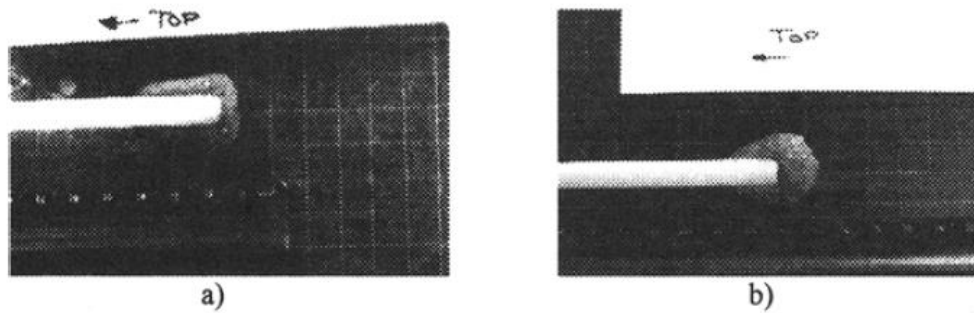


Figura 8 – Geometria dos bulbos a) $S_\psi > 1,5$ e b) lágrima, $S_\psi \leq 1,5$ (Nichols e Goodings, 2000)

Foi introduzido um conceito de fator de forma, S_ψ , para caracterizar a geometria do bulbo de argamassa durante a injeção. O fator de forma, $S_\psi = L_{bulb}/B_{bulb}$, é definido como a razão entre o comprimento total do bulbo de argamassa injetado, L_{bulb} , e o diâmetro do bulbo de argamassa, B_{bulb} . Os bulbos que apresentavam formato cilíndrico eram identificados com o fator de forma $S_\psi > 1,5$, já os que possuíam formato de lágrima, apresentavam fator de forma $S_\psi \leq 1,5$.

Segundo os pesquisadores, misturas de argamassa contendo menores quantidades de argila desenvolveram o formato de lágrima sob pressões de sobrecarga maiores. Em profundidades mais rasas, os bulbos eram cilíndricos, subindo pela lateral dos tubos de injeção. Uma transição bem definida entre os dois formatos foi encontrada para misturas com menores quantidades de argila. Para misturas com maiores quantidades de argila a transição não foi bem definida (Figura 9). O formato dos bulbos não pareceu ser muito afetado pela taxa de injeção.

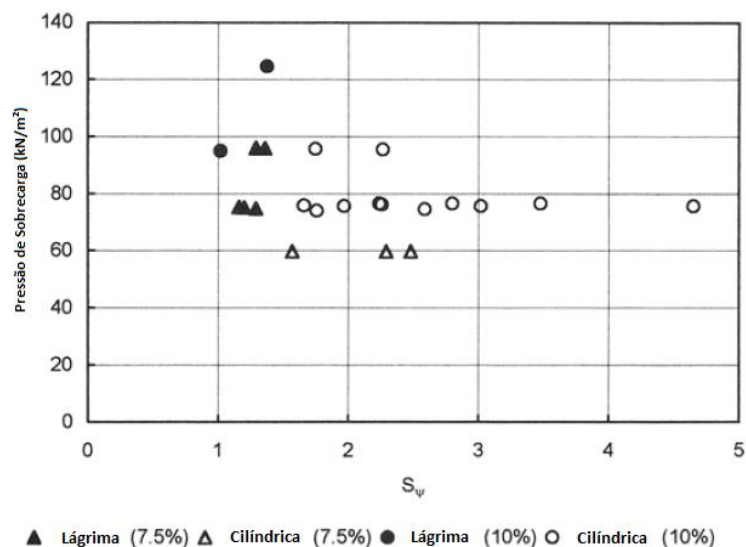


Figura 9 – Pressão de sobrecarga vs. fator de forma (Nichols e Goodings, 2000)

O *Compaction Grouting* é um processo de deformação controlada, ou seja, a taxa e o volume de injeção são controlados, e as pressões são medidas para determinar a resistência do terreno à injeção de argamassa. Segundo a ASCE (2010), as taxas de injeção estão tipicamente entre 30 a 60 l/min, embora taxas menores possam ser necessárias para alguns casos. Taxas de injeção mais lentas são apropriadas para solos mais finos e de drenagem mais lenta. Taxas maiores de injeção também podem ser efetuadas, porém podem conduzir o solo a um comportamento não drenado associado à geração de excesso de poropressão. Este comportamento reduz a compactação do solo e aumenta significativamente a pressão de injeção. Quando a taxa de injeção não é balanceada com a taxa de dissipação de poropressão, e a poropressão é elevada excessivamente, pode ocorrer fraturamento hidráulico.

Segundo Graf (1969, 1992), alguns critérios para interrupção da injeção devem ser considerados:

- Até que tenha sido atingida uma determinada pressão limite ou um volume estipulado de argamassa para cada fase de injeção;
- Até que seja observada uma queda da pressão de pico quando se estiver bombeando sob taxa de injeção constante, indicando que a resistência ao cisalhamento do solo está sendo excedida;

- Até que seja observado um levantamento da superfície do terreno, devido às injeções mais próximas à superfície;
- Por decisão do próprio engenheiro.

Esta técnica vem sendo utilizada na compactação de solos de baixa compacidade, na mitigação do potencial de liquefação do solo durante terremotos, na compensação de recalques em estruturas devido à escavação de túneis, e no melhoramento da resistência lateral de estacas e outros elementos de fundação. (ASCE, 2010; Au, 2001; Graf, 1969; Warner e Brown, 1974; Hussin 2006).

Au (2001) e Soga *et al.* (2004) realizaram vários ensaios em câmaras edométricas modificadas para estudar o efeito do *Compaction Grouting* (com o intuito da compensação de recalques) em amostras de caulim (Item 2.1.1). Wang (2006) investigou o comportamento do *Compaction Grouting* em condições triaxiais para amostras de solo residual (Item 2.2.1). O comportamento ideal desta técnica pode ser reproduzido mediante ao Ensaio de Expansão de Membrana Interna (*balloon test*), onde não há saída de água do balão (não há encolhimento do material expandido) e nem penetração do material expandido na amostra.

É de grande dificuldade encontrar estudos em português que abordem esta técnica de melhoramento de solos. Muños (2014) apresentou alguns resultados da melhoria de um depósito de areia seca e saturada mediante aplicação do *Compaction Grouting*, comparando soluções numérica e analítica.

1.4 Fracture Grouting

Fracture Grouting, também conhecido como *Hydrofracture Grouting*, consiste na injeção de argamassa de baixa viscosidade sob alta pressão (Figura 10), causando um processo de fraturamento hidráulico (Capítulo 2). A calda de argamassa sob pressão pode escoar pelas fraturas naturais preexistentes, ou pelas fraturas formadas no processo de injeção, causando um levantamento do terreno ou contrabalanceando recalques que ocorreram (Hussin, 2006).

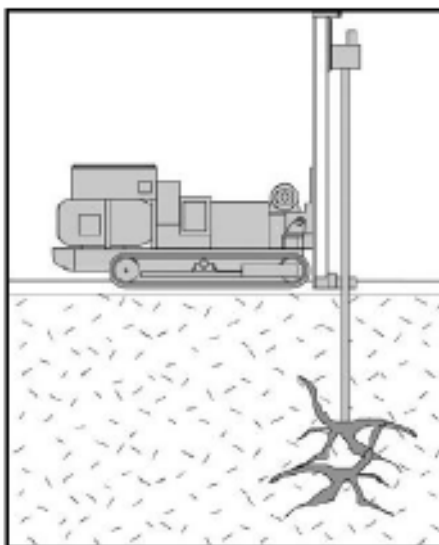


Figura 10 – Esquema *Fracture Grouting* (Hussin, 2006)

Para a execução do *Fracture Grouting* é comum a utilização do *TAM*, que é colocado em um furo com uma mistura frágil de cimento no espaço entre o tubo e o furo para manter o equipamento na posição. Durante a execução, um tubo de injeção é manualmente posicionado enquanto dois vedadores (*packers*) são inflados. A argamassa sob pressão preenche o *TAM*, ficando limitada entre os vedadores. Então, a luva de borracha sob pressão se expande permitindo a injeção de argamassa (Au, 2001).

Em função do levantamento do terreno devido as fraturas formadas durante a injeção, essa técnica também ficou conhecida como *Compensation Grouting*. Segundo Soga *et al.* (2000) este método é muito utilizado quando são esperados grandes recalques em construções preexistentes durante a construção e escavação de túneis (Figura 11e Figura 12). O princípio básico é a injeção de argamassa na zona entre o túnel e os edifícios sobrepostos, para “compensar” a perda de solo e o alívio de tensão induzido pela escavação subterrânea (Mair e Hight, 1994).



Figura 11 – Princípio do *Compensation Grouting*: argamassa injetada usando *TAM* para prevenção dos recalques que podem ocorrer devido a construções subterrâneas (Adaptado de Bezuijen, 2010)

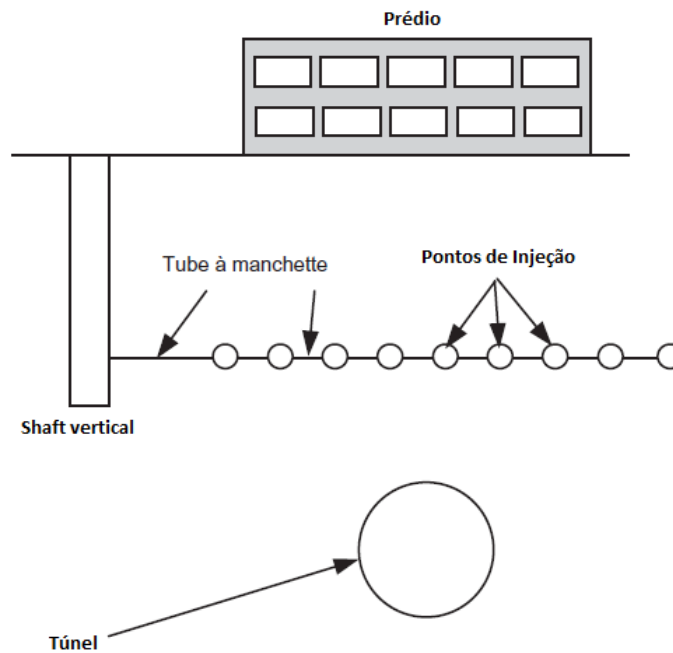


Figura 12 – Injeções realizadas entre túnel e a construção preexistente (Adaptado de Soga et al., 2004)

Segundo Au (2001) as principais características para que no *Fracture Grouting* se tenha uma mistura ideal de argamassa são:

- Aumentar a viscosidade da argamassa enquanto mantém o bombeamento – portanto mantendo a argamassa no local que é necessário;
- Aumentar a tixotropia (fenômeno que certos líquidos apresentam cuja viscosidade diminui quando agitados) - induz a mistura a criar lentes de argamassa ao longo das várias fraturas, aumentando o reforço no solo;
- Diminuir o efeito de expulsão de água – o que resulta em um maior efeito de levantamento do terreno.

As maiores limitações desta técnica são a incerteza na orientação das fraturas, a falta de controle na extensão das mesmas e a dificuldade em prever a quantidade e a espessura da argamassa dentro das fraturas (Soga *et al.*, 2004). Embora a orientação das fraturas seja umas das incertezas, ela tem que ser considerada em um projeto de *Compensation Grouting* para se obter uma melhor eficiência de compensação (Item 2.1).

De acordo com Au (2001) muitos pesquisadores consideram que as fraturas se propagam na direção perpendicular à tensão principal menor. Desta forma, as fraturas horizontais (que provocam levantamento do terreno) irão ocorrer quando $K_0 > 1$, e as verticais quando $K_0 < 1$. Segundo Bezuijen (2010), em solos normalmente adensados, a tensão vertical é maior que a tensão horizontal, e isso resulta em fraturas verticais. Em decorrência dessas fraturas verticais, a tensão horizontal irá aumentar até que exceda a tensão vertical. A partir deste ponto a direção predominante das fraturas será a horizontal.

Porém, de acordo com Bezuijen (2010), esse conceito não é totalmente válido já que alguns investigadores encontraram que fraturas verticais podem ocorrer até quando $K_0 > 1$, e outros sugeriram que a direção das fraturas pode também seguir zonas de fraqueza do solo.

Baroni (2016) compilou vários estudos sobre a origem e a formação dos depósitos de solos moles. Na compilação os mesmos existentes no litoral brasileiro são formados por grãos minerais (componentes inorgânicos), resultantes do intemperismo das rochas existentes na bacia de contribuição local, e por matéria orgânica (turfa), oriunda da deposição de plantas e animais que pertenciam ao ecossistema da região. Normalmente, estas argilas moles apresentam razão de

sobreadensamento (OCR) superior nas camadas superficiais do terreno, decrescendo ao longo da profundidade. Conforme Bjerrum (1973) e, Parry e Wroth (1981) o sobreadensamento do solo é usualmente atribuído à erosão (ou ao degelo), às alterações do nível do lençol freático e ao envelhecimento do solo, sendo este último atribuído aos efeitos do adensamento secundário.

Devido ao processo de formação por sedimentação das argilas brasileiras e também, ao usual sobreadensamento destes depósitos, acredita-se que a propagação das fraturas nestas camadas seria, em geral, na direção horizontal.

Aplicações bem sucedidas do *Fracture Grouting* são apresentadas no projeto de metrô Viennese, no projeto do túnel do rio Saint Clair, próximo à fronteira dos EUA-Canadá, no projeto de prolongamento da Jubilee Line em Londres e, a linha de metrô de Lisboa (Au, 2001; Soga *et al.*, 2004).

Au (2001) e Soga *et al.* (2004) realizaram vários ensaios de laboratório, com amostras de caulim, em câmaras edométricas modificadas, para investigar os fatores que afetam a eficiência de compensação (η). Foram efetuados ensaios que simulassem o comportamento de ambos os métodos, *Compaction Grouting* e *Fracture Grouting* (Item 2.1.1).

1.5 Geoenrijecimento (CPR *Grouting*)

O método conhecido como Geoenrijecimento ou CPR *Grouting* é uma técnica brasileira de melhoramento de solos moles. Esta técnica foi criada pela empresa ENGEGRAUT, e apresenta depósito de patente datado de 21/08/2009 no Instituto Nacional de Propriedade Industrial (INPI). A técnica do Geoenrijecimento baseia-se na teoria do adensamento, induzindo o solo a perder água e volume através da formação de bulbos de compressão radial do solo, via expansão de cavidades.

Segundo Cirone (2016a) o Geoenrijecimento é uma adaptação do *Compaction Grouting* para ser aplicado em solos argilosos. A técnica inicia-se com a formação de um sistema de drenagem artificial, através da cravação de geodrenos (drenos verticais fibroquímicos), seguido pela fase de expansão de cavidade, onde são formados os bulbos de compressão radial do solo através do bombeamento de *geogROUT* (Item 1.5.1c) sob alta pressão. Devido à expansão destes bulbos os deslocamentos radiais

que ocorrem nesta etapa são elevados. No caso de solos argilosos, a drenagem não ocorre de forma instantânea, o solo apresenta um comportamento não drenado durante a expansão dos bulbos de *geogROUT*, gerando excesso de poropressão, o qual é dissipado pelo sistema de drenagem instalado previamente.

O solo geoenrijecido com CPR *Grouting* comporta-se como um meio homogêneo, formado pela matriz (solo comprimido, confinado e adensado) e o reforço (bulbos de compressão de *geogROUT*). As verticais com bulbos de compressão resultam no acréscimo na resistência não drenada, rigidez e, conseqüentemente, na redução dos recalques (Cirone 2016b; 2016c, 2018b).

Pesquisas que abordam casos de obras que utilizaram esta técnica são: a construção do trecho sul do Rodanel em São Paulo (Nogueira, 2010), o Parque dos Atletas (ex Cidade do Rock) no Rio de Janeiro (Riccio *et al.*, 2013), o Parque do Cantagalo no Rio de Janeiro (Mello, 2013), aterros teste no Recreio dos Bandeirantes (Chavão, 2015), o melhoramento de solo mole na margem esquerda do rio Itajaí-Açu (Sandoval, 2016) e obras realizadas no Recreio dos Bandeirantes no Rio de Janeiro (Riccio *et al.*, 2018). A Tabela 4 apresenta algumas obras onde a técnica foi executada.

Tabela 4 – Algumas obras executadas com Geoenrijecimento (Adaptado de Chavão, 2015)

Obra	Local	Período de execução		Área Tratada (m ²)	Camada de Solo mole (m ²)
		Início	Término		
Tratamento de solo para receber a ferrovia VLI dentro do Porto de Itaqui/MA	São Luís/MA	Ago/14	Mar/15	45.000	11
Reforço de solos de fundação para a construção da fábrica da BMW	Araquari/SC	Fev/14	Mai/14	40.504	18
Reforço de solo de fundação na obra Palm, Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro	Fev/14	Jul/14	17.593	20
Tratamento do solo para assentamento das bases da adutora de água do sistema ITALUÍS, em Campos de Perizes	Perizes, São Luís/MA	Nov/13	Fev/14	38.845	6
Duplicação da BR-135 sentido Bacabeira	São Luís/MA	Jun/13	Out/13	17.600	9
Sistema de Esgotamento Sanitário de São Luís	Vinhais/MA	Jan/13	Jul/13	142.104	-
Reforço do solo de fundação no depósito da Gerdau	Muribeca/PE	Fev/12	Ago/12	14.000	22
Viabilização da área do Aterro II (Pátio IV) no Complexo Portuário - Porto Chibatão Manaus/AM	Manaus/AM	Nov/11	-	20.640	25
Serviços de estabilização de solo de fundação no Parque Cantagalo	Rio de Janeiro/RJ	Set/11	Jan/12	14.000	13
Tratamento de argila extremamente mole no Parque dos Atletas	Rio de Janeiro/RJ	Mar/11	Mai/11	16.000	8
Obras de implantação do Parque Olímpico, Cidade do Rock (Rock in Rio), no Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	Mar/11	Mai/11	18.000	14
Rodoanel Sul, Lote 3	São Bernardo /SP	Jul/09	Ago/09	4.154	12

1.5.1 Metodologia de execução do Geoenrijecimento

Nesta seção as etapas de execução da técnica são explicadas individualmente. O processo de execução do Geoenrijecimento é composto das seguintes etapas: conquista do terreno, cravação dos geodrenos, preparação do *geogROUT*, bombeamento do *geogROUT* (expansão dos bulbos de compressão) e construção do aterro.

Após a conquista do terreno e a cravação dos geodrenos, parte-se para a preparação do *geogROUT*, que é uma mistura, em certas proporções de areia (80%), silte (15%), água, cimento (5%) e aditivos. Os materiais são misturados dentro do caminhão betoneira (Figura 13a), e o *geogROUT* fresco apresenta consistência similar a uma argamassa seca. Após a pega, a mistura endurece adquirindo resistência à compressão da ordem de 10 kg/cm². A Figura 13b mostra o controle tecnológico da consistência da mistura efetuado através do ensaio de abatimento do tronco de cone ou *slump-test* (ABNT, 1998). Os resultados variam geralmente de 8 a 12 cm. (Cirone, 2016a e 2018a)



Figura 13 – a) Preparação do *geogROUT* no caminhão betoneira, b) *Slump-test* (Adaptado de Mello, 2013)

Segundo Mello (2013) o bombeamento do *geogROUT* ocorre a partir de uma bomba de concreto rebocável dotada de tremonha (adaptada para misturas secas), para a qual é transferida a carga transportada no caminhão betoneira (Figura 14a). A mistura é bombeada no interior do solo, através de um conjunto de tubos metálicos adaptado na lança da escavadeira hidráulica, a qual regula a profundidade do bombeamento (Figura 14b). De acordo com Cirone (2018a) a pressão de formação

dos bulbos de compressão é monitorada mediante transdutor de pressão acoplado diretamente a tubulação de *geogROUT*. O transdutor se conecta com *smartphone* ou *tablet* via *bluetooth*, e as pressões são lidas no aplicativo (Figura 15).



Figura 14 - a) Bombeamento do *geogROUT*, b) Equipamento de bombeamento de *geogROUT* (adaptado de Mello, 2013)

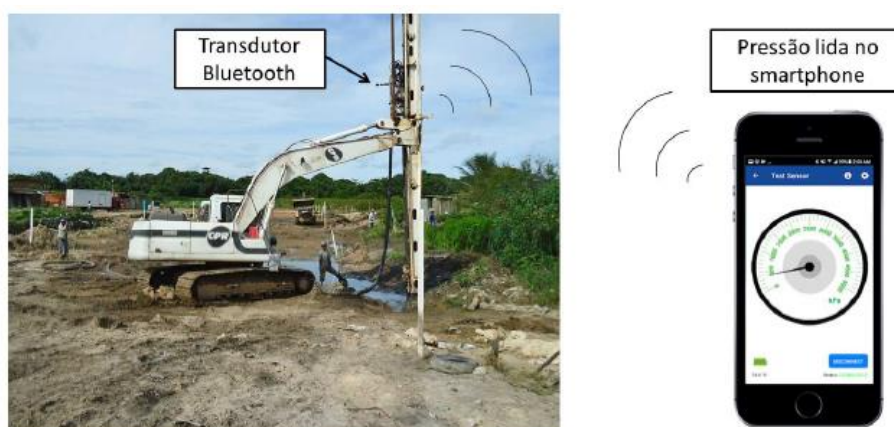


Figura 15 – Controle de execução do Geoenrijecimento. Pressão de bombeamento é controlada através de transdutor conectado ao *smartphone* via *bluetooth* (Cirone, 2018)

A formação dos bulbos de compressão é efetuada através do bombeamento do *geogROUT* em um alinhamento vertical, de baixo para cima, conforme pode ser visto na Figura 16. O bulbo de compressão é expandido seguindo dois critérios: até que uma pressão de bombeamento predeterminada (usualmente de 500 kPa a 1.000 kPa) seja alcançada, ou quando um predeterminado volume é bombeado (usualmente de 800 litros a 1.000 litros). Atingindo um desses critérios, o tubo de bombeamento é elevado, normalmente 1 metro, para a formação do próximo bulbo de compressão. Este processo continua até o topo da camada a ser tratada. Os pontos de bombeamento de *geogROUT* são projetados em malha espaçada com o dobro

(usualmente 3 a 4 metros) dos espaçamento dos geodrenos (Cirone, 2016a). Segundo Sandoval (2016) o tempo de formação de cada bulbo a cada metro foi de aproximadamente 1 minuto, logo, o melhoramento do solo para 10 metros de camada compressível, com Geoenrijecimento, foi executado em aproximadamente 10 minutos.

Segundo Cirone (2018a) os bulbos de compressão radial do solo não são perfeitamente esféricos e apumados. Em geral, os bulbos são disformes e desalinhados, apesar de serem expandidos ao longo de uma vertical (Figura 17). Isso ocorre devido às propriedades das diversas camadas presentes no perfil do solo a ser melhorado (solo mole).

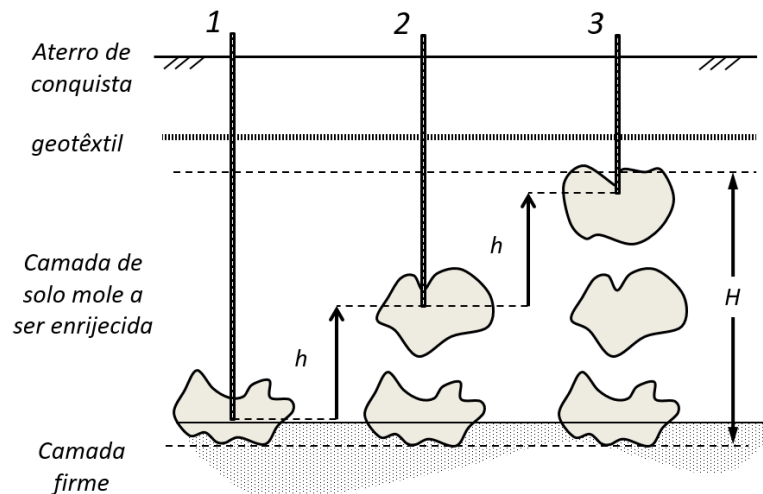


Figura 16 – Formação dos Bulbos de Compressão (ENGEGRAUT, 2016)

As elevadas pressões exercidas durante o processo de bombeamento da argamassa resultam em um sistema complexo de elevadas tensões radial e tangencial, as quais acarretam grandes deslocamentos do solo no entorno do bulbo em formação. Em consequência, a água é forçada a fluir da matriz de solo mole, por drenagem radial, através da malha de geodrenos instalados (Almeida e Riccio, 2012).



Figura 17 – Forma do bulbos de compressão após exumação (ENGEGRAUT, 2016)

Durante a execução do Geoenrijecimento é comum que os drenos expulsem água e ar. Considera-se que este fato ocorre respectivamente, devido às lentes de areia (drenam a água com maior facilidade) e ao ar comprimido (utilizado para execução dos pré-furos) (Cirone, 2018a). Segundo Almeida *et al.* (2008) e Almeida e Marques (2013) o perfil geotécnico característico do Rio de Janeiro é composto de lentes de areia no interior da argila mole.

Outro fenômeno relatado por Mello (2013) foi o levantamento superficial do terreno no entorno do ponto de bombeamento, devido a ocorrência de um plano de ruptura acima do bulbo. Cirone (2018a) diz que a elevação do terreno ocorre também devido aos bulbos de compressão ocuparem o espaço da argila mole. O autor faz uso de um mesmo conceito utilizado no *Compensation Grouting* (ver itens 2.4 e 3.2). Segundo o autor, idealmente, impedindo-se deslocamentos horizontais, na condição não drenada (considerando a argila praticamente incompressível), o volume de terreno elevado vai coincidir com o volume de *geogROUT* expandido.

Em relação ao levantamento da superfície do terreno, Graf (1969, 1992), em seus estudos sobre *Compaction Grouting*, considera que quando o solo ao redor do bulbo chega a sua compactação máxima, a pressão vai normalmente causar um plano de ruptura cônico acima do bulbo de compressão. El-Kelesh *et al.* (2001) baseado nessa observação, supuseram que no início da elevação do terreno, a força exercida pela expansão do bulbo de compressão é igual à força descendente total, resultante do peso do cone de solo acima do bulbo mais a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (Figura 18a).

Cirone (2016a), entretanto, assumiu que a superfície de ruptura cilíndrica é aquela que oferece o valor mínimo na pressão de levantamento, como visto na Figura 18B. O autor considera que a força exercida pela expansão do bulbo de compressão é igual à força descendente total, resultante do peso do cilindro de solo (W) acima do bulbo mais a resistência não drenada do solo. Além disto, estruturas e aterros são representados por uma carga distribuída na superfície do terreno.

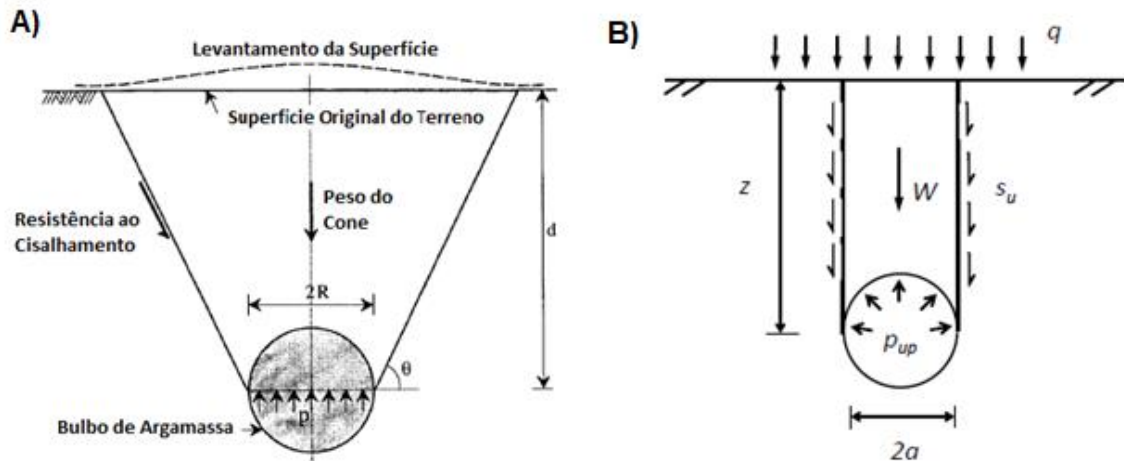


Figura 18 – a) Superfície de ruptura cônica acima do bulbo de argamassa (adaptado de El-Kelesh *et al.*, 2001). b) Superfície de ruptura cilíndrica acima do bulbo de compressão (Cirone, 2016a)

Onde: p_{up} = pressão de bombeamento que causa o levantamento; a = raio do bulbo esférico; z = profundidade de bombeamento, s_u = resistência não drenada do solo, e q = carregamento na superfície do terreno.

1.5.2 Base teórica do mecanismo do Geoenrijecimento

El-Kelesh *et al.* (2001), baseado nas teorias da expansão de cavidade (Vesic, 1972) e da formação do plano de ruptura cônica (Graf, 1969 e 1992), propuseram um modelo teórico para a técnica do *Compaction Grouting*, considerando diferentes parâmetros do solo e da argamassa.

Em sua pesquisa, El-Kelesh *et al.* (2001), modelaram o bulbo de argamassa como uma expansão de cavidade esférica em um meio isotrópico contínuo

elastoplástico, onde o solo no entorno da cavidade se comporta elasticamente até o início do escoamento, quando então é governado pelo critério de Mohr-Coulomb.

Porém Cirone (2016a) considerou que o bulbo de argamassa expande conforme uma cavidade esférica em um meio isotrópico contínuo elastoplástico, onde o solo no entorno da cavidade se comporta elasticamente até o início do escoamento, quando então é governado pelo critério de Tresca.

No processo de expansão de cavidade, Figura 19, no início da injeção, o raio do bulbo é o raio do furo r_i e o solo está submetido a um estado de tensões efetivas isotrópicas p . Quando uma pressão interna uniformemente distribuída na interface solo-argamassa é aumentada até p_p , o raio do bulbo de argamassa expande em todas as direções até R , e uma zona esférica de raio R_p , em torno do bulbo vai passar para o estado de equilíbrio plástico. Além desta interface elastoplástica, o solo permanece em um estado de equilíbrio elástico, sem a geração de poropressões (EI-Kelesh *et al.*, 2001).

