

DIEGO GAZOLLI YANEZ

Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

v. 1

**São Paulo
2016**

DIEGO GAZOLLI YANEZ

Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Livre-Docente Faiçal Massad

v. 1

**São Paulo
2016**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Yanez, Diego

Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo / D. Yanez - versão corr. -- São Paulo, 2016.

426 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Engenharia de Estruturas e Fundações 2. Geotécnica I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.

Dedico este trabalho à minha família

AGRADECIMENTOS

À minha noiva Giuliana Gramani, pelo carinhoso apoio e compreensão e por dividir comigo as dificuldades temporárias e os orgulhos permanentes. Agradeço por me mostrar sempre o melhor ponto de vista, de partida, para compreender meus problemas externos e internos.

Aos meus pais, Jorge da Silva Yanez e Zilda Gazolli Yanez, pela fundação sólida, o amor incondicional e o exemplo de quem trabalha pelos seus sonhos e não se entrega diante das dificuldades da vida. Obrigado por tudo e desculpem as falhas desse seu filho teimoso que ainda tem tanto para aprender.

Aos meus professores. Em especial agradeço ao Prof. Livre-Docente Faiçal Massad pela oportunidade de desenvolver esse tema, por aceitar ser meu orientador, pela sua participação fundamental na elaboração deste trabalho, pela atenção dispensada e por me incentivar a buscar as respostas às minhas dúvidas. Seu apoio foi essencial ao meu amadurecimento pessoal e científico.

À Prof.^a Heloisa Helena Silva Gonçalves, minha orientadora de iniciação científica, e ao Prof. Roberto Kochen pelo incentivo em cursar o mestrado em Engenharia Geotécnica na Escola Politécnica da USP. Aos professores Waldemar Hachich, Marcos Massao Futai, Paulo Alberto Neme, Sandro Salvador Sandroni e Luiz Guilherme de Mello, por compartilhar do seu tempo, conhecimento, boa vontade e também pelos conselhos e observações imprescindíveis para a execução deste trabalho.

Aos meus grandes incentivadores dessa empreitada de vida e profissão: o amigo Fábio Cunha Lofrano, pela paciência em ouvir e discutir nossas filosofias de caminhos e existência, amigo de discussões técnicas sobre Geotecnia e vida; aos colegas, e também amigos, José Roberto Thedim Brandt, Armando Silva Neto, Mario Bonilla, Izabel Bastos e Habib Georges Jarrouge pelos quais tenho admiração e respeito, como pessoas e profissionais retos e comprometidos com o que fazem.



Aos professores do curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica da Escola Politécnica da USP, pelo conhecimento fornecido ao longo do curso.

À Escola Politécnica da USP, pela minha formação e aperfeiçoamento.

À Tecnogeo, Geoprojetos, CONSOL e GeoCompany, pela oportunidade oferecida, e aos colegas de trabalho, pelo incentivo.

Agradeço a todas as pessoas que de alguma forma ajudaram a tornar possível esta realização, em especial aos meus preciosos amigos e familiares.

Muito obrigado.



RESUMO

Este trabalho estuda as variáveis que influenciam as estimativas de recalques em aterros sobre solos moles com drenos verticais e pré-carregamento com vácuo. É realizada revisão bibliográfica em duas vertentes. Primeiro sobre as teorias de adensamento vertical, radial e com sobrecarga de sucção a vácuo, aplicadas no Estudo de Caso e necessárias para a estimativa dos recalques. Segunda sobre probabilidade e estatística aplicada à geotecnia, utilizada para contemplar a variabilidade e a incerteza dos parâmetros geotécnicos de forma científica. Na prática, a dificuldade interposta por custo e prazo para determinação dos parâmetros geotécnicos necessários para o desenvolvimento do projeto determinaram se a propriedade geotécnica buscada seria definida diretamente ou estimada por meio de propriedades índice, ambos os casos apresentando incertezas. Lambe (1973) discutiu a acurácia dos projetos geotécnicos e concluiu que somente com a compatibilidade entre dados e métodos é que se obtêm previsões geotécnicas acuradas. Análises de recalques são realizadas a partir dos dados do Estudo de Caso, de acordo com as questões práticas importantes: a magnitude dos recalques e o tempo necessário para o seu desenvolvimento. São interpretados ensaios de adensamento em laboratório do Estudo de Caso a respeito da sua qualidade, dos parâmetros geotécnicos medidos e da representatividade da amostra em relação ao solo aluvionar heterogêneo tratado. Dois métodos de cálculo da sobrecarga a vácuo são utilizados, a saber: constante com a profundidade, de uso corrente e mais simples; e decrescente com a profundidade, conforme teoria recente e mais sofisticada. Os parâmetros geotécnicos inferidos pelas sondagens e ensaios realizados são comparados com os parâmetros aferidos de melhor ajuste à instrumentação por meio de retroanálise paramétrica. Para melhor compreender a importância e influência das variáveis que afetam a acurácia das análises realizadas são utilizados métodos probabilísticos a partir das informações disponíveis. Por fim, os resultados obtidos em ambos os locais e com os métodos de previsão utilizados são confrontados quanto à acurácia obtida.

Palavras-chave: solos moles; adensamento; vácuo; qualidade dos parâmetros; acurácia das previsões.

ABSTRACT

The present research studies the variables that influence settlement estimates in embankments on soft soil with vertical drains and vacuum preloading. The analysis of the existing literature on the topic is twofold. Firstly, it concerns the theories on vertical and radial consolidation, as well as consolidation under vacuum overload, applied in the Case Study and necessary for estimating settlements. Secondly, it regards probability and statistics applied to geotechnics, used to take into account the variability and uncertainty of geotechnical parameters in a scientific manner. In practice, the difficulty posed by costs and deadlines when defining the geotechnical parameters that are necessary for developing the project determined whether the geotechnical property sought would be either directly defined or estimated through index properties, with both scenarios presenting uncertainty. Lambe (1973) discussed the accuracy of geotechnical predictions and concluded that it is only possible to obtain accurate geotechnical forecasts when data and methods are compatible. Settlement analyses are performed based on data from the Case Study, according to important practical issues: settlement levels and the time that is necessary for its development. Consolidation laboratory tests concerning the Case Study are interpreted regarding their quality, the geotechnical parameters measured and sample representativeness in relation to the heterogeneous alluvial soil that has been treated. Two methods for calculating vacuum overload are used, namely, one that is constant with depth (simpler and more broadly used) and one that decreases with depth (following a more recent and more sophisticated theory). The geotechnical parameters inferred through borings and tests that have been carried out are compared with the parameters that best suit instrumentation through parametric back analysis. With a view to better understanding the importance and influence of the variables that affect the accuracy of the analyses performed, probabilistic methods are employed based on the information available. Finally, the results obtained in both sites and through the forecast methods used are compared in regard to the accuracy obtained.

Keywords: soft soil; consolidation; vacuum; forecast accuracy; parameter quality.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Acurácia da previsão, segundo a qualidade dos dados levantados e dos métodos empregados	41
Figura 2.	Modelo físico da compressibilidade de um solo fino	45
Figura 3.	Variação linear do índice de vazios com a pressão efetiva	46
Figura 4.	Grau de adensamento em função da profundidade normalizada (z/H) e do fator tempo vertical (T , na figura)	49
Figura 5.	Curvas de $U \times T$ para diferentes condições de drenagem	50
Figura 6.	Ilustração da defasagem entre evolução dos recalques e dissipação das sobrepressões	53
Figura 7.	Solução de Mikasa	53
Figura 8.	Instalação típica de drenos verticais de areia.....	54
Figura 9.	Conceito de pré-carregamento do solo compressível	54
Figura 10.	Modelos de poços da teoria de adensamento radial (ou horizontal).....	56
Figura 11.	Teorias de adensamento vertical e radial (ou horizontal).....	57
Figura 12.	Exemplos de drenos verticais pré-fabricados em formato de fita ..	60
Figura 13.	Definição do dreno circular equivalente	60
Figura 14.	Exemplos de mandril e ancoragem de geodrenos (vista em planta)	62
Figura 15.	Sistemas de aplicação de vácuo no campo (a) com membrana, e (b) dreno a dreno (ou “sem membrana”)	64
Figura 16.	Sistema de geodrenos a vácuo “com membrana”	66
Figura 17.	Sistema de geodrenos a vácuo “dreno a dreno”	66
Figura 18.	Dimensionamento da pressão de vácuo aplicada ao solo	67
Figura 19.	Trajectoria de tensões de pré-carregamento com sobrecarga de aterro (ABC) e com vácuo (AD).....	68
Figura 20.	Movimento do solo sob carregamento de aterro e de vácuo.....	68

Figura 21. Esquema de (a) carregamento por sobrecarga e a vácuo somados; (b) carregamento por sobrecarga; e (c) carregamento por vácuo .	69
Figura 22. Distribuição da pressão de vácuo	70
Figura 23. Dissipação do excesso de poropressão para o adensamento radial convencional e os quatro casos de adensamento radial com vácuo	72
Figura 24. Evolução do grau de adensamento para teoria do adensamento radial convencional e adensamento radial com vácuo	73
Figura 25. Resultados ensaio de adensamento em laboratório.....	74
Figura 26. Exemplo de ensaio de adensamento com observação e definição do coeficiente do recalque secundário em termos da deformação específica.....	75
Figura 27. Construção da linha de fim do secundário (MARTINS, 2005)	78
Figura 28. Método gráfico melhorado divulgado por Gilboy (1936, apud TAYLOR, 1942) para determinar o recalque com o tempo a partir da curva de recalque com carregamento instantâneo	79
Figura 29. Métodos para a determinação da tensão de pré-adensamento: (a) Casagrande; e (b) Pacheco Silva	84
Figura 30. Curvas de compressão normalizadas de boa e má qualidade segundo proposta de Futai (2010).....	88
Figura 31. Comparativo entre as curvas de c_v versus $\log \sigma'_a$ para (a) Pernambuco e (b) Rio de Janeiro	90
Figura 32. Gráfico da dissipação do excesso de poropressão versus Fator Tempo Modificado (T^*), em escala logarítmica	92
Figura 33. Recalque calculado e medido na área experimental do Aeroporto Internacional de Kansai, Osaka (Japão).....	94
Figura 34. Recalques medidos em Bay Farm Island, São Francisco (Estados Unidos)	95
Figura 35. Influência do perfil de deformação vertical com o grau de adensamento, segundo Terzaghi e Fröhlich (1936) e Janbu (1965)	98

Figura 36. Recalques calculados para diferentes espessuras de solo mole segundo (a) teoria convencional e (b) análise numérica	99
Figura 37. Ilustração do Teorema do Limite Central	105
Figura 38. Distribuição normal.....	106
Figura 39. Algumas distribuições log-normal.....	107
Figura 40. Incertezas na estimativa de propriedades geotécnicas.....	112
Figura 41. Fontes de incertezas nas análises de confiabilidade geotécnicas	112
Figura 42. Exemplos da “Regra três-sigma” aplicada graficamente para estimar os limites de variações de parâmetros que variam com a profundidade	116
Figura 43. Distribuição PEM.....	125
Figura 44. Probabilidade nominal de insucesso para uma variável dependente gaussiana em função do índice de confiabilidade	129
Figura 45. Comparativo entre os recalques previstos e medidos de sapatas sobre areia	132
Figura 46. Diferença entre as comparações determinísticas e probabilísticas de estimativas de recalques com valor real medido.....	133
Figura 47. Formações geotécnicas de solo aluvionar	135
Figura 48. Mapa geográfico do Rio Magdalena em relação a Colômbia.....	136
Figura 49. Fotografia aérea com o traçado da duplicação rodoviária e locais estudados.....	137
Figura 50. Inundação registrada em (a) 30/10/2013 e (b) 19/03/2014	142
Figura 51. Fotografia de amostra do solo mole do estudo de caso.....	144
Figura 52. Exemplos de pedaços de madeira em decomposição encontrados nas sondagens	145
Figura 53. Seção típica do aterro	145
Figura 54. (a) DVP tipo “fita” e StarDrain®, e (b) mandril de cravação dos respectivos drenos	146

Figura 55. Seção transversal do StarDrain, do mandril de cravação e da chapa de ancoragem em escala real.....	147
Figura 56. Vazão mínima para não ocorrência de resistência da drenagem segundo Mesri e Lo (1991).....	148
Figura 57. Vazão de DVPs comercializados nos EUA.....	148
Figura 58. Bolsão A em planta e respectivos ensaios geotécnicos	151
Figura 59. Perfil geológico-geotécnico do Bolsão A.....	151
Figura 60. Bolsão B em planta e respectivos ensaios geotécnicos	152
Figura 61. Perfil geológico-geotécnico do Bolsão B.....	152
Figura 62. Equipamento de ensaio de adensamento oedométrico utilizado no Estudo de Caso	155
Figura 63. Índice de qualidade dos ensaios de adensamento a partir do método de Lunne et al. (1997).....	157
Figura 64. Exemplo dos gráficos de resultado do ensaio de adensamento..	158
Figura 65. Resultados dos ensaios geotécnicos entre w com (a) C_c ; (b) detalhe de (a); e (c) $C_c/(1+e_0)$	161
Figura 66. Histogramas do Banco de Dados: dados das sondagens	162
Figura 67. Histogramas do Banco de Dados: índices físicos (umidade, índice de vazios e % #200)	163
Figura 68. Histogramas do Banco de Dados: índices físicos (densidades em kN/m^3).....	164
Figura 69. Histogramas do Banco de Dados: ensaios de adensamento (C_v em cm^2/s).....	164
Figura 70. Histogramas do Banco de Dados: ensaios de adensamento (compressibilidade).....	165
Figura 71. Histogramas do Banco de Dados: ensaios de adensamento (histórico de tensões).....	166
Figura 72. Comparativo entre a tensão de pré-adensamento medida pelo piezocone e em laboratório.....	167
Figura 73. Bolsão A – Sondagem SP-339	168

Figura 74.	Bolsão A – Sondagem SP-376.....	169
Figura 75.	Bolsão A – Sondagem SP-336.....	169
Figura 76.	Resultado das sondagens e ensaios de caracterização do Bolsão A.....	170
Figura 77.	Bolsão A – Piezocone CPT-5 e SPT-339 próximo	171
Figura 78.	Bolsão A – Piezocone CPT-4 e SPT-336 próximo	171
Figura 79.	Bolsão A – Piezocone CPT-5 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,1 m	172
Figura 80.	Bolsão A – Piezocone CPT-5 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,15 m	172
Figura 81.	Bolsão A – Piezocone CPT-4 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,0 m	172
Figura 82.	Bolsão A – Piezocone CPT-4 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,0 m	173
Figura 83.	Tensão de pré-adensamento e tensão efetiva vertical em profundidade interpretadas a partir dos ensaios de piezocone no Bolsão A (a) CPT-5, (b) CPT-4.....	174
Figura 84.	Bolsão A com resultado das sondagens SPT e prospecções	175
Figura 85.	Bolsão A em planta e respectiva instrumentação geotécnica	176
Figura 86.	Bolsão A – Seções transversais A-A e B-B.....	177
Figura 87.	Bolsão A – PR-01 a PR-04 – Construção dos aterros e recalques x tempo	177
Figura 88.	Bolsão A – PR-05 e PR-06 – Construção dos aterros e recalques x tempo	178
Figura 89.	Bolsão A – Construção dos aterros e piezometria x tempo (PR-03 e PZ-02)	179
Figura 90.	Bolsão A – Construção dos aterros e piezometria x tempo (PR-06 e PZ-03)	179
Figura 91.	Bolsão A – Pressão de vácuo média nos conjuntos de bombeamento, ao longo do tempo.....	180

Figura 92. Bolsão B – Sondagem SP-270	181
Figura 93. Bolsão B – Sondagem SP-240	182
Figura 94. Bolsão B – Sondagem SP-242	182
Figura 95. Bolsão B – Sondagem SP-316	183
Figura 96. Bolsão B – Sondagem SP-335	183
Figura 97. Ensaio de adensamento – PR 102+960, SP-240, 7 m (Siltes), qualidade pobre	184
Figura 98. Ensaio de adensamento – PR 102+960, SP-240, 10 m (Siltes), qualidade boa a razoável.....	185
Figura 99. Ensaio de adensamento – PR 102+960, SP-240, 14 m (Siltes), qualidade pobre	185
Figura 100. Ensaio de adensamento – PR 103+120, SP-316, 6 m (Turfa), qualidade pobre	186
Figura 101. Ensaio de adensamento – PR 103+120, SP-316, 7 m (Silte), qualidade pobre	186
Figura 102. Bolsão B – Piezocone CPT-1 e SPT-270 próximo.....	187
Figura 103. Bolsão B – Piezocone CPT-2 e SPT-240 próximo.....	188
Figura 104. Bolsão B – Piezocone CPT-3 e SPT-316 próximo.....	188
Figura 105. Bolsão B – Piezocone CPT-1 – Ensaio de dissipação em profundidade 4,0 m.....	189
Figura 106. Bolsão B – Piezocone CPT-1 – Ensaio de dissipação em profundidade 6,0 m.....	189
Figura 107. Bolsão B – Piezocone CPT-2 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,3 m.....	189
Figura 108. Bolsão B – Piezocone CPT-2 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,3 m.....	190
Figura 109. Bolsão B – Piezocone CPT-3 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,4 m.....	190
Figura 110. Bolsão B – Piezocone CPT-3 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,3 m.....	190

Figura 111. Tensão de pré-adensamento e tensão efetiva vertical em profundidade interpretadas a partir dos ensaios de piezocone no Bolsão B (a) CPT-1, (b) CPT-2 e (c) CPT-3	192
Figura 112. Bolsão B em planta e respectiva instrumentação geotécnica	192
Figura 113. Bolsão B – Seção transversal A-A	193
Figura 114. Bolsão B – PR-01 – Construção dos aterros e recalques x tempo	193
Figura 115. Bolsão B – Seção transversal B-B	194
Figura 116. Bolsão B – PR-04 – Construção dos aterros e recalques x tempo	194
Figura 117. Bolsão B – Seção transversal C-C	195
Figura 118. Bolsão B – PR-10 e PR-11 – Construção dos aterros e recalques x tempo	195
Figura 119. Bolsão B – Pressão de vácuo média nos conjuntos de bombeamento, ao longo do tempo	196
Figura 120. Evolução dos recalques em função do tempo em escala logarítmica no Bolsão A, placa PR-06.	200
Figura 121. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR01.....	202
Figura 122. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR02.....	203
Figura 123. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR03.....	203
Figura 124. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR04.....	204
Figura 125. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR05.....	205
Figura 126. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR06.....	205
Figura 127. Bolsão A – Pressão de vácuo medida e carregamento considerado, ao longo do tempo.....	207
Figura 128. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR01	208
Figura 129. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR03	209

Figura 130. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR04.....	209
Figura 131. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR05.....	210
Figura 132. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR01	212
Figura 133. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR04	213
Figura 134. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR10	213
Figura 135. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR11	214
Figura 136. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo	217
Figura 137. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Segundo passo.....	218
Figura 138. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo	219
Figura 139. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Segundo passo.....	219
Figura 140. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo	220
Figura 141. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=1,0$ – Segundo passo.....	220
Figura 142. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo	221
Figura 143. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=0,5$ – Segundo passo.....	221
Figura 144. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo	222
Figura 145. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=1,0$ – Segundo passo.....	222
Figura 146. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo	223

Figura 147. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=0,5$ – Segundo passo	223
Figura 148. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo.....	224
Figura 149. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Segundo passo	224
Figura 150. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo.....	225
Figura 151. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Segundo passo	225
Figura 152. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo.....	226
Figura 153. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=1,0$ – Segundo passo	226
Figura 154. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo.....	227
Figura 155. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=0,5$ – Segundo passo	227
Figura 156. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo.....	228
Figura 157. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=1,0$ – Segundo passo	228
Figura 158. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo.....	229
Figura 159. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=0,5$ – Segundo passo	229
Figura 160. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo.....	231
Figura 161. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Segundo passo	232
Figura 162. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo.....	232

Figura 163. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Segundo passo.....	233
Figura 164. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo	233
Figura 165. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Segundo passo.....	234
Figura 166. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo	234
Figura 167. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Segundo passo.....	235
Figura 168. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo	235
Figura 169. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=1,0$ – Segundo passo.....	236
Figura 170. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo	236
Figura 171. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=0,5$ – Segundo passo.....	237
Figura 172. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo	237
Figura 173. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=1,0$ – Segundo passo.....	238
Figura 174. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo	238
Figura 175. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=0,5$ – Segundo passo.....	239
Figura 176. Estimativas de recalque primário e valores medidos para o Bolsão A – Placas PR-01 a PR-04.....	245
Figura 177. Estimativas de recalque primário e valores medidos para o Bolsão A – Placas PR-05 e PR-06.....	245
Figura 178. Estimativas de recalque primário e valores medidos para o Bolsão B	248

Figura 179. Acurácia das previsões no Estudo de Caso a partir da interpretação de Lambe (1973)	253
Figura 180. Descrição do modelo considerado para cálculo de recalques por adensamento.....	394
Figura 181. Recalques ao longo do tempo para fluxo vertical em cálculo expedito	397
Figura 182. Configurações do modelo numérico.....	398
Figura 183. Propriedades geotécnicas do solo e perfil estratigráfico adotadas no cálculo numérico	399
Figura 184. Parâmetros do aterro compactado adotados no modelo numérico.....	400
Figura 185. Comparação do desenvolvimento dos recalques via cálculo expedito e cálculo numérico	401
Figura 186. Evolução do índice de vazios no cálculo numérico de fluxo vertical.....	401
Figura 187. Comparação da taxa de adensamento para fluxo vertical sobre Taylor (1948, p. 237)	402
Figura 188. Recalques ao longo do tempo para DVP em cálculo expedito....	404
Figura 189. Premissa do coeficiente de adensamento horizontal	404
Figura 190. Parâmetros geotécnicos inseridos no modelo numérico	405
Figura 191. Premissas dos DVPs.....	405
Figura 192. Resultado em formato recalque-tempo	406

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.	Semelhanças e diferenças entre as teorias de adensamento	52
Quadro 2.	Comparativo das características dos sistemas de aplicação de sobrecarga a vácuo	65
Quadro 3.	Valores típicos para a taxa de recalque secundário	75
Quadro 4.	Aplicabilidade e uso de ensaios <i>in situ</i>	81
Quadro 5.	Ensaio geotécnicos usuais em obras de aterros sobre solos moles	82
Quadro 6.	Variabilidade qualitativa de propriedades geotécnicas em função do CV	109
Quadro 7.	Critério de qualidade de concreto a partir da variabilidade de sua resistência	110
Quadro 8.	Fator de espaçamento dos drenos para o estudo de caso	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.	Critério de perturbação das amostras de Lunne et al. (1997)	85
Tabela 2.	Qualidade de amostras para o depósito de SESI-Ibura de Coutinho et al. (1998)	85
Tabela 3.	Aplicação do critério de Futai (2010) para diferentes qualidades de amostras.....	87
Tabela 4.	Critério para amostras de boa qualidade segundo Futai (2010)....	87
Tabela 5.	Fator tempo modificado em função do grau de adensamento e da posição da pedra porosa do equipamento	92
Tabela 6.	Estimativas de recalque antes e depois da construção da área experimental do Aeroporto de Kansai	100
Tabela 7.	Coeficientes de variação mínimos e máximos de parâmetros geotécnicos e ensaio <i>in situ</i>	110
Tabela 8.	Recomendações gerais para a variabilidade inerente dos solos.	113
Tabela 9.	Resumo de todos os erros de medição para alguns ensaios de laboratório de solos	114
Tabela 10.	Resumo dos erros de medição dos ensaios de campo usuais....	115
Tabela 11.	Estatística de ρ prevista usando o método FOSM de forma analítica.....	119
Tabela 12.	Estatística de ρ prevista usando o método FOSM de forma numérica	120
Tabela 13.	Estatística de ρ prevista usando o método SOSM	122
Tabela 14.	Probabilidade de o recalque ser maior do que o recalque estimado, de maior probabilidade, baseado em distribuição log-normal de recalques.....	132
Tabela 15.	Investigações geotécnicas disponíveis por Bolsão	137
Tabela 16.	Unidades geológicas identificadas no estudo geológico do empreendimento	140
Tabela 17.	Sondagens e coleta de amostras indeformadas no estudo de caso.....	156

Tabela 18. Critérios adotados, conforme Futai (2010), para qualidade dos ensaios de adensamento.....	158
Tabela 19. Qualidade dos ensaios de adensamento (continua).....	159
Tabela 20. Parâmetros geotécnicos do estudo de caso.....	161
Tabela 21. Resultados das sondagens SPT no Bolsão A.....	170
Tabela 22. Resultados dos ensaios de dissipação de poropressão no Bolsão A.....	173
Tabela 23. Coeficientes de adensamento medidos no Bolsão A por piezocone.....	174
Tabela 24. Resultados das sondagens SPT no Bolsão B.....	184
Tabela 25. Resultados dos ensaios de adensamento no Bolsão B.....	187
Tabela 26. Resultados dos ensaios de dissipação de poropressão no Bolsão B.....	191
Tabela 27. Coeficientes de adensamento medidos no Bolsão B por piezocone.....	191
Tabela 28. Premissas adotadas nas modelagens numéricas.....	200
Tabela 29. Bolsão A – Resultado das análises numéricas para vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$	206
Tabela 30. Bolsão A – Resultado das análises numéricas para vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$	206
Tabela 31. Bolsão B – Resultado das análises numéricas para vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$	215
Tabela 32. Bolsão B – Resultado das análises numéricas para vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$	215
Tabela 33. Bolsão A – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$.	230
Tabela 34. Bolsão A – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$	230
Tabela 35. Bolsão B – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$.	239

Tabela 36. Bolsão B – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$	240
Tabela 37. Bolsão A – Cálculo dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias a partir da Regra Três-Sigma para as placas PR-01 a PR-04	242
Tabela 38. Bolsão A – Cálculo dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias a partir da Regra Três-Sigma para as placas PR-05 e PR-06	242
Tabela 39. Cálculo probabilístico de recalques (Y) no método FOSM para o Bolsão A – Placas PR-01 a PR-04, $E[Y] = 0,432$ m, $\sigma[Y] = 0,159$ m	243
Tabela 40. Resultados probabilísticos dos recalques para o Bolsão A – Placas PR-01 a PR-04	243
Tabela 41. Cálculo probabilístico de recalques (Y) no método FOSM para o Bolsão A – Placas PR-05 e PR-06, $E[Y] = 0,710$ m, $\sigma[Y] = 0,240$ m	244
Tabela 42. Resultados probabilísticos dos recalques para o Bolsão A – Placas PR-05 e PR-06	244
Tabela 43. Bolsão B – Cálculo dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias a partir da Regra Três-Sigma	246
Tabela 44. Cálculo probabilístico de recalques (Y) no método FOSM para o Bolsão B – Placas PR-04 e PR-10, $E[Y] = 0,955$ m, $\sigma[Y] = 0,159$ m	247
Tabela 45. Resultados probabilísticos dos recalques para o Bolsão B	248
Tabela 46. Cálculo inicial expedito da compressão	395
Tabela 47. Primeira iteração do cálculo expedito da compressão	396
Tabela 48. Segunda iteração do cálculo expedito da compressão	396
Tabela 49. Terceira iteração do cálculo expedito da compressão	397
Tabela 50. Valores da função distribuição acumulada normal	407

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	Sociedade Americana para Ensaios e Materiais (do inglês American Society for Testing and Materials International)
AT	Argila transicional
CP	Corpo de prova
CPTU	Ensaio de penetração de cone, com medida de u (do inglês <i>cone penetration test with water pressure data</i>)
CRS	Ensaio de adensamento com taxa de deformação constante (do inglês <i>constant rate strain</i>)
CV	Coeficiente de variação de uma amostra
DVP	Dreno vertical pré-fabricado
EUA	Estados Unidos da América
fdp	Função densidade de probabilidades
FORM	Método da confiabilidade a partir do FOSM (do inglês <i>first order reliability method</i>)
FOSM	Método do segundo momento de primeira ordem (do inglês <i>first order second moment</i>)
I_L	Índice de liquidez
I_P	Índice de plasticidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
MSL ₂₄	Ensaio de adensamento convencional com múltiplos estágios de carregamento a cada 24 horas (do inglês <i>multistage loading, 24 hours</i>)
NA	Nível de água
NBR	Norma Brasileira

OCM	Margem de sobreadensamento (do inglês <i>overconsolidation margin</i>)
OCR	Razão de sobreadensamento (do inglês <i>overconsolidation ratio</i>)
PEM	Método das estimativas pontuais (do inglês <i>point estimate method</i>)
SFL	Sedimentos fluviolagunares e de baías
SOSM	Método do segundo momento de segunda ordem (do inglês <i>second order second moment</i>)
SPT	Resistência à penetração com amostrador Terzaghi-Raymond
TMO	Teor de matéria orgânica
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
USP	Universidade de São Paulo
ZCIT	Zona de Convergência Intertropical

