



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

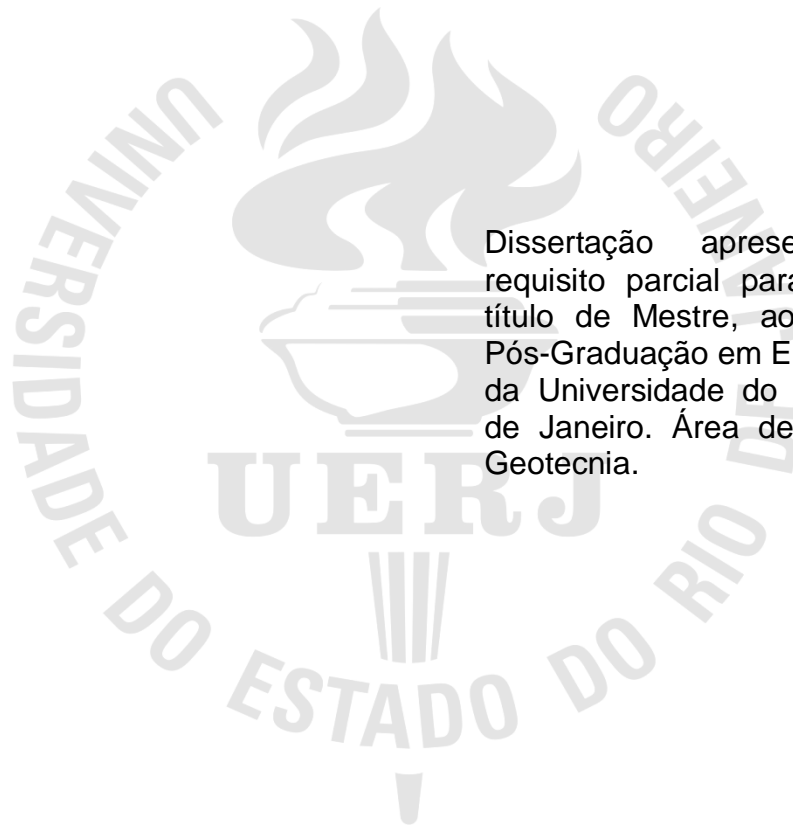
Isabela da Silva Caetano

Análise de parâmetros do solo pós geoenrijecimento

Rio de Janeiro
2019

Isabela da Silva Caetano

Análise de parâmetros do solo pós geoenrijecimento



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. Dr. Bruno Teixeira Lima
Prof^ª. Dr^ª. Ana Cristina Castro Fontenla Seira

Rio de Janeiro

2019

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

C128 Caetano, Isabela da Silva.
Análise de parâmetros do solo pós geoenrijecimento / Isabela da Silva Caetano. – 2019.
143f.

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. Solos argilosos - Teses. 3. Mecânica do solo - Teses. 4. Aterros - Teses. 5. Solos - Análise - 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

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

Isabela da Silva Caetano

Análise de parâmetros do solo pós geoenrijecimento

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.

Aprovada em: 04 de novembro de 2019.

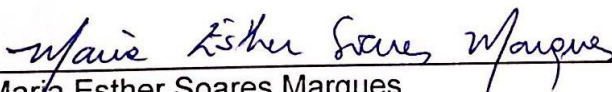
Banca Examinadora:



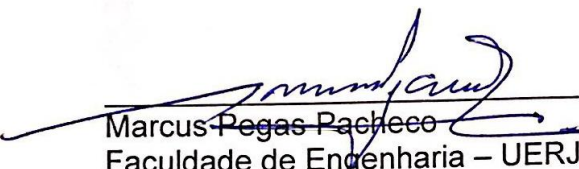
Bruno Teixeira Lima / Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Ana Cristina Castro Fontenla Sierra / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Maria Esther Soares Marques
Instituto Militar de Engenharia – IME



Marcus Pegas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2019

DEDICATÓRIA

A Deus e a todas as entidades que me guiaram até aqui, aos meus pais que sempre me estimularam a buscar mais conhecimento, a minha irmã que me faz ser uma pessoa melhor para poder ser um exemplo, ao meu noivo que suportou a pressão do desafio junto a mim, aos meus avós que se orgulham de cada conquista e a todos que contribuíram física e psicologicamente para a realização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Obrigada a Deus pela minha existência, juntamente com os guias espirituais que me acalmaram nos momentos difíceis e me deram força pra persistir até o fim.

Aos meus pais que além de me proporcionarem as necessidades básicas pra viver me deram o privilégio de ter acesso à educação de qualidade baseada em valores éticos e morais.

A minha irmã que sempre foi e será minha companheira em todos os momentos bons e ruins, do nosso jeito peculiar de ser.

Aos meus avós que são porto seguro e ótimos para aliviar o estresse num simples almoço ou café da tarde.

Ao meu noivo que em todos os momentos se mostrou presente e me suportou nas piores fases de desespero e ansiedade.

Aos meus orientadores, Prof. Doutor Bruno Teixeira Lima e Prof. Doutora Ana Cristina Castro Fontenla Sieira por todo o apoio e dedicação em construir juntos um trabalho digno da instituição UERJ.

Aos professores ao longo de toda a trajetória que souberam somar conhecimentos acadêmicos, experiências profissionais e de vida.

Aos meus amigos que tornaram o mestrado mais leve com a convivência.

À UERJ, responsável pela realização dessa nova conquista.

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

A CAPES pelo apoio financeiro

Em tempos de crise, os sábios constroem pontes, enquanto os tolos
constroem muros.

Pantera Negra

RESUMO

CAETANO, Isabela da Silva. *Análise de parâmetros do solo pós geoenrijecimento*. 2019. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

A alta concentração de solos moles na região litorânea do oeste da cidade do Rio de Janeiro devido a sua localização geográfica e formação característica, aliada à necessidade cada vez maior de ocupação de novos espaços na cidade diante do aumento da população, induz aos engenheiros a implementação de técnicas que visam o melhoramento desses solos. Diante desse cenário, uma técnica brasileira – geoenrijecimento com CPR *Grouting* - foi desenvolvida se tornando uma opção viável, mais rápida e funcional, que possibilita construções sobre solos inabitáveis anteriormente. Por ser relativamente recente, poucos estudos existem sobre a técnica. O objetivo deste trabalho é avaliar a confiabilidade dos parâmetros obtidos pelo modelo geotécnico equivalente proposto por Rodrigues *et. al.* (2017), a partir de dados oriundos de monitoramento de obras que aplicaram o geoenrijecimento combinado com a utilização de drenos verticais. A partir desse modelo, obtêm-se os parâmetros do solo homogeneizado pós geoenrijecimento com CPR-*Grouting*, o que proporcionará uma melhor previsão para projetos futuros que utilizem a técnica.

Palavras-chave: CPR *Grouting*; Geoenrijecimento; Aterro; Solo mole.

ABSTRACT

CAETANO, Isabela da Silva. *Soil parameters analysis after geo-hardening process*. 2019. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

The high concentration of soft soils in Rio de Janeiro's west coastal region because of their geographic localization and specific formation with an increasingly necessity of occupying different spaces around the city (high population growth) make engineers start using techniques to improve the construction capability of their soils. Facing this situation, a Brazilian technique – geo-hardening with CPR *Grouting* – was developed and became a viable, fast and functional which enables building in these soils (previously uninhabitable). There are a few researches about this technique because it is very recently. This document aims to evaluate reliability of the parameters obtained from a similar geotechnical model (Rodrigues *et. al.* (2017)) using the information acquired by monitoring from constructions which has applied geo-hardening associated to vertical drains. From this model is possible to obtain the homogenized soils' parameters after geo-hardening process with CPR *Grouting*, what provides a better prevision to futures projects which will use this technique.

Key words: CPR *Grouting*; Geo-hardening; Embankment; Soft soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Recalque em Vila do Pan, Barra da Tijuca – RJ – Talude Lateral.	26
Figura 2 - Recalque em Vila do Pan - Barra da Tijuca, RJ – Entrada de veículos. ...	26
Figura 3 - Recalque em Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ	27
Figura 4 - Recalque em estacionamento do Terra Encantada, Barra da Tijuca – RJ	27
Figura 5 - Bulbos de compressão como eram especulados inicialmente.	29
Figura 6 - Bulbos de compressão como são especulados atualmente.	29
Figura 7 - Bulbos de GeogROUT escavados	30
Figura 8 – Parede drenante de célula unitária.....	31
Figura 9 - Relação do espaçamento dos drenos das células unitárias com seus diâmetros equivalentes.....	31
Figura 10 - Representação esquemática do processo de expansão dentro de uma célula unitária indeformada para uma malha triangular	32
Figura 11 - Possíveis variações do solo para valores de λ_c	34
Figura 12 - Construção gráfica do método Asaoka (1978): (A) curva tempo x recalque; (B) reta ajustada	41
Figura 13 – Tipos de perfil geotécnico.....	46
Figura 14 – Variação de módulo secante para baixas tensões em solos moles.	49
Figura 15 – Tipos de malhas de verticais de adensamento e drenos	52
Figura 16 - Esquema do efeito imediato da expansão de cavidades ao aplicar a técnica de geoenrijecimento. (a) solo mole com geodrenos instalados; (b) levantamento imediato do solo após injeções de geogROUT; (c) rebaixamento do solo devido à expulsão de água.....	55
Figura 17 - Localização e área do condomínio Palms Recreio Residencial	58
Figura 18 - Dimensões de aterros experimentais construídos no condomínio Palms Recreio Residencial.....	59
Figura 19 - Locação de instrumentação em aterro sem tratamento	60
Figura 20 - Locação de instrumentação em aterro com tratamento	60
Figura 21 - Depósito de material a esquerda de aterro experimental sem tratamento	61
Figura 22 - Locação das sondagens e dos aterros experimentais	63

Figura 23 - Perfil do solo a partir de sondagens próximas aos aterros teste – Condomínio Palms	64
Figura 24 - Ensaio de adensamento amostra 01.....	66
Figura 25 - Ensaio de adensamento amostra 02.....	66
Figura 26 - Ensaio de adensamento amostra 03.....	66
Figura 27 - Ensaio de adensamento amostra 04.....	66
Figura 28 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 01.....	67
Figura 29 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 02.....	67
Figura 30 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 03.....	67
Figura 31 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 04.....	67
Figura 32 - Resultado de S_{u0} para ensaio de Palheta e CPT	69
Figura 33 - Malha de geodrenos e de verticais de adensamento – Condomínio Palms	70
Figura 34 - Parque dos Atletas.....	71
Figura 35 - Perfil típico geotécnico de solo do Parque dos Atletas baseado em duas sondagens.....	72
Figura 36 - Perfis geotécnicos típicos de regiões dos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro.	72
Figura 37 - Resultados de c_v obtidos por ensaio oedométrico - Parque dos Atletas .	73
Figura 38 - Perfis de S_{u0} obtidos de ensaio de piezocone e de palheta – Parque dos Atletas	74
Figura 39 - Esquema de configuração de malhas de geodrenos e verticais de adensamento - Parque dos Atletas	75
Figura 40 - Localização dos bolsões de solo mole no entorno da represa Billings ...	76
Figura 41 – Seção típica da instrumentação executada – Rodoanel Mário Covas ...	77
Figura 42 - Locação de sondagens realizadas antes do tratamento – Rodoanel.....	78
Figura 43 - Boletim de sondagem SP-09 – Rodoanel	78
Figura 44 - Valores interpretados de S_{u0} obtidos pelo ensaio de palheta – Rodoanel	79

Figura 45 - Configuração da malha de geodrenos e de verticais de adensamento – Rodoanel	80
Figura 46 - Trecho do rio Itajaí Açú com município de Navegantes destacado.....	81
Figura 47 - Localização da área tratada na margem esquerda do rio Itajaí – Açú. ...	81
Figura 48 - Localização das áreas 1 e 2 de tratamento - Itajaí – Açú	83
Figura 49 - Perfil simplificado do solo tratado – Rio Itajaí-Açú	83
Figura 50 - Valores de S_{u0} obtidos pelo ensaio dilatométrico - Margem esquerda do rio Itajaí – Açú.....	84
Figura 51 - Valores de S_{u0} obtidos pelo ensaio pressiométrico através das correlações de Briaud (1985) e Schnaid (2000) – Margem esquerda do rio Itajaí Açú.....	85
Figura 52 - Valores de S_{u0} obtidos pelo ensaio de palheta - Margem esquerda do rio Itajaí – Açú.....	85
Figura 53 - Configuração de malha quadrada com reforço - Área 1 – rio Itajaí-Açú .	86
Figura 54 - Configuração de malha triangular - Área 2 – rio Itajaí-Açú	86
Figura 55 - Gráfico $\lambda_c \times S_u$ medidos - Parque dos Atletas	91
Figura 56 - Valores de S_{us} para λ_c de projeto - Parque dos Atletas.....	92
Figura 57 - Valores de $\lambda_c \times S_u$ medidos – Rodoanel Mário Covas.....	96
Figura 58 - $S_{us} \times \lambda_c$ de projeto – Rodoanel Mário Covas	97
Figura 59 - Gráfico $\lambda_c \times S_u$ medidos - Margem esquerda do rio Itajaí Açú	102
Figura 60 - Valores de S_{us} para λ_c de projeto - Margem esquerda do rio Itajaí-Açú	103
Figura 61 –Valores de S_{us} até 50 kPa para λ_c de projeto - Margem esquerda do rio Itajaí-Açú	103
Figura 62 - Resultado de Asaoka em solo com tratamento de CPR - Condomínio Palms	108
Figura 63 – Resultado de Asaoka em solo sem tratamento de CPR – Condomínio Palms	109
Figura 64 - Asaoka PR2 - Parque dos Atletas.....	113
Figura 65 - Valores de β para recalques estimados por Nogueira, 2010 – Rodoanel	115
Figura 66 - Valores de β para recalques estimados neste trabalho - Rodoanel.....	116
Figura 67 - Valores de λ_c para Parque dos Atletas.....	118
Figura 68 - Valores de λ_c para Rodoanel	119

Figura 69 - Valores de λ_c para Margem esquerda do rio Itajaí-Açu.....	120
Figura 70 - Variação de λ_c para as quatro obras estudadas.....	121
Figura 71 - Compilação de valores de $\lambda_c \times S_{u0}$ para as quatro obras estudadas	123
Figura 72 - Gráfico U_v x tempo - Condomínio Palms.....	125
Figura 73 - Sobreposição de recalques estimados através dos c_{veq} no gráfico obtido de Chavão 2015	126
Figura 74 - Sobreposição de recalques estimados através dos c_{veq} no gráfico de Riccio <i>et. al.</i> 2018.....	126
Figura 75 - Gráfico de U_v x tempo - Parque dos atletas	127
Figura 76 – Sobreposição de recalques estimados através do c_{veq} no gráfico de Riccio <i>et. al.</i> , 2013 – Parque dos Atletas.....	128
Figura 77 - Gráfico de U_v x tempo - Rodoanel.....	129
Figura 78 - Curva de recalque estimado comparada as curvas de medições através de placas de recalque – Rodoanel	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Obras executadas com a técnica do CPR <i>Grouting</i>	22
Tabela 2 - Associação do modelo utilizado com o módulo equivalente (E) correspondente.....	39
Tabela 3 - Compressibilidade das argilas brasileiras. Valores sugeridos por Barata e Danziger (1986).....	46
Tabela 4 - Relações de espaçamento de verticais com o espaçamento de drenos..	53
Tabela 5 - Resultados de instrumentação por Chavão.....	62
Tabela 6 - Valores de e_0 e C_c para cada subcamada – Condomínio Palms.....	65
Tabela 7 - Valores estimados de S_{u0} por profundidade – Condomínio Palms.....	69
Tabela 8 - Valores de E por camadas para diferentes níveis de tensões - Condomínio Palms	69
Tabela 9 - Valores de e_0 e C_c para cada subcamada – Parque dos Atletas.....	73
Tabela 10 - Resultados de S_{u0} obtidos por ensaio pressiométrico segundo os métodos de Ghionna e Jamiolkowski (1981) e Briaud (1986) – Parque dos Atletas	74
Tabela 11 – Valores de C_c e e_0 - Rio Itajaí-Açu.....	84
Tabela 12 -Quadro resumo dos parâmetros das obras estudadas	88
Tabela 13 - Resultados de S_u com e sem o uso do CPR a partir de ensaios pressiométricos– Parque dos Atletas	89
Tabela 14 - Ganho de resistência não drenada - Parque dos Atletas.....	90
Tabela 15 - Porcentagem de erro da média de S_u com os valores medidos – Parque dos Atletas.....	92
Tabela 16 - Valores de S_{ueq} obtidos através da planilha de cálculo do CPR a partir de λ_c de projeto - Parque dos Atletas	93
Tabela 17 - Variação dos valores de S_u a partir dos λ_c de projeto com relação aos valores reais - Parque dos Atletas.....	94
Tabela 18 - Valores de S_{us} estimados a partir de correlação com resultados de DPL – Rodoanel Mário Covas	95
Tabela 19 - Valores de S_{us} e S_{ueq} com porcentagem de erro do valor de projeto com o valor medido – Rodoanel Mário Covas.....	98

Tabela 20 - Valores de S_{u0} obtidos por ensaio pressiométrico por profundidade – Margem esquerda rio Itajaí Açú.....	99
Tabela 21 - Valores medidos pelo ensaio pressiométrico pós-tratamento segundo correlação de Briaud (1985) e suas médias por profundidade.	100
Tabela 22 - Indicação dos ensaios utilizados para comparar o ganho de S_{us} – Margem esquerda do rio Itajaí-Açú	101
Tabela 23 - Valores de S_{ueq} obtidos através da planilha de cálculo do CPR a partir de λ_c de projeto - Margem esquerda do rio Itajaí – Açú	104
Tabela 24 - Porcentagem de erro do λ_c de projeto para o medido por ensaio pressiométrico - Margem esquerda do rio Itajaí-Açú.	105
Tabela 25 - Recalques fornecidos pelas placas de recalque dos aterros com e sem tratamento em intervalos de 30 dias – Condomínio Palms	108
Tabela 26 - Parâmetros do solo mole para uso em método de Terzaghi – Condomínio Palms	109
Tabela 27 - Resumo de dados do aterro para cálculo de sobrecarga – Condomínio Palms	110
Tabela 28 - Tabela de resultados de recalque em metros através do cálculo por E do solo pós-tratamento – Condomínio Palms.....	110
Tabela 29 - Tabela de resultados de recalque em metros através do cálculo por E do solo sem tratamento – Condomínio Palms	111
Tabela 30 - Valores de β de projeto e porcentagem de erro comparado ao β obtido através de estimativa de recalque por Asaoka – Condomínio Palms.....	112
Tabela 31 - Valores de β de projeto e porcentagem de erro comparado ao β obtido através de estimativa de recalque – Parque dos Atletas.....	113
Tabela 32 - Valores estimados de recalque antes e após o tratamento de geoenrijecimento – Rodoanel Mário Covas.....	114
Tabela 33 - Valores de β de projeto comparado com β medido – Rodoanel.....	116
Tabela 34 - Recalques estimados pelo método de Asaoka segundo Sandoval, 2016 - Margem esquerda do rio Itajaí-Açú	117
Tabela 35 - Fator Tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela teoria de Terzaghi.....	124
Tabela 36 - Valores de c_v medidos pós-uso CPR - Rodoanel.....	129

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AMV	Aranha magnética vertical
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BA	Bahia
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
CPT	Cone penetration test
CPTu	Cone penetration test com medição de poropressão
CPR	Consolidação Profunda Radial
CU	Ensaio de compressão triaxial adensado e não drenado
UU	Ensaio de compressão triaxial não adensado e não drenado
PMT	Ensaio pressiométrico de Ménard
ETE	Estação de tratamento de esgoto
ha	Hectare
IXX	Ilha de investigação
IN	Inclinômetro
MPa	Megapascal
m	Metro
m ²	Metro quadrado
mm	Milímetro
DPL	Penetrômetro dinâmico leve
PE	Pernambuco
PZ	Piezômetro
PR	Placa de recalque

kgf	Quilograma força
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
RJ	Rio de Janeiro
RN	Rio Grande do Norte
SP	São Paulo
SESC	Serviço Social do Comércio
SPT	Standart Penetration Test
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

h_{at}	Altura do aterro
\uparrow	Aumento do valor medido
C_v	Coeficiente de adensamento vertical
C_{veq}	Coeficiente de adensamento vertical do solo tratado
C_c	Coeficiente de compressão
λ_c	Coeficiente de redução volumétrica devido ao adensamento
ε	Deformação
ε_v	Deformação média dentro da célula unitária
\varnothing	Diâmetro
D	Diâmetro equivalente da célula unitária
H_d	Distância de drenagem
S_{geo}	Espaçamento entre drenos
S_d	Espaçamento entre drenos
S_v	Espaçamento entre verticais de adensamento
H	Espessura da camada de solo mole
N_{SPT}	Fator que corresponde ao número de golpes, no ensaio SPT
$^\circ$	Grau
β_1	Inclinação da reta obtida pelo método de Asaoka
S_{us}/S_{u0}	Incremento da resistência não drenada
C_r	Índice de recompressão
b_r	Índice de resistência em função do f_c e S_{us}
e_0	Índice de vazios inicial do solo
G	Módulo de cisalhamento elástico
K	Módulo de elasticidade volumétrico
E_{eq}	Módulo de rigidez do conjunto solo+grout
E_g	Módulo de rigidez do geogROUT endurecido
E_0	Módulo de rigidez do solo a ser tratado
E_s	Módulo de rigidez do solo entre as verticais de adensamento
E	Módulo de Young
ξ	Parâmetro associado à forma dos bulbos

b	Parâmetro que indica a capacidade de endurecimento do solo
γ_{at}	Peso específico do aterro
γ_s	Peso específico do solo
$\gamma_{sub\ at}$	Peso específico submerso do aterro
U_v	Porcentagem de adensamento vertical
μ	Poropressão
z	Profundidade
RS	Razão de substituição
β	Razão do recalque com tratamento pelo recalque sem tratamento
ρ	Recalque
ρ_{at}	Recalque do aterro
ρ_{-1}	Recalque ocorrido num tempo Δt anterior
ρ_{CPR}	Recalque pós-tratamento com CPR
ρ_0	Recalque sem tratamento
\downarrow	Redução do valor medido
f_c	Resistência à compressão do geogROUT
q_d	Resistência de ponta
S_u	Resistência não drenada
S_{ueq}	Resistência não drenada do compósito
S_{u0}	Resistência não drenada do solo a ser tratado
S_{us}	Resistência não drenada do solo entre as verticais de adensamento
Σ	Somatório
η	Taxa de eficiência de compensação do grout
t	Tempo
σ_{vm}	Tensão de pré-adensamento
σ'	Tensão efetiva
σ_f	Tensão final
σ_i	Tensão inicial
σ	Tensão total
Δt	Varição de tempo
ΔV_v	Varição de volume de vazios do solo
Δe	Varição do índice de vazios
V_i	Volume da célula unitária

V_g Volume de grout injetado

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	21
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
1.1. Solos Moles.....	25
1.2. A Técnica do Geoenrijecimento com CPR <i>Grouting</i>	28
1.2.1 Célula unitária.....	30
1.2.2 Razão de Substituição	32
1.3. Modificações no solo	33
1.3.1. Aumento da Resistência não drenada (S_u).....	34
1.3.2. Aumento da rigidez (E) do solo.....	35
1.3.3. Estado de tensões pós CPR.....	36
1.4. Teoria da Homogeneização	37
1.5. Métodos de estimativa de recalque final para aterros convencionais	40
1.5.1 Método de Asaoka (1978).....	40
1.5.2 Expressão geral para cálculo de recalque	41
1.5.3 Estimativa de recalque através do módulo de Young.....	43
2 MÉTODO DE CÁLCULO CPR.....	45
2.1. Parâmetros de entrada do solo	45
2.1.1 Tipo de Perfil Geotécnico.....	45
2.1.2 Espessura da camada de solo mole	47
2.1.3 Resistência não drenada do solo (S_u).....	47
2.1.4 Coeficiente de adensamento vertical (c_v).....	48
2.1.5 Módulo secante (E) – Rigidez.....	48
2.1.6 Condições de Drenagem	51
2.2. Parâmetros de entrada do geogrout	51
2.2.1 Tipo de malha do CPR.....	52
2.2.2 Espaçamento de geodrenos	53
2.2.3 Volume de geogrout (V_g)	53
2.2.4 Resistência à compressão do geogrout (f_c)	54
2.2.5 Coeficiente de redução volumétrica por adensamento (λ_c)	54
2.2.6 Profundidade de geoenrijecimento	56
3 ESTUDOS DE CASO	57

3.1 Apresentação das obras	57
3.1.1. Condomínio Palms Recreio Residencial.....	57
3.1.2. Parque dos Atletas.....	70
3.1.3. Rodoanel Mário Covas	75
3.1.4. Margem esquerda rio Itajaí-Açu.....	80
3.2 Determinação de λ_c por S_u	87
3.2.1 Condomínio Palms Recreio Residencial.....	88
3.2.2 Parque dos Atletas.....	89
3.2.3 Rodoanel Mário Covas	95
3.2.4 Margem esquerda do rio Itajaí-Açu.....	99
3.3 Determinação de λ_c por β	105
3.3.1 Condomínio Palms Recreio Residencial.....	107
3.3.2 Parque dos Atletas.....	112
3.3.3 Rodoanel Mário Covas	114
3.3.4 Margem esquerda do rio Itajaí Açu	117
3.4 Compilação dos valores de λ_c	117
3.5 Valores previstos e medidos de c_v	123
3.5.1. Condomínio Palms.....	124
3.5.2. Parque dos Atletas.....	127
3.5.3. Rodoanel Mário Covas	128
3.5.4. Margem esquerda do rio Itajaí-Açu.....	130
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	131
4.1 Introdução	131
4.2 Conclusões	131
4.2.1 Condomínio Palms.....	131
4.2.2 Parque dos Atletas.....	133
4.2.3 Rodoanel Mário Covas	134
4.2.4 Margem esquerda do rio Itajaí-Açu.....	134
4.2.5 Compilação dos estudos de casos estudados.....	135
4.3 Recomendações para trabalhos futuros	136
REFERÊNCIAS	137

INTRODUÇÃO

Um país com as dimensões do Brasil tem um território composto por uma diversidade de solos, desde os mais competentes que suportam grandes construções até os mais moles, que necessitam de uma atenção especial para possibilitar construções mais simples. Esses solos ocupam grandes depósitos situados nas costas e várzeas. Com o crescimento cada vez mais acentuado da população, surge a necessidade de ocupá-los e, para isso, técnicas de melhoramento estão sendo desenvolvidas e cada vez mais utilizadas.

Uma delas é a técnica de geoenrijecimento com CPR *Grouting* – cuja sigla significa Consolidação Profunda Radial – desenvolvida em território nacional, pela empresa Engegraut. A técnica consiste na transformação do solo mole em um composto de solo + geogrout (80:15:5 – areia: silte: cimento) e drenos, com a finalidade de obter parâmetros geotécnicos melhorados ao final da construção. Isso proporciona uma redução na magnitude e uma aceleração recalques, além do aumento da resistência do solo/composto.

Por ser uma técnica recente, não há muitos estudos sobre seu desempenho, porém ela já foi utilizada em diversos empreendimentos como pode ser visto na Tabela 1.

Tabela 1 - Obras executadas com a técnica do CPR *Grouting*

Obra	Local	Período de execução		Área Tratada (m ²)	Camada de solo mole (m)
		Início	Término		
Estabilização e monitoramento do solo mole orgânico na PE-051, Trecho Porto de Galinhas/Serrambi	Ipojuca/PE	nov/11	–	13.500	14
Serviços de estabilização de solo de fundação no Parque do 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
CPR <i>Grouting</i> no Condomínio Armazenna 2B, no Lote 11 Gleba 2 para uma sobrecarga de utilização de 0,65kg/cm ² no piso de concreto	Pina, Recife/PE	abr/11	jun/11	7.500	11
Obras de implantação do Parque Olímpico, Cidade do Rock (Rock in Rio), no Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	mar/11	maio/11	18.000	14
Rodovia BR-101 Sul, Comporta	Jaboatão dos Guararapes/PE	nov/10	jan/11	7.500	10
Condomínio Jardins de Monet, Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	Out/10	nov/10	650	6
Base do Tanque TQ 631-303	Suape, Ipojuca/PE	set/10	nov/10	880	11
Duplicação da BR-101, Lote 02	Goianinha/RN	abr/10	jun/10	–	4
Base do Tanque TQ 631-304, Petrobrás Transportes S.A. – TRANSPETRO	Suape, Ipojuca/PE	mar/10	maio/10	880	10
Área interna e externa para galpão da GERDAU, Muribeca	Jaboatão dos Guararapes/ PE	mar/10	jun/10	1.440	12
Ponte dos Carvalhos	Cabo de Santo Agostinho/PE	fev/10	mai/10	5.500	7,5
Estabilização e correção dos segmentos em concreto armado da passagem de gado e águas, além do próprio pavimento da Rodovia Raposo Tavares	Regente Feijó/SP	jan/10	fev/10	133	8
ETE Bacanga	São Luís/Maranhão	jan/10	mar/10	1.200	9
Estabilização e correção dos segmentos em concreto armado da passagem de gado e águas, além do próprio pavimento da Rodovia Raposo Tavares	Regente Feijó/SP	jan/10	fev/10	133	8
Plataforma de descarregamento de minério do britador primário, Jacobina Mineração e Comércio Ltda	Jacobina/BA	out/09	dez/09	1.000	11
Serviços de CPR <i>Grouting</i> dentro da unidade industrial, American BANKNOTE S/A	Ipanema das Pedras – Sorocaba/SP	set/09	out/09	2.100	8
Tecnovia, Avenida Paralela	Salvador/BA	set/09	nov/09	1.000	12
Rodoanel Sul, Lote 3	São Bernardo/SP	Jul/09	ago/09	4.154	12
CPR <i>Grouting</i> p/ execução de casas populares (PROMETROPOLE)	Campo Grande – Recife/PE	jan/07	out/08	14.808	7

Fonte: Adaptado de Engegraut, 2015 (a).

Em busca de uma melhor previsão dos resultados para obter estimativas de recalque mais precisas, Rodrigues *et. al.* (2017) desenvolveu um método de cálculo no qual são inseridos parâmetros do solo mole, e como resposta, obtém-se os parâmetros do composto solo + geogROUT pós-uso do CPR.

Objetivos

O objetivo do presente trabalho é determinar os parâmetros de entrada exigidos pelo método desenvolvido por Rodrigues *et. al.* (2017), além de avaliar a confiabilidade dos parâmetros obtidos através dele com a finalidade de aprimorar os resultados e melhorar as estimativas de projeto. Para isso, serão analisadas obras instrumentadas, que adotaram a técnica de geoenrijecimento com CPR: Condomínio Palms Recreio Residencial (Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro – RJ), Parque dos Atletas (Barra da Tijuca, Rio de Janeiro – RJ), Rodoanel Mário Covas (São Paulo – SP) e tratamento da margem esquerda do rio Itajaí-Açu (Navegantes – SC).

Estrutura da Dissertação

O trabalho é composto por quatro capítulos e a referência bibliográfica. No primeiro Capítulo encontra-se a revisão bibliográfica com os conceitos base para o desenvolvimento do estudo; inicialmente conceituando solos moles e suas peculiaridades e posteriormente introduzindo o conhecimento da técnica de CPR *Grouting*, explicando conceitos, metodologias abordadas e consequências do tratamento. O Capítulo apresenta, também, métodos utilizados para previsão de recalques baseados nas necessidades do trabalho.

O segundo Capítulo aborda o método desenvolvido por Rodrigues *et. al.* (2017), informando quais parâmetros de entrada são solicitados – tanto do solo quanto do geogROUT – e formas de obtê-los. São apresentadas também algumas dificuldades em consegui-los.

O Capítulo três apresenta estudos de caso: condomínio Palms Recreio Residencial, Parque dos atletas, Rodoanel Mário Covas e margem esquerda do rio

Itajaí-Açu, salientando as dificuldades de obtenção de cada parâmetro, e objetivando uma melhor estimativa do parâmetro de coeficiente de redução de volume por adensamento, que não foi muito estudado até então. Conclusões a respeito de cada um dos casos também são apresentadas.

No quarto Capítulo constam as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros relacionados ao tema.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1. Solos Moles

Solos moles, também popularmente conhecidos como mangues, brejos, alagadiços ou pântanos, são solos finos (siltes ou argilas) completamente saturados, ou seja, com todos os vazios preenchidos por água. Segundo a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 7181, o diâmetro dos grãos desse tipo de solo varia de 0,06 mm a 0,002 mm para os siltes e são menores que 0,002 mm para as argilas. Segundo a forma dos grãos, esse tipo de solo possui estrutura lamelar ou fibrilar.

Estes solos têm como características: (1) alta compressibilidade, devido à expulsão de água dos vazios ao aplicar carga – fenômeno este conhecido como adensamento – ocasionando recalques elevados; (2) baixa permeabilidade, oriunda da interação água+solo acarretando na demora até atingir o adensamento total; (3) baixa resistência à compressão suportando cerca de 25 a 50 kPa no caso de solos moles e menos de 25 kPa para solos muito moles – em termos de resistência à penetração, apresentam N_{SPT} de 3 a 5 para solos moles e menores que 2 para solos muito moles - não permitindo sobrecargas elevadas; (4) grande dificuldade de realizar escavações, sendo necessária a construção de taludes muito suaves, tornando-se até mesmo impossível em alguns casos. Alguns problemas em solos moles podem ser vistos nas Figura 1, Figura 2, Figura 3 e Figura 4.



Figura 1 - Recalque em Vila do Pan, Barra da Tijuca – RJ – Talude Lateral.

Fonte: Lima, 2017.



Figura 2 - Recalque em Vila do Pan - Barra da Tijuca, RJ – Entrada de veículos.

Fonte: Lima, 2017.



Figura 3 - Recalque em Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ

Fonte: Mello, 2013



Figura 4 - Recalque em estacionamento do Terra Encantada, Barra da Tijuca – RJ

Fonte: Tassi, 2015.

1.2. A Técnica do Geoenrijecimento com CPR *Grouting*

Visando solucionar os problemas mencionados no Item 1.1, foram desenvolvidas diversas soluções geotécnicas que variam de acordo com as prioridades do cliente: tempo de obra, tolerância de recalques, disponibilidade de recursos e custo. O presente trabalho analisa a técnica de consolidação profunda radial, que permite aceleração e redução da magnitude dos recalques e aumento da resistência do composto geoenrijecido.

O conceito desta técnica de melhoramento de solo é a introdução de injeções sequenciais de geogrout em solo com geodrenos, feitas de baixo para cima, usualmente de metro em metro de profundidade, tendo um volume limitado a ser aplicado. Tanto a malha de drenos quanto a de verticais de injeção são malhas regulares, com padrão geométrico, variando entre malha quadrada ou triangular. A malha de verticais é de fato sobreposta à de drenos e o seu espaçamento costuma ser o dobro do espaçamento dos drenos.

Embora essas injeções sejam sequenciais em uma vertical, a partir de análises em campo percebe-se que a formação dos bulbos de geogrout fica desalinhada e desaprurada, em geral sem contato entre as injeções. Isso gera um questionamento sobre a modelagem teoricamente ser por colunas (Figura 5), como ocorre com colunas de brita, por exemplo. Segundo Cirone (2019), o processo progressivo de abandono do conceito de colunas levou ao desenvolvimento de outro modelo de cálculo, o qual se adota o método do meio homogêneo equivalente (Figura 6). Este modelo consiste em entender o solo tratado como um meio composto por dois materiais: um reforço (o geogrout) e uma matriz (solo ao redor das injeções).

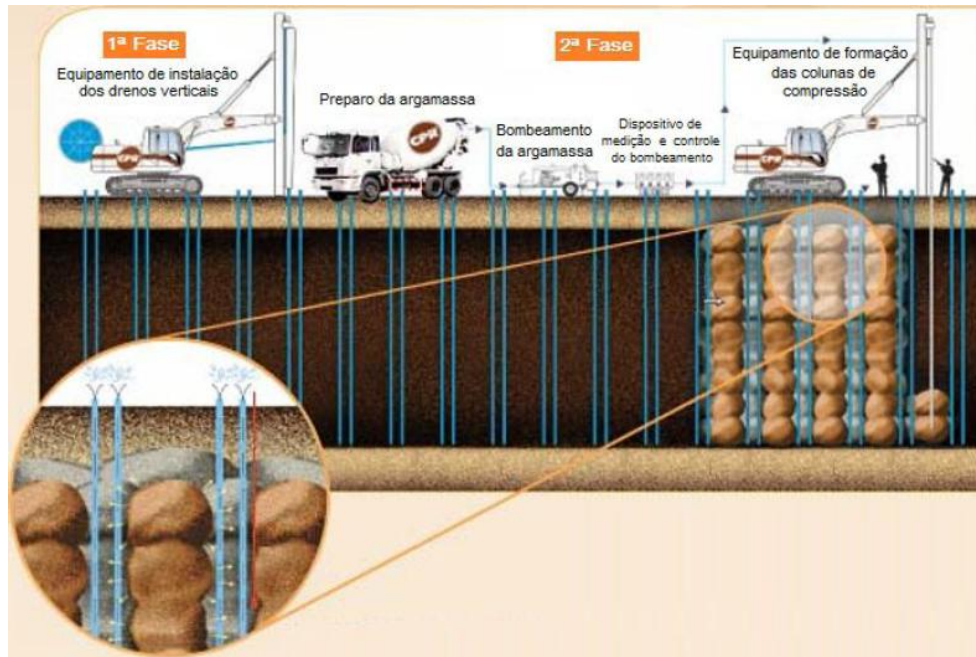


Figura 5 - Bulbos de compressão como eram especulados inicialmente.

Fonte: Chavão, 2015.