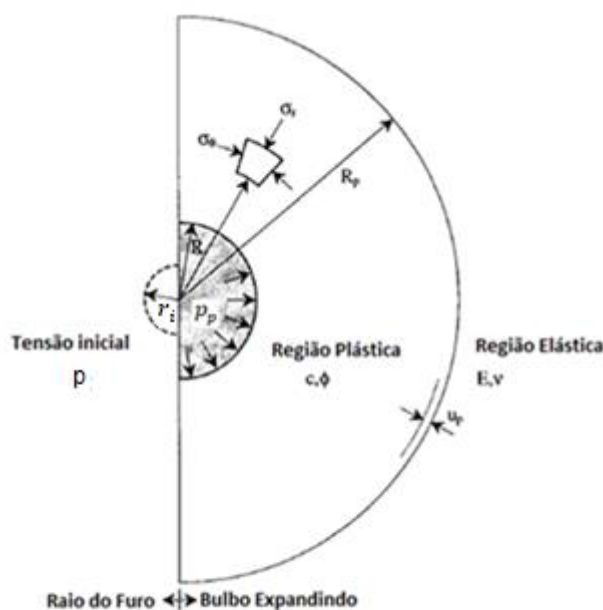


Figura 19 – Expansão do bulbo de argamassa (Adaptado de EI-Kelesh *et al.*, 2001)

Caso a cavidade continue aumentando com aumento da pressão, o solo ao redor do bulbo pode atingir a ruptura e se deformar sob pressão constante, esta definida como pressão limite. Segundo Yu (2000), a pressão limite é definida conforme a equação 1:

$$p_L = p_0 + \frac{2k}{k+1} s_u \left(1 + \ln \frac{G}{S_u} \right) \quad (1)$$

Onde: k = constante em função da geometria da cavidade ($k = 1$ para cavidades cilíndricas e, $k = 2$ para cavidades esféricas), G = módulo cisalhante. A razão G/S_u é identificada como índice de rigidez do solo (I_r).

El-Kelesh *et al.* (2001) considerou na modelagem da técnica que o processo de injeção continua até atingir uma condição limite. Esta condição pode estar, em muitos casos, relacionada a um levantamento da superfície do terreno (ruptura cônica), ou relacionada a uma pressão associada com deformação plástica excessiva (Figura 20). Logo, os autores concluíram que a pressão limite está relacionada com a pressão de levantamento ou a pressão associada com deformação plástica excessiva.

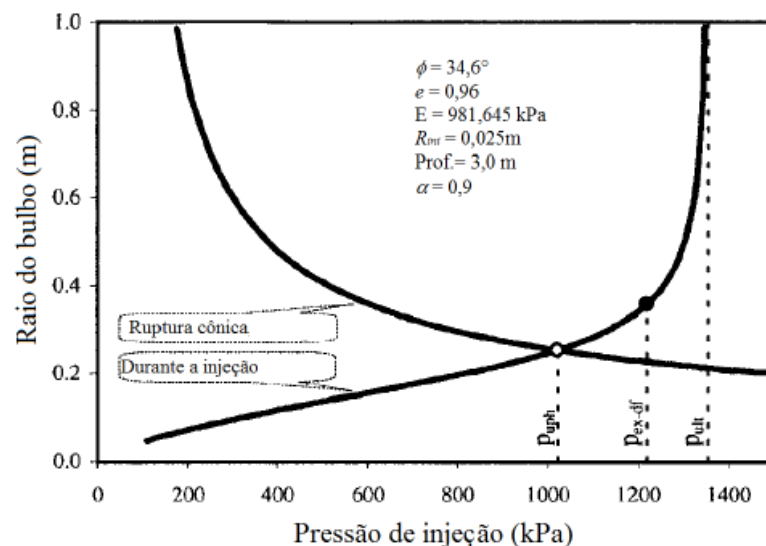


Figura 20 – Expansão do bulbo até atingir uma das condições limite (adaptado de El-Kelesh *et al.*, 2001)

1.5.3 Metodologia de cálculo do Geoenrijecimento

Cirone (2018b) afirma que não há uniformidade na geometria dos bulbos e consequentemente, não há formação de colunas, como pode ser visto na Figura 17. O conceito de coluna foi abandonado e acarretou na adoção do Método do Meio

Homogêneo Equivalente. As supostas colunas de *geogROUT* passaram a ser chamadas de verticais de adensamento ou, meramente, verticais.

Cirone (2016b) apresentou a metodologia de cálculo para estimar o aumento da resistência não drenada de solos geoenrijecidos com CPR *Grouting*. Primeiramente foram definidos os conceitos de célula unitária e razão de substituição, para posteriormente estimar a variação do índice de vazios com as inclusões dos bulbos de *geogROUT* no solo. Logo, estima-se o aumento da resistência não drenada a partir da teoria do estado crítico, sendo esta consequência da diminuição do índice de vazios. O resultado é uma equação de previsão do aumento da resistência não drenada que depende da razão de compressão (CR) do solo mole e da deformação volumétrica. Estes conceitos serão apresentados nos subitens subsequentes, resumindo a metodologia de cálculo da técnica. Demonstrações mais detalhadas e rigorosas podem ser encontradas em Cirone (2016b e 2018b).

a) Célula Unitária

As verticais de adensamento seguem uma configuração de malha geométrica que pode ser triangular ou quadrangular, conforme pode ser visto na Figura 21. Para ambas as malhas, é possível definir a célula unitária (assim como para drenos verticais e colunas granulares). Cirone (2018b) definiu célula unitária como “o volume de controle padrão delimitado por um contorno rígido, drenante e sem atrito, simétrico à vertical de adensamento” devido à presença de geodrenos instalados previamente à execução das verticais de bulbos de compressão. O autor supõe que cada célula tem comportamento igual às adjacentes, logo a análise de todo o sistema pode se basear no estudo de uma única célula.

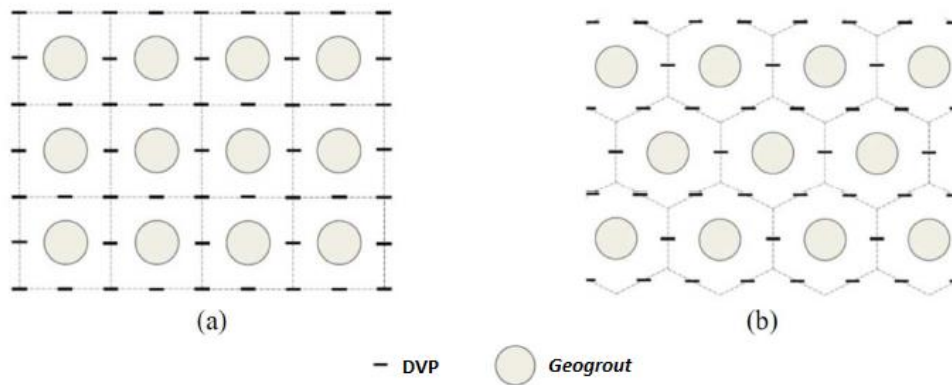


Figura 21 – a) Malha quadrangular de bulbos, b) Malha triangular de bulbos (Cirone, 2016a)

Caso seja adotada uma malha triangular, o contorno rígido drenante será um hexágono, Figura 22, que pode ser aproximado a um círculo, conforme a equação:

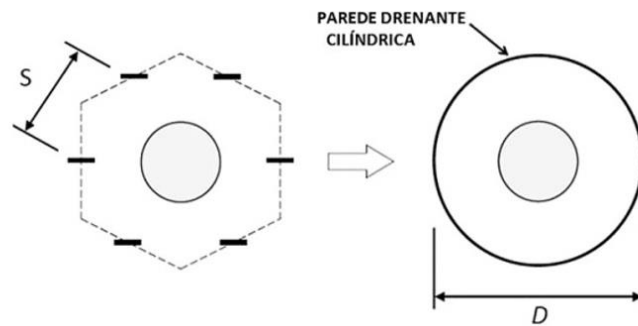
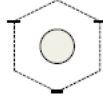

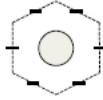



Figura 22 – Contorno rígido drenante hexagonal aproximado para circular (ENGEGRAUT,2016)

Independente do formato da malha é possível calcular a área da célula unitária (A), e o seu diâmetro equivalente (D) em função do espaçamento entre geodrenos (s). Cirone (2016b) relata que devido ao processo executivo feito pela ENGEGRAUT, em geral, o espaçamento entre verticais de adensamento torna-se o dobro do

espaçamento entre geodrenos. A Tabela 5 resume as características geométricas das células unitárias em função do espaçamento entre geodrenos.

Tabela 5 – Características geométricas das células unitárias (Adaptado de Cirone, 2018b)

Formato	Espaçamento entre verticais	Área da célula unitária	Diâmetro equivalente
	s	$\frac{\sqrt{3}}{2}s^2$	$D = 1,05s$
	s	s^2	$D = 1,13s$
	$2s$	$2\sqrt{3}s^2$	$D = 2,1s$
	$2s$	$4s^2$	$D = 2,257s$

b) Razão de Substituição

A Razão de Substituição representa o volume de *geogROUT* que compõe a vertical de adensamento da célula unitária. Este conceito é similar ao Coeficiente de Substituição utilizado na técnica de colunas granulares, diferenciando-se por ser, neste caso, uma razão entre volumes. A Razão de Substituição foi definida por Cirone (2016b) como “o volume total dos bulbos expandidos dentro de uma célula unitária indeformada” (Figura 23). A Razão de Substituição pode ser representada pela equação 2, que apresenta o volume dos bulbos expandidos dividido pelo volume da célula unitária.

$$R_s = \frac{\sum_{i=1}^N V_{gi}}{ANh} \quad (2)$$

Onde: V_{gi} é o volume expandido do bulbo i -ésimo, N é o número de bulbos e, h é o espaçamento vertical entre os bulbos.

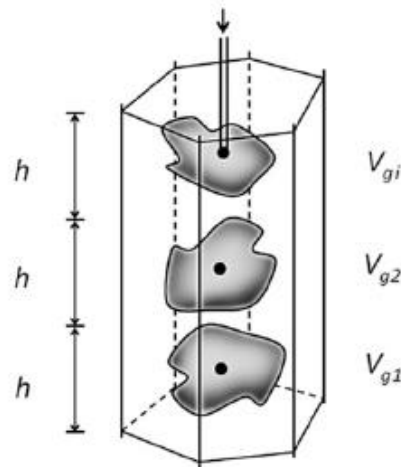


Figura 23 – Representação do volume dos bulbos expandidos ao longo de uma vertical dentro de uma célula unitária (Cirone, 2016b)

Caso as expansões de cada um dos bulbos sejam realizadas com volumes iguais, a equação 2 pode ser simplificada para:

$$R_s = \frac{V_g}{Ah} \quad (3)$$

c) Eficiência de Compensação

Cirone (2016b) utilizou-se de conceitos de outras técnicas de melhoramento de solos, como por exemplo, o *Compensation Grouting*. O conceito de eficiência de compensação também chamado de eficiência de argamassa, η , é definido como a quantidade de solo que elevou (ou volume elevado) pela quantidade de volume expandido (Komiya *et al.*, 2001). Mais informações sobre este conceito estão detalhadas no Item 2.1 deste trabalho. Com base nessas considerações Komiya *et al.* (2001), propuseram a seguinte equação para eficiência de compensação:

$$\eta = \frac{\text{Volume elevado}}{\text{Volume expandido}} = \frac{V_g V_c V_{sh}}{V_g} = 1 - \lambda_c - \epsilon_{sh} \quad (4)$$

Onde: V_g é o volume expandido, V_c é a perda de volume devido ao adensamento, V_{sh} é a perda de volume devido ao encolhimento da argamassa, $\lambda_c = \frac{V_c}{V_g}$ é o potencial de adensamento, e $\epsilon_{sh} = \frac{V_{sh}}{V_g}$ é a taxa de perda de volume devido ao encolhimento da argamassa.

d) Variação do Índice de Vazios

A partir de considerações da mecânica dos solos (Atkinson e Bransby, 1978), Cirone (2016b) estimou a variação do índice de vazios do solo pós melhoramento com Geoenrijecimento. A Figura 24 apresenta de forma esquemática um elemento de solo em ambas as condições, antes e após receber o melhoramento. Segundo o autor, o processo de formação dos bulbos de compressão induz enormes deformações no solo resultando em uma variação de volume do elemento.

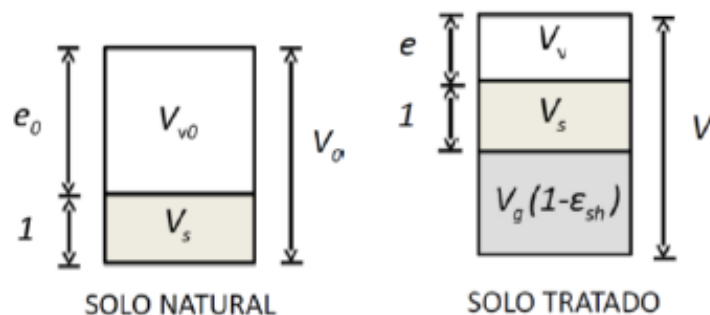


Figura 24 – Volume elementar do solo na condição natural e pós melhoramento com Geoenrijecimento (Cirone, 2016b)

Onde: V_0 = volume do solo natural, V_{v0} = volume inicial de vazios, V_s = volume dos sólidos, e_0 = índice de vazios inicial, e = índice de vazios do solo tratado, V = Volume do solo tratado, V_v = volume de vazios do solo tratado.

Fazendo uso do conceito de eficiência de compensação (η), o volume final do solo tratado é dado como $V = V_0 + \eta V_g$. Considerando a incompressibilidade dos sólidos, o volume final pode ser apresentado como $V = V_s + V_v + V_g(1 - \epsilon_{sh})$. Baseado nestes conceitos, a equação 5, apresenta a variação de volume (ΔV) do elemento.

$$\Delta V = V - V_0 = (V_v - V_{v0}) + V_g(1 - \epsilon_{sh}) \quad (5)$$

Dividindo ambos os lados da equação 5 por $V_0 = V_s(1 + e_0)$, e considerando que $\Delta V/V_0 = \eta R_s$, obtém-se:

$$\eta R_s = \frac{e - e_0}{1 + e_0} + R_s(1 - \epsilon_{sh}) \quad (6)$$

Adicionando +1 em ambos os lados da equação 6, e utilizando o conceito da eficiência de compensação, equação 4, chega-se a:

$$e = (1 - \lambda_c R_s)(1 + e_0) - 1 \quad (7)$$

A partir da equação 7 é possível se estimar o índice de vazios final, após o melhoramento com Geoenrijecimento, desde que sejam conhecidos a taxa de perda de volume devido ao adensamento, a razão de substituição e o índice de vazios do solo na condição natural.

A equação 7, pode ser reescrita de forma que seja obtida a deformação volumétrica (ϵ_{vol}) do solo após o melhoramento.

$$\epsilon_{vol} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \lambda_c R_s \quad (8)$$

Cirone (2016b) introduz as hipóteses: 1) de que não ocorram deformações de volume permanentes no elemento do solo após o melhoramento, ou seja, $\eta = 0$, e 2) não ocorra perda de volume devido ao encolhimento do *geogROUT*, ou seja, $\epsilon_{sh} = 0$. Dessa forma o autor considera que toda diminuição de volume ocorreu devido ao adensamento pós aplicação da técnica, logo $\lambda_c = 1$. Baseado nessas considerações a equação 7, pode ser simplificada para:

$$e = (1 - R_s)(1 + e_0) - 1 \quad (9)$$

e) Incremento da Resistência Não Drenada

Baseado na teoria do estado crítico (Wood, 1990), Cirone (2016b) estimou o ganho de resistência não drenada através da diminuição do índice de vazios após o melhoramento com Geoenrijecimento. Au *et al.* (2007) propuseram uma expressão que permite calcular o incremento da resistência não drenada média (α):

$$\alpha = \frac{S_{up}}{S_{u0}} = \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right) \quad (10)$$

Onde: S_{u0} = a resistência não drenada inicial do solo; S_{up} = a resistência não drenada do solo tratado, λ = inclinação da reta de compressão virgem ($C_c/\ln 10 = C_c/2,3$).

Substituindo a equação 8 na equação 10 obtém-se:

$$\alpha = \frac{S_{up}}{S_{u0}} = \exp\left(\frac{2,3\lambda_c R_s}{CR}\right) \quad (11)$$

Onde: $CR = C_c/(1 + e_0)$,

Porém, Cirone (2018b) afirma que a qualidade final do solo geoenrijecido não pode ser avaliada simplesmente com a contribuição da fase “solo”, mas sim com a interação “solo-bulbos”, considerando o estado homogeneizado pós melhoramento.

f) Aumento do módulo de rigidez

Normalmente a rigidez aumenta com a tensão confinante. Pode-se demonstrar a rigidez de um solo segundo a relação Janbu (1963), conforme a equação 12:

$$E_s = E_0 \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^n \quad (12)$$

Onde: E_s é o módulo de elasticidade do solo tratado, E_0 é o módulo de elasticidade do solo natural, p'_0 é tensão confinante do solo natural, p' é a tensão confinante do solo tratado e, o expoente n varia normalmente entre 0 e 1 para a maioria dos solos e pode ser determinado em ensaios triaxiais.

De acordo com Cirone (2016a) a estimativa do aumento de rigidez pós aplicação da técnica pode ser feita a partir de qualquer módulo (E , G , K , etc), uma vez que a razão entre os módulos na condição natural do solo e os módulos pós melhoramento não variam muito ($E_0/E_s \approx G_0/G_s \approx K_0/K_s$).

Segundo Cirone (2018b), o ganho de rigidez pode ser relacionado com a deformação volumétrica a partir de um ensaio de adensamento. Desta maneira, a lei de endurecimento de um solo mole é dada pela equação 13:

$$E_s = E_0 \exp(b\varepsilon_v) \quad (13)$$

Onde: o parâmetro b depende da razão de compressão, e é obtido para tensões acima da tensão de pré adensamento (σ'_{vm}), conforme relação abaixo:

$$b = \frac{2,3}{CR} \quad (14)$$

Substituindo a equação 8 na equação 13, tem-se:

$$E_s = E_0 \exp(b\lambda_c R_s) \quad (15)$$

Segundo Barata e Danziger (1986) as argilas moles da costa brasileira possuem compressibilidade semelhantes, dependendo essencialmente da posição da camada argilosa e da pressão efetiva média (entre o estágio inicial e final de um carregamento). De acordo com os autores, em geral, o parâmetro b oscila entre 6 e 10, na faixa de pressões inferiores a 2 kg/cm².

1.5.4 Teoria da homogeneização

Cirone (2016c) propôs um método de cálculo do recalque de aterros sobre solos moles geoenrijecidos com CPR *Grouting*. O autor reitera que este dimensionamento era feito baseado no método de Priebe (1995), originalmente idealizado para colunas de brita, e que pela diferença entre as duas técnicas era necessário um método que levasse em consideração as particularidades do Geoenrijecimento. Segundo o autor, em uma microescala o solo geoenrijecido com CPR *Grouting* é heterogêneo, porém em uma macroescala (que usualmente coincide com as dimensões do aterro) pode-se considera-lo homogêneo (Figura 25).

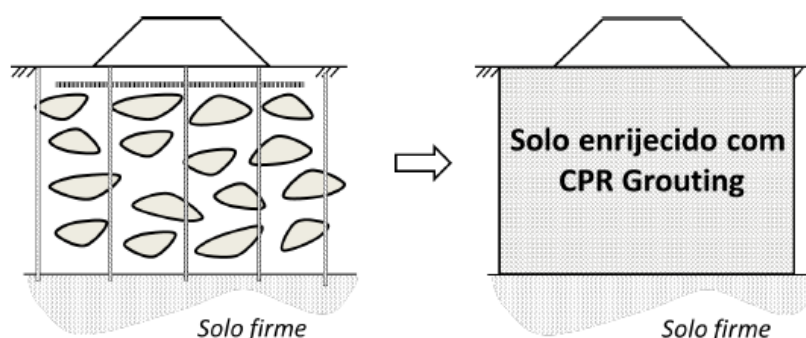


Figura 25 – Homogeneização utilizada na metodologia do Geoenrijecimento (Cirone, 2018b)

De acordo com Cirone (2018b) o solo pós melhoramento com Geoenrijecimento apresenta o comportamento de um meio compósito formado por bulbos de *geogROUT* (reforço) e solo comprimido, confinado e adensado (matriz), como pode ser visto na Figura 26. Segundo o autor o Método do Meio Homogêneo Equivalente é um recurso de cálculo que utiliza parâmetros equivalentes de resistência, rigidez e permeabilidade para a zona geoenrijecida.

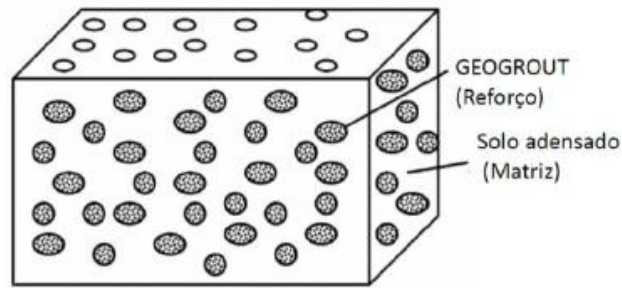


Figura 26 – Modelo de um material compósito formado pela matriz (solo comprimido, confinado e adensado) e bulbos de geogROUT (reforço). (Cirone, 2016c adaptado de Wang et al., 2002)

a) Resistência equivalente

A resistência do meio homogêneo equivalente é calculada com base nos métodos de homogeneização propostos por Omine *et al.* (1999) e Wang *et al.* (2002). A hipótese básica é que o material compósito (solo+bulbos) se comporte como um meio elástico-perfeitamente plástico. Assim sendo, a resistência não drenada do meio equivalente é obtida ponderando as resistências de seus componentes, conforme a equação 16:

$$S_{u,eq} = \left[f_c \frac{R_s}{2b_r} + S_{up}(1 - R_s) \right] (R_s b_r + 1 - R_s) \quad (16)$$

Onde: $S_{u,eq}$ = resistência não drenada equivalente (meio homogêneo), f_c = resistência a compressão do geogROUT (normalmente entre 0,5 e 1 MPa) e, b_r = índice de resistência, que pode ser obtido com a seguinte equação:

$$b_r = \left(\frac{f_c}{2S_{up}} \right)^{1/2} \quad (17)$$

b) Rigidez equivalente

Cirone (2018b) reforça que não há uniformidade na geometria dos bulbos (não são esféricos). São bulbos desalinhados ou desaprumados e, normalmente, sem contato. O autor explica que após a pega, os bulbos de *geogROUT* possuem resistência e rigidez muito superiores ao solo envolvente, e dessa forma pode-se considerá-los como um reforço rígido (praticamente indeformável). Assim sendo, após o melhoramento com Geoenrijecimento o solo passa a se comportar como homogêneo, formado pela matriz (solo comprimido, confinado e adensado) e pelo reforço (bulbos de *geogROUT*).

Existem na literatura diversos modelos de homogeneização disponíveis (Jones, 1975), porém Cirone faz uso das Equações de Halpin-Tsai (fibras curtas) para calcular o módulo de elasticidade do meio homogêneo equivalente (E_{eq}), conforme formulações abaixo:

$$E_{eq} = E_s \frac{1 + \xi \eta R_s}{1 - \eta R_s} \quad (18)$$

$$\eta = \frac{E_g/E_s - 1}{E_g/E_s + \xi} \quad (19)$$

Onde: E_g = módulo do *geogROUT* endurecido e, o parâmetro ξ varia entre 10 e 15.

Desta maneira pode-se estimar o fator de redução de recalque (β), conforme a equação 20:

$$\beta = \frac{E_{eq}}{E_0} \quad (20)$$

c) Permeabilidade equivalente

Cirone (2018b) baseado em conceitos de Indraratna *et al.* (2008) e Ye *et al.* (2012) considerou que no interior da célula unitária, a qual é contornada por vários geodrenos (parede cilíndrica drenante), pode ser introduzido uma permeabilidade vertical equivalente. Assim sendo, a questão do adensamento radial com geodrenos pode ser reconduzida a uma análise unidimensional.

Sabe-se que a permeabilidade de um solo varia com seu índice de vazios durante o processo de adensamento. A variação do índice de vazios pode ser estimada conforme a relação $\Delta e = C_k \Delta \log k$. Segundo Tavenas (1983) na falta de dados experimentais pode-se considerar $C_k = 0,5e_0$. Terzaghi *et al.* (1996) indica que, em geral, valores de C_k variam de $1/2 C_c$ a $2C_c$.

A permeabilidade vertical equivalente ($k_{v,eq}$) pode ser estimada segundo a equação 21:

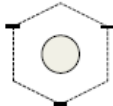

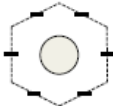

$$k_{v,eq} = \left(1 + \frac{32 H_d^2 \mu^2 k_h}{\pi^2 D^2 F k_v} \right) k_v \quad (21)$$

$$F = \ln \frac{d_e}{d_w} - 0,75 + \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln \frac{d_s}{d_w} \quad (22)$$

$$k_v = k_{v0} \exp \left(- \frac{\Delta e}{C_k} \right) \quad (23)$$

Onde: H_d = distância de drenagem, d_e = diâmetro de influência do geodreno, d_s = diâmetro da região amolgada, d_w = diâmetro equivalente do geodreno, μ = razão entre diâmetros (Tabela 6), F = fator da teoria de adensamento radial, que leva em conta o espaçamento de drenos e o efeito do amolgamento, k_{v0} = permeabilidade vertical do solo natural, k_v = permeabilidade reduzida devido ao adensamento, k_h/k_v = razão de anisotropia e, k_h/k_s = razão de permeabilidade na zona de amolgamento.

Tabela 6 - Variação de alguns parâmetros de acordo com a malha utilizada e o espaçamento entre geodrenos

Formato	d_e	D	$\mu = D/d_e$
	1,05 S	1,05 S	1
	1,13 S	1,13 S	1
	1,286 S	2,1 S	1,633
	1,303 S	2,257 S	1,732

1.6 Comentários finais

Neste capítulo foi apresentado um resumo sobre algumas técnicas de melhoramento de solos com a utilização de argamassa em seu método executivo. Maior foco foi dado ao *Compaction Grouting*, *Fracture Grouting* e Geoenrijecimento, pois no próximo capítulo serão apresentados estudos, principalmente na questão laboratorial, que simulam o comportamento destas técnicas.

2 ESTUDOS DE EXPANSÃO DE CAVIDADE

Segundo Jaworski *et al.* (1981) fraturamento hidráulico é o processo de iniciação e propagação de uma fina separação física, ou seja, uma fissura, por bombeamento de água, ar ou substâncias químicas dentro do solo, sabendo que se a pressão de injeção deste fluido exceder um valor limite, fraturas serão provocadas. Este processo ocorre em vários problemas da engenharia geotécnica, como os tratamentos com injeção de argamassa e microestacas.

O processo de iniciação do fraturamento hidráulico gera debates entre vários pesquisadores no meio acadêmico. É difícil concluir definitivamente o mecanismo de iniciação das fraturas, já que isto depende de vários fatores, como características da injeção (taxa de injeção, material injetado) e do solo. Enquanto alguns defendem que as fraturas são desencadeadas por rupturas de tração, outros apoiam que a ruptura por cisalhamento é a causa (Au, 2001).

Fraturas podem ocorrer em argilas na condição não drenada por um rápido aumento na pressão de injeção do fluido. O fraturamento hidráulico é influenciado por uma série de fatores, dentre eles: estado inicial de tensões, rigidez, resistência, razão de sobreadensamento, umidade natural da argila, viscosidade da argamassa injetada, vazão e pressão de injeção, heterogeneidade do local e condições do furo (Marchi *et al.*, 2014).

A importância da viscosidade do material de injeção na questão do fraturamento hidráulico foi estudada por Komiya *et al.* (2001). Os autores apresentam, na Figura 27, um modelo conceitual de injeções de argamassa em solo argiloso.

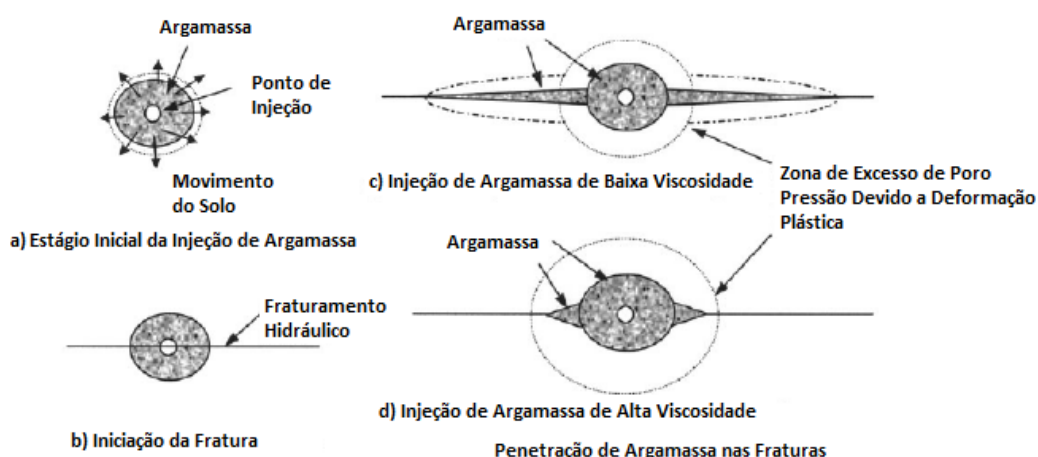


Figura 27 – Influência da viscosidade da argamassa no fraturamento hidráulico (Adaptado de Komiya *et al.*, 2001)

No estágio inicial de injeção, a argamassa empurra o solo para fora e o deforma plasticamente, formando o bulbo (Figura 27a). À medida que a pressão de injeção da argamassa aumenta o bulbo cresce rapidamente, até que esta pressão se torne superior à pressão de fraturamento. Neste momento é formado um plano de fraqueza por fraturamento hidráulico (Figura 27b). Quando uma argamassa de baixa viscosidade (semelhante a uma calda) é usada, ela se infiltra pelos planos de fraqueza para propagar fraturas cheias de argamassa (Figura 27c). Porém, quando uma argamassa de alta viscosidade (argamassa seca) é utilizada, ela não é capaz de penetrar nas fraturas, Figura 27d, e o bulbo simplesmente continuará a se expandir (Komiya *et al.*, 2001).

Este modelo conceitual foi sustentado por uma série de ensaios de laboratório realizados por Au (2001), onde foi estudado o efeito da viscosidade e da razão de sobre adensamento (RSA ou do inglês *overconsolidation ratio*, *OCR*) na formação das fraturas em amostras de caulim. Foram injetados cimento bentonítico com diferentes teores a/c (água/cimento). À medida que a relação a/c aumenta, a viscosidade do material diminui. Após as injeções as amostras foram seccionadas para observar o padrão das fraturas.

Para injeções de um material com alta viscosidade ($a/c = 0,6$) em amostras normalmente adensadas ($OCR = 1$), não foram encontradas fraturas. A Figura 28 mostra que foi formada uma bola esférica grossa e localizada. Por outro lado, a injeção deste mesmo material ($a/c = 0,6$) em amostras altamente sobreadensadas ($OCR =$

5) formou uma fratura horizontal, a qual não se propagou ao longo da amostra (Figura 29). Quando foi injetado um material com baixa viscosidade ($a/c = 3$) em amostras normalmente adensadas, formou-se uma fina e extensa fratura horizontal ao longo da amostra, como apresentado na Figura 30 (Au *et al.*, 2003).