LISTA DE SÍMBOLOS

a e b	Dimensões dos drenos pré-fabricados
a_v	Coefficiente de compressibilidade
B_q	Coefficiente de poropressão do CPTU
C_c	Índice de compressão
c_h	Coefficiente de adensamento primário horizontal
CR	Coefficiente de compressão (do inglês <i>compression ratio</i>)
C_r	Índice de recompressão
C_u	Resistência não drenada
c_v	Coefficiente de adensamento primário vertical
$C_{\alpha e}$	Coefficiente do recalque secundário em termos do índice de vazios
$C_{\alpha \varepsilon}$	Coefficiente do recalque secundário em termos da deformação específica
D	Diâmetro do cilindro de influência de um dreno vertical
d_m	Diâmetro do mandril de instalação do dreno pré-fabricado
d_s	Diâmetro da zona perturbada
d_w	Diâmetro de um dreno vertical
e	Índice de vazios
E	Módulo de elasticidade
e_0	Índice de vazios inicial
e_y	Índice de vazios associado ao escoamento
$F(n)$	Fator de espaçamento de drenos
F_r	Fator de resistência de drenagem
f_s	Atrito lateral do cone

F_s	Fator de perturbação do solo
g	Aceleração da gravidade
G	Módulo de cisalhamento (constante elástica)
$G(n)$	Eficiência do carregamento a vácuo (INDRARATNA et al., 2005)
H	Espessura da camada compressível
H_d	Máxima distância de drenagem durante o adensamento unidimensional
I	Coeficiente de forma, que leva em consideração a geometria da superfície carregada e o sistema de aplicação das pressões
ID	Razão entre a tensão atuante (σ'_v) e a tensão de escoamento (σ'_{vy})
I_r	Índice de rigidez do solo
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal na zona não perturbada
k_s	Coeficiente de permeabilidade horizontal na zona perturbada ou amolgada
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
m_v	Módulo de variação volumétrica
n	Razão de espaçamento
n'	Razão de espaçamento modificada
q_c	Resistência de ponta do cone
q_w	Capacidade de descarga do dreno
R	Raio do cone
t	Tempo
T^*	Fator tempo modificado
t_{50}	Tempo para atingir 50% do adensamento
t_{90}	Tempo para atingir 90% do adensamento

T_h	Fator tempo horizontal
t_p	Tempo correspondente ao final do adensamento primário
T_v	Fator tempo vertical
U	Porcentagem ou grau de adensamento primário médio
u	Poropressão ou pressão neutra
u_0	Poropressão ou pressão neutra inicial
u_1	Poropressão ou pressão neutra na direção 1
u_2	Poropressão ou pressão neutra na direção 2
U_h	Porcentagem ou grau de adensamento primário médio horizontal (ou radial)
U_v	Porcentagem ou grau de adensamento primário médio vertical
U_z	Porcentagem ou grau de adensamento ao longo da profundidade
v_x	Assimetria de uma variável aleatória X
z	Profundidade
$\Delta\sigma'_v$	Incremento de tensão vertical efetiva
β	Índice de confiabilidade
ε	Deformação específica do solo
ε_{v0}	Varição no volume dos poros dividida pelo volume inicial total
ε_{vN}	Deformação volumétrica normatizada
γ	Peso específico natural
γ_s	Peso específico dos grãos sólidos
γ'	Peso específico submerso
γ_w	Peso específico da água
μ_X	Valor esperado de uma variável aleatória X
ν	Coefficiente de Poisson

ρ	Recalque
ρ_i	Recalque imediato
σ_0	Tensão uniformemente distribuída na superfície
σ'_p	Tensão de pré-adensamento
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical inicial
σ'_{vf}	Tensão efetiva vertical final
σ'_{vy}	Tensão de escoamento
σ_X^2	Variância de uma variável aleatória X

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	39
1.1	APRESENTAÇÃO.....	39
1.2	OBJETIVOS	42
1.3	ESTRUTURA DESTE TRABALHO	42
2	ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	45
2.1	MODELOS TEÓRICOS DE COMPORTAMENTO	45
2.1.1	ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL VERTICAL	45
2.1.2	ADENSAMENTO RADIAL (DRENOS VERTICAIS).....	54
2.1.2.1	Pré-carregamento com drenos verticais	54
2.1.2.2	Drenos verticais de areia.....	55
2.1.2.3	Drenos verticais pré-fabricados.....	59
2.1.2.4	Fator de resistência hidráulica	61
2.1.2.5	Fator de amolgamento	61
2.1.3	ADENSAMENTO COM VÁCUO	63
2.1.4	CÁLCULO DA COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES ARGILOSOS	73
2.1.5	RECALQUES SOB CARREGAMENTOS VARIÁVEIS.....	78
2.1.6	SUBMERSÃO DO ATERRO E COTA FIXA	79
2.2	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PERTINENTES	80
2.2.1	ENSAIO DE ADENSAMENTO EM LABORATÓRIO	83
2.2.2	ENSAIO DE PIEZOCONO EM CAMPO	90
2.3	LIMITAÇÕES DA ANÁLISE CONVENCIONAL DE RECALQUES POR ADENSAMENTO.....	93
3	PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA APLICADAS À GEOTECNIA	101
3.1.1	CONCEITOS DE PROBABILIDADE	102
3.1.1.1	Variáveis aleatórias e momentos estatísticos	102
3.1.1.2	Distribuições probabilísticas	105
3.1.2	ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	108
3.1.2.1	Análise aritmética da amostra	108
3.1.2.2	Dados estatísticos para análises probabilísticas em estudos geotécnicos.....	110
3.1.3	MÉTODOS PROBABILÍSTICOS: INCORPORANDO INCERTEZAS EM ANÁLISES GEOTÉCNICAS.....	116
3.1.3.1	Método do segundo momento de primeira ordem (FOSM)	116
3.1.3.2	Método do segundo momento de segunda ordem (SOSM)	120
3.1.3.3	Simulação de Monte Carlo	122

3.1.3.4	Método das estimativas pontuais (PEM)	124
3.1.4	CONFIABILIDADE	127
3.1.5	ANÁLISE CRÍTICA DOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.....	130
4	ESTUDO DE CASO	135
4.1	CONTEXTO GEOLÓGICO.....	138
4.1.1	CLIMA E VEGETAÇÃO	138
4.1.2	GEOLOGIA REGIONAL.....	139
4.1.3	GEOLOGIA LOCAL	140
4.1.3.1	Embasamento – Formação Mesa (Tsm)	141
4.1.3.2	Formações superficiais	141
4.2	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	143
4.3	CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE GEODRENOS A VÁCUO	146
4.3.1	PARÂMETROS DE PROJETO	146
4.3.1.1	Fator da capacidade de descarga do dreno	147
4.3.1.2	Fator de perturbação da instalação	149
4.3.1.3	Fator de espaçamento dos drenos	150
4.4	LOCAIS ESTUDADOS.....	150
4.4.1	BOLSÃO A.....	150
4.4.2	BOLSÃO B.....	152
5	MATERIAIS	155
5.1	ENSAIOS DE ADENSAMENTO DA OBRA TODA	155
5.2	HISTÓRICO DE TENSÕES A PARTIR DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE	166
5.3	DADOS DOS LOCAIS ESTUDADOS	168
5.3.1	BOLSÃO A.....	168
5.3.1.1	Sondagens e investigações	168
5.3.1.2	Monitoramento da instrumentação geotécnica.....	176
5.3.2	BOLSÃO B.....	180
5.3.2.1	Sondagens e investigações	180
5.3.2.2	Monitoramento da instrumentação	192
6	MÉTODOS E RESULTADOS.....	197
6.1	MODELAGEM NUMÉRICA	197
6.1.1	SOFTWARE EMPREGADO.....	197
6.1.2	PREMISSAS ADOTADAS NAS MODELAGENS	198
6.2	ANÁLISE DOS RECALQUES OBTIDOS NAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS.....	201

6.2.1	ANÁLISE COM OS PARÂMETROS DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	201
6.2.1.1	Bolsão A	201
6.2.1.2	Bolsão A com carregamento variável a vácuo	207
6.2.1.3	Bolsão B	211
6.2.2	AJUSTE POR RETROANÁLISE COMO ENSAIOS DE VERDADEIRA GRANDEZA	216
6.2.2.1	Bolsão A	217
6.2.2.2	Bolsão B	231
6.3	ANÁLISE PROBABILÍSTICA	240
6.3.1	BOLSÃO A	241
6.3.1.1	Variáveis aleatórias	241
6.3.1.2	Método FOSM	242
6.3.1.3	Resultados probabilísticos.....	244
6.3.2	BOLSÃO B	246
6.3.2.1	Variáveis aleatórias	246
6.3.2.2	Método FOSM	247
6.3.2.3	Resultados probabilísticos.....	247
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	249
7.1	CONCLUSÕES	249
7.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	253
	REFERÊNCIAS.....	255
	APÊNDICE A – SONDA GENS E ENSAIOS DE ADENSAMENTO	273
	APÊNDICE B – ANÁLISE DO ALGORITMO DO SOFTWARE ROCSCIENCE SETTLE3D V2.0	389
	ANEXO A – TABELA: VALORES DA FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA NORMAL.....	407
	ANEXO B – INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE (JEOPROBE)..	409
	ANEXO C - NORMA COLOMBIANA DE ENSAIO SPT	415

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

A construção de aterros sobre solos moles apresenta duas principais dificuldades: a baixa resistência do solo, que dificulta a aplicação de carregamentos elevados, e a alta compressibilidade do solo, a qual incorre em recalques expressivos durante um longo período de tempo. Por esses motivos, as áreas com depósitos de solos moles são consideradas menos nobres para a ocupação humana.

Essas regiões menos nobres, no entanto, muitas vezes se veem cercadas pelo desenvolvimento urbano e se tornam, com o tempo, interessantes (ou necessárias) para ocupação. São exemplos de regiões assim diversas áreas portuárias brasileiras construídas sobre depósitos de argilas marinhas e as regiões metropolitanas da Baixada Santista e do Rio de Janeiro, as quais tiveram sua ocupação intensificada em meados do século passado. Desde sempre a expansão de regiões litorâneas para ocupação portuária e residencial sob solos marinhos, em conjunto com as construções de infraestrutura rodoviária e ferroviária sobre solos moles aluvionares, continua a enfrentar as dificuldades dessa natureza de solos, menos nobre.

A construção de um empreendimento sobre solo mole compressível se mantém uma atividade complexa e de difícil previsibilidade apesar da experiência geotécnica, tanto nacional quanto internacional, e das técnicas de ensaio atualmente disponíveis. Isso ocorre porque, independentemente dos avanços humanos, os solos são materiais naturais, heterogêneos e anisotrópicos. Pela sua disposição no espaço, representam um desafio aos engenheiros no sentido de buscar entendê-los, por meio tanto de modelos matemáticos de comportamento quanto da amostragem e determinação dos parâmetros de projeto dos solos. Essa questão é de grande importância para o empreiteiro responsável pela construção, que precisa saber qual será a magnitude do recalque e em quanto tempo este vai ocorrer. No entanto, essa necessidade esbarra em dificuldades tecnológicas, de custo e de prazo, acabando por determinar a quantidade e a qualidade dos resultados que subsidiarão uma determinada obra geotécnica. Portanto, tanto a dificuldade de amostragem dos parâmetros geotécnicos de projeto quanto as incertezas na descrição do comportamento do solo impõem

limitações às previsões geradas tanto por esses parâmetros quanto pelo modelo de comportamento do solo. Parâmetros de baixa qualidade e não representativos da área, concomitantemente ao emprego de métodos de cálculo incompatíveis com os dados disponíveis e a realidade do problema, podem resultar em previsões equivocadas e causar enormes prejuízos financeiros (dado o grande porte de uma obra do gênero) e até levar ao fracasso do projeto.

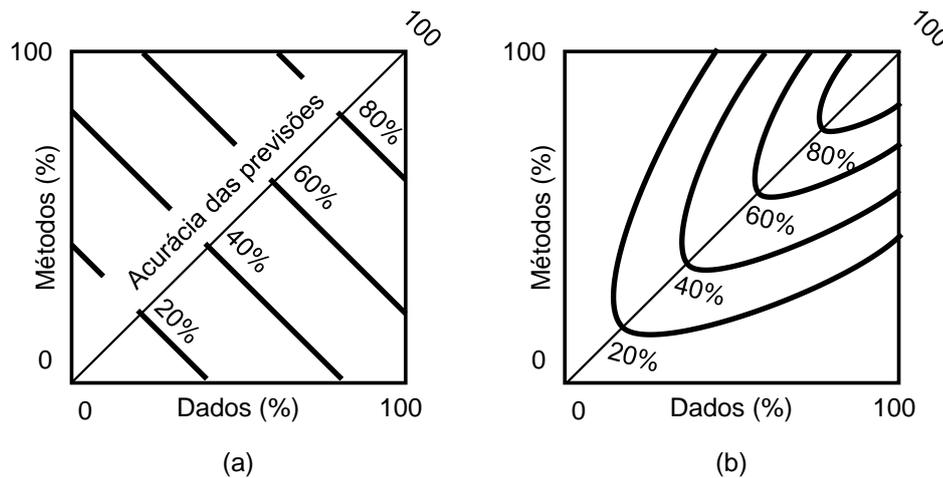
Sandroni (2006b) calculou, a título de curiosidade, as consequências de previsões realizadas para a construção de um aterro com amostras de solos moles ensaiadas, de boa e má qualidade, na Barra da Tijuca (Rio de Janeiro). Foram avaliadas as consequências para três alturas hipotéticas de aterro: 0,8, 2,5 e 5,0 metros. Para uma área de 100.000 m² com 8 m de espessura de solo mole e apenas 0,8 m de altura de aterro, o exagero de apenas 0,5 m no recalque, estimado com as amostras de boa e má qualidade analisadas, representou um custo da ordem de um milhão de reais na época, além de o cronograma de construção da obra precisar de um prazo muito maior do que o necessário. É interessante notar também que as estimativas de recalque erradas para aterros com 2,5 m levariam o projeto a adotar posturas de execução mais caras, como possivelmente a construção de aterros em etapas e com reforços geossintéticos mais robustos, aumentando ainda mais os custos da construção. No entanto, para o caso de um aterro com 5,0 m de altura, a magnitude da diferença entre o recalque previsto com amostra de boa e má qualidade é menor que aquela para os casos anteriores, nos quais os aterros eram mais baixos, além de o seu impacto no projeto também ser menor. Isso ocorre porque os recalques estimados são tão grandes que possivelmente se lançaria mão de posturas de projeto que eliminassem ou reduzissem drasticamente os recalques, como os aterros estaqueados e os aterros leves, por exemplo.

Lambe (1973) discutiu a acurácia da previsão geotécnica, apresentando uma interpretação própria de como esta depende não de uma adição entre a qualidade dos **dados** e dos **métodos** utilizados no projeto, mas sim da relação entre esses dois componentes (Figura 1).

Na Figura 1(a) é possível observar o que o autor designa como uma interpretação falha sobre a acurácia da previsão. Segundo essa interpretação, a má qualidade de um dos componentes (os dados obtidos ou os métodos empregados) pode ser

compensada pelo aumento na sofisticação de outro – isto é, que a acurácia do projeto geotécnico depende linearmente dos dados e métodos empregados. Essa interpretação pode ser facilmente aceita por qualquer um que não seja versado nas incertezas e peculiaridades inerentes à geotecnia.

Figura 1. Acurácia da previsão, segundo a qualidade dos dados levantados e dos métodos empregados



Fonte: Lambe (1973, p. 161, tradução nossa)

A Figura 1(b) apresenta a interpretação defendida por Lambe. Nela, somente a compatibilidade entre dados e métodos é capaz de garantir o êxito do projeto. Essa interpretação é natural para profissionais da engenharia geotécnica, acostumados com as incertezas da área. Sob esse ponto de vista, a sofisticação exagerada de um método de análise suportada por dados pobres, coletados com pouco controle e critério, ou em quantidade insuficiente para representar o comportamento do maciço, gera resultados mais equivocados que análises aparentemente mais “simplórias”, mas que sejam compatíveis com os dados disponíveis.

A interpretação proposta encontra fundamento no consenso, já de longa data, de que poderosos métodos computacionais – como o Método dos Elementos Finitos – não são compatíveis com dados de baixa qualidade, gerando resultados temerosos. Os gráficos acima, contudo, não são resultado de uma formulação matemática. Eles refletem um posicionamento filosófico de Lambe quanto às previsões geotécnicas, explicitando como elas dependem de forma não linear dos dados e modelos matemáticos aplicados.

Na mesma palestra, o autor reconhece que a grande variabilidade dos solos tipicamente encontrada pelos engenheiros nos leva a pensar que a aplicação de princípios probabilísticos seria muito útil à pesquisa. No entanto, na época as análises probabilísticas não tinham tido uma influência significativa para a prática da Engenharia de Solos.

A grande variabilidade das características do solo tipicamente encontradas pelo engenheiro faz pensar que os princípios da teoria da probabilidade poderiam ser mais úteis. Em certos aspectos da engenharia de solos, como a engenharia de terremotos, essa expectativa mostrou-se verdadeira. No geral, entretanto, a teoria da probabilidade ainda não teve uma influência significativa sobre a prática da engenharia de solos. (LAMBE, 1973, p. 157, tradução nossa)

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação é o estudo das variáveis que influenciam na acurácia de um projeto geotécnico envolvendo aterros sobre solos moles com drenos verticais, notadamente:

- a qualidade dos dados;
- a eficiência dos métodos de previsão disponíveis; e
- a interdependência de ambos.

1.3 ESTRUTURA DESTE TRABALHO

Esta introdução é o primeiro de seis capítulos no qual o presente trabalho foi dividido.

Ao Capítulo 2 compete a revisão bibliográfica dos assuntos abordados em relação à construção de aterros sobre solos moles. Esta parte da revisão inicia-se com as teorias do adensamento vertical, radial e a vácuo com os quais usualmente se calculam e projetam aterros sobre solos moles. São discutidos os métodos de previsão das deformações e do tempo para desenvolvimento destas. São abordados os métodos para a obtenção dos parâmetros necessários para realizar essas previsões, em laboratório e em campo.

No Capítulo 3 é feita uma revisão do uso de probabilidades e estatísticas em análises geotécnicas. São discutidas algumas limitações e dificuldades do emprego desses métodos na geotecnia e os resultados atualmente consolidados posteriores à décima terceira palestra Rankine.

A obra que forneceu os dados de análise é apresentada no Capítulo 4. Esse capítulo se inicia com uma breve descrição da geologia regional e local; o programa de investigações e sondagens do empreendimento, as características do tratamento de solo mole empregado e a geometria dos locais estudados, com suas investigações geotécnicas. Cabe a esse capítulo introduzir os elementos que serão abordados no capítulo seguinte.

No Capítulo 5 são descritos os materiais utilizados nas análises, a saber, os ensaios de laboratório, as investigações geotécnicas com os respectivos parâmetros analisados do solo e a instrumentação utilizada para interpretação e retroanálise dos recalques medidos. Esses elementos geram os parâmetros a serem analisados no próximo item.

Ao Capítulo 6 destina-se a descrição dos métodos de interpretação desenvolvidos com os parâmetros obtidos a partir do capítulo anterior e das metodologias probabilísticas aplicadas aos resultados obtidos.

Por fim, no Capítulo 7 apontam-se as conclusões decorrentes e são descritas sugestões para futuras pesquisas.

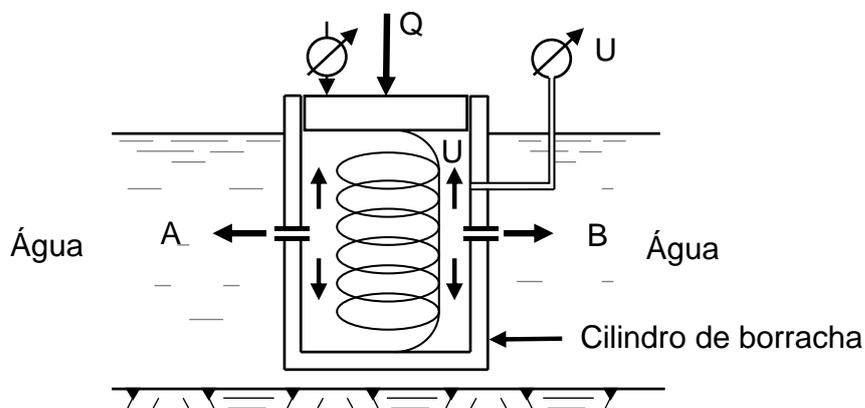
2 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

2.1 MODELOS TEÓRICOS DE COMPORTAMENTO

2.1.1 Adensamento unidimensional vertical

O fenômeno do adensamento das camadas argilosas saturadas foi estudado por Terzaghi e Fröhlich (1939) nos primórdios da Mecânica dos Solos. Ao aplicar uma carga externa à camada argilosa, no primeiro momento toda ela é transferida para a água intersticial do solo, a qual, por conseguinte, tende a escoar para fora dos poros (representados pelos orifícios A e B na Figura 2). Conforme a água escoar, saindo dos interstícios do solo, a pressão vai sendo transferida para os grãos sólidos (a mola). À medida que a água escoar do solo, este deforma com redução de volume, correspondente à compressibilidade do material. Esse fenômeno é conhecido como adensamento das argilas saturadas.

Figura 2. Modelo físico da compressibilidade de um solo fino



Fonte: Vargas (1977, p. 244)

A partir do conceito de índice de vazios, a deformação específica do solo devido ao acréscimo de tensão é dada pela expressão:

$$\varepsilon = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (1)$$

na qual:

e_0 índice de vazios inicial
 e índice de vazios

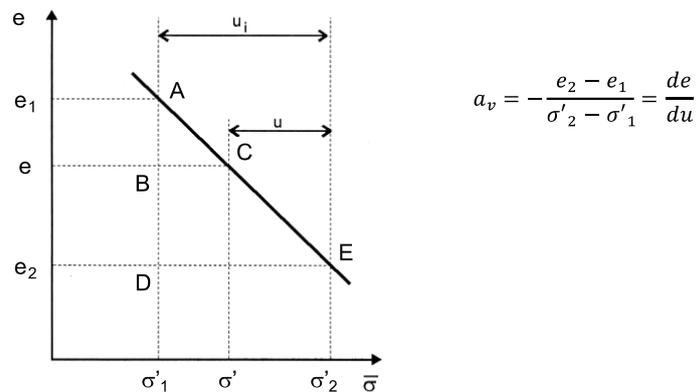
Na formulação clássica apresentada por Terzaghi e Fröhlich (1939) foi admitida variação linear entre as tensões efetivas e o índice de vazios (Figura 3), e o coeficiente angular dessa reta foi definido como coeficiente de compressibilidade, a_v , dado pela expressão:

$$a_v = -\frac{de}{\Delta\sigma'} = \frac{de}{du} \quad (2)$$

na qual:

$\Delta\sigma'$ variação da tensão efetiva
 e índice de vazios
 u poropressão

Figura 3. Variação linear do índice de vazios com a pressão efetiva



Fonte: Pinto (2006, p. 196)

Segundo Taylor (1948), para apresentar uma formulação matemática capaz de prever o comportamento dos solos durante o processo de adensamento, Terzaghi e Fröhlich (1939) adotaram as seguintes hipóteses simplificadoras:

- i. O solo é homogêneo.
- ii. O solo está completamente saturado.
- iii. A compressibilidade dos grãos sólidos e da água é negligenciável.
- iv. O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios.

- v. A compressão é unidimensional.
- vi. O fluxo de água é unidimensional.
- vii. O fluxo é governado pela Lei de Darcy.
- viii. Algumas propriedades do solo são consideradas constantes durante o adensamento, apesar de variarem com a tensão aplicada.
- ix. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da pressão efetiva durante o processo de adensamento.

Algumas das hipóteses adotadas são mais significativas que outras. Por exemplo, as hipóteses (ii) e (iii) determinam que toda deformação será gerada pela saída da água dos interstícios do solo. A hipótese (iv) assume que não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequena e grande espessuras, para a resolução das equações diferenciais deduzidas da teoria. As hipóteses (v) e (vi) são muito próximas das condições impostas em laboratório – mas não necessariamente em campo. As duas últimas hipóteses são sabidamente irreais. O índice de vazios não varia linearmente com a tensão efetiva. Assim, é evidente que o coeficiente de compressibilidade (a_v) varia durante o adensamento. Conforme a água flui dos interstícios do solo, os grãos sólidos se aproximam, e outras propriedades do solo, que são assumidas como constantes, variam no tempo. Notadamente, a permeabilidade e a compressibilidade do solo são variáveis no adensamento. Além da discussão da validade dessas hipóteses em laboratório com amostras de pequenas dimensões, é necessário considerar se o solo se comporta dessa forma em escala real, nos projetos de engenharia.

Sem essas hipóteses, no entanto, a solução matemática da teoria seria muito mais complexa. A solução matemática das séries de Fourier, necessárias para a formulação da teoria, conduziu a funções que foram reconhecidas por Terzaghi e Fröhlich (1939) como análogas ao processo termodinâmico de fluxo de calor. Assim, a equação fundamental do adensamento unidimensional desenvolvida por Terzaghi e Fröhlich (1939) é:

$$\frac{k_v \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3)$$

na qual:

k_v coeficiente de permeabilidade vertical
 γ_w peso específico da água
 z profundidade
 t tempo

Essa equação também pode ser representada por **(4)** pelo agrupamento do primeiro termo da equação **(3)**, correspondente às propriedades do solo (permeabilidade, índice de vazios, coeficiente de compressibilidade e peso específico da água). A definição do coeficiente de adensamento como constante supõe a hipótese (viii) apresentada anteriormente.

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4)$$

na qual:

c_v coeficiente de adensamento primário vertical

Para a integração de **(4)**, define-se como Altura de Drenagem (H_d) a maior distância de percolação da água para sair do solo. Portanto, para uma camada de espessura de argila saturada H com drenagem em ambas as faces, $2H_d = H$. As condições de contorno adotadas para a integração são: (1) que exista drenagem completa em ambas as faces da amostra; e (2) que o excesso de poropressão inicial, constante ao longo de toda a altura, seja igual ao acréscimo de tensão aplicado.

Define-se que o Grau de Adensamento é a relação entre a deformação ocorrida em uma certa posição, de profundidade z em determinado tempo (ε), e a deformação final, quando todo o processo tiver ocorrido (ε_t). Também pode-se dizer que o Grau de Adensamento é a relação entre a variação do índice de vazios até o instante t ($e_0 - e$) e a variação total do índice de vazios devido ao carregamento ($e_0 - e_f$).

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} \quad (5)$$

na qual:

e_f índice de vazios final devido ao carregamento

Resolvendo a equação (3), Terzaghi e Fröhlich (1939) determinaram o grau de adensamento ao longo da profundidade, devido à drenagem vertical, por meio da seguinte expressão:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \left(\text{sen} \frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 \cdot T_v} \tag{6}$$

na qual:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

H_d maior distância de drenagem

U_z grau de adensamento ao longo da profundidade

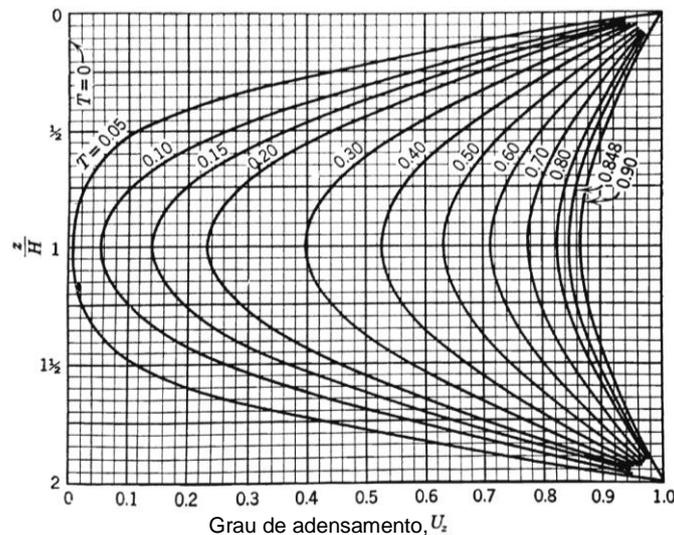
T_v fator tempo vertical

Dessa forma, o tempo e o grau de adensamento médio são relacionados por meio do Fator Tempo, definido na Teoria de Adensamento como:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \tag{7}$$

É possível resolver a expressão (6) atribuindo valores de z/H e T_v que determinem a família de curvas apresentadas na Figura 4, chamadas de isócronas.