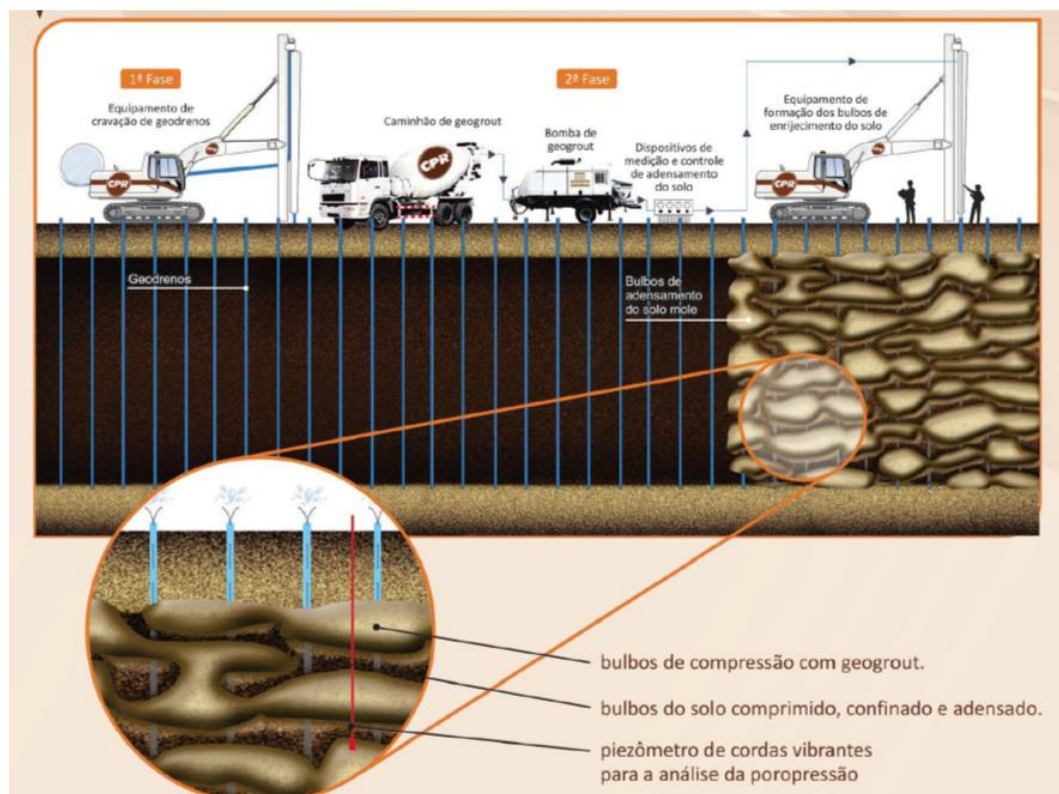


Figura 6 - Bulbos de compressão como são especulados atualmente.

Fonte: Santos, 2018a.



Figura 7 - Bulbos de GeogROUT escavados

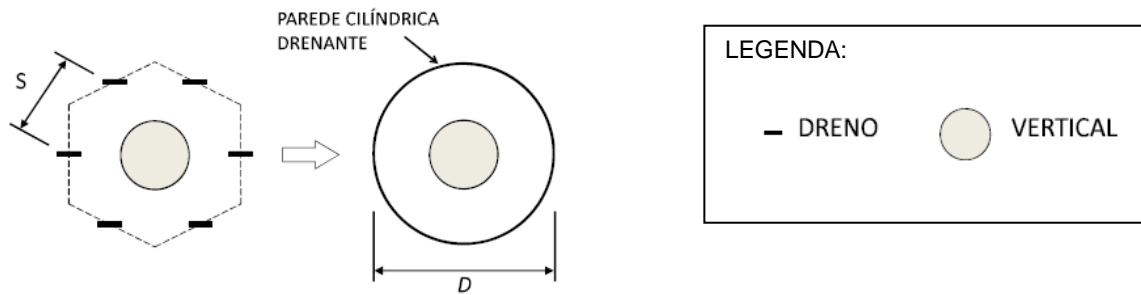
Fonte: Cirone, 2019.

A eficiência desta técnica comparada a outras já utilizadas há mais tempo no tratamento de solos moles pode ser vista em Santos (2018a).

1.2.1 Célula unitária

Para simplificação do método desenvolvido, inseriu-se o conceito de célula unitária, que é formada por uma vertical de adensamento no centro (bulbos de Grout), solo mole ao redor e drenos no seu contorno. Portanto, sua geometria depende exclusivamente do tipo de malha de drenos e de verticais utilizada. As células unitárias estão submetidas a um mesmo carregamento.

Por definição, ela é o volume de controle padrão delimitado por um contorno rígido, drenante e sem atrito simétrico à vertical de adensamento, uma vez que os drenos formam uma parede cilíndrica drenante conforme visto na Figura 8. A quantidade de drenos e sua disposição influenciam as condições de contorno da célula no processo de adensamento radial. Uma célula pode ter de 3 a 8 drenos (Figura 8), ampliando suas opções de drenagem.



S = espaçamento dos drenos

D = diâmetro equivalente da célula unitária

Figura 8 – Parede drenante de célula unitária

Fonte: Cirone, 2019.

O cálculo da área da célula unitária e seu diâmetro equivalente é baseado no espaçamento dos drenos e das verticais, que por sua vez são determinados pelo tipo de malha utilizado. A Figura 9 mostra a relação dessas dimensões com os espaçamentos

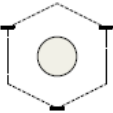
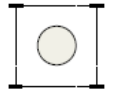
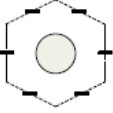
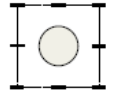
Formato	Espaçamento entre verticais	Área da célula unitária	Diâmetro equivalente
	S	$\frac{\sqrt{3}}{2}S^2$	$D = 1,05 S$
	S	S^2	$D = 1,13 S$
	$2S$	$2\sqrt{3}S^2$	$D = 2,1 S$
	$2S$	$4S^2$	$D = 2,257 S$

Figura 9 - Relação do espaçamento dos drenos das células unitárias com seus diâmetros equivalentes

Fonte: Cirone, 2019

1.2.2 Razão de Substituição

Por definição, a razão de substituição representa, em termos de volume, a taxa de solo substituída por geogROUT. Pode ser calculada pela divisão do somatório do volume da vertical de adensamento (ΣV_g) pelo volume da célula unitária (V_i). Se todas as injeções da mesma vertical tiverem o mesmo V_g , a razão de substituição (RS) é dada pela equação 1 e pode ser visualizada na Figura 10:

$$RS = \frac{V_g}{Ah} \quad (1)$$

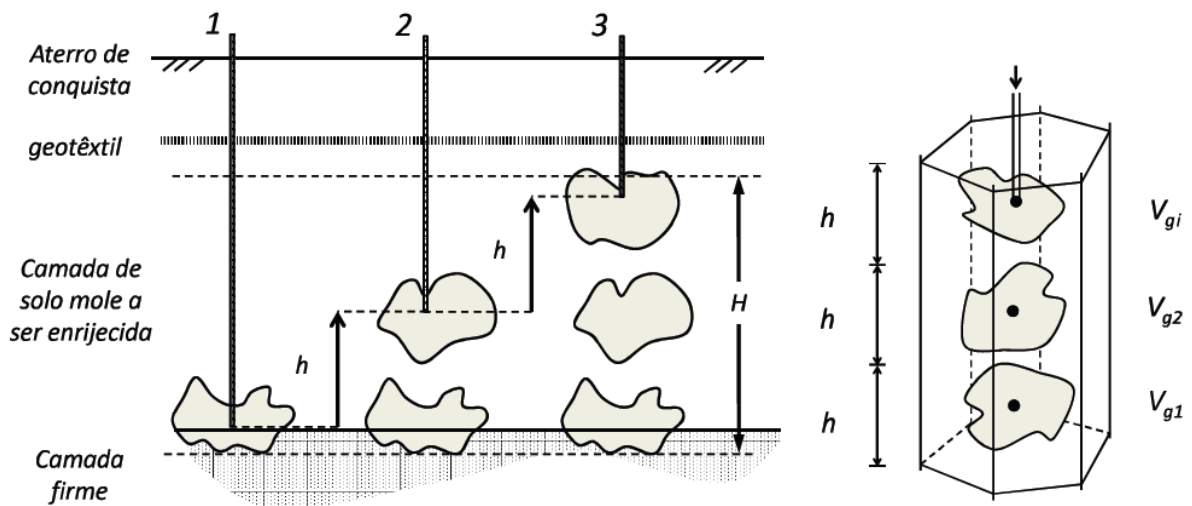


Figura 10 - Representação esquemática do processo de expansão dentro de uma célula unitária indeformada para uma malha triangular

Fonte: Cirone, 2019.

Conclui-se que ela é determinada pelo critério de volume de grout e pelo tipo de malha utilizado.

1.3. Modificações no solo

Este tópico tem por objetivo relacionar os parâmetros do solo mole com as modificações no mesmo devido ao tratamento com CPR *Grouting*. Após a utilização da técnica pode-se observar uma possível e provável deformação volumétrica; aumento da resistência não drenada e da rigidez do compósito de solo com relação ao solo matriz; e um ganho de tensão efetiva média.

A deformação volumétrica é associada tanto à razão de substituição quanto ao adensamento. Com o processo de expansão de cavidades, formam-se bulbos de compressão que induzem a grandes deformações no solo, variando dessa forma o volume do elemento (solo + grout).

Como mencionado anteriormente, a razão de substituição (RS) representa em termos de volume o quanto de solo foi substituído por grout. Ao inseri-lo no solo, pode ocorrer um levantamento do mesmo. Quando ocorre o levantamento, significa que o volume de grout injetado no solo é maior que o volume de água que sai, gerado pelo adensamento.

Para considerar essa variação volumétrica que o solo sofre, adota-se o coeficiente λ_c , determinado em laboratório por meio de ensaios de adensamento. O coeficiente de redução de volume devido ao adensamento é a relação da variação do volume de vazios do solo antes e após a utilização da técnica do CPR com o volume de grout injetado, podendo ser expresso pela equação 2:

$$\lambda_c = \frac{\Delta V_v}{V_g} \quad (2)$$

A partir desses conceitos pode-se calcular a deformação média dentro da célula unitária (ε_v) pela equação 3:

$$\varepsilon_v = \lambda_c \times RS \quad (3)$$

Matematicamente, as variações dos valores de λ_c podem ser observadas na Figura 11. Dois casos possíveis foram destacados para λ_c igual a 1, no entanto o primeiro deles - que corresponde a todo volume de vazios ocupado por grout - dificilmente ocorrerá em campo devido a diferença de viscosidade destes.

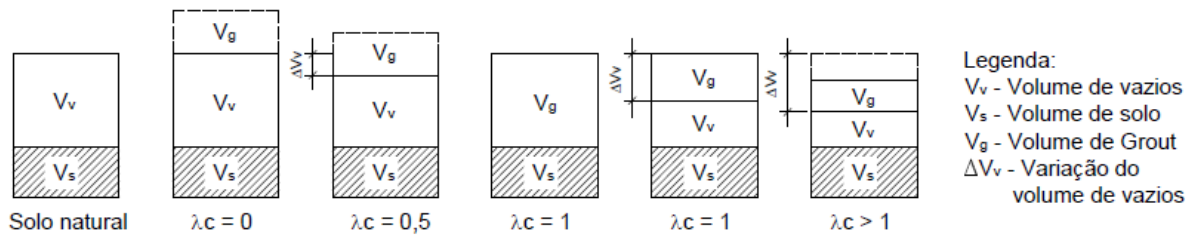


Figura 11 - Possíveis variações do solo para valores de λ_c

Para efeito de cálculos, Cirone (2019) aconselha utilizar λ_c igual a 1, porém ainda é um parâmetro que está sendo estudado (Mussi, 2019) e será abordado no item 2.2.5.

1.3.1. Aumento da Resistência não drenada (S_u)

Resistência não drenada de um solo é o quanto este solo suporta de carga, sem que se rompa, antes de ter a água total ou parcialmente expulsa de seus vazios. Ao eliminar parte dessa água – redução dos vazios - o solo ganha resistência. Isso ocorre, pois a tensão total (σ) - peso específico do solo (γ_s) multiplicado pela profundidade em que o ponto a ser medido se encontra (z) - não varia, então ao diminuir a poropressão (μ) tem-se o aumento da tensão efetiva (σ') - $\sigma' = \sigma - \mu$. É um parâmetro de suma importância para solos moles, uma vez que estes tem seu processo de adensamento natural muito lento, se fazendo necessário uso de técnicas de aceleração de recalques ou de transferência da carga para camadas de solo mais resistentes ou para reforços, quando se executam obras. Por vezes é exigida a execução em etapas, para que o solo possa ganhar resistência aos poucos e não ocorra a ruptura.

A técnica do CPR é tida como um reforço no solo matriz, transformando-o em um compósito formado por solo + grout – estado homogeneizado. Segundo a teoria do estado crítico (Wood, 1990), o aumento do S_u após a utilização da técnica, é uma consequência direta da redução do índice de vazios (parte do volume de vazios ocupado por volume de grout). Tomando isto por base, surge o conceito do incremento da resistência não drenada - relação da resistência não drenada do solo entre os bulbos com a resistência não drenada inicial do solo mole (S_{us}/S_{u0}) -, relacionada diretamente com a deformação volumétrica e com as características de compressibilidade do solo, como pode ser visto na equação 4 extraída de Cirone (2019). Não é considerado a parcela de amolgamento do solo devido às injeções.

$$\frac{S_{us}}{S_{u0}} = \exp\left(2,3\lambda_c RS \frac{1 + e_0}{C_c}\right) \quad (4)$$

Cabe ressaltar que a parcela de resistência referente aos bulbos de grout ainda não está computada nestes cálculos.

1.3.2. Aumento da rigidez (E) do solo

Quanto maior a tensão confinante, maior tende a ser o módulo de Young (E) do solo. Segundo Cirone (2019), alternativamente pode-se relacionar a rigidez com a deformação volumétrica – a partir de dados de ensaio de adensamento - e com o parâmetro b - parâmetro este que será explicado mais a frente. Essa relação pode ser observada na equação 5, cujo desenvolvimento pode ser observado em Cirone (2019).

$$E_s = E_0 \exp(\varepsilon_v b) = E_0 \exp(\lambda_c RS b)$$

$$\frac{E_s}{E_0} = \exp(\varepsilon_v b) = \exp(\lambda_c RS b) \quad (5)$$

Onde:

- E_s é o módulo de rigidez do solo após o tratamento com CPR;
- E_0 é o módulo de rigidez do solo antes do tratamento;
- ε_v é a deformação volumétrica;
- λ_c é o coeficiente de redução volumétrica por adensamento;
- RS é a razão de substituição;
- b é o parâmetro que indica a capacidade de endurecimento do solo.

O parâmetro b é obtido para tensões acima da tensão de pré-adensamento, e está associado aos tipos de perfil estudados por Barata e Danziger (1986).

Segundo Cirone (2016), o ganho de rigidez pode ser estimado a partir de qualquer módulo de Young (E), cisalhante (G), de elasticidade volumétrica (K), já que segundo o autor a razão entre quaisquer módulos iniciais do solo (E_0 , G_0 , K_0) e os módulos pós CPR (E_s , G_s , K_s) não variam muito. Com isso, há uma maior facilidade para obtenção do dado de entrada, não o limitando a um único tipo de módulo de rigidez.

A partir dessa fórmula, conclui-se que a rigidez do solo tende a aumentar exponencialmente com a deformação volumétrica.

1.3.3. Estado de tensões pós CPR

A técnica do CPR, por sua execução pura e simplesmente, provoca alteração nas tensões internas devido à pressão das injeções, que “empurram” os grãos de solo alterando seu volume de vazios. Além disso, após enrijecimento do grout, ocorre uma retração, alterando as tensões de confinamento do solo. Devido à complexidade desse problema, para uma estimativa do estado de tensões pós-tratamento, sua condição foi simplificada através do modelo *Cam-Clay* Modificado (Wood, 1990), tendo como considerações:

- Tensão vertical não varia muito em consequência do enrijecimento do grout, considerando a tensão vertical efetiva aproximadamente constante;
- Toda a deformação volumétrica imposta pelo CPR é plástica;

- O efeito do confinamento lateral é representado pelo aumento do coeficiente de empuxo lateral.

1.4. Teoria da Homogeneização

Após o tratamento com a técnica de CPR, percebe-se que o solo geoenrijecido não tem o mesmo comportamento que o solo natural:

- O adensamento induzido através da expansão de cavidades proporciona um ganho de rigidez, uma vez que modifica o estado de tensões e as características de resistência e rigidez do solo;
- O solo passa a se apresentar com um comportamento de compósito, já que agora é composto por um conjunto de bulbos mais solo comprimido, tendo a fase matriz composta por solo e a fase reforço composta pelo geogrount;
- A utilização de geodrenos acelera o adensamento e, conseqüentemente, reduz o tempo dos recalques.

Em uma menor escala, o solo é tido como heterogêneo devido às transformações sofridas, porém em macroescala é possível considerá-lo como meio homogêneo. Na macroescala, as dimensões coincidem com as dimensões do aterro.

Devido a essas considerações, foi adotado o método do meio homogêneo equivalente, o qual usa parâmetros equivalentes de rigidez, resistência e permeabilidade atribuídos à região tratada, para suprir peculiaridades como a dificuldade da geometria dos bulbos, a presença de drenos e o solo adensado, comprimido e confinado. Essas questões são abordadas mediante técnicas de homogeneização.

A resistência equivalente é calculada com base nos métodos de homogeneização propostos por Omine *et al.* (1999) e Wang *et al.* (2002), onde é considerado o conjunto solo + bulbos como um meio elástico perfeitamente plástico, tendo o reforço disperso dentro da matriz. Os parâmetros utilizados no cálculo são o coeficiente de redução volumétrica devido ao adensamento (λ_c), a razão de substituição (RS), o coeficiente de compressão (C_c), o índice de vazios inicial do solo (e_0) e a resistência à compressão do geogrount (f_c) como pode ser visto na equação 6:

$$S_{ueq} = \left[f_c \frac{RS}{2b_r} + S_{us}(1 - RS) \right] (RS \times b_r + 1 - RS) \quad (6)$$

Onde

S_{ueq} é a resistência não drenada do meio homogêneo;

S_{us} é a resistência não drenada do solo entre os bulbos de grout;

b_r é o índice de resistência dado pela equação 7:

$$b_r = \sqrt[2]{\frac{f_c}{2S_{us}}} \quad (7)$$

Para o cálculo da rigidez equivalente devem-se levar em consideração dois pontos:

- A não uniformidade na geometria dos bulbos. Bulbos são amórficos não sendo considerados esféricos, e em geral eles não estão em contato, são desalinhados e desaprumados, não caracterizando uma coluna perfeita, conforme já apresentado na Figura 6.
- A rigidez do geogROUT após a pega é superior a do solo envolvente. Ele é considerado um reforço rígido praticamente indeformável, dessa forma o solo enrijecido passa a se comportar como material homogêneo composto por dois materiais distintos: a matriz e o reforço.

Tendo conhecimento disso, alguns dos modelos de homogeneização disponíveis são os de Paul (inclusões cúbicas) *apud* Jones (1975), Paul modificado (inclusões esféricas), teoria das misturas (inclusões esféricas) e equação de Halpin (1969) -Tsai (fibras curtas). Em todos os casos, os parâmetros utilizados são módulos de rigidez do solo comprimido, adensado e confinado entre os bulbos (E_s) – estimado pela equação 5; módulo de rigidez do geogROUT endurecido (E_g) e razão de substituição (RS). A título de curiosidade as fórmulas respectivas a cada modelo estão apresentadas na Tabela 2 retirada de Cirone (2019). Para o desenvolvimento do modelo geotécnico feito por Cirone (2016), base do presente trabalho, foi utilizado o modelo de Halpin-Tsai, onde E_s é o módulo de rigidez do solo após a execução dos bulbos, ξ é um parâmetro associado à forma dos bulbos, η é a taxa de

eficiência de compensação do grout, R_S é a razão de substituição e E_g é o módulo de rigidez do grout.

Tabela 2 - Associação do modelo utilizado com o módulo equivalente (E) correspondente

Modelo	Modulo Equivalente	Observações
Paul	$E = \frac{E_s}{1 - R_S^{1/3}}$	Incluesões cúbicas infinidamente rígidas
Paul modificado	$E = \frac{E_s}{1 - 1,24 R_S^{1/3}}$	Incluesões cúbicas infinidamente rígidas Válido por $R_S < 52.4\%$
Teoria das Misturas	$E = \frac{(b-1) R_S + 1}{\frac{R_S b}{E_g} + \frac{1 - R_S}{E_s}}$	$b = \left(\frac{E_g}{E_s} \right)^{1/2}$
Halpin-Tsai	$E = E_s \frac{1 + \xi \eta R_S}{1 - \eta R_S}$	$\eta = \frac{E_g/E_s - 1}{E_g/E_s + \xi}$

Fonte: Cirone, 2019.

Já para a permeabilidade equivalente leva-se em consideração o conceito de célula unitária, que tem seu limite composto por drenos, formando uma parede cilíndrica drenante. Baseado nisso, a simplificação utilizada foi a proposta por Indraratna *et al.* (2008) e melhorada por Ye *et al.* (2012), onde é feita a introdução de uma permeabilidade vertical equivalente no interior da célula, a fim de ter em conta o efeito do adensamento radial ocasionado pelo uso dos drenos presentes no contorno, reconduzindo a uma análise unidimensional. Além disso, existe a questão da anisotropia, que em geral a permeabilidade horizontal é maior que a vertical em solos moles, devido a sua estrutura. Outros fatores podem afetar essa anisotropia, como a presença de lentes de areia ou fraturas.

1.5. Métodos de estimativa de recalque final para aterros convencionais

No presente trabalho, os recalques foram estimados para possibilitar a conferência dos resultados obtidos. Para tanto, foram utilizados os métodos de Asaoka (1978), a expressão geral (teoria clássica) para estimativa de recalque e a estimativa de recalque por meio do módulo de rigidez.

1.5.1 Método de Asaoka (1978)

O método de Asaoka é um método simples, desenvolvido em 1978, o qual utiliza os dados das placas de recalque in situ para estimar não só o recalque final, sem considerar o recalque secundário, como também os coeficientes de adensamento vertical e horizontal. Para a estimativa do recalque ao final do processo de adensamento, faz-se um gráfico de recalque (ρ) x tempo (t) e define-se uma variação de tempo (Δt) constante. Em seguida, coletam-se os recalques espaçados dessa variação de tempo e traça-se uma curva de ρ x $\rho-1$. A partir desses pontos encontrados, traça-se uma reta aproximada e obtém-se o valor de sua inclinação (β_1). Finalmente, traça-se uma reta de 45°, onde se considera que o recalque anterior ($\rho-1$) é igual ao recalque posterior (ρ), critério que indica a estabilização do recalque, e portanto, o valor do recalque final. A Figura 12 ilustra a construção do gráfico de Asaoka.

Para que o método funcione, é necessário que haja a instrumentação de placas de recalque e um bom acompanhamento dos resultados. Segundo Almeida e Marques (2014), ao adotar um valor de Δt , aconselha-se utilizar um valor entre 30 e 90 dias, e no mínimo três intervalos para a estimativa de recalques.

Ressalta-se que esta metodologia não seria a melhor para um solo geoenrijecido, uma vez que é baseado na teoria de adensamento de Terzaghi. Além

disso, ele não é adequado para longos períodos de instrumentação uma vez que não considera o adensamento secundário.

No entanto, pela facilidade em obtenção de dados de placas de recalque em obras que tiveram a técnica aplicada, e pelo monitoramento relativamente curto nas obras estudadas, utilizou-se esse método de estimativa de recalque.

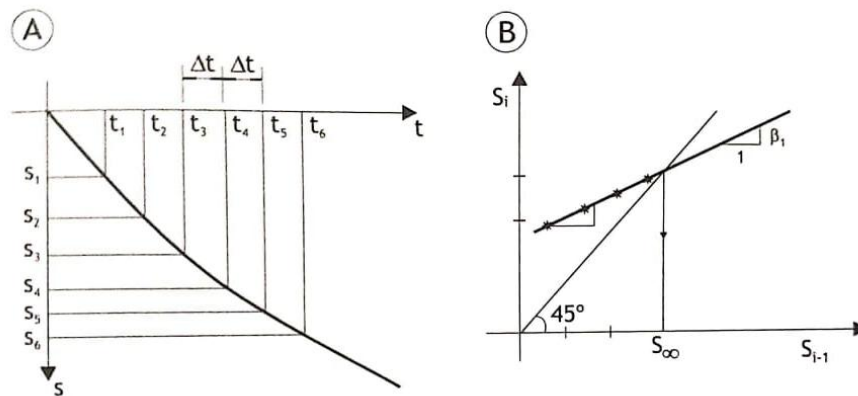


Figura 12 - Construção gráfica do método Asaoka (1978): (A) curva tempo x recalque; (B) reta ajustada

Fonte: Almeida e Marques, 2014.

1.5.2 Expressão geral para cálculo de recalque

Visando facilitar os cálculos, os recalques podem se classificar como: o imediato, o por adensamento primário e o por compressão secundária. O recalque imediato, decorrente de carregamento instantâneo e sem variação do volume da argila, é em geral de pequena magnitude quando comparado ao por adensamento primário. É também denominado como recalque não drenado, elástico ou distorcional.

Segundo Almeida e Marques (2014), o recalque por adensamento deve ser estimado separando a camada de fundação em subcamadas de acordo com os parâmetros obtidos a partir da curva de compressão de ensaios de adensamento. Para solos sobreadensados – que já estiveram expostos a carregamentos maiores

que os suportados no momento – usa-se a expressão geral descrita na equação 8, onde o recalque é calculado em duas etapas: da tensão existente até a tensão de pré-adensamento e deste até a tensão final resultante do carregamento (Pinto, 2006).

$$\rho = \frac{H}{1 + e_0} \left(C_r \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_i} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_{vm}} \right) \quad (8)$$

Onde:

H é a espessura da camada de solo mole;

e_0 é o índice de vazios inicial do solo mole;

C_r é o índice de recompressão;

C_c é o índice de compressão;

σ_{vm} é a tensão de pré-adensamento;

σ_i é a tensão inicial;

σ_f é a tensão final, calculada como a tensão inicial mais o acréscimo de sobrecarga devido à construção do aterro.

O recalque final é resultado do somatório dos recalques das subcamadas.

O recalque por compressão secundária não ocorre após o fim do adensamento primário, mas no caso do uso de drenos, como o primário é rápido, para efeito de projeto pode se considerar essa hipótese. Existem diversos métodos para sua estimativa, presentes em Almeida e Marques (2014).

1.5.2.1 Acréscimo de sobrecarga

Ao construir um aterro sobre um solo mole saturado, imprime-se uma sobrecarga no solo de fundação. Este acréscimo deve ser considerado no cálculo de deformação, assim como a parcela de aterro que sofre recalque e passa a ter peso específico submerso, quando o nível d'água coincide com o do terreno. Essa parte submersa é obtida por meio de iterações quando se deseja estimar o recalque de uma futura obra. No caso deste trabalho, ela pode ser obtida através do

monitoramento de deslocamentos verticais por meio de aranhas magnéticas quando estas estiverem dispostas na base do aterro. A equação 9 é usada para o cálculo da sobrecarga:

$$\text{sobrecarga} = (h_{at} - \rho_{at})\gamma_{at} + \rho_{at}\gamma_{sub_{at}} \quad (9)$$

Onde:

h_{at} é a altura do aterro;

ρ_{at} é o recalque do aterro;

γ_{at} é o peso específico do aterro;

$\gamma_{sub_{at}}$ é o peso específico submerso do aterro

1.5.3 Estimativa de recalque através do módulo de Young

Considerando que no método estudado utiliza-se do parâmetro de rigidez, essa estimativa é feita baseada na teoria da elasticidade, desenvolvida da equação 10, que relaciona tensão por deformação para obter o módulo secante (E):

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (10)$$

As parcelas de tensão e deformação podem ser obtidas pelas equações 11 e 12.

$$\sigma = \gamma_{at} \times h_{at} \quad (11)$$

$$\varepsilon = \frac{\rho}{h_{arg}} \quad (12)$$

Onde:

σ é a tensão;

γ_{at} é o peso específico do aterro;

h_{at} é a altura do aterro;

ε é a deformação;

ρ é o recalque do solo;

h_{arg} é a espessura da camada de solo mole.

Inserindo as equações 11 e 12 na equação 10, tem-se a equação 13:

$$E = \frac{\gamma_{at} \times h_{at}}{\frac{\rho}{h_{arg}}} \quad (13)$$

Colocando o recalque em evidência, tem-se a equação 14, onde $\gamma_{at} \times h_{at}$ é considerada a parcela de sobrecarga.

$$\rho = \frac{\gamma_{at} \times h_{at} \times h_{arg}}{E} = \frac{\text{sobrecarga} \times h_{arg}}{E} \quad (14)$$

2 MÉTODO DE CÁLCULO CPR

Com base no método de cálculo, Rodrigues *et. al.* (2017) criou uma planilha eletrônica onde são inseridos os dados de entrada do solo mole em questão e do geogROUT utilizado, e fornecidos os parâmetros equivalentes do compósito pós geoenrijecimento. Cada dado de entrada será apresentado nos tópicos a seguir com suas influências nos parâmetros de saída.

2.1. Parâmetros de entrada do solo

2.1.1 Tipo de Perfil Geotécnico

Segundo Rodrigues *et. al.* (2018), o tipo do perfil geotécnico pode ser escolhido entre quatro opções, onde a camada mole se encontra em diferentes posições, ilustradas na Figura 13:

- Tipo S: apresenta camada mole superficial;
- Tipo P: apresenta camada mole profunda (sob espessa camada de areia ou aterro);
- Tipo P-S: caso intermediário, que apresenta camada de aterro ou areia com pequena espessura quando comparada com a camada de argila mole;
- Tipo L: apresenta depósito de solos moles com uma lente de areia.

Essa classificação se baseia no estudo de Barata e Danziger (1986), que dizem que “as argilas moles da costa brasileira apresentam compressibilidade similares entre si, que dependem principalmente da posição da camada argilosa e da tensão efetiva média (entre estágio inicial e final de carregamento).” Associados aos tipos de perfis existe o parâmetro ‘b’- capacidade de endurecimento do solo – que varia de 6 a 10 numa faixa de tensões inferiores a 2 kgf/cm² (≈ 200 kN/m²), cujos valores estão associados aos parâmetros de compressibilidade do solo – equação

15 (Wood, 1990) - ou aos tipos de perfis - **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

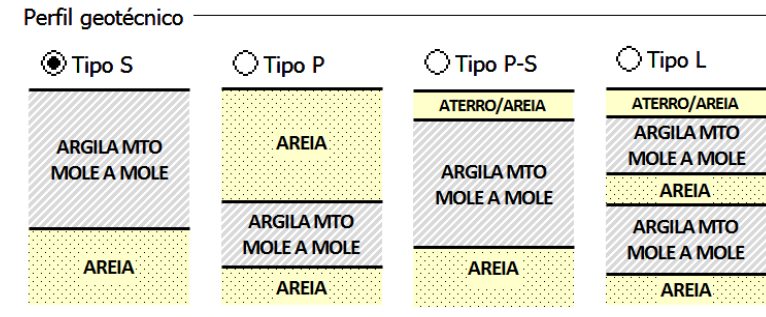


Figura 13 – Tipos de perfil geotécnico

Fonte: Rodrigues *et. al.*, 2018.

$$b = 2,3 \times \frac{1 + e_0}{C_c} = \frac{2,3}{CR} \quad (15)$$

Onde:

e_0 é o índice de vazios inicial do solo

C_c é o coeficiente de compressibilidade

CR índice de recompressão

Tabela 3 - Compressibilidade das argilas brasileiras. Valores sugeridos por Barata e Danziger (1986)

Perfil	Posição da camada mole no perfil	Valor de b
Tipo S	Camada mole na superfície (mangue)	6
Tipo P	Camada de argila profunda (sob espessa camada de areia ou aterro)	10
Tipo P-S	Caso intermediário, com camada de aterro ou areia com pequena espessura quando comparada com a camada compressível	8
(sem distinção)	Relação média para argilas das baixadas litorâneas da costa brasileira	7

Fonte: Cirone, 2019.

Para determinar o tipo de perfil geotécnico, basta ter acesso ao perfil do solo obtido por sondagem a percussão SP ou por piezocone.

2.1.2 Espessura da camada de solo mole

A espessura da camada de solo mole, também pode ser obtida através da estratigrafia oriunda de perfis de sondagem com medida do N_{SPT} ou por meio de ensaios de campo. Quando não há sondagens no local exato da construção, é comum haver variações na espessura das camadas devido a grande heterogeneidade dos solos, divergindo um pouco da estratigrafia obtida nas sondagens próximas. Ao inserir esse valor na planilha, deve-se colocar a espessura total da camada de solo mole (z), mesmo que se divida essa camada em subcamadas para obtenção de parâmetros em laboratório ou ensaios de campo. Isso deve ser feito, pois o valor de z influencia no valor do coeficiente de adensamento vertical equivalente (C_{veq}).

2.1.3 Resistência não drenada do solo (S_u)

A resistência não drenada é comumente retirada de ensaios de palheta, podendo também ser determinada por ensaio T-bar, ensaios triaxiais não drenados, piezocone, entre outros, ou por correlações empíricas. Normalmente, o S_u varia com a profundidade, sendo difícil determinar um valor médio para toda a camada de solo quando esta é muito extensa. O aconselhado é dividir a camada de solo mole em subcamadas de acordo com valores similares que indicam mesmas condições de campo e então utilizar o modelo geotécnico para cada camada considerando suas características.

2.1.4 Coeficiente de adensamento vertical (c_v)

O coeficiente de adensamento reflete características do solo – permeabilidade, porosidade e compressibilidade. Sua adoção como uma constante do solo constitui a hipótese da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi de que as propriedades do solo não variam no processo de adensamento. Embora essa hipótese não se verifique – uma vez que ao adensar, o solo tem sua permeabilidade e compressibilidade reduzidas, c_v é considerado constante independente da variação de tensões na teoria de adensamento. É difícil em projeto utilizar valores de c_v variando por camada, pois implicaria na utilização de diferentes valores de distância máxima de drenagem (H_d) para cada uma delas, tornando mais complexos os cálculos.

O coeficiente de adensamento é retirado de ensaios de adensamento. Nesses ensaios são geradas curvas de tensão efetiva por índice de vazios ($\sigma' \times e_0$) e de tensão efetiva por coeficiente de adensamento vertical ($\sigma' \times c_v$), onde o c_v pode variar muito. A partir da correlação dessas curvas, é interessante utilizar os pontos do final, uma vez que nessa região se garante que o solo não está no estado de pré-adensamento, tornando-o mais representativo para ser utilizado para toda a camada.

2.1.5 Módulo secante (E) – Rigidez

Segundo Pinto (2006), a aplicação da teoria da elasticidade em solos moles é questionável, uma vez que ela não satisfaz os requisitos de material elástico, principalmente quanto à reversibilidade das deformações quando as tensões mudam de sentido. No entanto, o comportamento do solo é admitido como elástico linear e costuma-se adotar um módulo de elasticidade (E) para certo valor de tensões, mesmo observando-se que a relação entre tensão e deformação não é constante. Ao longo do estudo foi observado que pelo valor de E em solos moles variar muito para baixas tensões – como as de campo – é difícil estimar um valor inicial do mesmo como propõe a planilha desenvolvida por Rodrigues *et. al.* (2017). Isso pode ser observado na Figura 14, que mostra o comportamento tensão-deformação de

amostra de solo mole da região do Recreio dos Bandeirantes, RJ (Chavão, 2015). Percebe-se que, para baixas tensões (de 0 a 15 kPa), há uma variação na inclinação das curvas, ou seja, no valor de E , tornando-se difícil estimar um valor único para a situação de campo.

Além disso, como E é a razão da variação de tensões pela variação de deformações, a determinação de um valor representativo para a camada se torna mais difícil uma vez que as tensões aumentam com o confinamento do solo.

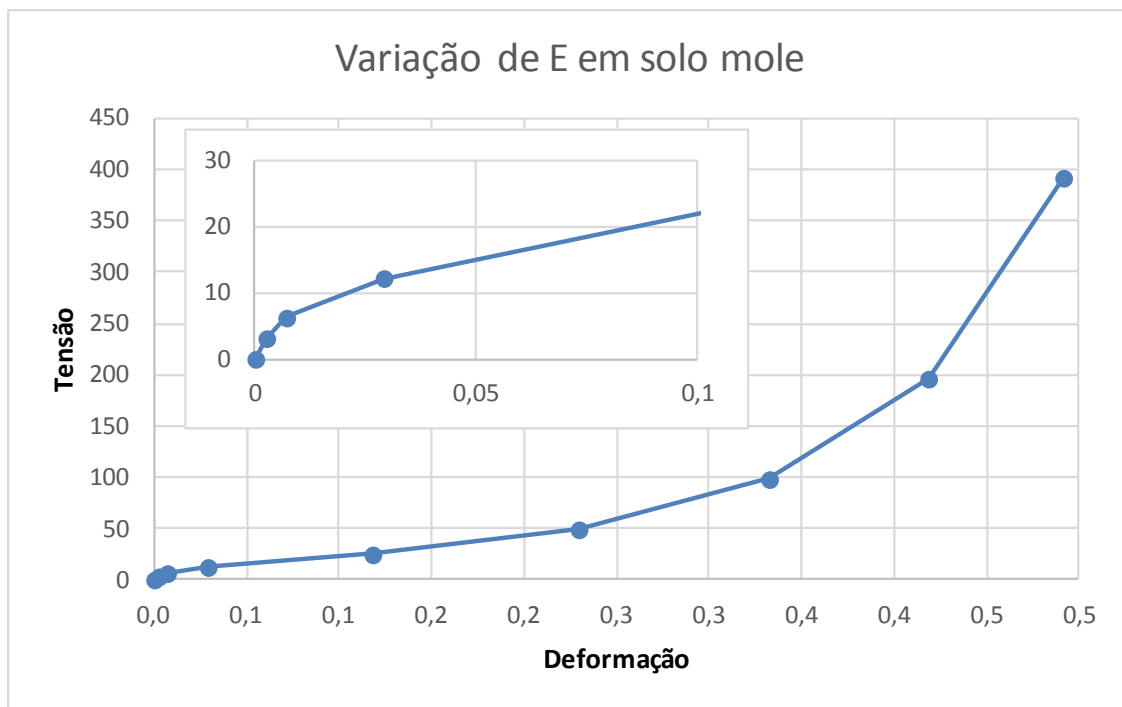


Figura 14 – Variação de módulo secante para baixas tensões em solos moles.