Figura 28- Injeção de cimento bentonítico ($a / c = 0,6$) em amostra com $OCR = 1$ (Au, 2001)

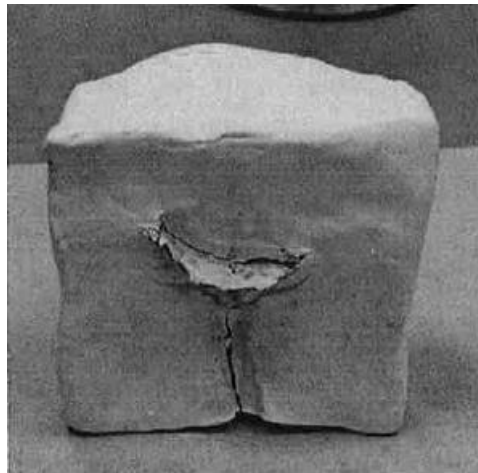


Figura 29 - Injeção de cimento bentonítico ($a / c = 0,6$) em amostra com $OCR = 5$ (Au, 2001)

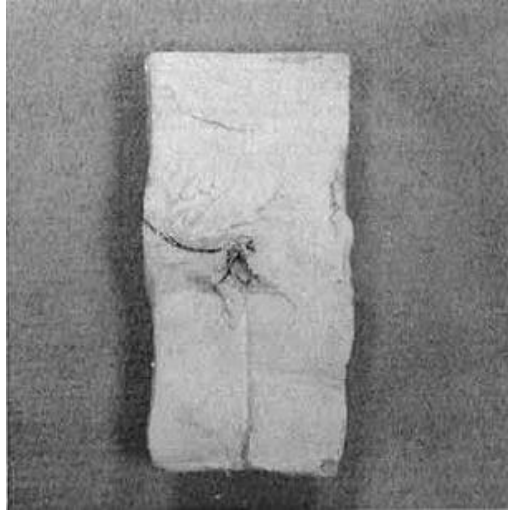


Figura 30 - Injeção de cimento bentonítico ($a / c = 3$) em amostra com $OCR = 1$ (Au, 2001)

Durante a execução da técnica do Geoenrijecimento o bombeamento é efetuado com *geogROUT* com consistência parecida a uma argamassa seca, logo as fraturas não se propagam durante a aplicação em campo, mantendo o formato de bulbos disformes semelhante aos ensaios realizados por Au (2001) com injeção de materiais com alta viscosidade, como visto na Figura 28 e na Figura 29.

Segundo Au (2001) a largura média das fraturas aumenta com o aumento do teor a/c , ou seja, materiais com viscosidades mais baixas produzirão fraturas mais largas (Figura 31). Na Figura 32 nota-se que a espessura média das fraturas diminui com o aumento do teor a/c , ou seja, materiais com viscosidades mais baixas produzirão fraturas mais finas. Percebe-se pela Figura 30, que a injeção de um material de baixa viscosidade, produziu uma fratura mais extensa e fina.

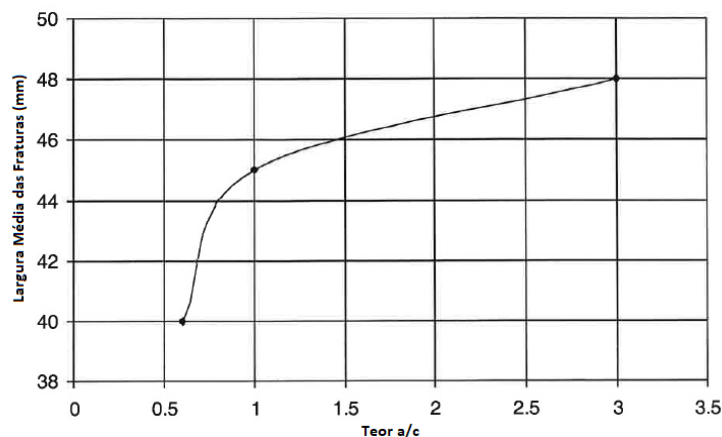


Figura 31 – Variação da largura média das fraturas com o teor a / c , amostra com $OCR = 1$ (Adaptado de Au, 2001)

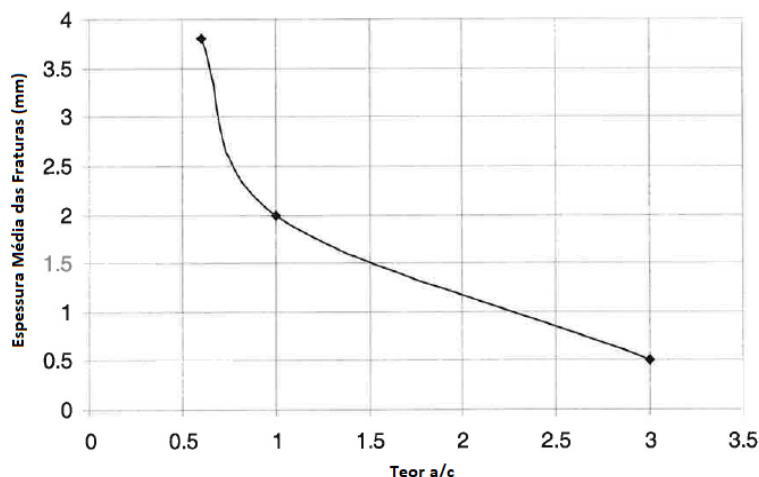


Figura 32 – Variação da espessura média das fraturas com o teor a / c, amostra com OCR = 1
(Adaptado de Au, 2001)

2.1 Eficiência de compensação

O conceito de eficiência de compensação também chamado de eficiência de argamassa, η , é definido como a quantidade de solo elevado (ou volume elevado) pela quantidade de volume expandido (Komiya *et al.*, 2001). Idealmente, se as injeções forem realizadas rapidamente em solo argiloso, de forma que as deformações ocorram em condições não drenadas e sem deslocamentos horizontais, o volume elevado será igual ao volume injetado. Porém, isso normalmente não ocorre no campo. O volume elevado é geralmente menor que o volume expandido ($\eta < 1$), devido ao encolhimento da argamassa pelo *bleeding effect* (expulsão de água) da própria água para o solo circundante, e também pela dissipação do excesso de poropressão gerado na argila durante a injeção de argamassa. Komiya *et al.* (2001) propuseram equação 4 para definir a eficiência de compensação.

A argamassa depois de endurecida pode perder 30% ($\epsilon_{sh} = 0,30$) de seu volume original. A adição de endurecedores químicos pode reduzir ϵ_{sh} para 0,07. Para pequenas quantidades de volume expandido, ocorre uma elevada perda de volume devido ao adensamento ($\lambda_c = 0,65$). Isto é, a eficiência de compensação será menor decorrente do excesso de poropressão gerado durante a injeção. Caso a quantidade de volume expandido seja maior, λ_c diminui para um valor próximo a 0,10, e conseqüentemente a eficiência de argamassa é maior (Komiya *et al.*, 2001). Portanto,

η é função das condições do terreno, da reologia da argamassa e dos métodos de injeção (Soga *et al.*, 2004).

Um resumo sobre os ensaios que abordam essa questão da eficiência de compensação (Au, 2001; Soga *et al.*, 2004) serão vistos com mais detalhes no item subsequente.

2.1.1 Ensaios em câmaras edométricas modificadas

Au (2001) e Soga *et al.* (2004) realizaram ensaios de laboratório, com amostras de caulim, em câmaras edométricas modificadas com uma agulha de injeção incorporada a base, para investigar os fatores que afetam a eficiência de compensação (η). Foram efetuados ensaios que simulassem o comportamento de ambos os métodos, *Compaction Grouting* e *Fracture Grouting*. Durante a fase de injeção de argamassa a tensão efetiva vertical foi mantida fixa em 140 kPa para simular condições típicas de tensão em campo (por exemplo, construções, sobrecarga, como visto na Figura 12).

Este grupo de pesquisadores concluiu que o comportamento do *Compensation Grouting* a longo prazo é significativamente afetado pelo OCR, pelo tipo de material injetado, taxa de injeção, pelo limite radial e volume injetado. Foram também realizados ensaios de injeção múltipla, simultâneos e sequenciais para avaliar a eficiência de compensação. Na Figura 33, três estágios distintos podem ser identificados em uma curva típica que retrata o processo de expansão de cavidade e o posterior adensamento.

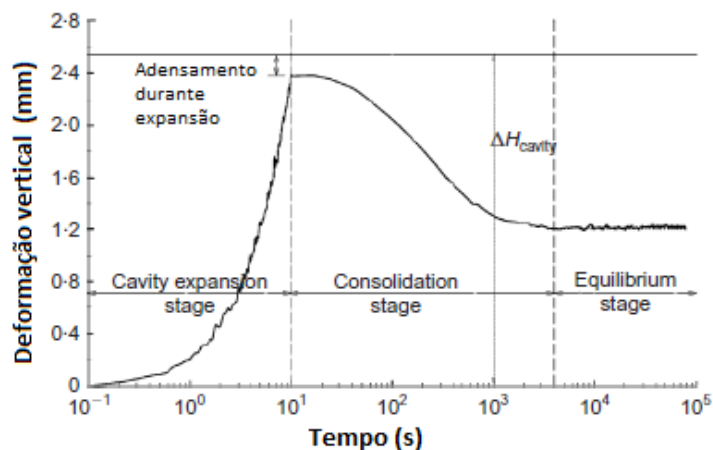


Figura 33 – Curva típica do progresso de expansão de cavidade e adensamento (Adaptado de Au, 2007)

- Efeito do OCR:

Para amostras normalmente adensadas ($OCR=1$) eficiências negativas de compensação (volume elevado negativo) são alcançadas no final do processo de adensamento. Maiores eficiências de compensação são alcançadas com o aumento do OCR . Isso ocorre por causa do excesso de poropressão negativo gerado a alguma distância da cavidade, que compensa o excesso de poropressão positivo gerado próximo à cavidade (Au, 2003). Para amostras altamente sobreadensadas ($OCR=5$), η quase atingiu os 100% (Figura 34).

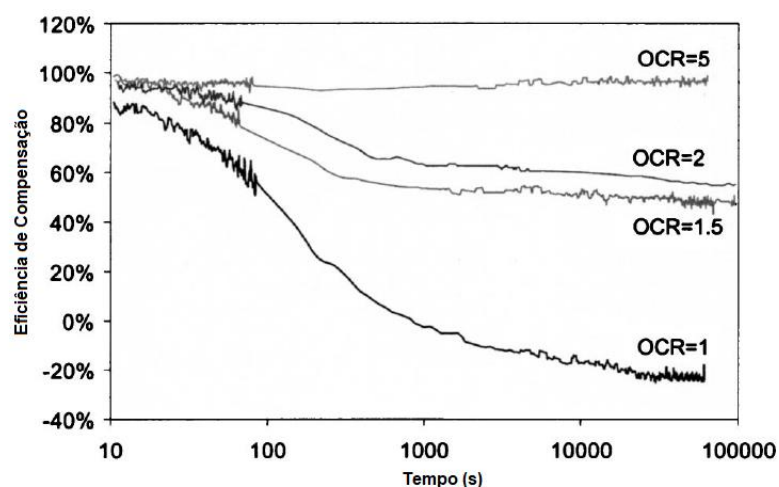


Figura 34 – Efeito da variação OCR na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana (Adaptado de Au, 2003)

- Efeito do Material de Injeção (Expulsão de Água e Penetração dos Sólidos):

Au (2001) realizou uma série de ensaios variando o tipo de material utilizado na injeção, para analisar a capacidade de cada um na eficiência de compensação. Foram utilizados resina epóxi, água e mistura de cimento bentonítico (*Fracture Grouting*). Também foram utilizados ensaios de expansão de cavidade, com uma membrana (balão) de látex, para simular o comportamento ideal do *Compaction Grouting* (sem saída de água da membrana e nem penetração do material expandido na amostra).

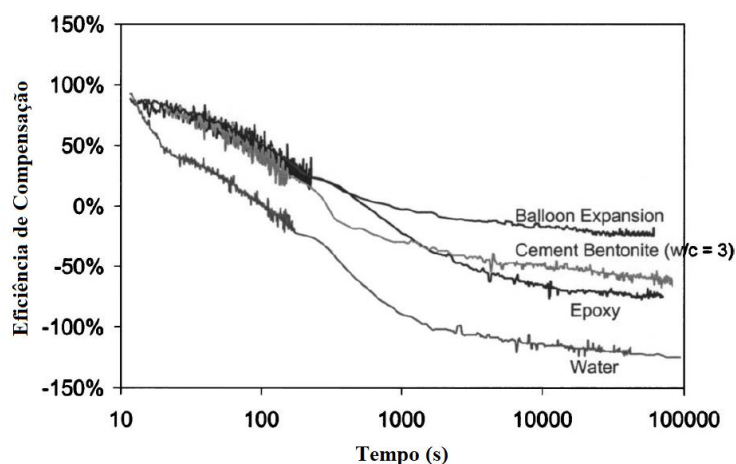


Figura 35 – Efeito dos diferentes materiais de injeção na eficiência de compensação, em amostras normalmente adensadas (Adaptado de Au, 2003)

Conforme mostrado na Figura 35, em amostras normalmente adensadas, a injeção de água resultou em grandes recalques na etapa de adensamento, decorrente de grande quantidade de excesso de poropressão gerado, enquanto o ensaio com a membrana resultou no maior valor de eficiência final. A diminuição no valor de η com o tempo para os ensaios de balão é devido ao processo de adensamento associado ao excesso de poropressão gerado com a expansão da membrana. Para o caso da expansão da mistura de cimento bentonítico uma perda adicional de eficiência ocorreu por causa do efeito de encolhimento da argamassa. Quando resina epóxi foi expandida, as fraturas foram finas e difundidas gerando excesso de poropressão em uma área maior, que resultou em maiores recalques com o tempo. A eficiência final de compensação aumentou consideravelmente com o incremento do *OCR* (Figura 36).

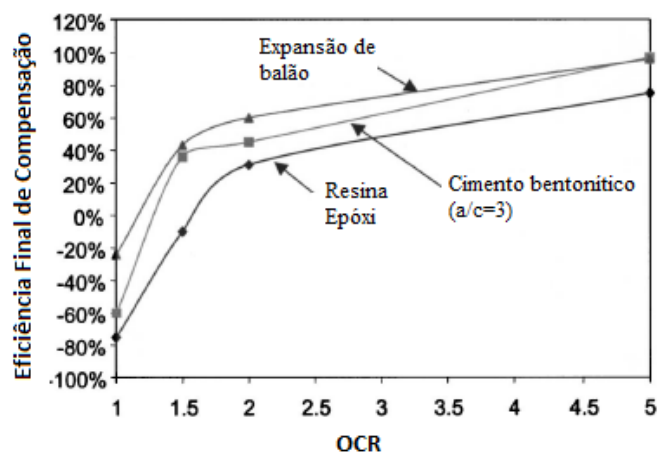


Figura 36 – Variação do OCR e do material na eficiência final de compensação (Adaptado de Au, 2003)

- Efeito da Taxa de Injeção:

Os ensaios foram realizados em amostras de caulim normalmente adensadas com taxas de injeção diferentes (41,7 mm³/s, 83,3 mm³/s, 500 mm³/s). Se a injeção ocorresse de forma rápida (500mm³/s), o solo se deformaria em condições não drenadas e a eficiência de compensação após a injeção deveria ser 100%. Porém esta condição não foi encontrada nos ensaios de expansão de membrana, devido à compressão de pequenas bolhas de ar presas no sistema de injeção (Soga *et al.*,2003). A eficiência inicial de compensação, que foi medida exatamente após os terminos de cada injeção, decresceu com a diminuição das taxas de injeção. Como no ensaio de expansão de membrana a penetração do material expandido pelas fissuras do solo não é possível, esse comportamento ocorreu devido ao processo de adensamento do solo durante a fase de injeção (Figura 37).

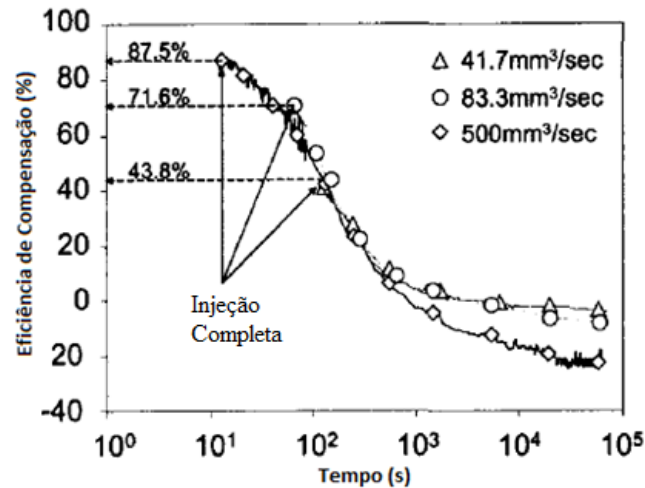


Figura 37 – Efeito da taxa de injeção na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana (Adaptado de Soga *et al.*, 2003)

Ensaio com injeção de resina epóxi também foram realizados em amostras de caulim com diferentes razões de sobre adensamento ($OCR = 1,5; 2$ e 5) para examinar o comportamento do *Fracture Grouting* no solo. Foram utilizadas duas taxas distintas de injeção ($500 \text{ mm}^3/\text{s}$ e $16,7 \text{ mm}^3/\text{s}$). Para os ensaios rápidos, menores eficiências iniciais foram encontradas em relação ao ensaio de expansão de membrana, devido à possibilidade da resina epóxi de penetrar nas fraturas do solo durante a injeção. Para os ensaios lentos a eficiência diminuiu ainda mais devido ao adensamento do solo durante o processo de injeção do epóxi (Figura 38). O adensamento que ocorre durante a fase de expansão de cavidade (ensaio de balão ou injeção de resina epóxi) aumenta com a diminuição da taxa de injeção (Au, 2007).

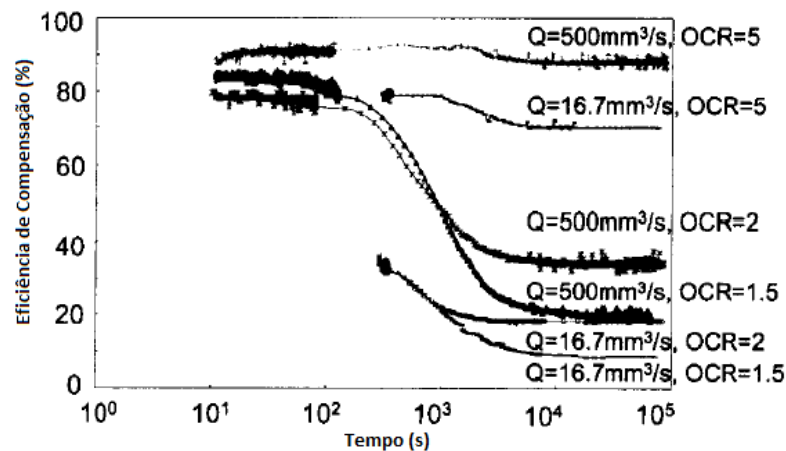


Figura 38 – Efeito da taxa de injeção e OCR na eficiência de compensação para ensaios de injeção de resina epóxi (Adaptado de Soga *et al.*, 2003)

Na Figura 39 é plotada a expansão do solo contra o tempo, durante o processo de injeção em ensaios lentos. Para a amostra de $OCR = 1,5$, a expansão decresceu com o aumento do volume injetado, e foi quase zero no final da injeção. Segundo Soga *et al.* (2003) quanto mais material foi injetado mais as fraturas se estenderam rapidamente, aumentando o tamanho da zona de excesso de poropressão, o qual foi dissipado rapidamente durante o processo de injeção. Para a amostra de $OCR = 5$ não houve expansão na fase inicial do ensaio, devido à compressão das bolhas de ar que estavam presas no sistema de injeção. Com o aumento do volume injetado dentro da amostra começou a ocorrer uma expansão de forma linear, até que esta se nivelasse no instante em que a injeção foi encerrada (Soga *et al.*, 2003). Este incremento linear na expansão ocorreu porque o efeito do adensamento foi pequeno comparado com a amostra levemente sobreadensada (Figura 39).

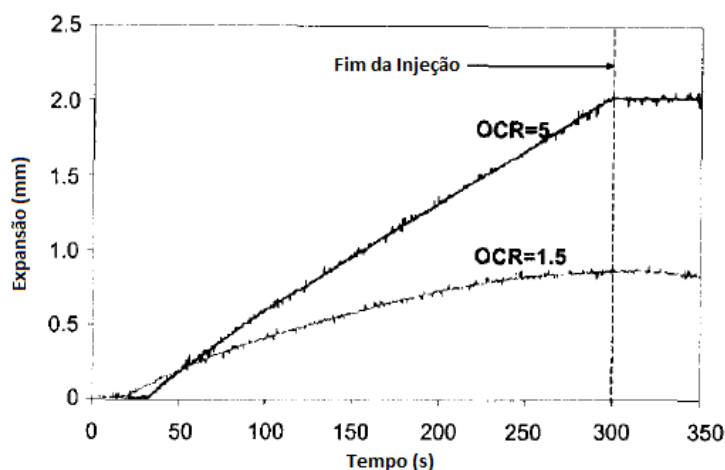


Figura 39 – Expansão da amostra durante a injeção de resina epóxi (Adaptado de Soga *et al.*, 2003)

- Efeito do Limite Radial e Volume Injetado:

O efeito do limite radial foi analisado a partir da injeção de 5 ml de argamassa em duas câmaras edométricas modificadas com diâmetros distintos, 50 mm e 100 mm. Nota-se pela Figura 40, que a redução do limite radial resultou em maiores eficiências finais de compensação quando as amostras ensaiadas eram normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas (OCR entre 1 e 2). O aumento na eficiência de compensação não foi tão óbvio para amostras altamente sobreadensadas.

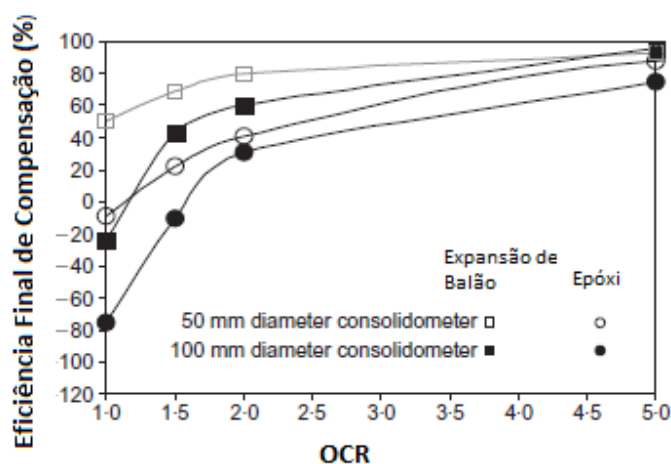


Figura 40 – Efeito do limite radial na eficiência final de compensação (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

Au (2001) introduziu o conceito de taxa relativa de limite radial (n), que é a taxa entre o tamanho do limite radial e o raio equivalente, para normalizar os efeitos do limite radial e do volume expandido. O raio do bulbo da argamassa equivalente (r_g) pode ser calculado considerando que o formato da argamassa injetada é uma esfera.

$$n = \frac{R}{r_g} \quad (24)$$

Onde: R é o tamanho do limite radial, e r_g é raio do bulbo de argamassa equivalente calculado de acordo com a expressão abaixo:

$$r_g = \sqrt{\frac{3V_g}{4\pi}} \quad (25)$$

Quando n é pequeno, o espaçamento entre as injeções é próximo para um determinado volume de injeção e maiores eficiências de compensação são esperadas (Soga *et al.*, 2004).

Para amostras normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas a eficiência final de compensação aumentou significativamente com a diminuição do valor de n , para ambos os ensaios de expansão de membrana ou injeção de epóxi.

Para amostras altamente sobreadensadas a eficiência final de compensação foi independente do valor de n (Figura 41).

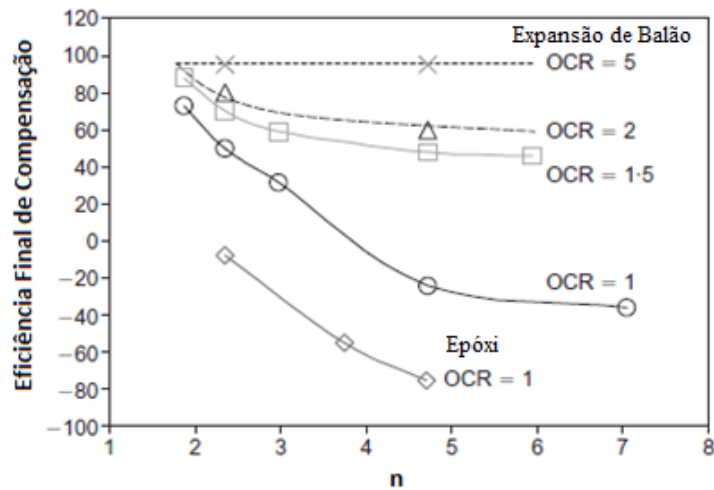


Figura 41 – Efeito da taxa relativa de limite radial na eficiência final de compensação (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

- Múltiplas Injeções:

Compensation Grouting é uma técnica de injeções múltiplas, por este motivo, Au (2001) efetuou ensaios de injeção múltiplos (com quatro agulhas para injeção) e confrontou os resultados com os ensaios de injeção simples (uma única agulha). Foi verificado que, para uma área fixa, a eficiência de compensação pode ser incrementada se forem realizadas injeções em múltiplos pontos com volumes menores (5 ml), do que uma injeção única de volume maior (20 ml) (Figura 42).

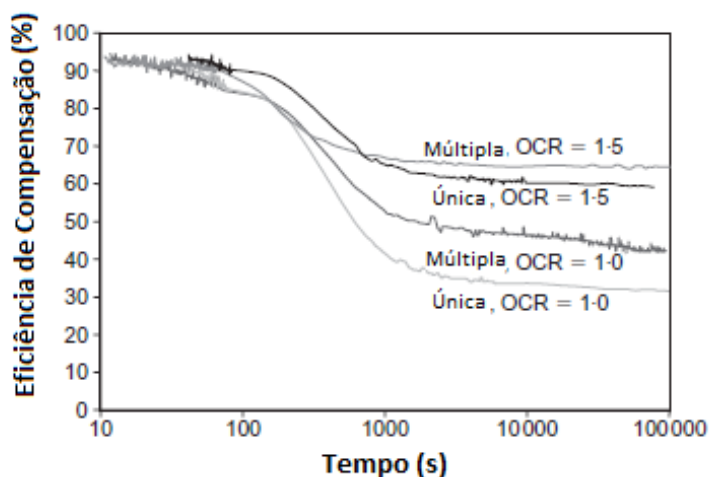


Figura 42 – Eficiência de compensação para ensaios únicos e múltiplos de expansão de membrana (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

Segundo Soga *et al.* (2004) se as injeções de argamassa fossem realizadas em malhas geométricas (triangulares ou quadrangulares), com injeções de mesmo volume em cada furo, o comportamento de um furo de injeção deveria ser igual aos demais. Se a hipótese estivesse correta, injeções múltiplas simultâneas poderiam ser simuladas por injeções únicas confinadas dentro de um limite radial equivalente. Para validar essa hipótese, ensaios de injeção foram efetuados simultaneamente na câmara edométrica de 100 mm de diâmetro (volume de 5 ml em cada uma das quatro agulhas de injeção), e foram comparados com ensaios de injeção única na câmara edométrica de 50 mm de diâmetro (volume de 20 ml na única agulha). Para os ensaios de balão o comportamento das injeções múltiplas foi bem semelhante aos ensaios de injeção única, validando a hipótese proposta. A eficiência de compensação teve um incremento considerável quando o *OCR* aumentou de 1 para 2, e atingiu quase 100% para amostras altamente sobreadensadas (Figura 43).

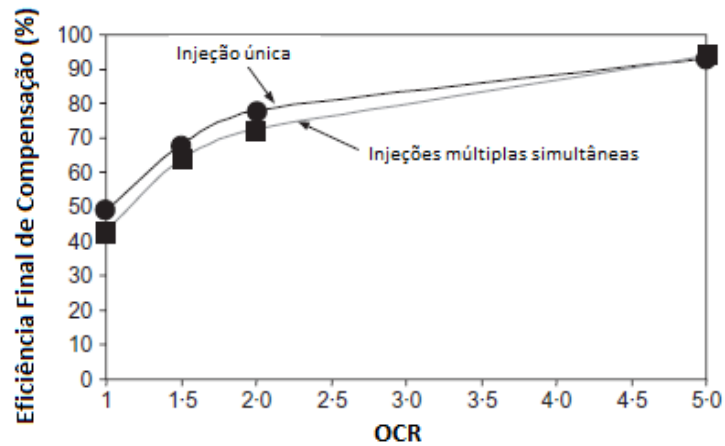


Figura 43 – Eficiência final de compensação para ensaios únicos e múltiplos de expansão de membrana (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

Contrário ao *Compaction Grouting*, essa hipótese não pode ser facilmente aplicada para o caso do *Fracture Grouting*, devido ao padrão de propagação das fraturas. Para as amostras normalmente adensadas, o comportamento do adensamento foi muito similar para ambas as injeções múltiplas e únicas. Porém para amostras sobreadensadas, o adensamento nas injeções múltiplas foi maior do que para as injeções únicas (Figura 44). As fraturas adicionais formadas nas amostras sobreadensadas devem ter criado uma maior zona de excesso de poropressão, resultando em uma menor eficiência de compensação. Contudo, foi considerado que a injeção única pode gerar uma melhor eficiência de compensação comparada aos ensaios de injeção múltipla para o *Fracture Grouting* (Soga *et al.*, 2004).

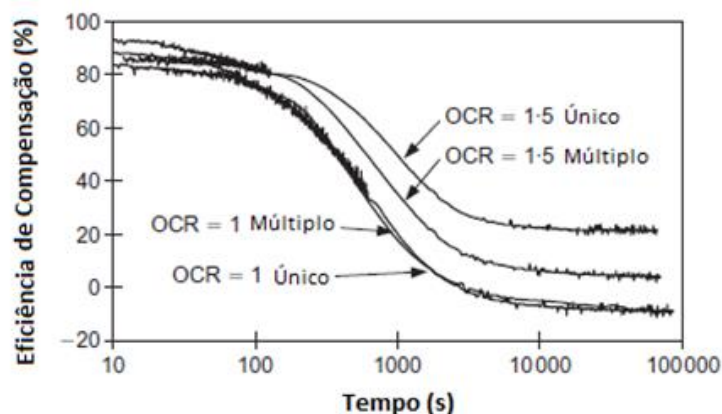


Figura 44 – Curvas de eficiência de compensação contra o tempo para injeções únicas e múltiplas de resina epóxi (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

Na prática do *Compensation Grouting* não é normal serem realizadas injeções simultâneas, mas sim injeções sequenciais. Para estudar essa condição, novos ensaios foram efetuados, e as múltiplas injeções foram realizadas sequencialmente com diferentes durações entre elas. Nota-se pela análise da Figura 45 em ensaios de expansão de membrana em amostras normalmente adensadas, que o pico da eficiência de compensação decresce com o período de espera entre as injeções (T_s), devido ao adensamento do solo durante o intervalo. A Figura 45 também mostra que a eficiência final de compensação diminui com o tempo de espera após as quatro injeções. O resultado sugere que intervalos mais curtos podem melhorar a eficiência de compensação, tomando vantagem das injeções próximas. Para amostras altamente sobreadensadas ($OCR = 5$) a eficiência final de compensação foi independente do intervalo realizado no ensaio, como mostrado na Figura 46 (Soga *et al.*, 2004).