Figura 4. Grau de adensamento em função da profundidade normalizada (z/H) e do fator tempo vertical (T_v , na figura)



Fonte: Taylor (1942, p. 9, tradução nossa)

O recalque total observado na superfície é resultado da somatória das deformações por adensamento ao longo da profundidade. O grau de adensamento médio (U) também é chamado Porcentagem do Recalque, pois indica a relação entre o recalque até o tempo considerado (ρ_t) e o recalque primário total a se desenvolver (ρ_f). O grau de adensamento médio ao longo de toda a espessura do solo mole é:

$$U = \left(1 - \frac{u}{u_0}\right) = \frac{\rho_t}{\rho_f}$$

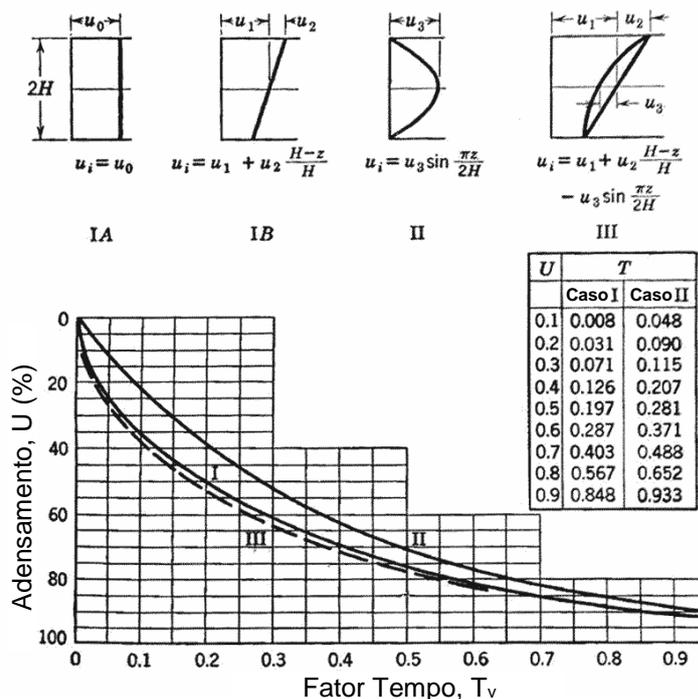
$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 \cdot T_v} \tag{8}$$

na qual:

u_0poropressão inicial

A solução da expressão (8), exclusiva para o caso em que o excesso de poropressão é constante ao longo de toda a profundidade da camada que adensa, está apresentada graficamente na Figura 5 (Caso I), relacionando a porcentagem do recalque com o fator tempo.

Figura 5. Curvas de U x T para diferentes condições de drenagem



Conforme apresentado por Taylor (1948), as seguintes expressões empíricas, parabólica e exponencial, representam a solução da expressão **(8)**:

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot U^2 \quad \text{quando } U < 60\% \quad (9)$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log_{10}(1 - U) - 0,0851 \quad \text{quando } U < 60\% \quad (10)$$

Terzaghi e Fröhlich (1939) adotaram a relação linear entre a variação do índice de vazios e a tensão efetiva da equação **(2)**, ilustrada na Figura 3. Outros autores, partindo do conhecimento de que a linearidade que existe é entre o índice de vazios e o logaritmo das tensões efetivas, trabalharam para tornar mais realista a teoria de adensamento. No entanto, a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Fröhlich (1939) é a mais utilizada na prática.

Massad (2016) apresenta alguns autores que estudaram teorias de adensamento com hipóteses mais realistas que as de Terzaghi e Fröhlich (1939). Schiffman (1958)¹ apud Massad (2016) trabalhou em uma teoria que supõe m_v – coeficiente de variação volumétrica $m_v = (a_v/1 + e_0) - e$ e k – permeabilidade do solo – variáveis e **(11)** é a equação diferencial básica nesse caso. Janbu (1965) e Mikasa (1965) trabalharam de forma independente com a consideração de linearidade entre o índice de vazios e o logaritmo das tensões efetivas, considerando m_v variável, e chegaram à equação diferencial básica apresentada na equação **(12)**.

$$-\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial t} [m_v(\Delta p - u)] \quad (11)$$

$$c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (12)$$

O Quadro 1 apresenta um resumo do que há de semelhanças e diferenças entre as teorias de adensamento citadas. Não foi incluída no quadro a teoria de Yamaguchi e Kimura (1967), que trabalharam em uma solução rigorosa de adensamento com o c_v (coeficiente de adensamento) variando com a profundidade. Essas teorias de adensamento não são de uso corrente na prática geotécnica. Sua aplicação depende,

¹ SCHIFFMAN, R. L. Consolidation of Soil under Time-dependant Loading and Variable Permeability. In: THIRTY-SEVENTH ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD, 37, 1958, [S.l.]. **Proceedings...** Washington, DC: Highway Research Board, 1958, p. 584.

em geral, de modelagens numéricas. A solução de Mikasa (1965) parte de hipóteses mais realistas da relação tensão-deformação medida em laboratório e seu resultado implica que as pressões neutras se dissipam com um atraso em relação às deformações específicas. Essa defasagem, em termos globais, está exibida na Figura 6 e a solução de Mikasa é apresentada na Figura 7.

Quadro 1. Semelhanças e diferenças entre as teorias de adensamento

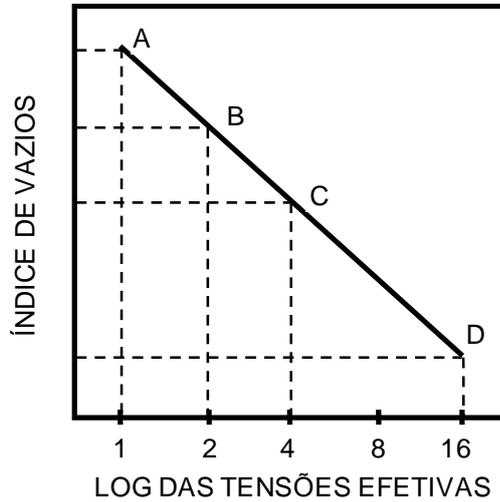
Semelhanças	Equação da continuidade: $\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{d\varepsilon}{dt}$ (I)			
	Lei de Darcy: $v = -\frac{k}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial u}{\partial z}$ (II)			
	Substituindo (II) em (I): $-\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{d\varepsilon}{dt}$ (III)			
Diferenças	Relação $\sigma-\varepsilon$	<p>Linearidade</p> <p>Linearidade (Janbu e Mikasa)</p> <p>$\varepsilon = \frac{c_c}{1+e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta p - u}{\sigma'_{v0}} \right)$</p> <p>$\frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{m_v} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial z}$ (IVb)</p> <p>Com: $m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$</p> <p>Com: $m_v = \frac{c_c}{2,3 \cdot (1+e_0) \cdot \sigma'}$</p> <p>$m_v$ variável</p>		
	Substituindo (IV) em (III)	$-\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{d}{dt} [m_v \cdot (\Delta p - u)]$		
	Hipóteses adicionais	Teoria de Terzaghi k e m_v e Δp constantes	Teoria de Schiffman e Gibson k e m_v e Δp variáveis	$\frac{k}{\gamma_0 m_v}$ constante
	Equações finais	$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$	$-\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{d}{dt} [m_v \cdot (\Delta p - u)]$	$c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$
	$c_v = \frac{k(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_0}$		$c_v = \frac{k(1+e_0) \cdot \sigma' \cdot 2,3}{C_c \cdot \gamma_0}$	

Fonte: Massad (2016, p. 236)

A defasagem entre os recalques e a poropressão acentua-se com o acréscimo da relação σ'_f/σ'_o , onde σ'_f é a tensão efetiva final e σ'_o é a tensão inicial. Na Figura 6 é apresentado um exemplo explicativo dessa acentuação. No exemplo, válido ao longo da reta virgem, considera-se um solo que estava submetido a uma pressão de 1 (ponto A), no qual se aplicou um acréscimo de 3, elevando a pressão a 4 (ponto C). Quando ocorrem 50% das deformações entre os pontos A e C (ponto B), a tensão efetiva será 2. No mesmo ponto B a tensão efetiva cresceu 1, de um total de 3. Logo, o incremento das tensões efetivas, ou redução da sobrepressão, foi de 33%. Seguindo o mesmo raciocínio para um incremento de pressão de 15, elevando a pressão para

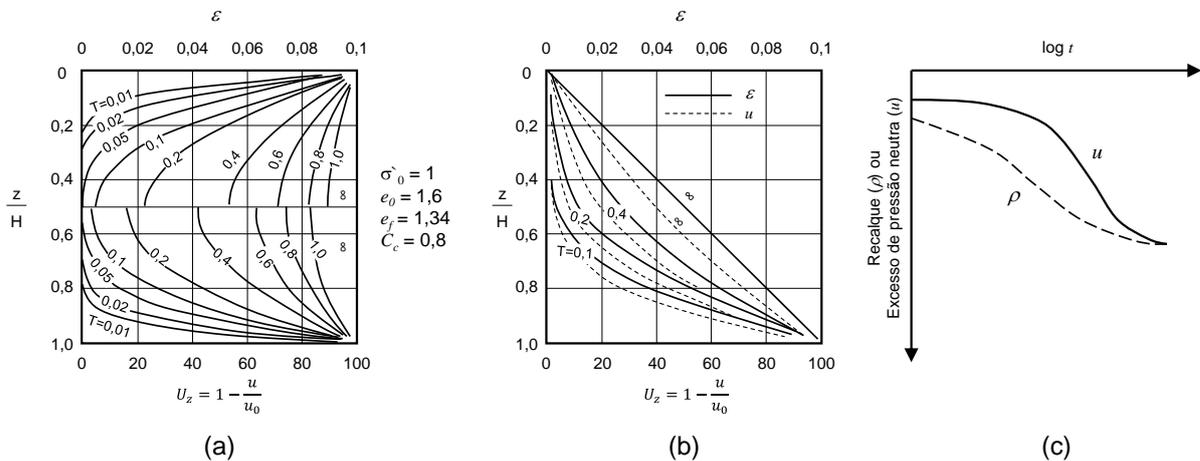
16 (ponto D), é possível observar que, para 50% dos recalques, as sobrepressões terão reduzido apenas 20%.

Figura 6. Ilustração da defasagem entre evolução dos recalques e dissipação das sobrepressões



Fonte: Pinto (1989), apud Gobara e Pinto (1993, p. 9)

Figura 7. Solução de Mikasa



Fonte: adaptado de Massad (2016, p. 240)

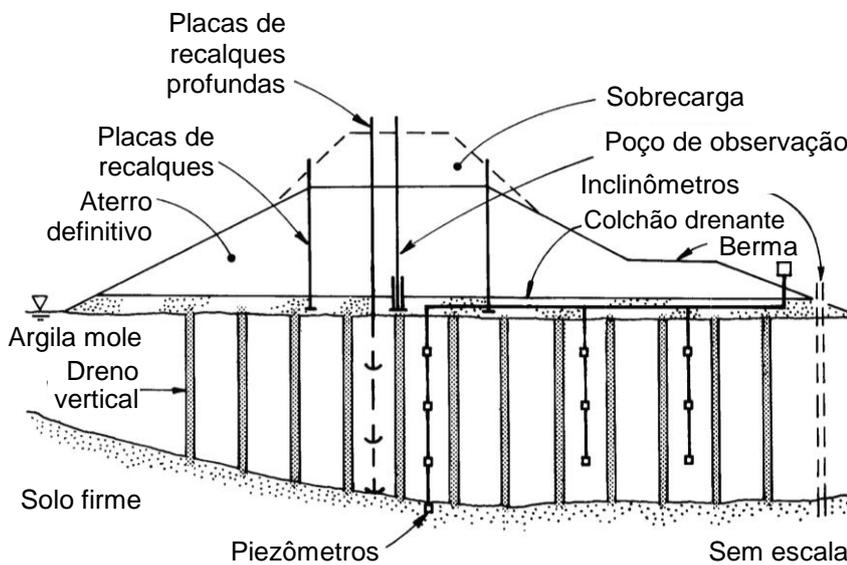
Segundo Gobara e Pinto (1993, p.6), o fenômeno do adensamento por Janbu e Mikasa passa a ser definido como “a compressão do solo retardada pela resistência à percolação da água intersticial”, em vez da conceituação usual de “fluxo transiente da água intersticial acompanhada pela compressão da estrutura do solo”.

2.1.2 Adensamento radial (drenos verticais)

2.1.2.1 Pré-carregamento com drenos verticais

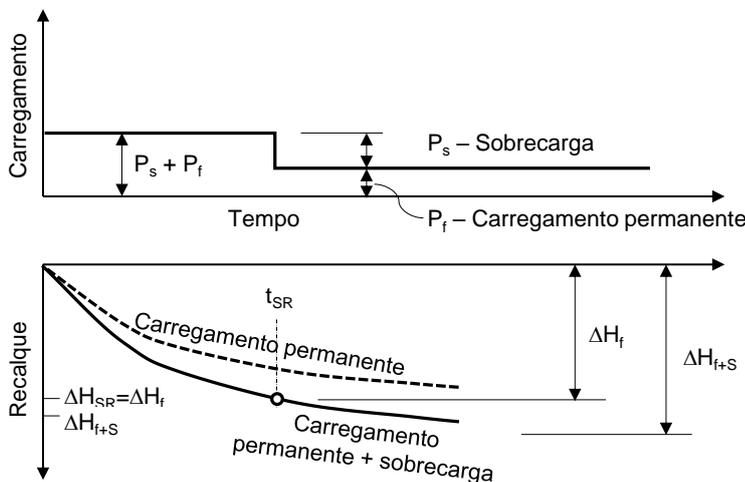
Drenos verticais constituem caminhos de drenagem artificiais e são instalados com o objetivo de reduzir a distância de percolação da água intersticial do solo e acelerar o processo de adensamento do solo compressível. A Figura 8 ilustra uma aplicação típica de drenos verticais.

Figura 8. Instalação típica de drenos verticais de areia



Fonte: Rixner, Kraemer e Smith (1986, p. 6, tradução nossa)

Figura 9. Conceito de pré-carregamento do solo compressível



Fonte: Johnson (1970b, p. 123, tradução nossa)

O tratamento de solo mole com drenos verticais é usualmente combinado com a aplicação de pré-carregamento com sobrecarga provisória. O conceito da aplicação de pré-carregamento pode ser facilmente entendido pela Figura 9. O objetivo da técnica é antecipar a ocorrência dos recalques, de forma que eles se desenvolvam antes da operação do empreendimento. Dessa forma, é até intuitivo notar que, caso seja aplicado um carregamento temporário maior que o carregamento permanente, durante tempo suficiente para o desenvolvimento do adensamento, os recalques remanescentes serão mínimos, se não nulos, durante o período de operação.

2.1.2.2 Drenos verticais de areia

Barron (1948) incorporou as soluções do adensamento radial de Reudulic (1935)², Carrillo (1941,³ 1942), Terzaghi (1943)⁴ e Barron (1944,⁵ apud BARRON, 1948) e publicou uma solução inédita, na qual o tempo de adensamento considera o espaçamento de drenos, o fator de perturbação causado pela sua instalação e a resistência do escoamento nos drenos verticais de areia. Partindo da teoria de adensamento de Terzaghi e Fröhlich (1939), ele assumiu as seguintes hipóteses para sua teoria de adensamento radial:

- i. A argila é saturada e homogênea.
- ii. Toda deformação na massa de solo ocorre no sentido vertical.
- iii. Não há fluxo de poropressão na vertical.
- iv. O fluxo é governado pela Lei de Darcy de permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade k é independente da sua posição – ou seja, constante.
- v. A compressibilidade dos grãos sólidos e da água é negligenciável.
- vi. No instante inicial do adensamento, todo incremento de carga é convertido em excesso de poropressão.
- vii. Não há excesso de poropressão no dreno.
- viii. A geometria da zona de influência de cada dreno vertical é um cilindro.

² REUDULIC, L. Der hydrodynamische Spannungsungleich in zentral entwässerten Tonzylindern. *Wasserwirtschaft und Technik*, v. 2, 1935, p. 250-253, 269-273.

³ CARRILLO, N. **Consolidation of a Soil Stratum Drained by Well**. Cambridge: Harvard University, 1941 (mimeografado).

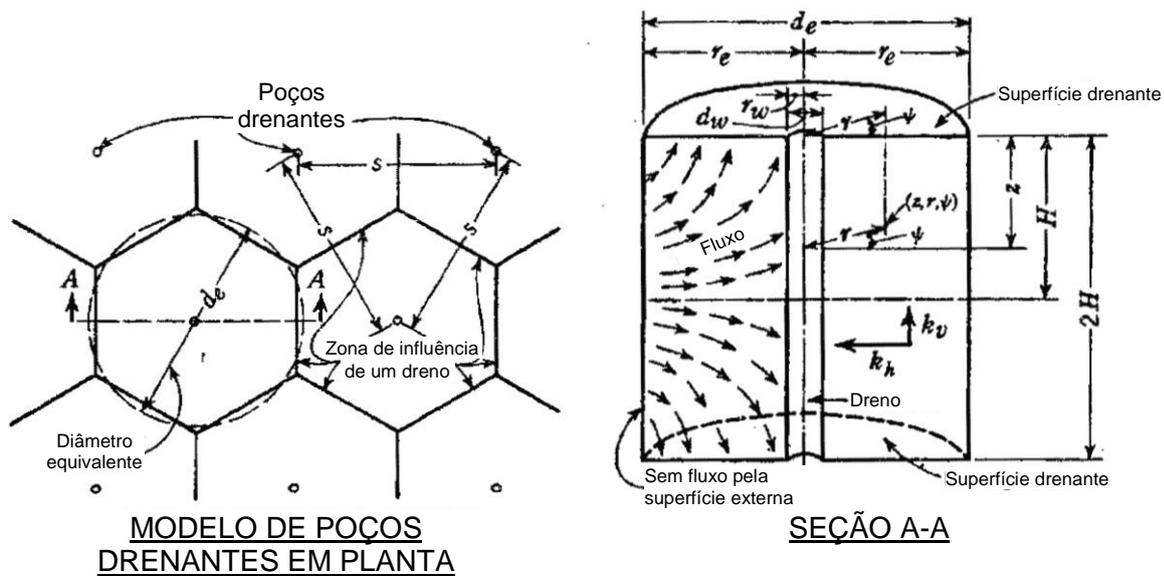
⁴ TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons, 1943, p. 290-296.

⁵ BARRON, R. A. **The Influence of Drain Wells on the Consolidation of Fine Grained Soils**. Providence, RI Dist., US Engr. Office, 1944.

Além disso, Barron (1948) também considerou no seu modelo que durante o adensamento seções horizontais permanecem horizontais (teoria de deformações iguais), pois é mais simples a solução matemática em comparação à consideração de livre desenvolvimento das deformações (teoria de deformações livres) e a diferença entre os dois resultados é desprezível. O diâmetro do cilindro de influência de um dreno vertical (D) é definido a partir do espaçamento entre drenos (l) como $D = 1,13 \cdot l$ para malha quadrada e $D = 1,05 \cdot l$ para malha triangular.

Portanto, o grau de adensamento horizontal (ou radial) médio é função do Fator Tempo Horizontal (T_h) e da razão de espaçamento ($n = D/d_w$), conforme o modelo de poços apresentado na Figura 10 e a equação (13).

Figura 10. Modelos de poços da teoria de adensamento radial (ou horizontal)



Fonte: Barron (1948, p. 720-721, tradução nossa)

$$\bar{U}_h = f\left(T_h, \frac{D}{d_w}\right) = 1 - e^{-\frac{8 \cdot T_h}{F(n)}} \quad (13)$$

na qual:

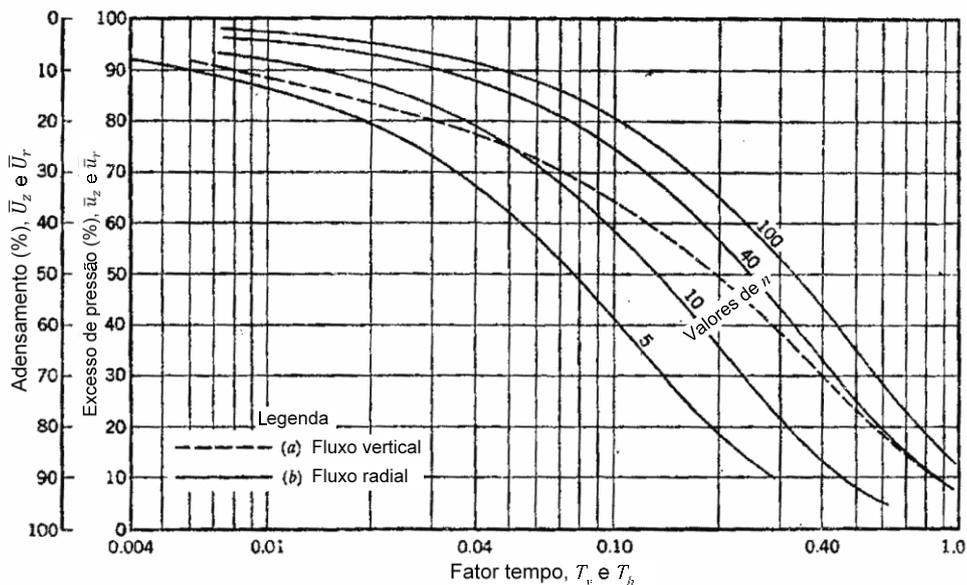
$$\bar{U}_h = 1 - (u/u_0)$$

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \cdot \ln(n) - \frac{(3 \cdot n^2 - 1)}{4 \cdot n^2} \quad (14)$$

- \bar{U}_h grau de adensamento médio devido ao adensamento horizontal (ou radial)
- u poropressão média na massa de solo no tempo t (para $t = 0, u = u_0$)
- $n = D/d_w$ razão de espaçamento
- D diâmetro do cilindro de influência de um dreno vertical
- d_w diâmetro de um dreno vertical
- $T_h = \frac{c_h \cdot t}{D^2}$ fator tempo horizontal
- c_h coeficiente de adensamento horizontal

Na Figura 11 é possível observar a evolução do grau de adensamento em função do Fator Tempo vertical e horizontal.

Figura 11. Teorias de adensamento vertical e radial (ou horizontal)



Fonte: Barron (1948, p. 720-721, tradução nossa)

Considerando os efeitos da densidade dos drenos ($F(n)$), do *smear effect* e da resistência da drenagem por capacidade de fluxo limitada, o resultado da integração do grau de adensamento horizontal e do tempo necessário para desenvolver um adensamento horizontal médio segundo Barron (1948) são, respectivamente:

$$\bar{U}_h = 1 - \exp \left[- \frac{8 \cdot T_h}{F(n) + F_s + F_r} \right] \tag{15}$$

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot c_h} \right) \cdot (F(n) + F_s + F_r) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad (16)$$

nas quais:

$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right)$ fator de perturbação do solo

$F_r = \pi \cdot z(L - z) \cdot \left(\frac{k_h}{q_w} \right)$ fator de resistência de drenagem

k_h coeficiente de permeabilidade na direção horizontal na zona não perturbada

k_s coeficiente de permeabilidade na direção horizontal na zona perturbada ou amolgada

d_s diâmetro da zona perturbada idealizada ao redor do dreno (ver Figura 13)

z profundidade a partir do topo do solo compressível

L comprimento efetivo do dreno: comprimento do dreno quando a drenagem se dá em apenas uma face; metade do comprimento do dreno quando a drenagem ocorre em ambos os extremos do dreno, nas duas faces

q_w capacidade de descarga do dreno

Carrillo (1942) provou que a solução do adensamento bidimensional, como no caso dos drenos verticais, é a expressão (17), utilizando soluções de termodinâmica conhecidas na época. Para isso, ele estudou dois casos: o de um prisma retangular infinito de solo saturado carregado instantaneamente, com drenagem em todas as faces; e o de um cilindro circular de solo saturado carregado instantaneamente, também com drenagem em todas as faces. Rearranjando os termos da expressão (17) nos sentidos horizontal e vertical, e com a definição do grau de adensamento (7), chega-se à expressão (18).

$$\frac{u}{u_0} = \left(\frac{u_1}{u_0} \cdot \frac{u_2}{u_0} \right) \quad (17)$$

na qual:

u_1 poropressão na direção 1

u_2 poropressão na direção 2

Portanto, a equação **(18)** apresenta a relação entre o grau de adensamento total e o grau de adensamento vertical e radial.

$$\bar{U} = 1 - (1 - \bar{U}_h)(1 - \bar{U}_v) \quad (18)$$

na qual:

\bar{U} grau de adensamento médio

\bar{U}_h grau de adensamento médio devido ao adensamento horizontal (ou radial)

\bar{U}_v grau de adensamento médio devido ao adensamento vertical fator tempo vertical

2.1.2.3 Drenos verticais pré-fabricados

Inicialmente o adensamento radial era provocado pela instalação de drenos verticais de areia em solo mole, os quais causavam grande amolgamento do solo natural. Segundo relatório de Rixner, Kraemer e Smith (1986), no final da década de 1930 o então diretor do Instituto Geotécnico Sueco, Walker Kjellman, desenvolveu um dreno pré-fabricado constituído de núcleo de papelão e revestido com um filtro de papel, instalado no solo com equipamento mecânico “análogo a uma máquina de costura” (RIXNER; KRAEMER; SMITH, 1986, p. 9). O dreno de Kjellman tinha dimensões de 100 x 4 mm na seção transversal, se provou eficiente e foi amplamente utilizado na Europa e no Japão na década de 1940 (BARRON; KJELLMAN, 1948). Com a difusão do plástico durante e após a Segunda Guerra Mundial, os drenos pré-fabricados passaram a ser produzidos com núcleo plástico, e, hoje, uma variedade de drenos pré-fabricados está à disposição, conforme apresentado na Figura 12. Eles costumam ser chamados de drenos verticais pré-fabricados (DVPs), drenos fibroquímicos ou simplesmente geodrenos.

Com o avanço tecnológico dos drenos pré-fabricados, Hansbo (1979) modificou o trabalho de Barron (1948), estabelecido para drenos verticais de areia, para apresentar simplificações compatíveis com o nível da tecnologia de execução em aplicação.

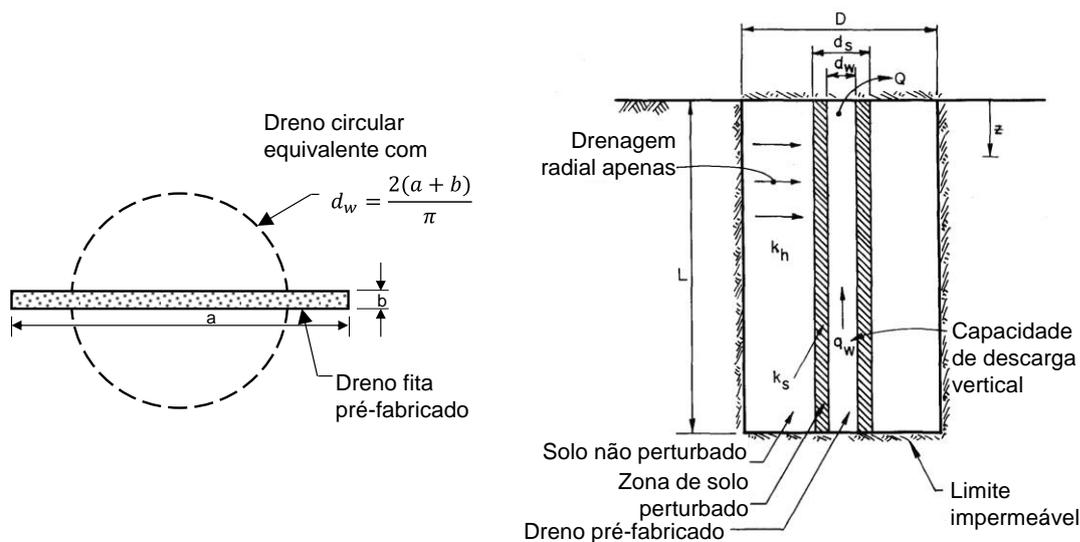
Figura 12. Exemplos de drenos verticais pré-fabricados em formato de fita



Fonte: Geotechnical Systemindo [entre 2007 e 2013]

Foi apresentada uma definição para o diâmetro do dreno equivalente circular, d_w (ver Figura 13), calculado a partir das dimensões do dreno pré-fabricado. O autor também notou que, na maioria dos casos, a razão de espaçamento dos drenos ($n = D/d_w$) é superior a 20, então a equação (14) do fator de espaçamento dos drenos pode ser aproximada por (19).