Devido a esses problemas relatados, não se costuma associar valores de E para solos moles, o que dificulta a obtenção exata dos parâmetros oriundos da metodologia geotécnica desenvolvida por Rodrigues *et. al.* (2017).

No entanto, entende-se que o objetivo da metodologia é inserir o valor de campo de E (valor do módulo de rigidez retirado através de ensaios de campo, equivalente às tensões de campo) e obter o valor do E equivalente do novo compósito após aplicação do CPR *Grouting*.

Para facilitar a compreensão ao longo do estudo as seguintes terminologias foram empregadas:

- E_0 – módulo de elasticidade do solo antes do geoenrijecimento;
- E_s – módulo de elasticidade do solo entre os bulbos de grout;
- E_{eq} – módulo de elasticidade do meio homogêneo equivalente.
- *Aprofundamento no cálculo de E_{eq}*

Como já mencionado no item 1.2.4, esse modelo foi baseado na teoria de Halpin (1969) -Tsai, onde o cálculo de E_{eq} é dado pela equação 16:

$$E_{eq} = E_s \frac{1 + \xi \eta RS}{1 - \eta RS} \quad (16)$$

Onde: E_{eq} é o módulo de rigidez do conjunto solo+grout;

E_s é o módulo de rigidez do solo mole pós-tratamento (Equação 5);

ξ é um parâmetro associado à forma dos bulbos, que varia de 10 a 15

RS é a razão de substituição já apresentada no item 1.2.2;

η é a taxa de eficiência de compensação do grout, dada pela equação

17:

$$\eta = \frac{E_g/E_s - 1}{E_g/E_s + \xi} \quad (17)$$

Onde: E_g é o módulo de rigidez do grout, medido por meio de ensaios de compressão.

Porém, para simplificar o cálculo, Rodrigues *et. al.* (2017) adotou o produto de ξ e η igual a 10 e η igual a 0,98 como mostrados na equação 18:

$$E_{eq} = E_s \frac{1 + 10R_s}{1 - 0,98R_s} \quad (18)$$

O módulo de rigidez do solo pós-tratamento (E_s) é dado pela equação 5. Combinando as equações (5) e (15) tem-se a equação 19, utilizada para determinação do módulo de rigidez equivalente do conjunto solo+grout (E_{eq}):

$$E_{eq} = E_0 e^{(b\lambda_c RS)} \frac{1 + \xi\eta RS}{1 - \eta RS} \quad (19)$$

Para um maior conhecimento da influência da variação desses fatores na obtenção do parâmetro equivalente, recomenda-se a realização de estudos para verificar se essa simplificação é válida ou não.

2.1.6 Condições de Drenagem

A condição de drenagem diz respeito às condições de contorno do problema. Se a camada analisada se encontra entre camadas permeáveis, a drenagem é tida como dupla e a distância máxima de drenagem é dada pela metade da espessura da camada. Quando apenas uma das extremidades se encontra livre ou faceando uma camada permeável, e a outra está em contato com camada impermeável como solos moles ou rocha, a drenagem é simples, e sua distância máxima é igual à espessura da camada analisada. Neste item ainda não são considerados os drenos verticais utilizados, que serão mencionados nos tópicos subsequentes.

2.2. Parâmetros de entrada do geogROUT

Neste tópico, serão analisados os parâmetros de entrada referentes ao grout.

2.2.1 Tipo de malha do CPR

A malha de injeções de geogROUT, também chamada de verticais de adensamento Cirone (2019), assim como a malha de drenos, é tida como malha regular, podendo ser disposta na forma triangular ou quadrada, seguindo um padrão geométrico em ambos os casos. Há também a possibilidade de se fazer uma malha quadrada com reforço, que consiste na formulação da malha quadrada com um ponto de aplicação no centro do quadrado (Figura 15 – “tipo 3”). As disposições das malhas podem ser visualizadas na Figura 15, retirada de Rodrigues *et. al.* (2018), onde se observa que a malha de verticais é de fato sobreposta à de dreno, ou seja, o dreno é sacrificado.

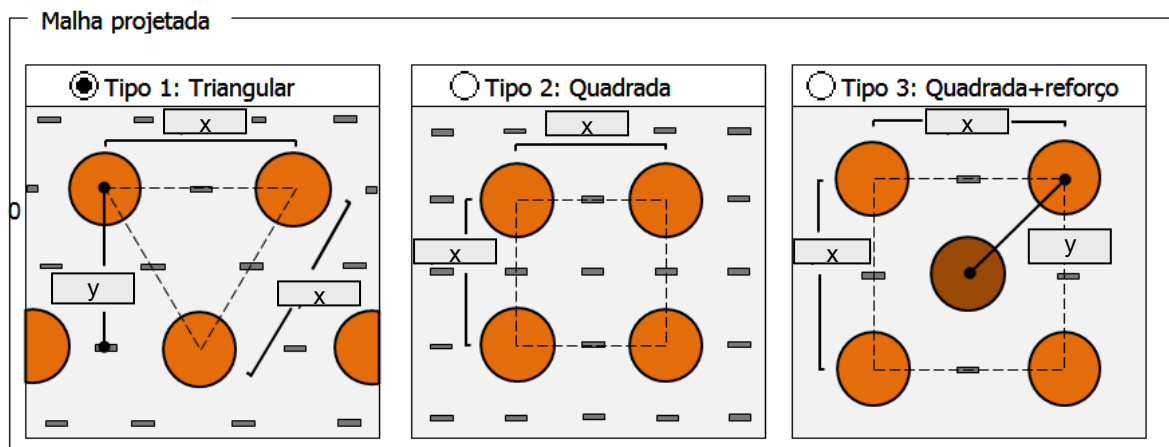


Figura 15 – Tipos de malhas de verticais de adensamento e drenos

Fonte: Adaptado de Rodrigues *et. al.*, 2018.

O espaçamento empregado na maioria dos casos entre verticais de injeção é igual ao dobro do espaçamento entre os drenos, exceto para a situação de malha quadrada com reforço, que é apresentada da **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

2.2.2 Espaçamento de geodrenos

Conforme dito anteriormente, os drenos podem ser instalados na disposição quadrada ou triangular, influenciando na velocidade com que o adensamento ocorre. Na malha triangular a drenagem se dá mais rapidamente do que na quadrada, porém esta é mais onerosa, por usar maior quantidade de drenos.

Tabela 4 - Relações de espaçamento de verticais com o espaçamento de drenos

Tipo de malha	Espaçamento entre verticais	Razão de substituição
Triangular	$S_v = 2 S_{geo}$	$R_s = \frac{V_g}{866 S_v^2}$
Quadrada	$S_v = 2 S_{geo}$	$R_s = \frac{V_g}{1000 S_v^2}$
Quadrada + reforço	$S_v = \sqrt{2} S_{geo}$	$R_s = \frac{V_g}{1000 S_v^2}$

Fonte: Rodrigues *et. al.*, 2018.

2.2.3 Volume de geogROUT (V_g)

No processo de CPR, são aplicadas injeções de geogROUT, com medida de volume a cada metro. De acordo com Rodrigues *et. al.* (2018), o volume normalmente varia de 400 litros até 1200 litros.

O volume injetado a cada metro influencia na razão de substituição (R_s) e no coeficiente de redução de adensamento (λ_c), explicados nos itens 1.2.2 e 2.2.5 do presente trabalho.

2.2.4 Resistência à compressão do geogROUT (f_c)

A resistência à compressão do geogROUT não influencia na obtenção da resistência não drenada, nem do módulo de elasticidade nem no coeficiente de adensamento do compósito, ou seja, a previsão do ganho de resistência não drenada é muito conservadora, pois não considera a contribuição dos bulbos de grout. Seus valores variam de 0,5 MPa a 1 MPa, empregando este último convencionalmente segundo Cirone (2019).

2.2.5 Coeficiente de redução volumétrica por adensamento (λ_c)

Este coeficiente relaciona os vazios do solo, antes e após a utilização da técnica, com o volume de grout injetado. Segundo Cirone (2016), o valor de λ_c varia de 0 a 1 (sendo 0 um valor pessimista, 1 um otimista e 0,5 um valor médio).

Seu valor é estimado pela equação 2 mencionada no Item 1.3.

No início, não há variação de vazios no solo se a deformação volumétrica que ocorre é da mesma ordem de grandeza do volume de grout injetado, gerando uma condição não drenada em que $\Delta V_v = 0$, tendo como consequência um levantamento do solo (Figura 16 - b). Para $\lambda_c = 1$ o volume de grout é igual ao volume de água que sai do solo no final do adensamento, difícil se ser avaliado, mas não impossível, além de ter que considerar a parcela que sai devido ao carregamento do aterro.

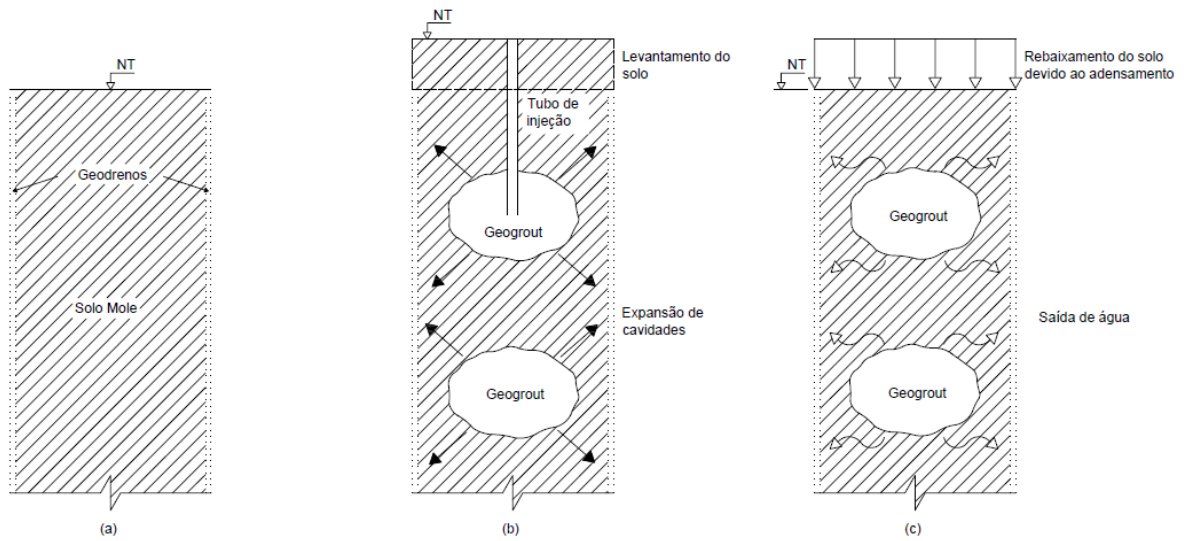


Figura 16 - Esquema do efeito imediato da expansão de cavidades ao aplicar a técnica de geoenrijecimento. (a) solo mole com geodrenos instalados; (b) levantamento imediato do solo após injeções de geogROUT; (c) rebaixamento do solo devido à expulsão de água.

Este parâmetro influencia nos dados de saída: resistência não drenada equivalente (S_{ueq}), módulo de rigidez equivalente (E_{eq}) e β . Para efeitos de cálculos costuma-se usar λ_c igual a 1 para projeto, valor que considera o máximo de eficiência, porém sua variação é expressiva nos valores obtidos desses parâmetros.

Isolando o parâmetro λ_c nas equações de obtenção de E_{eq} e S_{us} , chega-se às equações 20 e 21:

$$\lambda_c = \frac{\ln\left(\frac{E_{eq} (1 - \eta RS)}{E_0 (1 + \xi \eta RS)}\right)}{bRS} \quad (20)$$

$$\lambda_c = \frac{\ln\left(\frac{S_{us}}{S_{u0}}\right)}{bRS} \quad (21)$$

Onde:

E_{eq} é o módulo de elasticidade do compósito pós-aplicação do CPR;

E_0 é o módulo de elasticidade do solo antes do CPR;

η é a taxa de eficiência de compensação do Grout;

RS é a razão de substituição;

ξ é o parâmetro associado à forma dos bulbos;

b é o parâmetro que indica a capacidade de enrijecimento do solo;

S_{us} é a resistência não drenada do solo pós-aplicação de CPR;

S_{u0} é a resistência não drenada do solo antes do CPR.

Levando em consideração sua importância, a obtenção do valor de λ_c será abordada separadamente a partir da conferência desses parâmetros por meio de monitoramento da obra pré e pós CPR – por meio de ensaios que determinem direta ou indiretamente a resistência não drenada do solo (S_u) e/ou por meio do monitoramento de placas de recalque, aranhas magnéticas ou qualquer outro mecanismo que acompanhe os recalques, em outros casos de obras que utilizaram a técnica do CPR.

Para a calibração da magnitude de λ_c recomenda-se a realização de ensaios, como por exemplo determinação de umidade e de índice de vazios, em um perfil de solo mole antes e depois do geoenrijecimento.

2.2.6 Profundidade de geoenrijecimento

Esse parâmetro indica a profundidade de aplicação do CPR dentro da camada. A técnica de geoenrijecimento pode ser aplicada em toda a profundidade da camada, ou de forma parcial, dependendo da necessidade do projeto.

3 ESTUDOS DE CASO

3.1 Apresentação das obras

A teoria apresentada na revisão bibliográfica (Cirone, 2016), para obtenção de parâmetros equivalentes do compósito, será confrontada com resultados de obras instrumentadas.

Os casos analisados foram:

- Construção de aterros teste na região do condomínio Palms Recreio Residencial – Avenida Miguel Antônio Fernandes, Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro – RJ;
- Construção do Parque dos Atletas localizado na costa norte da Lagoa de Jacarepaguá, na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro - RJ;
- Trecho BSM 305 do Rodoanel Mário Covas, localizado em um dos três braços da Represa Billings, em São Paulo - SP, local em que foi realizado o tratamento com CPR *Grouting*.
- Tratamento de solo mole situado na margem esquerda do rio Itajaí – Açu, em Santa Catarina, com CPR *Grouting*.

3.1.1. Condomínio Palms Recreio Residencial

O condomínio Palms localiza-se no bairro Recreio dos Bandeirantes, situado na zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, tendo como vizinhos a Barra da Tijuca (a oeste) e Guaratiba (a leste), bairros famosos pela presença de restingas com muito areal e pântanos. As areias marinhas da região têm compacidade crescente com a profundidade apresentando frequentemente nível freático na superfície. Já os solos argilosos e siltosos da localidade apresentam uma capa de turfa e elevados

teores de matéria orgânica, apresentando baixa permeabilidade, baixa resistência e alta compressibilidade.

A área e a localização do empreendimento estão representadas na Figura 17.



Figura 17 - Localização e área do condomínio Palms Recreio Residencial

Fonte: Chavão, 2015.

Uma campanha de sondagens foi realizada para obtenção de um mapeamento geológico-geotécnico, além de ensaios pressiométricos (PMT) e coletas de amostra em campo, e ensaios de adensamento oedométricos em laboratório para obtenção de parâmetros geotécnicos do solo da região. Chavão (2015), Gondariz (2016) e Riccio *et al.* (2018) apresentam os resultados dos ensaios de campo e laboratório e as análises dos aterros experimentais.

No local apresentado, foram construídos dois aterros experimentais – em um deles, o solo de fundação recebeu o tratamento com CPR *Grouting*, no outro, foram utilizados apenas geodrenos para aceleração de recalques, com o objetivo de realizar um estudo comparativo (Chavão, 2015). Ambos os aterros experimentais tinham as mesmas dimensões conforme Figura 18. Essa construção teve início em agosto de 2014, com a marcação das áreas. Em seguida, houve a cravação dos

drenos em ambos os aterros e a remoção do aterro de conquista (1,30 m de espessura). Posteriormente, foi lançado um colchão drenante sobre o solo natural e iniciou-se a instalação dos instrumentos para monitoramento dos recalques, deslocamentos horizontais e poropressões nos aterros. Em setembro de 2014, foi realizado o tratamento em um dos aterros com a técnica do CPR *Grouting*, com a execução das verticais de adensamento através de bombeamento de argamassa.

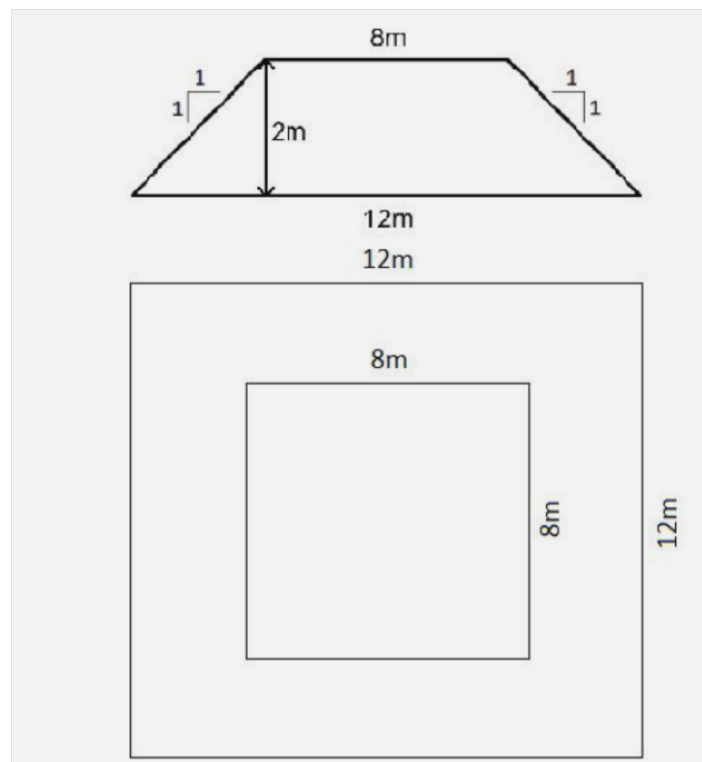


Figura 18 - Dimensões de aterros experimentais construídos no condomínio Palms Recreio Residencial

Fonte: Chavão, 2015.

Os instrumentos utilizados nos monitoramentos de cada aterro foram 3 placas de recalque (PR), 1 aranha magnética vertical (AM) e 1 perfilômetro, para monitoramento dos deslocamentos verticais, 2 piezômetros elétricos de corda vibrante, para monitoramento de poropressões, e 1 inclinômetro, para monitoramento dos deslocamentos horizontais (Figura 19 e Figura 20).

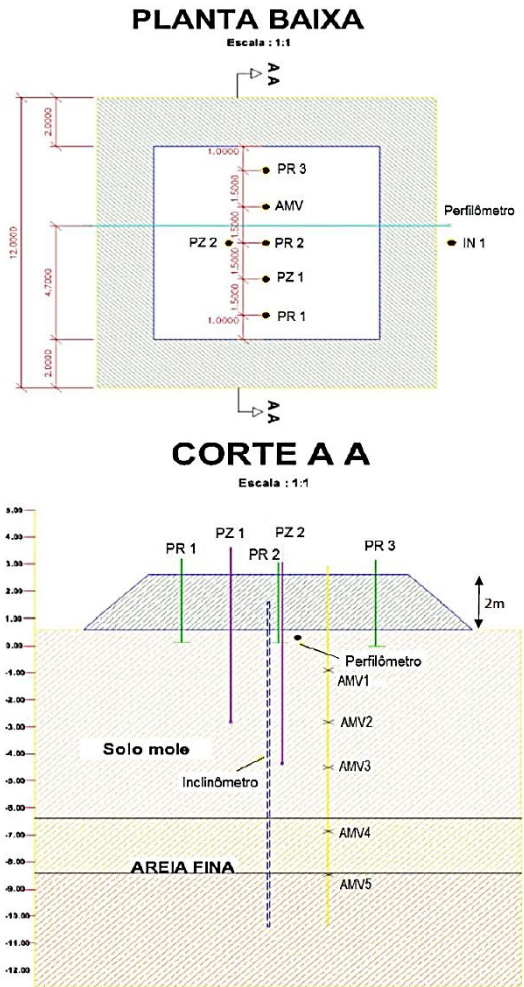


Figura 19 - Locação de instrumentação em aterro sem tratamento

Fonte: Chavão, 2015.

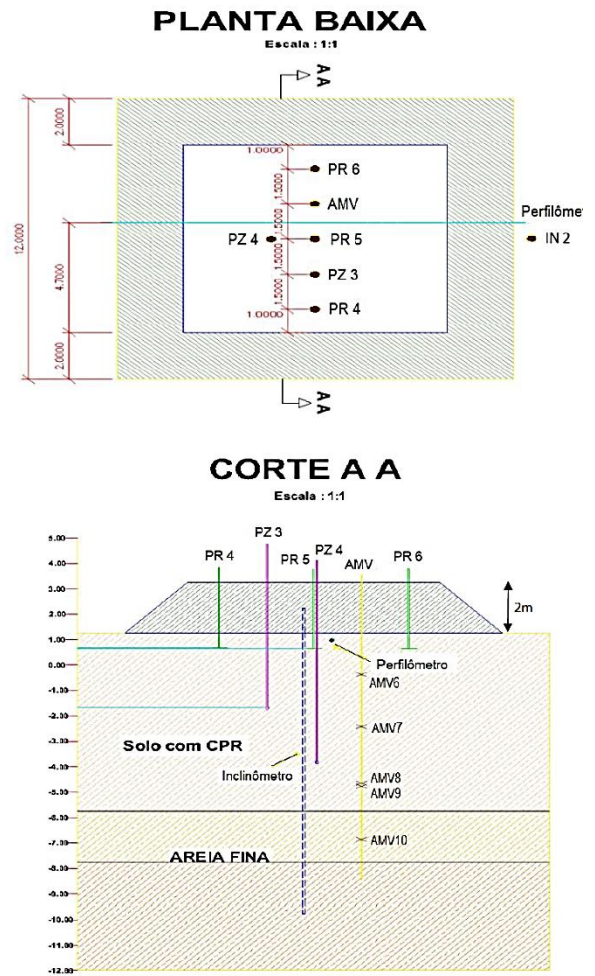


Figura 20 - Locação de instrumentação em aterro com tratamento

Fonte: Chavão, 2015.

Após a construção dos aterros, foi lançada uma grande quantidade de material oriundo da escavação da obra onde os mesmos estavam locados. Foram cerca de 7 m de altura de material depositado próximo ao aterro experimental sem tratamento (Figura 21), o que provocou alterações nas leituras dos piezômetros e, no caso do perfilômetro, foi impossibilitado o acesso para a coleta dos dados.



Figura 21 - Depósito de material a esquerda de aterro experimental sem tratamento

Fonte: Chavão, 2015.

A Tabela 5 resume os resultados obtidos pela instrumentação de campo.

Foram realizadas ilhas de investigação - locais onde se concentram os diversos tipos de ensaios de campo, com o intuito de correlacionar os resultados entre eles, melhor prever a eficiência dos equipamentos utilizados e então obter resultados confiáveis. Os ensaios disponibilizados por Chavão (2015) se encontravam nas ilhas de investigação próximas às sondagens SP03 e SP11, já os disponibilizados por Riccio et al (2018), foram extraídos da ilha de investigação I01 próxima ao SPT04. A localização das ilhas e dos aterros pode ser observada na Figura 22.

Percebe-se que as ilhas de investigação aferidas não são muito próximas do local de construção, o que pode trazer algumas divergências nos parâmetros.

	ATERRO SEM CPR	ATERRO COM CPR
CONSTRUÇÃO	13/09/14 a 15/09/14	16/09/14 a 19/09/14
PIEZÔMETRO	<p>PZ1: 20/08/14 a 15/01/15 máxima poropressão: 26,40kPa (122 dias)</p> <p>PZ2: 20/08/14 a 15/01/15 máxima poropressão: 43,77kPa (148 dias)</p> <p>OBS: acréscimo de poropressão no final do monitoramento devido a lançamento de material.</p>	<p>PZ3: 08/09/14 a 03/01/15 máxima poropressão: 27,29kPa (129 dias)</p> <p>PZ4: 20/08/14 a 15/01/15 máxima poropressão: 57,32kPa (122 dias)</p>
PLACAS DE RECALQUE	<p>20/08/14 a 15/01/15 (148 dias)</p> <p>PR1: 49,3cm PR2: 49,7 cm PR3: 48,5 cm</p>	<p>5/09/14 a 15/01/15 (132 dias)</p> <p>PR4: 14,6 cm PR5: 15,7 cm PR6: 14,9 cm</p>
INCLINÔMETRO	<p>IN-1: 5/09/14 a 19/01/15 (136 dias)</p> <p>Direção A: +12,3 cm (z=3,5 m); -11,37 cm (z=0 m)</p> <p>Direção B: -6,05 cm (z=3,0 m); +5,77 cm</p> <p>OBS: os segundos valores registrados em cada direção foi devido ao lançamento de material.</p>	<p>IN-2: 12/09/14 a 15/01/15 (136 dias)</p> <p>Direção A: +1,84 cm (z=0 m)</p> <p>Direção B: -0,23 cm (z=4,5 m)</p>
ARANHA MAGNÉTICA	<p>10/09/14 a 15/01/15 (127 dias)</p> <p>AMV1: 26 cm</p> <p>OBS: as demais aranhas magnéticas apresentaram valores de deslocamentos próximos a 0, não sendo significativos. Seus valores obtidos são incertos impedindo a comparação direta dos resultados.</p>	<p>12/09/14 a 15/01/15 (126 dias)</p> <p>AMV6: 5,5 cm</p> <p>OBS: as demais aranhas magnéticas apresentaram valores de deslocamentos próximos a 0, não sendo significativos. Seus valores obtidos são incertos impedindo a comparação direta dos resultados.</p>
PERFILÔMETRO	<p>22/08/14 a 21/11/14 (91 dias)</p> <p>pmáx: 46,3 cm</p>	<p>15/09/14 a 23/12/14 (99 dias)</p> <p>pmáx: 16,8 cm</p>

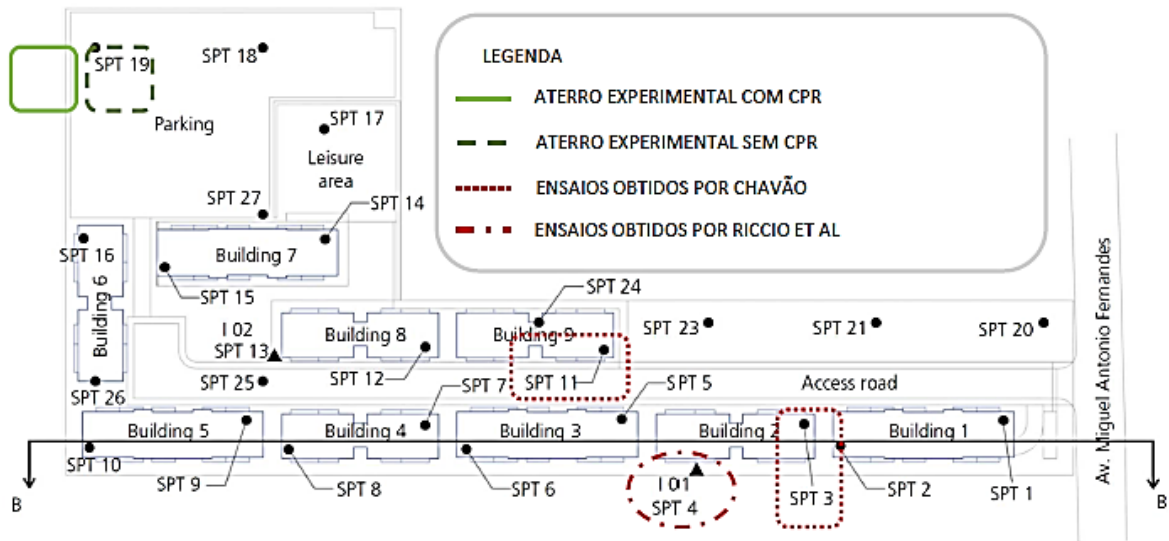


Figura 22 - Localização das sondagens e dos aterros experimentais

Fonte: Adaptado de Riccio *et. al.* (2018).

A sondagem mais próxima do local onde se encontram os aterros experimentais é a do furo SPT 19. Nela obteve-se uma média de 7 m de profundidade de solo mole desde a superfície, apoiado em uma camada de areia fina e média de espessura de aproximadamente 4 m seguida de camada de argila média a rija, conforme pode ser visto na Figura 23, o que caracteriza a estratigrafia como perfil tipo S, com drenagem dupla, uma vez que sob a camada de solo mole encontra-se uma camada de areia, e que a drenagem é permitida para o topo da camada mole também. A partir desse tipo de perfil, a planilha “responde” com o valor do parâmetro b correspondente, conforme mencionado na **Fonte de referência não encontrada**. do item 2.1.1, que neste caso é 6.

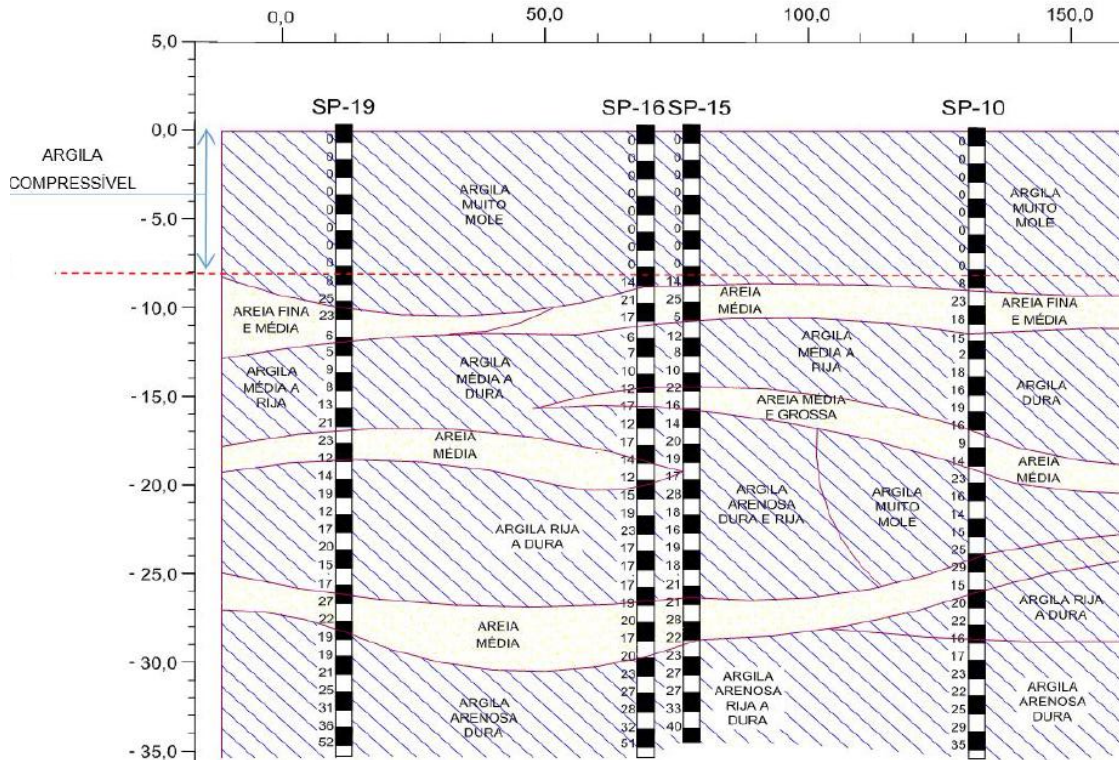


Figura 23 - Perfil do solo a partir de sondagens próximas aos aterros teste – Condomínio Palms

Fonte: Adaptado de Chavão, 2015.

Outra forma de obtenção desse parâmetro b é a partir dos parâmetros definidos pelo usuário: índice de vazios (e_0) e coeficiente de compressibilidade (C_c) que foram utilizados para cada subcamada e são apresentados na Tabela 6. Os valores de e_0 e de C_c foram obtidos de ensaios de adensamento apresentados em Chavão (2015) e na Figura 24 a Figura 27. As amostragens foram retiradas de quatro profundidades diferentes do solo, por isso está dividida em quatro subcamadas. Os valores de b foram calculados a partir da equação 15.

Tabela 6 - Valores de e_0 e C_c para cada subcamada – Condomínio Palms

Camada	e_0	C_c	CR	b
1	15,60	6,14	0,37	6,22
2	3,71	1,66	0,35	6,53
3	3,26	1,04	0,24	6,99
4	2,76	1,33	0,35	6,50

Fonte: Adaptado de Chavão, 2015.

Para avaliar a qualidade das amostras, foi utilizada a proposta de Lunne *et al.* (1997) que utiliza o quociente $\Delta e/e_0$, que é a variação índice de vazios inicial da amostra e o índice de vazios correspondente à tensão efetiva vertical de campo. Quanto maior o valor desse quociente, pior é a qualidade da amostra.

Percebe-se que a amostra referente à primeira camada apresenta um índice de vazios muito alto, maior que o inicial de campo, além de um C_c bem maior que o das demais camadas. Na curva de adensamento (índice de vazios x tensão efetiva), a tensão efetiva vertical inicial é maior que a tensão efetiva de campo, não sendo possível obter o valor da segunda. Dessa forma, não se pode avaliar a qualidade dessa amostra, no entanto presume-se que se trata de uma camada de turfa. A qualidade das amostras 2 e 3 foram consideradas muito boas a excelentes, e a qualidade da amostra 4, regular.

Também por meio do ensaio de adensamento foram obtidos os valores do coeficiente de adensamento (c_v) apresentados na Figura 28 a Figura 31 (Chavão, 2015). Seu valor foi uma aproximação dos pontos do final da curva – trecho normalmente adensado. Este trecho é o mais representativo do solo no campo. Como os valores variavam pouco, optou-se por usar o menor e o maior valor encontrados que foram 0,84 m²/ano e 3,69 m²/ano, pois dessa forma tem-se um intervalo que facilitará na estimativa de um valor que mais se adeque à curva de recalque obtida pelo monitoramento das placas de recalque.

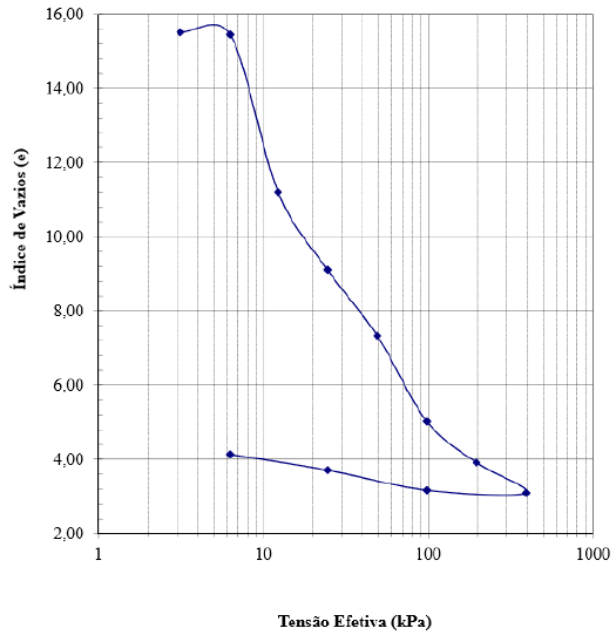


Figura 24 - Ensaio de adensamento amostra 01

Fonte: Chavão, 2015.

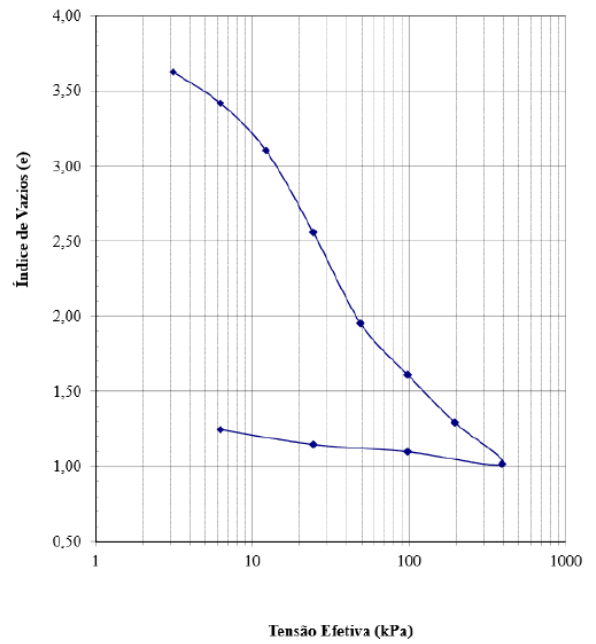


Figura 25 - Ensaio de adensamento amostra 02

Fonte: Chavão, 2015.

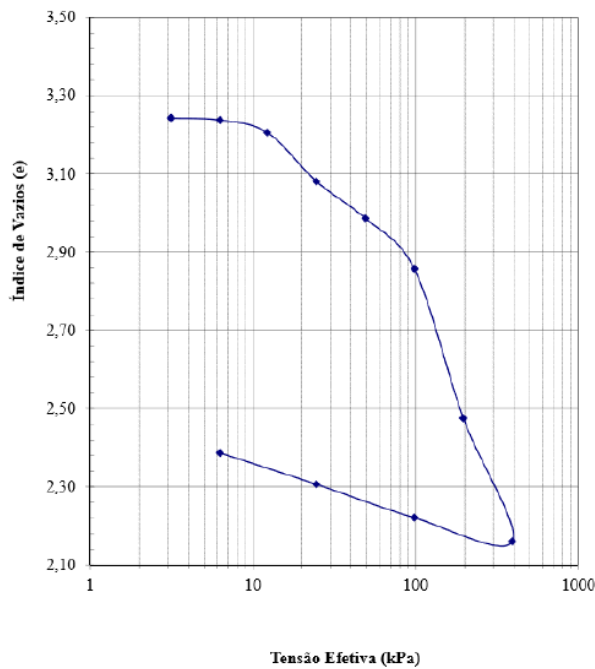


Figura 26 - Ensaio de adensamento amostra 03

Fonte: Chavão, 2015.