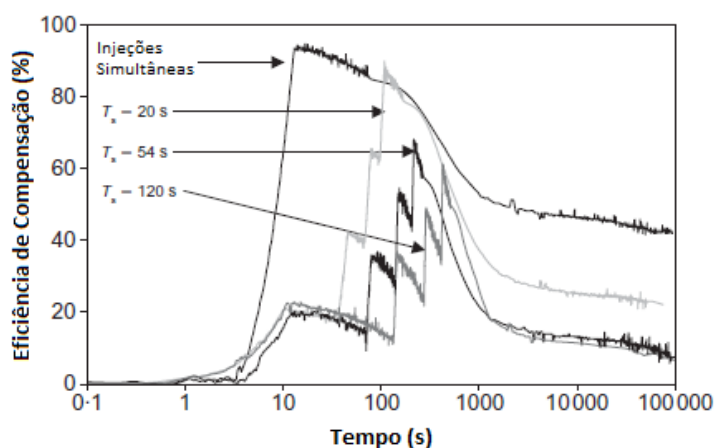


Figura 45 – Efeito do período de espera (T_s), na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana em amostras normalmente adensadas (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

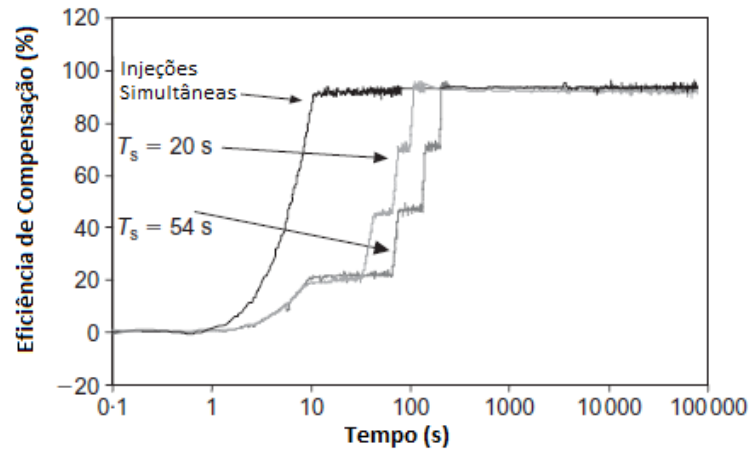


Figura 46 – Efeito do período de espera (T_s), na eficiência de compensação para ensaios de expansão de membrana em amostras altamente sobreadensadas ($OCR = 5$) (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

Para o caso de ensaios de injeção de resina epóxi, Figura 47, a eficiência de compensação para injeções simultâneas também foi superior em relação às injeções sequenciais. De acordo com Soga *et al.* (2004) devido às injeções sequenciais, várias sub-fraturas individuais foram formadas fora da superfície da fratura principal. Portanto, a área de influência para as injeções sequenciais foi maior do que para injeções simultâneas, resultando em uma maior zona de excesso de poropressão e em um maior efeito de adensamento.

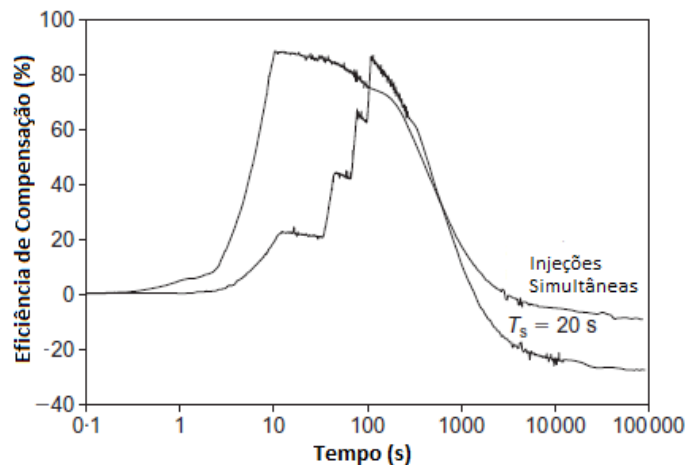


Figura 47 – Efeito do período de espera (T_s), na eficiência de compensação para ensaios de injeção de epóxi em amostras normalmente adensadas (Adaptado de Soga *et al.*, 2004)

2.2 Eficiência de compactação – câmara triaxial modificada

O *Compaction Grouting* é utilizado em algumas situações para gerar deslocamentos verticais na superfície do terreno e compensar os recalques (*Compensation Grouting*). Porém em outros casos, a técnica é utilizada somente para o aumento da resistência ao cisalhamento do solo, já que não são necessários deslocamentos verticais na superfície.

Wang (2006), para amostras de solo residual, introduziu o conceito chamado eficiência de compactação (η^*) para avaliar o efeito do *Compaction Grouting*. A eficiência de compactação (η^*) foi definida como:

$$\eta^* = \frac{\Delta \bar{e}}{e_{max} - e_{min}} \quad (26)$$

Onde: e_{max} = índice de vazios máximo, e_{min} = índice de vazios mínimo e, $\Delta \bar{e}$ = variação do índice de vazios médio da amostra.

Segundo o autor, a obtenção de \bar{e} era simples já que este parâmetro depende do índice de vazios inicial (e_0) e da variação do índice de vazios (Δe) devido ao volume de água drenado durante o ensaio, conforme equação abaixo:

$$\bar{e} = e_0 - \Delta e \quad (27)$$

Diferentemente dos ensaios citados no Item 2.1.1, Wang (2006) realizou uma série de investigações de laboratório em câmaras triaxiais modificadas (base incorporada com uma agulha para expansão de membrana), como pode ser visto na Figura 48. O autor reproduziu as técnicas do *Compaction Grouting* e do *Dinamic Compaction Grouting*, a partir de ensaios de expansão de membrana interna, em amostras de solo residual, para estudar os fatores críticos que controlam a eficiência de ambas as técnicas. Dentre os vários ensaios realizados, o pesquisador avaliou o efeito do coeficiente de empuxo lateral (K), na eficiência do *Compaction Grouting*. Wang *et al.* (2010) concluiu que a eficiência de compactação decresce quando o

coeficiente de empuxo lateral aumenta (Figura 49). Informações mais aprofundadas destes ensaios são encontrados em Wang (2006) e Wang *et al.* (2010).

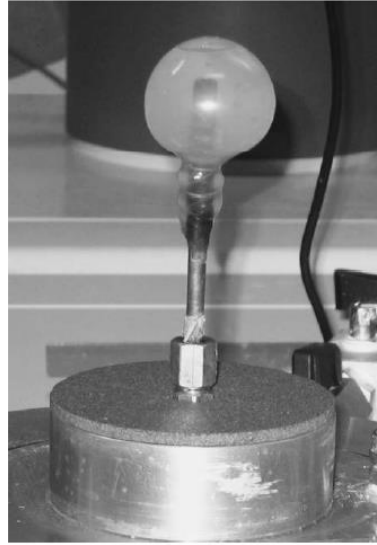


Figura 48 – Membrana expandida em ensaios triaxiais modificados (Wang *et al.*, 2010)

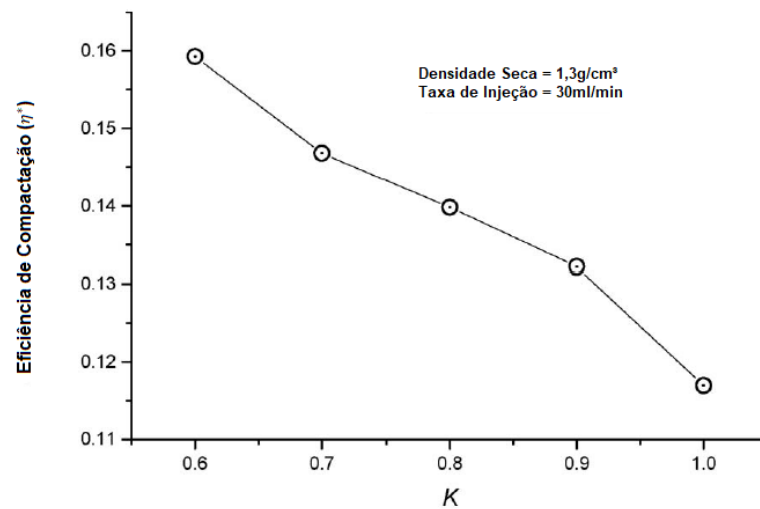


Figura 49 – Eficiência de compactação versus coeficiente de empuxo lateral (Adaptado de Wang *et al.*, 2010)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Introdução

Neste capítulo será apresentado um ensaio triaxial modificado, chamado de ensaio de Expansão de Membrana Interna, detalhando os equipamentos utilizados, a preparação do ensaio e os procedimentos experimentais, além da metodologia realizada para fabricação das amostras. Estes ensaios foram baseados em estudos efetuados por um grupo de pesquisadores (Au, 2001; Soga *et al.*, 2004 e Komiya, 2001), como visto no Capítulo 2.

O grande diferencial deste ensaio é a expansão de uma membrana interna ao corpo de prova após a etapa de adensamento hidrostático, chamada pelo grupo de pesquisadores citado no parágrafo anterior de *balloon*. Nesta dissertação a expansão do balão foi utilizada para reproduzir o comportamento da técnica do Geoenrijecimento. A etapa de maior interesse neste ensaio é a chamada de Adensamento Pós Expansão, nesta pode-se estimar o valor do parâmetro potencial de adensamento (λ_c).

Neste estudo a etapa de expansão de balão foi realizada em condições de tensão controlada, mantendo as pressões constantes, enquanto que as expansões realizadas pelo grupo de pesquisadores citado anteriormente foram efetuados em condições de deformação controlada (utilizando câmaras edométricas modificadas).

3.2 Concepção geral do ensaio

Os ensaios foram executados no Laboratório de Geotecnia e Geofísica da empresa ENGEGRAUT, localizado na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. As instalações e os equipamentos utilizados são mostrados na Figura 50. Os componentes e procedimentos utilizados neste trabalho serão descritos com mais detalhes nos itens subsequentes.



Figura 50 – Laboratório de Geotecnia e Geofísica da empresa ENGEGRAUT

Os ensaios de Expansão de Membrana Interna (*balloon test*), executados nesta pesquisa, foram ensaios triaxiais de compressão modificados. Nestes ensaios as amostras não foram cisalhadas com a atuação de uma nova tensão vertical após a etapa de adensamento hidrostático, porém elas foram expostas a uma etapa de expansão de cavidade em seu interior, com um aumento de volume de uma membrana de látex (balão), como mostrado na Figura 51. No pedestal da base triaxial havia uma agulha de injeção que permitia a expansão da membrana (ver item 4.3.3).

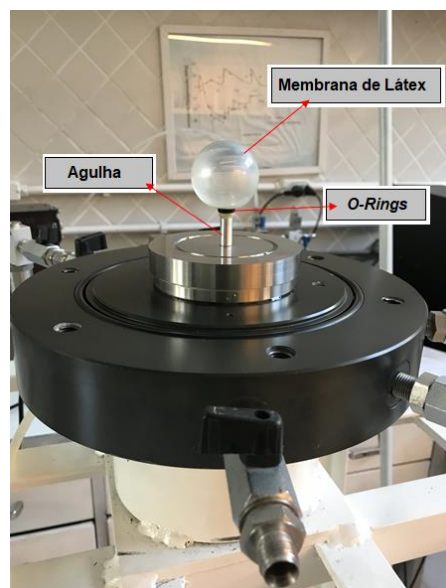


Figura 51 – Membrana de látex (balão), agulha e o-rings

Os procedimentos experimentais estão explicitados nos itens subsequentes, porém serão explicados detalhadamente no item 4.5.

1. Saturação do corpo de prova com posterior adensamento hidrostático;
2. Expansão da membrana interna com a drenagem fechada (condição não drenada), gerando excesso de poropressão;
3. Adensamento pós expansão da membrana, dissipando todo excesso de poropressão gerado na etapa anterior;
4. Nova compressão hidrostática, com intuito de analisar o carregamento pós expansão da membrana.

Para a realização dos ensaios foi projetada e montada uma mesa em aço, com capacidade de suporte de até 500 kg, onde na parte superior é posicionada a célula triaxial como ilustra a Figura 52.

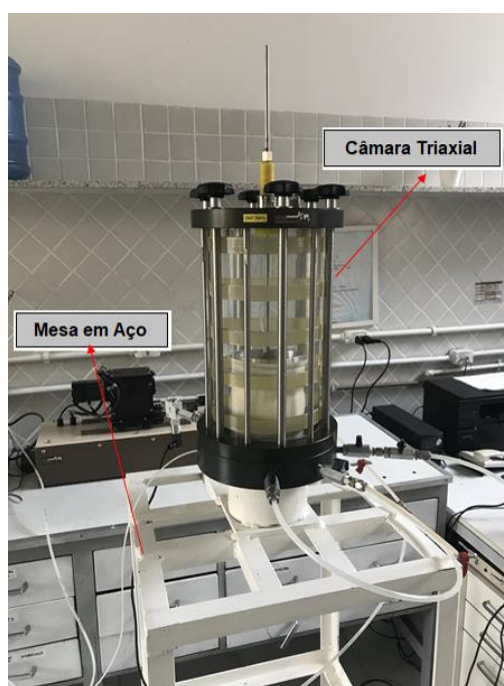


Figura 52 – Câmera triaxial posicionada em cima da mesa em aço

O comportamento do Geoenrijecimento pode ser estudado a partir dos ensaios de Expansão de Membrana Interna. Como explicado nos Capítulos 1 e 2, as expansões dos bulbos de *geogROUT* realizadas por esta técnica não geram a propagação de fraturas no solo. Portanto, devido à utilização da membrana interna de látex, este ensaio apresenta um comportamento chamado de ideal (Au, 2001), onde

não há saída de água da membrana (não há encolhimento do material expandido) e nem penetração do material expandido na amostra. Os corpos de prova foram envoltos por tiras de papel filtro, a fim de permitir o fluxo radial da água no corpo de prova, representando os geodrenos utilizados em campo pela técnica.

Os ensaios foram realizados em amostras de caulim que possuíam diâmetro de aproximadamente 101,7 mm e altura de aproximadamente 92 mm. Foram ensaiadas amostras normalmente adensadas ($OCR = 1$), modificando-se a razão de substituição (R_s) em função do volume injetado dentro das membranas (30.000 mm³; 41.000 mm³, 70.000 mm³, 15.000 mm³ e 5.000 mm³).

O *layout* geral do equipamento triaxial modificado para os ensaios de expansão de membrana interna é apresentado na Figura 53. A pressão confinante (σ_3) aplicada à amostra e a poropressão (u) são medidas pelos transdutores 1 e 2, respectivamente. A pressão de expansão (P_g) e o volume expandido (V_g), utilizados para expandir a membrana de látex, são medidos pelo transdutor 3 do controlador 1.

O volume de água drenado da amostra é medido pelo controlador 2 (controlador da contrapressão, transdutor 4). Para realizar a expansão da membrana e a contrapressão foram utilizados dois Controladores Padrão de Pressão/Volume da GDS, o qual permite controlar a pressão, taxa de fluxo e volume (Item 4.3.3). A pressão confinante foi efetuada através do Controlador Avançado de Pressão e Volume da GDS (controlador 3) (Item 4.3.2).

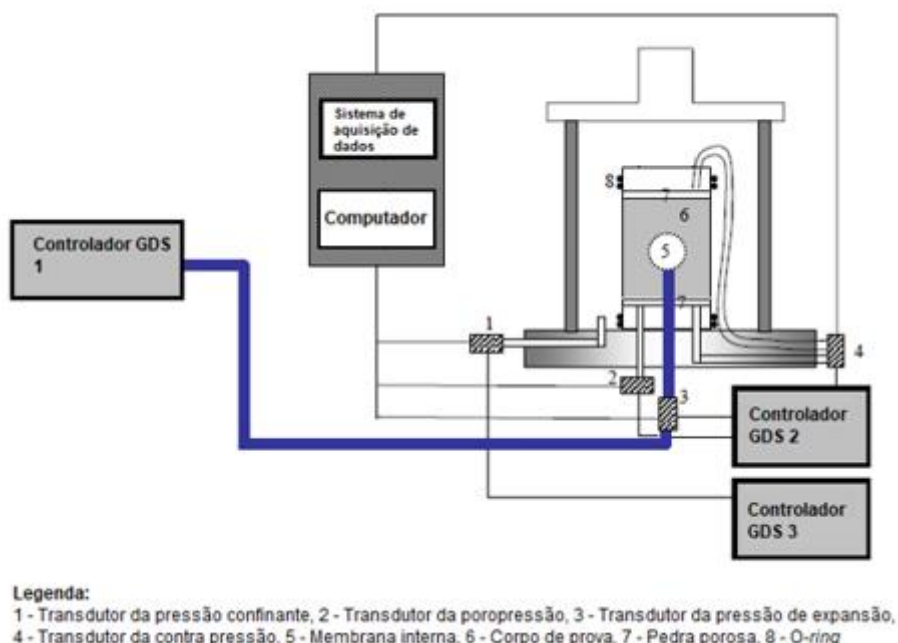


Figura 53 - Layout geral do equipamento triaxial modificado para os ensaios de expansão de membrana interna

3.3 Solo ensaiado

Os ensaios de expansão de membrana interna foram realizados em amostras de caulim. Segundo Luz e Damasceno (1993) o termo caulim é utilizado para denominar tanto a rocha que contém a caulinita (argilo-mineral na cor branca), quanto o produto resultante da mesma. A palavra caulim deriva da localidade conhecida como *Kauling* (colina alta, em chinês), na província de Jiangxi, China. Os caulins são resultantes da alteração de silicatos de alumínio, principalmente os feldspatos, e podem ocorrer em dois tipos de depósitos: primário (quando da alteração de rochas *in situ*) e secundário (quando formado pela deposição de materiais transportados por correntes de água doce).

De acordo com Luz e Damasceno (1993) o caulim possui as seguintes características: é quimicamente inerte, branco ou quase branco (devido ao baixo teor de óxido de ferro), possui baixa condutividade térmica e elétrica, não abrasivo e é macio.

Conforme Rossato *et. al* (1992) e Smith (1993) *apud* Andrade (2018) as principais vantagens para utilização do caulim como amostras para ensaios de laboratório são:

- a) Aquisição do material é facilitada devido à grande quantidade de depósitos no Brasil e no mundo;
- b) Tempo de adensamento é considerado menor comparado a outras argilas já que o caulim é um material mais permeável;
- c) Repetibilidade dos parâmetros físicos devido à preparação das amostras em laboratório.

O caulim utilizado neste estudo é de origem brasileira, e foi adquirido na empresa BentoNorte Produto de Bentonita Ltda. Existem alguns estudos que defendem que caulins de fabricação brasileira, apresentam uma ampla dispersão de parâmetros (Pelissaro, 2018). Em função disto, a caracterização do material utilizado foi realizada cuidadosamente, e contou com a confirmação dos parâmetros com outra pesquisadora que está estudando o mesmo material (Campos, 2019).

3.3.1 Caracterização do material

O caulim foi caracterizado para obtenção de suas propriedades físicas, como pode ser visto na Tabela 7. Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) conforme as seguintes normas técnicas:

- NBR 6508/1984, para determinação da massa específica dos grãos (G_s);
- NBR 6459/2016, para determinação do limite de liquidez (w_l);
- NBR 7180/2016, para determinação do limite de plasticidade (w_p);
- NBR 7181/2016, para determinação da distribuição granulométrica.

Tabela 7 – Propriedades físicas do caulim

Parâmetro	Presente Estudo	Campos (2019)
w_l (%)	43	47,20
w_p (%)	27	26,66
IP (%)	16	20,54
G_s	2,60	2,59

O solo artificial utilizado apresenta uma composição granulométrica extremamente fina, como pode ser visto na Figura 54. Nota-se nitidamente que 100% do material passa na peneira #200.

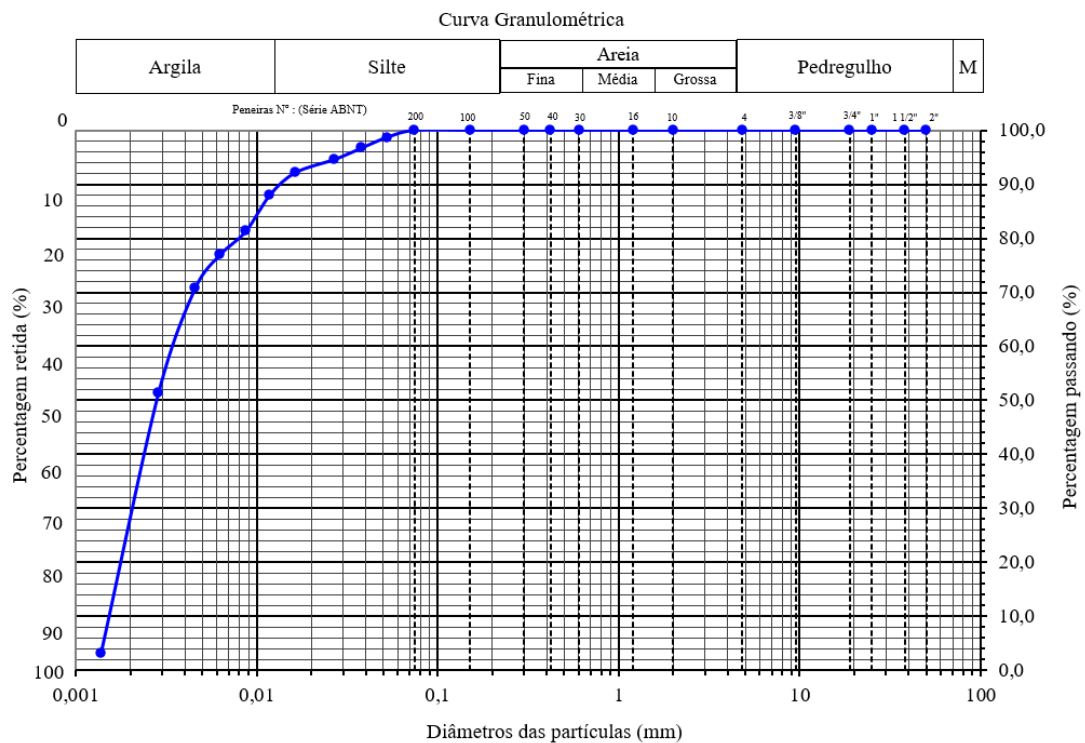


Figura 54 – Curva granulométrica do caulim utilizado

Almeida *et al.* (2008) apresentam na Tabela 8 os principais parâmetros geotécnicos de alguns depósitos de argila no Rio de Janeiro. O caulim estudado possui algumas características semelhantes ao depósito de Botafogo. É possível notar uma pequena variação nos valores dos Limites de Atterberg, porém ambos apresentam o mesmo coeficiente de adensamento vertical (c_v) como será visto no Item 3.7.2.

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos de depósitos de argilas no Rio de Janeiro (Almeida *et al.*, 2008)

Parameter / clay	Caju (b)	Sarapuí (c)	Santa Cruz (IZ) (d)	Santa Cruz (SZ) (e)	Nothern coast of Guanabara (f)	Itaipú (g)	Juturnaiba (h)	Uruguaiana (i)	Botafogo (j)	Barra da Tijuca (k)
References	Lira (1988); Cunha & Lacerda (1991)	Lacerda <i>et al.</i> (1977); Ortigão (1980); Almeida & Marques (2002)	Aragão (1975)	Aragão (1975)	Aragão (1975)	Carvalho (1980); Sandroni <i>et al.</i> (1984)	Coutinho & Lacerda (1987)	Vilela (1976)	Lins & Lacerda (1980)	Almeida <i>et al.</i> (2000)
Clay layer thickness (m)	12	12	15	10	8.5	10	7	9	6	12
w (%)	88	143 ± 21.7	112	130	113	240 ± 110	154 ± 95.6	54.8 ± 15.9	35	100-500
w _L (%)	107.5	120.3 ± 18.0	59.6	125.4	122	175.4 ± 82.6	132.5 ± 43.8	71.3 ± 30.0	38	70-450
I _p (%)	67.5	73.08 ± 16.1	32	89	81	74.5 ± 30.1	63.59 ± 22.1	40.5 ± 22.03	11	120-250
% clay	-	70	-	54	35	-	60.7 ± 12.74	39.4 ± 10.11	28	28-80
γ (kN/m ³)	14.81	13.1 ± 0.49	13.24	13.44	13.24	12 ± 1.85	12.5 ± 1.87	16.1 ± 1.39	17.04	12.5
S _i	3	2.59 ± 0.69	3.39	2-6	-	4 - 6	5-10	3.00	-	5.0
% organic matter	-	4.13 - 5.54	-	-	-	32.63 ± 20.46	19 ± 10.63	2.56 ± 1.04	-	-
CR = C _i /(1 + e _s)	0.27	0.41 ± 0.07	0.32	-	0.26 ± 0.15	0.41 ± 0.12	0.31 ± 0.12	0.31 ± 0.15	0.16	0.52
C/C _c	0.21	0.15 ± 0.02	0.10	-	0.16 ± 0.04	-	0.07 ± 0.06	-	0.19	0.10
c _i (m ² /s) x 10 ⁴	9	9	0.2-18.2	-	0.4	5	1-10	-	30	2-80
e _s	2.38	3.71 ± 0.57	3.09	3.37	2.91	6.72 ± 3.1	3.74 ± 1.89	1.42 ± 0.36	1.1	-

3.3.2 Preparação das amostras

As amostras reconstituídas de caulim foram preparadas no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, e levadas até o Laboratório de Geotecnia e Geofísica da empresa ENGEGRAUT para realização dos ensaios triaxiais modificados. Segundo Burland (1990), define-se como argila reconstituída aquela que foi completamente misturada com teor de água igual ou maior que o limite de liquidez (w_L). O processo de preparação das amostras adotado foi:

1. Retirada do saco e peneiramento, com a peneira #40, para remover os grumos que se encontravam presentes. Após o peneiramento, a quantidade de material que foi utilizado na preparação das amostras foi de aproximadamente 2000 gramas;
2. Colocação em uma batedeira para homogeneização com água deaerada. Foram adicionados aproximadamente 1170 gramas de água resultando na formação de uma pasta de caulim com umidade (w) em torno de 59,80 %, correspondendo a aproximadamente 1,4 vezes o w_L (Figura 55). Esta etapa teve a duração de aproximadamente 1 hora. Após homogeneizado o material foi transferido para um saco plástico;



Figura 55 – Homogeneização do material na batedeira

3. Descanso na câmara úmida por aproximadamente 48 horas;
4. Transferência da pasta do saco plástico para o molde, despejando-a lentamente, com auxílio de uma espátula, para evitar o aprisionamento de ar. Enquanto despejava-se a mistura, o molde era vibrado por meio de uma placa vibratória (pertencente a um agitador de peneiras), como pode ser visto na Figura 56, para minimizar a formação de vazios na amostra. A mistura foi vibrada no molde por aproximadamente 40 minutos;



Figura 56 – Transferência da amostra para o molde

O molde utilizado para fabricação das amostras era um tubo de acrílico de 11,65 cm de diâmetro que era dividido em duas partes: a inferior e o colarinho (Figura 57). O tubo inferior mede 10 cm de altura e encaixa na base de polipropileno que possui uma pedra porosa. O colarinho mede 6 cm de altura, e ambos são unidos por um anel preto de polipropileno. No final da moldagem as amostras possuíam 16 cm de altura;

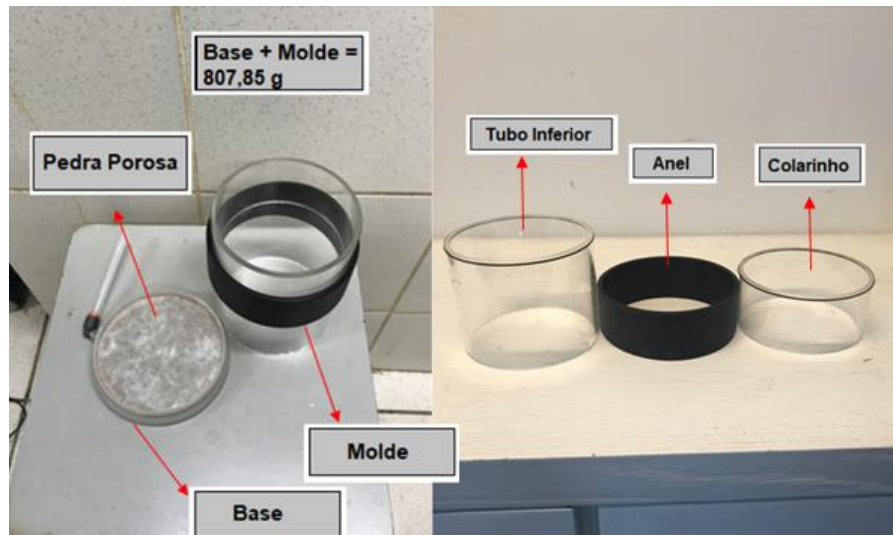


Figura 57 – Molde utilizado para fabricação de amostras

5. A umidade foi medida em vários pontos da amostra com o intuito de verificar se a mesma se encontrava razoavelmente equalizada ao longo de todo material. Foram retiradas porções da pasta de caulim referentes à base, ao centro e ao topo da amostra e colocadas na estufa para esta verificação. Em todos os ensaios a umidade esteve homogênea e aproximadamente igual a 1,4 vezes o w_l ;

6. Adensamento da amostra na prensa tipo Bishop (Figura 58), com 5 estágios de carregamento de 24 horas cada (2,5 kPa, 7,5 kPa, 15 kPa, 30 kPa e 50 kPa).



Figura 58 – Amostra na prensa de adensamento tipo Bishop

Finalizado o processo de adensamento oedométrico, a amostra era transportada cuidadosamente para o Laboratório de Geotecnia e Geofísica da empresa ENGEGRAUT para início dos ensaios de Expansão de Membrana Interna.

3.4 Aparato experimental dos ensaios triaxiais modificados

3.4.1 Célula triaxial modificada

Todos os ensaios de Expansão de Membrana Interna foram efetuados em uma única célula triaxial modificada que possui 390 mm de altura e 160 mm de diâmetro. A célula utilizada diferencia-se de uma convencional por apresentar um furo no centro do pedestal da base, permitindo que uma agulha de injeção (8 mm de diâmetro e 51,5 mm de altura) seja colocada dentro do corpo de prova (Figura 59). Além do furo central utilizado para as injeções, o pedestal da base possui mais dois furos próximos às bordas, um para medição da poropressão e outro para saturação do corpo de prova,

ambos interligados por um canal circular para que a água possa se espalhar e fluir por toda a superfície. No topo do pedestal de base são posicionadas a pedra porosa e o papel filtro (de mesmo tamanho da pedra porosa), ambos com um furo no meio para permitir a passagem da agulha de injeção (Item 4.5.1). Então, o corpo de prova pode ser posicionado e acima dele são colocados outro papel filtro e pedra porosa (convencionais) e o *top-cap*.