Figura 13. Definição do dreno circular equivalente



Fonte: Rixner, Kraemer e Smith (1986, p. 22-23, tradução nossa)

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \cdot \ln(n) - \frac{(3 \cdot n^2 - 1)}{(4 \cdot n^2)} \cong \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (19)$$

2.1.2.4 Fator de resistência hidráulica

A partir das equações de Hansbo (1981), Orleach (1983,⁶ apud ALMEIDA; MARQUES, 2010) propôs que a resistência hidráulica seja avaliada a partir da equação (20), na qual a capacidade de descarga do geodreno é medida em ensaios de laboratório para um gradiente hidráulico unitário e o comprimento L característico do geodreno conforme sua condição de drenagem. Para drenagem em ambas as faces do geodreno, o comprimento total adotado deve ser $2L$; para drenagem simples, o comprimento total adotado deve ser L . Quando $W_q < 0,1$, o fator de resistência de drenagem pode ser desprezado.

$$W_q = 2\pi \frac{k_h}{q_w} L^2 \quad (20)$$

Mesri e Lo (1991,⁷ apud INDRARATNA, 2005b) propuseram a equação (21) com base no seu estudo da equação de fluxo vertical dentro dos DVPs em termos do excesso de poro pressão na interface solo-dreno. “A análise do desempenho em campo com drenos verticais indica que a resistência é insignificante quando $R > 5$.” (INDRARATNA, 2005b, p. 62, tradução nossa).

$$R = \pi \left(\frac{k_w}{k_h} \right) \left(\frac{r_w}{l_m} \right)^2 = \frac{q_w}{k_h \cdot l_m^2} \quad (21)$$

2.1.2.5 Fator de amolgamento

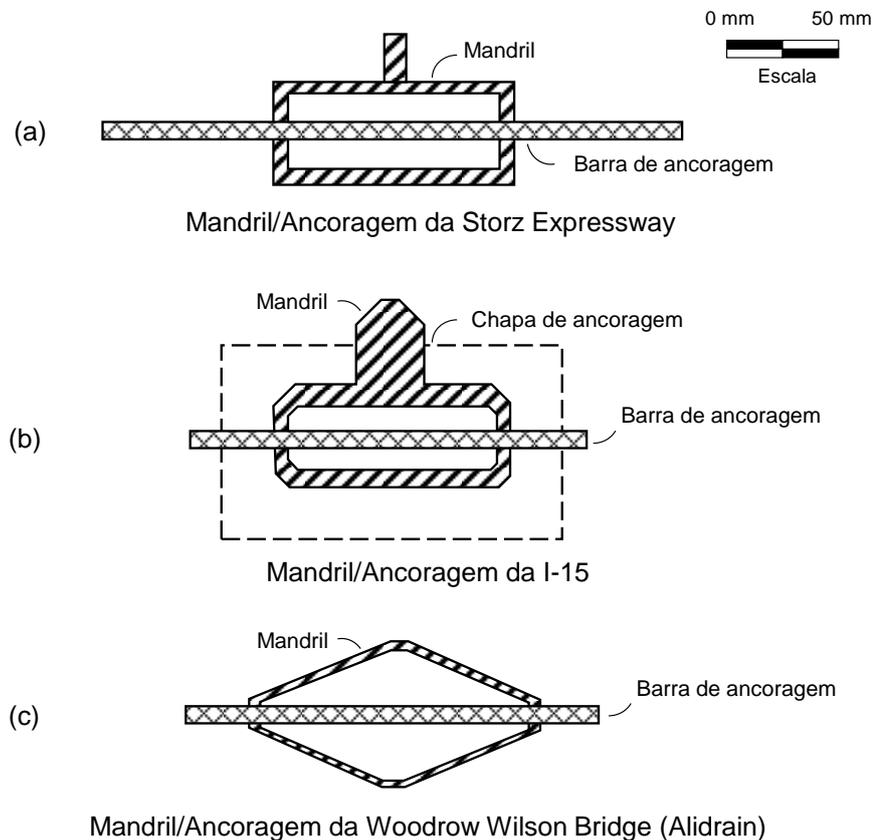
Indraratna et al. (2005b) revisaram as recomendações de dez publicações da literatura técnica sobre o efeito do amolgamento. Com relação à geometria da zona amolgada, a faixa de valores da literatura aponta relação de d_s/d_m entre 1,5 e 5, com valor médio de 2,3. Os estudos indicam que a permeabilidade da zona amolgada é menor que a

⁶ ORLEACH, P. **Techniques to Evaluate the Field Performance of Vertical Drains**. 1983. Dissertação (Mestrado) – MIT, Cambridge, Mass., USA, 1983.

⁷ MESRI, G. & LO, D.O.K. (1991) **Field Performance of Prefabricated Vertical Drains**, Proc. Int. Conf. on Geotechnical Engineering for Coastal Development, Yokohama, Japan, Vol. 1, pp 231-236.

da zona indeformada e a razão k_h/k_s se situa entre 1 e 6, com valor médio de 2,5 (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Figura 14. Exemplos de mandril e ancoragem de geodrenos (vista em planta)



Fonte: Saye (2001, p. 329, tradução nossa)

Saye (2001) analisou os efeitos da perturbação do solo durante a cravação do mandril, especificamente quanto à redução do coeficiente de adensamento avaliado em estudos de caso. Ele conclui que os efeitos da perturbação causados pelos drenos verticais pré-fabricados são semelhantes aos causados pelos drenos de areia quando se avalia o diâmetro do dreno/mandril não a partir da expressão indicada na Figura 13(a), mas a partir do perímetro do conjunto mandril e sistema de ancoragem, necessário à fixação inferior do dreno pré-fabricado (Figura 14). Os resultados da perturbação do solo são avaliados por meio do coeficiente de adensamento horizontal efetivo ($c_h(e)$), que é obtido por uma retroanálise que considere $F(n) + F_s + F_r = F(n)$, ou seja, considere a perturbação e a resistência de drenagem equivalente. Suas análises mostram que, para uma razão de espaçamento modificada ($n' = d_e/d_m$) inferior a um intervalo entre 7 e 10, na qual d_m é o diâmetro do mandril calculado pelo

perímetro, as zonas perturbadas se sobrepõem, causando prejuízo ao tempo de adensamento e ao tratamento do solo mole, inclusive com acréscimo da magnitude dos recalques.

2.1.3 Adensamento com vácuo

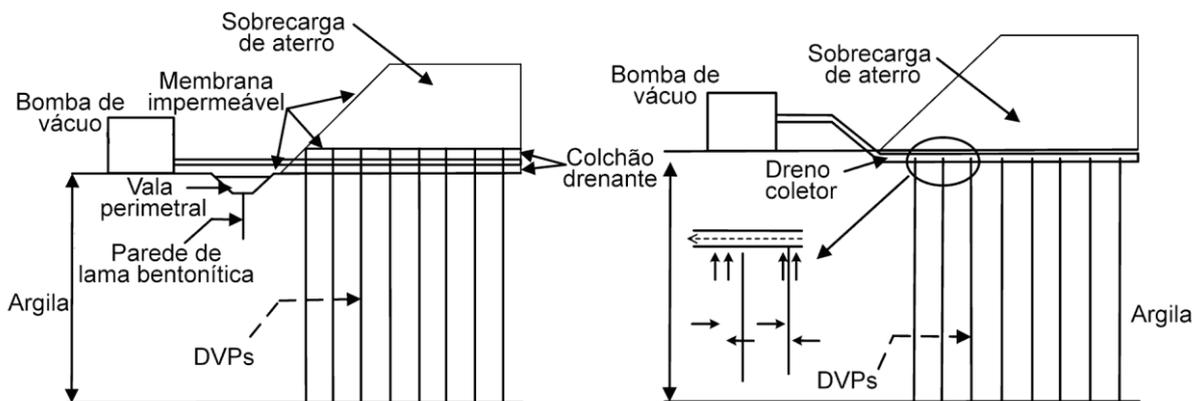
Uma alternativa atual à sobrecarga temporária de aterro é a aplicação de vácuo, o qual impõe poropressão negativa (sucção) no solo sem acréscimo na sua tensão total, gerando um acréscimo na tensão efetiva tal qual uma sobrecarga convencional. A técnica de pré-carregamento a vácuo foi apresentada por Kjellman (1952) após testes iniciais da década de 1940. Seu sistema consistia em uma camada de 15 cm de areia na superfície do terreno, sobreposta por uma membrana impermeável. A membrana impermeável precisa isolar completamente a região de aplicação de vácuo, então foi necessário construir uma vala perimetral à região de aplicação de vácuo, mantida com lâmina de água.

Apesar do conhecimento disponível a respeito da teoria de aplicação do vácuo (HOLTZ; WAGER, 1975), foi após a década de 1980 que sua aplicação foi difundida, especialmente na comunidade geotécnica asiática (CHOA, 1989; QIAN; ZHAO; CHEUNG, 1992) e europeia (MASSE et al., 2001), devido a avanços na tecnologia das bombas de vácuo.

As principais vantagens da sobrecarga a vácuo (algumas vezes chamada de “virtual”) em relação à sobrecarga física, apontadas por Pilot (1981), são:

- não há problema de estabilidade do aterro a considerar;
- elimina a necessidade de jazidas de material para sobrecarga temporária, usualmente caras e/ou indisponíveis em projetos modernos; e
- a instalação, aplicação e remoção da sobrecarga a vácuo são realizadas de forma rápida.

Figura 15. Sistemas de aplicação de vácuo no campo (a) com membrana, e (b) dreno a dreno (ou “sem membrana”)



Fonte: Indraratna (2010, p. 6, tradução nossa)

Nos dias atuais, existem dois sistemas disseminados de aplicação de vácuo em obras de solos moles: o sistema “com membrana” e o sistema “dreno a dreno”, conforme pode ser observado na Figura 15. O primeiro utiliza uma membrana impermeável sobre toda a área tratada, como o sistema criado por Kjellman (1952), e é utilizado comercialmente na Europa pela empresa francesa Menard® e em diversos países da Ásia, especialmente China e Japão. O segundo sistema foi desenvolvido na Holanda no começo da década de 1990 (SANDRONI; ANDRADE; ODEBRECHT, 2012) e é atualmente utilizado na Europa pelas empresas inglesa Cofra® e holandesa CeTeau®. Em ambos os sistemas é usual o rebaixamento temporário do lençol freático durante a operação do vácuo, causando ressecamento superficial e eventuais trincas de tração.

Uma das vantagens do sistema “dreno a dreno” em relação ao sistema “com membrana” é que o primeiro pode ser utilizado em terrenos no qual existem camadas intermediárias arenosas no solo. No sistema mais antigo de aplicação de vácuo ao solo, a camada arenosa precisa ser isolada por meio da execução de uma parede de lama bentonítica ao redor da área tratada, enquanto o sistema mais recente permite a utilização de trechos impermeáveis intermediários (CHAI et al., 2008). Caso a camada inferior seja drenante, o DVP deve permanecer 1,0 m acima desse estrato, formando um trecho impermeável inferior.

Quadro 2. Comparativo das características dos sistemas de aplicação de sobrecarga a vácuo

Característica	Sistema “com membrana”	Sistema “dreno a dreno”
	Instalação de membrana impermeável na superfície a ser tratada, com soldas térmicas a cada 5 m	O trecho superior do dreno vertical deve ser não drenante até pelo menos 0,5 a 1,0 m abaixo do nível do lençol freático
Método executivo	Drenos horizontais distribuídos a cada 2 m para aplicação do vácuo na superfície Colchão drenante (arenoso)	Conexões das mangueiras horizontais com os drenos verticais é realizada manualmente Não é necessário colchão drenante
	Vala perimétrica deve ser mantida com água durante a operação dos conjuntos de vácuo Eventual: instalação de parede de lama bentonítica até o nível d’água	
Limitações	Não é possível mitigar a perda de vácuo em camadas arenosas entremeadas no solo mole Tratamento de áreas de 5.000 a 10.000 m ² , aproximadamente, devido à aplicação da membrana	Podem-se criar trechos não drenantes no dreno para atravessar camadas arenosas sem perda de vácuo

Fonte: o autor

No sistema “com membrana” a pressão de vácuo é aplicada no colchão drenante e conduzida ao solo por meio dos drenos horizontais e verticais de forma indireta, enquanto no sistema “dreno a dreno” a aplicação do vácuo é feita diretamente pelos drenos verticais. Conforme Li et al. (2011) puderam constatar em laboratório, com corpos de prova de 30 cm de diâmetro e 1 m de altura, o sistema “com membrana” se mostrou sutilmente mais eficiente que o “dreno a dreno”, possivelmente pela aplicação do vácuo não apenas no dreno vertical, mas também na superfície, causando sucção radial e vertical combinadas. Entretanto, quando a espessura de solo mole é muito grande, esse efeito se torna desprezível. Demais características e limitações dos dois sistemas de aplicação de vácuo estão indicadas no Quadro 2.

A Figura 16 ilustra o sistema Menard® de Adensamento a Vácuo (“com membrana”) e na Figura 17 é possível observar o sistema Cofra® de Adensamento a Vácuo – BeauDrain-S (“dreno a dreno”). O sistema “dreno a dreno” também é definido como “sem membrana” por alguns autores.

Figura 16. Sistema de geodrenos a vácuo “com membrana”



Fonte: Menard® [entre 2006 e 2015]

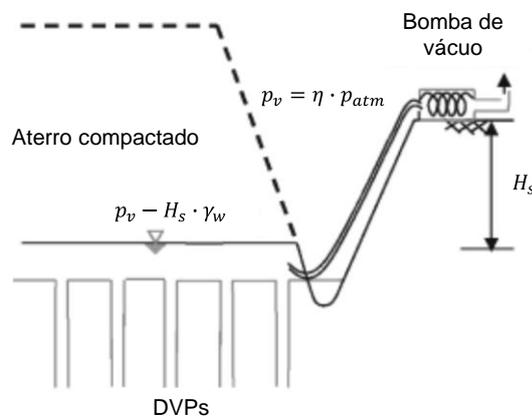
Figura 17. Sistema de geodrenos a vácuo “dreno a dreno”



Fonte: Cofra® [entre 2014 e 2015]

A maior pressão de vácuo aplicável é limitada pela pressão atmosférica, que é de aproximadamente 100 kPa próximo ao nível do mar e superior a 90 kPa até os 1.000 m de altitude. Na prática, entretanto, as máximas pressões factíveis se situam entre 60 e 80 kPa devido a perdas de vácuo no sistema (nas bombas de vácuo, conexões, mangueiras, drenos verticais etc.) e no solo. Em geral, uma sucção nominal (p_v) de 80 kPa é associada ao adensamento com vácuo e, quando a tensão necessária na construção é superior a 80 kPa, também é adotado pré-carregamento com aterro. Quando a bomba de vácuo se encontra acima do nível de aplicação da sucção, parte da pressão é dissipada ao longo da altura de sucção (H_s). Na Figura 18 é possível observar a relação entre a pressão atmosférica, a altura de sucção – ou diferença da cota de instalação da bomba de vácuo e nível do lençol freático – e a pressão de vácuo efetivamente aplicada no solo ($\sigma_{v\u00e1cuo} = p_v - H_s \cdot \gamma_w$).

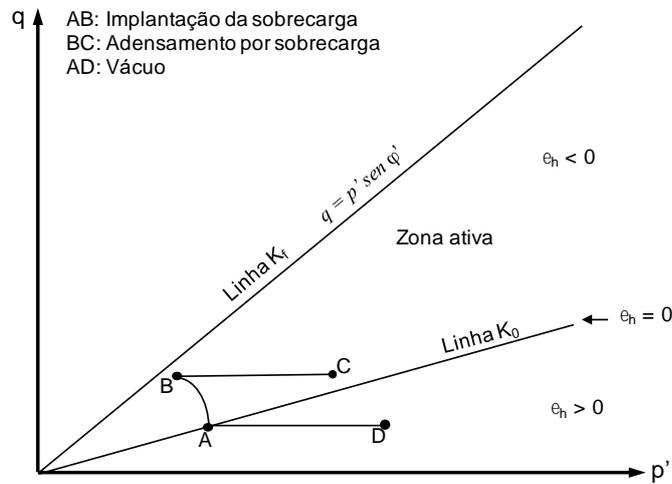
Figura 18. Dimensionamento da pressão de vácuo aplicada ao solo



Fonte: adaptado de Chai et al. (2014, p. 37, tradução nossa)

Existem algumas diferenças no desenvolvimento do adensamento gerado por uma sobrecarga física e seu equivalente a vácuo. Ao aplicar força de sucção no solo ao invés de um carregamento físico, a trajetória de tensões se mantém na Zona passiva ao longo dos pontos AD da Figura 19, ao contrário do que ocorre na trajetória ABC (Figura 19), induzida pela sobrecarga física. Segundo Chai et al. (2005), a pressão isotrópica do vácuo tende a gerar deformações horizontais para dentro com aproximação dos grãos e recalques menores que os provocados por um carregamento físico vertical.

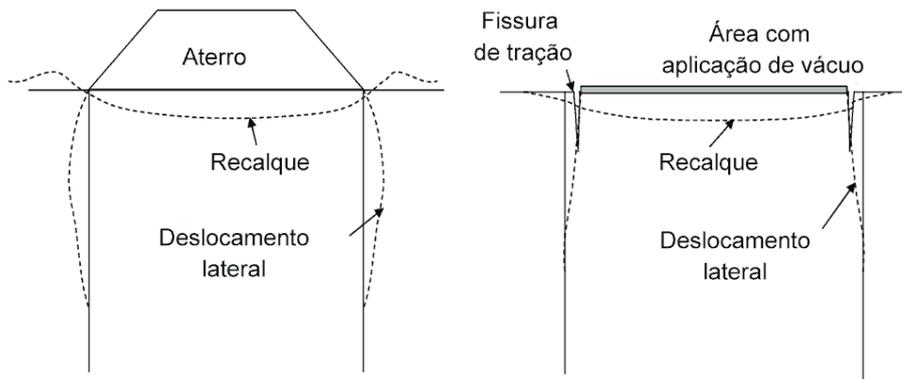
Figura 19. Trajetória de tensões de pré-carregamento com sobrecarga de aterro (ABC) e com vácuo (AD)



Fonte: Masse et al. (2001, p. 10, tradução nossa)

As Figuras 19 e 20 explicam as fissuras de tração que em alguns casos se desenvolvem ao redor das áreas pressionadas exclusivamente por vácuo.

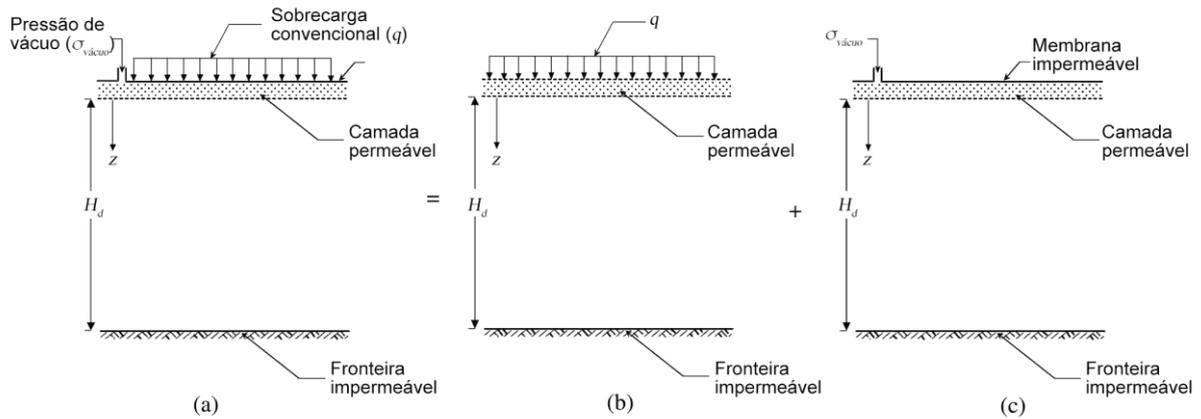
Figura 20. Movimento do solo sob carregamento de aterro e de vácuo



Fonte: Chai et al. (2005, paginação irregular, tradução nossa)

A teoria de adensamento vertical a vácuo foi apresentada por Mohamedelhassan e Shang (2002), baseada na sobreposição dos efeitos de sobrecarga física e virtual, ilustrada na Figura 21.

Figura 21. Esquema de (a) carregamento por sobrecarga e a vácuo somados; (b) carregamento por sobrecarga; e (c) carregamento por vácuo



Fonte: Mohamedelhassan e Shang (2002, p. 1127, tradução nossa)

Os autores partiram da teoria do adensamento de Terzaghi e da hipótese de que os parâmetros de adensamento do solo são idênticos para sobrecarga física e a vácuo, a qual foi verificada nos ensaios de laboratório realizados. As isócronas geradas por sobrecarga convencional e a vácuo resultam, respectivamente, em:

$$\Delta u_{sc}(z, t) = q \cdot \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \text{sen} \left(\frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 \cdot T_v}$$

ou (22)

$$\Delta u_{sc}(z, t) = q(1 - U_z)$$

$$\Delta u_{v\u00e1cuo}(z, t) = \sigma_{v\u00e1cuo} \cdot \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \text{sen} \left(\frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 \cdot T_v} \right\}$$

ou (23)

$$\Delta u_{v\u00e1cuo}(z, t) = \sigma_{v\u00e1cuo} \cdot U_z$$

nas quais:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

Δu_{sc} excesso de poropress\u00e3o gerada por sobrecarga convencional

q sobrecarga convencional

- $\Delta u_{v\u00e1cuo}$ excesso de poropress\u00e3o gerada por sobrecarga a v\u00e1cuo
- $\sigma_{v\u00e1cuo}$ press\u00e3o de v\u00e1cuo efetivamente aplicada no solo ($\sigma_{v\u00e1cuo} < 0$, por conven\u00e7\u00e3o)

Portanto, a soma das equa\u00e7\u00f5es (22) e (23) resulta no excesso de poropress\u00e3o gerado por sobrecarga convencional e a v\u00e1cuo combinadas:

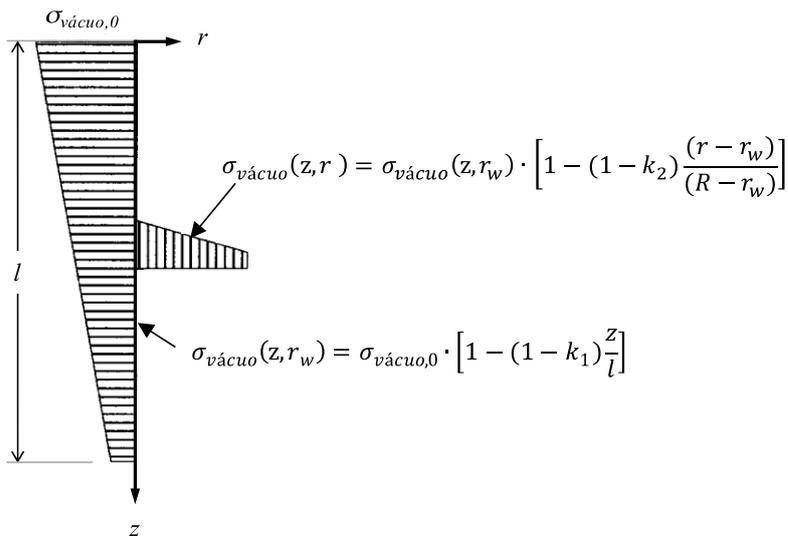
$$\Delta u(z, t) = \sigma_{v\u00e1cuo} + (q - \sigma_{v\u00e1cuo}) \cdot \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \text{sen} \left(\frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 \cdot T_v} \right\}$$

ou (24)

$$\Delta u(z, t) = \sigma_{v\u00e1cuo} + (q - \sigma_{v\u00e1cuo}) \cdot U_z$$

Indraratna et al. (2005a) tamb\u00e9m adotaram a sobreposi\u00e7\u00e3o dos efeitos ilustrada na Figura 21 para descrever o adensamento radial a v\u00e1cuo. Sua teoria parte do adensamento radial descrito por Barron (1948) e Hansbo (1979) e assume uma distribui\u00e7\u00e3o da press\u00e3o do v\u00e1cuo conforme apresentado na Figura 22, na qual a perda de v\u00e1cuo vertical e radial \u00e9 descrita pelos fatores k_1 e k_2 , respectivamente.

Figura 22. Distribui\u00e7\u00e3o da press\u00e3o de v\u00e1cuo



Fonte: Adaptado de Indraratna et al. (2005, p. 116, tradu\u00e7\u00e3o nossa)

Essa distribui\u00e7\u00e3o de v\u00e1cuo foi assumida porque seus estudos em laborat\u00f3rio, com equipamento oedom\u00e9trico de grandes dimens\u00f5es e dreno vertical, indicaram uma

perda de vácuo de até 25% em 1 m de dreno, do topo à base do corpo de prova. Dados de obra, como os apresentados por Choa (1989), corroboram a hipótese de que há redução da pressão de vácuo em profundidade no campo. Logo, o excesso de poropressão gerado no adensamento radial com sobrecarga convencional e a vácuo combinadas é equivalente a:⁸

$$\Delta u = \sigma_{v\u00e1cuo,0} \cdot G(n) + [q - \sigma_{v\u00e1cuo,0} \cdot G(n)] \cdot \exp\left(\frac{8 \cdot T_h}{F(n) + F_s + F_r}\right)$$

ou

(25)

$$\Delta u = \sigma_{v\u00e1cuo,0} \cdot G(n) + [q - \sigma_{v\u00e1cuo,0} \cdot G(n)] \cdot U_h$$

na qual:

$$G(n) = \frac{(1 + k_1)[n(1 + 2k_2) + (2 + 2k_2)]}{6(n + 1)}$$
(26)

$G(n)$ eficiência do carregamento a vácuo

$\sigma_{v\u00e1cuo,0}$ pressão de vácuo efetivamente aplicada no topo do dreno vertical

k_1 fator de redução do vácuo na direção vertical

k_2 fator de redução do vácuo na direção radial

Para aferir a distribuição de vácuo no campo, Indraratna et al. (2005a) utilizaram dados de obra para comparar sua teoria de adensamento radial com vácuo em quatro casos definidos a partir de conjuntos de pares dos fatores k_1 e k_2 :

- Caso A: pressão de vácuo constante nas duas direções ($k_1 = k_2 = 1$);
- Caso B: pressão de vácuo constante ao longo do dreno vertical e linearmente variável até 0 na direção radial ($k_1 = 1, k_2 = 0$);
- Caso C: pressão de vácuo constante na direção radial e linearmente variável até 0 ao longo do dreno vertical ($k_1 = 0, k_2 = 1$); e
- Caso D: pressão de vácuo linearmente variável até 0 nas direções vertical e radial ($k_1 = k_2 = 0$).

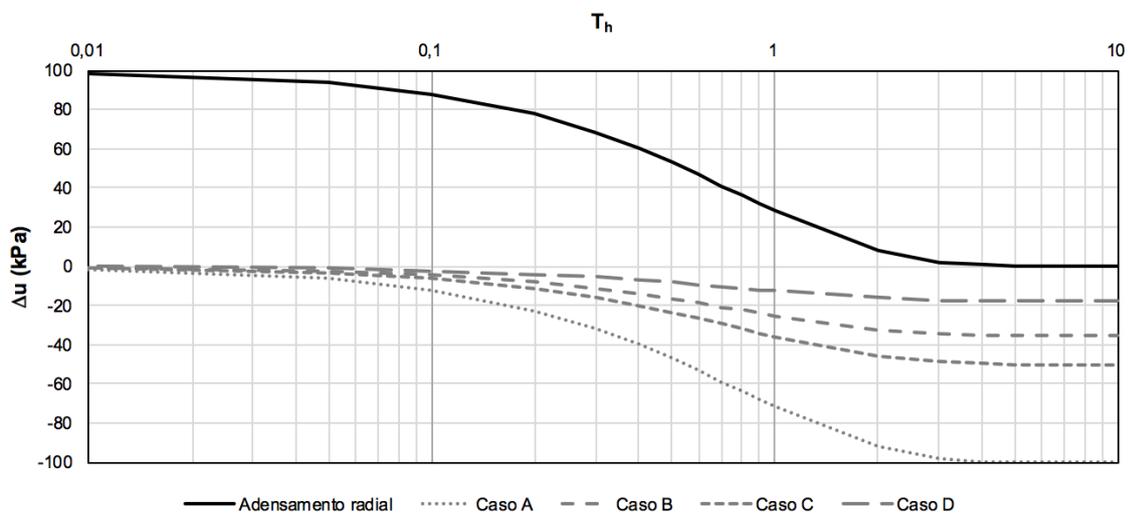
O caso que mais se aproximou dos dados medidos em campo foi o C, no qual a pressão de vácuo é adotada constante na direção radial e linearmente variável até 0

⁸ As equações da teoria de adensamento radial com vácuo foram adaptadas de forma que a pressão de vácuo seja negativa, análogo ao apresentado na teoria de adensamento vertical com vácuo.

ao longo do dreno vertical ($k_1 = 0$, $k_2 = 1$, portanto $G(n)=0,5$). No Caso A a pressão de vácuo é adotada constante nas direções radial e vertical, portanto $G(n)=1,0$.

Na Figura 23 abaixo é possível observar a dissipação do excesso de poropressão para os quatro casos de adensamento radial a vácuo estudados por Indraratna et al. (2005a) e também para o adensamento radial. Foram utilizadas as equações (15) e (25) com sobrecarga convencional e a vácuo análogas em módulo (100 kPa), $d_w=0,067m$, $k_h/k_s=3$, $d_s/d_w=8$ e $Fr=0$. Nota-se que a eficiência do carregamento a vácuo ($G(n)$) determina diretamente a parcela da pressão negativa remanescente ao final do processo de adensamento a vácuo e, por conseguinte, a diferença de poropressão dissipada ao longo do processo.