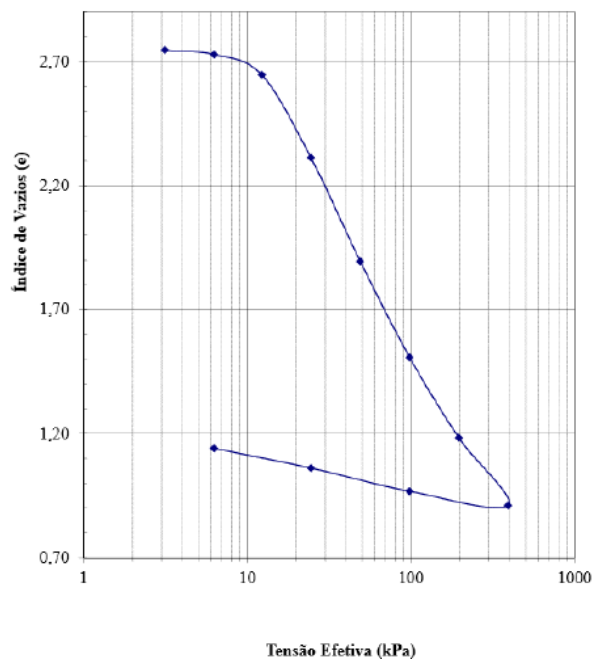


Figura 27 - Ensaio de adensamento amostra 04

Fonte: Chavão, 2015.

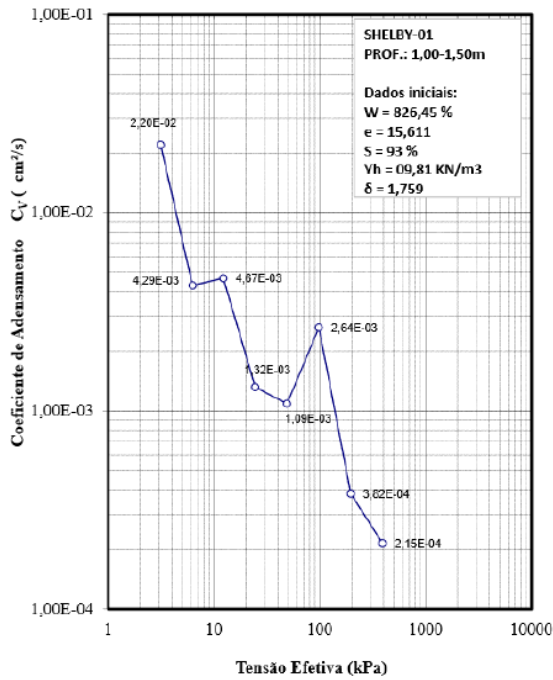


Figura 28 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 01

Fonte: Chavão, 2015.

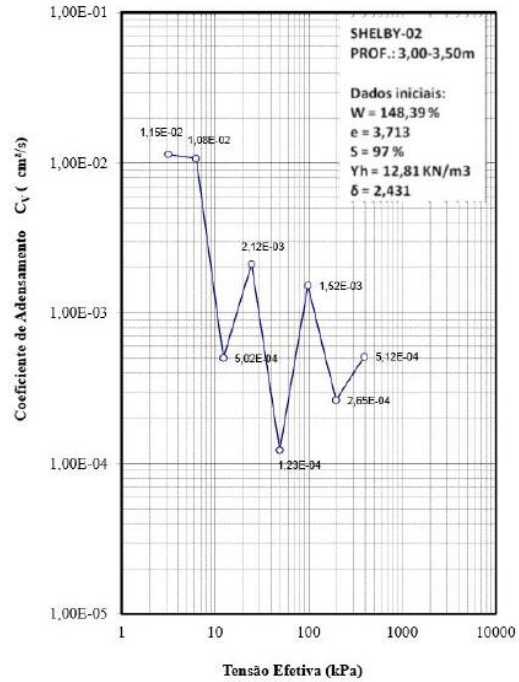


Figura 29 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 02

Fonte: Chavão, 2015.

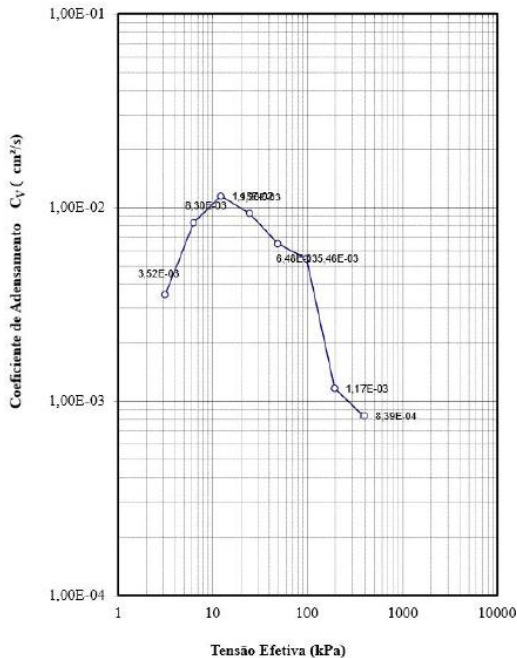


Figura 30 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 03

Fonte: Chavão, 2015.

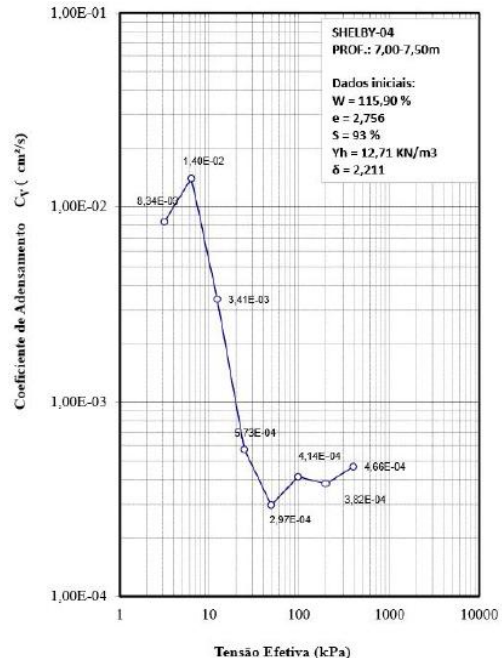


Figura 31 - Curva c_v x tensão efetiva obtida através de ensaio de adensamento - amostra 04

Fonte: Chavão, 2015.

A resistência não drenada inicial do solo (S_{u0}) para cada camada do solo mole foi medida por meio de ensaio de palheta e cone, apresentados na Figura 32 e na Tabela 7. É possível ver que para as camadas superiores (até 4 m) o valor de S_u é muito baixo (menores de 5 kPa), sendo que até 1 m o valor é levemente superior a 5 kPa, devido possivelmente à presença de uma camada de turfa. Para as profundidades acima de 4 m, o valor de S_u gira em torno de 15 kPa.

O módulo de elasticidade de solos moles não costuma ser analisado devido a sua grande variação para tensões baixas, no entanto como foram disponibilizados os gráficos de $e_0 \times \sigma$ (Figura 24 a Figura 27) oriundos do ensaio de adensamento, foi possível estimá-lo a partir da variação de tensão dividida pela variação de deformação ($\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$), e seus resultados estão apresentados na Tabela 8. Os valores de tensão de 25 kPa a 50 kPa foram retirados dos ensaios de adensamento disponibilizados em Chavão (2015), já os valores de 50 kPa a 100 kPa foram obtidos de Riccio *et. al.* (2018).

Com relação à disposição da malha de geodrenos e de verticais de adensamento adotada, a escolha foi pela utilização da malha triangular para ambos. O espaçamento utilizado entre as verticais de injeção de geogROUT foi de 3,0 m, e entre os drenos foi de 1,5 m, como pode ser observado na Figura 33. Percebe-se, também, a sobreposição das verticais nos geodrenos, conforme já mencionado anteriormente e o valor do diâmetro dos bulbos de geogROUT igual a 1,2 m.

Com a adoção da malha triangular espera-se um adensamento mais rápido comparativamente com o uso da malha quadrada, porém com essa configuração utilizam-se mais drenos, o que acaba onerando o custo da obra.

O volume da injeção de geogROUT a cada metro de profundidade foi de 1100 litros, e sua resistência à compressão é de 1 MPa, informações obtidas por Cirone (2019). A profundidade de geoenrijecimento adotada foi de 7 m, igual à profundidade da camada de solo mole.

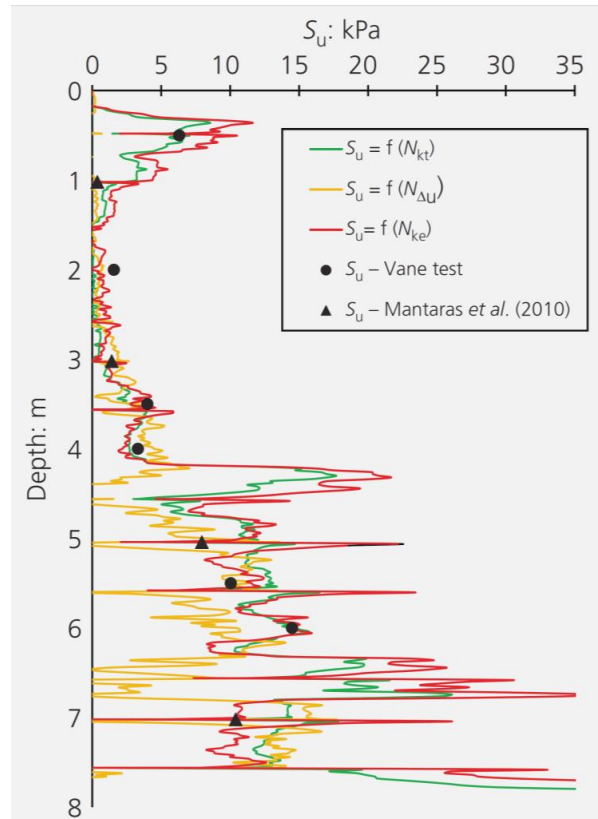


Figura 32 - Resultado de S_{u0} para ensaio de Palheta e CPT

Fonte: Riccio *et. al.*, 2018.

Tabela 7 - Valores estimados de S_{u0} por profundidade – Condomínio Palms

Camada	S_u (kPa)
1	2,0
2	2,0
3	3,5
4	10,0

Tabela 8 - Valores de E por camadas para diferentes níveis de tensões - Condomínio Palms

Camada	E (kPa)	
	Tensão entre 25 e 50 kPa	Tensão entre 50 e 100 kPa
1	229	161
2	191	288
3	600	1309
4	220	286

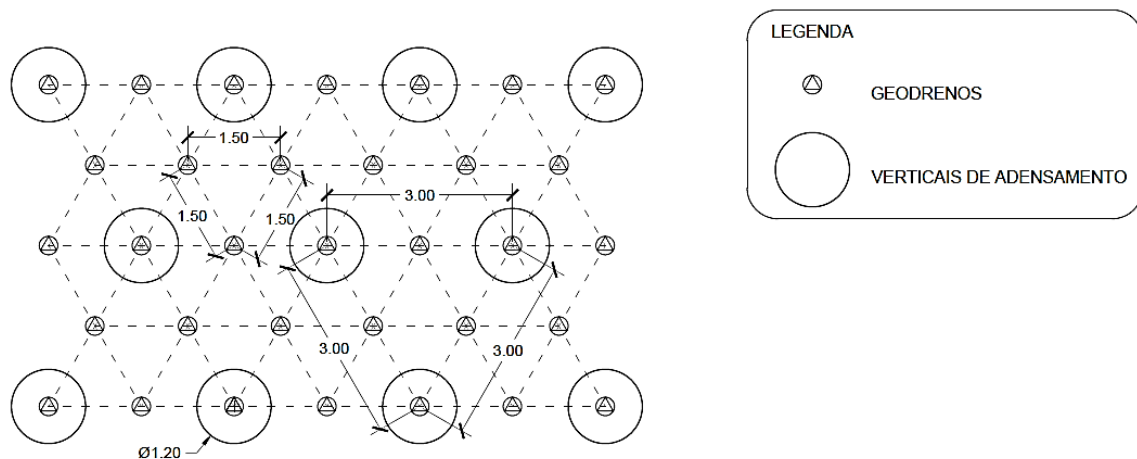


Figura 33 - Malha de geodrenos e de verticais de adensamento – Condomínio Palms

3.1.2. Parque dos Atletas

O Parque dos Atletas, localizado na zona oeste do Rio de Janeiro, no bairro da Barra da Tijuca, foi uma das construções realizadas para que a cidade sediasse os Jogos Olímpicos 2016 (Figura 34). Possui uma área de 13 ha, situada entre a Vila Olímpica Rio 2016 e o Parque Olímpico, e foi concluído em 2011.

A região em questão apresenta camada superficial de turfa que varia de 1 m a 4 m, com presença de 50% a 60% de matéria orgânica; solos muito compressíveis com espessura de até 22 m, sobrejacente à camada de areia; nível d'água próximo à superfície do terreno (0,5 m aproximadamente); peso específico baixo (cerca de 11 kN/m³), umidades altíssimas para as turfás (aproximadamente 1200%) e argilas (de 65% a 500%) e resistência não drenada (S_u) baixa também para as mesmas.

Nem todos os trechos desta obra receberam o mesmo tratamento. Nos trechos com espessura de 0 a 3 m, a técnica utilizada consistiu na remoção ou troca de solo. Para os trechos com espessuras de 3 m a 9 m, utilizou-se a técnica de geoenrijecimento com Consolidação Profunda Radial (CPR *Grouting*). Nos trechos acima de 10 m, não foi possível a utilização de técnicas mais tradicionais como o uso de drenos verticais, devido ao programa de construção, segundo Riccio *et. al.* (2013). Não foram dados mais detalhes sobre o programa de construção e suas particularidades, apenas que o desafio era entregar um aterro de 2,2 m em 4 meses.



Figura 34 - Parque dos Atletas

Fonte: Site Olympic, 2019.

Os ensaios realizados foram sondagem de simples reconhecimento (SPT), determinação do teor de umidade, oedométrico, piezocone (CPT_u), Vane test (palheta) e pressiométrico.

Foram executados 62 furos de sondagem, e dois deles (SPT 27 e SPT 28) são apresentados na Figura 35, onde se estima uma profundidade média de 7 m de solo mole. De acordo com o ensaio SPT, o perfil geológico do solo está em destaque na Figura 36, onde se observa o tipo de perfil como S, cujo o parâmetro b equivale a 6 – segundo **Erro! Fonte de referência não encontrada.** do item 2.1.1 - e também renagem dupla. Os valores de C_c e e_0 disponibilizados vão até a profundidade de 5 m e estão apresentados junto com seu valor de b correspondente, obtidos da equação 15, na Tabela 9.

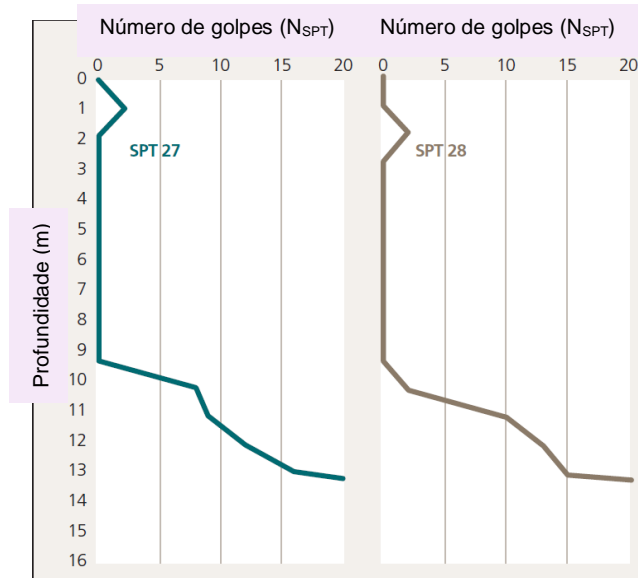


Figura 35 - Perfil típico geotécnico de solo do Parque dos Atletas baseado em duas sondagens

Fonte: Riccio *et. al.* (2013).

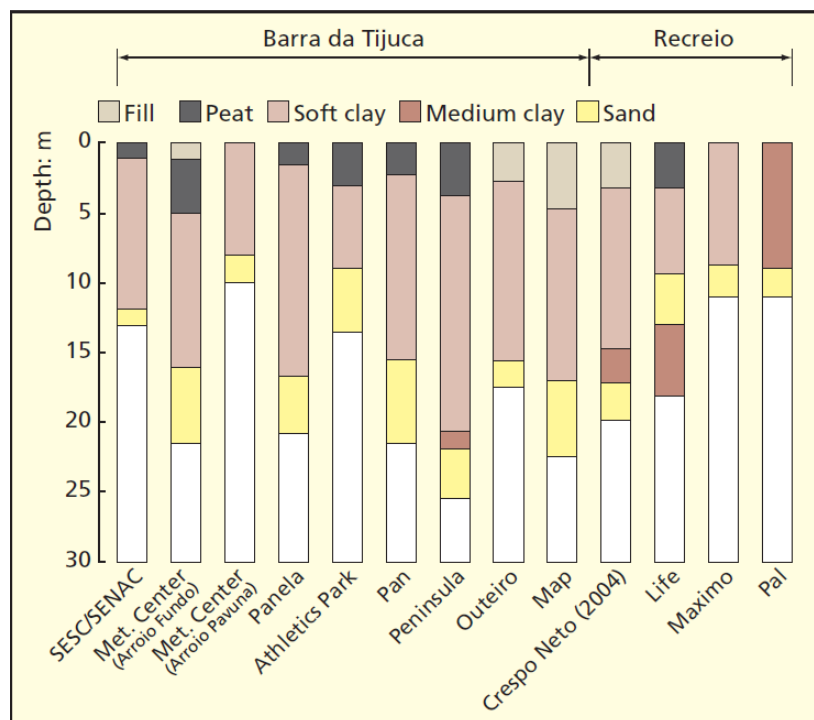


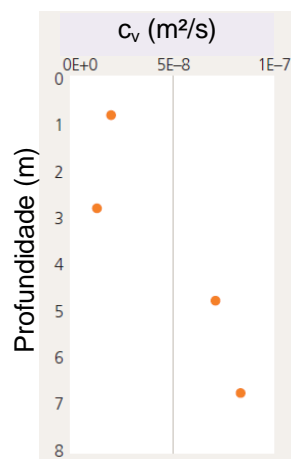
Figura 36 - Perfis geotécnicos típicos de regiões dos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro.

Fonte: Adaptado de Almeida *et. al.* (2008a)

Tabela 9 - Valores de e_0 e C_c para cada subcamada – Parque dos Atletas

Profundidade	e_0	C_c	CR	b
1	6,50	2,85	0,38	6,05
3	5,20	2,50	0,40	5,70
5	2,25	0,60	0,18	12,46

O coeficiente de adensamento vertical foi medido por meio de ensaio oedométrico e está retratado na Figura 37. O gráfico mostra um intervalo muito grande entre os valores, sendo difícil estimar um valor de c_v médio. No entanto, Riccio *et. al.* (2013) considera um valor de $2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ ($6,22 \text{ m}^2/\text{ano}$) retirado do estudo de Almeida *et. al.* (2008). No presente trabalho, optou-se por utilizar esse valor.

**Figura 37 - Resultados de c_v obtidos por ensaio oedométrico - Parque dos Atletas**

Fonte: Adaptado de Riccio *et. al.*, 2013.

O valor de S_{u0} foi obtido pelo ensaio de palheta, piezocone (Figura 38) e pressiométrico (Tabela 10) baseado em dois métodos de correlações distintos: Ghionna e Jamiolkowski (1981) e Briaud (1986). Os valores obtidos por palheta e piezocone são coerentes, porém são muito menores que os obtidos pela correlação do ensaio pressiométrico.

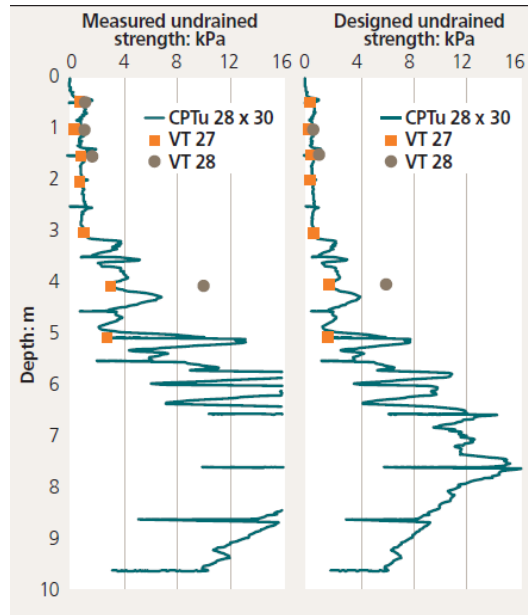


Figura 38 - Perfis de S_{u0} obtidos de ensaio de piezocone e de palheta – Parque dos Atletas

Fonte: Riccio *et. al.*, 2013.

Tabela 10 - Resultados de S_{u0} obtidos por ensaio pressiométrico segundo os métodos de Ghionna e Jamiolkowski (1981) e Briaud (1986) – Parque dos Atletas

Prof. (m)	Ghionna e Jamiolkowski (1981)	Briaud (1986)
	S_{u0} (kPa)	S_{u0} (kPa)
1,2	13,36	6,9
3,0	9,1	15,95
5,0	11,25	20,91
7,0	80,35	71,5

Fonte: Adaptado de Riccio *et. al.*, 2013.

A disposição das malhas de geodrenos e de verticais de adensamento seguiu o formato quadrado, com espaçamento entre os drenos igual a 1,5 m e entre as verticais igual a 3,0 m como mostrado na Figura 39. O tratamento foi realizado em toda a camada (8 m) com injeções de 1000 litros de Grout de 1 MPa de resistência.

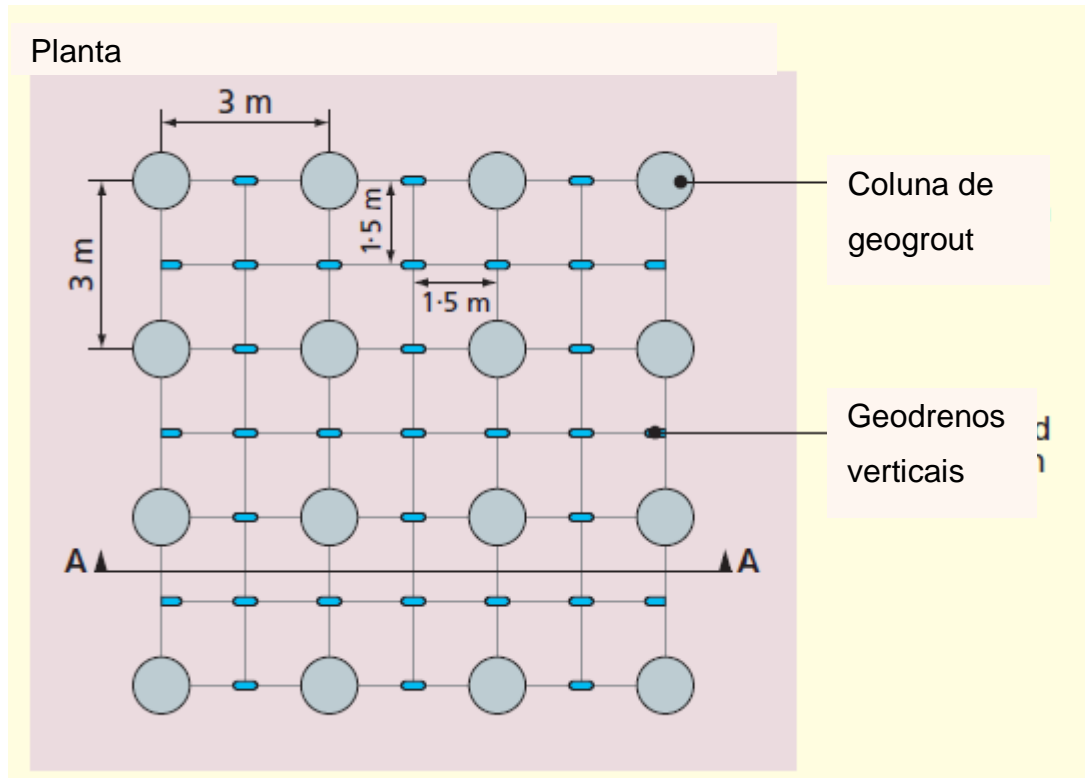


Figura 39 - Esquema de configuração de malhas de geodrenos e verticais de adensamento - Parque dos Atletas

Fonte: Adaptado de Riccio *et. al.*, 2013.

3.1.3. Rodoanel Mário Covas

O trecho sul do Rodoanel foi uma obra iniciada em 2006 e concluída em 2010. A proposta do projeto consistia na implantação e construção de 61,4 km de via e adequação da estrutura viária do entorno e dos 4,4 km já implantados até a avenida Papa João XXIII, localizado no município de Mauá, SP. Foram encontrados três bolsões de solos moles em três braços diferentes da represa Billings identificados na época do projeto como BSM 3.6, BSM 305 e Área 1, que podem ser vistas na Figura 40. A técnica de geoenrijecimento foi utilizada apenas para a região do BSM 305, localizado próximo à interligação do Rodoanel com a Rodovia Imigrantes, onde serão feitas as análises.

Segundo Nogueira (2010), o solo da região próximo a essa represa é caracterizado pela presença de rochas tipo micaxistos que resultam em solos

compostos por siltes argilosos, caulínicos, de coloração rosa; há uma presença de depósitos aluvionares recentes associados às regiões de avanço da represa em suas áreas de inundações, compostos predominantemente por argilas orgânicas muito moles a moles, pretas ou marrons e por areias finas, argilosas e fofas.



Figura 40 - Localização dos bolsões de solo mole no entorno da represa Billings

Fonte: Nogueira, 2010.

Os ensaios disponibilizados na região geoenrijecida foram sondagem de simples reconhecimento (SPT) e ensaio de penetrômetro dinâmico leve (DPL) para ambas as situações – antes da aplicação da técnica e após a aplicação da técnica – além de ensaio de palheta realizado no solo sem tratamento. Para o monitoramento dos recalques foram instaladas 7 placas de recalque e marcos superficiais e para monitoramento da pressão e fluxo de água, foram utilizados piezômetros. A seção típica com a locação da instrumentação pode ser vista na Figura 41.

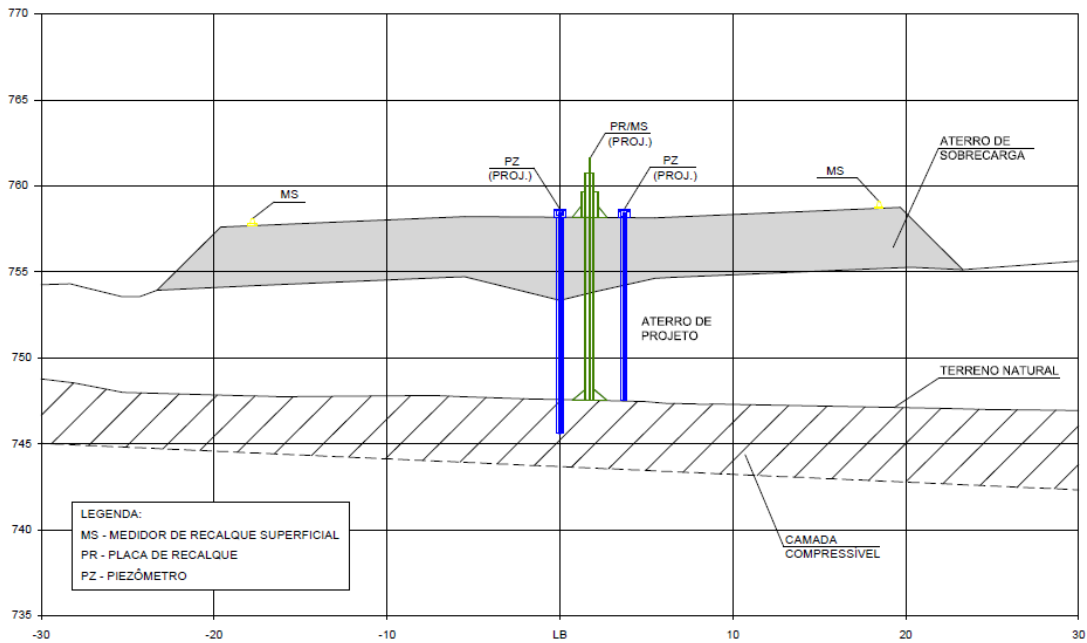


Figura 41 – Seção típica da instrumentação executada – Rodoanel Mário Covas

Fonte: Nogueira, 2010.

De acordo com Nogueira (2010), as sondagens realizadas na área de interesse desse estudo, foram locadas conforme Figura 42. A Figura 43 mostra o perfil geotécnico do solo (segundo sondagem SP-09), onde a camada de solo mole é de aproximadamente 7 m de espessura, tendo seu perfil considerado como tipo P-S, com b igual a 8 – conforme mencionado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** do Item 2.1.1 - e dupla drenagem. Neste caso não foi possível calcular o valor de b por meio de C_c e e_0 pois esses dados não foram disponibilizados nos trabalhos consultados, sendo apenas considerado o valor obtido através do tipo de perfil, mencionado anteriormente.

Nogueira (2010) só apresenta os valores do coeficiente de adensamento vertical após o geoenrijecimento, portanto não há um valor de c_v inicial obtido por meio de ensaios.

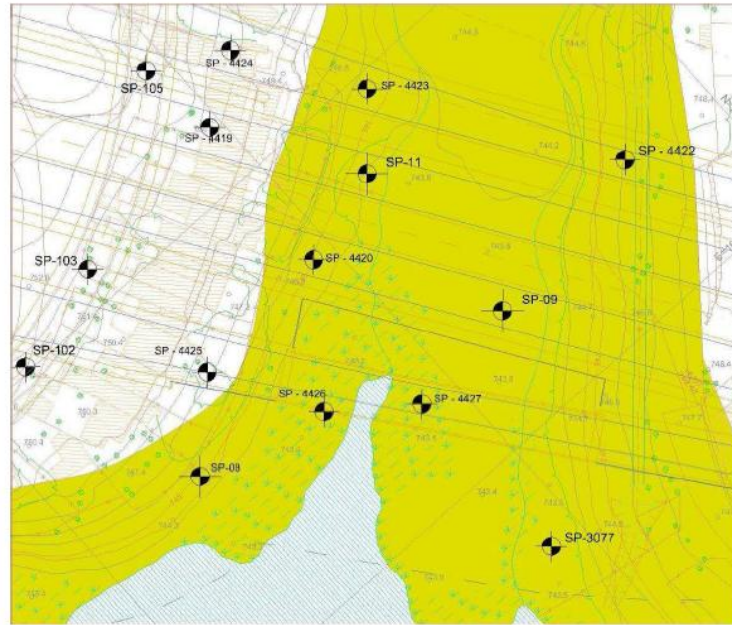


Figura 42 - Localização de sondagens realizadas antes do tratamento – Rodoanel

Fonte: Nogueira, 2010.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAÇÃO A PERCUSSÃO				CONFORME NBR6484/01 NBR6502/95		SP-09		1/1			
COTA e N.A.	PROF (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO; EQ.01		AMOSTRA	TORQUE	TORQUE Residual		
					N.º DE GOLPES	SPT (N)					
					PENETRAÇÃO		PENETRAÇÃO SPT (N)		Kg.f. m		
					5	10	15	20	25		
	0,96		AREIA QUARTZÍTICA FINA, HOMOGÊNEA, CINZA, FOFA	AT	1	1	1	1	2	(00)	
	1,77		SILTE ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, POUCO MICÁCEO, POUCO CAULÍNICO, VERMELHO-ARROXEADO, MUITO MOLE A MOLE	AT	1	1	1	1	2	(01)	
	4,00		ARGILA, PLÁSTICA, CINZA CLARA A ESCURA, MUITO MOLE	AT	1	1	1	1	3/33	(02)	
	4,50		AREIA FINA A MÉDIA, COM PEDRISCOS, VERMELHA-AMARRONZADA, POUCO COMPACTA	AT	1	1	1	1	2/28	(03)	
	5,52		ARGILA ORGÂNICA, PLÁSTICA, PRETA, MUITO MOLE	SRM	1	1	1	1	2/31	(04)	
	6,89		SILTE CAULÍNICO ARGILOSO POUCO ARENOSO MÉDIO, PLÁSTICO, POUCO MICÁCEO, AMARELO VARIEGADO, MOLE A MÉDIO	SRM	1	1	1	1	2/28	(05)	
	10,45		FURO TERMINADO EM 10,45m		1	1	1	1	1/21	(06)	
					1	1	1	1	8	(07)	
					3	4	3	7	1/18	(08)	
					1	1	1	1	1/36	(09)	
					1	1	1	1	1/16	(10)	
					1	1	1	1	2/24	(11)	
					1	1	1	1	2/26	(12)	
					1	1	1	1	2/24		
					1	1	1	1	3/29		
					1	2	2	4			
					1	3	3	6			
					2	3	4	7			

Figura 43 - Boletim de sondagem SP-09 – Rodoanel

Fonte: Nogueira, 2010.

A medida da resistência não drenada foi feita por meio de ensaio de palheta no solo antes do tratamento, conforme pode ser visto na Figura 44, de onde foi interpretado que para os 3,5 primeiros metros, o valor de S_{u0} seria igual a 6 kPa, e os 3,5 metros seguintes igual a 25 kPa.

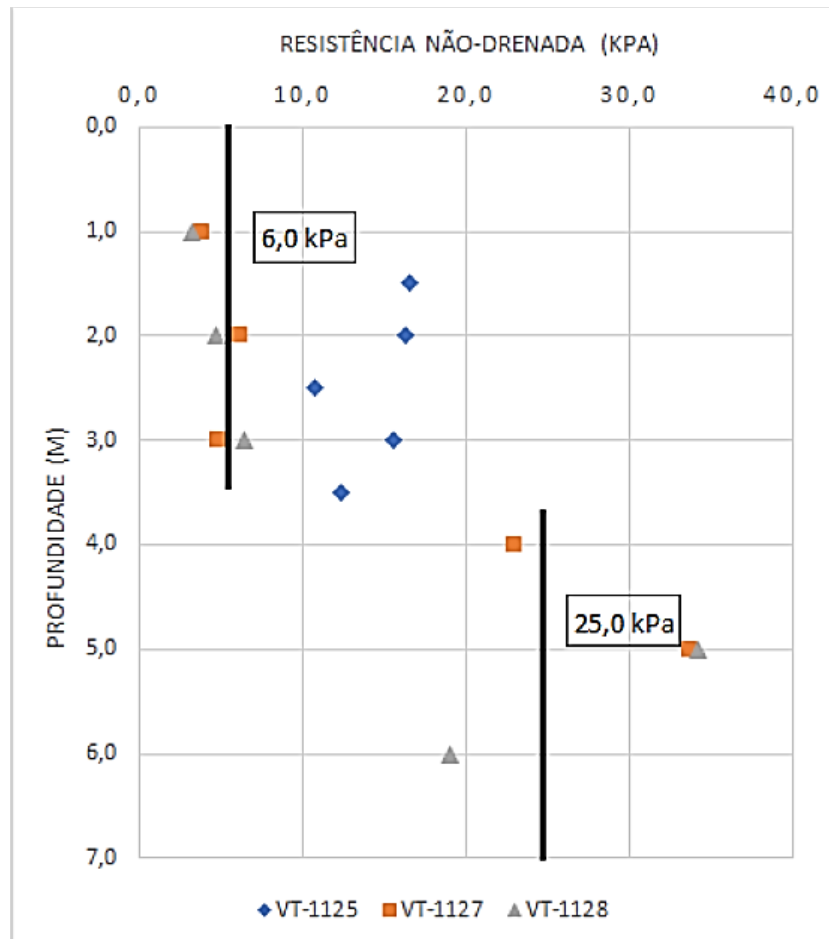


Figura 44 - Valores interpretados de S_{u0} obtidos pelo ensaio de palheta – Rodoanel

Fonte: Santos, 2018b.

A configuração da malha de geodrenos e de verticais de adensamento foi quadrada, tendo como peculiaridade o mesmo espaçamento entre drenos e entre colunas de grout, igual a 1,7 m enquanto costuma-se executar o espaçamento das colunas de Grout (S_v) igual ao dobro do espaçamento das colunas de geodrenos (S_d). Não há informações sobre o motivo dessa escolha, mas pode-se prever que a intenção tenha sido uma otimização do processo, aumentando a resistência e acelerando e reduzindo ainda mais os recalques do solo. Essa disposição pode ser

vista na Figura 45. O volume de grout injetado a cada 0,50 cm foi de 600 litros, o que corresponderia a 1200 l/m, considerando o f_c de 1 MPa.