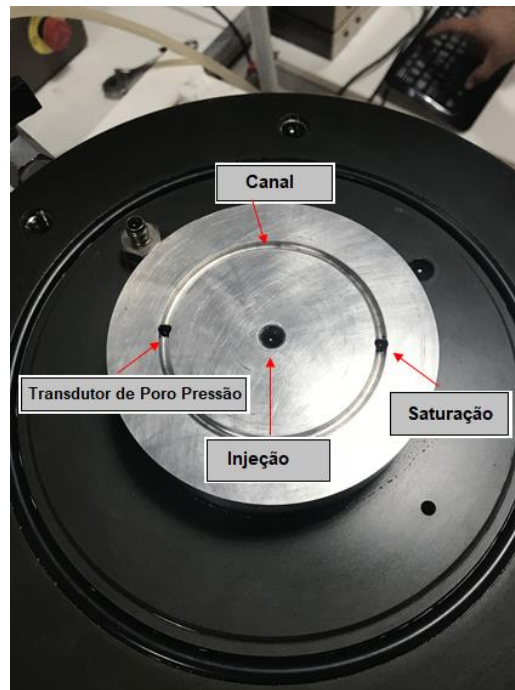


Figura 59 – Pedestal da base da célula triaxial modificada

3.4.2 Controlador da pressão confinante

A pressão confinante (σ_3) foi aplicada à amostra utilizando o Controlador Avançado de Pressão e Volume da GDS (Figura 60). A máxima pressão que pode ser aplicada pelo controlador é 1 MPa enquanto a capacidade máxima de volume é 200.000 mm³, com precisão de 0,1 kPa e 1mm³, respectivamente. Este controlador se diferencia dos demais (controladores padrão), pois para ensaios especiais ele permite também a aplicação de cargas dinâmicas à amostra. Este foi escolhido para controlar a pressão confinante, pois durante a etapa de expansão, na qual a drenagem da amostra é mantida fechada, é necessário que o controlador retorne rapidamente o volume que está sendo injetado.



Figura 60 – Controlador Avançado de Pressão e Volume utilizado para pressão confinante

3.4.3 Equipamento de expansão de membrana

a) Controlador de pressão/volume

As injeções do fluido dentro da membrana e a contrapressão dentro do corpo de prova durante os ensaios triaxiais foram efetuadas com o uso do Controlador Padrão de Pressão e Volume da GDS (Figura 61). Este equipamento é um atuador hidráulico comandado por um microprocessador para regulação e medição precisa da pressão e do volume do fluido. Os controladores podem ser comandados pelo *software* da GDS ou pelo *Smart Keypad* por meio dos modos de pressão, volume ou taxa de fluxo. Os controladores foram inclinados enquanto eram preenchidos com água deaerada, removendo também as bolhas de ar aprisionadas no sistema.

A máxima pressão de expansão que pode ser aplicada pelo controlador é 3 MPa enquanto a capacidade máxima de volume é 200.000 mm³, com precisão de 1 kPa e 1mm³, respectivamente. Antes de iniciar as expansões o volume do controlador foi zerado, para em seguida utilizar a opção "*Ramp*". Esta opção requer que o usuário estabeleça um volume e um tempo necessários para que a injeção seja concluída, enquanto a pressão é ajustada pelo controlador.

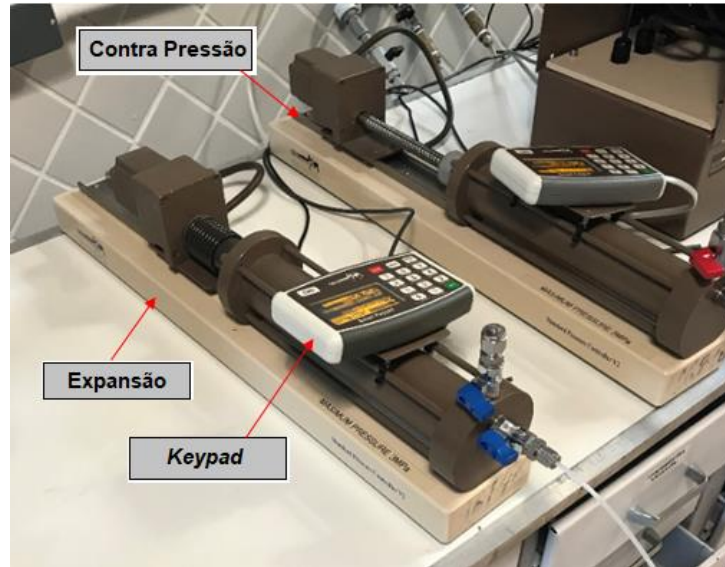


Figura 61 - Controladores Padrão de Pressão e Volume utilizados para injeção do fluido e para contrapressão

O fluido dentro do cilindro é pressurizado e deslocado por um pistão movendo-se retilineamente, o qual é acionado por um motor de passo (Figura 62). A variação volumétrica do controlador é medida por meio do número de voltas do motor de passo multiplicado ao seu fator de calibração e a pressão é medida por meio de um transdutor acoplado diretamente ao controlador (*Controller Datasheet GDS, 2018*).

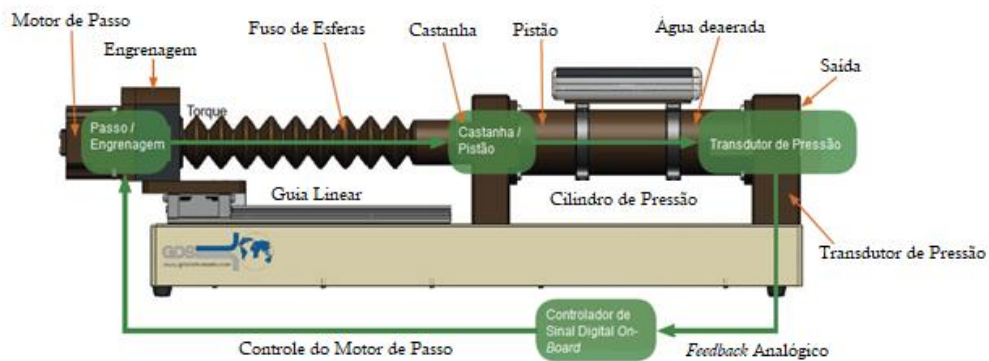


Figura 62 – Esquema de funcionamento do controlador de pressão/volume da GDS (adaptado de *Controller Datasheet GDS, 2018*)

Todos os ensaios foram realizados com a mesma taxa de injeção, fixada em $83,3 \text{ mm}^3/\text{s}$. Esta taxa foi escolhida pois já havia sido utilizada por Soga (2003) em seus ensaios em câmeras edométricas modificadas (Item 2.1.1), além de garantir que todo volume fosse injetado sem rompimento da membrana interna.

b) Agulha de injeção

Os ensaios de expansão de membrana interna foram simulados por meio da injeção de água deaerada dentro de uma membrana de látex acoplada na ponta de um tubo, denominado agulha de injeção, posicionada no centro do pedestal da base, como ilustrado na Figura 63.

A agulha de injeção tem 52 mm de altura (46 mm quando considerada a espessura da pedra porosa) e 8 mm de diâmetro, além de ser boleada na ponta para evitar cortes e rasgos na membrana. Estas dimensões foram utilizadas para que a membrana fosse posicionada no centro do corpo de prova. A agulha possui dois furos diagonalmente opostos com 1,5 mm de diâmetro localizados 47,5 mm da base da agulha, além de dois canais para colocação de *o-rings* posicionados a 41,5 mm e 44,5 mm de altura (Figura 64). Utilizou-se um terceiro *o-ring* entre os canais para garantir a fixação da membrana durante as expansões.

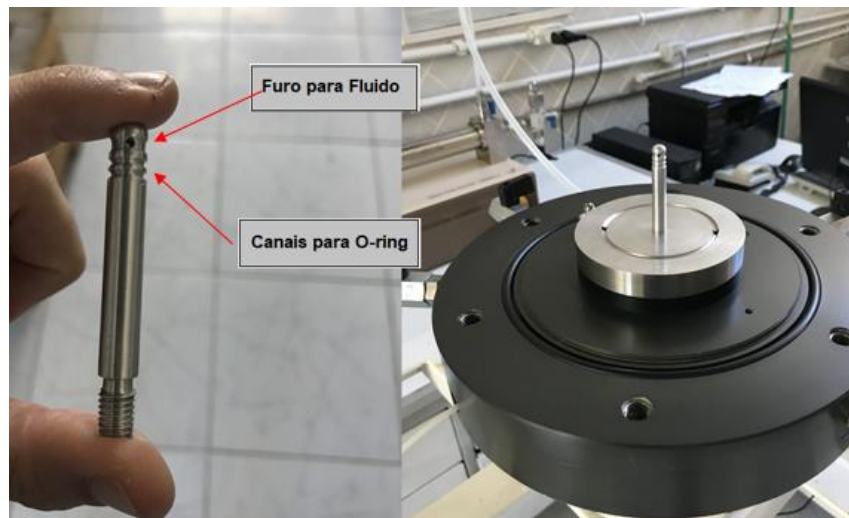


Figura 63 – Agulha de injeção e posição no pedestal da base

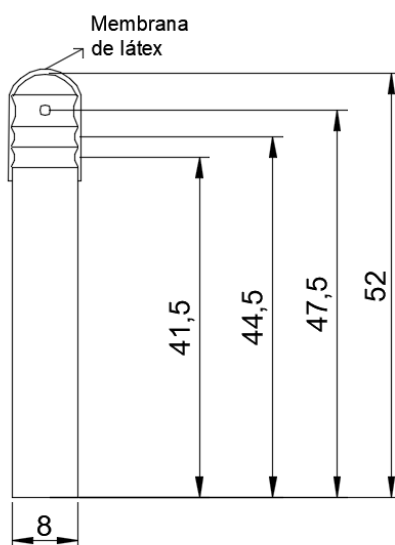


Figura 64 – Detalhe da agulha de injeção (medidas em mm)

A agulha utilizada nestes ensaios é menor do que a empregada por Au (2001), que possuía 130 mm de altura, sendo 50 mm acima da pedra porosa. Tantos nos ensaios de Au (2001), os quais as amostras possuíam 100 mm de altura, quanto nos ensaios realizados nesta dissertação, a membrana está posicionada na metade da altura do corpo de prova.

Uma das dificuldades para realização dos ensaios foi encontrar um material para utilizar como membrana durante a etapa de expansão. Inicialmente foram testados preservativos não lubrificadas de látex, que eram capazes de reproduzir um bom formato do bulbo e permitiam também a inspeção visual de bolhas de ar, porém, era um material bem frágil que rasgou, em algumas tentativas, durante a colocação das amostras na agulha de injeção. Devido a este problema optou-se pela fabricação da membrana através de uma solução de látex pré vulcanizada (Figura 65). A agulha era mergulhada na solução de látex e colocada para secar em estufa a 50°C. Foram realizados 6 ciclos de submersão e secagem da agulha, onde nos cinco primeiros ela ficava 3 minutos na estufa, enquanto no último ciclo ela era deixada durante 10 minutos. Após este processo era colocado talco na membrana para auxiliar na eliminação da umidade. Dessa maneira formava-se em volta da agulha de injeção uma membrana mais resistente e, ao mesmo tempo, elástica o suficiente para suportar os volumes injetados durante a expansão dos bulbos.

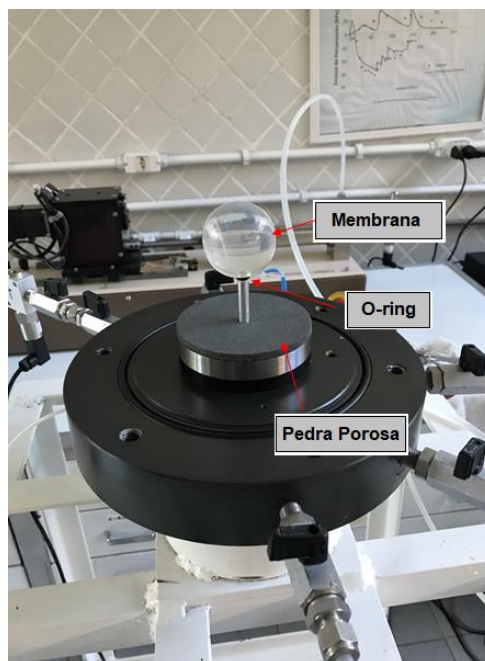


Figura 65 – Comportamento do Geoenrijecimento representado pelo ensaio de Expansão de Membrana Interna

Durante a colocação da membrana na ponta da agulha de injeção foram tomados cuidados para que não fossem aprisionadas bolhas de ar durante o processo. O Item 3.5.3 detalha o processo, o qual aborda as etapas de preparação do ensaio.

3.4.4 Instrumentação da célula triaxial

A instrumentação consistiu em transdutores de pressão (pressão confinante, contrapressão, poropressão na base da amostra, pressão de injeção), que foram calibrados antes da realização dos ensaios. A calibração ocorreu por meio da aplicação de uma pressão conhecida e as respostas eram conferidas no programa computacional utilizado.

A poropressão na base e a pressão confinante foram medidas com transdutores com alcance de 1,6 MPa, enquanto a pressão de expansão e a contrapressão foram medidas com os transdutores integrados ao próprio controlador com alcance de 3 MPa. As mudanças de volume foram medidas pela quantidade de água que retornava da amostra para o controlador da contrapressão, e também pelo

volume que era transferido do controlador da pressão confinante para a câmara triaxial.

O sistema de controle se resume a um computador com o programa computacional instalado (*GDS LAB*), além de um sistema de aquisição de dados (Figura 66). Este último foi utilizado para gravar os dados da poropressão (u) e da pressão confinante (σ_3). O sinal elétrico de saída do transdutor era transmitido para uma das unidades do sistema de aquisição de dados, que lia, amplificava e convertia o sinal para uma forma digital.



Figura 66 - Sistema de aquisição de dados e computador com *GDS Lab*

3.5 Programação de ensaios

Nesta pesquisa foram efetuados 5 ensaios com amostras de caulim normalmente adensadas ($OCR = 1$) variando-se a razão de substituição (R_s), em função do volume injetado dentro da membrana. A Tabela 9 resume os dados utilizados nos ensaios de Expansão de Membrana Interna.

No Ensaio 7 injetou-se 30.000 mm^3 , enquanto que no Ensaio 8 e no Ensaio 9 foram injetados, respectivamente, 41.000 mm^3 e 70.000 mm^3 . De acordo com o

volume expandido dentro da membrana, calculou-se a razão de substituição ($R_s = V_g/V_{aa}$), onde V_g é o volume expandido e V_{aa} é o volume da amostra após adensamento hidrostático. Em função dos resultados obtidos decidiu-se reduzir as R_s , expandindo volumes menores (15.000 mm³ e 5.000 mm³).

O primeiro ensaio a ser validado foi chamado de Ensaio 7, pois anteriormente houveram alguns ensaios piloto (para teste do equipamento e do procedimento), e também interrupções devido às seguintes circunstâncias: quedas de energia e furo na membrana que envolve o corpo de prova.

Tabela 9 – Dados dos Ensaio de Expansão de Membrana Interna

Ensaio	V_{aa} (mm³)	V_g (mm³)	R_s (%)
Ensaio 7	713.473,4	30.000	4,2
Ensaio 8	717.174,4	41.000	5,7
Ensaio 9	714.180,4	70.000	9,8
Ensaio 10	714.617,4	15.000	2,1
Ensaio 11	715.431,4	5.000	0,7

3.6 Preparação do ensaio

As etapas de preparação dos ensaios de expansão de membrana interna estão detalhadamente explicadas nos itens subsequentes:

3.6.1 Procedimentos básicos

- Primeiramente, antes de iniciarem os ensaios, era verificado se o volume de água deaerada produzido era suficiente para o preenchimento da câmara triaxial e dos controladores de pressão e volume;
- A membrana de borracha era inspecionada para garantia de sua integridade (sem furos ou rasgos);
- A membrana de borracha era inserida no molde e o ar aprisionado entre as partes era removido por sucção (Figura 67);

- Eram cortadas as tiras de papel filtro que foram utilizadas ao redor do corpo de prova, possibilitando o fluxo radial na amostra.



Figura 67 – Preparação da membrana de borracha no molde, removendo-se o ar por sucção

3.6.2 Verificação e remoção de bolhas de ar

As pedras porosas e os papéis filtro (Figura 68) foram saturados colocando-os dentro de um pote com água deaerada até ficarem totalmente submersos, para garantir que não houvessem bolhas de ar aprisionadas. Os tubos de conexão foram inspecionados visualmente, já que bolhas de ar podem ficar presas nas linhas do sistema. Caso as bolhas não fossem removidas, as medições de pressão e volume seriam afetadas.

Em relação aos papéis filtro, eram cortados dois pedaços do mesmo tamanho das pedras porosas. Um desses pedaços recebia um novo corte em seu centro para que fosse possível a passagem da agulha de injeção. Após este processo ambos estavam prontos para serem utilizados nos ensaios, colocando primeiramente no pedestal da base triaxial, a pedra porosa e o papel filtro que possuíam furos.

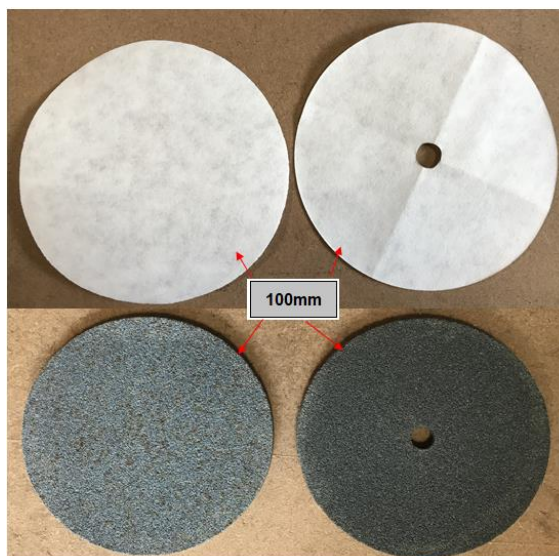


Figura 68 – Pedras porosa e papéis filtro (convencionais e modificados para passagem da agulha de injeção)

3.6.3 Preparação da agulha de injeção

Após colocação da pedra porosa e do papel filtro era acoplado ao pedestal da base triaxial um tubo de polipropileno, como pode ser visto na Figura 69. Este tubo permitia que as instalações da agulha de injeção e da membrana fossem efetuadas totalmente submersas. Desta forma evita-se que sejam aprisionados bolhas de ar tanto na agulha de injeção quanto no interior da membrana. Esse tubo possui uma vedação (*o-ring*) em sua base, ficando totalmente estanque quando preenchido por água deaerada. Em seguida são colocados os três *o-rings* que prendem a membrana, como explicado anteriormente no Item 4.3.3b.

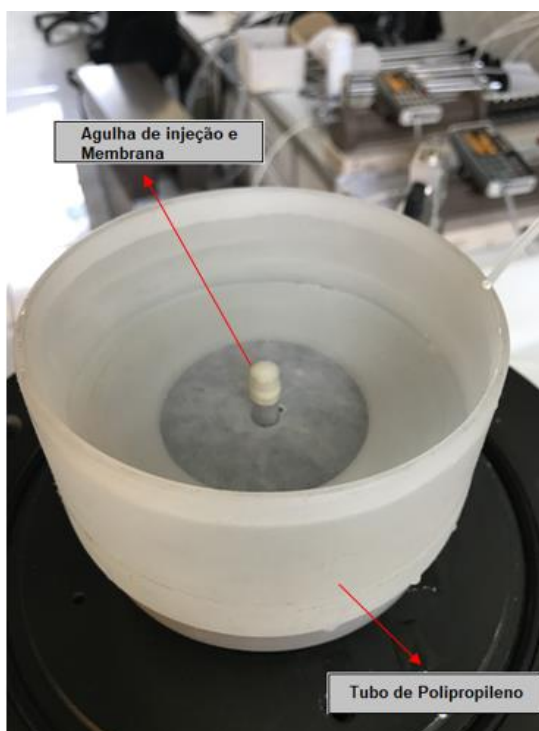


Figura 69 – Processo de instalação da agulha de injeção e da membrana

3.6.4 Moldagem e preparação do corpo de prova

Primeiramente retirava-se a parte superior do molde (colarinho) seccionando a amostra em aproximadamente 100 mm de altura, como pode ser visto na Figura 70. Foram cortados mais 8 mm para que o corpo de prova ficasse com 92 mm de altura. Esta medida foi estabelecida para que as expansões ocorressem no centro do corpo de prova. Em sequência a amostra foi levada ao torno de moldagem, onde foi talhada até ficar com aproximadamente 101,7 mm de diâmetro (Figura 71). Durante o processo de moldagem, o material retirado da amostra foi levado à estufa para monitoramento da umidade.



Figura 70 – Início da moldagem do corpo de prova. Retirada do colarinho do molde

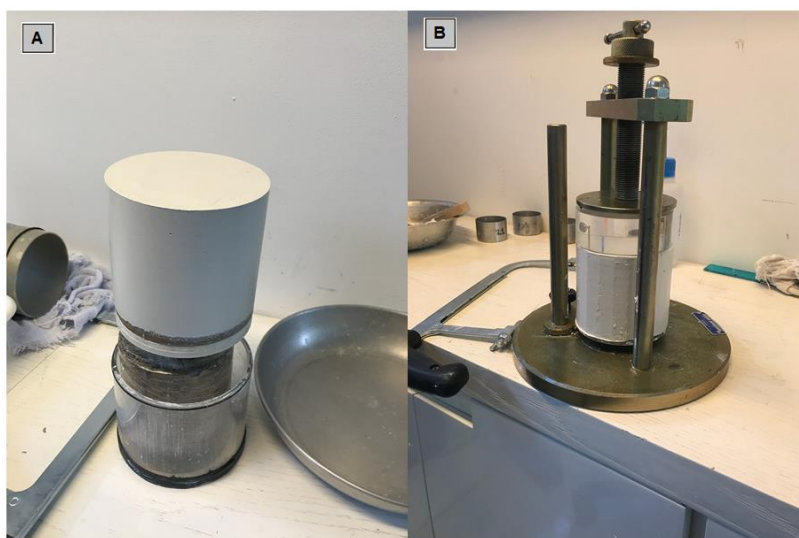


Figura 71 – a) Amostra retirada do molde. b) Corpo de prova sendo moldado no torno

Após moldado, prosseguia-se com a colocação das tiras de papel filtro na lateral do corpo de prova. Como apresentado anteriormente, estas tiras possibilitam o fluxo radial da água no corpo de prova. Bishop e Henkel (1962) propuseram cortar fendas verticais no papel filtro, enquanto Berre (1982) propôs que essas fendas fossem cortadas na diagonal, o que segundo o autor reduziria a carga vertical suportada pelo papel filtro. Porém neste estudo, optou-se por utilizar somente as tiras diagonais de papel filtro ao redor do corpo de prova, como mostrado na Figura 72.



Figura 72 – Tiras de papel filtro colocadas na diagonal, possibilitando o adensamento radial

3.6.5 Procedimentos finais

Após moldado, o corpo de prova era cravado na agulha de injeção, preparada anteriormente (Figura 73). Não foi realizado pré-furo previamente à cravação da amostra, sendo assim não foi necessário descontar o volume da agulha de injeção do volume total do corpo de prova. Este processo representa a execução da técnica do Geoenrijecimento, quando o tubo de injeção é cravado no solo para bombeamento do *geogROUT*.

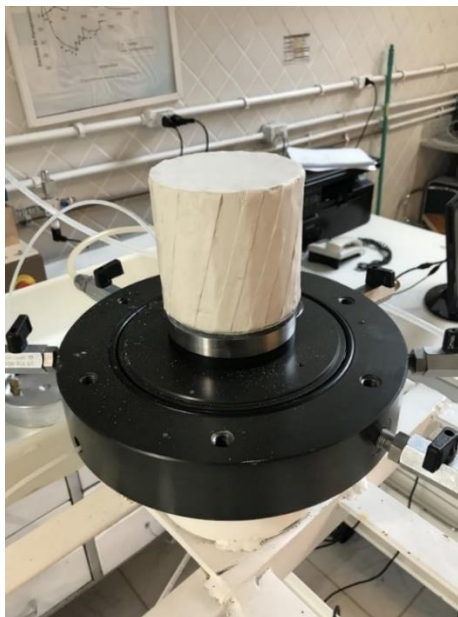


Figura 73 – Corpo de prova cravado na agulha de injeção

Em seguida são colocados o papel filtro, a pedra porosa, e o *top cap* no topo da amostra, para então ser passada a membrana de borracha ao redor do corpo de prova. Com o auxílio de seis *o-rings*, a membrana era presa tanto na base quanto no *top-cap* (três *o-rings* em cada extremidade), como mostrado na Figura 74. Os procedimentos concluíam com o preenchimento da câmara triaxial com água deaerada para início dos ensaios de expansão de membrana interna.

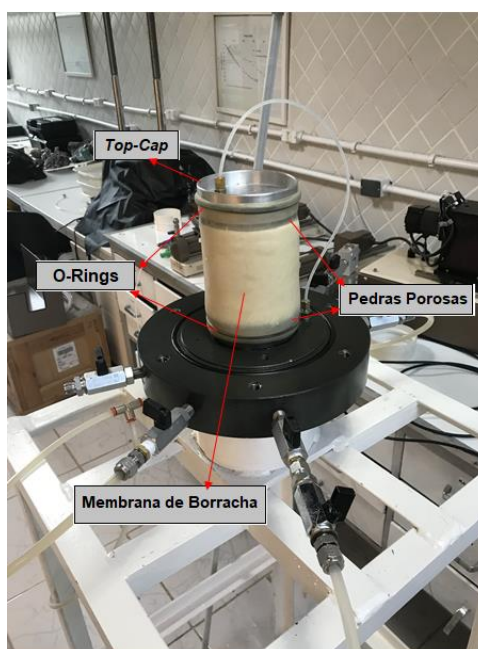


Figura 74 – Procedimentos finais da preparação do ensaio

3.7 Procedimento experimental

As etapas do procedimento experimental estão detalhadamente explicadas nos itens subsequentes. A Tabela 10 resume os procedimentos realizados durante os ensaios. Nesta tabela são mostradas as etapas que foram programadas no *software GDS Lab*, além das funções estipuladas para cada um dos controladores. Percebe-se, por exemplo, que a etapa “Expansão de Membrana Interna” foi efetuada em condições não drenadas, pois o controlador 2 (controlador da contrapressão, o qual controla a drenagem da amostra) foi mantido com a função “manter volume”.

Tabela 10 – Procedimento experimental executado no *GDS Lab*

Estágio do Ensaio	Controlador 3 (kPa)	Controlador 2 (kPa)	Controlador 1 (kPa)
Saturação	<i>Ramp</i> (200)	<i>Ramp</i> (195)	Manter Volume
Adensamento Hidrostático	Pressão Cte. (245)	Pressão Cte. (195)	Manter Volume
Expansão da Membrana Int.	Pressão Cte. (245)	Manter Volume	<i>Ramp</i>
Adensamento Pós-Expansão	Pressão Cte. (245)	Pressão Cte. (195)	Manter Volume
Nova Compressão Hidrostática	Pressão Cte. (295)	Pressão Cte. (195)	Manter Volume

3.7.1 Saturação das amostras

A saturação de amostras de solo é necessária para fornecer medições confiáveis de variação de volume e poropressão. Em ensaios drenados, a variação de volume é medida por meio da quantidade de água que entra ou sai do corpo de prova saturado. Em ensaios não drenados, a condição de não ocorrer variação de volume vai depender se a amostra estiver totalmente saturada (Lade, 2016).

As amostras foram saturadas por meio da aplicação de percolação de água e de contrapressão. Primeiramente, realizou-se o processo de percolação, no qual a água é introduzida pela linha de drenagem inferior e deixada penetrar através do corpo de prova sob um gradiente hidráulico, enquanto o ar é expulso pela linha de drenagem superior, como pode ser visto na Figura 75. Segundo Lade (2016) a saturação completa de solos de granulometria fina raramente é alcançada pelo método de

percolação de água, por este motivo optou-se por utilizar também o método da contrapressão.

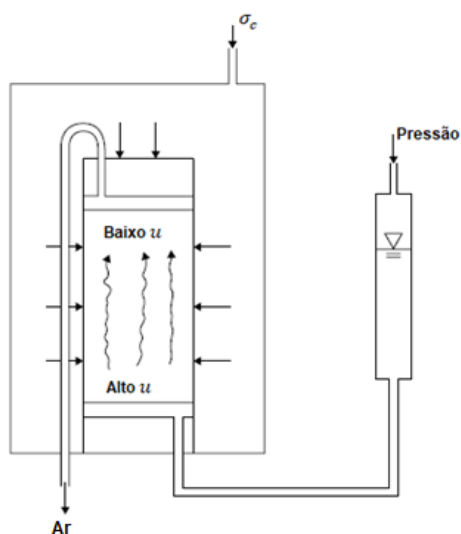


Figura 75 – Esquema de saturação da amostra por percolação de água, expulsando ar pela linha de drenagem do topo (Adaptado de Lade, 2016)

O processo de saturação de amostras por contrapressão tem sido amplamente utilizado (Lade, 2016). O conceito básico de saturação por este método se baseia em aplicar uma pressão suficientemente alta ao fluido para fazer com que o ar dos poros da amostra se dissolva completamente na água. Simultaneamente, a pressão confinante é elevada com o intuito de se gerar pequenas variações de tensão efetiva na amostra.

Este método foi utilizado através da opção “*Saturation Ramp*” disponível no software *GDS Lab*. Esta opção permite aumentar ou diminuir independentemente a pressão confinante e a contrapressão. O “*Saturation Ramp*” é usado para alterar constantemente as pressões no sistema (durante um tempo determinado pelo usuário), buscando manter uma tensão efetiva constante ou uma mudança para uma tensão efetiva desejada (GDS, 2012).

O grau de saturação foi verificado por meio da medição do parâmetro B , que foi definido por Skempton (1954) segundo a equação:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (28)$$

Onde: $\Delta\sigma_3$ = variação imposta na pressão confinante e, Δu = mudança resultante na poropressão obtida sob condições de compressão isotrópica não drenada.

Segundo Head (1998) para solos moles 100% saturados o valor de B é próximo de 1,0, porém para obter 97% de saturação o valor de B é igual 0,95. Portanto, a premissa de saturação geralmente aceita ($B = 0,95$) pode ser facilmente atingida para solos moles, porém isto pode não ser suficiente para justificar a suposição da amostra estar totalmente saturada. Nos ensaios executados, foram encontrados valores do parâmetro B variando na faixa entre 0,98 e 0,99, garantindo que as amostras se encontravam satisfatoriamente saturadas.

Para obter a saturação do corpo de prova foram atribuídos os valores alvo de 200 kPa para a pressão confinante (σ_3) e 195 kPa para a contrapressão, que deveriam ser atingidos em até 25 minutos. A tensão efetiva (σ') foi mantida constante (10 kPa).

3.7.2 Adensamento Inicial Hidrostático

Após a saturação, iniciou-se o processo de adensamento hidrostático. A pressão confinante foi aumentada para um valor predeterminado ($\sigma_3 = 245 \text{ kPa}$), enquanto a contrapressão foi mantida constante ($u = 195 \text{ kPa}$) e as válvulas de drenagem foram abertas. A tensão efetiva ($\sigma' = 50 \text{ kPa}$) obtida antes do estágio de injeção foi a mesma em todos os ensaios realizados. Por meio da curva volume x tempo foi possível deduzir o coeficiente de adensamento vertical (c_v) (em função das condições de drenagem – drenagem combinada), como pode ser visto na Figura 76.