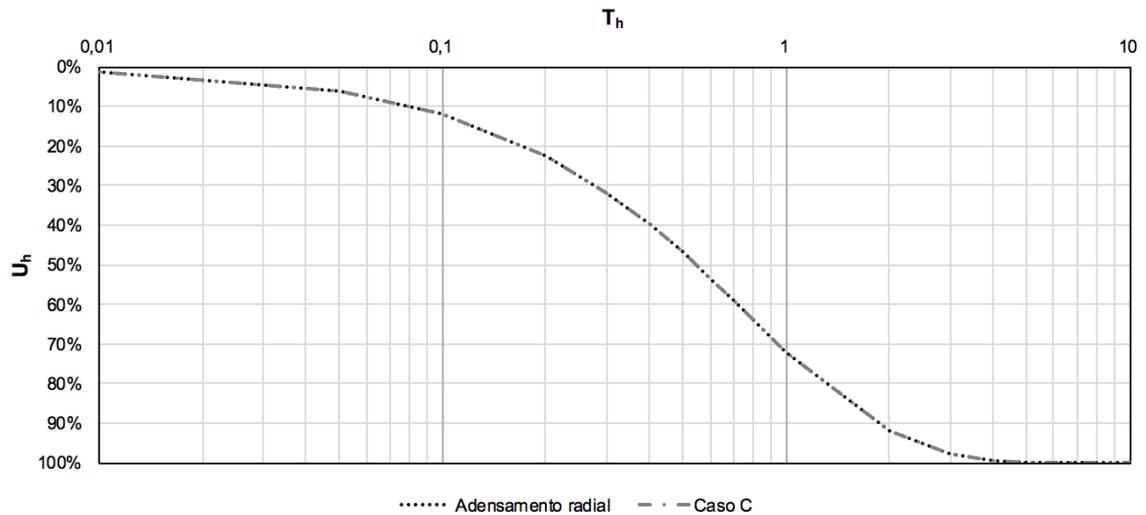
Figura 23. Dissipação do excesso de poropressão para o adensamento radial convencional e os quatro casos de adensamento radial com vácuo



Fonte: o autor

Apesar da diferença no montante de poropressão dissipado no solo entre os casos avaliados, a taxa de adensamento radial com vácuo, expressa pela relação $U_h \times T_h$, é análoga ao adensamento radial convencional. Essa afirmação pode ser observada na Figura 24.

Figura 24. Evolução do grau de adensamento para teoria do adensamento radial convencional e adensamento radial com vácuo

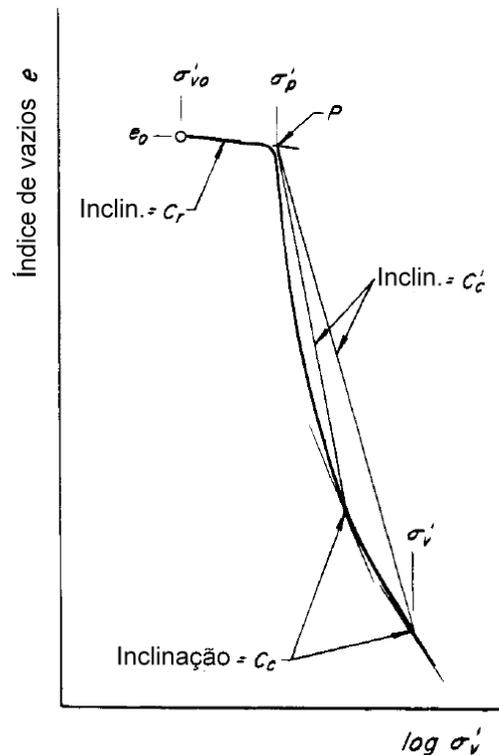


Fonte: o autor

2.1.4 Cálculo da compressibilidade de solos moles argilosos

Para fins de previsão do recalque de um aterro sobre solo mole, a apresentação do cálculo da deformação das argilas saturadas será feita pela sua formulação e representação clássicas em escalas logarítmicas, tendo a deformação sido determinada em ensaio de adensamento com amostras indeformadas em laboratório. As deformações primárias podem ser observadas em função do logarítmico da pressão aplicada na Figura 25 e as deformações secundárias podem ser observadas em função do logaritmo do tempo na Figura 26.

Figura 25. Resultados ensaio de adensamento em laboratório



Fonte: Terzaghi, Peck e Mesri (1996, p. 108, tradução nossa)

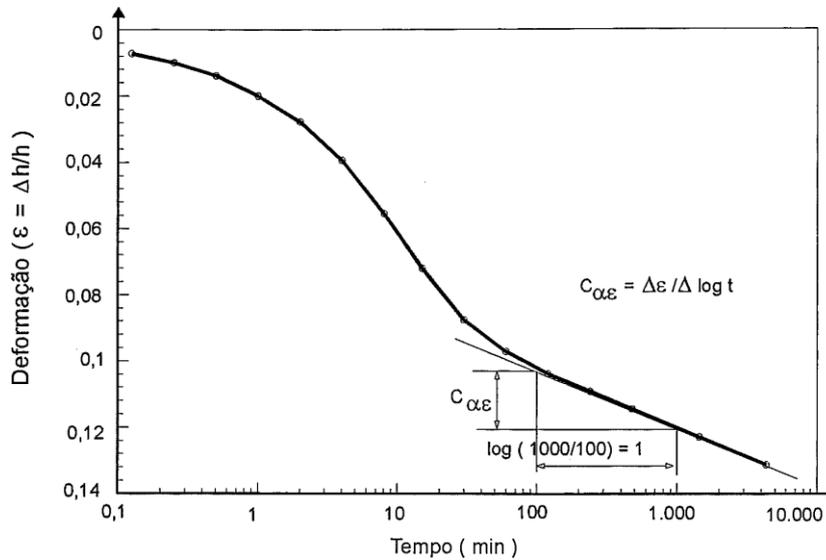
A partir das Figuras 25 e 26, é fácil mostrar que o cálculo dos recalques primário e secundário pode ser feito por meio da expressão (27).

$$\rho = \left(\frac{H}{1 + e_0} \right) \cdot \left[C_r \cdot \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_i} \right) + C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] + C_{\alpha\varepsilon} \cdot H \cdot \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (27)$$

na qual:

- k_h espessura da camada compressível
- C_c índice de compressão
- C_r índice de recompressão
- σ'_p tensão de pré-adensamento
- σ'_i tensão efetiva inicial
- σ'_f tensão efetiva final, imposta pelo aterro
- $C_{\alpha\varepsilon}$ coeficiente do recalque secundário em termos da deformação específica
- t tempo qualquer, maior que t_p
- t_p tempo correspondente ao final do adensamento primário

Figura 26. Exemplo de ensaio de adensamento com observação e definição do coeficiente do recalque secundário em termos da deformação específica



Fonte: Pinto (2006, p. 222)

Para a determinação de $C_{\alpha\varepsilon}$ é necessário analisar a curva de deformações $\Delta\varepsilon = \Delta H/H_0$, medida no ensaio de laboratório pelo logaritmo do tempo em busca do trecho retilíneo após o fim do adensamento primário, conforme o exemplo da Figura 26. O coeficiente do recalque secundário pode ser definido em função da deformação específica e da variação do índice de vazios, e a equação (28) indica a relação entre esses dois conceitos. No Quadro 3 são apresentados valores usuais de $C_{\alpha\varepsilon}$, padronizados para o período de uma década.

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_0} \tag{28}$$

na qual:

$C_{\alpha e}$ coeficiente do recalque secundário em função do índice de vazios

Quadro 3. Valores típicos para a taxa de recalque secundário

Tipos de solo	$C_{\alpha\varepsilon}$
Argilas normalmente adensadas	0,005 a 0,02
Solos muito plásticos; solos orgânicos	0,03 ou maior
Solos sobreadensados com OCR > 2	Inferior a 0,001

O recalque secundário sempre foi tema de discussão na Engenharia Geotécnica. É de ampla aceitação que esse tipo de recalque ocorre principalmente ao fim do adensamento primário e sem que seja notada dissipação de poropressão, portanto sem variação da tensão efetiva. Assim, a compressão secundária é uma propriedade de fluência dos solos moles. Segundo a interpretação física clássica da equação (27), por meio dos coeficientes angulares das curvas experimentais, considera-se que o recalque secundário ocorre após o fim do adensamento primário e, por considerar um coeficiente angular constante entre as deformações e a escala logarítmica do tempo, também se considera que não há limite para as deformações de fluência no tempo. Pelo modelo reológico de Taylor e Merchant (1940), por exemplo, é possível calcular o recalque secundário ocorrendo concomitantemente com o adensamento primário, o que condiz mais com a realidade. Barden (1968) e Futai (2010) também formularam modelos reológicos que permitem estimar os recalques primário e secundário ocorrendo concomitantemente. Bjerrum (1973) apresentou, em termos físico-químicos, a explicação mais plausível para esse tipo de deformação lenta. Essa interpretação parte da diferença entre o comportamento do fluido nos contatos das partículas de solo por meio de suas camadas duplas, que possuem comportamento “viscoso” e, por isso, lento.

Segundo Aguiar (2008), existem quatro grupos de mecanismos propostos para explicar a compressão secundária:

- o mesmo que o da compressão primária (LADD, 1973; MERSI; GODLEWSKI, 1977; MESRI; CASTRO, 1987, apud AGUIAR, 2008);
- mecanismo baseado na viscosidade estrutural devido à viscosidade da água adsorvida (TAYLOR; MERCHANT, 1940; TERZAGHI, 1941; TAYLOR, 1942; LEONARDS; ALTSCHAEFFL, 1964, apud AGUIAR, 2008);
- mecanismo da teoria dos processos cinéticos (MITCHELL, 1964; KAVAZANJIAN; MITCHEL, 1984; MARTINS; LACERDA, 1985, apud AGUIAR, 2008); e

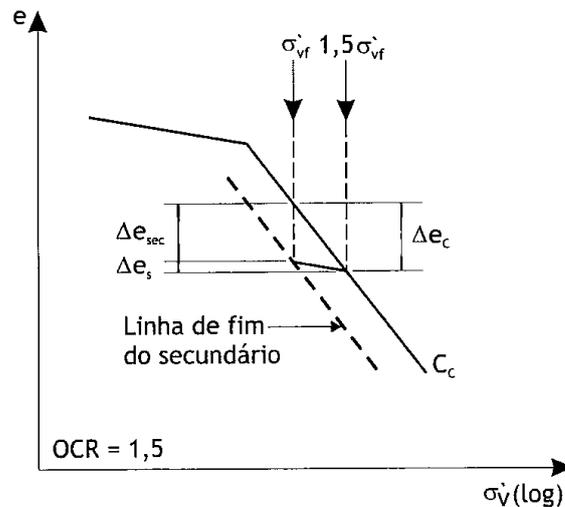
⁹ LADD, C. C. Strength and Compressibility of Saturated Clays. In: Pan American Soils Course, Universidade Católica Andrés Bello. **Proceedings...** Caracas, 1967.

- mecanismo baseado na existência de microporos e macroporos (DEJONG; VERRUIJT, 1965, apud AGUIAR, 2008).

Recentemente, Martins (2005) apresentou uma formulação empírica com base nos conceitos desenvolvidos por Taylor (1942) e depois por Bjerrum (1967), com a interpretação de linhas paralelas à compressão virgem para o fenômeno da compressão secundária. Essas linhas paralelas correspondem a diferentes razões de sobreadensamento do solo e, baseado em evidências de laboratório sobre a argila de Sarapuí (RJ), Martins (2005) propõe que o recalque máximo por compressão secundária é aquele correspondente à variação de deformação vertical da condição de fim do primário ($OCR = 1$) para a região de equilíbrio indiferente, com OCR_f igual a 2 a partir do fim do primário (ou OCR_f igual a 1,5 a partir da linha de 24 horas). Essa abordagem do Grupo de Reologia da Coppe/UFRJ teve início a partir de Martins e Lacerda (1985), notando que existe uma linha no plano $e-\log \sigma'_v$ paralela à linha de final do adensamento primário, associada a um OCR gerado em laboratório aproximadamente igual a 2, abaixo da qual a compressão secundária não ocorre. Essa linha é chamada de linha de final do adensamento secundário. Segundo Almeida e Marques (2010), essa condição pode ser associada ao cálculo de recalque por adensamento primário, admitindo-se compressão até uma vez e meia a tensão vertical final do carregamento ($1,5 \cdot \sigma'_{vf}$) seguido de descarregamento até σ'_{vf} (Figura 27). A expressão **(29)** determina a magnitude do recalque secundário segundo essa abordagem.

$$\frac{\Delta \rho_{sec}}{H} = \left(1 - \frac{C_r}{C_c}\right) \cdot CR \cdot \log(OCR_f) \quad (29)$$

Figura 27. Construção da linha de fim do secundário (MARTINS, 2005)



Fonte: Almeida e Marques (2010, p. 95)

O recalque secundário é apresentado brevemente nesta revisão bibliográfica com o objetivo de destacar: (1) que o recalque secundário ocorre concomitantemente ao recalque por adensamento primário; e (2) a complexidade do comportamento dos solos argilosos saturados até a escala microscópica, do contato das suas minúsculas partículas, em função da “viscosidade” desenvolvida por reações físico-químicas, que só pode ser aferido na prática ao longo de dezenas de anos, dependendo do coeficiente de adensamento do solo.

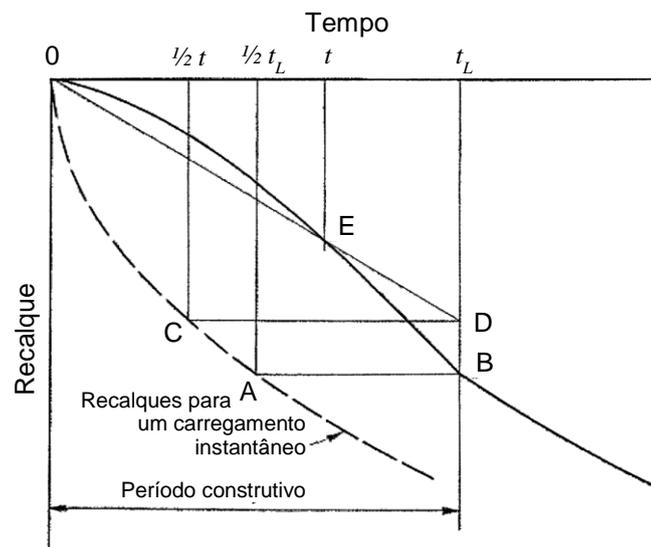
No Estudo de Caso, apresentado no Capítulo 4, a instrumentação geotécnica mediou os recalques das seções instrumentadas durante 18 a 20 meses, tempo insuficiente para análise aprofundada do adensamento secundário do solo estudado.

2.1.5 Recalques sob carregamentos variáveis

A construção de um aterro, por meio dos métodos atuais de terraplenagem, impõe um carregamento variável com o tempo sobre o terreno. Sabendo que a construção de aterros sobre solo mole é uma atividade não instantânea, Terzaghi e Fröhlich (1939) apresentaram uma formulação geométrica para estimar o recalque em um instante qualquer, conhecido o tempo de construção do aterro. Essa abordagem para o cálculo do recalque a partir de um carregamento não instantâneo foi posteriormente abordada

por Gilboy (1936,¹⁰ apud TAYLOR, 1942), e a Figura 28 apresenta a formulação divulgada em Taylor (1942).

Figura 28. Método gráfico melhorado divulgado por Gilboy (1936, apud TAYLOR, 1942) para determinar o recalque com o tempo a partir da curva de recalque com carregamento instantâneo



Fonte: Taylor (1942, p. 38, tradução nossa)

Atualmente, é possível realizar cálculos computadorizados de recalques por adensamento nos quais a modelagem numérica empregada é capaz de variar o carregamento ao longo do tempo.

2.1.6 Submersão do aterro e cota fixa

Outra dificuldade na estimativa do recalque final diz respeito à submersão de parcela significativa do aterro no lençol freático existente. Essa submersão faz que parte da espessura do aterro carregue o solo compressível proporcionalmente ao seu peso específico submerso (γ'), enquanto outra parcela, superior, fornecerá carregamento proporcional ao seu peso específico natural (γ). Neste caso, calcula-se primeiro o recalque gerado por todo o aterro acima do nível da água. O aterro é dividido entre a espessura submersa, igual ao recalque calculado anteriormente, no caso de nível de água superficial, e a espessura acima do nível freático. Em seguida, calcula-se

¹⁰ GILBOY, G. Improved Soil Testing Methods. **Engineering News Record**, 1936, p. 732-734.

novamente o recalque considerando que o aterro possui as espessuras submersa e não submersa calculadas anteriormente, e assim sucessivamente e de forma iterativa, até que os resultados convirjam conforme o critério adotado. Nota-se que a influência da submersão do aterro depende diretamente do nível freático no local analisado.

Assim como o efeito da submersão do aterro, outro problema prático que impõe o uso de cálculos iterativos para a determinação do recalque final é a necessidade de se manter uma cota fixa ao final da construção de um aterro. O caso prático mais comum é aquele em que o aterro deve ser construído até uma cota fixa conhecida como greide de projeto, então os recalques devem ocorrer até que a superfície se estabilize nessa cota projetada. Como o recalque depende da altura de aterro projetada e, para se manter uma cota fixa, o aterro projetado depende do recalque, o cálculo novamente se torna iterativo. Detalhes desses procedimentos de cálculo iterativo podem ser consultados em Marques (2010).

De forma análoga à variação do carregamento no tempo, existem hoje *softwares* capazes de incorporar a submersão do aterro e cota fixa nos cálculos computadorizados de recalques por adensamento.

2.2 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PERTINENTES

No item anterior foram abordados os modelos matemáticos desenvolvidos para representar o comportamento de um solo natural argiloso saturado quando carregado pela construção de um aterro. No presente item serão abordados os meios para a obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários para fazer as previsões de engenharia de compressibilidade (recalques) e de seu tempo de desenvolvimento.

Os ensaios geotécnicos são tipicamente divididos em ensaios de laboratório e de campo (ou ensaios *in situ*). Ambos apresentam vantagens e desvantagens para a obtenção de parâmetros geotécnicos de boa qualidade. Em laboratório, as condições de contorno são bem definidas e controladas, assim como as condições de drenagem e as trajetórias de tensões são bem definidas, e a natureza do solo é identificável por análise tátil-visual. No entanto, as amostras de solo sofrem considerável amolgamento e depreciação das suas propriedades no processo de extração e transporte do campo para o laboratório. Além disso, os volumes de solos ensaiados em laboratório

costumam ser menores que os volumes de solos envolvidos nos ensaios de campo. O Quadro 4 de Lunne et al. (1997, apud SCHNAID, 2012) destaca os ensaios *in situ* disponíveis para obter propriedades geotécnicas.

Quadro 4. Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

Grupo	Equipamento	Identificação			Parâmetros									
		Tipo solo	Perfil		u	φ'	S_u	D_r	m_v	C_v	K	G_0	σ_h	OCR
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
Pressiômetro	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Legenda dos parâmetros:

u Poropressão *in situ*

φ' Ângulo de atrito efetivo

S_u Resistência não drenada

C_v Coeficiente de adensamento

k Coeficiente de permeabilidade

D_r Densidade relativa

m_v Módulo de variação volumétrica

G_0 Módulo cisalhante a pequenas deformações

σ_h Tensão horizontal

OCR Razão de sobreadensamento

σ - ε Relação tensão-deformação

Fonte: Lunne et al. (1997,¹¹ apud SCHNAID, 2012, p. 16, tradução nossa)

¹¹ LUNNE, T. ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Blackie Academic & Professional, 1997.

Os ensaios em laboratório, incluindo as operações de amostragem e transporte, consomem mais tempo e, conseqüentemente, mais recursos financeiros que os ensaios *in situ*. Por outro lado, os ensaios de campo analisam o solo em seu ambiente natural, com medidas contínuas com a profundidade, investigando um volume de solo usualmente maior que o dos ensaios de laboratório. No entanto, as condições de contorno são usualmente indefinidas, assim como as condições de drenagem e o grau de perturbação do volume de solo ensaiado. As tensões atuantes são diferentes das que prevalecerão com as obras. Além disso, a natureza do solo não é usualmente identificada por análise tátil-visual em ensaios de campo, com exceção do ensaio de SPT (*Standard Penetration Test*, sondagem à percussão). O Quadro 5 apresenta um resumo dos ensaios geotécnicos de campo e laboratório usuais para projetos de aterros sobre solos moles, incluindo ensaios de resistência.

Quadro 5. Ensaios geotécnicos usuais em obras de aterros sobre solos moles

Ensaio	Tipo de ensaio	Parâmetros	Objetivo do ensaio e/ou parâmetros
Caracterização completa	Laboratório	Índices físicos	Caracterização geral; interpretação dos demais ensaios
Palheta (<i>Vane Test</i>)	Campo	C_u, S_t	Cálculos de estabilidade e estimativa de σ'_p
Triaxial UU	Laboratório	C_u	Cálculo de estabilidade (C_u afetado pelo amolgamento)
Triaxial CU	Laboratório	C_u, c', φ', E_u	Cálculos de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D MEF (Método dos Elementos Finitos)
Adensamento	Laboratório	C_c, C_r, σ'_p, c_v	Cálculos de recalques e de recalques em função do tempo
Piezocone (CPTU)	Campo	$c_h (c_v), \sigma'_p, C_u$	Estratigrafia (lentes); cálculos de recalques em função do tempo

Triaxial UU (Unconsolidated, Undrained) – Ensaio triaxial não adensado e não drenado

Triaxial CU (Consolidated, Undrained) – Ensaio triaxial adensado e não drenado

C_u Resistência não drenada

c' Coesão aparente

φ' Ângulo de atrito

E_u Módulo de elasticidade

Fonte: adaptado de Almeida e Marques (2014, paginação irregular)

2.2.1 Ensaio de adensamento em laboratório

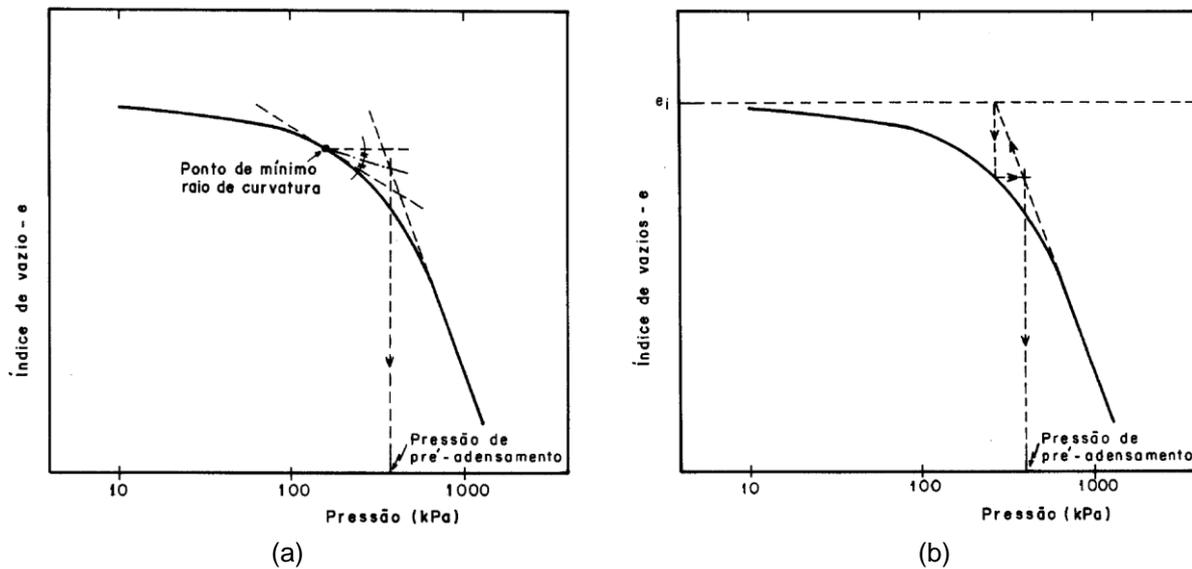
Um dos objetivos de levar amostras indeformadas ao laboratório é evidente por meio da expressão (7), na qual é indicado que o Fator Tempo é inversamente proporcional ao quadrado da distância de drenagem. Assim, em laboratório, é possível impor a condição de adensamento unidimensional com uma distância de drenagem igual à altura do corpo de prova, portanto muito inferior à distância de drenagem real em campo. Uma vez no laboratório, as amostras são submetidas aos ensaios de caracterização completa de solos, para determinação de sua umidade natural, limites de Atterberg, densidades naturais e dos grãos para o cálculo do índice de vazios e demais propriedades índice dos solos, visando à sua caracterização e identificação perante suas propriedades de engenharia.

Os parâmetros de compressibilidade são tradicionalmente obtidos pelo ensaio de adensamento em laboratório, especificado pela norma brasileira ABNT NBR 12007 MB-3336 (ABNT, 1990) e pela norma norte-americana ASTM D2435 (ASTM, 2003). A partir desse ensaio, são obtidos os parâmetros C_c , C_r , σ'_p e c_v , previamente apresentados.

Por meio da curva de tensão-deformação resultante do ensaio de adensamento é determinada a pressão de pré-adensamento da amostra ensaiada. Essa pressão também pode ser chamada de tensão de escoamento (σ'_{vy}). A pressão de pré-adensamento é visível graficamente pela inflexão na curva de tensão-deformação, a partir da qual a amostra de solo entra em compressão virgem, e não mais em recompressão. Os recalques de compressão virgem são muito maiores que os de recompressão, e a pressão de pré-adensamento distingue essas duas fases, segundo a equação (27).

Entretanto, a definição desse tipo de tensão não é objetiva e única. De acordo com o item 5.6 da norma brasileira ABNT NBR 12007 MB-3336 (ABNT, 1990), a tensão de pré-adensamento de um solo pode ser determinada pelos métodos propostos por Arthur Casagrande em 1936 (CASAGRANDE, 1936) e por Pacheco Silva (SILVA, 1970). A Figura 29 apresenta a forma de obtenção da tensão de pré-adensamento por ambos os métodos.

Figura 29. Métodos para a determinação da tensão de pré-adensamento: (a) Casagrande; e (b) Pacheco Silva



Fonte: ABNT (1990, p. 10-11)

Nota-se que o método de Casagrande (1936) depende da escala gráfica adotada para a análise, o que não ocorre com o método de Silva (1970, apud PINTO, 1992).

A perturbação da amostra de solo durante seu processo de coleta e transporte para o laboratório é tão significativa que, em muitos casos, pode tornar inutilizáveis os resultados do ensaio. Diversos pesquisadores se empenharam no estudo dos efeitos da perturbação (ou amolgamento) das amostras de solo mole e também de como mitigar a sua ocorrência.

Inicialmente, Rutledge (1944) resumiu os efeitos gerais da perturbação de amostras para ensaios de adensamento em laboratório:

- i. A perturbação da amostra causa uma redução no índice de vazios em qualquer carregamento.
- ii. A perturbação da amostra camufla o histórico de tensões e sua tensão de pré-adensamento.
- iii. A porção reta da linha de compressão nas argilas completamente amolgadas é deslocada para baixo da curva de compressão virgem em laboratório, e a sua inclinação – a taxa de redução do índice de vazios com a progressão dos carregamentos efetivos – é menor.

Uma consideração importante feita por Schmertmann (1955), com base em seus experimentos (considerações empíricas), aponta que a perturbação das amostras não costuma afetar sua curva de recompressão. Ele também abriu caminho para a análise da perturbação das amostras com a observação do *Void-Ratio-Reduction Pattern* (Δe), a redução do índice de vazios entre sua situação *in situ* e a interseção da curva do ensaio. Essa variação do índice de vazios também foi analisada por Lunne et al. (1997) e Coutinho et al. (1998) para determinar intervalos que indiquem um parâmetro qualitativo da amostra, ilustrados nas Tabela 1 e Tabela 2 abaixo.

Tabela 1. Critério de perturbação das amostras de Lunne et al. (1997)

Razão de sobreadensamento	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1-2	< 0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	> 0,14
2-4	< 0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	> 0,10

Multiplique $\Delta e/e_0$ por $e_0/(1+e_0)$ para obter o critério em termos de ε_v .

Fonte: Lunne et al. (1997, p. 96, tradução nossa)

Tabela 2. Qualidade de amostras para o depósito de SESI-Ibura de Coutinho et al. (1998)

Camada	OCR	ε_v					
		Muito boa a excelente	Boa	Regular	Transição regular a pobre	Pobre	Muito pobre
1	1-2	< 0,032	0,032-0,044	0,044-0,056	0,056-0,084	0,084-0,112	> 0,112
	2-4	< 0,024	0,024-0,032	0,032-0,040	0,040-0,060	0,060-0,080	> 0,080
2	1-2	< 0,027	0,027-0,038	0,038-0,048	0,048-0,072	0,072-0,095	> 0,095
	2-4	< 0,020	0,020-0,027	0,027-0,034	0,034-0,051	0,051-0,068	> 0,068

Fonte: Coutinho et al. (1998, p. 96)

Segundo Lunne et al. (1997), os índices $\Delta e/e_0$ e ε_v são utilizados nos critérios de qualidade da amostragem e devem ser próximos a zero na situação ideal. Além disso, conceitualmente o $\Delta e/e_0$ indica a variação no volume dos poros em relação ao volume inicial dos poros, enquanto ε_v representa a variação no volume dos poros dividida pelo volume inicial total.