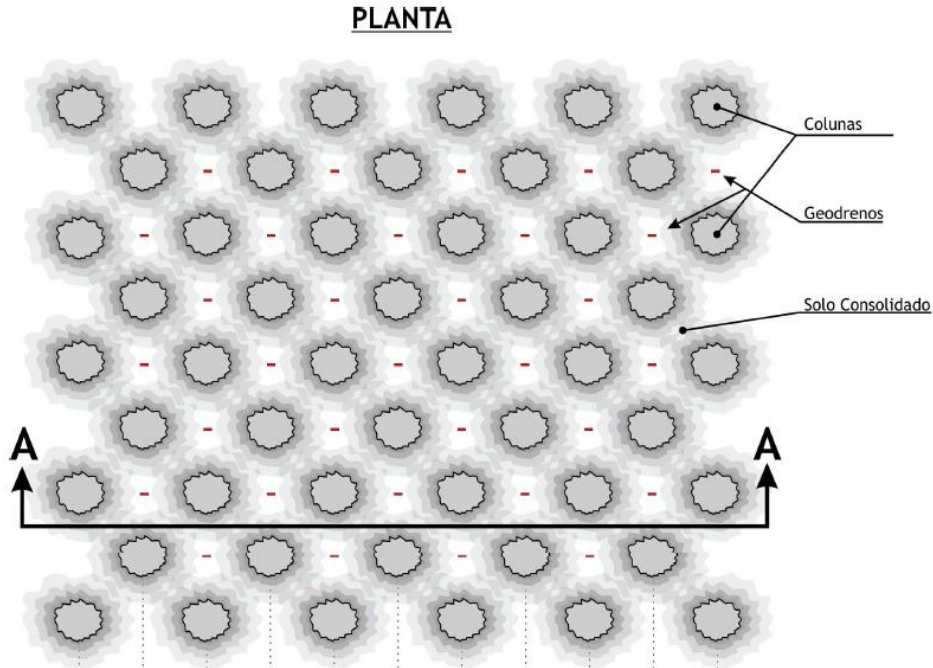


Figura 45 - Configuração da malha de geodrenos e de verticais de adensamento – Rodoanel

Fonte: Engegraut, 2010.

3.1.4. Margem esquerda rio Itajaí-Açu

Localizada no município de Navegantes, Santa Catarina, a área de estudo é a margem esquerda do rio Itajaí – Açu, Figura 46, que tem sua formação do solo de origem fluvial, com predominância de sedimentos de meandros nas margens, influenciados pela dinâmica dos rios. Segundo Sandoval (2016), por estar em uma planície larga e de baixa declividade, o rio serpenteia até chegar ao mar, provocando escavações nas margens côncavas e deposição nas margens convexas, dando heterogeneidade horizontal à área de estudo. Já a heterogeneidade vertical do solo dar-se-á devido à variabilidade das cheias do rio, que transbordam os sedimentos mais finos, o que explica a ocorrência de solos moles com baixa capacidade de suporte, podendo haver a estratificação e intercalações com areias finas. Assim, em um mesmo local podem ocorrer sedimentos arenosos e cascalheiras de fundo de

canal, areias de meandros e argilas de planícies de inundação, resultando em uma distribuição complexa e de difícil previsão de ocorrência do ponto de vista geológico-geotécnico. A Figura 47 mostra a região tratada.



Figura 46 - Trecho do rio Itajaí Açu com município de Navegantes destacado

Fonte: Site Google Maps, 2019.



Figura 47 - Localização da área tratada na margem esquerda do rio Itajaí – Açu.

Fonte: Sandoval, 2016.

Foram utilizadas duas técnicas para o tratamento do solo da região. Uma delas foi a substituição de 0,50 m de solo mole superficial pela construção de aterro

compactado, e a outra foi o geoenrijecimento do solo, que é a de interesse deste trabalho. A região que recebeu o segundo tratamento citado, foi dividida em duas áreas denominadas como área 1 e área 2 que podem ser vistas na Figura 48.

Os ensaios realizados e disponibilizados junto com as campanhas de investigações antes do tratamento foram sondagem de simples reconhecimento (SPT), ensaio de penetração de cone com e sem medição de poropressão (CPT e CPTu), ensaio de palheta, pressiométrico e dilatométrico. Em laboratório foram realizados a caracterização, ensaio de compressão triaxial C-U e adensamento oedométrico. Após o tratamento, foram realizados sondagem SPT, ensaio pressiométrico e prova de carga, além de ensaio de adensamento oedométrico e triaxial U-U em laboratório. Houve também o monitoramento de placas de recalque (6 placas na área 2), piezômetros (2 piezômetros na área 1) e inclinômetros (4 inclinômetros na área 1). Sua localização mostra-se também na Figura 48.

De acordo com as sondagens, existem três camadas de argilas na área de estudo, entremeadas com camadas de areia, conforme pode ser visto na Figura 49 de maneira simplificada. Segundo os ensaios de SPT as camadas 1 (2 m) e 2 (3 m) foram tidas como argilas moles a muito moles, enquanto a terceira foi caracterizada como argila de consistência média, devido a isso o tratamento só se destinou às primeiras camadas (12 m). Pode-se considerar as duas camadas juntas tendo 5 m (vão da profundidade 2 m a 4 m e de 9 m a 12 m), perfil do tipo L tendo b igual a 9. Porém ao utilizar os parâmetros de projeto (c_c e e_0) tem-se os resultados na Tabela 11, cujos valores de b foram obtidos pela equação 15. A drenagem de ambas as camadas de solo sole é dupla.

Segundo Sandoval (2016), dentre as amostras classificadas como de boa qualidade o menor e o maior valor de coeficiente de adensamento vertical (c_v) são respectivamente $1,1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ (3,42 m^2/ano) e $1,3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (40,4 m^2/ano), e que o valor médio para carregamento de 80 kPa (o mais próximo do que o solo suporta de aproximadamente 63 kPa) é de $8,2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ (25,5 m^2/ano).

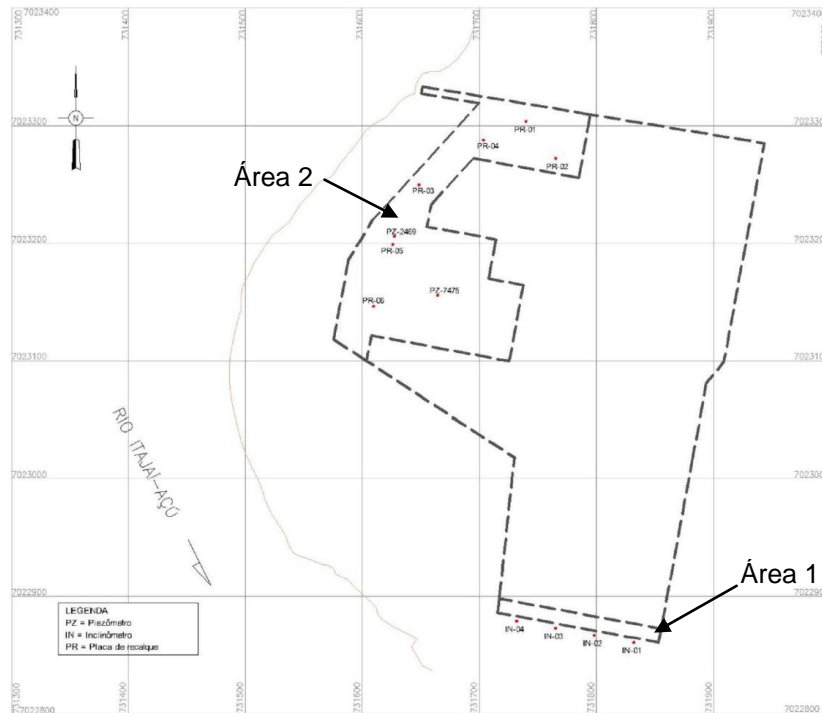


Figura 48 - Localização das áreas 1 e 2 de tratamento - Itajaí – Açú

Fonte: Adaptado de Sandoval, 2016.

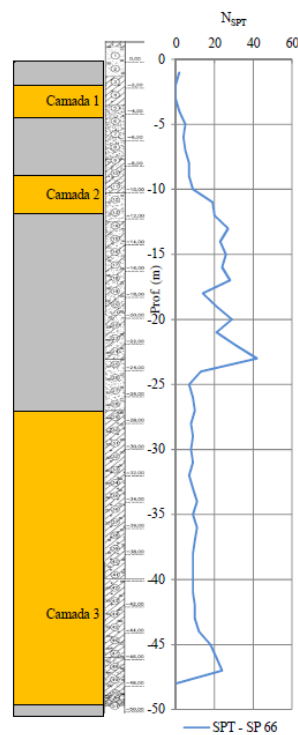


Figura 49 - Perfil simplificado do solo tratado – Rio Itajaí-Açu

Fonte: Sandoval, 2016.

Tabela 11 – Valores de C_c e e_0 - Rio Itajaí-Açu

Camada	e_0	C_c	CR	b
1	1,05	0,21	0,10	22,45
2	4,28	2,01	0,38	6,04

O valor de S_{u0} pode ser obtido de diversas maneiras. A partir do ensaio dilatométrico para as camadas superiores o valor médio de S_{u0} foi igual a 20 kPa como pode ser observado na Figura 50. Já nos ensaios pressiométricos foram obtidos valores de S_{u0} a partir das correlações de Briaud et al (1985) e Schnaid (2000) nos quais os valores para a camada 1 giraram em torno de 2 kPa e para a camada 2 o valor médio foi de 18 kPa conforme Figura 51. Os valores obtidos através do ensaio de palheta são apresentados na Figura 52 sem a correção de Bjerrum, apresentando valores médios para a camada 1 de 20 kPa e de 40 kPa a 70 kPa para a camada 2, apresentando-se bem superiores aos obtidos anteriormente.

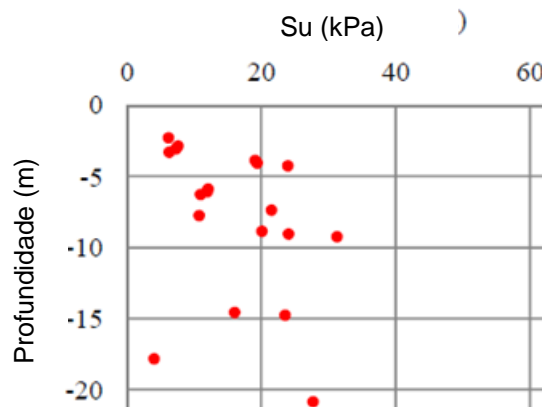


Figura 50 - Valores de S_{u0} obtidos pelo ensaio dilatométrico - Margem esquerda do rio Itajaí – Açu.

Fonte: Adaptado de Sandoval, 2016.

Foi injetado 700 litros de Grout por metro em ambas as áreas, e o tratamento foi realizado até a profundidade de 12 m, onde termina a segunda camada de solo mole. A resistência à compressão adotada foi de 1 MPa.

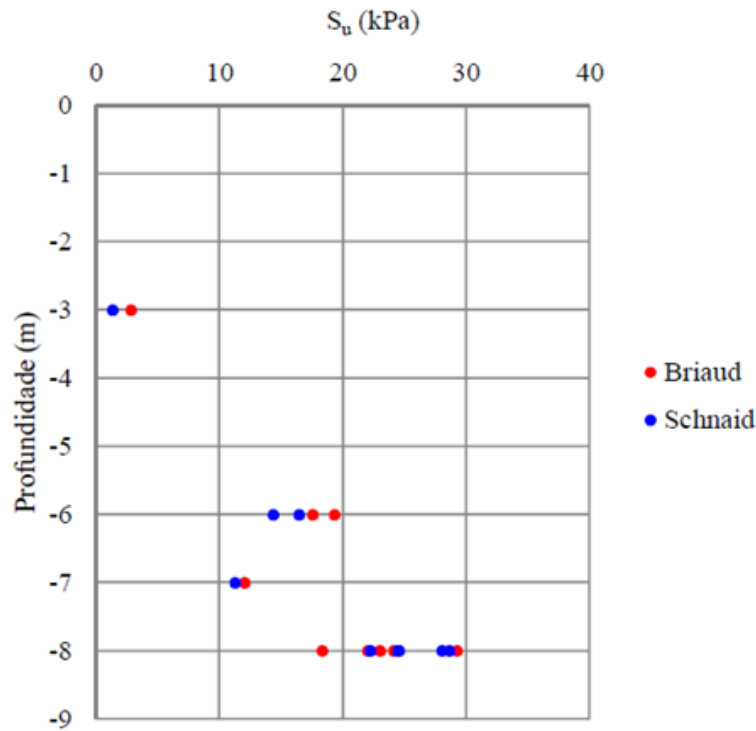


Figura 51 - Valores de S_{u0} obtidos pelo ensaio pressiométrico através das correlações de Briaud (1985) e Schnaid (2000) – Margem esquerda do rio Itajaí Açu.

Fonte: Sandoval, 2016.

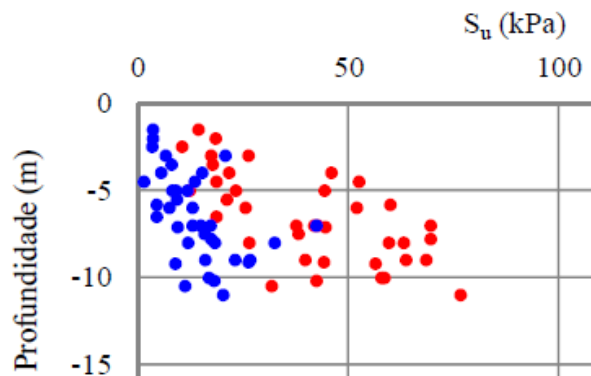


Figura 52 - Valores de S_{u0} obtidos pelo ensaio de palheta - Margem esquerda do rio Itajaí – Açu

Fonte: Sandoval, 2016.

A escolha da configuração da malha de verticais de adensamento e de geodrenos foi diferente para cada área. Na área 1 foi adotada a malha quadrangular com reforço no centro, espaçamento de 1 m entre os geodrenos e de 2 m entre as verticais de adensamento paralelas e 1,41 m das verticais de adensamento até a

vertical reforçada; na área 2 foi adotada a malha triangular com S_d igual a 1,5 m e S_v igual a 3 m. As 2 disposições de malhas estão representadas na Figura 53 e Figura 54 respectivamente.

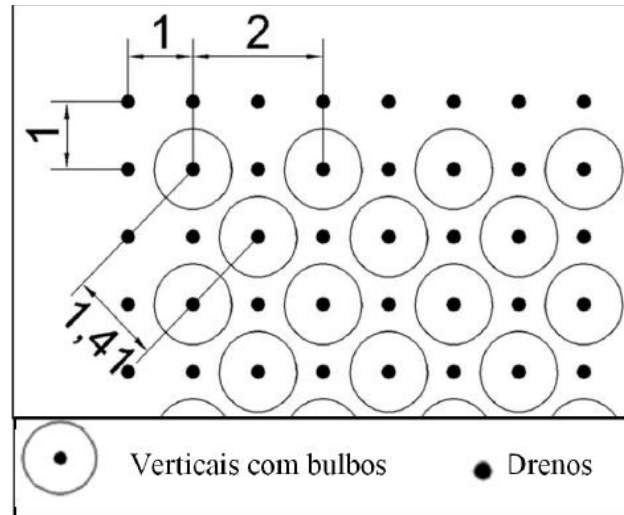


Figura 53 - Configuração de malha quadrada com reforço - Área 1 – rio Itajaí-Açu

Fonte: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

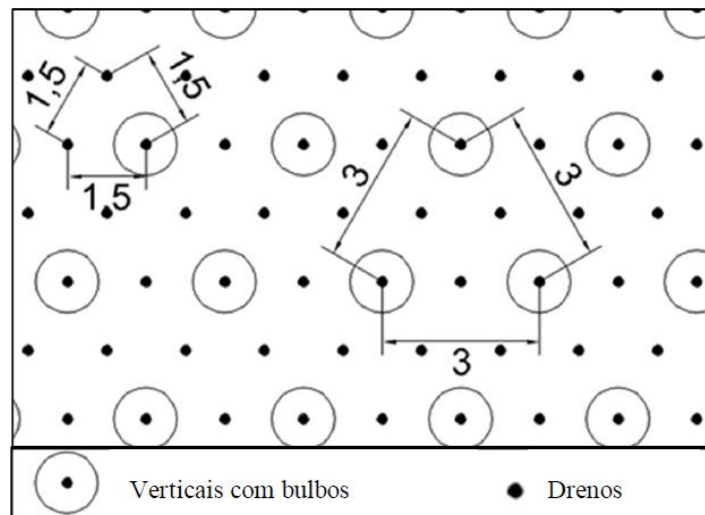


Figura 54 - Configuração de malha triangular - Área 2 – rio Itajaí-Açu

Fonte: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

Essas obras em questão foram analisadas com a finalidade de tentar entender melhor a influência do coeficiente de redução volumétrica por

adensamento (λ_c) nos demais parâmetros e arbitrar seu valor de forma coerente para cada caso. Como seu valor influencia na obtenção da resistência não drenada do solo pós-tratamento (S_{us}) e do módulo de rigidez e beta equivalentes (E_{eq} e β), esses parâmetros foram os utilizados para sua estimativa.

A forma de obtenção deste parâmetro é feita por meio de ensaios de laboratório que não são comumente realizados em obras, tornando difícil o acesso a esse dado. Como recurso, seu valor foi estimado por formulações matemáticas utilizadas em Rodrigues *et. al.* (2017).

3.2 Determinação de λ_c por S_u

Ao estimá-lo a partir da resistência não drenada, é necessário ter o monitoramento da resistência não drenada sem (S_{u0}) e com o tratamento de CPR (S_{us}). O valor de S_{u0} é facilmente obtido através de ensaios de palheta – comumente utilizados - disponibilizados em estudos e relatórios, já o valor de S_{us} , normalmente é estimado por correlações de outros ensaios, não sendo um parâmetro diretamente medido. Isso pode diminuir um pouco sua precisão.

Segundo Rodrigues *et. al.* (2017), o valor da resistência não drenada do solo após as injeções de geogROUT (S_{us}) é dado pela equação 4, de onde se obtém a equação 22, utilizada para a estimativa nas obras estudadas.

$$\lambda_c = \frac{\ln \left(\frac{S_{us}}{S_{u0}} \right)}{b \times RS} \quad (22)$$

Os parâmetros de entrada que influenciam nos termos da equação 22 são listados abaixo, e os valores utilizados para cada obra estão reunidos na Tabela 12.

- Espaçamento dos drenos (s_d)
- Espaçamento das verticais de adensamento (s_v)
- Tipo de malha
- Tipo de perfil geotécnico
- Volume de Grout injetado (V_g)
- Resistência não drenada inicial (S_{u0})

Tabela 12 -Quadro resumo dos parâmetros das obras estudadas

Obra	s_d (m)	s_v (m)	Tipo de malha	Tipo de perfil geotécnico	V_g (l)
Condomínio Palms	1,5	3,0	triangular	S	1100
Parque dos Atletas	1,5	3,0	quadrada	S	1000
Rodoanel Mário Covas	1,7	1,7	quadrada	P-S	1200
Margem esquerda do rio Itajaí-Açu –Área 1	1,0	1,41	quadrada com reforço	L	700
Margem esquerda do rio Itajaí-Açu –Área 2	1,5	3,0	triangular	L	700

A medição da resistência não drenada no solo pós-tratamento com CPR, através de palheta, CPTu, ensaio pressiométrico, T-bar ou DPL, indica a resistência não drenada do solo mole entre os bulbos de Grout (S_{us}), e não do compósito (S_{ueq}).

3.2.1 Condomínio Palms Recreio Residencial

Embora tenha sido medido o valor de S_{u0} através de ensaio de palheta e piezocone, não foram disponibilizados registros da medição da resistência não-drenada pós-geoenrijecimento (S_{us}). Portanto o valor do coeficiente de redução volumétrica por adensamento nessa obra só pode ser estimado pelos parâmetros associados ao recalque.

3.2.2 Parque dos Atletas

Nesta obra, para a obtenção de S_{u0} foram realizados ensaios de palheta, piezocone e pressiométrico. No entanto após o tratamento só foi realizado ensaio pressiométrico para obtenção de S_{us} . Como os resultados da resistência não-drenada inicial do solo (S_{u0}) apresentaram valores bem diferentes entre os obtidos pelos ensaios de palheta e piezocone e os obtidos pelo ensaio pressiométrico, optou-se por comparar apenas os ensaios pressiométricos entre si. Seus valores estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Resultados de S_u com e sem o uso do CPR a partir de ensaios pressiométricos– Parque dos Atletas

Prof. (m)	Ghionna e Jamiolkowski (1981)		Briaud (1986)	
	S_{u0} (kPa)	S_{us} (kPa)	S_{u0} (kPa)	S_{us} (kPa)
1,2	13,4	22,2	6,9	17,5
3,0	9,1	16,8	15,9	23,4
5,0	11,2	41,5	20,9	44,4
7,0	80,3	110,5	71,5	75,7

Fonte: Riccio *et. al.* (2013).

Os valores de S_{us} para ambos os métodos, com exceção dos relativos à profundidade de 7 m, foram razoavelmente próximos. Observa-se uma “descontinuidade” na medição de S_{us} no método de Ghionna e Jamiolkowski (1981) apresentando um valor maior para camada de 1,2 m e menor para camada de 3,0 m. O ganho de resistência desse parâmetro pode ser observado na Tabela 14. Percebe-se uma grande variedade de ganho por camada e entre os métodos também, porém o menor ganho foi registrado para a profundidade de 7,0 m como já era esperado, já que o fato de estar mais confinado torna esse trecho mais resistente.

Tabela 14 - Ganho de resistência não drenada - Parque dos Atletas

Prof. (m)	Ganho de resistência não drenada - S_u (%)	
	Ghionna e Jamiolkowski (1981)	Briaud (1986)
1,2	67	153
3,0	84	47
5,0	269	112
7,0	38	6

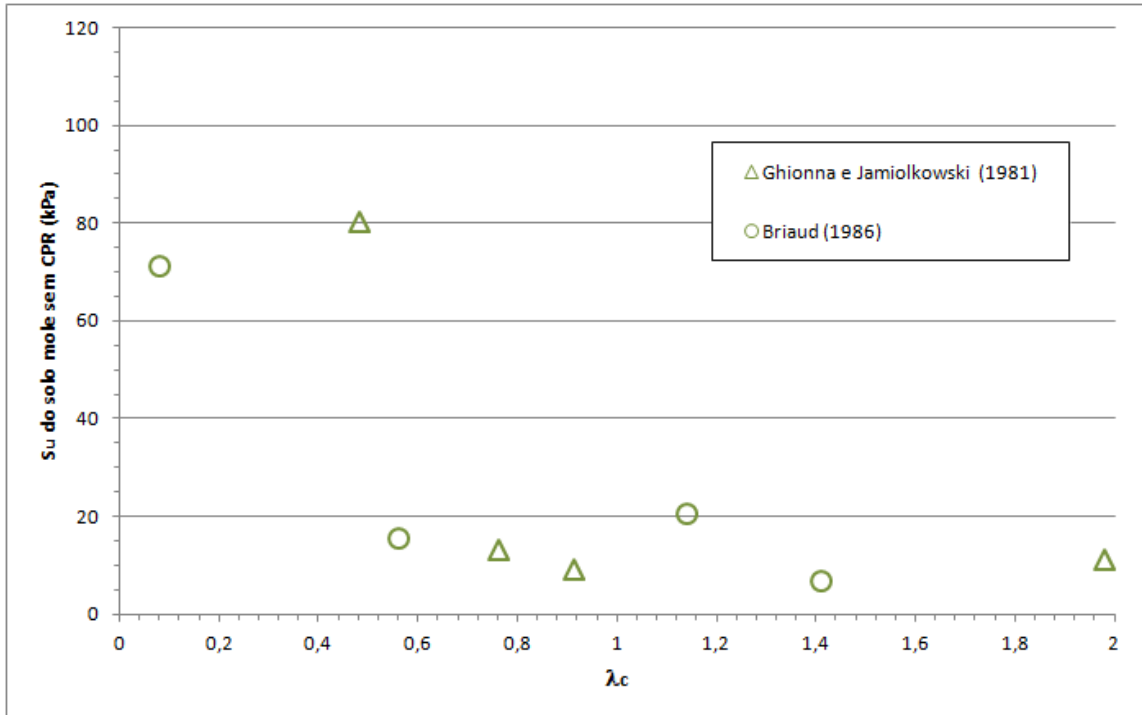
Utilizando a equação 22, foi encontrado um valor de λ_c para cada profundidade através dos dois métodos – Ghionna e Jamiolkowski (1981) e Briaud (1986) cujos resultados estão apresentados na Figura 55. Dos oito valores obtidos de λ_c , três foram maiores do que 1, que está fora do intervalo de variação do parâmetro segundo Cirone (2019), porém sua existência é possível, uma vez que se pode haver uma variação do volume de vazios maior que o volume de grout injetado.

É possível perceber que há uma variação muito grande dos valores de λ_c , com magnitude entre 0,08 e 1,98.

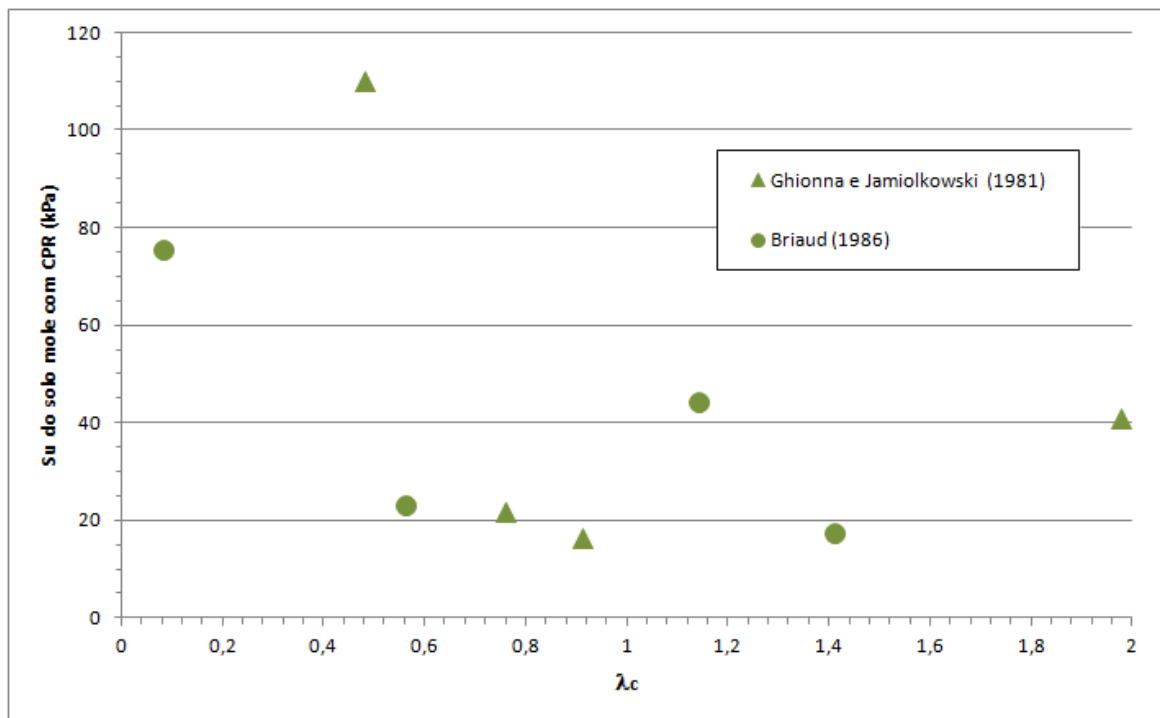
Foi calculado também um valor médio dos S_{us} para cada método - 48 kPa (Ghionna e Jamiolkowski, 1981) e 40 kPa (Briaud, 1986) - e a partir desse valor, achou-se um λ_c para cada um (0,78 e 0,50 respectivamente). A Tabela 15 mostra a porcentagem a mais ou a menos de erro caso utilizasse um valor médio para cada método comparado com o valor medido por profundidade de seu respectivo método.

Cabe ressaltar que o valor de S_{ueq} obtido pela planilha, só pode ser confirmado através de aterros levados à ruptura.

Foram calculados também os valores de projeto de S_{us} , caso fosse utilizada a planilha para previsão de resultados de uma futura obra sem informações pós-técnica de CPR *Grouting*. Os valores de λ_c utilizados foram 0 e 1 (que são os extremos) recomendados por Rodrigues *et. al.* (2018), 0,50 (valor intermediário) e 0,65 (arredondamento do valor encontrado para o condomínio Palms). Os resultados foram apresentados na Figura 56 que apresenta o gráfico de S_{us} x profundidade para cada valor de λ_c de projeto. Foram apresentados somente os resultados até a profundidade 5 m porque os valores obtidos para a profundidade 7 m apresentaram S_u acima de 60 kPa, configurando um tipo de solo mais resistente.



(a) Condição inicial



(b) Pós-tratamento

Figura 55 - Gráfico $\lambda_c \times S_u$ medidos - Parque dos Atletas

Tabela 15 - Porcentagem de erro da média de S_u com os valores medidos – Parque dos Atletas

Prof. (m)	Erro	
	Ghionna e Jamiolkowski (1981)	Briaud (1986)
1,2	↑114,6%	↑130,3%
3,0	↑184,9%	↑72,1%
5,0	↑15,2%	↓9,3%
7,0	↓56,8%	↓46,8%

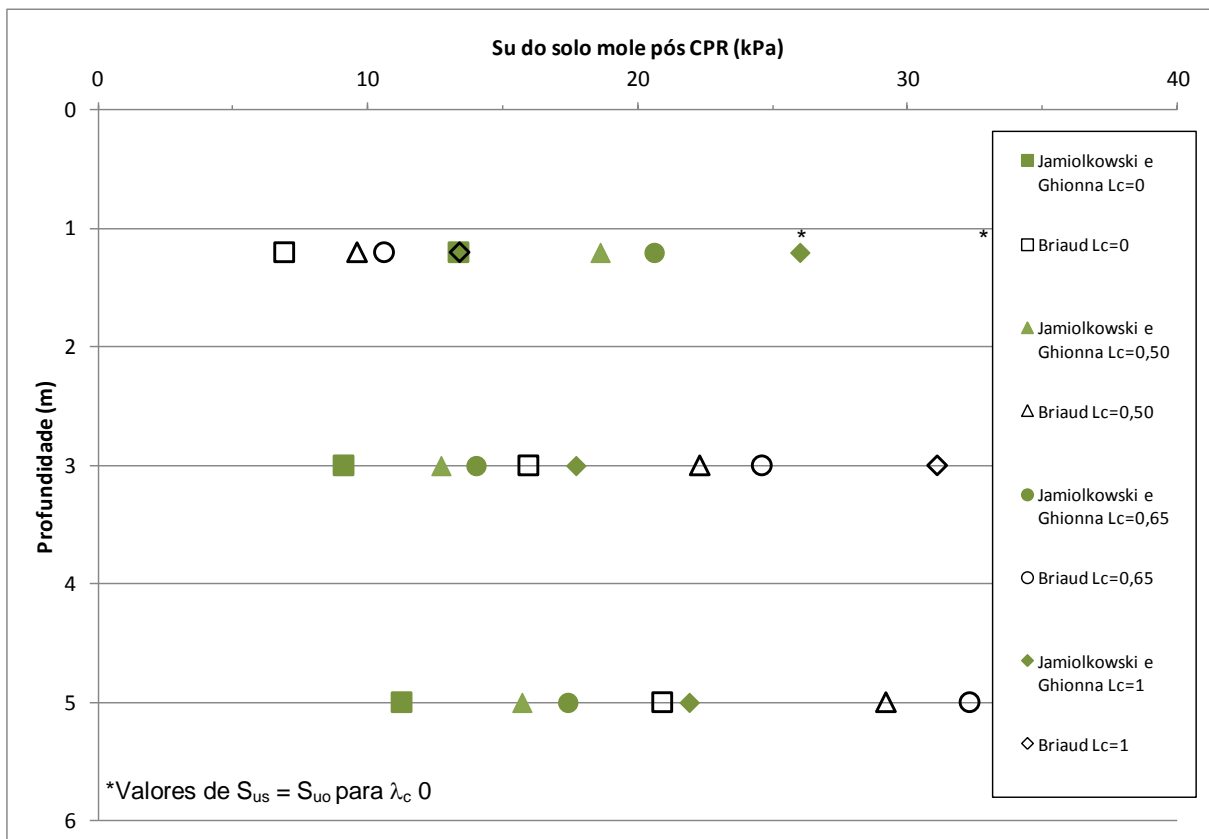


Figura 56 - Valores de S_{US} para λ_c de projeto - Parque dos Atletas

Para λ_c igual a 0, tem-se os valores de $S_{US} = S_{U0}$ para ambos os métodos, portanto o ganho de resistência é devido somente à parcela de resistência do Grout injetado. Valores de λ_c igual a 0,5 geraram ganho de resistência não drenada de aproximadamente 40% para ambos os métodos e profundidades; para λ_c igual a

0,65 o aumento de S_u foi de aproximadamente 54%; e para λ_c igual a 1 os valores de S_{us} foram os mais elevados conforme esperado, tendo um acréscimo de aproximadamente 95% do valor de S_{u0} . Os valores de S_{ueq} obtidos na planilha de cálculo do CPR para λ_c de projeto são mostrados na Tabela 16.

Tabela 16 - Valores de S_{ueq} obtidos através da planilha de cálculo do CPR a partir de λ_c de projeto - Parque dos Atletas

λ_c	Profundidade (m)	S_{us} (kPa)		S_{ueq} (kPa)	
		Ghionna e Jamiolkowski (1981)	Briaud (1986)	Ghionna e Jamiolkowski (1981)	Briaud (1986)
0,00	1,2	13,36*	6,90*	33	23
	3,0	9,10*	15,95*	27	36
	5,0	11,25*	20,91*	30	43
0,50	1,2	18,60	9,60	40	27
	3,0	12,70	22,30	32	45
	5,0	15,70	29,20	36	53
0,65	1,2	20,60	10,60	43	29
	3,0	14,00	24,60	34	48
	5,0	17,40	32,30	38	57
1,00	1,2	26,00	13,40	49	33
	3,0	17,70	31,10	39	55
	5,0	21,90	40,70	44	67

A Tabela 17 apresenta o quanto percentualmente se erra ao usar os valores de projeto comparados aos valores medidos para ambos os métodos em cada profundidade. O símbolo \downarrow indica que o valor de projeto reduziu o valor real nessa taxa e o \uparrow indica a taxa de aumento do valor real.

Percebe-se que para a profundidade de 1,2 m, as maiores porcentagens de erro foram para o método de Briaud (1986). Já o menor valor foi encontrado no método Ghionna & Jamiolkowski (1981) com o uso de λ_c de 0,65. A 3 m da superfície, os menores erros encontrados para cada método foram bem próximos – Ghionna & Jamiolkowski (1981) para λ_c de 1, e Briaud (1986) para λ_c de 0,50 e 0,65 – e o maior erro foi encontrado por Ghionna & Jamiolkowski (1981) para $\lambda_c = 0$. Na profundidade de 5 m, os maiores erros foram registrados para o método de Ghionna & Jamiolkowski (1981) e o menor para λ_c de 1 no método de Briaud (1986). Por fim,

na profundidade de 7 m, em ambos os métodos foram vistos valores bem baixos de erro – Para o primeiro método para λ_c de 0,5 e para o segundo, para λ_c de 0 – porém o maior valor de erro dessa profundidade foi para λ_c de 1 no segundo método.

O valor de λ_c varia bastante com a profundidade, uma vez que o valor de S_u também varia com esse parâmetro. E houve grande variação de acordo com o método utilizado para obtenção do S_{us} também.

Tabela 17 - Variação dos valores de S_u a partir dos λ_c de projeto com relação aos valores reais - Parque dos Atletas

Profundidade (m)	λ_c	Porcentagem de erro por métodos			
		Ghionna & Jamiolkowski (1981)	Briaud (1986)	Média Ghionna & Jamiolkowski (1981)	Média Briaud (1986)
1,2	0,00	↓40%	↓60%	↓72%	↓83%
	0,50	↓16%	↓45%	↓61%	↓76%
	0,65	↓7%	↓40%	↓57%	↓74%
	1,00	↑17%	↓23%	↓45%	↓67%
3,0	0,00	↓46%	↓32%	↓81%	↓60%
	0,50	↓24%	↓5%	↓73%	↓45%
	0,65	↓16%	↑5%	↓71%	↓39%
	1,00	↑6%	↑33%	↓63%	↓23%
5,0	0,00	↓73%	↓53%	↓76%	↓48%
	0,50	↓62%	↓34%	↓67%	↓27%
	0,65	↓58%	↓27%	↓64%	↓20%
	1,00	↓47%	↓8%	↓54%	↑1%
7,0	0,00	↓27%	↓5%	↑68%	↑78%
	0,50	↑1%	↑32%	↑135%	↑148%
	0,65	↑11%	↑46%	↑158%	↑174%
	1,00	↑42%	↑84%	↑228%	↑246%

3.2.3 Rodoanel Mário Covas

A medição do valor de S_{u0} foi feita por meio de ensaio de palheta enquanto a de S_{us} foi por ensaio com penetrômetro dinâmico leve (DPL). Para correlacionar os resultados obtidos por meio de ensaios distintos, foi feita uma associação por Nogueira (2010), dos valores de S_{u0} para obtenção do S_{us} entre colunas e próximo aos drenos. Foram realizados ensaios do tipo DPL no solo natural (6), no meio das colunas (6), entre as colunas de grout (11) e próximo aos geodrenos (7), cada um coletando a medida de q_d (resistência de ponta) a cada metro de profundidade até os 6 m.

Baseado na leitura de q_d do solo natural, foi feita a média dos valores obtidos em cada ensaio (A1 até A6) e posteriormente foi obtida a média desses ensaios, representando o valor médio obtido para o solo natural. Como para essa condição há a leitura da resistência não-drenada através do ensaio de palheta, a relação entre eles foi obtida pela divisão do valor de S_{u0} pela média dos ensaios relativas ao solo natural, sendo igual a 7,2. Para descobrir o valor de S_{us} entre colunas e próximo aos drenos, foi extrapolada essa relação para seus respectivos resultados de DPL. Para melhor entendimento desse processo, ver Nogueira (2010). Os valores encontrados a partir desse raciocínio são apresentados na Tabela 18 junto com a porcentagem de ganho de cada um.