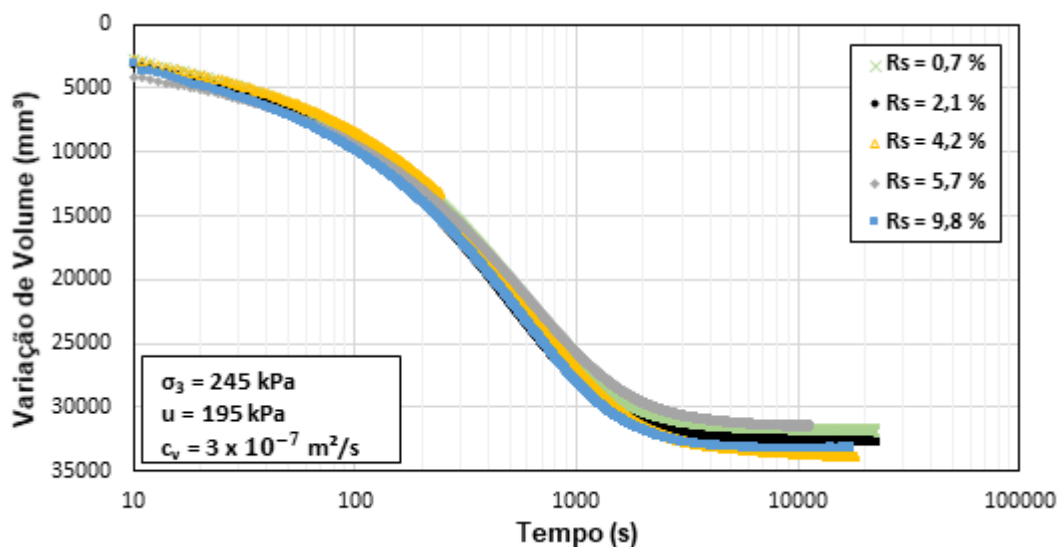


Figura 76 –Variação de volume das amostras durante a etapa de Adensamento Inicial

A Figura 76 apresenta a variação de volume do corpo de prova na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa) para todos os ensaios executados. Percebe-se que as curvas praticamente se sobrepõem, comprovando que a fabricação das amostras manteve o procedimento, além de terem adensado o mesmo volume.

A curva que representa o ensaio com R_s de 4,2 % (ensaio 7) apresentou uma descontinuidade devido a uma queda de energia. Neste momento os controladores apresentaram uma pequena queda na pressão que em sequência foi recuperada, fazendo com que a curva retornasse ao caminho desejado.

O c_v estimado foi de $3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, e como o caulim utilizado já havia sido adensando oedometricamente a 50 kPa, o adensamento hidrostático ocorreu em poucas horas. Esta etapa durou aproximadamente 6 horas.

3.7.3 Expansão da Membrana Interna

Neste estágio a membrana de látex foi expandida em condições não drenadas (controlador da contrapressão na opção manter volume), por meio da injeção de água deaerada. Durante a injeção a pressão confinante foi mantida constante ($\sigma_3 = 245 \text{ kPa}$). Foi utilizada a opção “Ramp” do controlador da GDS, que permite a injeção

de uma determinada quantidade de volume durante um tempo estabelecido. Como esse estágio foi efetuado sem que fosse permitido ocorrer drenagem, no momento que a membrana começou a expandir e comprimir o solo ao redor, verificava-se um aumento instantâneo da poropressão. Durante esta etapa eram monitoradas a pressão e o volume de injeção, o excesso da poropressão e o volume da amostra. Em função do volume expandido dentro da membrana, calculou-se a Razão de Substituição ($R_s = V_g/V_{aa}$), onde V_g é o volume expandido e V_{aa} é o volume da amostra após adensamento hidrostático.

Ao longo desta etapa notou-se uma pequena deformação horizontal (embarrigamento) do corpo de prova, decorrente da expansão da membrana. É evidente que nos ensaios onde menores volumes foram injetados este embarrigamento foi imperceptível, como mostrado na Figura 77.

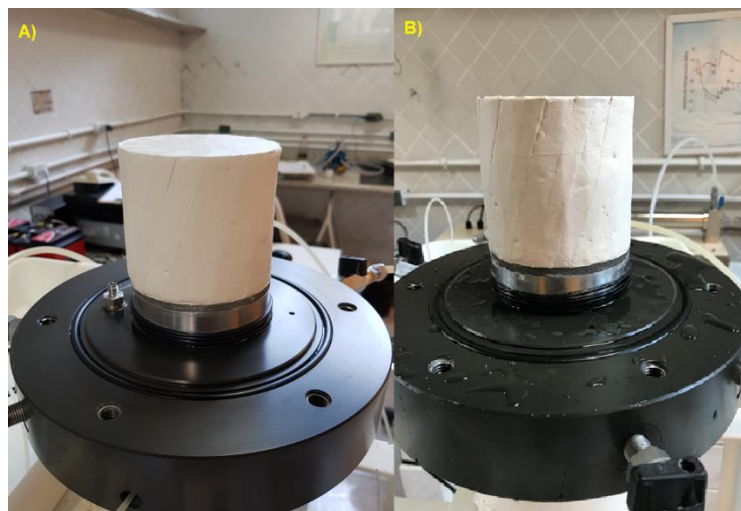


Figura 77– Deformação do corpo de prova – A) $R_s = 0,7\%$ B) $R_s = 5,7\%$

Quando foi utilizada uma razão de substituição de 9,8 %, fraturas ocorreram no topo do corpo de prova no momento da retirada do *top-cap*, pedra porosa e papel filtro (Figura 78). Acredita-se que este rompimento ocorreu devido a uma maior concentração de tensões no topo do corpo de prova em função da expansão de uma quantidade maior de volume (70.000 mm^3), ocasionando no momento da remoção do conjunto *top-cap*, pedra porosa e papel filtro um alívio de tensões. Considera-se que caso a amostra fosse liberada pela sua parte inferior, as fraturas ocorreriam na base do corpo de prova.



Figura 78 – Fraturas no topo do corpo de prova no momento da retirada do *top - cap*, pedra porosa e papel filtro ($R_s = 9,8\%$)

3.7.4 Adensamento Pós-Expansão

Após o término do estágio de expansão, uma nova etapa de adensamento tinha início. Todo excesso de poropressão gerado durante a etapa anterior era dissipado, até atingir o valor final da contrapressão do primeiro do estágio de adensamento. A pressão confinante e a contrapressão são mantidas constantes, enquanto o controlador da injeção é colocado na opção “manter volume”. Devido ao processo de adensamento pós-expansão, pode-se deduzir o parâmetro potencial de adensamento (λ_c) e também o coeficiente de adensamento vertical pós expansão (c_{vp}), como será visto no Capítulo 4. Como explicado anteriormente, esse parâmetro equivale à relação entre a variação de volume devido ao adensamento e o volume expandido (V_g). Esta etapa teve duração de aproximadamente 12 horas.

3.7.5 Nova Compressão Hidrostática

Por último foi realizada uma nova compressão hidrostática no corpo de prova, simulando a execução de um carregamento no solo tratado. A pressão confinante é aumentada até um valor predeterminado ($\sigma_3 = 295 \text{ kPa}$) enquanto a contrapressão é mantida constante. Durante esta etapa a drenagem é permitida, e dessa forma, ocorre um acréscimo de tensão efetiva ($\sigma' = 100 \text{ kPa}$) na amostra. O controlador da expansão permanece na opção “manter volume”, garantindo que a membrana conserve o mesmo volume da etapa “expansão da membrana interna”. Este carregamento foi realizado para investigar como seria o comportamento da curva no gráfico índice de vazios pela tensão efetiva após as expansões (Capítulo 4). Esta etapa durou em torno de 24 horas.

3.7.6 Pós-ensaios

Finalizados os ensaios, a amostra foi seccionada para visualização do formato das expansões e para medição do diâmetro dos balões (D_b) (Figura 79). No Anexo A, são apresentadas fotos exibindo os bulbos no interior do corpo de prova. Na Tabela 11 são apresentados os diâmetros medidos após os ensaios. A umidade também foi medida em vários pontos do corpo de prova, com intuito de verificar sua variação ao final dos ensaios.

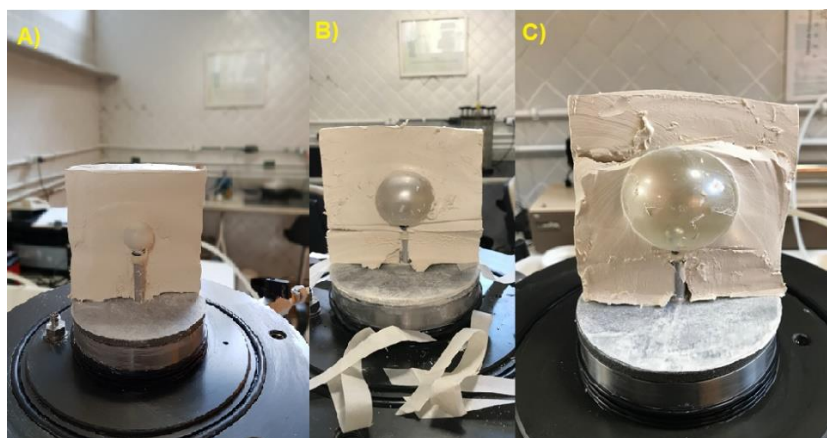


Figura 79 – Formato dos balões no interior do corpo de prova. A) $R_s = 0,7 \%$; B) $R_s = 4,2 \%$ e C) $R_s = 9,8 \%$

Tabela 11 – Diâmetro dos balões medidos após ensaio

R_s (%)	Volume Expandido (mm ³)	D_b (mm)
4,2	30.000	36,0
5,7	41.000	40,5
9,8	70.000	51,5
2,1	15.000	31,5
0,7	5.000	20,3

3.8 Correção de dados

3.8.1 Pressão de expansão

Durante a etapa de expansão, a pressão da membrana precisa, em um primeiro momento, vencer a pressão confinante aplicada à amostra somado a um valor relacionado a sua própria resistência. Foram realizados diversos ensaios de calibração sob pressão atmosférica onde notou-se que no início a membrana apresenta um pico (66 kPa) seguido de uma queda brusca de pressão e após um certo tempo, um novo aumento de pressão (Figura 80). Este comportamento é comum na relação tensão x deformação de polímeros (Poliestireno de Alto Impacto – HIPS). Os ensaios de calibração foram realizados sob a mesma velocidade empregada nos ensaios triaxiais (83,3mm³/s) e expandindo o maior volume utilizado nas análises (70.000 mm³). Esta curva de correção foi descontada dos valores da pressão de expansão obtida nos ensaios, com intuito de considerar a resistência da membrana interna de látex.

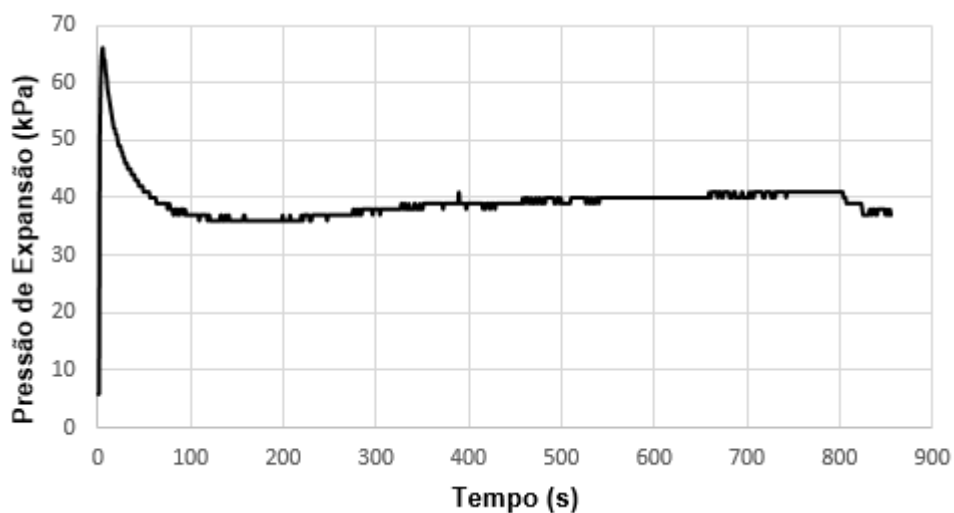


Figura 80 – Curva de correção da pressão de expansão - Ensaio de calibração de membrana interna

A queda de pressão ocorrida na etapa final do ensaio (a partir dos 800 segundos) foi em função da movimentação de um dos *o-rings* que prendiam a membrana. Apesar da utilização de três destes, o volume expandido foi alto e capaz de empurrar um dos *o-rings* para cima do outro. Esta queda não foi considerada na correção da pressão de expansão, utilizando para este trecho os valores estabilizados anteriormente (41 kPa).

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Introdução

O presente capítulo apresenta e discute os resultados de cinco ensaios de Expansão de Membrana Interna realizados em amostras de caulim, bem como suas análises. O objetivo principal destes ensaios foi avaliar o comportamento do caulim durante e após a expansão de cavidade, em condições semelhantes ao do Geoenrijecimento em solos argilosos saturados, e também estimar parâmetros utilizados na metodologia de cálculo da técnica. Nos ensaios foi investigado o efeito da Razão de Substituição (R_s) no potencial de adensamento (λ_c) e na compressibilidade da amostra.

Durante a expansão do balão, em condições não drenadas, a pressão e o volume de expansão, além do excesso de poropressão gerado, foram registrados. Após as expansões foram monitoradas as variações de volume na amostra assim como a dissipação das poropressões geradas anteriormente.

Os corpos de prova após moldados apresentavam as seguintes dimensões: 92 mm de altura e 101,7 mm de diâmetro. Vale ressaltar que estas dimensões foram estabelecidas para que a membrana fosse expandida exatamente no centro do corpo de prova (46 mm).

Tendo em vista que a escala dos modelos ensaiados no laboratório e as condições iniciais de tensão são diferentes da escala real e das condições de campo, os resultados dos ensaios podem não ser extrapolados de forma exata e direta para o campo. Apesar disto, o comportamento fundamental da técnica é bem representado pelos ensaios de Expansão de Membrana Interna.

4.2 Pressão e volume de expansão

O comportamento de uma expansão de cavidade perfeita funciona de forma que a pressão aumenta continuamente até atingir a pressão limite. Após alcançar o

pico (pressão limite), a pressão se mantém constante mesmo com o aumento do volume expandido. Porém este comportamento não foi encontrado nos ensaios, como pode ser observado na Figura 81. O gráfico apresenta a pressão normalizada, relação entre a pressão de expansão e a tensão confinante, e no eixo das abscissas o volume injetado dentro da membrana interna, neste caso de 70.000 mm³.

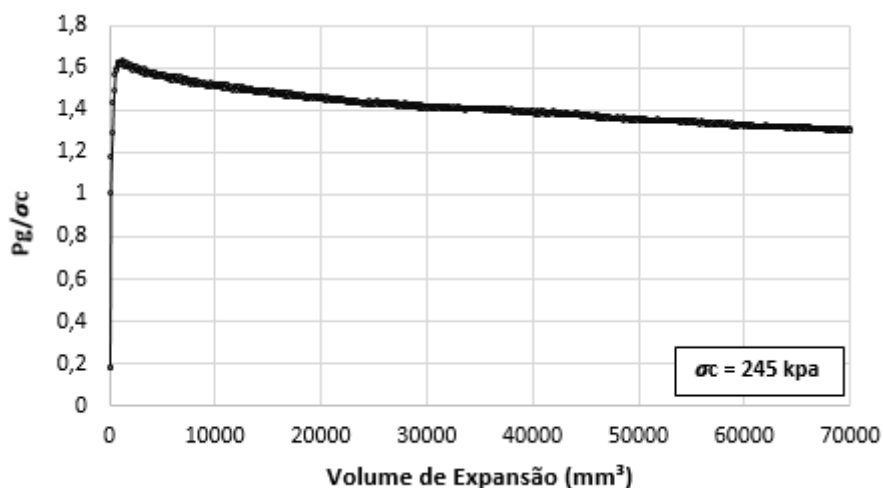


Figura 81 – Pressão de expansão normalizada versus volume de expansão

Nota-se que a pressão aumenta com o volume expandido até atingir a pressão de pico. Após este ponto, aumentando o volume injetado na cavidade, a pressão de expansão apresenta uma queda. Este comportamento já havia sido observado por Au (2001) (Figura 82). O autor atribuiu este fenômeno a possíveis fraturas secas invisíveis formadas devido à expansão da cavidade, as quais mudariam as condições de tensão em volta do bulbo, resultando em uma queda de pressão. Acredita-se que outra possibilidade para este fenômeno, seria que balão iniciaria como uma expansão de cavidade, porém rapidamente atingiria a condição de ruptura do solo, causando a queda da pressão (El-Kelesh *et al.*, 2001). Um terceiro motivo para o fenômeno pode estar relacionado com a relaxação de tensões.

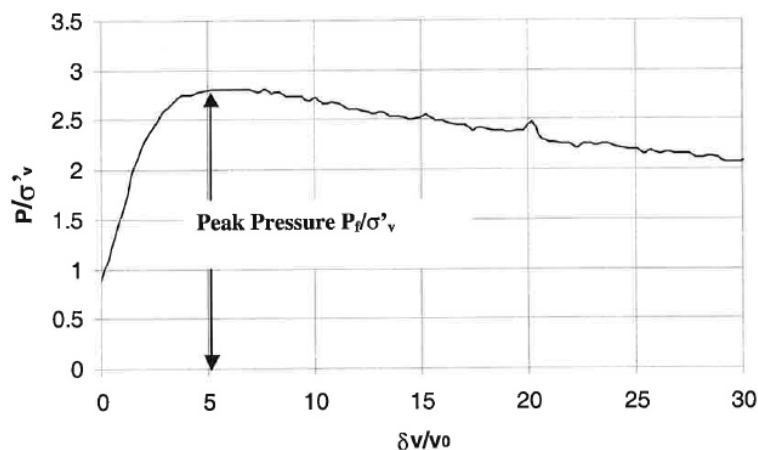


Figura 82 – Curva pressão de expansão versus volume de expansão (Au, 2001)

4.3 Efeito da Razão de Substituição

Esta seção se concentra principalmente em como as diferentes razões de substituição influenciam no parâmetro potencial de adensamento (λ_c), na geração de excesso de poropressão (Δu), e na pressão de expansão (P_g). A taxa de injeção foi fixada em 83,3 mm³/s e os volumes expandidos foram 5.000 mm³, 15.000 mm³, 30.000 mm³, 41.000 mm³ e 70.000 mm³, representando respectivamente, as Razões de Substituição de 0,7 %; 2,1 %; 4,2 %; 5,7 % e 9,8 %, conforme mostrado na Tabela 7 (Capítulo 3).

Como as etapas de saturação das amostras e do Adensamento Inicial Hidrostático foram explicados no capítulo anterior, nas próximas seções serão apresentadas as etapas: Expansão da Membrana Interna (Etapa 3), Adensamento Pós-Expansão (Etapa 4) e Nova Compressão Hidrostática (Etapa 5).

4.3.1 Etapa 3 - Expansão da Membrana Interna

Como explicado anteriormente esta etapa foi realizada em condições não drenadas. Durante a expansão do balão foi gerado excesso de poropressão. Foram

também monitoradas as pressões de expansão para avaliar se sua magnitude estaria relacionada à quantidade de volume injetado.

Durante a expansão do balão, constatou-se que a quantidade de volume expandido condizia com a quantidade de água que retornava para o controlador da câmara (controlador 3), já que a drenagem da amostra não era permitida.

A Figura 83 apresenta as curvas de pressão de expansão corrigidas (P_{gc}) em função do tempo normalizado (tempo de ensaio / tempo final do ensaio). Como explicado no Capítulo 3, a pressão de expansão foi corrigida para considerar a resistência imposta pelo balão. Percebe-se que as curvas apresentam comportamento similar, atingindo o pico de pressão no mesmo momento. Diferenciam-se em função da queda de pressão, já que nos ensaios de maior volume expandido é necessário mais tempo para concluir a etapa.

Durante esta etapa, no ensaio 8 ($R_s = 5,7\%$), o controlador apresentou um erro em seu sistema resultando em alguns segundos sem computar os dados, e por isto um pequeno trecho da sua curva não está exibido. Após reestabelecido o sistema, o ensaio seguiu normalmente.

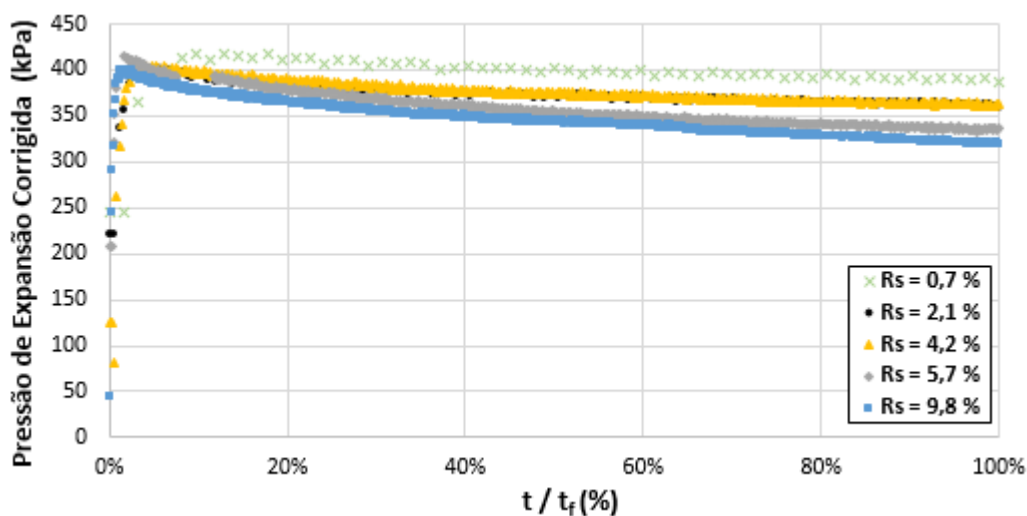


Figura 83 – Comportamento da pressão de expansão a diferentes R_s na etapa Expansão da Membrana Interna

Este comportamento revela que a pressão limite independe da quantidade de volume expandido e, para o solo utilizado neste estudo, apresentou a magnitude exibida na Tabela 12. O desempenho destes ensaios reitera que a fabricação dos balões foi padronizada, apresentando resultados similares. No ensaio que foi utilizado

R_s igual a 9,8 % o pico de pressão atingiu 401 kPa, enquanto que nos ensaios com R_s iguais a 5,7 % e 0,7 % a pressão limite foi 415 kPa e 418 kPa respectivamente.

Tabela 12 – Magnitude das pressões limite nos ensaios

R_s (%)	V_g (mm ³)	P_{gc} (kPa)
0,7	5.000	418
2,1	15.000	402
4,2	30.000	405
5,7	41.000	415
9,8	70.000	401

Em relação ao excesso de poropressão notou-se um aumento com maiores volumes expandidos, embora a magnitude desta variação tenha sido baixa (Figura 84). A Tabela 13 apresenta os valores máximos do excesso de poropressão obtidos. Verifica-se que para a maioria dos ensaios o excesso de poropressão foi aproximadamente 40 % (em torno de 20 kPa) do valor da tensão efetiva (50 kPa), porém, para o ensaio com R_s igual a 0,7 % foi aproximadamente 20 % da tensão efetiva.

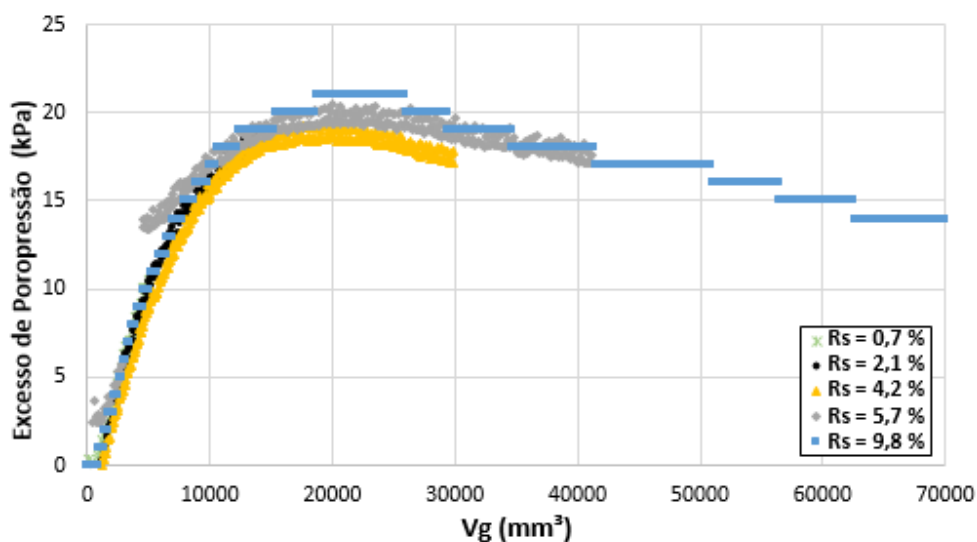


Figura 84 – Comportamento do excesso de poropressão a diferentes R_s na etapa Expansão da Membrana Interna

Tabela 13 – Magnitude do excesso de poropressão máximo nos ensaios

R_s (%)	V_g (mm ³)	$\Delta u_{m\acute{a}x}$ (kPa)
0,7	5.000	10,5
2,1	15.000	19,1
4,2	30.000	19,3
5,7	41.000	20,5
9,8	70.000	21,0

$\Delta u_{m\acute{a}x}$ = Excesso de poropressão máximo;

A curva do excesso de poropressão Δu apresentou um comportamento peculiar, pois existe certo volume que representa um ponto de pico do excesso de poropressão que não se mantém quando este volume é excedido. Percebe-se que o Δu cresce durante a expansão do balão até atingir um pico ($\Delta u_{m\acute{a}x}$), e após este ponto, apresenta uma queda de pressão. Este comportamento foi encontrado nos ensaios que expandiram 30.000 mm³, 41.000 mm³ e 70.000 mm³, como pode ser visto na Figura 84.

No ensaio realizado com 15.000 mm³ a curva aparenta estar se aproximando do pico do excesso de poropressão, porém devido ao menor volume e conseqüentemente menor tempo para expansão, isto não pode ser confirmado. Quando efetuado o ensaio com 5.000 mm³ o tempo necessário para esta etapa foi muito curto. Logo, se percebe que o excesso de poropressão não alcançou seu ápice, atingindo, neste caso, um valor máximo de 10,5 kPa (Figura 84).

Como explicado anteriormente, durante o ensaio 8 ($R_s = 5,7$ %) o controlador apresentou um erro, e por isto um trecho da curva não exibiu os dados computados. Porém, isto não impediu a análise do comportamento das poropressões, visto que o acontecimento ocorreu no início do ensaio. No Anexo B é apresentado o gráfico do excesso de poropressão em função do tempo de ensaio normalizado. O comportamento do pico do excesso de poropressão, para certo volume, não fica evidenciado em função da normalização do tempo (Figura 92), porém torna-se mais fácil a visualização do desenvolvimento das poropressões ao longo da etapa.

4.3.2 Etapa 4 - Adensamento Pós-Expansão

Nesta fase do ensaio a drenagem foi permitida, logo todo o excesso de poropressão gerado na etapa anterior foi dissipado. Desta maneira foi possível estimar o potencial de adensamento (λ_c) e o coeficiente de adensamento vertical pós expansão (c_{vp}). A pressão confinante e a contrapressão foram mantidas constantes, mantendo a tensão efetiva igual a 50 kPa.

A Figura 85 apresenta a variação de volume das amostras ao longo do tempo. Nota-se que esta variação não segue um comportamento padrão. O ensaio com R_s igual a 2,1 % foi o que adensou mais (aproximadamente 6.400 mm³), enquanto que o ensaio com R_s igual a 0,7 % apresentou a menor variação de volume (aproximadamente 4.000 mm³). O coeficiente de adensamento vertical estimado para esta etapa foi igual a 4×10^{-7} m²/s, para todas as amostras, comprovando que este parâmetro praticamente não alterou em relação ao adensamento inicial da amostra ($c_v = 3 \times 10^{-7}$ m²/s).

A curva do ensaio com R_s igual a 4,2 % apresenta uma descontinuidade (Figura 85) em função da queda de energia. Este mesmo problema havia ocorrido na etapa Adensamento Inicial.

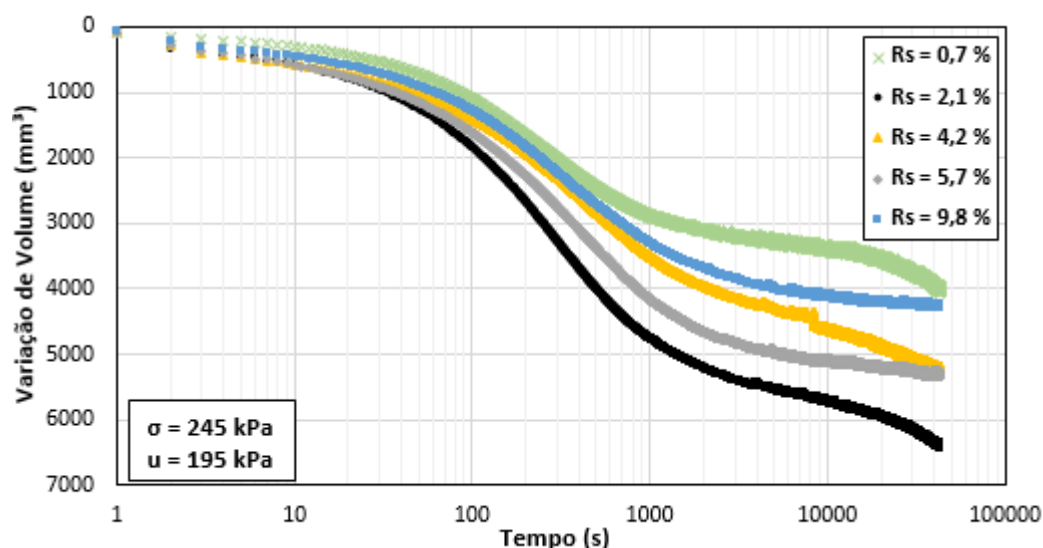


Figura 85 – Variação de volume das amostras durante a etapa Adensamento Pós-Expansão

Identifica-se que nos dois ensaios que utilizaram maiores R_s , iguais a 9,8 % e 5,7 %, as curvas ao final da etapa estabilizaram. Este comportamento não ocorreu

nos ensaios com menores volumes expandidos. Menores bulbos continuaram a apresentar uma variação de volume, mesmo após as 12 horas estabelecidas para esta etapa. Novos estudos devem ser efetuados para buscar uma melhor compreensão deste comportamento.

Os resultados dessa etapa são apresentados na Tabela 14. O potencial de adensamento (λ_c) foi estimado a partir da razão entre a variação de volume e o volume de expansão do balão. Nesta mesma tabela são exibidos os valores da deformação volumétrica obtidos a partir da Equação 8 ($\epsilon_{vol} = \lambda_c \times R_s$).