Futai (2010) apresentou uma proposta de avaliação da qualidade das amostras baseada em conceitos de curva de compressão normalizada, em vez de nos índices citados por Lunne et al. (1997). A curva é obtida por meio de dois conceitos normalizados. O índice ID (equação **(30)**) é a razão entre a tensão atuante (σ'_v) e a tensão de escoamento (σ'_{vy}), a partir da qual o solo terá uma resposta normalmente adensada, fortemente dependente da sua estrutura, pois, à medida que as tensões são impostas, o solo sofre quebra de eventuais cimentações (rupturas locais), rearranjo das partículas e variação da distribuição e/ou tamanho dos poros. Quando $ID < 1$, o solo está sobreadensado em relação ao seu histórico de tensões, no caso de solo sedimentares. O segundo conceito normalizado é a deformação volumétrica normalizada (ε_{vN}), indicado na equação **(31)**, também com notação em relação à tensão de escoamento. A deformação volumétrica normalizada é limitada entre 0 e 1.

$$ID = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vy}} \quad (30)$$

na qual:

σ'_v tensão atuante

σ'_{vy} tensão de escoamento

$$\varepsilon_{vN} = \frac{e_y - e}{e_y} \quad (31)$$

na qual:

e_y índice de vazios no escoamento

Na Tabela 3 é apresentada a aplicação do critério em relação às amostras (i) completamente amolgadas, (ii) de má qualidade e (iii) de boa qualidade, e na Tabela 4 é apresentado o critério de amostras de boa qualidade para valores de ID 3 e 10.

Tabela 3. Aplicação do critério de Futai (2010) para diferentes qualidades de amostras

Local e referência	Qualidade	$\frac{e_y - e}{e_y}$ para ID = 3	$\frac{e_y - e}{e_y}$ para ID = 10
Recife (FERREIRA; COUTINHO, 1988)	Completamente amolgada	0,07	0,20
	Má qualidade	0,12	0,31
	Boa qualidade	0,25	-
Rio de Janeiro (FERREIRA; COUTINHO, 1988)	Completamente amolgada	0,10	0,30
	Má qualidade	0,16	0,37
	Boa qualidade	0,25	0,50

Fonte: Futai (2010, p. 16)

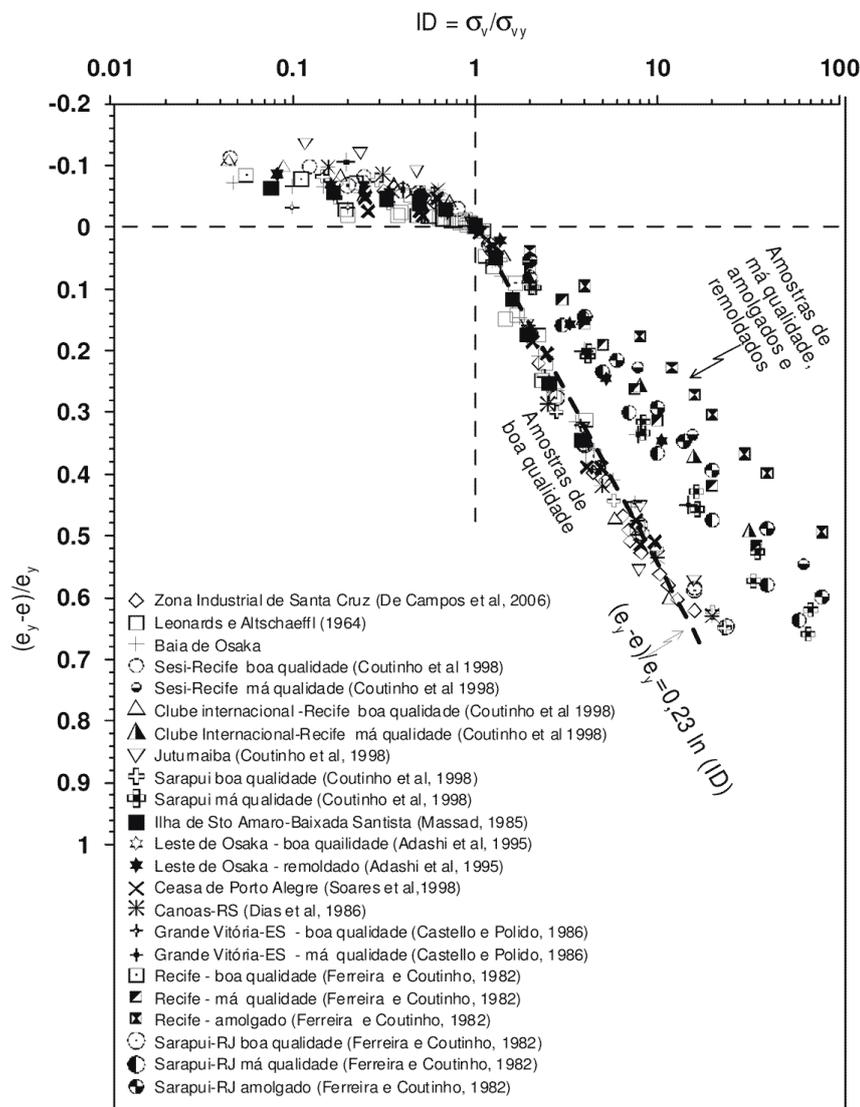
Tabela 4. Critério para amostras de boa qualidade segundo Futai (2010)

ID	ε_{yN}
3	$0,22 < \frac{e_y - e}{e_y} < 0,32$
10	$0,48 < \frac{e_y - e}{e_y} < 0,58$

Fonte: Futai (2010, p. 16)

Na Figura 30 são indicados os resultados de ensaios de adensamento em laboratório realizados com amostras de boa e má qualidade conduzidos por diversos pesquisadores. As amostras de boa qualidade situam-se sobre a equação indicada na referida figura, para $ID > 1$. Segundo a proposta, a qualidade das amostras pode ser obtida de forma mais objetiva pelos conceitos normatizados do que pelo critério sugerido por Lunne et al. (1997) e Coutinho et al. (1998).

Figura 30. Curvas de compressão normalizadas de boa e má qualidade segundo proposta de Futai (2010)



Fonte: Futai (2010, p. 15)

Coutinho et al. (1998) analisaram argilas moles brasileiras, de Recife e do Rio de Janeiro, para quantificar os efeitos do amolgamento no resultado dos parâmetros de projeto provenientes desse ensaio. Em ambos os locais foi observado que os valores de índice de compressão (C_c), da tensão de pré-adensamento (σ'_p) e, conseqüentemente, do OCR (*Overconsolidation Ratio*, razão de sobreadensamento) para as amostras de melhor qualidade foram maiores, comparados com os valores das amostras de má qualidade. A relação entre o índice de compressibilidade (C_c) de boa e má qualidade foi de 2,4 vezes e 1,6 vez para as argilas pernambucanas e 1,8 vez para as argilas cariocas. A mesma relação para o OCR foi de 3,6 vezes e 1,8 vez

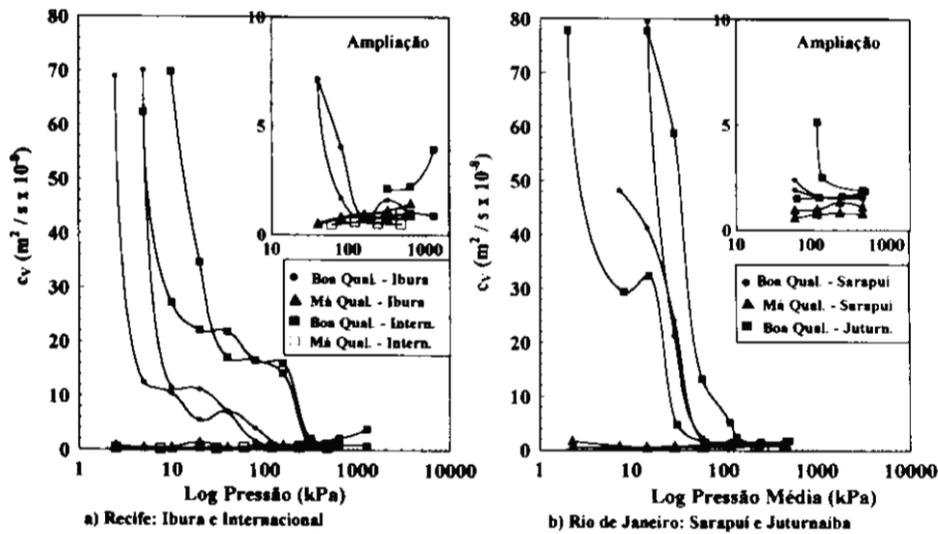
para as argilas pernambucanas e cariocas, respectivamente. No entanto, para o índice de recompressão (C_r), a mesma razão foi menos significativa, sendo diferente da unidade apenas para a primeira camada das argilas pernambucanas ensaiadas e, mesmo nesse caso, a razão foi de 1,2 vez, não sendo significativa nas demais situações e locais de avaliação, o que vai ao encontro da análise dos ensaios de laboratório conduzidos por Schmertmann (1955). Foi apresentado previamente o método de Ladd e DeGroot (2003), que tem como objetivo reduzir as perturbações de amostragem de solo, e Lunne et al. (1997) apresentaram um comparativo da perturbação das amostras conforme diversos modelos de amostradores, os quais, evidentemente, estão em constante processo de desenvolvimento e pesquisa.

A variação do índice de vazios $\Delta e/e_0$ (ou $\Delta \varepsilon/\varepsilon_0$, em deformações volumétricas) indica uma expansão sofrida pela amostra de solo durante sua obtenção, entre sua situação inicial confinada em profundidade no maciço e seu desconfinamento no laboratório, para moldagem do corpo de prova.

O ensaio de adensamento pode ser ineficiente para avaliar o tempo necessário para desenvolvimento dos recalques no campo. Em Massad (1986), a razão entre o coeficiente de adensamento (c_v) medido em ensaios de adensamento no laboratório e os casos de obra foi de dez a vinte vezes menor para os edifícios de Santos e de até surpreendentes cem vezes menor no caso das argilas classificadas SFL (Sedimento Flúvio-Lagunar). Nesse caso, foi considerado o coeficiente de adensamento equivalente da camada toda, entendida como incluindo as lentes e pequenas camadas de areia que a intermeiam (MASSAD; PINTO, 1978).

Durante a quantificação dos efeitos de amolgamento das amostras de solo, Coutinho et al. (1998) notaram as diferenças entre os coeficientes de adensamento observados em ensaios de boa e má qualidade. Para as argilas moles de Recife, a razão entre o coeficiente de adensamento proveniente de amostras de boa qualidade, má qualidade e completamente amolgadas foi de 2,3 vezes, 1,9 vez e 1,0 vez, respectivamente. No caso das argilas moles do Rio de Janeiro, as mesmas razões foram de 1,7, 1,4 e 1,0 vez. Em ambos os casos foram comparados os coeficientes de adensamento na situação de compressão virgem, tal que a perturbação das amostras não parece afetar significativamente o coeficiente de adensamento durante a recompressão, como pode ser observado na Figura 31.

Figura 31. Comparativo entre as curvas de c_v versus $\log \sigma'_a$ para (a) Pernambuco e (b) Rio de Janeiro



Fonte: Coutinho et al. (1998, p. 933)

2.2.2 Ensaio de piezocone em campo

Segundo Schnaid (2009), o ensaio de piezocone em campo foi inicialmente desenvolvido na Holanda no início da década de 1930 (BARENTSEN, 1936), tendo sua técnica sido consolidada na década de 1950 (BEGEMANN, 1963, 1965) e seu uso aumentado significativamente com grandes eventos nas décadas de 1980 e 1990, como ASCE '81 – *Cone Penetration Testing and Experience* e CPT '95 – *International Symposium on Cone Penetration Testing*. Atualmente estão disponíveis publicações com o que há de mais atual em termos de interpretação dos ensaios de piezocone aplicados à Engenharia Geotécnica, como Jamiolkowski et al. (1985, 1988), Lunne et al. (1985, 1997), Meigh (1987), Robertson e Campanella (1988, 1989), Yu (2004), Schnaid (2005, e SCHNAID, 2009) e Lunne (1997b), sendo o último uma referência bibliográfica consolidada sobre o assunto. No Brasil, o ensaio é padronizado pelo Método Brasileiro ABNT NBR MB-3406 específico para CPT (ABNT, 1991) e nos Estados Unidos pela norma ASTM D5778-12 (ASTM, 2012).

O ensaio de piezocone faz uma medida da resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u), por meio da penetração do instrumento com velocidade constante. O ensaio deve ser realizado seguindo as especificações e procedimentos normatizados e utilizando equipamentos padronizados, com área de seção do cone

de 10 cm², ângulo de 60° e impondo velocidade de cravação de 2 cm/s (ABNT, 1991). Notadamente, esse é um bom instrumento para estimar o comportamento do solo e identificar mudanças estratigráficas, como passagens por lentes arenosas ou material turfoso.

Para a determinação do coeficiente de adensamento é realizado um ensaio de dissipação, no qual a penetração do cone é paralisada e a dissipação do excesso de poropressão, causado pela penetração do cone no terreno, é medida ao longo do tempo. Preferencialmente, deve ser medida a dissipação de ao menos 50% do excesso de poropressão (em relação à poropressão hidrostática, u_0) para o cálculo do coeficiente de adensamento, de acordo com a teoria de Houlsby e Teh (1988), como mostra a expressão (32).

$$T^* = \frac{c_h \cdot t}{R^2 \cdot \sqrt{I_r}} \quad (32)$$

na qual:

T^* fator tempo modificado (ver Tabela 5)
 c_h coeficiente de adensamento horizontal
 t tempo
 R raio do cone
 I_r índice de rigidez do solo

$$I_r = \frac{G}{C_u} \quad (33)$$

na qual:

G módulo de cisalhamento (constante elástica)
 C_u resistência não drenada do solo

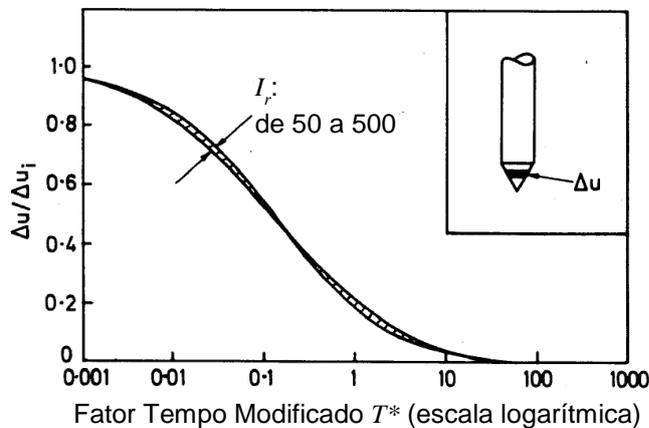
Na Figura 32 é apresentada a dissipação de excesso de poropressão normalizado, e nela pode-se ver que as curvas são satisfatoriamente próximas para um intervalo do índice de rigidez entre 50 e 500. Pela medida do tempo para a dissipação de determinada porcentagem do excesso de poropressão, equivalente ao grau de adensamento, pode-se determinar o Fator Tempo Modificado e calcular o coeficiente de adensamento horizontal do solo *in situ*.

Tabela 5. Fator tempo modificado em função do grau de adensamento e da posição da pedra porosa do equipamento

Grau de adensamento	Localização da pedra porosa				
	Ponta do cone	Face do cone	Ombreira do cone	5 raios acima da ombreira	10 raios acima da ombreira
20%	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30%	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40%	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50%	0,069	0,118	0,245	1,11	1,46
60%	0,154	0,226	0,439	1,65	2,14
70%	0,345	0,463	0,804	2,43	3,24
80%	0,829	1,04	1,60	4,10	5,24

Fonte: Houlsby e Teh (1988, p. 782, tradução nossa)

Figura 32. Gráfico da dissipação do excesso de poropressão versus Fator Tempo Modificado (T^*), em escala logarítmica



Fonte: Houlsby e Teh (1988, p. 782, tradução nossa)

O ensaio mede o coeficiente de adensamento horizontal em condição sobreadensada. Com o aumento da poropressão devido à penetração do cone, a tensão efetiva cai e o solo fica temporariamente sobreadensado. Para converter o coeficiente de adensamento horizontal da condição sobreadensada para a normalmente adensada (NA) usa-se a relação C_r/C_c , conforme a expressão (34). A passagem do coeficiente horizontal para o vertical é apresentada na expressão (35).

$$c_h(NA) = \frac{C_r}{C_c} \cdot c_h(\text{Piezocone}) \quad (34)$$

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h(NA) \quad (35)$$

Os ensaios de piezocone se tornaram prática comum da geotecnia nacional, devido às suas vantagens de realização, aliadas à disponibilidade de empresas e centros de tecnologia que oferecem esse tipo de ensaio em caráter rotineiro e com qualidade adequada.

2.3 LIMITAÇÕES DA ANÁLISE CONVENCIONAL DE RECALQUES POR ADENSAMENTO

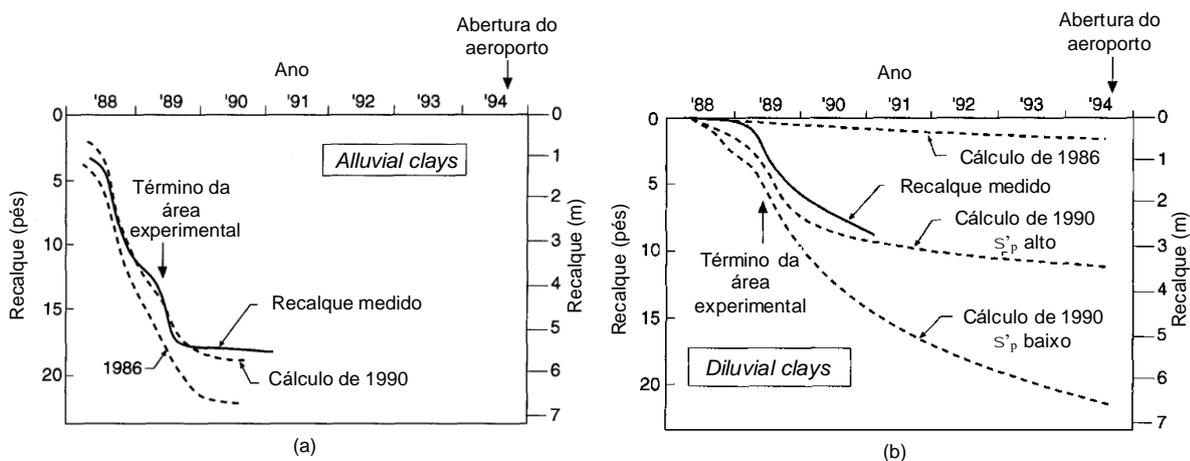
Na vigésima sétima palestra Terzaghi, Duncan (1993) discutiu algumas limitações da análise tradicional de recalques por adensamento. As discussões foram embasadas em dois estudos de caso, apresentados e discutidos na palestra: a Bay Farm Island, em São Francisco (Estados Unidos), e o Aeroporto Internacional de Kansai, em Osaka (Japão). Segundo Duncan (1993), as dificuldades para estimar recalques por adensamento e seu desenvolvimento com o tempo podem ser resumidas como:

- dificuldades em avaliar o histórico de tensões;
- dificuldades em selecionar valores de c_v para calcular a taxa de adensamento com o tempo;
- dificuldades para determinar se lentes e camadas arenosas embutidas no solo mole contribuem para a drenagem da camada de solo mole; e
- deficiências da teoria de adensamento tradicional.

Duncan (1993) afirma que, apesar de todos os extensos cuidados na extração de amostras de boa qualidade, ainda há uma grande dificuldade para determinar a tensão de pré-adensamento devido à dispersão dos dados. A construção do Aeroporto Internacional de Kansai demandou a criação de uma ilha artificial suficientemente afastada dos centros urbanos para que fosse operável 24 horas por dia. Essa ilha foi criada com aterros de até 33 metros sobre uma primeira camada de argila mole denominada *Soft Alluvial Clay*, de até 20 metros de espessura, e sobre uma segunda camada de argila sobreadensada com lentes de areia de até 150 metros de espessura, denominadas *Diluvial Clay*. No caso da última, os dados ficam dispersos

em um intervalo de OCR entre 1 e 1,5 vez. Por consequência, as previsões realizadas com tensões de pré-adensamento menores e maiores conduzem a resultados muito diferentes, como é possível observar na Figura 33(b) abaixo. Os dados apresentados se referem à área experimental construída para avaliar as previsões realizadas em 1986.

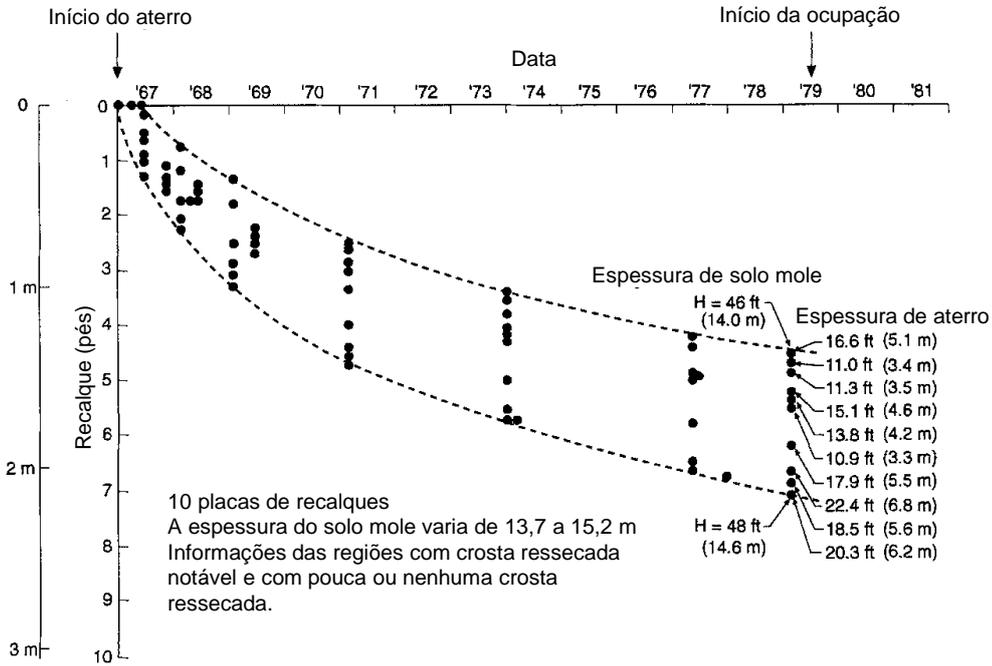
Figura 33. Recalque calculado e medido na área experimental do Aeroporto Internacional de Kansai, Osaka (Japão)



Fonte: Duncan (1993, p. 1343, tradução nossa)

No caso da Bay Farm Island, em São Francisco, a dificuldade de avaliação do histórico de tensões, ou da tensão de pré-adensamento, é outra. A região foi drenada com a construção de diques entre 1880 e 1930, porém em 1945 os diques se romperam, e uma série de inundações e ressecamentos ocorreu no local, criando uma crosta ressecada complexa e variável, espessa em algumas regiões e fina a inexistente em outras. Então, em 1967, foi iniciado o pré-carregamento do terreno com um aterro de areia de 2,5 a 6,0 m de altura, o qual foi deixado por 12 anos, de forma que a maior parte dos recalques tivesse se desenvolvido em 1979, data de início das obras de pavimentação e infraestrutura urbana para loteamento residencial. Da observação da Figura 34 é possível verificar que, nas regiões com espessura de solo mole variando de 13,7 a 15,2 m (apenas 1,5 m de diferença entre a maior e a menor espessura), os recalques variam em aproximadamente 1 m de magnitude, ou a metade do maior recalque medido. Esse efeito é atribuído à variabilidade aleatória da camada ressecada superior, formada durante os eventos de inundação e ressecamento.

Figura 34. Recalques medidos em Bay Farm Island, São Francisco (Estados Unidos)



Fonte: Duncan (1993, p. 1338, tradução nossa)

A equação (36) mostra a definição teórica do coeficiente de adensamento. Segundo a Teoria do Adensamento tradicional, o coeficiente de adensamento é considerado constante. No entanto, sabe-se que a permeabilidade e o coeficiente de variação volumétrica diminuem conforme o grau de adensamento progride. As variações do coeficiente de adensamento são especialmente maiores entre o trecho antes e depois da tensão de pré-adensamento, pois a razão entre os coeficientes nessas situações costuma ser de aproximadamente dez vezes. Entretanto, os dados apresentados da argila de São Francisco mostram que mesmo que uma argila seja normalmente adensada, seu coeficiente de adensamento pode variar entre duas e cinco vezes, em função da tensão efetiva aplicada.

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \tag{36}$$

na qual:

- k permeabilidade do solo
- m_v módulo de variação volumétrica
- γ_w peso específico da água (10 kN/m³)

O coeficiente é costumeiramente calculado em laboratório por um dos dois métodos disponíveis: o método pelo t_{50} de Casagrande (1938), da equação **(37)**, ou o método por t_{90} de Taylor (1948), da equação **(38)**. Em ambos os casos, o coeficiente é função da distância de drenagem, que, em laboratório, usualmente representa a altura do corpo de prova. O que ocorre é que, durante o ensaio, o corpo de prova é comprimido, portanto a distância de drenagem é reduzida. Então, para ambos os métodos, há a possibilidade de se calcular o coeficiente de adensamento considerando ou não a redução da distância de drenagem no decorrer do ensaio. Caso a redução do caminho de drenagem seja considerada, os resultados serão sempre inferiores aos calculados sem essa consideração, especialmente porque D é considerado ao quadrado nas expressões. No caso da argila de São Francisco, para uma tensão de 8 kgf/cm² (800 kPa), a diferença entre os valores calculados com o caminho de drenagem original e reduzido foi de 34%. Isso significa um tempo de adensamento um terço inferior ao valor de referência. Duncan (1993) recomenda adotar o valor reduzido, que considera o efeito da redução do caminho de drenagem, somente quando são utilizados *softwares* de análise numérica que façam essa mesma consideração na situação de campo. Ou seja, o caminho de drenagem da análise numérica é considerado em um instante t como a espessura do solo mole menos o valor do recalque calculado para o mesmo instante t .

$$c_v = \frac{0,197 \cdot D^2}{t_{50}} \quad (37)$$

$$c_v = \frac{0,848 \cdot D^2}{t_{90}} \quad (38)$$

nas quais:

D distância de drenagem

t_{50} tempo para atingir 50% do adensamento

t_{90} tempo para atingir 90% do adensamento

Outra dificuldade de avaliar o coeficiente de adensamento advém do fato de que os dois métodos de determinação do coeficiente de adensamento não costumam fornecer o mesmo resultado. De forma geral, no caso da argila de São Francisco, o valor determinado pelo método de Taylor foi 1,5 vez maior que o determinado pelo método de Casagrande. Duncan (1993) cita que, nos ensaios de laboratório em que

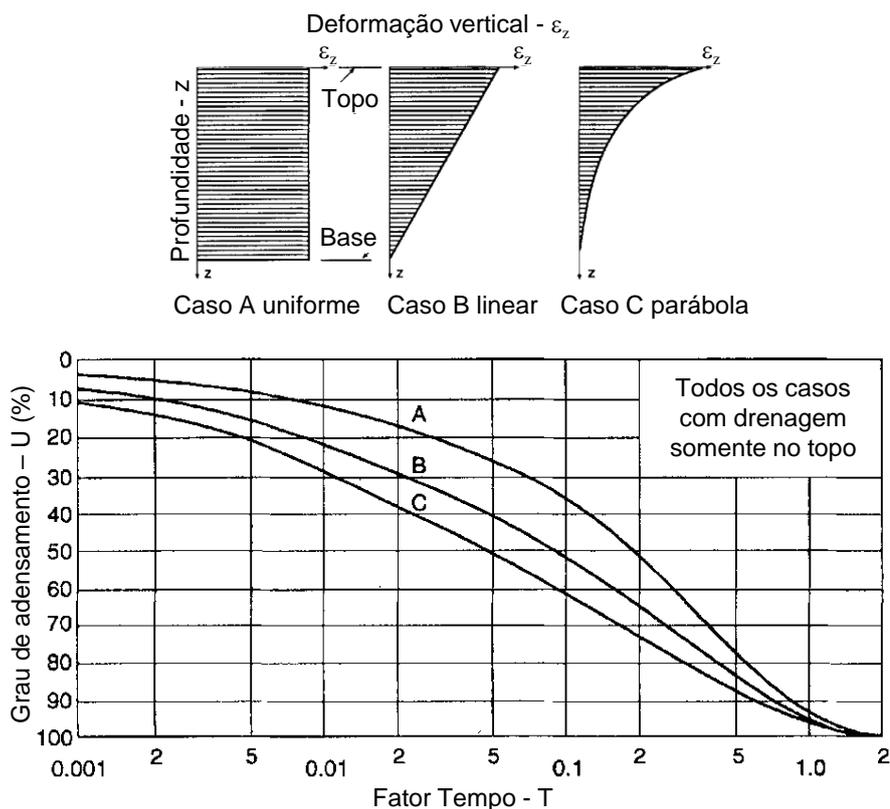
empregou o método de Taylor, eles sistematicamente forneceram valores maiores que o método de Casagrande. Ele também recomenda que seja adotado o método de Taylor porque as previsões feitas com c_v de ensaios de laboratório são costumeiramente maiores que os resultados medidos no campo, então, como o c_v de Taylor costuma ser maior que o de Casagrande, o resultado será mais próximo da realidade.