Tabela 18 - Valores de S_{us} estimados a partir de correlação com resultados de DPL – Rodoanel Mário Covas

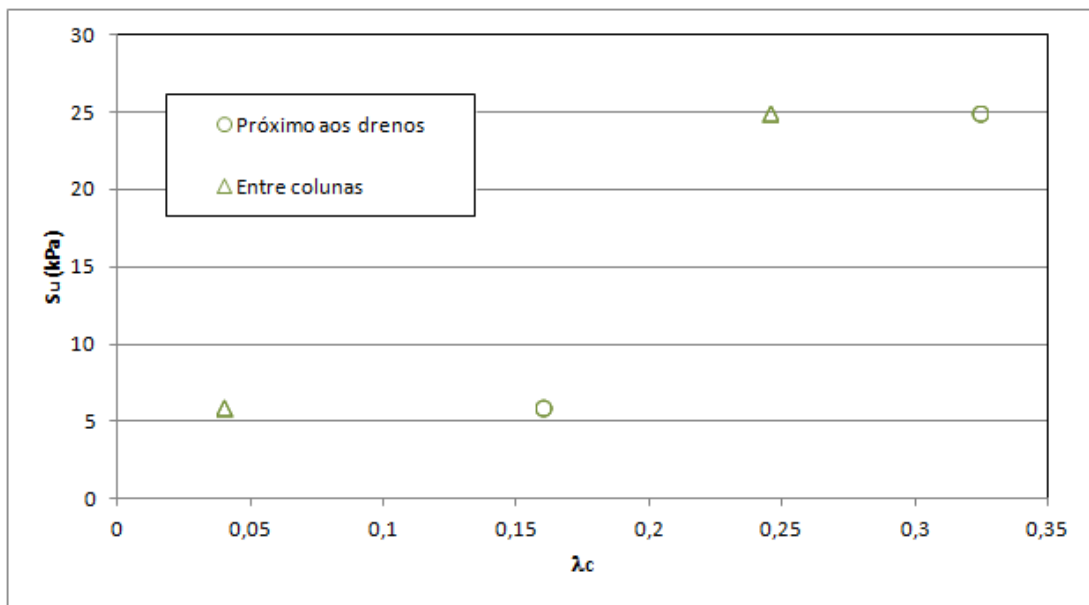
Prof. (m)	S_{u0} (kPa)	S_{us} (kPa)	
		entre colunas	Próximo aos drenos
0 a 3,5	6	6,9 (↑15%)	10,1 (↑68%)
3,5 a 6,0	25	56,5 (↑126%)	73,4 (↑193%)

Fonte: Adaptado de Nogueira (2010)

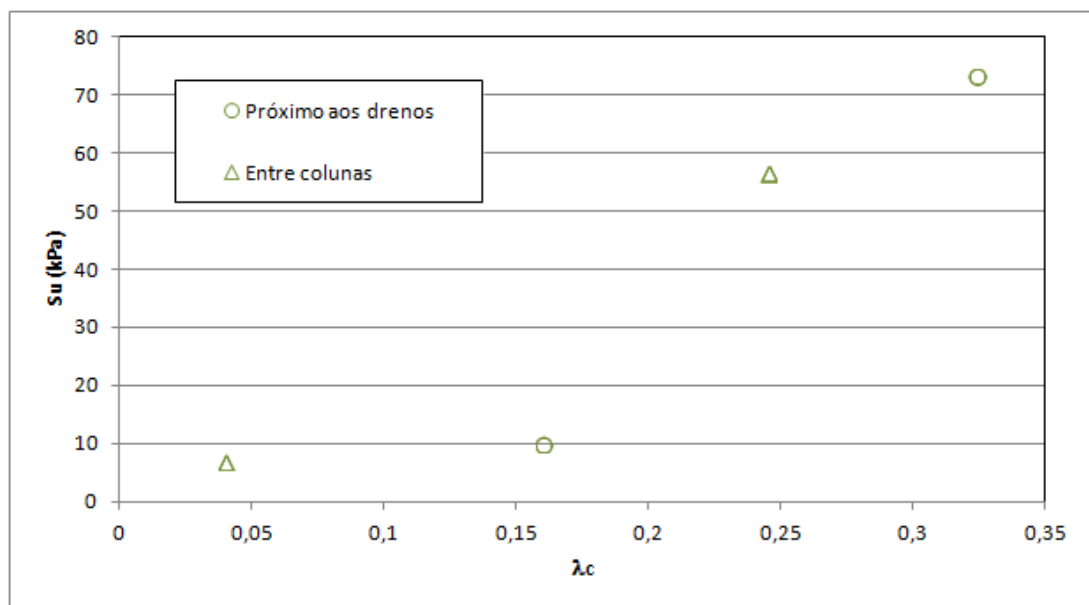
Através desses resultados, percebe-se que os valores de resistência não drenada próximo aos drenos são maiores que os entre as colunas de Grout, o que

segue o esperado, uma vez que o adensamento ocorre mais rápido mais próximo aos drenos, local que tem o menor caminho a ser percorrido pela água.

A partir dos dados de S_{us} foram calculados os valores de λ_c , apresentados na Figura 57. Lembrando que os valores de S_{us} utilizados para obtenção deste parâmetro representam a resistência não drenada do solo entre os bulbos de Grout e não do compósito (solo + grout).



(a) Condição inicial



(b) Pós-tratamento

Figura 57 - Valores de λ_c x S_u medidos – Rodoanel Mário Covas

Observa-se que os valores de λ_c são baixos comparados aos encontrados na obra do Parque dos Atletas, num intervalo de 0,04 a 0,35. Isto pode ter ocorrido devido ao amolgamento do solo gerado por colunas muito próximas. Valores menores de S_{us} acarretam em menores magnitudes de λ_c quando retroanalisados.

Para os valores de projeto de λ_c , foram calculados valores de S_{us} , caso fosse utilizada a planilha para previsão de resultados de uma futura obra sem informações pós-técnica de CPR *Grouting*. Os valores de λ_c utilizados foram 0 e 1 (que são os extremos) recomendados por Rodrigues *et. al.* (2018), 0,50 (valor intermediário) e 0,65 (valor encontrado para o condomínio Palms), assim como feito para obra do Parque dos Atletas. Os resultados foram apresentados na Figura 58 que apresenta o gráfico de S_{us} x profundidade para cada valor de λ_c de projeto.

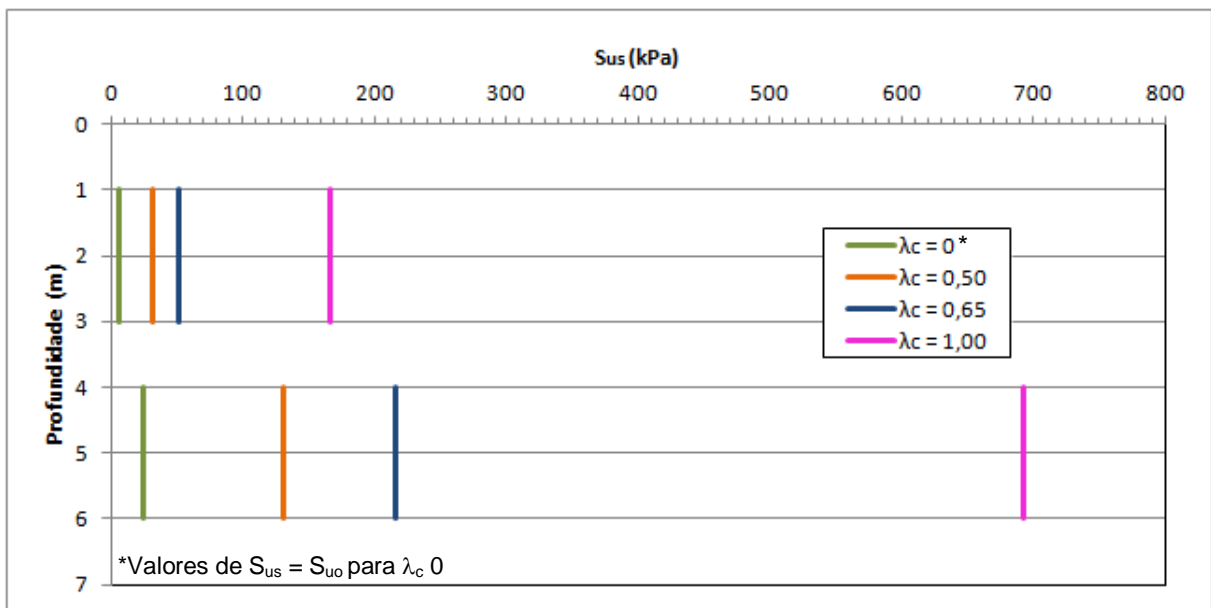


Figura 58 - S_{us} x λ_c de projeto – Rodoanel Mário Covas

Foi calculada a diferença (em percentual) entre os resultados medidos em campo e os previstos em projeto, denominados como erro. Na Tabela 19 pode-se observar o valor da resistência não drenada de projeto do solo e do compósito para os valores adotados de λ_c juntamente com o erro em relação ao valor medido em campo para a situação entre drenos e entre colunas de S_{us} . Percebe-se porcentagens de erro altíssimas principalmente para valores de λ_c iguais ou superiores a 0,5 em ambas as profundidades. É possível ver também que os valores

encontrados de S_{us} e S_{ueq} de projeto são os mesmos para a situação entre os drenos e entre as colunas, porque o S_{u0} deles é igual, uma vez que não havia colunas nem drenos quando foi medido. A planilha não pode prever a diferença entre esses fatores, pois varia de acordo apenas com o S_{u0} .

Tabela 19 - Valores de S_{us} e S_{ueq} com porcentagem de erro do valor de projeto com o valor medido – Rodoanel Mário Covas

Profundidade	λ_c	S_{us} (kPa)	S_{ueq} (kPa)	Porcentagem de erro	
				Entre drenos	Entre colunas
0 m a 3,5 m	0,00	6	115	↓13%	↓40%
	0,50	31,6	158	↑358%	↑214%
	0,65	52	182	↑654%	↑416%
	1,00	166,3	283	↑2310%	↑1551%
3,5 m a 6,0 m	0,00	25	149	↓31%	↓48%
	0,50	131,6	256	↑133%	↑80%
	0,65	216,6	320	↑283%	↑195%
	1,00	692,8	609	↑1126%	↑844%

A porcentagem de erro mais baixa foi de 13% para λ_c igual a 0 nas camadas superiores do solo, que corresponde ao valor de S_{u0} do solo, e a mais alta foi para λ_c de 1 para a mesma profundidade de solo, ambos para a parte de solo entre os drenos. Entre colunas o maior valor foi de 1551% e o menor de 40%. Na profundidade de 3,5 m a 6,0 m o maior e menor valores encontrados foram também para o solo entre drenos igual a 1126% e 31% respectivamente. Já no solo entre colunas, o maior e menor erros encontrados foram de 844% e 48%. Percebe-se que, para esse caso, estimativas de projeto muito diferente de $\lambda_c = 0$ causariam enorme erro nos resultados obtidos de S_{us} e conseqüentemente de S_{ueq} .

3.2.4 Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

O valor de S_{u0} pode ser obtido por meio de ensaio de palheta, pressiométrico e dilatométrico, mas semelhante aos casos anteriormente apresentados, o único ensaio realizado para medir a resistência não-drenada após o geoenrijecimento do solo foi o pressiométrico por meio da correlação de Briaud (1985). Foi optado por comparar apenas os valores obtidos pelo ensaio pressiométrico único realizado nas duas condições (pré e pós tratamento).

Os valores de S_{u0} - apresentados na Figura 50, Figura 51 e Figura 52 - e os de S_{us} aferidos para as áreas 1 e 2 por meio dos ensaios pressiométricos podem ser observados na Tabela 20 e Tabela 21.

Tabela 20 - Valores de S_{u0} obtidos por ensaio pressiométrico por profundidade – Margem esquerda rio Itajaí Açu.

Profundidade (m)	Ensaio	S_{u0} (kPa)		S_{u0} médio (kPa)	
		Briaud (1985)	Schnaid (2000)	Briaud (1985)	Schnaid (2000)
3	PMT-05	2,8	1,3	2,8	1,3
6	PMT-09	17,5	14,3	18,4	15,3
	PMT-17	19,3	16,4		
7	PMT-01	12,0	12,1	12,0	12,1
8	PMT-07	23,0	28,6	23,1	25,8
	PMT-11	18,3	24,5		
	PMT-13	22,0	22,2		
	PMT-15	29,2	28,0		

Fonte: Sandoval, 2016.

Tabela 21 - Valores medidos pelo ensaio pressiométrico pós-tratamento segundo correlação de Briaud (1985) e suas médias por profundidade.

Área	Profundidade (m)	Ensaio	S _{us} (kPa)	S _{us} médio (kPa)
1	5	PMT-03	118,0	118,0
	7	PMT-04	121,4	121,4
2	5	PMT-04	54,0	58,2
		PMT-06	59,1	
		PMT-08	63,9	
		PMT-10	56,0	
	8	PMT-16	57,9	40,98
		PMT-02	30,3	
		PMT-12	56,2	
		PMT-14	33,4	
		PMT-18	44,0	

Fonte: Adaptado de Sandoval, 2016.

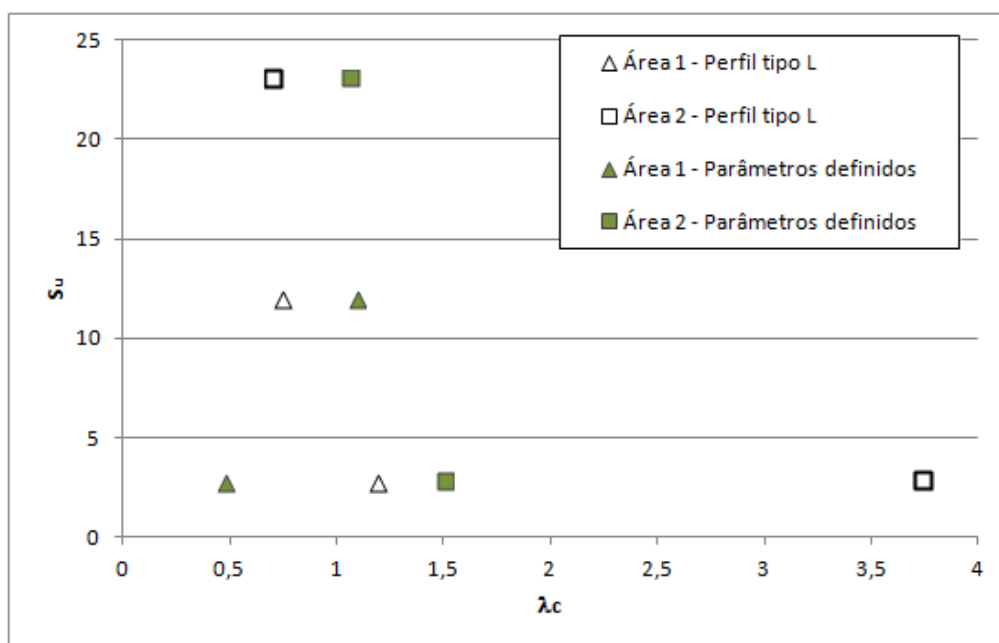
Segundo Sandoval (2016) a camada 1 tem cota de início na profundidade 1,10 m e fim na cota 4,85 m e a camada 2 começa na cota 6 m e termina na cota 12,25 m, percebe-se que relativo à camada 1 há apenas o ensaio da profundidade 3 m, e que para a camada 2 há os ensaios das profundidades 6, 7 e 8 m. Contudo, ainda existem ensaios relativos à profundidade 5 m que serão considerados como pertencentes à camada 1 para estimativa de λ_c . Dessa forma, a Tabela 22 apresenta um resumo dos ensaios utilizados entre si para o cálculo de λ_c juntamente com a porcentagem de ganho de resistência não drenada. Vale ressaltar que foram comparados apenas os valores estimados pela correlação de Briaud que foi a única realizada após o tratamento.

Tabela 22 - Indicação dos ensaios utilizados para comparar o ganho de S_{us} – Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

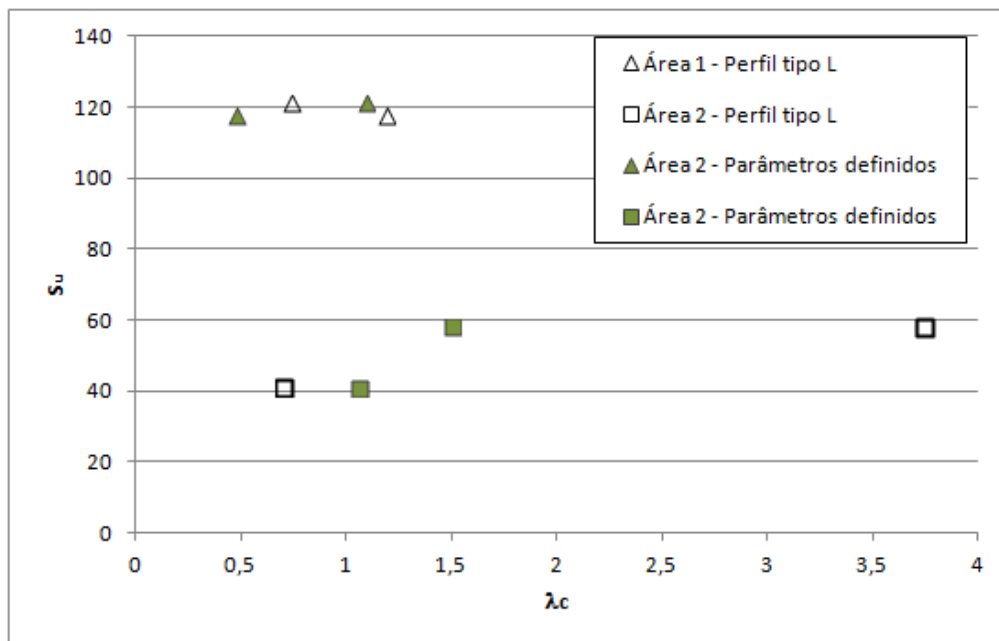
Área	Camada de solo mole	Ensaio utilizados		Ganho de S_u (%)
		Antes do CPR	Após CPR	
1	1	PMT-05 (3,0 m)	PMT-03 (5,0m)	4114
	2	PMT-01 (7,0m)	PMT-04 (7,0m)	912
2	1	PMT-05 (3,0m)	Valor médio dos ensaios a 5,0 m.	1978
	2	Valor médio dos ensaios a 8,0 m	Valor médio dos ensaios a 8,0 m	77

A partir desses valores, foram obtidos valores de λ_c por meio da equação 22 apresentados na Figura 59.

Os valores de λ_c são considerados medianos a altos, variando de 0,5 a 1,5, aproximadamente. A área 2 apresentou um valor acima de 2, porém foi o obtido pelo tipo de perfil L comparando o resultado da profundidade 3 m com o da profundidade 5m. Na área 1 variou de 0,45 a 1,20 tendo o maior valor para a situação calculada através do perfil tipo L.



(a) Condição inicial



(b) Pós-tratamento

Figura 59 - Gráfico $\lambda_c \times S_u$ medidos - Margem esquerda do rio Itajaí Açu

Foram calculados também os valores de projeto de S_{us} para λ_c igual a 0, 0,50, 0,65 e 1,00. Os resultados foram apresentados na Figura 60 e Figura 61, onde mostra-se o destaque da parte inicial da primeira.

Os valores de projeto referentes à área 1 tiveram uma grande variação (3 a 280 kPa) – sendo que o que mais se afastou foi o relativo à profundidade 7 com λ_c igual a 1; já os da área 2 se concentraram entre 20 e 50 kPa, apresentando valores muito baixos para a profundidade de 3 m (de 2,8 kPa a 6 kPa). Também foram calculados os valores de S_{ueq} estimados pela planilha que podem ser vistos na Tabela 23. É possível que os valores de resistência não drenada acima de 50 kPa não sejam amostras de argila mole, e sim, de um solo mais resistente.

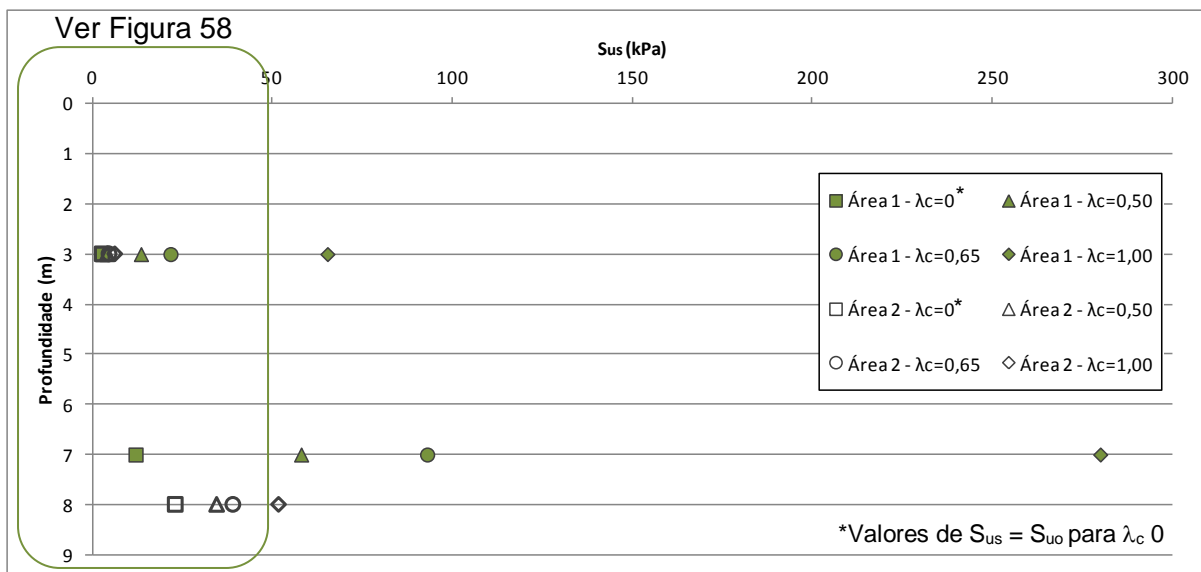


Figura 60 - Valores de S_{US} para λ_c de projeto - Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

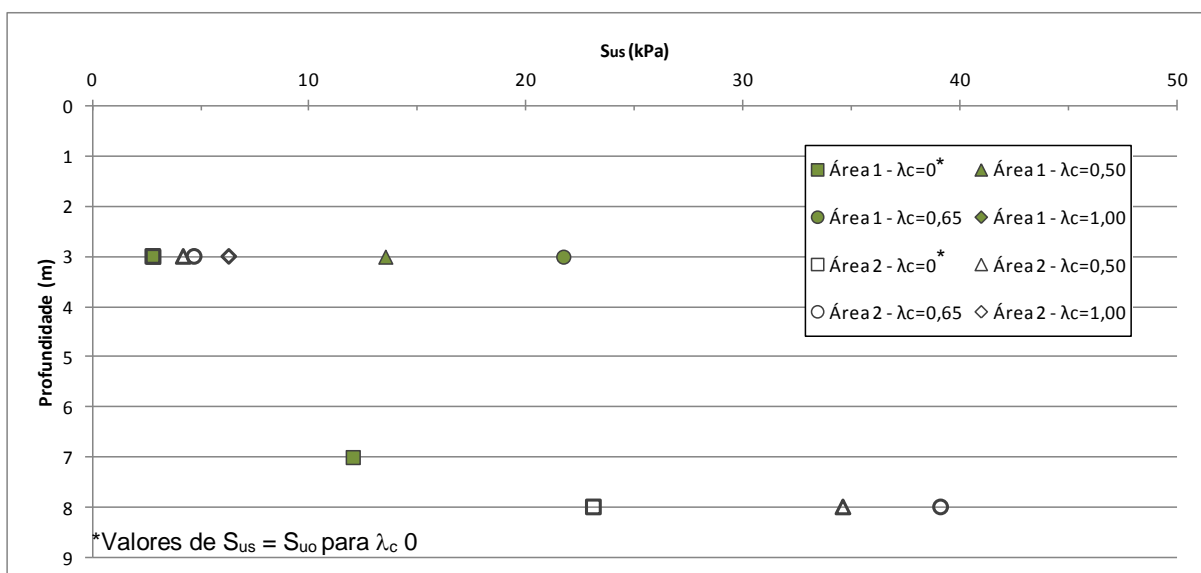


Figura 61 –Valores de S_{US} até 50 kPa para λ_c de projeto - Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

Tabela 23 - Valores de S_{ueq} obtidos através da planilha de cálculo do CPR a partir de λ_c de projeto - Margem esquerda do rio Itajaí – Açú

λ_c	Área 1			Área 2		
	Prof. (m)	S_{us} (kPa)	S_{ueq} (kPa)	Prof. (m)	S_{us} (kPa)	S_{ueq} (kPa)
0,00	3	2,8*	79	3	2,8*	12
	7	12,0*	102	8	23,1*	41
0,50	3	13,5	104	3	4,2	15
	7	58,0	163	8	34,6	54
0,65	3	21,7	118	3	4,7	16
	7	93,0	199	8	39,1	59
1,00	3	65,3	171	3	6,3	18
	7	280,0	350	8	51,8	73

*Valores de $S_{us} = S_{u0}$ para $\lambda_c 0$

A porcentagem de erro dos valores de projeto em relação aos medidos pode ser observada na Tabela 24. O símbolo \uparrow indica o quanto aumentou o valor inicial de campo e o símbolo \downarrow indica o quanto diminuiu o mesmo.

Na área 1, a menor porcentagem de erro foi para o λ_c igual a 0,65 na profundidade de 7 m (23 %); a maior porcentagem de erro foi para λ_c igual a 1 (131 %) também na profundidade de 7 m. Já para a área 2 a menor porcentagem de erro foi para λ_c igual a 0,65 para a profundidade de 8 m (5 %) enquanto a maior foi para λ_c igual a 0 na comparação da profundidade de 5 m com a de 3 m (95 %).

A disposição das malhas de verticais de adensamento e de geodrenos influenciaram muito no valor de λ_c assim como dos demais parâmetros, sendo a área 1 – com malha mais densa – a que apresentou valores maiores de resistência não drenada, conforme esperado. Em compensação a planilha errou em menor margem nos valores da área 2, que utilizou malha triangular.

Tabela 24 - Porcentagem de erro do λ_c de projeto para o medido por ensaio pressiométrico - Margem esquerda do rio Itajaí-Açu.

Área 1						
λ_c	Prof. (m)	S_{us} (pressiométrico) (kPa)	Prof. (m)	S_{us} (Estimado em projeto) (kPa)	Diferença (kPa)	Porcentagem de erro (%)
0,00	5	118,0	3	2,8	115,2	↓98
	7	121,4	7	12,0	109,4	↓90
0,50	5	118,0	3	13,5	104,5	↓89
	7	121,4	7	58,0	63,4	↓52
0,65	5	118,0	3	21,7	96,3	↓82
	7	121,4	7	93,0	28,4	↓23
1,00	5	118,0	3	65,3	52,7	↓45
	7	121,4	7	280,0	-158,6	↑131
Área 2						
0,00	5	58,2	3	2,8	55,4	↓95
	8	41,0	8	23,1	17,9	↓44
0,50	5	58,2	3	4,2	54,0	↓93
	8	41,0	8	34,6	6,4	↓16
0,65	5	58,2	3	4,7	53,5	↓92
	8	41,0	8	39,1	1,9	↓5
1,00	5	58,2	3	6,3	51,9	↓89
	8	41,0	8	51,8	-10,9	↑26

3.3 Determinação de λ_c por β

Conforme mencionado no Item 2.1.5, há uma grande dificuldade em se obter um valor de E para tensões muito baixas como as encontradas em campo (0 – 15 kPa), tornando-se difícil estimar um valor deste parâmetro. A baixa precisão desse parâmetro de entrada dificulta a obtenção dos parâmetros equivalentes oriundos da planilha dinâmica desenvolvida por Rodrigues *et. al.* (2017). No entanto, entende-se que o objetivo da planilha é inserir o valor de campo de E (valor de E retirado através de ensaios, em níveis de tensões próximas às de campo) e obter o valor do E equivalente do novo compósito após aplicação do geoenrijecimento (CPR *Grouting*).

Como não é comum o cálculo deste parâmetro para solos moles, foi feita uma adaptação para que seja possível através da estimativa do valor de β , que é a relação do recalque sem tratamento sobre o recalque com tratamento. Para isso necessita-se, por exemplo, do monitoramento do recalque no solo se ele não tivesse tido a técnica empregada e no solo com a técnica. O segundo dado é facilmente obtido pois é comum o monitoramento de placas de recalque no trecho em que a técnica foi utilizada. Caso não haja um aterro sem o uso da técnica, uma alternativa é recorrer a técnicas de estimativa de recalque apresentadas na bibliografia, que são também formas indiretas de obter o parâmetro. A estimativa através do β considera um recalque igual para todas as camadas, gerando um valor de λ_c equivalente a isso.

A equação 23 calcula o valor de β , onde ρ_{CPR} é o recalque do aterro com tratamento com CPR e ρ_0 é o recalque do aterro sem tratamento com CPR.

$$\beta = \frac{\rho_0}{\rho_{CPR}} \quad (23)$$

Baseado na equação 20, em que o λ_c está em função de E e E_{eq} , e considerando a equação 14 de obtenção de módulo de rigidez (E) através do recalque, tem-se a equação 24:

$$\lambda_c = \frac{\ln\left(\frac{E_{eq}}{E_0} \frac{(1 - \eta RS)}{(1 + \xi \eta RS)}\right)}{bRS} = \frac{\ln\left(\frac{h \times \text{acrésimo} / \rho_{CPR}}{h \times \text{acrésimo} / \rho_0} \times \frac{(1 - \eta RS)}{(1 + \xi \eta RS)}\right)}{bRS} \quad (24)$$

Simplificando a parcela de altura do aterro vezes o acréscimo de carga, que equivale à tensão a que o solo está submetido, obtém-se a equação 25:

$$\lambda_c = \frac{\ln\left(\frac{\rho_0}{\rho_{CPR}} \times \frac{(1 - \eta RS)}{(1 + \xi \eta RS)}\right)}{bRS} \quad (25)$$

Porém, segundo a equação 23, o recalque do solo sem tratamento dividido pelo recalque do solo com tratamento é o β , dessa forma tem-se a equação 26:

$$\lambda_c = \frac{\ln\left(\beta \times \frac{(1 - \eta RS)}{(1 + \xi \eta RS)}\right)}{bRS} \quad (26)$$

Pode-se considerar essa equação para obter um valor de λ_c para toda a camada de solo mole, assim como se considerou um mesmo recalque total para todas as camadas do solo.

Serão apresentadas as estimativas de λ_c a partir de β para as obras estudadas.

3.3.1 Condomínio Palms Recreio Residencial

Esta foi a única obra que disponibilizou o gráfico de tensão x índice de vazios (σ x e) oriundo do ensaio de adensamento, o que possibilitou a estimativa do módulo de elasticidade. Seus valores foram apresentados na Tabela 8. Porém não foi disponibilizado o valor do E pós-tratamento para que fosse possível calcular o valor do λ_c . Visando solucionar essa problemática, utilizou-se a equação 26, e para isso foi necessário estimar o recalque do solo mole sem tratamento e com tratamento. Foram utilizados três métodos: Método de Asaoka (1978), Expressão geral de Terzaghi e por meio do Módulo de elasticidade.

O primeiro foi feito a partir de leituras de placas de recalque nos aterros com e sem tratamento. A partir dessas leituras, obtiveram-se os valores de recalques intermediários apresentados na Tabela 25 para intervalos de tempo (Δt) de 30 dias para o aterro com CPR e sem CPR. Como os valores fornecidos pelas placas de recalque PR1, PR2 e PR3 relativos ao aterro sem tratamento, e PR4, PR5 e PR6 relativos ao aterro com tratamento foram muito próximos, o presente estudo foi realizado com um valor intermediário ao dos resultados das três placas.

As curvas de Asaoka podem ser vistas na Figura 62 e na Figura 63, respectivamente para as situações com tratamento (CPR) e sem tratamento.

Os resultados indicam que o recalque final estimado para o aterro pós-tratamento com CPR é de 0,16 m, enquanto para o aterro apenas com drenos é de 0,76 m. Esses valores serão os adotados no estudo, porém o cálculo do recalque

nos outros dois métodos foram realizados para conferir os resultados obtidos e são descritos nos parágrafos subsequentes.

Tabela 25 - Recalques fornecidos pelas placas de recalque dos aterros com e sem tratamento em intervalos de 30 dias – Condomínio Palms

Tempo (dias)	Recalque (m)	
	Com CPR	Sem tratamento
60	0,107	0,400
90	0,135	0,440
120	0,145	0,465
150	0,154	0,500

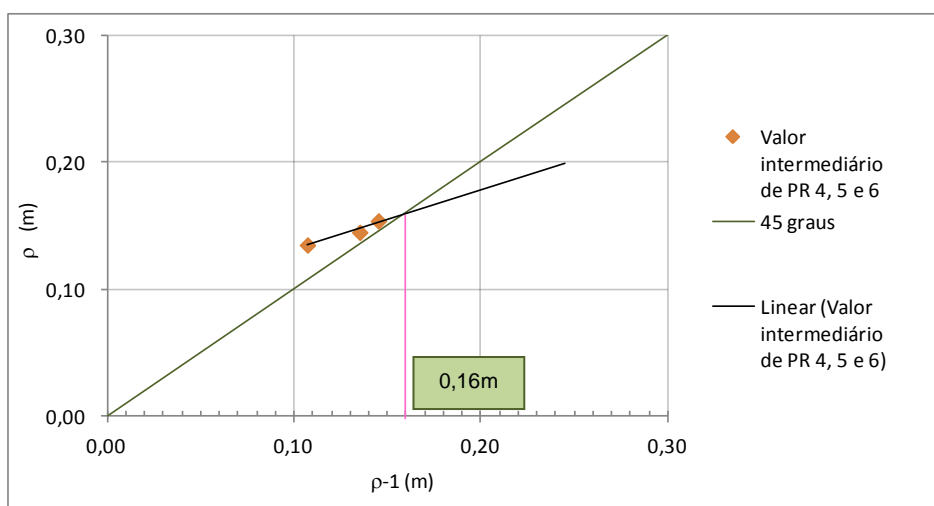


Figura 62 - Resultado de Asaoka em solo com tratamento de CPR - Condomínio Palms

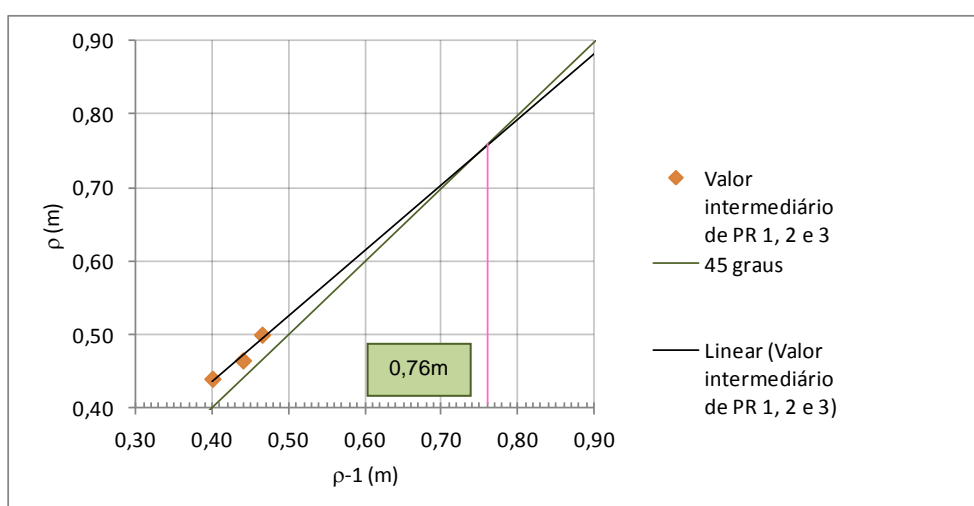


Figura 63 – Resultado de Asaoka em solo sem tratamento de CPR – Condomínio Palms

Segundo a expressão de Terzaghi, apresentada na equação 8, foi calculado o recalque da camada de solo compressível. A espessura total de solo compressível foi subdividida em quatro subcamadas que apresentam diferentes parâmetros geotécnicos (Tabela 26). O recalque total, obtido pelo somatório dos recalques das diferentes subcamadas, foi igual a 1,33 m, significativamente superior ao recalque previsto pelo método de Asaoka (0,76 m). Chavão (2015) comenta a dificuldade de obtenção de parâmetros confiáveis, tendo em vista que nem todas as amostras foram classificadas como amostras de boa qualidade.

Tabela 26 - Parâmetros do solo mole para uso em método de Terzaghi – Condomínio Palms

Camada	H (m)	γ_s (kN/m³)	$Cc/(1+e_0)$	$Cr/(1+e_0)$	σ'_{v0} (kN/m²)	OCR (kN/m²)	σ'_{vf} (kN/m²)	ρ (m)
1	0,5	11,00	0,37	0,040	0,298	6	36,77	0,17
2	1,5	12,81	0,35	0,035	2,845	8	39,31	0,39
3	1,0	13,09	0,22	0,031	6,735	13	43,20	0,12
4	4,0	12,71	0,35	0,044	14,175	18	50,64	0,65

Estimando o recalque pelo módulo de elasticidade, depende-se apenas do módulo de elasticidade/rigidez do solo, do acréscimo de sobrecarga e da espessura da camada.

Segundo medição de aranha magnética AMV1, locada 1,50 m abaixo da base do aterro, houve um recalque de 26 cm em 127 dias. Baseado neste valor, considerou-se um recalque de 21 cm no local de interesse (desconto relativo à parcela de sobrecarga devido ao solo que está acima, diminuída dos locais comparados). Já segundo medição das placas de recalque (PR1, PR2 e PR3), em 130 dias houve um recalque de aproximadamente 47 cm. Com a finalidade de estimar o recalque ao final da obra na base do aterro, foi feita uma regra de três associando os valores com o recalque estimado por Asaoka igual a 0,76 m, e obteve o valor de 0,34 m para recalque total do aterro ao final da obra.