Tabela 14 – Resultados da etapa Adensamento Pós-Expansão

R_s (%)	V_g (mm ³)	ΔV (mm ³)	λ_c	ϵ_{vol} (%)
0,7	5.000	4.032	0,81	0,57
2,1	15.000	6.430	0,43	0,90
4,2	30.000	5.260	0,18	0,76
5,7	41.000	5.340	0,13	0,74
9,8	70.000	4.290	0,06	0,59

Quanto maior o volume expandido, ou seja maiores R_s , menores foram os valores encontrados para o potencial de adensamento, como visto na Figura 86. E inversamente, menores R_s foram responsáveis por valores maiores de λ_c . Esse comportamento já havia sido constatado por Komiya *et al.* (2001). No ensaio que a menor razão de substituição (0,7 %) foi utilizada, λ_c alcançou valores de aproximadamente 0,81, enquanto que no ensaio com R_s foi igual a 9,8 %, λ_c atingiu valores de apenas 0,06. Analisando a curva da Figura 86. acredita-se que caso sejam realizados ensaios com R_s ainda menores (por exemplo: 0,1 %), o potencial de adensamento irá atingir valores próximos a 1.

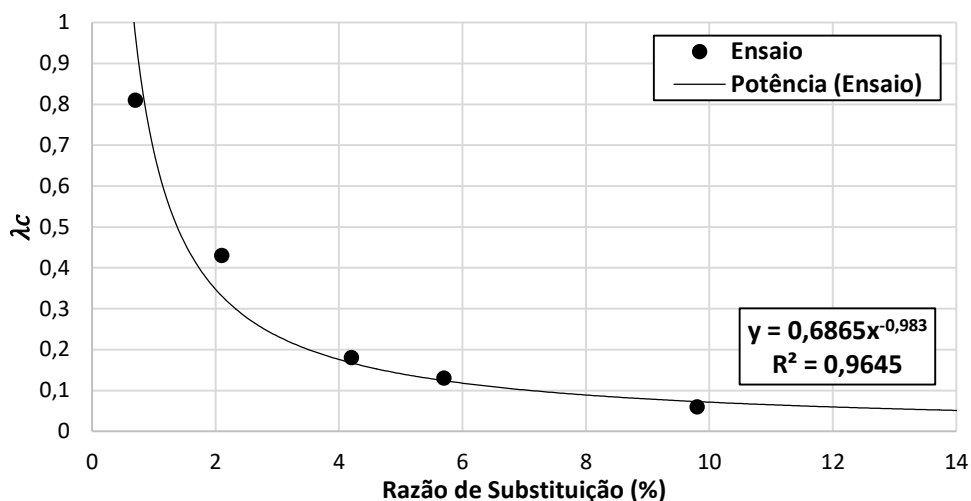


Figura 86 – Comportamento do potencial de adensamento (λ_c) em função da razão de substituição (R_s)

Na Figura 86 é apresentada a linha de tendência (função potência) que melhor se adaptou com os resultados encontrados nos ensaios. A partir desta curva torna-se possível, para este caulim, estimar um λ_c aproximado, em função de outra razão de substituição desejada.

No entanto, os valores de λ_c não podem ser utilizados unicamente para avaliar a eficiência da técnica. Por se tratar de uma razão entre a variação de volume e o volume expandido, maiores valores de λ_c podem não representar a melhor opção a ser adotada. Neste sentido, a Figura 87 apresenta no eixo das ordenadas à variação de volume nesta etapa, enquanto que no eixo das abscissas o volume expandido.

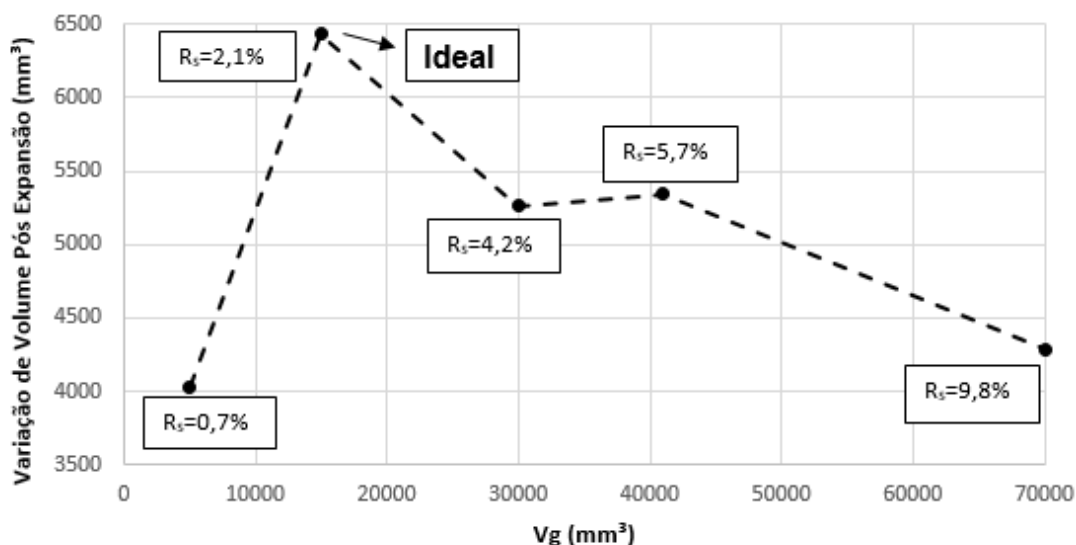


Figura 87 – Variação de volume pós-expansão x volume expandido

Nota-se que a maior variação de volume (6.430 mm^3) foi encontrada no ensaio com R_s igual a 2,1 %, enquanto que no ensaio com R_s igual 0,7 % foi encontrada a menor variação de volume (4.032 mm^3). Assim, pode-se concluir que menores expansões apesar de gerarem maiores λ_c não foram capazes de proporcionar maior adensamento pós-expansão. Para o material estudado, o ensaio com R_s igual a 2,1 %, o qual apresentou λ_c igual a 0,43, representou o volume ideal de expansão, pois foi o que conseguiu gerar maiores variações de volume, com menores quantidades de volume expandidas.

Obviamente a magnitude do potencial de adensamento tem alta dependência das características do solo que está sendo estudado, já que este é um parâmetro estimado a partir do adensamento do material após a expansão da membrana interna. Foram realizados ensaios piloto (para testar os equipamentos e o procedimento do ensaio) com outro tipo de caulim que possuía $w_l = 67 \%$, $G_s = 2,607$ e $c_v = 7 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

A Figura 88 apresenta os valores de λ_c estimados nos ensaios piloto realizados com 30.000 mm^3 (R_s aproximadamente igual a 4,0 %) e 70.000 mm^3 (R_s aproximadamente igual a 9,0 %), respectivamente. Nota-se que os valores encontrados foram consideravelmente maiores para ambos os casos, comprovando a dependência deste valor com as características do solo ensaiado. No Anexo C são apresentadas algumas fotos da deformação do corpo de prova no ensaio piloto realizado com 70.000 mm^3 .

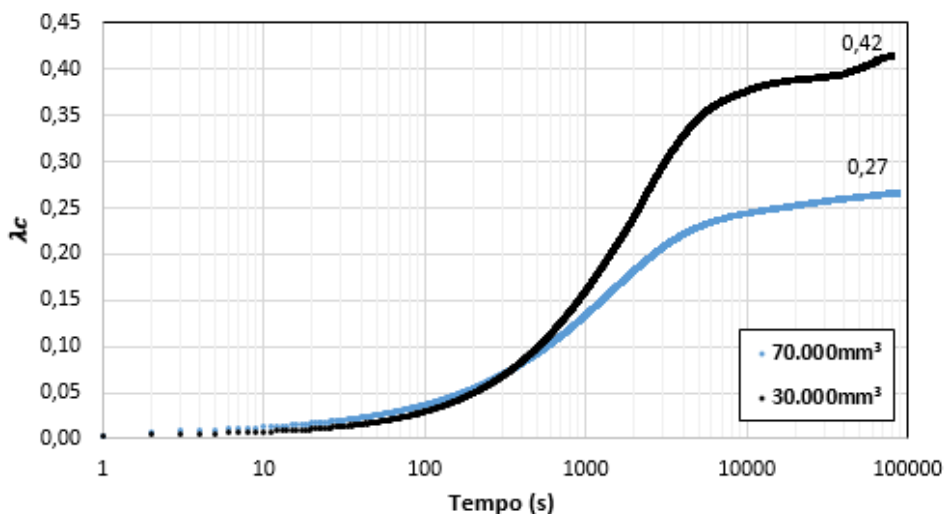


Figura 88 – λ_c dos ensaios piloto - amostras normalmente adensadas

4.3.3 Etapa 5 - Nova Compressão Hidrostática

Como última etapa dos ensaios foi realizada uma nova compressão hidrostática no corpo de prova com intuito de simular um carregamento após o melhoramento do solo. Desta forma, a pressão confinante foi aumentada para 295 kPa e a contrapressão foi mantida constante e igual a 195 kPa. Logo, nesta etapa, a amostra estava sob tensão efetiva igual a 100 kPa.

A Figura 89 apresenta a variação de volume dos ensaios ao longo do tempo, que nesta etapa foi de 24 horas. O ensaio realizado com R_s igual a 5,7% teve duração de aproximadamente 16 horas, decorrente da longa falta de energia, logo considera-se os resultados até o seu término. O coeficiente de adensamento vertical não alterou em relação à etapa anterior sendo igual a $4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

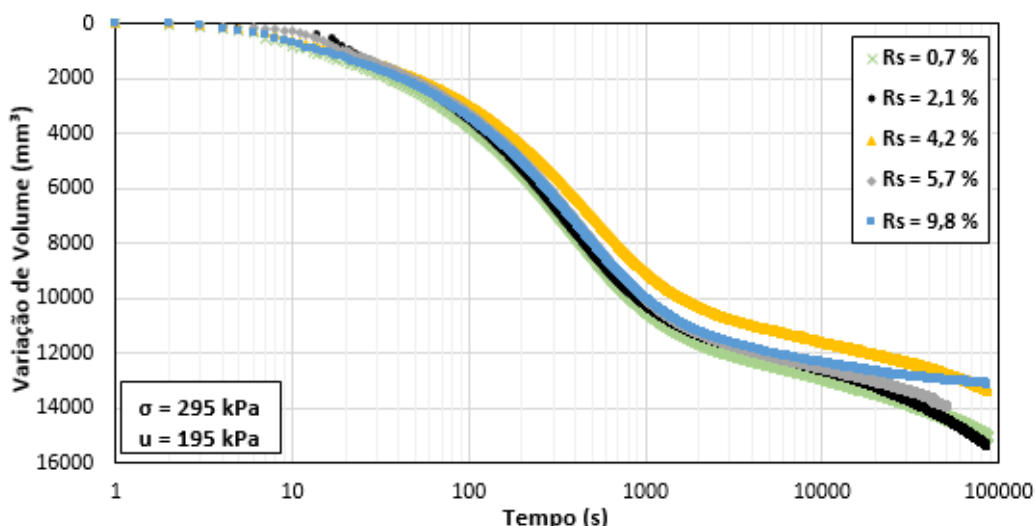


Figura 89 - Variação de volume ao longo do tempo na etapa Nova Compressão Hidrostática

Observa-se também a partir da Figura 89 que o mesmo comportamento que ocorreu na etapa Adensamento Pós-Expansão se repete. Novamente, quando menores volumes foram expandidos, a variação de volume não estabilizou ao final do ensaio. Porém, a curva que representa a R_s igual a 9,8 % mostrou estabilizar ao final da etapa. Por não ter completado as 24 horas, não pode-se concluir o comportamento final do ensaio com R_s igual a 5,7 %.

O ensaio com R_s igual a 2,1 % foi o que apresentou a maior variação de volume (15.408 mm³), enquanto que os ensaios com R_s igual a 9,8 % e 4,2 % demonstraram o menor adensamento, 13.078 mm³ e 13.356 mm³ respectivamente. Porém, como dito anteriormente, apenas a curva com R_s igual a 9,8 % estabilizou, já a curva com R_s igual a 4,2 % ainda aparenta apresentar variação de volume.

A Tabela 15 apresenta a deformação volumétrica do corpo de prova nesta etapa, que no caso representa o volume de solo mais o volume do balão. O que se espera nesta etapa é que após o melhoramento do solo, menores deformações sejam apresentadas decorrente do carregamento imposto. Neste sentido, o ensaio que utilizou R_s igual a 9,8 % foi o que desempenhou melhor esta função. Percebe-se que, apesar das variações, todas as deformações foram bem próximas para todos os ensaios. Desta forma, apesar do ensaio com R_s igual a 9,8% ter apresentado menores deformações, pouca vantagem foi observada, e assim considera-se que mesmo os ensaios executados com menores expansões providenciaram igual melhoramento quando efetuado um novo carregamento no corpo de prova.

Tabela 15 - Deformação volumétrica do corpo de prova - etapa Nova Compressão Hidrostática

R_s (%)	V_{solo} (mm ³)	V_g (mm ³)	V_{CP} (mm ³)	ΔV (mm ³)	ϵ_{solo} (%)	ϵ_{CP} (%)
0,7	711.399	5.000	716.399	15.059	2,12	2,10
2,1	708.187	15.000	723.187	15.408	2,18	2,13
4,2	708.213	30.000	738.213	13.356	1,89	1,81
5,7	710.594	41.000	751.594	13.930	1,96	1,85
9,8	709.889	70.000	779.889	13.078	1,84	1,68

V_{solo} = volume de solo (caulim), somente;

V_{CP} = volume do corpo de prova, $V_{\text{solo}}+V_g$

Nesta etapa foi analisado também como seria o comportamento da curva e x $\log \sigma'$ após as expansões. Para cada ensaio existem 5 pontos referentes a cada etapa, como mostrado na Figura 90. No primeiro ponto (a) tem-se o índice de vazios inicial da amostra (e_0) que foi calculado a partir da Equação 29, para a condição de $S = 100$ %:

$$S e_0 = G_s w \quad (29)$$

Onde: S = grau de saturação.

O segundo ponto (b) representa a etapa de adensamento inicial (50 kPa). No terceiro ponto (c), a tensão efetiva diminui (caminha horizontalmente para esquerda) devido à expansão do balão que foi executada em condições não drenadas, gerando excesso de poropressão. Como foram expandidos diferentes volumes, a diminuição da tensão efetiva não foi igual para todos os ensaios, porém foi bem próxima devido a maioria dos ensaios ter apresentado excesso de poropressão máximo em torno de 20 kPa. O ponto (d) representa a abertura da drenagem na etapa chamada de Adensamento Pós-Expansão. Nesta etapa a tensão efetiva volta a atingir os 50 kPa da primeira fase de adensamento do ensaio. E por último, o ponto (e) representa o novo carregamento (100 kPa) ao qual o corpo de prova foi solicitado (Figura 90).

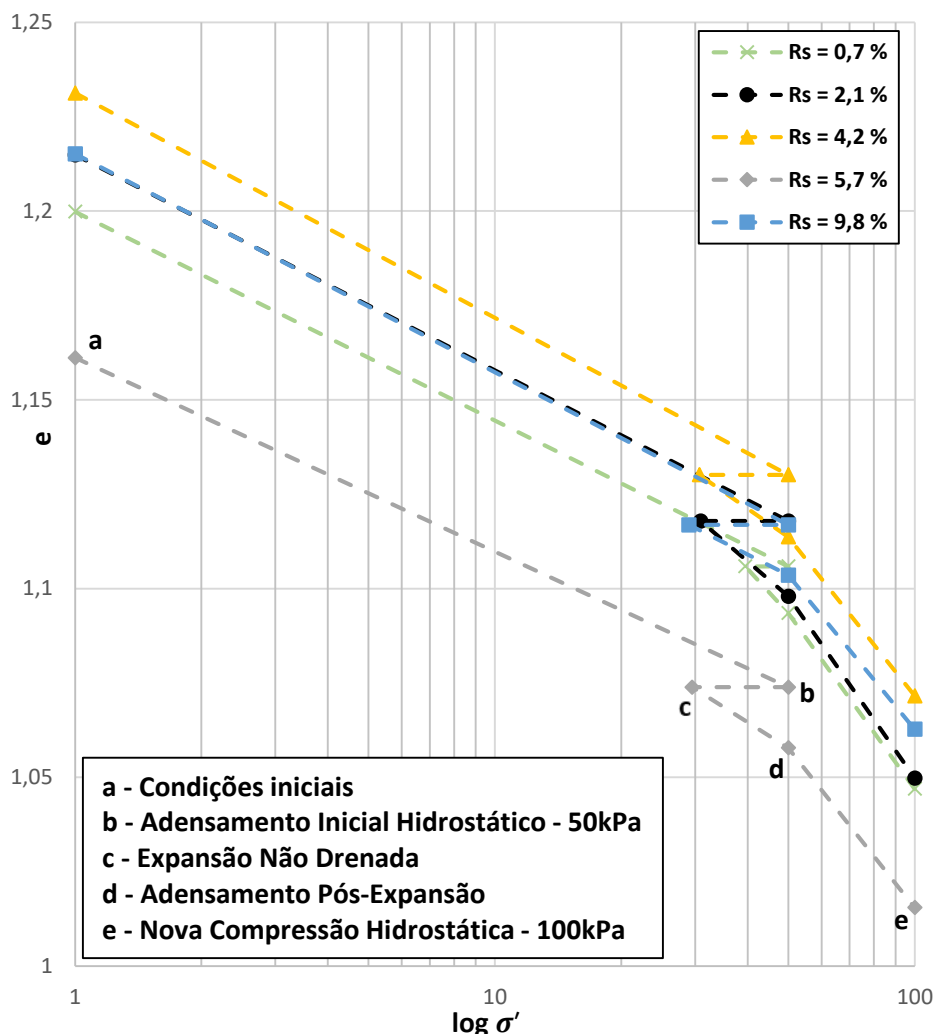


Figura 90 – Curva e x $\log \sigma'$ ao fim das 24 horas de ensaio

A Figura 90 apresenta a curva e x $\log \sigma'$ ao fim das 24 horas de ensaio. Repare-se que as amostras apresentaram e_0 semelhantes, e que apenas quando utilizado R_s igual a 5,7% obteve um valor menor ($e_0 = 1,16$). Isto pode ter ocorrido pelo processo de fabricação desta amostra. Durante a semana de preparação da amostra na prensa edométrica, ocorreram fortes chuvas que causaram a falta de energia durante 3 dias. Devido a este problema, as cargas aplicadas para o adensamento da amostra foram superiores em pelo menos 3 etapas de carregamento, sendo esta uma possível justificativa para um valor menor do índice de vazios inicial.

A Tabela 16 apresenta os resultados da variação do índice de vazios na etapa Adensamento Pós-Expansão. Percebe-se que independente das amostras terem apresentado diferentes variações de volume, como visto na Figura 85, estas não

foram suficientemente altas para provocar diferentes variações no índice de vazios. Para todos os ensaios a variação do índice de vazios, nesta etapa, foi aproximadamente igual a 0,01 ou 0,02. Quando aumentada a tensão efetiva para 100 kPa os ensaios apresentaram variações deste parâmetro de aproximadamente 0,04 ou 0,05. A memória de cálculo demonstrando a variação dos índices de vazios está apresentada no Anexo D.

Tabela 16 - Índices de vazios na etapa Adensamento Pós-Expansão e Nova Compressão Hidrostática

R_s (%)	Δe - APE	e – ponto (d)	Δe - NCI	e – ponto (e)
0,7	0,012	1,094	0,042	1,072
2,1	0,020	1,099	0,043	1,015
4,2	0,016	1,114	0,041	1,063
5,7	0,016	1,059	0,048	1,050
9,8	0,013	1,105	0,046	1,047

APE = Adensamento Pós-Expansão;
NCI – Nova Compressão Hidrostática.

A Figura 91 apresenta a curva $e \times \log \sigma'$ ao final do adensamento primário, percebe-se que considerar as variações de volume até o momento do final do adensamento primário pouco alteraram os valores do índice de vazios, mostrando que estes ensaios tiveram pouca influência do adensamento secundário. Os índices de vazios encontrados nesta análise foram aproximadamente 0,01 ou 0,02 maiores que quando considerado até o final das 24 horas.

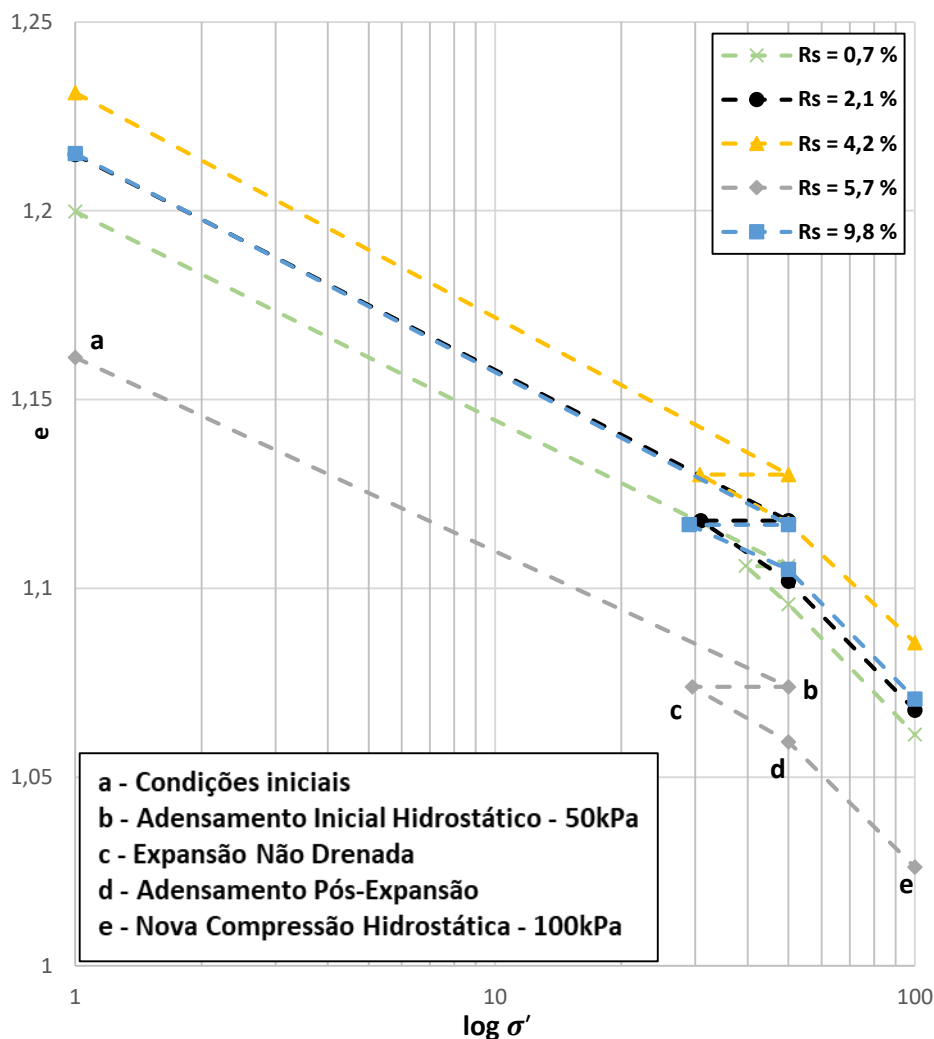


Figura 91 – Curva e x $\log \sigma'$ ao fim do adensamento primário

Durante esta etapa buscou-se avaliar também qual seria o aumento de rigidez da amostra e comparar os resultados com os estimados a partir da equação 15. Porém, infelizmente, não foi possível realizar esta análise, pois a primeira etapa de carregamento (Adensamento Inicial) não pode ser considerada uma compressão virgem da amostra. Estas foram preparadas edometricamente sendo carregadas até 50 kPa, e após este processo eram retiradas da prensa (descarregamento) e levadas para o aparato triaxial, onde novamente era aplicado 50 kPa (recarregamento), mas desta vez hidrostáticamente.

Considerando que em questão de tensão média, o carregamento triaxial é superior ao carregamento edométrico, estas amostras sofreram um grande trecho de recompressão e um pequeno de carregamento virgem. Desta forma, não foi possível

estimar o E_0 do corpo de prova com precisão, inviabilizando avaliar o ganho de rigidez após melhoramento do solo. Contudo, esta análise não fazia parte do escopo inicial da pesquisa que foi avaliar o efeito da Razão de Substituição no potencial de adensamento das amostras.

4.4 Discussão final dos ensaios

Nesta seção será apresentada uma visão geral e conclusiva dos 5 ensaios apresentados anteriormente. Primeiramente, como já explicado neste capítulo, o parâmetro λ_c , apesar de avaliar a eficiência da técnica, não pode ser considerado unicamente como melhor desempenho do ensaio. Além desta questão, devem-se considerar também as deformações sofridas pelo corpo de prova, quando carregado, após o melhoramento do solo.

Em relação ao potencial de adensamento (λ_c), notou-se que o mesmo aumenta com a diminuição da Razão de Substituição. Apesar de atingir um valor máximo de 0,81 quando utilizado R_s igual a 0,7%, este não representou a maior variação de volume da amostra. Porém, quando utilizado R_s igual a 2,1% obteve-se a maior variação de volume, representando assim um volume ideal de expansão. Este volume foi capaz de proporcionar maior adensamento da amostra em função de sua expansão. Logo, considerou-se o ensaio com R_s igual a 2,1% como o que obteve o melhor desempenho, apesar do λ_c ter atingido o valor de 0,43.

Quando avaliadas as deformações volumétricas do corpo de prova, após melhoramento, o que se deseja é que este se deforme o menos possível quando exposto a novos carregamentos (menor recalque em situações de obras). Quando a tensão confinante foi aumentada para simular um carregamento, notou-se ao final da etapa que o ensaio que apresentou menor deformação foi o que utilizou R_s igual a 9,8%. Porém, comparando-se a magnitude das deformações desta amostra (aproximadamente 1,68%) com a sofrida pelo corpo de prova no ensaio com R_s igual a 2,1% (aproximadamente 2,13%), percebe-se que esta diferença é bem pequena. Quando efetuado um novo carregamento todas as amostras tiveram uma resposta semelhante, independente do volume expandido. Apesar de se buscarem menores

deformações foi necessário realizar expansões muito maiores para alcançar este objetivo, o que pode se tornar não viável economicamente.

Desta forma, pode-se concluir a partir dos ensaios o valor do parâmetro λ_c de 0,43, para este caulim. Neste ensaio foram injetados 15.000 mm³ de água dentro do balão proporcionando o maior adensamento. Em relação às deformações volumétricas pós melhoramento, este ensaio apresentou deformações pouco superiores porém consideradas similares aos outros ensaios.

Conclui-se que a metodologia efetuada nos ensaios servirá para refinar o dimensionamento do Geoenrijecimento, pois se torna uma ferramenta confiável para avaliação do comportamento da técnica.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo principal investigar o comportamento da técnica de melhoramento de solos moles denominada Geoenrijecimento, por meio de ensaios de laboratório em solos argilosos saturados, chamados de ensaios de Expansão de Membrana Interna (*balloon test*). Estudou-se nesta pesquisa o efeito da Razão de Substituição (R_s) por meio da variação dos volumes expandidos dentro das membranas. Durante as expansões foram medidas as pressões de expansão e as poropressões. Em seguida, permitindo-se a drenagem, foi possível estimar o parâmetro λ_c , que é a razão entre a variação de volume do corpo de prova e o volume expandido no interior da membrana (balão). Também se analisou as deformações sofridas pelo corpo de prova melhorado quando solicitado novos carregamentos.

5.1.1 Aparato experimental, preparação das amostras e ensaios

Primeiramente, conclui-se que os ensaios de Expansão de Membrana Interna desempenharam com sucesso o objetivo de simular a técnica Geoenrijecimento. As amostras reconstituídas apresentaram comportamentos similares, comprovando o padrão no procedimento de preparação destas. Além disto, estas amostras (preparadas com umidade igual a 1,40 vezes o limite de liquidez do caulim) foram capazes de desempenhar satisfatoriamente o comportamento de um solo argiloso.

Em relação a preparação das membranas foi comprovado que todos seguiram o mesmo procedimento. O método proposto para preparação foi bem sucedido, sendo capaz de expandir com grandes volumes de água (até 70.000 mm³). As pressões de expansão, apresentadas no Capítulo 4, confirmam a qualidade na fabricação das membranas, porém, até alcançar esta forma de fabricação, outros materiais foram testados (preservativos não lubrificadas de látex), e não mostraram ser confiáveis durante as expansões. Confirma-se também que foram encontradas pressões limite

durante as expansões das membranas, e que estas independem do volume expandido.

Sobre o excesso de poropressão, notou-se que a partir de certo volume de expansão a curva atingiu um pico ($\Delta U_{m\acute{a}x}$), e após, uma pequena queda de pressão. O $\Delta U_{m\acute{a}x}$ foi, para a maioria dos ensaios, 40 % da tensão efetiva, com pequeno aumento para maiores volumes expandidos. Nos ensaios de menores R_s (0,7 % e 2,1 %) este comportamento de pico e queda não pode ser confirmado, em função dos menores volumes expandidos.

No que diz respeito aos ensaios efetuados, dois apresentaram descontinuidades ou interrupções decorrentes de falta de energia. Apesar do ocorrido estes ensaios não foram descartados e serviram para concepção da pesquisa. Infelizmente ensaios anteriores (não apresentados neste trabalho) não tiveram o mesmo rumo, e foram perdidos por este motivo. Este problema foi contornado com a utilização de um *nobreak* com duas baterias, que aumentaram capacidade do aparelho.

Os diferentes volumes injetados foram capazes de avaliar o efeito da Razão de Substituição. Os resultados obtidos mostraram que o potencial de adensamento (λ_c) é extremamente dependente dos volumes expandidos e do solo utilizado, e que este parâmetro não pode ser utilizado unicamente como avaliação da eficiência da técnica. Porém, conclui-se que para maiores volumes expandidos, menores são os valores de λ_c , e vice versa.

Quando analisada a variação do índice de vazios das amostras, tanto considerando ao final de 24 horas, quanto no fim do adensamento primário, reparou-se que as curvas foram praticamente idênticas. Desta forma, conclui-se que estas amostras sofreram pouca influência do adensamento secundário.

As deformações sofridas pelo corpo de prova, após a expansão da membrana, apresentaram pequenas variações (levemente menores para maiores volumes injetados). Para alcançar as menores deformações foram necessários maiores volumes injetados. Desta forma, mesmo os ensaios realizados com menores R_s , apresentaram melhoramento semelhante quando carregados. Assim sendo, adotar o melhoramento deste solo com maiores volumes não seria econômico, pois os gastos seriam superiores em relação ao pequeno ganho nas deformações sofridas pelo corpo de prova.

5.2 Sugestões para futuras pesquisas

Neste trabalho foi simulado o comportamento da técnica Geoenrijecimento, por meio dos ensaios de Expansão de Membrana Interna, sob tensão controlada. Como não existem outros estudos experimentais no Brasil a cerca deste tipo de ensaio, este item tem o objetivo de fornecer sugestões e ideias para futuras pesquisas sobre o tema. Todas sugestões focadas no contexto laboratorial.

Os ensaios realizados nesta dissertação estudaram o efeito da Razão de Substituição no desenvolvimento do potencial de adensamento, dos excessos de poropressão e das pressões de expansão. A primeira sugestão está direcionada ao estudo do efeito da Razão de Sobre Adensamento (RSA, OCR), e como esta influenciaria nos parâmetros avaliados.

Aconselha-se analisar o ganho da resistência não drenada do solo após a etapa de expansão de membrana. Inicialmente isto seria realizado nesta pesquisa, mas devido à falta de possibilidades de executar ensaios triaxiais convencionais para conhecimento da resistência não drenada inicial do caulim, não foi efetuado.