Na equação (7) é possível analisar matematicamente a importância da contribuição de camadas drenantes inseridas no solo argiloso em adensamento. Caso haja uma única camada drenante que reduza a distância de drenagem à sua metade, o tempo de adensamento será reduzido em quatro vezes. No caso do aeroporto de Kansai, foram realizadas previsões sobre as argilas profundas sobreadensadas (*Diluvial Clay*) em 1986 e posteriormente atualizadas conforme os resultados da área experimental, em 1990. Em relação ao modelo original, foram consideradas novas camadas drenantes no depósito de solo mole, reduzindo a espessura de drenagem em seis vezes e o tempo de adensamento, portanto, em 36 vezes. Essa mudança ocorreu porque no primeiro modelo acreditava-se que as camadas arenosas no perfil eram isoladas e aleatórias. A nova consideração é de que elas são comunicantes. A mesma consideração foi realizada por Massad e Pinto (1978) em relação ao coeficiente de adensamento das argilas moles da Baixada Santista. No aterro rodoviário da Baixada Santista, a redução do valor observado em campo com a amostra de laboratório foi de cem vezes, o que, pela mesma linha de raciocínio, equivale a um caminho de drenagem dez vezes menor que toda a camada de solo.

Por último, Duncan (1993) discorre sobre as deficiências da Teoria do Adensamento tradicional. Primeiramente, é abordada a consideração do coeficiente de adensamento constante, que não é compatível com os dados apresentados. Caso uma argila sobreadensada seja carregada além da sua tensão de pré-adensamento, o coeficiente de adensamento variará na ordem de dez vezes. No entanto, mesmo uma argila normalmente adensada apresenta variações laboratoriais da ordem de cinco vezes, em função do nível de carregamento imposto. A teoria tradicional também considera que as relações tensão-deformação dos grãos do solo é linear e elástica. Sabe-se que a compressibilidade real dos sólidos não é linear nem elástica. Na maior parte dos casos, as deformações crescem proporcionalmente (ou ao menos

aproximadamente) com o logaritmo da tensão efetiva. Segundo Duncan (1993), em algumas circunstâncias essas diferenças podem ser significativas. Além disso, na maior parte dos casos práticos, a Teoria do Adensamento é aplicada conforme o Tipo I da Figura 5, quando as expressões (9) e (10) são válidas. Nesse caso, considera-se que as deformações decorrentes do adensamento são constantes na profundidade da camada. Na Figura 35 é possível observar que, quando as deformações diminuem com a profundidade, como é o caso geral, o adensamento e os recalques ocorrem de forma mais rápida. Duncan (1993) indica que essa limitação pode ser vencida com *softwares* de análise numérica que considerem que as deformações não são constantes com a profundidade e, portanto, que adotem as curvas B e C da Figura 35, correspondentes à teoria do adensamento de Janbu e Mikasa.

Figura 35. Influência do perfil de deformação vertical com o grau de adensamento, segundo Terzaghi e Fröhlich (1936) e Janbu (1965)

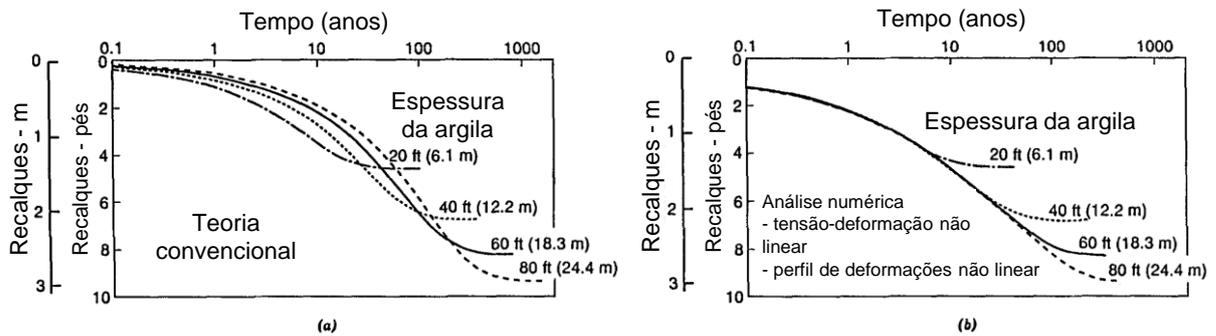


Fonte: Duncan (1993, p. 1352, tradução nossa)

Na Figura 36 é possível observar a diferença entre o cálculo do adensamento somente pela teoria convencional Tipo I da Figura 5 (ou Caso A da Figura 35) em relação ao calculado por análise numérica. Nota-se, na Figura 36(a), que os resultados pela

teoria convencional são incoerentes porque indicam que, por exemplo, o recalque aos dez anos de uma camada de 6,1 m de espessura seria maior que o recalque de uma camada de 24,4 m de espessura.

Figura 36. Recalques calculados para diferentes espessuras de solo mole segundo (a) teoria convencional e (b) análise numérica



Fonte: Duncan (1993, p. 1352, tradução nossa)

É interessante notar que ambas as obras apresentadas por Duncan (1993) utilizaram estimativas realizadas durante a construção e com alguns resultados conhecidos. No caso da Bay Farm Island, a área esteve em adensamento durante 12 anos antes da construção do loteamento. Conforme o relato, em 1979 foi solicitado à empresa que trabalhou na construção do aterro (denominada empresa “A”) que estimasse qual seria o maior recalque diferencial que se desenvolveria para uma construção de 23 metros quadrados com fundações diretas. De posse de todos os ensaios e resultados da instrumentação do local, a empresa “A” previu que o maior recalque diferencial na área seria de 300 mm. Descontente com essa previsão, que implicaria fundações e estruturas caras, o dono do loteamento solicitou uma segunda opinião, da denominada empresa “B”. A empresa “B” apresentou uma estimativa de recalque diferencial na área de 30 mm. Ou seja, mesmo com base nas mesmas informações, a diferença entre as duas previsões foi de dez vezes. Um dos motivos apontados para essa diferença é que a primeira empresa poderia estar excessivamente preocupada com as consequências de subestimar os recalques diferenciais do solo mole e, por conseguinte, ser obrigada a arcar com os custos de reparos caso sua estimativa fosse superada. Por outro lado, a empresa “B” teria forte interesse comercial no projeto, o que poderia comprometer seu julgamento técnico. Após grande esforço de conciliação, as estimativas das empresas “A” e “B” foram revistas para 250 e 50 mm, respectivamente. Por fim, o próprio Duncan foi contratado para apresentar sua

estimativa: 100 mm. Até 1992, o maior recalque diferencial medido nas residências desse local foi de aproximadamente 45 a 60 mm.

A construção do aeroporto de Kansai também utilizou estimativas realizadas durante a construção e com alguns resultados conhecidos no seu projeto. Em 1986 foram realizadas previsões de recalque por adensamento para as duas categorias de argila do local (*alluvial* e *diluvial clay*), enquanto uma área experimental de aterro foi construída para aferir os resultados obtidos. Em 1990 essas previsões foram refinadas com os novos valores de compressibilidade, pressão de pré-adensamento e distância de drenagem. Os ajustes de compressibilidade e pressão de pré-adensamento podem ser observados na Figura 33. Conforme discutido, a distância de drenagem foi reduzida em seis vezes, o que afetou a previsão em 36 vezes. A Tabela 6 resume as previsões realizadas em 1986 e 1990 para o aeroporto de Kansai.

Tabela 6. Estimativas de recalque antes e depois da construção da área experimental do Aeroporto de Kansai

Camada	Estimativa de recalque (m)	
	1986	1990
<i>Alluvial clay</i>	6,5	5,5
<i>Diluvial clay</i>	1,5	5,5
Aterro	-	0,6
Total	8,0	11,6

Fonte: Duncan (1993, p. 1341-1342, tradução nossa)

3 PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA APLICADAS À GEOTECNIA

Diversas fontes de incertezas afetam os estudos geotécnicos, como os parâmetros dos materiais heterogêneos envolvidos e as técnicas de amostragem e ensaios disponíveis. Esta pesquisa se concentra em como esses parâmetros variáveis afetam as previsões geotécnicas e, conseqüentemente, a confiabilidade dos resultados e sua acurácia. Para isso, serão abordadas técnicas consagradas de análise probabilística em geotecnia, como os métodos de segundo momento, de estimativas pontuais e com simulações de Monte Carlo.

As abordagens aqui descritas contemplam a variabilidade dos parâmetros geotécnicos de forma científica por meio de métodos probabilísticos. As propriedades geotécnicas de interesse (dados de entrada) são consideradas variáveis aleatórias que podem ser representadas por funções densidade de probabilidade (fdp), de forma que os métodos probabilísticos devem determinar a fdp dos resultados gerados por essas variáveis aleatórias (dados de saída). Para representar uma fdp são necessários, no mínimo, os dois primeiros momentos da variável aleatória: sua média e sua variância.

Esse resultado, então, pode ser interpretado em termos de probabilidades. Assim, essas análises são capazes de fornecer somente uma probabilidade de insucesso, porque apenas algumas das infinitas fontes de incertezas que podem afetar uma previsão determinística podem ser contempladas nos cálculos probabilísticos. Os resultados típicos dessas análises costumam gerar conclusões como “O aterro possui uma probabilidade de ruptura de $p_1\%$ ” e “A probabilidade do recalque limite de projeto ser excedida é de $p_2\%$ ”.

Matematicamente, uma variável aleatória é uma função que associa elementos do espaço amostral a valores numéricos, que dependem de fatores aleatórios. É fundamental um conhecimento básico da estatística de variáveis aleatórias, então este capítulo se inicia com uma revisão desses conceitos e depois aborda os métodos probabilísticos e de confiabilidade em estudos geotécnicos.

As aplicações probabilísticas à geotecnia aqui apresentadas seguem a estrutura indicada por Ribeiro (2008), enquanto os conceitos básicos de estatísticas e

probabilidade são complementados por Griffiths, Fenton e Tveten (2002) e referências básicas da área.

3.1.1 Conceitos de probabilidade

Neste capítulo serão adotadas letras maiúsculas para representar variáveis aleatórias (por exemplo, X e Y) e revisar seus conceitos. Essa notação não será utilizada nos capítulos subsequentes.

3.1.1.1 Variáveis aleatórias e momentos estatísticos

Valor esperado

Considere uma variável aleatória contínua X descrita por uma fdp, $f_X(x)$. Caso $g(X)$ seja uma função da variável aleatória X , então o valor esperado de $g(X)$ é o seu valor médio após a integração da fdp:

$$E[g(X)] = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) \cdot f_X(x) dx \quad (39)$$

Momentos estatísticos

A média de uma variável aleatória é o seu primeiro momento, definido por:

$$\mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_X(x) dx \quad (40)$$

O segundo e terceiro momentos estatísticos de uma variável aleatória representam a variância e a obliquidade (ou assimetria), respectivamente.

$$V[X] = \sigma_X^2 = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) dx \quad (41)$$

$$v_X = \frac{E[(X - \mu_X)^3]}{\sigma_X^3} = \frac{1}{\sigma_X^3} \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^3 \cdot f_X(x) dx \quad (42)$$

Conforme observado na equação **(41)**, a variância é, por definição, o quadrado do desvio padrão (σ_X) de uma variável aleatória.

Identities of the expected value

Considere duas variáveis aleatórias X e Y e infinitas variáveis aleatórias X_1, X_2, \dots, X_n . As expressões identidade abaixo indicam, respectivamente, o efeito de uma função linear sobre duas variáveis aleatórias, a soma de diversas variáveis aleatórias e a soma de duas funções de variáveis aleatórias.

$$E[a + bX + cY] = a + b \cdot E(X) + c \cdot E(Y) \quad (43)$$

$$E[X_1 + X_2 + \dots + X_n] = E[X_1] + E[X_2] + \dots + E[X_n] \quad (44)$$

$$E[f(X) + g(X)] = E[f(X)] + E[g(X)] \quad (45)$$

Uma função não linear de duas variáveis aleatórias pode ser expandida ao redor da sua média por série de Taylor:

$$\begin{aligned} f(X, Y) &= f(E(X), E(Y)) + (X - E[X]) \frac{\partial f}{\partial x} + (Y - E[Y]) \frac{\partial f}{\partial y} \\ &+ \frac{1}{2} (X - E[X])^2 \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{1}{2} (Y - E[Y])^2 \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} \\ &+ \frac{1}{2} (X - E[X])(Y - E[Y]) \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} + \dots \end{aligned} \quad (46)$$

Dessa forma, as expressões **(47)** e **(48)** representam o valor esperado expandido em volta da média, até a primeira e a segunda ordens da série de Taylor. A covariância é determinada pela expressão **(53)** adiante.

$$E[f(X, Y)] = f(E(X), E(Y)) \quad (47)$$

$$E[f(X, Y)] = f(E(X), E(Y)) + \frac{1}{2} V[X] \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{1}{2} V[Y] \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + \text{cov}[X, Y] \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} \quad (48)$$

Identities of the variance

A definição da variância de uma variável aleatória X , **(41)**, pode ser reescrita como:

$$V[X] = E[(X - \mu_X)^2] = E[X^2] - (E[X])^2 \quad (49)$$

E a variância de uma função linear sobre uma e duas variáveis aleatórias, respectivamente, é:

$$V[a + bX] = b^2 E[(X - \mu_X)^2] = b^2 V[X] \quad (50)$$

$$V[a + bX + cY] = b^2 V[X] + c^2 V[Y] + 2bc \cdot \text{cov}[X, Y] \quad (51)$$

No caso geral de uma função linear de n variáveis aleatórias independentes entre si, tem-se:

$$\begin{aligned} V[a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n] \\ = a_1^2 \cdot V[X_1] + a_2^2 \cdot V[X_2] + \dots + a_n^2 \cdot V[X_n] \end{aligned} \quad (52)$$

Covariância

A covariância entre duas variáveis aleatórias é definida como:

$$\text{cov}[X, Y] = E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)] = E[XY] - E[X]E[Y] \quad (53)$$

Dessa forma, a covariância entre duas variáveis idênticas $[X, X]$ resulta na equação (49), a própria variância. Se duas variáveis aleatórias são independentes, então a sua covariância será 0, como é possível observar na passagem da expressão (51) para a (52). Quando duas variáveis aleatórias são independentes, isso significa que a partir do resultado de uma delas não é possível inferir nenhuma conclusão quanto ao resultado da outra. Nesse caso, o valor esperado do seu produto obedece à expressão (54), o que resulta em uma covariância nula.

$$E[XY] = E[X]E[Y] \quad (54)$$

Nota-se que o inverso não é verdade. Ou seja, caso a covariância entre duas variáveis aleatórias seja 0, isso não significa que elas são independentes entre si.

A expressão (55) define o coeficiente de correlação entre duas variáveis aleatórias:

$$\rho = \frac{\text{cov}[X, Y]}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (55)$$

$$-1 \leq \rho \leq 1$$

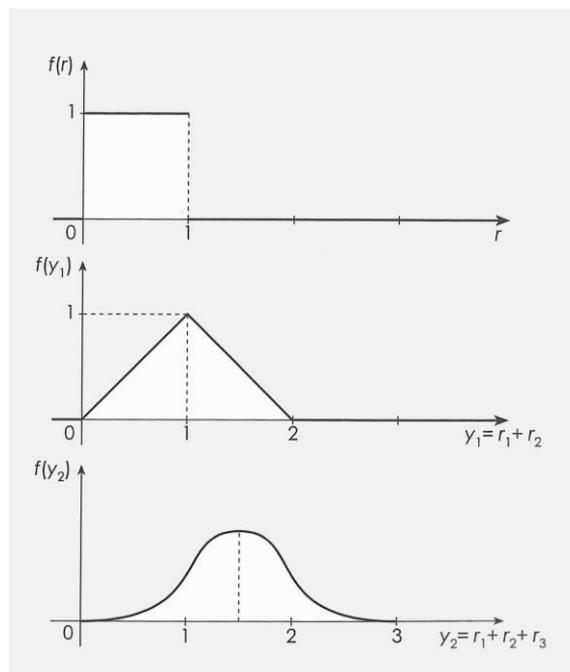
3.1.1.2 Distribuições probabilísticas

Serão apresentadas duas distribuições probabilísticas amplamente utilizadas em análises de variáveis aleatórias contínuas aplicadas a estudos geotécnicos. Outras distribuições, menos aplicadas, podem ser consultadas em Ribeiro (2008).

Distribuição normal ou de Gauss

Esta deve ser a distribuição probabilística mais conhecida e aplicada para a descrição de variáveis aleatórias contínuas. Essa frequente utilização da distribuição normal se deve ao Teorema Central do Limite. Segundo este, a soma de variáveis aleatórias independentes com distribuições quaisquer é aproximadamente normal, desde que o número (n) de termos da soma seja suficientemente grande. Essa aproximação se torna cada vez melhor à medida que n aumenta. A Figura 37 apresenta uma ilustração dessa afirmação, mostrando o comportamento da soma de duas e três variáveis uniformes independentes entre 0 e 1. Via de regra, a distribuição de Y_2 não é ainda uma distribuição normal, mas, segundo Costa Neto e Cymbalista (2006), para seis ou mais variáveis somadas, para todos os efeitos práticos, o resultado é uma distribuição normal.

Figura 37. Ilustração do Teorema do Limite Central



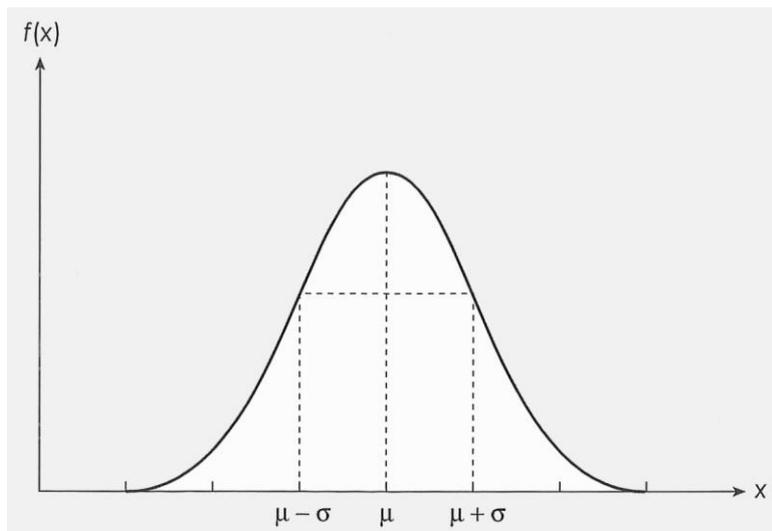
Essa distribuição, de grande importância na Estatística, é definida pela seguinte fdp:

$$f(x, \mu_X, \sigma_X) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2} \quad (56)$$

$$-\infty < x < \infty$$

Observando-se a expressão **(56)**, vê-se que ela depende apenas dos dois primeiros momentos estatísticos, a média e a variância. Analisando matematicamente a expressão, podemos verificar que seu gráfico será simétrico em relação a μ_X , que também será a moda e a mediana. Nos extremos, a função decresce assintoticamente a zero, com pontos de inflexão equidistantes da média pelo desvio padrão, conforme mostra a Figura 38.

Figura 38. Distribuição normal



Fonte: Costa Neto e Cymbalista (2006, p. 118)

Como a equação **(56)** não pode ser integrada de uma forma fechada dentro de um intervalo qualquer, as probabilidades da distribuição normal são obtidas a partir de integração numérica, sendo os resultados apresentados em forma de tabelas especiais padronizadas para uma distribuição normal com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma = 1$ (Anexo A).

Substituindo na expressão **(56)** os valores padronizados da média e desvio padrão, temos uma distribuição padrão ou reduzida, cuja expressão é:

$$\phi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left(\frac{Z^2}{2}\right)} \quad (57)$$

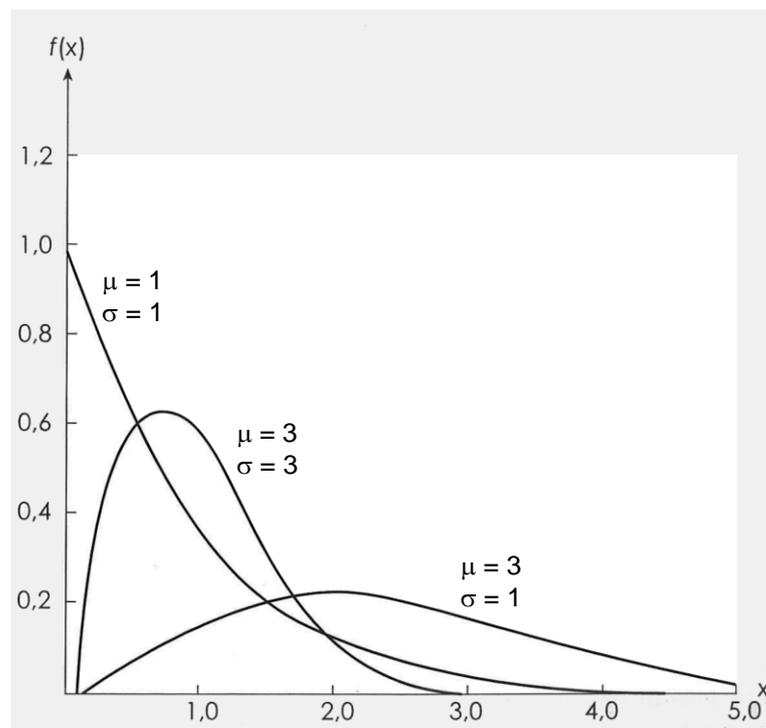
Nessa expressão, Z é uma variável aleatória padronizada definida por:

$$Z = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (58)$$

Distribuição log-normal

A distribuição log-normal é obtida tomando-se normal a exponencial de uma variável aleatória. Sendo Y uma variável aleatória contínua com distribuição normal e $\ln[X] = Y$ a variável aleatória, X possui densidade log-normal. Portanto, uma distribuição log-normal ocorre quando o logaritmo de uma variável aleatória contínua for normalmente distribuído. Essa distribuição possui somente valores positivos. Sua forma é ilustrada na Figura 39.

Figura 39. Algumas distribuições log-normal



Fonte: adaptado de Costa Neto e Cymbalista (2006, p. 126)

Essa distribuição é definida pela seguinte fdp:

$$f(x, \mu_X, \sigma_X) = \frac{1}{x \cdot \sigma_X \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2} \quad (59)$$

$$x > 0$$

A média e a variância da distribuição log-normal são, respectivamente:

$$\mu_X = \ln(\bar{x}) - \frac{1}{2} \cdot \left[\ln \left(1 + \left(\frac{s}{\bar{x}} \right)^2 \right) \right] \quad (60)$$

$$\sigma_X^2 = \ln \left(1 + \left(\frac{s}{\bar{x}} \right)^2 \right) \quad (61)$$

Nelas, s e \bar{x} são os valores de desvio padrão e média amostral.

3.1.2 Análise estatística

Enquanto os conceitos probabilísticos lidam com a previsão de comportamento de um fenômeno aleatório, o tratamento estatístico está relacionado à análise de uma série de observações, denominada conjunto amostral, para caracterizar o fenômeno aleatório, mas não para prever seu comportamento.

O tratamento estatístico dado ao conjunto amostral pode ser realizado por meio de análise aritmética e gráfica da amostra. A análise gráfica consiste na distribuição do conjunto amostral em intervalos de valores assumidos e na elaboração de um gráfico de frequência em relação ao valor, denominado histograma. Dado um histograma, é possível caracterizá-lo pela sua função de frequência, que é análoga à função de densidade de probabilidades da população correspondente, embora essas funções sejam conceitualmente diferentes. Nota-se que, caso sejam realizadas diversas amostragens de uma mesma população, podem-se encontrar diversas funções de frequência (estatísticas) diferentes entre si, mesmo que a função densidade de probabilidades da população da variável aleatória seja a mesma.

3.1.2.1 Análise aritmética da amostra

Os parâmetros mais utilizados para descrição estatística de uma amostra são a média amostral e a variância amostral. Embora os conceitos estatísticos sejam análogos aos probabilísticos, deve-se atentar ao fato de que os primeiros relacionam os valores de

um determinado número de observações, enquanto os últimos indicam os valores de toda a população de um fenômeno aleatório.

A média amostral de uma variável aleatória com n observações é definida por:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (62)$$

A variância amostral também se relaciona com os quadrados dos desvios da variável em relação à média e é o quadrado do desvio padrão amostral:

$$s^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (63)$$

Outro parâmetro muito utilizado para a descrição aritmética de uma variável aleatória é o coeficiente de variação (CV) da amostra, que indica a relação entre o desvio padrão e a média e é usualmente indicado em porcentagem:

$$CV(X) = \frac{s(X)}{\bar{x}} \quad (64)$$

Quadro 6. Variabilidade qualitativa de propriedades geotécnicas em função do CV

Propriedade geotécnica	Variabilidade	CV (%)
Resistência não drenada	Baixa	10-30
	Média	30-50
	Alta	50-70
Ângulo de atrito	Baixa	5-10
	Média	10-15
	Alta	15-20
Coeficiente de empuxo horizontal	Baixa	30-50
	Média	50-70
	Alta	70-90

Fonte: Phoon et al. (2008, p. 7, tradução nossa)

Phoon et al. (1995) realizaram um estudo extenso de calibração a partir do qual definiram três intervalos de coeficiente de variação de propriedades geotécnicas (baixa, média e alta), apresentados no Quadro 6. Em comparação, no Quadro 7 é apresentado um critério de qualidade para concreto de 1965 do Instituto Americano de Concreto em função do coeficiente de variação da sua resistência.

Quadro 7. Critério de qualidade de concreto a partir da variabilidade de sua resistência

Qualidade	CV (%)
Excelente	< 10
Bom	10-15
Satisfatório	15-20
Ruim	> 20

Fonte: Phoon et al. (2008, p. 7, tradução nossa)

3.1.2.2 Dados estatísticos para análises probabilísticas em estudos geotécnicos

Para a aplicação dos métodos probabilísticos em estudos geotécnicos, é necessário conhecer, no mínimo, a média e a variância estatísticas dos parâmetros dos solos, para adotar os parâmetros de interesse como variáveis aleatórias (WHITMAN, 2000; RIBEIRO, 2008).

Caso não seja conhecida a variância de um parâmetro geotécnico, é possível estimá-la por meio de valores tabelados dos coeficientes de variação **(64)** estabelecidos por diversos pesquisadores. A Tabela 7 indica alguns valores dos coeficientes de variação para os respectivos parâmetros geotécnicos estudados por cada autor, em situações particulares de solo, e a forma de obtenção dos parâmetros. Por serem obtidos em situações particulares, esses coeficientes devem ser adotados com prudência em estudos geotécnicos.