Dessa forma, foi considerado 0,34 m de aterro submerso e conseqüentemente 1,66 m de aterro na superfície. Os demais dados do aterro necessários para cálculo podem ser vistos na Tabela 27.

Tabela 27 - Resumo de dados do aterro para cálculo de sobrecarga – Condomínio Palms

$\gamma_{\text{aterro}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\gamma_{\text{sub aterro}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$H_{\text{aterro superfície}} \text{ (m)}$	$H_{\text{submersa do aterro}} \text{ (m)}$
20,00	10,19	1,66	0,34

Aplicando esses valores na equação 9 obteve-se uma sobrecarga de 36,5 kN/m³.

O cálculo do recalque é apresentado na equação 14. Foram calculados recalques para valores de E_{eq} obtidos para módulos de rigidez do solo (E_0) nas variações de tensão de 25 kPa a 50 kPa e de 50 kPa a 100 kPa para a situação do solo pós-tratamento. Também foi feita a consideração de dois tipos de perfil de solo, um considerando que o solo é do tipo - S (cujo valor de b é igual a 6) e outro considerando os valores dos parâmetros definidos pelo usuário (C_c e e_0 , cujo valor de b é dado pela equação 15). Pode-se então observar 4 valores diferentes na Tabela 28.

Tabela 28 - Tabela de resultados de recalque em metros através do cálculo por E do solo pós-tratamento – Condomínio Palms

Camada		1	2	3	4	Total	
Espessura (m)		0,50	1,50	1,00	4,00	7,00	
Recalque (m)	Tensões de 25-50 kPa	Perfil S	0,017	0,059	0,013	0,138	0,228
		Parâmetros definidos	0,016	0,057	0,009	0,132	0,214
	Tensões de 50-100 kPa	Perfil S	0,023	0,040	0,006	0,107	0,177
		Parâmetros definidos	0,023	0,038	0,004	0,10	0,168

Foi calculado também o recalque do solo sem tratamento, para ser comparado com o valor estimado por Asaoka e pode ser visto na Tabela 29.

Tabela 29 - Tabela de resultados de recalque em metros através do cálculo por E do solo sem tratamento – Condomínio Palms

Camada		1	2	3	4	Total
Espessura (m)		0,50	1,50	1,00	4,00	7,00
Recalque (m)	Tensões de 25-50 kPa	0,08	0,29	0,06	0,66	1,09
	Tensões de 50-100 kPa	0,11	0,19	0,03	0,51	0,84

Conclui-se que a estimativa de recalque final obtida pela expressão geral de Terzaghi foi a que mais se distanciou dos valores encontrados através de Asaoka e através do módulo de rigidez. Um dos motivos pode ser devido ao provável rompimento da primeira camada durante a construção do aterro – baseado no elevado índice de vazios -, impossibilitando saber ao certo a sua espessura final para a estimativa do recalque.

Comparando o recalque obtido pelo método de Asaoka do solo geoenrijecido (0,16 m) com o obtido através do E retornado pela planilha, o valor que mais se aproximou foi o relativo às tensões de 50 kPa a 100 kPa (0,18 m e 0,17 m). O mesmo foi observado para o solo natural (0,76 m para Asaoka e 0,84 m para E obtido pelas tensões de 50 kPa a 100 kPa). A explicação para esse fato pode ser observada nas curvas de tensão efetiva x índice de vazios apresentadas na Figura 24 à Figura 27, onde mostra que entre as tensões 25 kPa a 50 kPa a inclinação da reta é diferente da observada entre tensões de 50 kPa a 100 kPa. Isso indica que há uma variação de E, e que o valor correspondente à parte sobreadensada é o da reta de tensões entre 50 kPa e 100 kPa, condição que representa cerca de 90% da curva de adensamento.

Baseado nos resultados obtidos pelo método de Asaoka, ao aplicar os valores na equação 23, obteve-se um valor de β (coeficiente que indica a redução do recalque após utilização da técnica) igual a 4,75. Aplicando a equação 26, obteve-se um valor de λ_c igual a 0,63.

Confrontando os valores de E para tensões de 50 kPa a 100 kPa na planilha de Rodrigues *et. al.* (2017) obteve-se com esse valor de λ_c , valores de β em torno de 4,72, bem próximo ao obtido pelo método de Asaoka, atingindo o objetivo e indicando que o valor de E que mais funciona nesta planilha é para esse intervalo de tensões.

Foram calculados valores de β para os λ_c de projeto (0; 0,5; 0,65 e 1) junto com o erro quando comparado com o β oriundo das estimativas de recalque por Asaoka e os resultados estão apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 - Valores de β de projeto e porcentagem de erro comparado ao β obtido através de estimativa de recalque por Asaoka – Condomínio Palms

λ_c	β	Erro
0	2,80	↓41%
0,50	4,27	↓10%
0,65	4,85	↑2%
1,00	6,52	↑37%

A menor porcentagem foi obtida para λ_c igual a 0,65 e as maiores para os extremos. Esse valor de λ_c encontrado para o valor de β obtido pelo método de Asaoka será utilizado como parâmetro de projeto das demais obras estudadas, assim como já foi utilizado na estimativa de λ_c por S_u (λ_c igual a 0,65).

3.3.2 Parque dos Atletas

No Parque dos Atletas, o monitoramento de deslocamento vertical por placas de recalque, possibilitou a estimativa do recalque final no solo geoenrijecido por meio do método de Asaoka. Para estimativa do recalque total sem tratamento foram usados métodos teóricos.

A partir dos dados da placa de recalque PR2, que apresentou os maiores valores, calculou-se o recalque final a partir do método de Asaoka (Figura 64). O recalque final estimado foi de 0,29m, enquanto o recalque final previsto sem tratamento foi de 1,2m (Riccio *et al.*, 2013). Dessa forma, o valor de β foi de 4,14. O

ideal seria ter o recalque de cada camada, porém a instrumentação utilizada permitiu apenas a previsão do recalque total, por isso tem-se um β para toda a camada, e conseqüentemente apenas um λ_c , diferente do obtido por S_u .

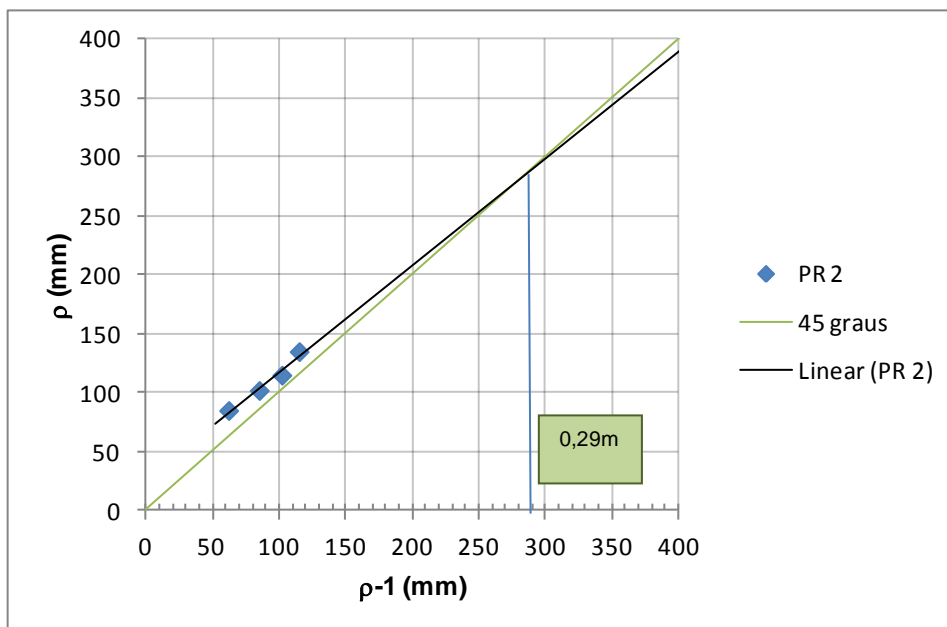


Figura 64 - Asaoka PR2 - Parque dos Atletas

Ao aplicar a equação 25, para um valor de $\beta = 4,14$, encontrou-se valor de λ_c igual a 0,84.

Foram calculados valores de β para os mesmos λ_c de projeto, que estão apresentados na Tabela 31 juntamente com o quanto se estimaria a mais ou a menos usando os valores de projeto (comparado ao valor obtido através das medições de recalque).

Tabela 31 - Valores de β de projeto e porcentagem de erro comparado ao β obtido através de estimativa de recalque – Parque dos Atletas

λ_c	β	Erro
0	2,35	↓43%
0,50	3,27	↓21%
0,65	3,61	↓13%
1,00	4,55	↑10%

As menores porcentagens foram obtidas para valores de λ_c de 0,65 e 1, a maior foi obtida para λ_c igual a 0. Se houvesse um estudo do recalque por camadas, as informações seriam mais detalhadas assim como foi feito para a obtenção através de S_u .

3.3.3 Rodoanel Mário Covas

Nogueira (2010) apresentou os valores de recalque para as duas situações (recalque do solo mole com e sem CPR). No entanto, ao estimar os valores de recalque através de Asaoka após o tratamento, Nogueira utilizou um intervalo de tempo de 7 dias, enquanto neste trabalho usou-se 30 dias conforme disposição dos resultados das placas de recalque. Estes valores se mostraram maiores que os encontrados por Nogueira (2010) e optou-se por sua utilização. A estimativa do recalque final correspondente a PR 6 não foi considerada, pois segundo o método de Asaoka seria superior a 2 m superando muito os valores encontrados para as demais placas. Todos esses recalques são apresentados na Tabela 32 juntamente com a porcentagem de redução de recalque devido ao tratamento (tanto para os resultados obtidos por Nogueira (2010), quanto pelos obtidos nesse estudo) e dos valores de Asaoka.

Tabela 32 - Valores estimados de recalque antes e após o tratamento de geoenrijecimento – Rodoanel Mário Covas

Placa de Recalque	ρ do solo sem CPR – Nogueira, 2010 (m)	ρ do solo com CPR – Nogueira, 2010 (m)	Redução de recalque (%)	ρ do solo com CPR – este trabalho (m)	Redução de recalque (%)
1	0,97	0,63	35	0,78	20
2	1,11	0,60	46	0,74	33
3	0,97	0,66	32	0,85	12
4	0,97	0,67	31	0,91	6
5	1,01	0,56	44	0,89	12
6	1,09	0,52	52	-	-
média	1,02	0,61	40	0,83	19

Fonte: Adaptado de Nogueira, 2010.

Os valores de β são apresentados na Figura 65 e Figura 66. Na primeira encontram-se os valores obtidos através do método de Asaoka de Nogueira (2010) onde os valores são bem baixos, variando de 1,4 a 2,2, aproximadamente. Por esses valores serem consideravelmente próximos, foi calculada a média dos recalques estimados por Terzaghi e aferidos com as placas de recalque, e a partir desses valores calculou-se um β médio igual a 1,68. Já na segunda são mostrados os valores de β obtidos pelo método de Asaoka realizado neste trabalho (exceto da placa de recalque PR 6), que encontrou valores ainda menores que os anteriores, variando de 1 a 1,5 aproximadamente, que também tiveram uma média calculada.

Para ambas as situações não existe valor positivo de λ_c que atenda a esse valor de β . Portanto, não foi possível estimar valor do coeficiente de redução volumétrica a partir do recalque.

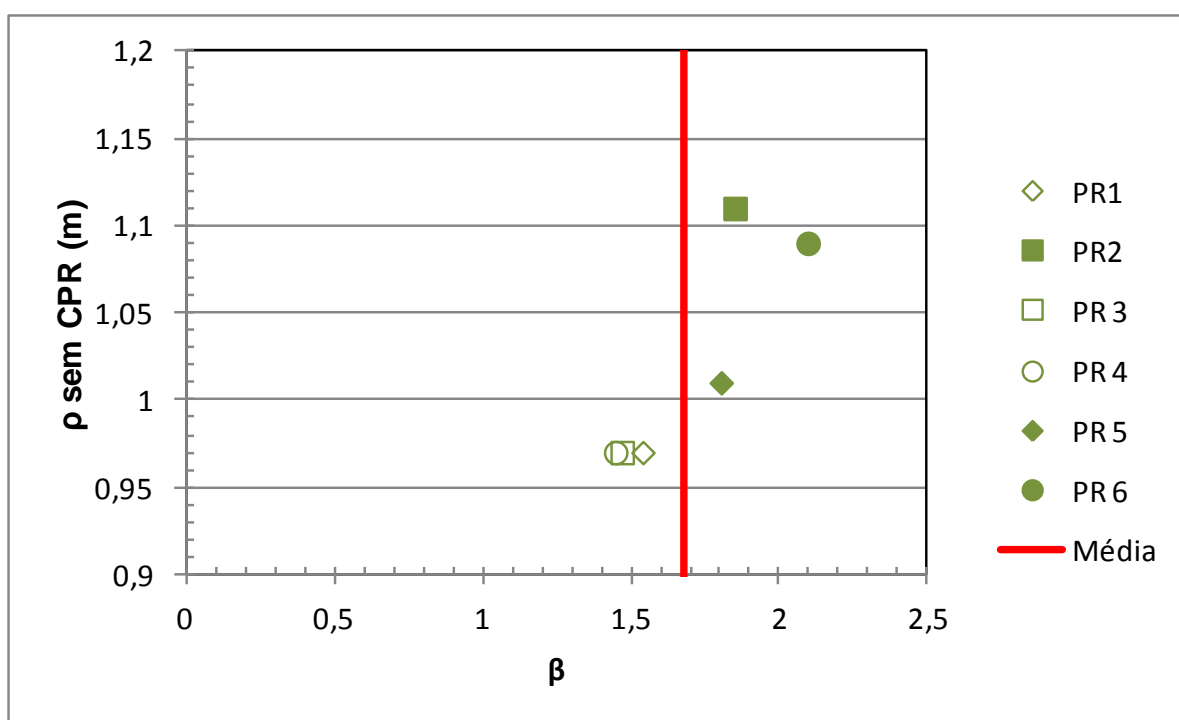


Figura 65 - Valores de β para recalques estimados por Nogueira, 2010 – Rodoanel

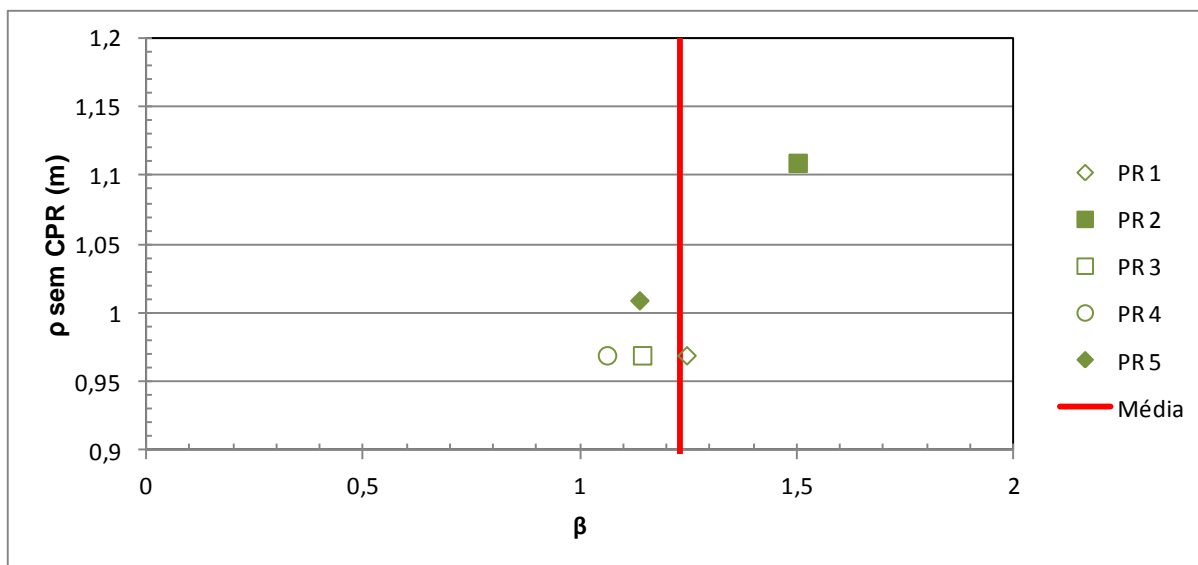


Figura 66 - Valores de β para recalques estimados neste trabalho - Rodoanel

No entanto, foram calculados valores de β para λ_c de projeto apresentados na Tabela 33 acompanhado do erro com relação ao valor de β medido por Nogueira (2010) que tinha os resultado maiores. O erro é muito elevado, o que impossibilita a utilização da planilha pra determinar esse parâmetro neste caso.

Tabela 33 - Valores de β de projeto comparado com β medido – Rodoanel

λ_c	β	Erro (%)
0	8,63	↑ 413
0,50	41,82	↑ 2387
0,65	64,78	↑ 3753
1,00	156,93	↑ 9234

A ocorrência desses valores altíssimos de projeto deve-se a alta razão de substituição (RS) que a configuração da malha de drenos e colunas de GeogROUT proporcionaram – 41,5%. O fato de encurtarem o espaçamento entre verticais de adensamento, igualando-o ao dos drenos, possivelmente gerou um amolgamento do solo ao redor, diminuindo a sua resistência, ao invés de apenas aumentá-la com a inserção da argamassa no solo.

3.3.4 Margem esquerda do rio Itajaí Açu

Sandoval (2016) estimou por meio da teoria clássica de Terzaghi o recalque para cada camada de solo compressível; obtendo um total de 0,740 m. Desconsiderando a camada 3, que não se caracteriza como solo mole, o recalque total seria de 0,680 m.

As 6 placas de recalque instaladas na obra foram locadas apenas na área 2, portanto não seria possível fazer o comparativo para a área 1. A Tabela 34 mostra os resultados estimados pelo método de Asaoka (Sandoval, 2016) para cada placa de recalque e o valor total estimado após o tratamento.

Porém esses valores não foram válidos uma vez que os recalques foram acompanhados por um período curto (45 dias), não atendendo uma das recomendações do método de Asaoka apresentada em Almeida e Marques (2014) – adoção de intervalos de tempo (Δt) de 30 a 90 dias, e necessidade de no mínimo três intervalos para a estimativa de recalque. Dessa forma, não foi possível o cálculo do parâmetro por meio de β .

Tabela 34 - Recalques estimados pelo método de Asaoka segundo Sandoval, 2016 - Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

Placa de Recalque	Recalque (mm)
PR 1	67
PR 2	371
PR 3	255
PR 4	102
PR 5	49
PR 6	44
Média	148

Fonte: Adaptado de Sandoval, 2016.

3.4 Compilação dos valores de λ_c

Ao estimar o valor de um parâmetro por dois meios diferentes, a intenção é confirmar um valor único do parâmetro, e não dois valores distintos. Esse foi o

objetivo ao obter o coeficiente de redução volumétrica (λ_c) a partir de resultado de resistência não-drenada e do β . No entanto, quando foi possível obtê-lo através das duas formas, os resultados encontrados nem sempre foram satisfatoriamente próximos, e neste capítulo será feita a compilação desses dados.

No condomínio Palms, só foi possível a obtenção através do recalque, portanto não há o que compilar, e adotou-se valor de λ_c igual a 0,63.

No Parque dos Atletas houve a possibilidade de obtenção através da resistência não-drenada e de β . Para a resistência não-drenada foram feitas as correlações de Ghionna e Jamiolkowski (1981) e de Briaud (1986) de cada profundidade, e também o valor médio de cada uma. Esse valor médio foi estimado de duas formas: a média dos valores de S_u calculando com este valor o λ_c , e a média dos valores de λ_c obtidos para cada profundidade. Junto a esses resultados, na Figura 67 é observado também o valor obtido através de β , igual a 0,84.

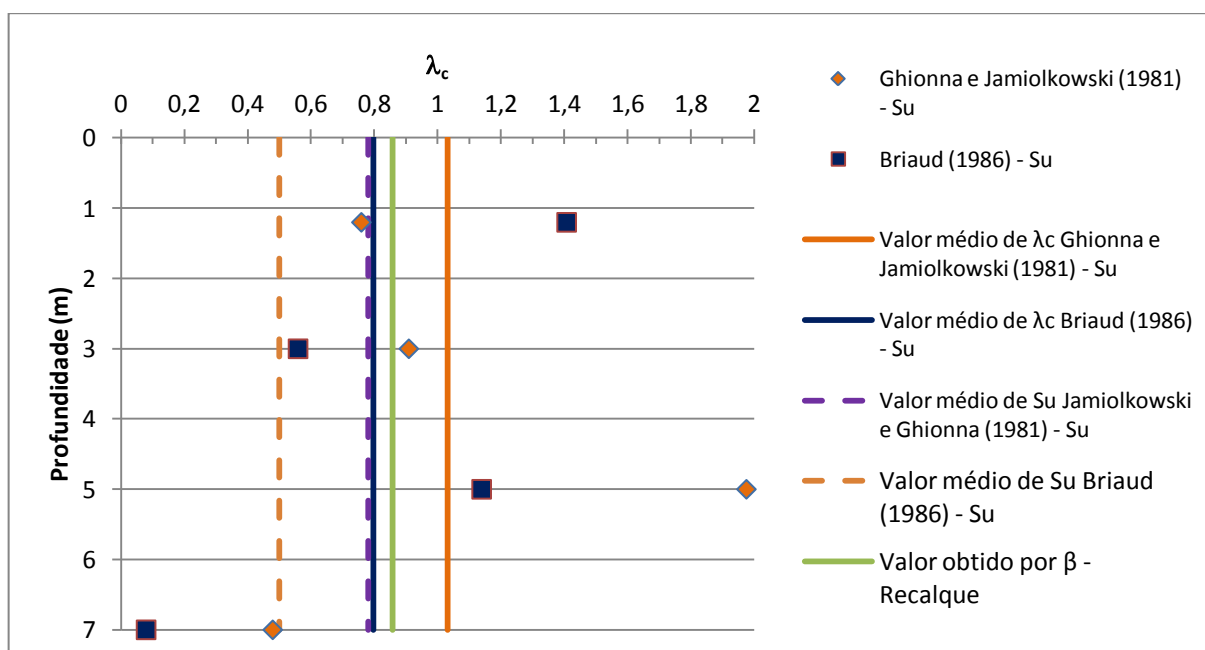


Figura 67 - Valores de λ_c para Parque dos Atletas

O que pode ser visto é que a maioria dos valores se concentra no intervalo de 0,5 a 1,2. Para as maiores profundidades o valor do parâmetro tende a ser menor, o que é coerente, uma vez que a variação volumétrica tende a ser menor em solos mais confinados.

Na obra do Rodoanel Mário Covas só foi possível obter valores de λ_c oriundos de S_u , já que os oriundos do valor de β foram menores que 0, invalidando os resultados. A Figura 68 apresenta os valores obtidos entre colunas e entre os drenos. Nota-se que conforme esperado os valores entre drenos foram superiores aos entre colunas, já que o adensamento ocorre mais rápido. Os valores foram muito baixos, variando de 0,05 a 0,3 aproximadamente.

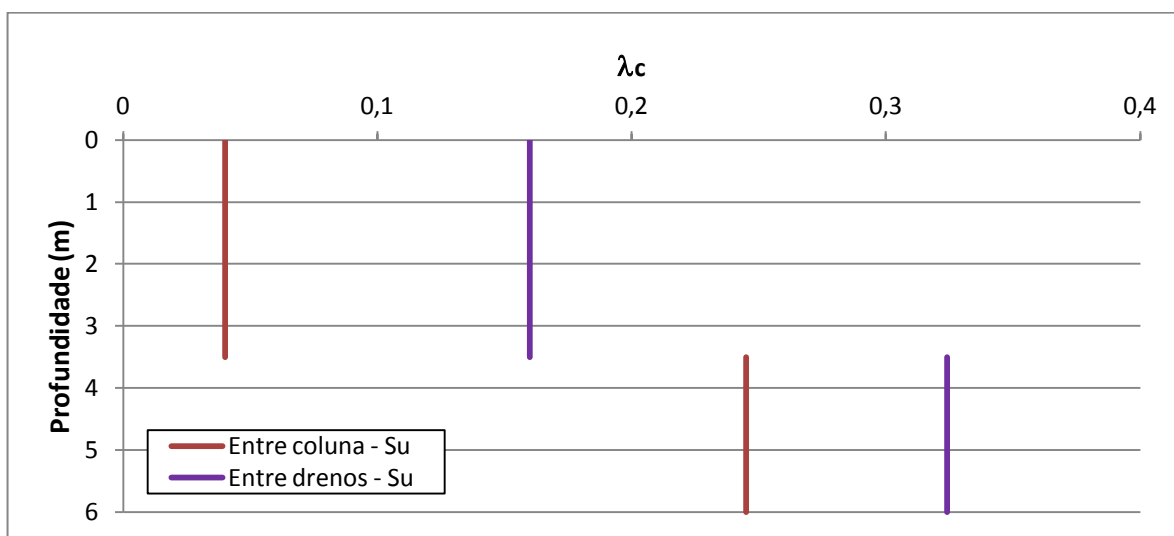


Figura 68 - Valores de λ_c para Rodoanel

Na margem esquerda do rio Itajaí Açu, a obtenção do parâmetro só foi possível por meio da resistência não-drenada de ambas as áreas (1 e 2). Na Figura 69 tem-se os valores de λ_c obtidos utilizando o parâmetro b obtido pelo tipo de perfil e pelos parâmetros C_c e e_0 (parâmetros definidos pelo usuário). A maior parte dos valores se concentram no intervalo de 0,5 a 1,5, sendo que o valor obtido entre as profundidades de 3 m e 5 m por meio do perfil tipo L foi o mais discrepante, apresentando um λ_c superior a 3,5.

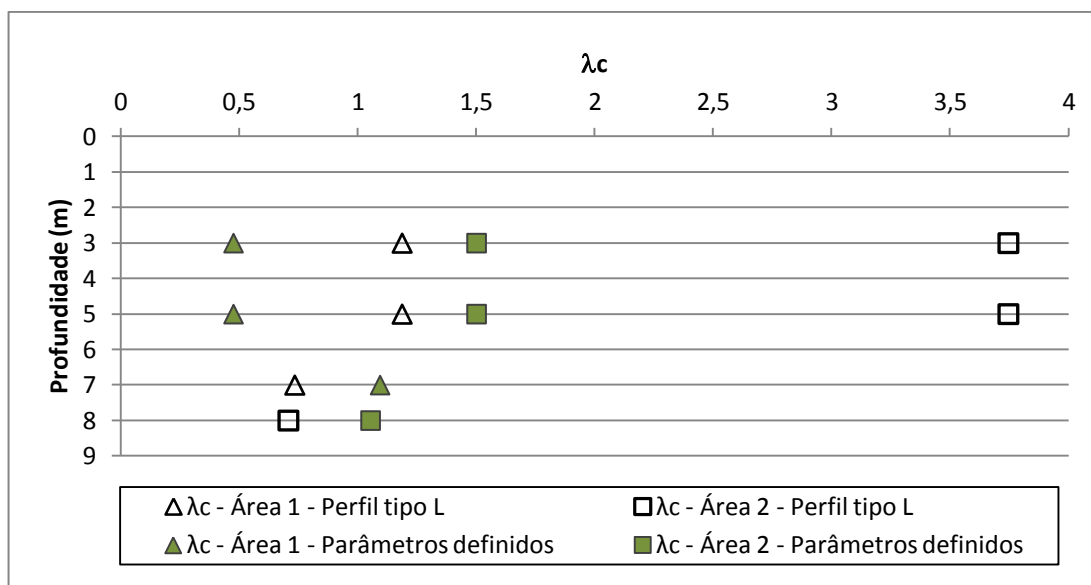


Figura 69 - Valores de λ_c para Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

Percebe-se que é difícil definir um valor de λ_c para todo o solo. Isso pode se dar devido:

- a não execução de aterros testes em todas as obras, onde seria possível o monitoramento com placas de recalque da situação sem uso da técnica, podendo ter um resultado mais preciso de recalque final;
- a falta de ensaios de palheta pós-aplicação da técnica de CPR, que determina diretamente o valor da resistência não drenada do solo pós-tratamento com CPR (S_{us})

Já os valores de λ_c superiores a 1 – podem ser justificados para solos muito moles onde a variação do volume de vazios será maior que o volume de grout injetado. Para explicar essa situação as hipóteses cogitadas foram:

- Problemas na amostragem, levando a resultados equivocados de S_{us} em determinadas profundidades;
- Problemas nos métodos de correlação utilizados.

A partir dos resultados obtidos através das quatro obras apresentadas, foram encontrados valores de λ_c bem diferentes para cada caso. Eles estão apresentados na Figura 70 que relaciona os valores do parâmetro com a razão de substituição (RS) de cada caso. Nela também são apresentados os valores relativos a amostras

de Caulim em laboratório, estudados por Mussi (2019), onde pode-se ter um melhor controle dos parâmetros que influenciam em seu valor.

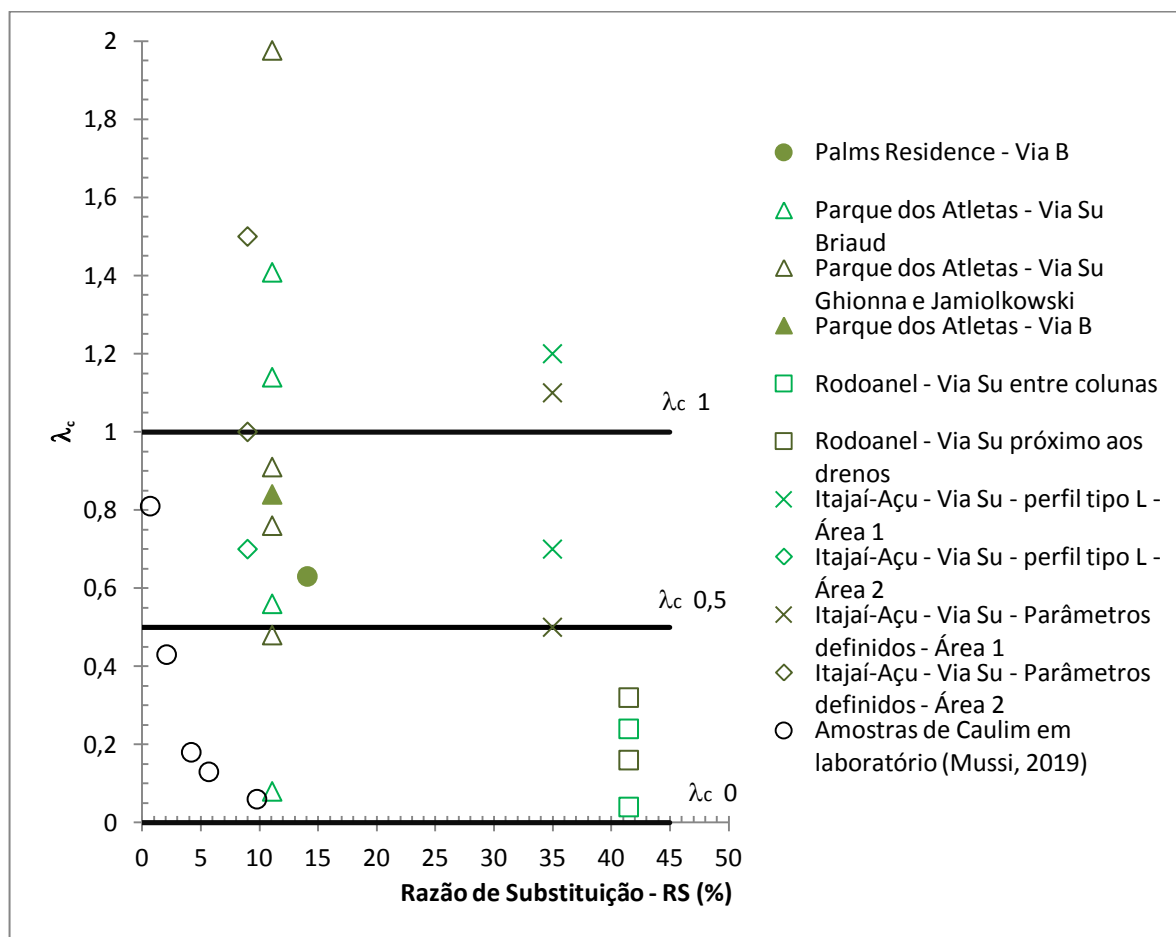


Figura 70 - Variação de λ_c para as quatro obras estudadas

Para a obra do Parque dos Atletas, o valor médio encontrado foi em torno de 0,91, tendo os valores de S_u obtidos por Briaud (1986) como os mais discrepantes. Para a obra do Condomínio Palms Recreio Residencial o valor de λ_c encontrado foi de 0,63 e para a obra do Rodoanel os valores foram mais baixos, em torno de 0,20. Já na obra da margem esquerda do rio Itajaí-Açu, para a área 1 os valores variaram de 0,5 a 1,1 e para a área 2 um dos valores ficou tão destacado, que não apareceu no gráfico (3,5), mas o intervalo da maioria dos valores foi de 0,7 a 1,5. Embora tenham sido usadas configurações de malhas diferentes para ambas as áreas, e a razão de substituição também foi bem distinta, nos dois casos dessa região o intervalo de λ_c foi bem próximo.

Pode-se observar também que ele variou bastante com a profundidade para a obra do Parque dos Atletas (de 0,1 a 2), mas já para a obra do Rodoanel essa variação foi de 0,1 a 0,3 não sendo tão significativa. Esses valores por profundidade só puderam ser medidos através do S_u que em todos os casos foram estimados por meio de correlações de métodos após a aplicação da técnica e não diretamente medidos em campo. Seria interessante a realização de ensaios de palheta para o caso pós-obra e então teríamos uma medição mais precisa.

Outro detalhe importante é o valor da razão de substituição, que para três das quatro obras variou pouco (9 % a 14,1 %) mas que aumentou muito para a obra do Rodoanel e pra área 1 da margem do rio Itajaí - Açú (41,5 % e 38 %). Essa característica se deve a utilização do espaçamento dos drenos igual ao das colunas de *Grouting* para o Rodoanel e devido à configuração da malha reforçada da obra de Santa Catarina. Provavelmente devido a esse valor elevado de RS foram achados valores negativos de λ_c para o β calculado, uma vez que a razão de substituição interfere diretamente na obtenção dos parâmetros equivalentes.

Dentre as obras estudadas pode-se considerar o valor conservador sendo igual a 0,5, superior ao estimado por Rodrigues *et. al.* (2017) (igual a 0). Praticamente apenas a obra do Rodoanel que não utilizou a relação de espaçamento de drenos e de verticais de adensamento sugeridas na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, apresentou todos os resultados abaixo de 0,5. O intervalo recomendado de λ_c para os resultados estudados é de 0,5 a 1,5, também superior ao limite informado por Rodrigues *et. al.* (2017) (1,0).

Baseado na obra do Parque dos Atletas - única entre as estudadas possível de analisar o parâmetro λ_c obtido pelos dois métodos -, percebe-se que o valor obtido através do recalque, foi equivalente a média dos valores obtidos através da resistência não-drenada. Dessa forma, enquanto o valor de λ_c obtido por S_u informa valores mais precisos de acordo com a profundidade analisada, o obtido através do recalque seria considerado um valor médio representativo do solo. Só seria possível obter valores relativos a profundidades através da medição de β , caso houvesse outros tipos de acompanhamento de recalques por profundidades (como aranhas magnéticas, por exemplo) que monitorassem o solo da obra com e sem o tratamento com CPR *Grouting*.

Na Figura 71 pode-se analisar a compilação dos valores de λ_c das obras estudadas com suas respectivas resistências não drenadas na condição inicial do solo (S_{u0}). Pode-se observar uma tendência nos resultados, representada pela equação logarítmica apresentada, onde os valores de λ_c tendem a diminuir conforme o aumento de S_{u0} . Percebe-se que o valor de R^2 é baixo para considerar a equação como definitiva, mas optou-se por mantê-la, para que esta possa ser melhorada em futuros trabalhos.

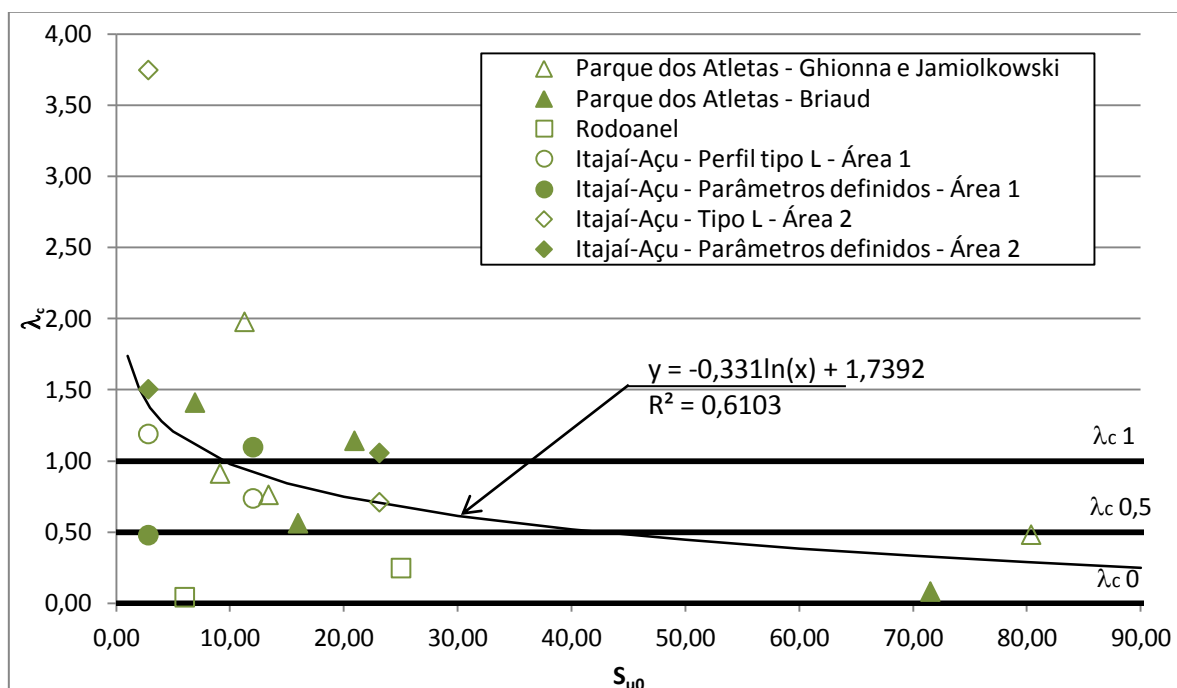


Figura 71 - Compilação de valores de λ_c x S_{u0} para as quatro obras estudadas

3.5 Valores previstos e medidos de c_v

O coeficiente de adensamento vertical equivalente é obtido pela planilha de Rodrigues *et. al.* (2017) e depende do recalque, do tipo de malha escolhido, dos espaçamentos do dreno, das verticais de adensamento, da distância máxima de drenagem (H_d), do diâmetro do equipamento utilizado, da razão entre permeabilidade vertical e horizontal (considerada 1,5 em Rodrigues *et. al.* (2017), devido ao estudo de Coutinho (1976), que considera a variação dessa relação para

solos brasileiros de 1,5 a 2) e da razão de substituição, juntamente com o coeficiente de adensamento vertical inicial do solo (c_v) apresentados nos Itens 3.1.1 a 3.1.4.