Realizar etapas de carregamento na câmara triaxial sob baixas pressões (no estudo foi feito 50kPa diretamente) para que possa delimitar os trechos de recompressão e de compressão virgem e assim estimar a tensão de pré adensamento da amostra. Com essa análise será possível avaliar o aumento de rigidez da amostra após melhoramento.

Outra sugestão é estudar mais detalhadamente o motivo da não estabilização do volume apresentada nas etapas “Adensamento Pós Expansão” e “Nova Compressão Hidrostática”, quando expandidos volumes menores. Além disso, aumentar a duração dessas etapas para verificar a estabilização dos volumes.

Mais uma possibilidade de avanço nos estudos é a modificação do aparato triaxial para realização de ensaios múltiplos (utilizando um maior número de agulhas de injeção). Isto permitiria a avaliação do efeito de vários bulbos interagindo uns com os outros.

Realizar ensaios de Expansão de Membrana Interna, desta vez, sob deformação controlada (não havendo deformações laterais). Para esta ideia seria necessário a fabricação de uma câmara edométrica modificada, similar a utilizada por Au (2001, 2003 e 2007) e Soga (2003 e 2004).

Por último sugestionase a realização dos ensaios com solo natural. Retirar amostras de solo das obras e buscar através dos ensaios auxiliar os projetistas com o dimensionamento da técnica.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- ABNT NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. 1984.
- ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ALMEIDA, M.S.S., FUTAI, M. M. LACERDA, W. A., MARQUES, M. E. S. “Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays. Part 1: Index and compression properties”. *Soils and Rocks Journal*. v. 31, p. 69-75, 2008.
- ALMEIDA, M. S. S. e RICCIO, M. Ground improvement of extremely soft soils in Rio de Janeiro. International Conference on Ground Improvement and Ground Control (ICGI 2012), University of Wollongong, Austrália, 2012.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. Design and Performance of Embankments on Very Soft Soils. CRC Press, London, UK, 2013.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. São Paulo, Oficina de Textos, 254 p, 2014.
- ANDRADE, R. B. Estudo do Comportamento de Misturas Caulim-Bentonita para Utilização em Modelagens Físicas em Centrífuga Geotécnica. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2018.
- ANDRUS, R. D.; CHUNG, R. M. Ground Improvement Techniques of Liquefaction Remediation near existing lifelines. U. S. Department of Commerce, Gaithersburg, MD, 85p, 1995.
- ASCE ASCE/G-I 53-10: Compaction Grouting Consensus guide. American Society of Civil Engineers, 2010.
- ATKINSON, J.H. and BRANSBY, P.L. The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics, McGraw-Hill, London, 1978.
- AU, S.K.A., Fundamental Study of Compensation Grouting in Clay. University of Cambridge, Cambridge, United Kingdom (Ph.D. Thesis), 2001.

AU, S. K. A., SOGA, K., JAFARI, M. R., BOLTON, M. D., KOMIYA, K. Factors affecting long-term efficiency of compensation grouting in clay. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* 129, No. 3, 254 – 362, 2003.

AU, S. K. A., YEUNG, A. T., SOGA, K., CHENG, Y. M. Effects of subsurface cavity expansion in clays. *Géotechnique*, 57(10):821–830, 2007.

BARATA, F. E. e DANZIGER, B. R. Compressibilidade de argilas sedimentares marinhas moles brasileiras, em Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, pp. 99–112, 1986.

BARONI, M. Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles de baixada de Jacarepaguá, RJ. Rio de Janeiro: Tese de doutorado - UFRJ/COPPE, 2016.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, v. 2, p. 111-159, 1973

BERRE, T. Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute. *Geotechnical Testing Journal*, 5(1/2), 3–17, 1982.

BEZUIJEN, A. Compensation Grouting in sands. Experiments, field experiences and mechanism, Delft, 212p, 2010.

BISHOP, A. W., HENKEL, D.J., *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. 2ed. Londres, Edward Arnold LTD, 1962.

BURLAND, J. B., On the compressibility and shear strength of natural clays, *Geotéchnique*, v. 40, n. 3, pp. 329-378, 1990.

CAETANO, I. S., Análise de parâmetros do solo obtidos pós tratamento com CPR *Grouting*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2019.

CAMPOS, A. C. S. L., Comunicação pessoal, 2019.

CHAVÃO, A., O. Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 126p, 2015.

CIRONE, A. Geotechnical modelling of CPR Grouting, MSc Thesis, Politecnico di Milano, Milano, 2016a.

CIRONE, A. Cálculo simples do aumento da resistência não-drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting, *Enggegraut Geotecnia e Engenharia*, COBRAMSEG, 2016b.

CIRONE, A. Aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada. Belo Horizonte: Engegraut Geotecnia e Engenharia, COBRAMSEG, 2016c.

CIRONE, A. Considerações sobre a modelagem geotécnica do CPR Grouting. Palestra Clube de Engenharia. Rio de Janeiro – Brasil, 2018a.

CIRONE, A. Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting, 2018b.

Controller Datasheet GDS. Material publicitário, 2018. https://www.gdsinstruments.com/___assets___/Products/00001/Controller_datasheet.pdf.

EL-KELESH A., MOSSAAD M. E., BASHA I. M. Model of Compaction Grouting. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 127, n. 11, p. 955-964, 2001.

ENGEGRAUT. Modelagem geotécnica do CPR Grouting. Apresentação técnica, 2016.

GDSLAB – Manual do equipamento – The GDS laboratory users handbook. 2012.

GEOSEWA – Slope stability embankments on soft soils – Apresentação técnica RL Geosewa, 2019.

GRAF, E. D. Compaction Grouting technique and observations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 95, n. 5, p. 1151- 1158, 1969.

GRAF, E. D. Compaction Grouting. Grouting, soil improvement and geosynthetics, Geotechnical Special Publication, ASCE, v. 1, n. 30, p. 275-287, 1992.

GONDARIZ, L. J. N. C. Comportamento de aterros sobre solos enrijecidos com CPR grouting. Dissertação de Mestrado – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. 130 f., 2016.

HEAD, K. H., Manual of soil laboratory testing, Vol.3, John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, England, 1998.

HUSSIN, J. D. The Foundation Engineering Handbook, p. 530-565, 2006.

INDRARATNA, B., ALJORANY, A., RUJIKIATKAMJORN, C. Analytical and numerical modeling of consolidation by vertical drain beneath a circular embankment. Int. J. of Geomech. 8(3):199–206, 2008.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, em Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Vol. 1 (Wiesbaden), pp. 19–25, 1963.

JAWORSKI, G. W., SEED, H. B., DUNCAN, J. M. Laboratory study of hydraulic fracturing. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 107(6), 713–732, 1981.

JONES, R. *Mechanics of Composite Materials*. International student edition. Scripta Book Company, 1975.

KOMIYA, K., SOGA, K., AKAGI, H., JAFARI, M. R., BOLTON, M. D. Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground. *Géotechnique* 51, No. 10, 835–846, 2001.

LADE, P. V., *Triaxial testing of soils*, 1 edition, John Wiley & Sons Ltd, United Kingdom, 2016.

LIMA, B. T. *Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles*. Rio de Janeiro: Tese de doutorado - UFRJ/COPPE, 2012.

LUZ, A. B. DA, DAMASCENO, E. C., *Caulim: um mineral industrial importante*, Rio de Janeiro, CETEM/CNPq, 1993.

MAIR, R. J., HIGHT, D. W. Compensation grouting. *World Tunnelling*, November, 361–367, 1994.

MARCHI, M., GOTTARDI, G., SOGA, K. Fracturing pressure in clay. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE*, 140 (2), 2014.

MELLO, M. A. *A Consolidação Profunda Radial aplicada em solo compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ*, Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2013.

MUNFAKH, G. A. e WYLLIE, D. C. *Ground improvement engineering – issues and selection*. *GeoEng 2000*, Vol. 1: Invited Papers. Technomic Publishing Company Inc. Lancaster, PA, pp. 333-359. 2000.

MUÑOZ, C. C. E. *Avaliação numérica da técnica de bulbos de compactação em um depósito de areia fofa*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 127 f., 2014.

NICHOLS, S., GOODINGS, D. Effects of grout composition, depth and injection rate on compaction grouting. *Advances in Grouting and Ground Modification*, pages 16–31, 2000.

NOGUEIRA, E. G. *Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rodanel – SP*. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.

OMINE, K., OCHIAI, H., BOLTON, M. Homogenization method for numerical analysis of improved ground with cement-treated soil columns, em Proceedings of the International Conference on Dry Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, pp. 161–168, 1999.

PARRY, R.H.G. and WROTH, C.P. Shear properties of clay, in soft clay Engineering. In: E.W.Brand & R.P. Brenner (eds), Elsevier, Amsterdam, pp. 311–64, 1981.

PELISSARO, D. T. Modelagem centrífuga de fluxos de detritos submarinos. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado - UFRJ/COPPE, 2018.

PRIEBE, H. J. The design of vibro replacement. Ground engineering, 28(10):31, 1995.

RIBEIRO, A. L. S. Técnica de tratamento de solos – Jet Grouting. Acompanhamento de um caso real de estudo – Cais de Santa Apolónia e Jardim do Tabaco. Dissertação de mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, 99 p, 2010.

RICCIO, M. V. F, BARONI, M., ALMEIDA, M. S. S. Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of Athletics Park. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering 166(CE6): 36–43, <https://doi.org/10.1680/cien.13.00008>, 2013.

RICCIO, M. V. F., CIRONE, A., ALMEIDA, M. S. S., RODRIGUEZ, T. T., FARIA, D. A., Site investigation and performance of radial deep consolidation grouting in soft soil. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, <https://doi.org/10.1680/jgrim.18.00036>, 2018.

SANDOVAL, C. L. Z. Avaliação da técnica da consolidação profunda radial aplicada em solo mole na margem do Rio Itajaí-Açu/SC – Estudo de caso baseado em ensaios geotécnicos, Dissertação de Mestrado, UFPR, Curitiba – PR, 2016.

SANTOS, M. L. Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos moles: CPR grouting, colunas granulares e drenos verticais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 164f, 2018.

SCHAEFER, V. R., MITCHELL, J. K., RYAN, P. E., BERG, R, FILZ, G. M. e DOUGLAS, S. C. Ground Improvement in the 21st century: a comprehensive web-based information system. Geocongress 2012. 2012.

SILVA, F. P. Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro Geotechnique, 3(7), p. 300-305, 1953.

SKEMPTON, A. W. The pore pressure coefficients A and B, Geotechnique, Vol. 4, pp.143-147, 1954.

SOGA, K., BOLTON, M. D., AU, S. K. A, KOMIYA, K., Development of compensation grouting modelling and control system. Geotechnical aspects of underground

construction in soft ground, O. Kusakabe, K. Fujita, and Y. Miyazaki, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 425–430, 2000.

SOGA, K., AU, S. K. A., BOLTON, M. D., Effect of injection rate on clay-frount behavior for compensation grouting. Third International Conference on Grouting and Ground Treatment February 10-12, New Orleans, Louisiana, United States, 2003.

SOGA, K., AU, S. K. A., JAFARI, M. R., BOLTON, M. D., Laboratory investigation of multiple grout injections into clay. *Géotechnique*, 54(2):81–90, 2004.

TASSI, M. C., Estudo sobre recalques em camada de solo mole submetida a 18 anos de compressão unidimensional – o caso Terra Encantada. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 247 f., 2015.

TAVENAS, F., JEAN, P., LEBLOND, P., e LEROUEIL, S. The permeability of natural soft clays. part II: Permeability characteristics, *Canadian Geotechnical Journal* 20, 4, pp. 645–660, doi:10.1139/t83-073, 1983.

TERZAGHI, K., PECK, R., e MESRI, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley-Interscience publication (Wiley), ISBN 9780471086581, 1996.

USACE. Engineering and design guidelines on ground improvement for structures and facilities. Publicação No ETL 1110-1-185, U.S. Army Corps of Engineers, Engineering Division, Directorate of Civil Works. Washington, DC, 1999.

VESIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. *J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE*, 98(3), 265–290, 1972.

WANG, J. G., LEUNG, C. F., ICHIKAWA, Y. A simplified homogenization method for composite soils. *Computers and Geotechnics*, 29(6), 477-500, 2002.

WANG, S. Y., Fundamental Study of Static and Dynamic Compaction Grouting in Completely Decomposed Granite. City University of Hong Kong, Hong Kong, PR China (Ph.D. Thesis), 2006.

WANG, S. Y., CHAN, D. H., LAM, K. C., AU, S. K. A. Effect of lateral earth pressure coefficient on pressure controlled compaction grouting in triaxial condition. *Soils and Foundations*, 50(3):441–445, 2010.

WARNER J.; BROWN D. R. Planning and Performing Compaction Grouting. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 100, n. 6, p. 653-666, 1974.

WARNER, J. *Practical handbook of grouting – Soil, rock and structures*, Wiley, Hoboken, NJ, 2004.

WOOD, D. M. Soil behaviour and critical state soil mechanics, Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

YE, G., ZHANG, Z., XING, H., HUANG, M., e XU, C. Consolidation of a composite foundation with soil–cement columns and prefabricated vertical drains, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 71, 1, pp. 87–98, 2012.

YU, H.-S. *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*. Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, 2000.

ANEXO A – FOTOS DOS ENSAIOS – DIÂMETRO DOS BALÕES NO INTERIOR DO CORPO DE PROVA

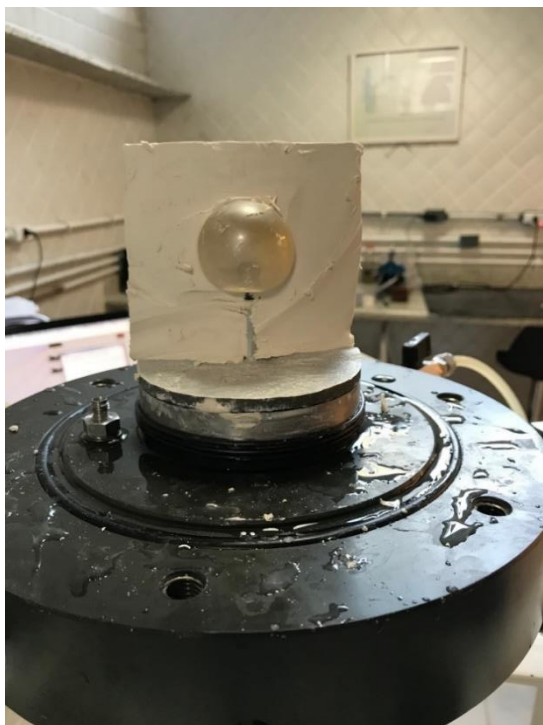


Figura A1 - Ensaio com $R_s = 5,7\%$



Figura A2 - Restante CP- $R_s = 5,7\%$

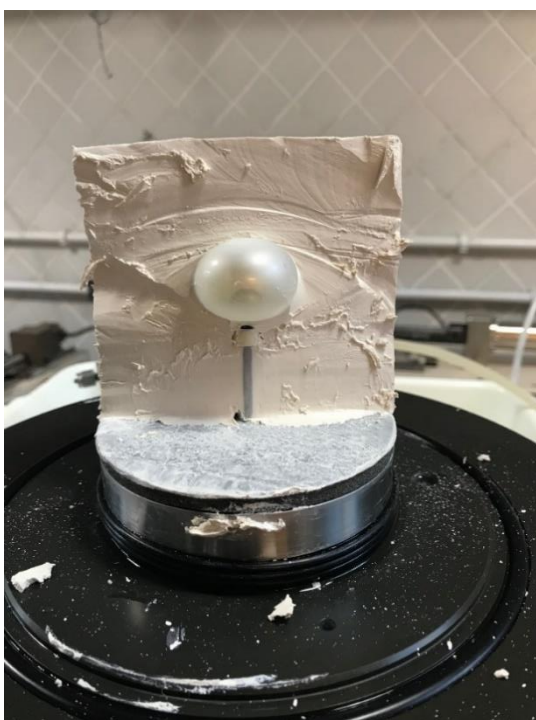


Figura A3 - Ensaio com $R_s = 2,1\%$



Figura A4 - Restante CP- $R_s = 2,1\%$

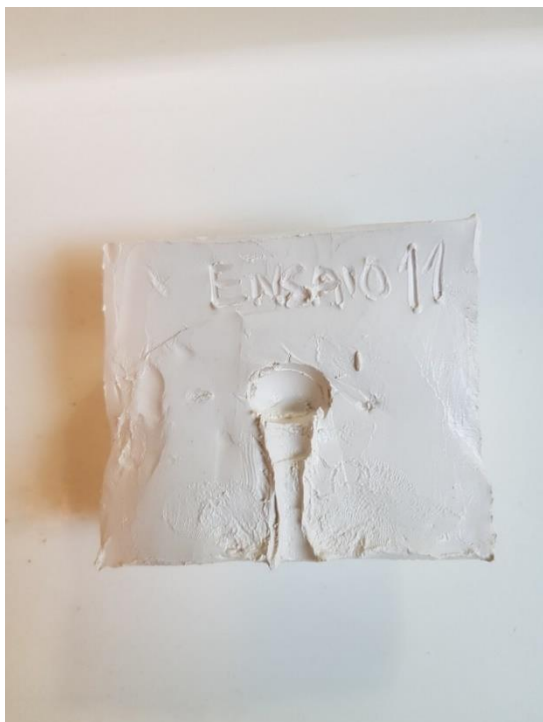


Figura A5 - Restante CP- $R_s = 0,7\%$

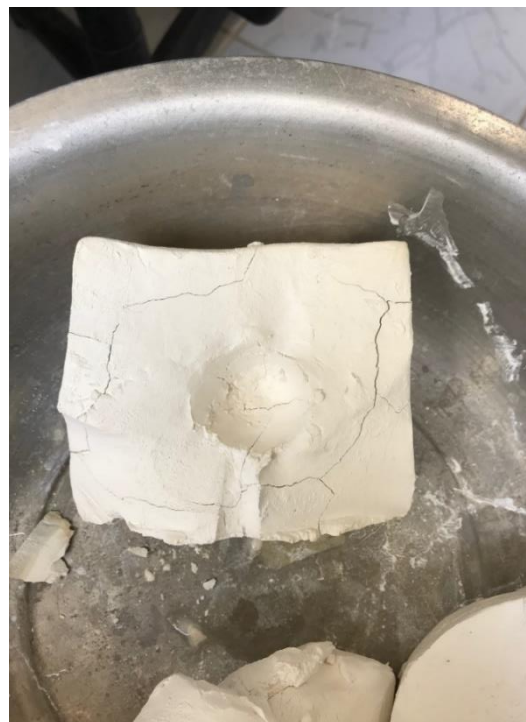


Figura A6 - Restante CP- $R_s = 4,1\%$



Figura A7 - Restante CP- $R_s = 9,8\%$

ANEXO B – EXCESSO DE POROPRESSÃO X TEMPO NORMALIZADO

Em função da normalização, o comportamento relatado no capítulo de resultados não ocorreu. Porém, com a normalização do tempo, torna-se mais fácil a visualização do desenvolvimento das poropressões. Como explicado, o ensaio com $R_s = 5,7\%$ apresentou um erro, e por isto um trecho da curva não exibiu os dados computados.

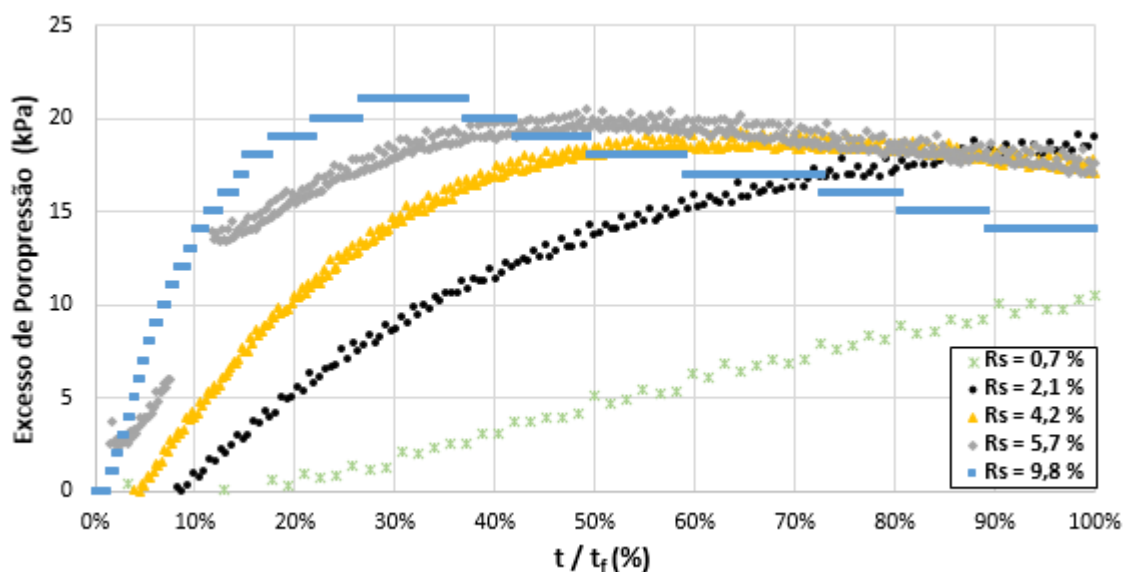


Figura 92 – Excesso de poropressão x tempo normalizado

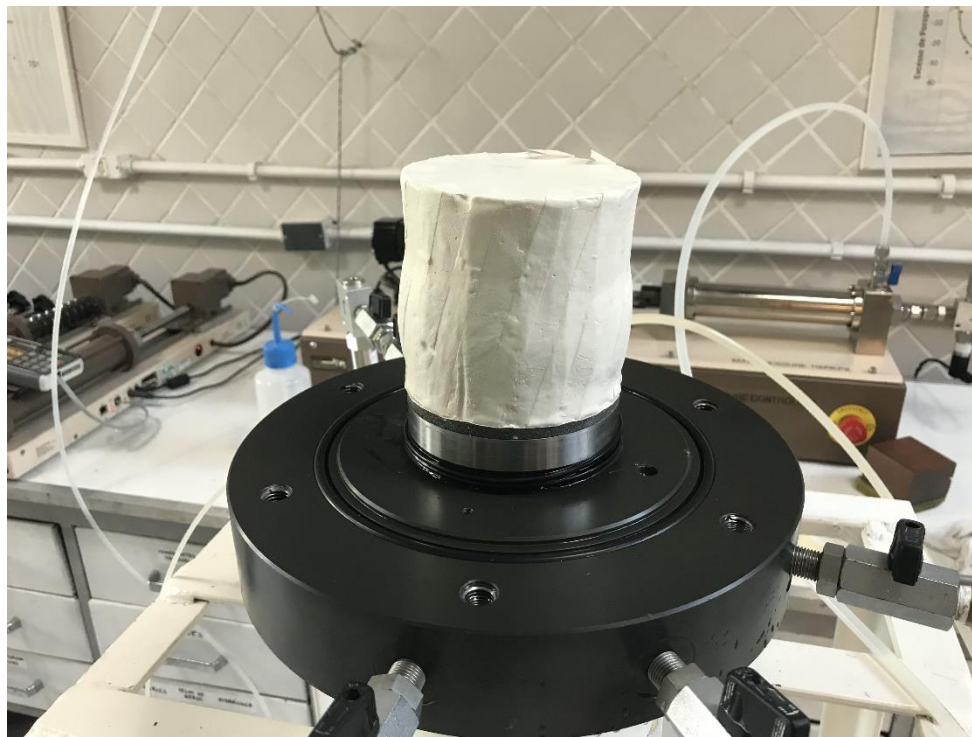
ANEXO C – FOTOS DOS CORPOS DE PROVA NOS ENSAIOS PILOTO

Figura C1 – Deformação do CP quando expandido 70.000 mm³

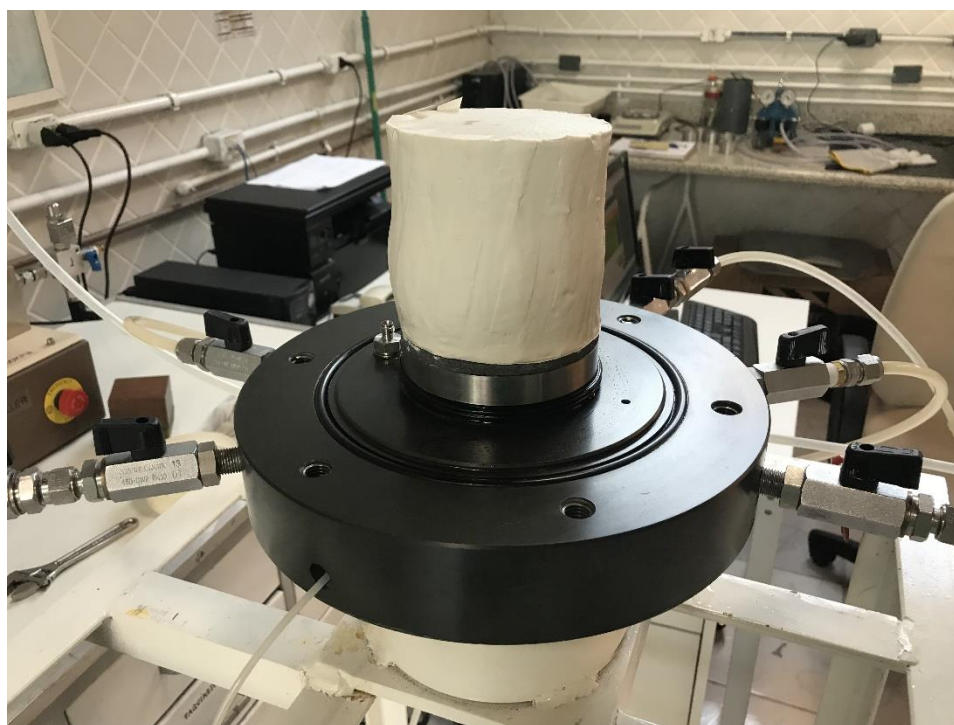


Figura C2 – Outro ângulo da deformação do CP quando expandido 70.000 mm³

ANEXO D – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

Volume corpo de prova = 747.342,4 mm³

- **Ensaio 7 – R_s = 4,2%**

Teor de umidade da amostra durante a moldagem do CP:

$$w = 47,41\%$$

Índice de vazios inicial:

$$e_0 = G_s w$$

$$e_0 = (2,597 \times 47,41)/100$$

$$e_0 = 1,231$$

Variação de volume na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta v = 33.869 \text{ mm}^3$$

Variação do índice de vazios na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{33.869}{747.342,4} \times (1 + 1,231)$$

$$\Delta e = 0,101$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$e_1 = 1,130$$

Índice de vazios ao final da etapa Expansão da Membrana Interna:

$$e_2 = 1,130$$

Variação de volume na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta v = 5.260 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} x (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{5.260}{713.473,4} x (1 + 1,231)$$

$$\Delta e = 0,016$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Pós Expansão:

$$e_3 = 1,114$$

Varição de volume na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta v = 13.356 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} x (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{13.356}{708.213,4} x (1 + 1,231)$$

$$\Delta e = 0,042$$

Índice de vazios ao final da etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$e_f = 1,072$$

- **Ensaio 8 – $R_s = 5,7\%$**

Teor de umidade da amostra durante a moldagem do CP:

$$w = 44,71\%$$

Índice de vazios inicial:

$$e_0 = G_s w$$

$$e_0 = (2,597 \times 44,71)/100$$

$$e_0 = 1,161$$

Varição de volume na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta v = 30.168 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{30.168}{747.342,4} \times (1 + 1,161)$$

$$\Delta e = 0,087$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$e_1 = 1,074$$

Índice de vazios ao final da etapa Expansão da Membrana Interna:

$$e_2 = 1,074$$

Varição de volume na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta v = 5.340 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{5.340}{717.174,4} x (1 + 1,161)$$

$$\Delta e = 0,016$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Pós Expansão:

$$e_3 = 1,058$$

Varição de volume na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta v = 13.930 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} x (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{13.930}{711.834,4} x (1 + 1,161)$$

$$\Delta e = 0,042$$

Índice de vazios ao final da etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$e_f = 1,015$$

- **Ensaio 9 – $R_s = 9,8\%$**

Teor de umidade da amostra durante a moldagem do CP:

$$w = 46,79\%$$

Índice de vazios inicial:

$$e_0 = G_s w$$

$$e_0 = (2,597 \times 46,79)/100$$

$$e_0 = 1,215$$

Varição de volume na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta v = 33.162 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{33.162}{747.342,4} \times (1 + 1,215)$$

$$\Delta e = 0,098$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$e_1 = 1,117$$

Índice de vazios ao final da etapa Expansão da Membrana Interna:

$$e_2 = 1,117$$

Varição de volume na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta v = 4.290 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{4.290}{714.180,4} x (1 + 1,215)$$

$$\Delta e = 0,013$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Pós Expansão:

$$e_3 = 1,104$$

Varição de volume na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta v = 13.078 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} x (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{13.078}{709.890,4} x (1 + 1,215)$$

$$\Delta e = 0,041$$

Índice de vazios ao final da etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$e_f = 1,063$$

- **Ensaio 10 – $R_s = 2,1\%$**

Teor de umidade da amostra durante a moldagem do CP:

$$w = 46,78\%$$

Índice de vazios inicial:

$$e_0 = G_s w$$

$$e_0 = (2,597 \times 46,78)/100$$

$$e_0 = 1,215$$

Varição de volume na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta v = 32.725 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{32.725}{747.342,4} \times (1 + 1,215)$$

$$\Delta e = 0,097$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$e_1 = 1,118$$

Índice de vazios ao final da etapa Expansão da Membrana Interna:

$$e_2 = 1,118$$

Varição de volume na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta v = 6.430 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{6.430}{714.617,4} x (1 + 1,215)$$

$$\Delta e = 0,020$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Pós Expansão:

$$e_3 = 1,098$$

Varição de volume na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta v = 15.408 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} x (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{15.408}{708.187,4} x (1 + 1,215)$$

$$\Delta e = 0,048$$

Índice de vazios ao final da etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$e_f = 1,050$$

- **Ensaio 11 – $R_s = 0,7\%$**

Teor de umidade da amostra durante a moldagem do CP:

$$w = 46,20\%$$

Índice de vazios inicial:

$$e_0 = G_s w$$

$$e_0 = (2,597 \times 46,20)/100$$

$$e_0 = 1,200$$

Varição de volume na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta v = 31.911 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{31.911}{747.342,4} \times (1 + 1,200)$$

$$\Delta e = 0,094$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Inicial Hidrostático (50 kPa):

$$e_1 = 1,106$$

Índice de vazios ao final da etapa Expansão da Membrana Interna:

$$e_2 = 1,106$$

Varição de volume na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta v = 4.032 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Adensamento Pós Expansão:

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} \times (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{4.032}{715.431,4} x (1 + 1,200)$$

$$\Delta e = 0,012$$

Índice de vazios ao final da etapa Adensamento Pós Expansão:

$$e_3 = 1,093$$

Varição de volume na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta v = 15.059 \text{ mm}^3$$

Varição do índice de vazios na etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$\Delta e = \frac{\Delta v}{v_{cp}} x (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{15.059}{711.399,4} x (1 + 1,200)$$

$$\Delta e = 0,047$$

Índice de vazios ao final da etapa Nova compressão Hidrostática (100kPa):

$$e_f = 1,047$$