Para conferência do valor obtido pela planilha, foram feitos gráficos do recalque ao longo do tempo a partir da obtenção do fator tempo (T_v) pela equação 27 (Almeida e Marques, 2014). A partir desse valor, encontra-se a porcentagem de adensamento correspondente (U_v) segundo Tabela 35 e multiplica-se U_v pelo recalque total estimado.

Ao construir estes gráficos, Figura 72 a Figura 78, foi colocado sobreposto ao respectivo gráfico de recalque por tempo oriundo do monitoramento de placas de recalque e então comparadas as curvas.

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (27)$$

Tabela 35 - Fator Tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela teoria de Terzaghi

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,0380	42	0,138	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,0020	25	0,0491	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,0660	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,891
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,230	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,510	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,500
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

Fonte: Pinto, 2006.

3.5.1. Condomínio Palms

Na obra do Condomínio Palms, conforme mencionado, foram escolhidos dois valores de c_v , o mínimo e o máximo - 0,84 m²/ano (2,66 x 10⁻⁸ m²/s) e 3,69 m²/ano

($1,17 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) -, e então obteve-se os c_{veq} - $12,1 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($3,84 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) e $53,0 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,68 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) respectivamente. Suas porcentagens de adensamento vertical podem ser comparadas na Figura 72.

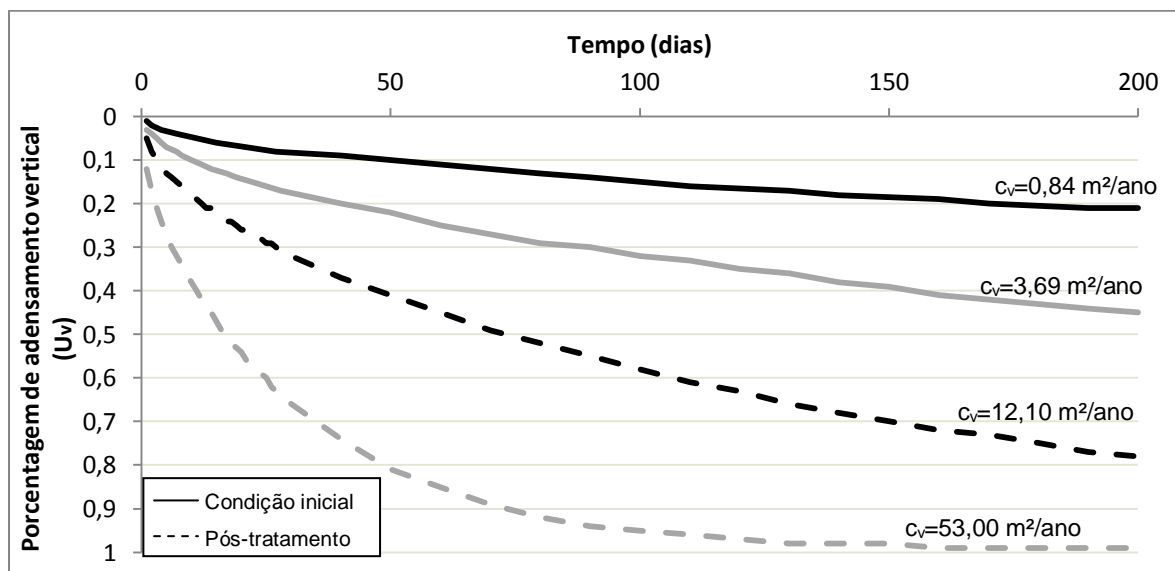


Figura 72 - Gráfico U_v x tempo - Condomínio Palms

Sem o tratamento, na melhor das hipóteses - $c_v=3,69 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) -, em 200 dias teria cerca de 20% do recalque total acontecido; já considerando a pior das hipóteses - $c_v=12,1 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($6,3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) - pós geoenrijecimento na mesma data já teriam ocorrido quase 80% dos recalques. Percebe-se que no solo sem tratamento em aproximadamente 100 dias já se inicia uma estabilização dos recalques, o que pode ser influenciado pelo adensamento secundário.

Como nesta obra foram disponibilizados dois monitoramentos de placas de recalque, um por Chavão (2015) e outro por Riccio *et. al.* (2018), foi feita uma curva para cada um deles, com o intuito de determinar um intervalo possível de valores de c_{veq} , conforme apresentado na Figura 73 e Figura 74, respectivamente. Além dos valores encontrados, foram calculados valores intermediários que mais se aproximavam do registrado pelas placas de recalque.

Nas medições obtidas através de Chavão (2015), o recalque foi deslocado até o 29º dia (início da construção do aterro neste acompanhamento). A curva que mais se aproximou aos resultados obtidos foi a de c_v igual a $53,0 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,68 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). Já para os dados de Riccio *et. al.* (2018) a curva que melhor representa é a de c_v igual a $20 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($6,34 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$). Em ambas os resultados estavam entre o

intervalo de c_v calculado - $12,1 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($3,84 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) a $53,0 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,68 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

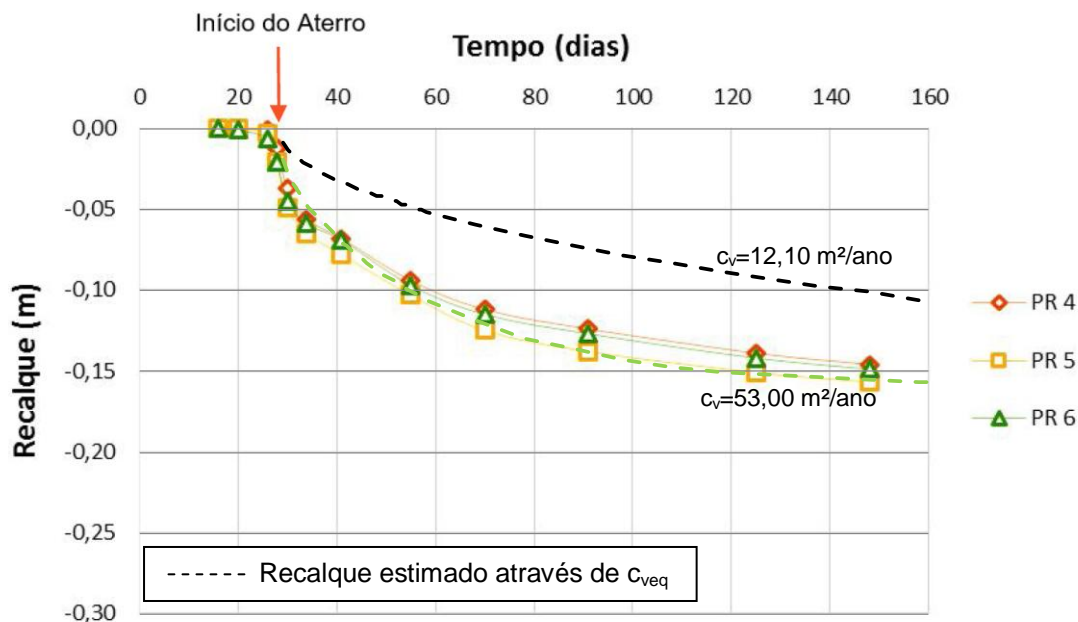


Figura 73 - Sobreposição de recalques estimados através dos c_{veq} no gráfico obtido de Chavão 2015

Fonte: Adaptado de Chavão, 2015.

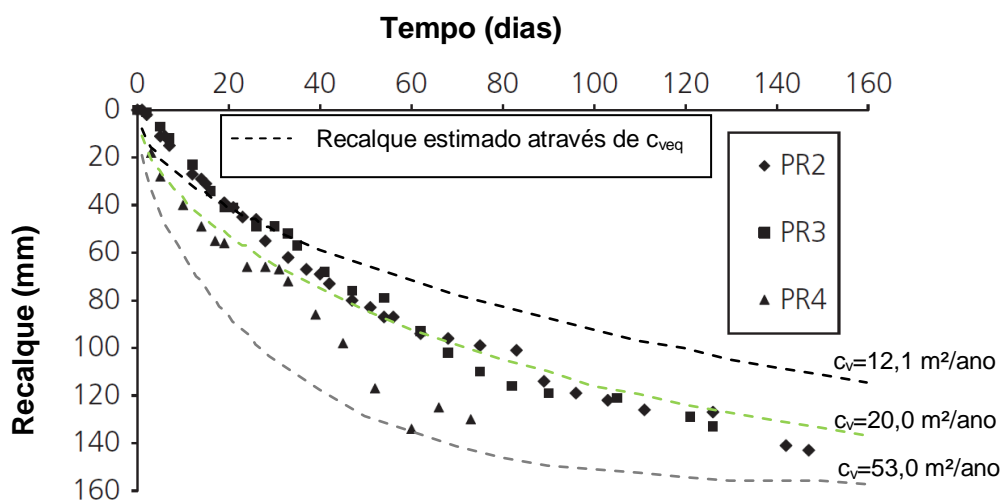


Figura 74 - Sobreposição de recalques estimados através dos c_{veq} no gráfico de Riccio et. al. 2018.

Fonte: Adaptado de Riccio et. al. 2018.

3.5.2. Parque dos Atletas

No Parque dos Atletas, houve uma variação grande nos valores do coeficiente de adensamento vertical, e foram apresentados em um gráfico de difícil precisão dos valores (Figura 37), por isso foi considerado o valor médio segundo Riccio *et. al.* (2013) igual a $0,62 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,97 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$), cujo c_{veq} é igual a $7,40 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($.2,35 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) A curva de porcentagem de adensamento x tempo é mostrada na Figura 75.

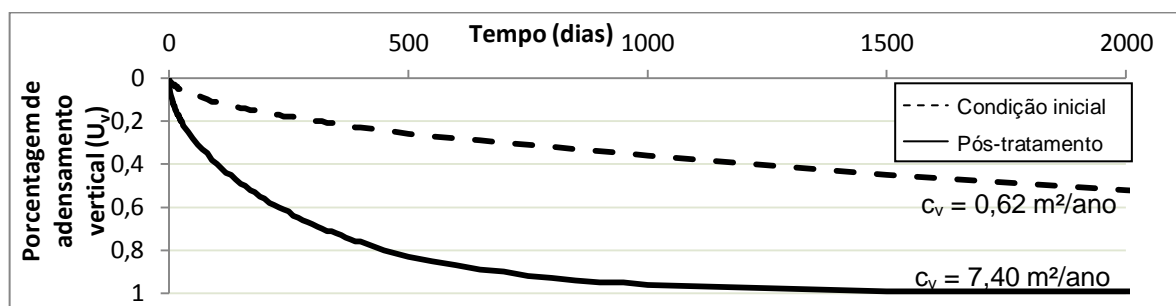


Figura 75 - Gráfico de U_v x tempo - Parque dos atletas

Sem tratamento, em 1500 dias a estimativa de recalque era de menos de 50%, após o geoenrijecimento o percentual foi de 99 %. Em aproximadamente 1000 dias é observada a estabilização dos recalques, levando a crer que são valores teóricos que não consideram o adensamento secundário.

Ao comparar a curva obtida de recalque pós tratamento com as leituras das placas de recalque, tem-se a Figura 76.

Nota-se que o registro se iniciou no décimo dia, momento de início da construção do aterro. A curva encontrada foi bem coerente com os registros das placas PR-B e PR-3. A incoerência dos registros das demais placas podem ser devido à diferença na geometria do aterro, à variação na espessura da camada de solo mole, à diversificação na compressibilidade, entre outros.

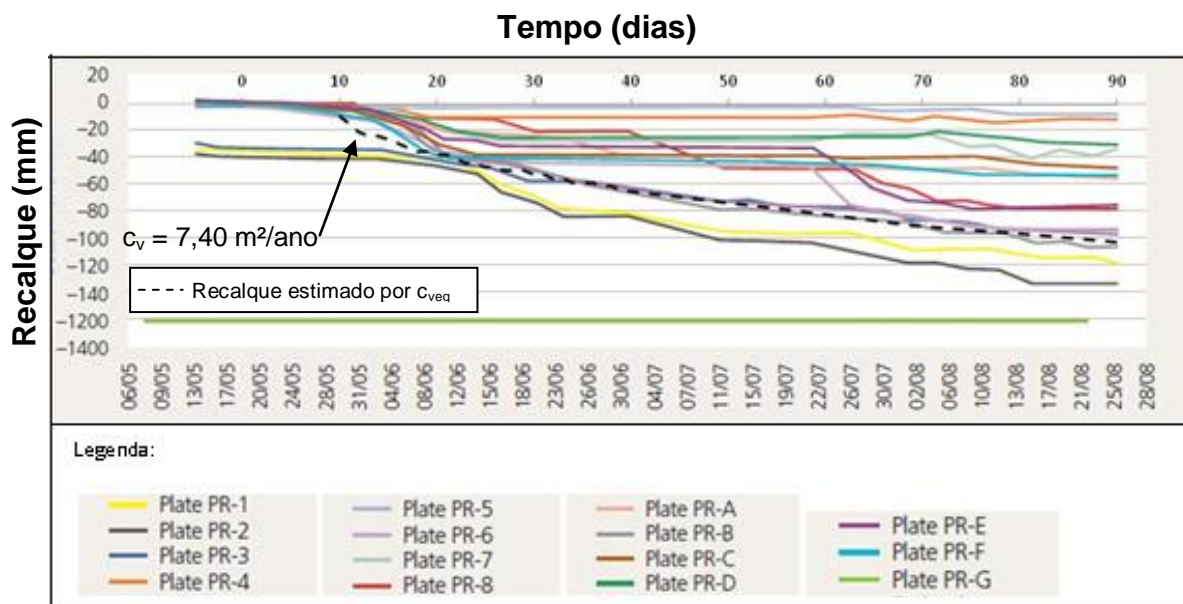


Figura 76 – Sobreposição de recalques estimados através do c_{veq} no gráfico de Riccio et. al., 2013 – Parque dos Atletas

Fonte: Adaptado de Riccio et. al., 2013.

3.5.3. Rodoanel Mário Covas

Para esta obra não foram disponibilizados por Nogueira (2010) a medição do coeficiente de adensamento vertical (c_v) pré-tratamento com CPR *Grouting*, apenas os valores correspondentes ao solo geoenrijecido (c_{veq}) mostrado na Tabela 36. Baseado nesses valores medidos e seguindo as formulações utilizadas na planilha dinâmica, o c_v inicial do solo seria em torno de $0,36 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,14 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$). A partir desses resultados foi feita a curva comparativa de $U_v \times$ tempo do solo pré e pós-tratamento mostrada na Figura 77.

Percebe-se que enquanto pós-tratamento em aproximadamente 450 dias se obtém o recalque total, nesse mesmo tempo, sem tratamento, o solo recalcaria apenas 20%.

Tabela 36 - Valores de c_v medidos pós-uso CPR - Rodoanel

Local	PR	Pós-tratamento	Pré-tratamento
		c_v (m ² /ano)	c_v (m ² /ano)
BSM 305	1	21,8	0,36
	2	21,8	0,36
	3	21,8	0,36
	4	18,7	0,31
	5	18,7	0,31
	6	21,8	0,36

Fonte: Adaptado de Nogueira, 2010.

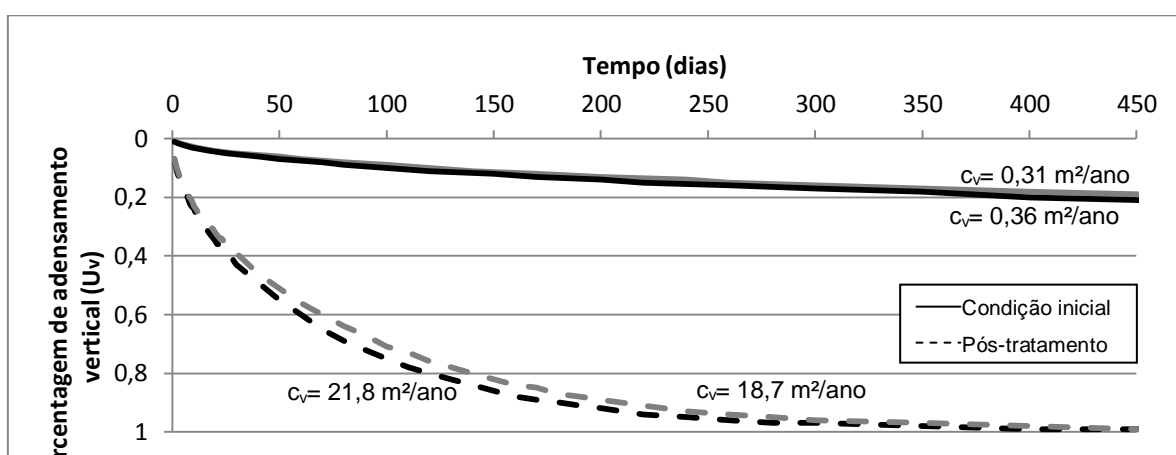


Figura 77 - Gráfico de U_v x tempo - Rodoanel

Ao comparar as curvas oriundas das placas de recalque com as do valor de c_{veq} , não é possível provar a eficácia da planilha, pois esse valor foi medido em campo e não estimado pela mesma. O registro dessa curva é visto na Figura 78, onde é possível ver que o recalque iniciou em cerca de 35 dias, e ambas as curvas se aproximaram do contorno das relativas às placas de recalque. Ressalta-se que de acordo com os valores de Asaoka (Tabela 32) o recalque final varia de 0,74 m a 0,91 m. Pela geometria das curvas de recalques oriundas das aferições em campo por placas de recalque, acredita-se que a construção foi realizada em etapas, enquanto ao estimarmos a curva teórica, foi considerado uma única etapa de construção.

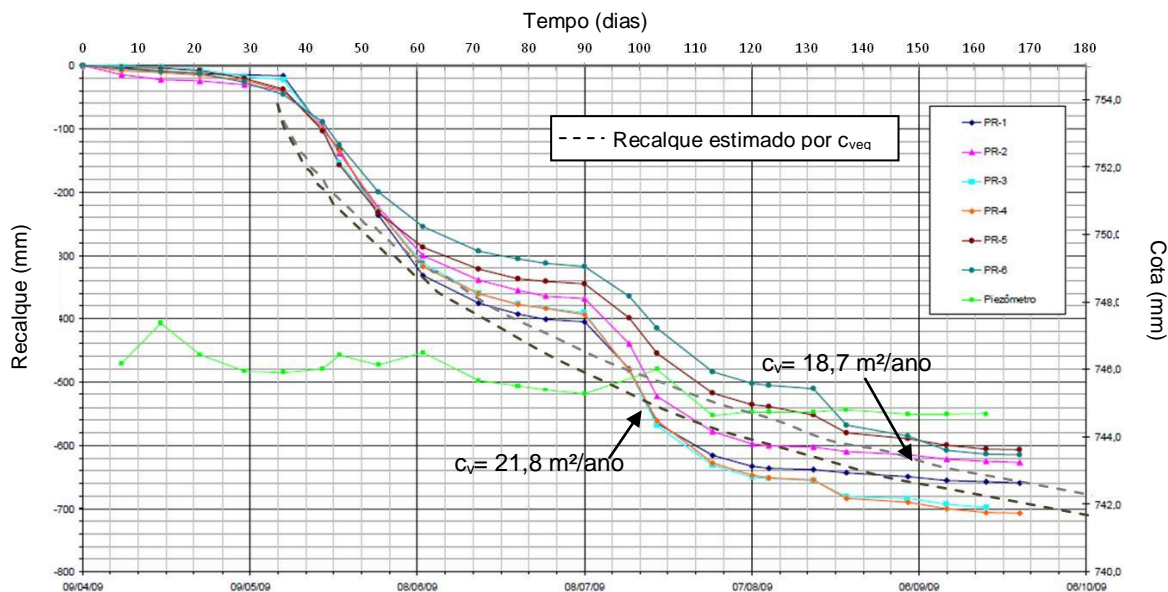


Figura 78 - Curva de recalque estimado comparada às curvas de medições através de placas de recalque – Rodoanel

Fonte: Adaptado de Nogueira, 2010.

3.5.4. Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

Neste caso, foram disponibilizados dois valores de c_v - $3,42 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,08 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) e $40,40 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,28 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) -, respectivamente valor mínimo e máximo) dentre as amostras de boa qualidade, além de um valor médio para o carregamento de 80 kPa (o mais próximo do que o solo suporta de aproximadamente 63 kPa) igual a $25,50 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($8,09 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$). Além disso embora o tratamento tenha sido feito até 12 m de profundidade, sabe-se que apenas 5 metros correspondiam às camadas moles que são dispostas intercaladas com camadas de areia. Devido a esses agravantes optou-se por não mostrar as curvas apresentadas nas obras anteriores, uma vez que não seria possível a conferência de nenhum parâmetro. Utilizando o valor médio, obteve-se para a área 1, c_{veq} igual a $747,30 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($2,37 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$) e para a área 2 c_{veq} igual a $165,00 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($5,23 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), valores incomuns.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1 Introdução

Devido a recente utilização da técnica de geoenrijecimento, muitos estudos ainda estão em desenvolvimento para melhor entendimento de suas melhorias no solo mole e até mesmo de quais parâmetros são modificados e de que maneira ocorre tal modificação. Buscando uma melhor previsão dos futuros resultados obtidos com as injeções de grout, Rodrigues *et. al* (2017) desenvolveram uma planilha dinâmica que foi testada neste trabalho.

Algumas dificuldades na obtenção de parâmetros de entrada foram percebidas, como o módulo de rigidez inicial do solo mole, por exemplo, o desconhecimento de parâmetros como o coeficiente de redução volumétrica por adensamento (λ_c), e a indisponibilidade de resultados de ensaios em todos os períodos necessários. Estes fatores impossibilitaram resultados mais precisos. Contudo, as conclusões serão apresentadas a seguir, por caso estudado.

4.2 Conclusões

4.2.1 Condomínio Palms

Nesse caso, devido ao farto acesso a informações à disposição, dois estudos em áreas próximas (Riccio *et. al.*, 2018 e Chavão, 2015) à região em que os aterros foram construídos foram realizados, o que facilitou a obtenção dos parâmetros de entrada. Ainda assim, a obtenção do valor do módulo de rigidez inicial (E_0), que varia muito em solos moles para baixas tensões, não foi de fácil arbitrariedade. Ao comparar os valores obtidos para tensões de campo (25 kPa a 50 kPa) com os valores um pouco acima (50 kPa a 100 kPa), o segundo apresentou melhores resultados na planilha.

Optou-se por utilizar a planilha para cada camada de solo, ao invés de considerar um parâmetro médio para toda a camada de solo mole, salvo os casos em que os parâmetros de entrada pouco ou nada variavam de uma camada para a outra. No entanto, ao inserir no campo “espessura de solo mole”, considerou a espessura total, uma vez que esse dado influencia na distância de drenagem (H_d) que modifica diretamente o valor do coeficiente de adensamento vertical (c_v).

Foram utilizados o menor e maior valores de c_v utilizados dentre todas as amostras, com o intuito de analisar o intervalo que o c_v equivalente se encontrava. O resultado tanto comparado com as placas de recalque do aterro teste de Chavão (2015) quanto das placas de recalque de Riccio *et. al.* (2018) foram mostrados na Figura 73 e Figura 74 e se encontravam dentro do intervalo previsto. Foram apresentados também valores intermediários de c_{veq} que melhor se aproximaram dos dados pelo monitoramento de ambas as placas de recalque, que para Chavão (2015) $c_v = 53 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($1,68 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) e para Riccio *et. al.* (2018) $c_v = 20 \text{ m}^2/\text{ano}$ ($6,34 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$).

Diante da possibilidade de utilizar o tipo de perfil ou parâmetros definidos (c_c e e_0), os melhores valores foram obtidos através do tipo de perfil. Isso pode ter ocorrido devido à qualidade não tão boa das amostras, onde uma delas apresentou índice de vazios inicial igual a 15, um valor bem alto.

Como para esta obra foram construídos dois aterros testes, um que recebeu o tratamento com geoenrijecimento e outro que não recebeu, e ambos foram monitorados com placas de recalque, pode-se realizar a estimativa de recalque por Asaoka para ambas as situações e encontrar um valor de β . Através da equação 22 o valor do parâmetro λ_c foi calculado baseado em β . A conclusão foi o valor de 0,63 para este parâmetro como o valor médio, já que não há um β para cada camada, e sim um para o recalque total das 4 camadas. Para os demais parâmetros não citados, foi utilizado um valor único para todas as camadas.

4.2.2 Parque dos Atletas

Devido ao pouco conhecimento sobre o parâmetro de coeficiente de redução volumétrica por adensamento (λ_c) analisou-se três outras obras que utilizaram a técnica de geoenrijecimento para obtenção dele.

Ao obter o valor de λ_c pela resistência não drenada inicial (S_{u0}) encontraram-se valores acima de 1, possível para solos muito compressíveis. Os valores da resistência não drenada do solo após a aplicação do CPR (S_{us}) foram obtidos por correlação do ensaio pressiométrico, uma vez que não foi feito Vane test após a obra. Foram utilizados dois métodos de correlação - Ghionna e Jamiolkowski (1981) e Briaud (1986) – e para ambos se obteve ao menos um valor acima de 1. Coincidentemente, para os dois métodos, na profundidade de 5 m os valores excederam o limite estipulado na planilha dinâmica ($0 < \lambda_c < 1$), e para o segundo, além dessa profundidade, também obteve valor maior para a profundidade de 1,2 m. Foi calculado valor médio do parâmetro. Os valores encontrados tiveram uma variação grande de 0,08 a 1,98, sendo o valor médio encontrado para Ghionna e Jamiolkowski (1981) igual a 0,78 e para Briaud (1986) igual a 0,50.

Os valores de λ_c obtidos por β dependem da previsão de recalque com e sem o geoenrijecimento, porém o monitoramento com placas de recalque só foi realizado para o primeiro citado. Para o segundo foi utilizado o valor estimado por Riccio *et. al.* (2013). Em posse do valor de β , obteve-se um $\lambda_c = 0,84$, o que reforçou a ideia de que o valor de λ_c obtido pelo recalque simboliza a média dos valores encontrados por profundidade através de S_u , sendo considerado valor representativo do solo.

Percebe-se que a maior parte dos valores se encontra entre 0,7 e 1,0, na região superior dos encontrados neste trabalho.

A dificuldade em definir um valor de λ_c característico do solo pode se dar à problemática de obter um E_0 ; à falta de monitoramento de recalques no mesmo solo sem tratamento; ao uso de um valor único de recalque para todas as camadas; à necessidade de fazer correlações com outros ensaios para se obter o valor de S_{us} .

Quanto aos valores acima de 1, segundo a definição do parâmetro, indicaria que a variação de volume de vazios do solo mole foi maior que o volume de grout injetado. Isso pode ser devido à imprecisão dos dados de entrada obtidos (S_{u0} e

S_{us}); ao estado de determinadas profundidades do solo mole, em que apresentaram umidade superior ao limite de liquidez, devido à sua estrutura que forma espécies de mini colchões d'água, e acredita-se que as injeções de Grout podem ter rompido algumas dessas estruturas devido à pressão, gerando uma grande variação de vazios; problemas na amostragem ou nos métodos de correlação, levando à resultados equivocados de resistência não drenada do solo geoenrijecido.

4.2.3 Rodoanel Mário Covas

Dando continuidade ao estudo desse parâmetro, foram feitas as mesmas análises do caso anterior, e encontrados valores de λ_c através de S_u muito baixos, variando de 0,04 a 0,35.

Ao tentar obter valor associado a β , o resultado foi um valor de λ_c menor que 0, o que está fora do limite pré-estabelecido na planilha. No entanto, a possibilidade de valores menores que 0 não existe, pois isso implicaria em um aumento do índice de vazios do solo com entrada de água, o que não ocorre nessa técnica. Pode ter ocorrido devido à utilização do mesmo espaçamento dos drenos e das verticais de adensamento, elevando a razão de substituição e conseqüentemente aumentando muito o valor do E_{eq} .

4.2.4 Margem esquerda do rio Itajaí-Açu

Neste caso, houve uma diferença na configuração de malhas de verticais de adensamento e de geodrenos, que dividiu a região em área 1 e área 2. Para a área 1 foi possível a conferência do valor de λ_c apenas através de S_u , pois não foi feito o monitoramento das placas de recalque desta região, sendo que devido aos dados disponibilizados, nem sempre foi possível comparar valores localizados na mesma profundidade. Os valores do parâmetro variaram de 0,45 a 1,25. Já para a área 2 esses valores foram um pouco maiores, variando de 0,8 a 1,5, sendo que houve

ainda um valor muito discrepante de aproximadamente 3,8. Esse valor foi obtido através do tipo de perfil L e comparando profundidades diferentes (3 m e 5 m).

Apesar de ter havido o monitoramento de placas de recalque na área 2, não foi possível estimar o valor de β , uma vez que o monitoramento foi realizado por apenas 7 dias, não sendo suficiente para estimar o recalque final. Como também o módulo de elasticidade não foi fornecido, não foi possível estimar o parâmetro por esse meio.

4.2.5 Compilação dos estudos de casos estudados

Baseado nas análises realizadas, conclui-se que o coeficiente de redução volumétrica por adensamento varia muito para cada tipo de solo e forma que a técnica foi aplicada. Em quatro obras distintas obtiveram-se valores de grandezas bem diferentes – Palms Recreio Residencial (0,63), Parque dos Atletas (0,7 a 1,0), Rodoanel 0,04 a 0,35) e Margem esquerda do rio Itajaí-Açu (0,5 a 3,5). No entanto pode-se encontrar uma tendência na variação de λ_c com a resistência não drenada inicial do solo (S_{u0}) apresentada na Figura 71, onde o parâmetro tende a diminuir para valores de S_{u0} maiores.

Esperava-se obter resultados semelhantes de λ_c para as duas formas de estimativa do parâmetro (por S_u e por β), porém não foi o encontrado. Deduziu-se que os valores obtidos através do recalque são representativos (médios) do solo, enquanto os obtidos pela resistência não-drenada seriam mais precisos e variam de acordo com a profundidade.

Os λ_c de projeto (caso em que se arbitraria um valor para estimar o futuro da obra) indicaram erros mais elevados para o caso do Rodoanel.

Acredita-se que para uma melhor obtenção de λ_c deveriam ser construídos aterros testes com e sem geoenrijecimento até sua ruptura para uma avaliação mais real de S_{ueq} e β , além da realização de ensaios de palheta em aterros sem e com tratamento, para uma melhor comparação de S_{us} e S_{u0} , ou o monitoramento de recalques com aranhas magnéticas por exemplo, pra que fosse possível medir o parâmetro por profundidade.

4.3 Recomendações para trabalhos futuros

Como recomendações para trabalhos futuros podem ser citadas:

- Estudo do parâmetro λ_c em outros depósitos e em laboratório;
 - Complementação da correlação $S_{u0} \times \lambda_c$
 - Complementação da correlação $RS \times \lambda_c$
- Estudo do impacto ambiental causado pelas injeções de CPR – se há algum tipo de contaminação do solo ou do lençol freático;
- Determinação de S_{ueq} através de modelagem numérica – ruptura e correlação com os valores obtidos na planilha;
- Melhoria da metodologia proposta por Cirone (2019).
 - Análise da variação dos parâmetros de eficiência (η) e de formato dos bulbos (ξ);
 - Variação na relação de permeabilidade vertical e horizontal;
 - Obtenção do coeficiente b apenas pelos parâmetros de compressibilidade do solo, a menos que planilha seja utilizada para anteprojeto e não tenham sido realizados ensaios necessários para obtenção dos parâmetros.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- [2] ALMEIDA MSS, MARQUES MES, MIRANDA TC and NASCIMENTO CMC (2008) Lowland reclamation in urban areas. Proceedings of TC 41 International Workshop on Urban Infrastructure, Búzios, Rio de Janeiro.
- [3] ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. São Paulo, Oficina de Textos, 2ed. 254p. 2014.
- [4] ASAOKA, A. Observational procedure of settlement prediction. Soil and foundations, v.18, n. 4, 1978.
- [5] BARATA, F. 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.
- [6] BRIAUD, J. L. (1986) Pressuremeter and foundation design. Proceedings of Specialty Conference on Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg. ASCE, New York, USA, pp. 74–115.
- [7] BRIAUD, L. L. , TUCKER, L.M. , OSLEN, R. S. , Pressuremeter, Cone penetrometer and Foundation Design. Short course Notes, Civil Engineering, Texas A&M University, 1985.
- [8] 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, 131p. 2015.
- [9] CIRONE, A. Comunicação pessoal com Cirone. 2019.

- [10] CIRONE, A. GEOTECHNICAL MODELLING OF CPR *GROUTING*, MSc Thesis, Politecnico di Milano, Milano, Itália. 2016.
- [11] COUTINHO, R. Q. Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.
- [12] ENGEGRAUT. CPR: Consolidação Profunda Radial. Disponível em:< <http://www.engegraut.com.br/cpr.htm> >. Acesso em: 28 de maio 2010.
- [13] ENGEGRAUT, **Material publicitário**, obtido em julho de 2015.(a)
- [14] ENGEGRAUT, Relatório Geotécnico de monitoramento dos serviços CPR, 2015. Não Publicado (Relatório).(b)
- [15] GHIONNA, V. e JAMIOLKOWSKI, M. (1981) 'Colonne di Ghiaia', X Ciclo di Conferenze Dedicare ai Problem di Meccanica dei Terreni E Ingegneria delle Fondazioni Metodi di Miglioramento dei Terreni. Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell Istituto di Scienza delle Costruzioni, no. 507.
- [16] GONDARIZ, L. J. N. C. Comportamento de aterros sobre solos enrijecidos com CPR *Grouting*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 130p. 2016.
- [17] Halpin, JC . Primer on composite materials analysis. J Compos Mater 1969; 3: 732–734.
- [18] 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.
- [19] LIMA, B. Notas de aula de construções sobre solos moles. Mestrado em Geotecnia. UERJ. 2017.

- [20] LUNNE, T; BERRE T; STRANDVIK, S. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Recent developments in soil and pavement mechanics. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, v. único. 1997.
- [21] 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.
- [22] MUSSI, G. F. S. A. Melhoramento de solos moles: equipamento triaxial modificado para ensaios de Expansão de Membrana interna em laboratório. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 164p. 2019.
- [23] NOGUEIRA, E. G. Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do Rodoanel - SP. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia. Universidade de São Paulo. São Paulo. 166p. 2010.
- [24] 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.
- [25] PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3 ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil. 2006.
- [26] RICCIO M.V.F., CIRONE A., ALMEIDA M.S.S., RODRIGUEZ T.T. and 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.
- [27] RICCIO, M. V. F.; BARONI, M.; ALMEIDA, M. S. S. Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of the Athletes' Park. Proceedings of the

Institution of Civil Engineers - Civil Engineering 166(CE6): 36-43, <https://doi.org/10.1680/cien.13.00008>, 2013.

RODRIGUES, J., CIRONE, A., CRISPIM, A., GALVÃO, C. Planilha de Dimensionamento CPR *Grouting*. 2017. Está disponível para download ao endereço www.engegraut.com.br.

[28] RODRIGUES, J., CIRONE, A., CRISPIM, A., GALVÃO, C. Manual MC_v.1.2.xlsx - CPR *Grouting*: Dimensionamento, Geoenrijecimento solos argilosos moles e turfas. Engegraut Geotecnia e Engenharia. 12p. 2018.

[29] SANDOVAL, C. L. Z. Avaliação da técnica da consolidação profunda radial aplicada em solo mole na margem do Rio itajaí-Açu/SC - Estudo de casp baseado em ensaios geotécnicos. Dissertação de Mestrado, UFPR, Curitiba, PR, Brasil. 165p. 2016.

[30] 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, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil. 2018a.

[31] SANTOS, L. D. F. Análise do dimensionamento e implementação da técnica de tratamento de solo mole CPR *Grouting*, Trabalho de conclusão de curso de graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2018b.

[32] SCHNAID. F. Ensaio de Campo e suas aplicações na Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos. 2000.

[33] Site Google Maps. Acesso em agosto de 2019.

[34] Site><https://www.esportealternativo.com.br/direto-da-rio-2016/rio-de-janeiro-tera-museu-olimpico.html>. Acesso em agosto de 2019.

- [35] Site><https://www.olympic.org/photos/rio-2016-olympic-park>. Acesso em junho de 2019.
- [36] 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.
- [37] WANG, J. G., LEUNG, C. F., ICHIKAWA, Y. A simplified homogenization method for composite soils. *Computers and Geotechnics*, 29(6), 477-500, 2002.
- [38] WOOD, D. M. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [39] 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.