Tabela 7. Coeficientes de variação mínimos e máximos de parâmetros geotécnicos e ensaio *in situ*

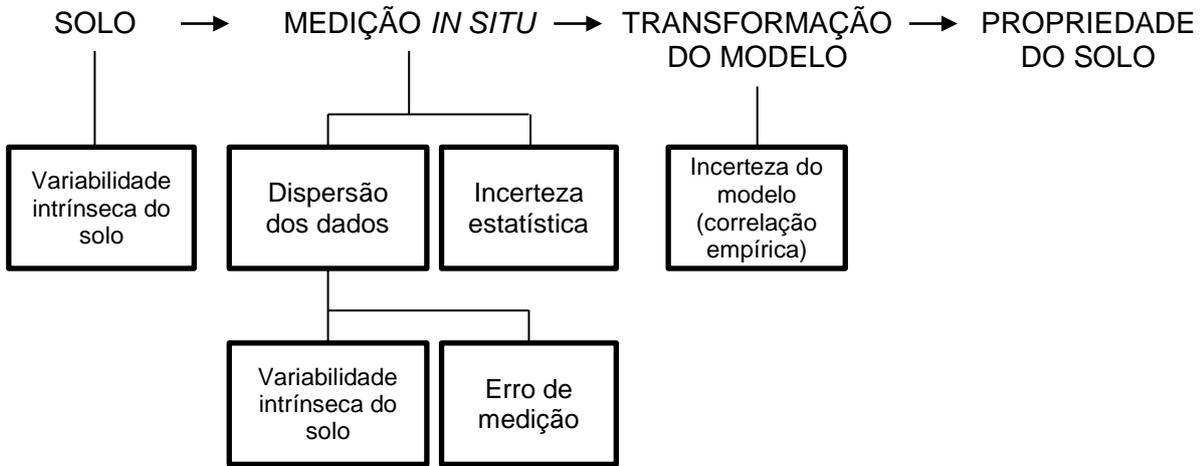
Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Peso específico (γ)	3	7	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Peso específico saturado (γ_{sat})	0	10	Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2	13	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não drenada (C_u)	13	40	Harr (1984), Kulhawy (1992), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Razão de resistência não drenada (C_u/σ'_v)	5	15	Duncan (2000), Lacasse e Nadim (1997)
Índice de compressão (C_c)	10	37	Duncan (2000), Harr (1984), Kulhawy (1992)

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Tensão de pré-adensamento (σ'_p)	10	35	Harr (1984), Duncan (2000), Lacasse e Nadim (1997)
Coeficiente de permeabilidade de argilas saturadas (k)	68	90	Duncan (2000), Harr (1984)
Coeficiente de permeabilidade de argilas não saturadas (k)	130	240	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de adensamento vertical (c_v)	33	68	Duncan (2000)
Número de golpes do SPT (N)	15	45	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT elétrico (q_c)	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT mecânico (q_c)	15	37	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência do ensaio dilatométrico (q_{DMT})	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência não drenada de um ensaio de palheta (C_u)	10	20	Kulhawy (1992)

Fonte: Duncan (2000, p. 310, tradução nossa)

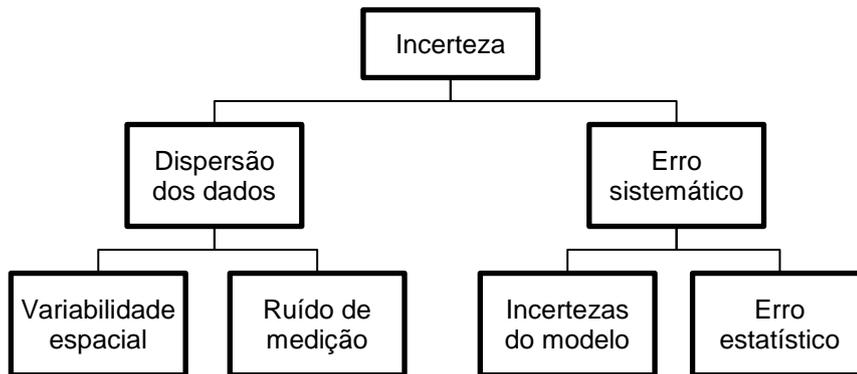
No entanto, Phoon et al. (1995) relatam que a grande maioria dos dados estatísticos geotécnicos divulgados na literatura não é aplicável para uso geral. A maior dificuldade decorre do fato de que esses dados foram determinados considerando a análise total da variância, a qual assume implicitamente que as fontes de incertezas são uniformes. Assim, as aplicações desses dados divulgados na literatura só devem ser realizadas para condições de solo, equipamentos de medição e modelos matemáticos análogas às das publicações originais. A Figura 40 descreve melhor as fontes de incertezas complexas durante o processo de definição de uma propriedade de solo para projeto. A Figura 41 identifica essas incertezas rearranjadas, agrupadas conforme a sua fonte.

Figura 40. Incertezas na estimativa de propriedades geotécnicas



Fonte: Kulhawy (1992, apud PHOON et al., 1995, p. 4-2, tradução nossa)

Figura 41. Fontes de incertezas nas análises de confiabilidade geotécnicas



Fonte: Christian et al. (1992, p. 8, tradução nossa)

Phoon et al. (1995) e Whitman (2000) agrupam as fontes de incertezas em dois grupos:

- As incertezas aleatórias, causadas pela variabilidade intrínseca do solo como material e os ruídos de medição devido ao método de ensaio, ou seja, todas as incertezas relacionadas aos procedimentos dos ensaios, seus equipamentos e a habilidade do operador.
- As incertezas sistemáticas, como os erros estatísticos devido à limitação das amostras e dados subsequentes acerca da população dos parâmetros geotécnicos e das deficiências dos ensaios em medir os parâmetros diretamente, ou incertezas decorrentes das correlações empíricas para estimativas indiretas.

Segundo Baecher e Christian (2008), as variâncias das quatro fontes de incertezas indicadas na Figura 41 são aproximadamente independentes. Portanto, a variância das fontes de incertezas nas análises geotécnicas de confiabilidade é:

$$V[X] = (V_{\text{espacial}}[X] + V_{\text{medição}}[X]) + (V_{\text{estatístico}}[X] + V_{\text{modelo}}[X]) \quad (65)$$

As tabelas seguintes indicam os coeficientes de variação dessas fontes separadamente: a variabilidade inerente (Tabela 8) e os erros de medição em laboratório (Tabela 9) e no campo (Tabela 10).

Tabela 8. Recomendações gerais para a variabilidade inerente dos solos

Tipo de ensaio	Propriedade ^a	Tipo de solo	Média	CV (%)
Resistência em laboratório	C _u (UC)	Argila	10-400 kN/m ²	20-55
	C _u (UU)	Argila	10-350 kN/m ²	10-30
	C _u (CIUC)	Argila	150-700 kN/m ²	20-40
	φ'	Argila e areia	20-40°	5-15
Ensaio do cone (CPT)	q _t	Argila	0,5-2,5 MN/m ²	< 20
	q _c	Argila	0,5-2,0 MN/m ²	20-40
		Areia	0,3-30,0 MN/m ²	20-60
Ensaio de palheta	C _u (VT)	Argila	5-400 kN/m ²	10-40
Ensaio SPT	N	Argila e areia	10-70 golpes	25-50
Ensaio DMT	Leitura A	Argila	100-450 kN/m ²	10-35
		Areia	60-1300 kN/m ²	20-50
	Leitura B	Argila	500-880 kN/m ²	10-35
		Areia	350-2400 kN/m ²	20-50
	I _D	Areia	1-8	20-60
	K _D	Areia	2-30	20-60
	E _D	Areia	10-50 MN/m ²	15-65
Ensaio PMT	p _L	Argila	400-2800 kN/m ²	10-35
		Areia	1600-3500 kN/m ²	20-50
	E _{PMT}	Areia	5-15 MN/m ²	15-65
Índices de laboratório	w _n	Argila e silte	13-100 %	8-30
	LL	Argila e silte	30-90 %	6-30
	LP	Argila e silte	15-25 %	6-30
	I _P	Argila e silte	10-40 %	b
	I _L	Argila e silte	10 %	b
	γ, γ _d	Argila e silte	13-20 kN/m ³	< 10
	D _r	Areia	30-70 %	10-40 ^c
50-70 ^d				

Fonte: Phoon e Kulhawy (1999a, apud PHOON et al., 2004, p. 11, tradução nossa)

Legenda:

a – C_u = resistência não drenada; UC = resistência a compressão simples, do inglês *Unconfined Compression Test*; UU = ensaio triaxial não adensado, não confinado, do inglês *Unconfined-Undrained*; CIUC = ensaio de adensamento triaxial isotrópico, do inglês *Consolidated isotropic undrained triaxial compression test*; φ' = ângulo de atrito efetivo; q_T = resistência de ponte corrigida; q_c = resistência de ponta; VT = *Vane Test*, ou ensaio de palheta; N = número de golpes padronizados do ensaio SPT; leituras A e B, I_D, K_D, E_D = leituras dilatométricas A e B, índice do material, índice de tensão horizontal e módulo, respectivamente; p_L e E_{PMT} = tensão limite do ensaio pressiométrico e módulo; w_n = umidade natural; LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; I_P = índice de plasticidade; I_L = índice de liquidez, do inglês *liquidity index*; γ e γ_d = peso específico total e seco; D_r = densidade relativa

b – CV = (3-12%)/média

c – variabilidade total para método de determinação direta

d – variabilidade total para determinação indireta por meio do ensaio SPT

Tabela 9. Resumo de todos os erros de medição para alguns ensaios de laboratório de solos

Propriedade ^a	Tipo de solo	N° de grupos	N° ensaios/grupo		Valor da propriedade (unid.)		CV da propriedade (%)	
			Intervalo	Média	Intervalo	Média	Intervalo	Média
C _u (TC)	Argila, silte	11	-	13	7-407	125	8-38	19
C _u (DS)	Argila, silte	2	13-17	15	108-130	119	19-20	20
C _u (LV)	Argila	15	-	-	4-123	29	5-37	13
φ' (TC)	Argila, silte	4	9-13	10	2-27°	19,1°	7-56	24
φ' (DS)	Argila, silte, areia	5	9-13	11	24-40°	33,3°	3-29	13
		2	26	26	30-35°	32,7°	13-14	14
tan φ' (TC)	Argila, silte	6	-	-	-	-	2-22	8
tan φ' (DS)	Argila	2	-	-	-	-	6-22	14
w _n	Solos finos	3	82-88	85	16-21	18	6-12	8
LL	Solos finos	26	41-89	64	17-113	36	3-11	7
LP	Solos finos	26	41-89	62	12-35	21	7-18	10
IP	Solos finos	10	41-89	61	4-44	23	5-51	24
γ	Solos finos	3	82-88	85	16-17	17,0	1-2	1

Fonte: Phoon e Kulhawy (1999a, apud PHOON et al., 2004, p. 12, tradução nossa)

Legenda:

a – C_u = resistência não drenada; φ' = ângulo de atrito efetivo; TC = ensaio de compressão triaxial, do inglês *Triaxial Compression Test*; UC = resistência à compressão simples, do inglês *Unconfined Compression Test*; DS = cisalhamento direto, do inglês *Direct Shear Test*; LV = ensaio de palheta de laboratório, do inglês *Laboratory Vane Test*; w_n = umidade natural; LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade; γ = peso específico total

b – Unidades de S_u = kN/m²; unidades de w_n, LL, LP e IP = %; unidades de γ = kN/m³

Tabela 10. Resumo dos erros de medição dos ensaios de campo usuais

Ensaio	Coeficiente de variação – CV (%)				Intervalo ^b
	Equipamento	Procedimento	Aleatório	Total ^a	
Ensaio de penetração simples (SPT)	5 ^c -75 ^d	5 ^c -75 ^d	12-15	14 ^c -100 ^d	15-45
Ensaio de cone mecânico (MCPT)	5	10 ^e -15 ^f	10 ^e -15 ^f	15 ^e -22 ^f	15-25
Ensaio de cone elétrico (ECPT)	3	5	5 ^e -10 ^f	7 ^e -12 ^f	5-15
Ensaio de palheta (VT)	5	8	10	14	10-20
Ensaio dilatométrico (DMT)	5	5	8	11	5-15
Ensaio pressiométrico com pré-furo (PMT)	5	12	10	16	10-20 ^g
Ensaio pressiométrico autoperfurante (SBPMT)	8	15	8	19	15-25 ^g

Fonte: Kulhawy e Trautmann (1996, apud PHOON et al., 2004, p. 13, tradução nossa)

Legenda:

a – CV (total) = [CV (equipamento)² + CV (procedimento)² + CV (aleatório)²]^{0,5}

b – Devido à limitação dos dados e à necessidade de interpretação subjetiva para estimar os CV, os intervalos representam magnitudes prováveis de erro de medição em campo.

c, d – Do melhor ao pior caso, respectivamente, para o SPT

e, f – Resistência de ponta e lateral, respectivamente, para o CPT

g – É provável que os resultados sejam diferentes para p_0 , p_f e p_L , mas os dados eram insuficientes para aferir a hipótese.

Duncan (2000) indica que o desvio padrão pode ser estimado a partir dos valores mínimos e máximos observados do conjunto amostral. Isso é possível por meio de um conceito simples da distribuição normal, na qual 99,37% de todos os valores possíveis de uma variável aleatória estão dentro do intervalo de três vezes o desvio padrão em relação à média, ou seja: $(\mu_X - 3\sigma, \mu_X + 3\sigma)$.

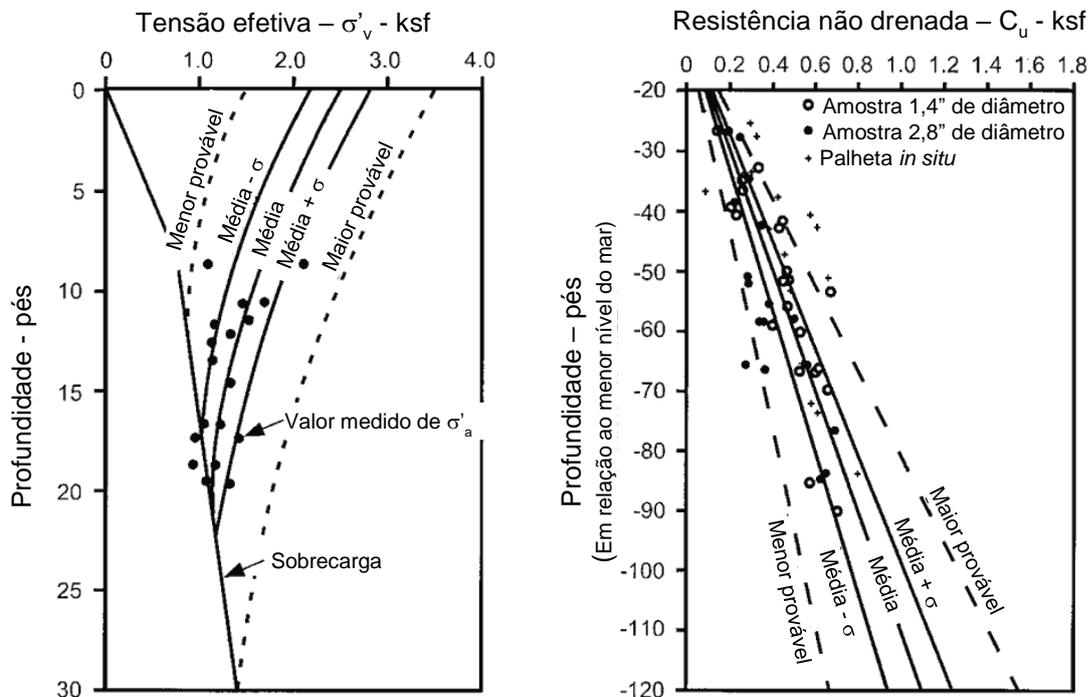
A expressão **(66)** indica essa estimativa do desvio padrão a partir dos seus valores máximos e mínimos, conhecida como “Regra três-sigma”.

$$\sigma_X = \frac{\text{máx}[X] - \text{mín}[X]}{6} \quad (66)$$

Apesar da simplicidade da equação **(66)**, seu conceito pode ser expandido e aplicado em formato de gráfico. A Figura 42 apresenta dois exemplos da aplicação gráfica da

“Regra três-sigma”, nas quais os maiores e menores valores prováveis distam $(\mu_X - 3\sigma, \mu_X + 3\sigma)$.

Figura 42. Exemplos da “Regra três-sigma” aplicada graficamente para estimar os limites de variações de parâmetros que variam com a profundidade



(a) Variação da tensão de pré-adensamento com a profundidade para a lama da Baía de São Francisco, Base Aérea Hamilton em Marin County, Califórnia (DUNCAN, 1965)

(b) Variação da resistência não drenada com a profundidade para a lama da Baía de São Francisco no terminal LASH (DUNCAN; BUCHIGNANI, 1973)

1 pé = 0,305 m, 1 ksf = 47,9 kPa, 1" = 25,4 mm

Fonte: Duncan (2000, p. 311, tradução nossa)

3.1.3 Métodos probabilísticos: incorporando incertezas em análises geotécnicas

Serão abordadas três técnicas consagradas de análise probabilística em geotecnia: os métodos de segundo momento, simulações de Monte Carlo e de estimativas pontuais.

3.1.3.1 Método do segundo momento de primeira ordem (FOSM)

O método do segundo momento de primeira ordem (do inglês *First Order Second Moment* – FOSM) é uma formulação que inclui os efeitos da variabilidade de parâmetros de entrada para uma variável dependente resultante. Esse método utiliza

a expansão da série de Taylor até a primeira ordem e os dois momentos estatísticos das variáveis de entrada (média e variância) para determinar os dois momentos estatísticos da variável resultante.

O método apresenta algumas limitações. Primeiro, são considerados apenas os dois primeiros momentos estatísticos, ou seja, uma possível assimetria das variáveis seria ignorada. A eventual variabilidade espacial do solo é ignorada.

Considere uma função $f(X, Y)$ de duas variáveis aleatórias, X e Y . A série de Taylor ao redor das médias (μ_X, μ_Y) , truncada até os termos de primeira ordem, determina:

$$f(X, Y) = f(\mu_X, \mu_Y) + (X - \mu_X) \frac{\partial f}{\partial x} + (Y - \mu_Y) \frac{\partial f}{\partial y} \quad (67)$$

O valor esperado da função, até a primeira ordem de precisão, pode ser determinado como indicado em (47). A partir de (67), a variância da função $f(X, Y)$ é

$$V[f(X, Y)] = V \left[(X - \mu_X) \frac{\partial f}{\partial x} + (Y - \mu_Y) \frac{\partial f}{\partial y} \right] \quad (68)$$

Essa equação pode ser reescrita como (69), no caso geral, e (70), caso as variáveis aleatórias X e Y sejam independentes entre si:

$$V[f(X, Y)] = \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 V[X] + \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)^2 V[Y] + 2 \frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial f}{\partial y} \text{cov}[X, Y] \quad (69)$$

$$V[f(X, Y)] = \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 V[X] + \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)^2 V[Y] \quad (70)$$

Para uma função de n variáveis aleatórias independentes, o FOSM define, para derivadas calculadas a partir das médias $(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})$:

$$V[f(X_1, X_2, \dots, X_n)] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 V[X_i] \quad (71)$$

Como exemplo, apresenta-se a solução do FOSM para a equação (27) correspondente para um solo normalmente adensado e truncado para considerar apenas o recalque primário, indicada em (72). Para isso, considera-se que são

variáveis aleatórias independentes a compressibilidade do solo, definida como ($CR = C_c / (1 + e_0)$), e o acréscimo de tensão imposto ao solo mole ($\Delta\sigma = \sigma'_f - \sigma'_i$).

$$\rho = H \cdot \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \right) \cdot \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \right) = H \cdot CR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_i + \Delta\sigma}{\sigma'_i} \right) \quad (72)$$

Tratando a expressão (72) para considerar as variáveis aleatórias, chega-se à expressão (73), que define o valor esperado do recalque.

$$\mu_\rho = H \cdot \mu_{CR} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_i + \mu_{\Delta\sigma}}{\sigma'_i} \right) \quad (73)$$

A partir da equação (71) define-se que:

$$\sigma_\rho^2 = V[\rho] = \left(\frac{\partial \rho}{\partial CR} \right)^2 V[CR] + \left(\frac{\partial \rho}{\partial \Delta\sigma} \right)^2 V[\Delta\sigma] \quad (74)$$

As derivadas indicadas na expressão (74) são resolvidas analiticamente:

$$\frac{\partial \rho}{\partial CR} = H \cdot \log \left(\frac{\sigma'_i + \Delta\sigma}{\sigma'_i} \right) \quad (75)$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial \Delta\sigma} = H \cdot CR \cdot \frac{1/2,3}{(\sigma'_i + \Delta\sigma)} \quad (76)$$

Assim, calcula-se a média e o desvio padrão para um intervalo de variâncias das propriedades aleatórias consideradas. Como exemplo, considera-se que os valores médios são $\mu_{CR} = 0,35$ e $\mu_{\Delta\sigma} = 57 \text{ kPa}$. O valor esperado do acréscimo de tensão corresponde à construção de um aterro compactado com 3 metros de altura e peso específico de 19 kN/m^3 . A espessura de solo mole (H) adotada será constante de 8 metros e a tensão efetiva inicial de 16 kPa , correspondente à tensão efetiva inicial no meio do depósito de solo mole com peso específico de 14 kN/m^3 e nível de água superficial. O valor esperado do recalque (μ_ρ), segundo (73), é de $1,85 \text{ m}$.

O segundo momento estatístico (variância) das variáveis aleatórias será obtido a partir de um intervalo de CV imposto a elas. Na Tabela 11 são indicadas a média e a variância dos recalques a partir dos CV impostos a CR e $\Delta\sigma$.

Tabela 11. Estatística de ρ prevista usando o método FOSM de forma analítica

$CV_{CR,\Delta\sigma}$ (%)	$V[CR]$	$V[\Delta\sigma]$ (kPa) ²	$V[\rho]$ (m) ²	σ_ρ (m)	μ_ρ (m)	CV_ρ (%)
10	0,001	32,5	0,043	0,208	1,85	11,2
20	0,005	130,0	0,172	0,415	1,85	22,5
30	0,011	292,4	0,388	0,623	1,85	33,7
40	0,020	519,8	0,689	0,830	1,85	45,0
50	0,031	812,3	1,077	1,038	1,85	56,2

Fonte: o autor

O FOSM pode ser resolvido analiticamente, conforme apresentado no exemplo acima, ou numericamente. Para a solução numérica, Griffiths, Fenton e Tveten (2002) enfatizam que a variável dependente deve ser calculada amostrando cada variável aleatória em um intervalo de dois desvios padrão em volta do seu valor esperado, mantendo as demais variáveis aleatórias no valor esperado. Ao amostrar as variáveis aleatórias em um intervalo de dois desvios padrão, são considerados aproximadamente 68% de todos os valores prováveis de uma distribuição normal. Os resultados serão tão melhores quanto mais a variável dependente possuir comportamento linear no intervalo amostrado. As derivadas indicadas na expressão (74) são resolvidas numericamente:

$$\frac{\partial \rho}{\partial CR} \approx \frac{\rho(\mu_{CR} + \sigma_{CR}, \mu_{\Delta\sigma}) - \rho(\mu_{CR} - \sigma_{CR}, \mu_{\Delta\sigma})}{2\sigma_{CR}} = \frac{\Delta\rho_{(CR)}}{2\sigma_{CR}} \quad (77)$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial \Delta\sigma} \approx \frac{\rho(\mu_{CR}, \mu_{\Delta\sigma} + \sigma_{\Delta\sigma}) - \rho(\mu_{CR}, \mu_{\Delta\sigma} - \sigma_{\Delta\sigma})}{2\sigma_{\Delta\sigma}} = \frac{\Delta\rho_{(\Delta\sigma)}}{2\sigma_{\Delta\sigma}} \quad (78)$$

Uma das principais facilidades da aplicação de solução numérica à expressão (71) é que, ao introduzir as soluções das diferenciais indicadas em (77) e (78), as variâncias dos parâmetros aleatórios analisados se cancelam, resultando na expressão (79). A Tabela 12 apresenta os resultados do exemplo pelo método FOSM resolvido numericamente. A comparação com a Tabela 11 indica que ambas as soluções, analítica e numérica, apresentam resultados aproximadamente iguais.

$$V[\rho] \approx \left(\frac{\Delta\rho_{(CR)}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta\rho_{(\Delta\sigma)}}{2}\right)^2 \quad (79)$$

Tabela 12. Estatística de ρ prevista usando o método FOSM de forma numérica

$CV_{CR,\Delta\sigma}$ (%)	$\frac{\Delta\rho(CR)}{2}$	$\frac{\Delta\rho(\Delta\sigma)}{2}$ (kPa) ²	$V[\rho]$ (m) ²	σ_ρ (m)	μ_ρ (m)	CV_ρ (%)
10	0,18	0,10	0,043	0,208	1,85	11,3
20	0,37	0,19	0,173	0,416	1,85	22,5
30	0,55	0,29	0,391	0,625	1,85	33,9
40	0,74	0,39	0,699	0,836	1,85	45,3
50	0,92	0,50	1,103	1,050	1,85	56,9

Fonte: o autor

Outra vantagem significativa da solução numérica é que ela pode ser implementada em qualquer algoritmo de cálculo da variável dependente ou resultado. Por exemplo, podem ser utilizadas as planilhas eletrônicas com cálculos iterativos ou *softwares* de elementos finitos com os quais o engenheiro já está acostumado a trabalhar, sendo necessário apenas que sejam realizadas algumas previsões extras para resolver as expressões (77) e (78). A solução numérica pode incorporar algoritmos complexos de solução, enquanto a solução analítica deve ser expressa por uma função definida.

3.1.3.2 Método do segundo momento de segunda ordem (SOSM)

O método do segundo momento de segunda ordem (do inglês *Second Order Second Moment – SOSM*) é uma extensão do FOSM que inclui os termos de segunda ordem da série de Taylor. Esse método também utiliza os dois momentos estatísticos das variáveis de entrada (média e variância) para determinar os dois momentos estatísticos da variável resultante. Portanto, o SOSM apresenta uma limitação coincidente com o FOSM: ambos assumem que a fdp é representada pelos dois primeiros momentos estatísticos.

O método apresenta algumas limitações. Por serem considerados apenas os dois primeiros momentos estatísticos, uma possível assimetria das variáveis não pode ser considerada. A variabilidade espacial do solo é ignorada, assim como no FOSM.

As expressões (80) e (81) abaixo indicam, respectivamente, o valor esperado e a variância da variável resultante de duas variáveis aleatórias independentes.

$$E[f(X, Y)] = f(\mu_X, \mu_Y) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \right) V[X] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial y^2} \right) V[Y] \quad (80)$$

$$V[f(X, Y)] = \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 V[X] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \right) V^2[X] + \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)^2 V[Y] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial y^2} \right) V^2[Y] \quad (81)$$

Comparando as expressões **(47)** e **(80)**, notamos que o SOSM adiciona ao valor esperado da função parcelas proporcionais à variância das propriedades analisadas. O exemplo do item anterior será ampliado para incluir a segunda ordem da série de Taylor.

$$\mu_\rho = H \cdot \mu_{CR} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_i + \mu_{\Delta\sigma}}{\sigma'_i} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 \rho}{\partial CR^2} \right) V[CR] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 \rho}{\partial \Delta\sigma^2} \right) V[\Delta\sigma] \quad (82)$$

Pela expressão **(81)**, define-se:

$$V[\rho] = \left(\frac{\partial \rho}{\partial CR} \right)^2 V[CR] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 \rho}{\partial CR^2} \right)^2 V^2[CR] + \left(\frac{\partial \rho}{\partial \Delta\sigma} \right)^2 V[\Delta\sigma] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 \rho}{\partial \Delta\sigma^2} \right)^2 V^2[\Delta\sigma] \quad (83)$$

Em **(75)** é possível observar que $\partial^2 \rho / \partial CR^2 = 0$. Resta resolver a outra derivada de segunda ordem, referente ao acréscimo de tensão provocado pelo aterro compactado:

$$\frac{\partial^2 \rho}{\partial \Delta\sigma^2} = -H \cdot CR \cdot \frac{\log(e)}{(\sigma'_i + \Delta\sigma)^2} \quad (84)$$

As diferenças entre o FOSM e o SOSM podem ser bem observadas comparando a Tabela 11 com as Tabela 12 e Tabela 13. O termo de segunda ordem adicionado em **(80)** na previsão do valor esperado de recalques (μ_ρ) não pode ser observado comparando a Tabela 13 com as anteriores devido ao número de casas decimais apresentado. Nesse exemplo, a média do recalque previsto com SOSM foi superior ao previsto por FOSM na ordem de 10^{-5} a 10^{-7} metros, o que corresponde a um acréscimo aos recalques estimados de apenas 0,00005% a 0,00115% em relação à previsão de primeira ordem.

Tabela 13. Estatística de ρ prevista usando o método SOSM

CV _{CR,Δσ} (%)	V[CR]	V[Δσ] (kPa) ²	V[ρ] (m) ²	σ _ρ (m)	μ _ρ (m)	CV _ρ (%)
10	0,001	32,5	0,043	0,208	1,85	11,2
20	0,005	130,0	0,173	0,416	1,85	22,5
30	0,011	292,4	0,390	0,624	1,85	33,8
40	0,020	519,8	0,696	0,834	1,85	45,2
50	0,031	812,3	1,094	1,046	1,85	56,7

Fonte: o autor

Segundo Baecher e Christian (2003), o SOSM precisa de um esforço computacional maior que o FOSM, mas nem sempre apresenta resultados mais precisos, portanto o SOSM não foi difundido na engenharia geotécnica tão amplamente como o FOSM.

Em ambos os métodos, FOSM e SOSM, pode-se definir a contribuição de cada variável aleatória para a variância da função de desempenho, ou variável dependente. Seja Y uma variável dependente de X_i variáveis aleatórias independentes, então as expressões (85) e (86) determinam a contribuição de cada variável X_i para a variância da variável dependente Y , nos métodos FOSM e SOSM, respectivamente. Por isso, segundo Duncan (2000), os métodos de segundo momento apresentam uma análise de sensibilidade estruturada, ou estudo paramétrico, do problema em estudo.

$$\text{Contribuição}[X_i] = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2 V[X_i]}{V[Y]} \cdot 100 \quad (85)$$

$$\text{Contribuição}[X_i] = \frac{\left(\frac{\partial Y}{\partial x_i}\right)^2 V[X_i] + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 Y}{\partial x_i^2}\right)^2 V^2[X_i]}{V[Y]} \cdot 100 \quad (86)$$

3.1.3.3 Simulação de Monte Carlo

Nos casos em que o problema estudado apresenta comportamento “razoavelmente linear” no intervalo estudado, o método FOSM, ou eventualmente SOSM, é aplicável (GRIFFITHS; FENTON; TVETEN, 2002). Em situações em que o problema estudado é muito complexo, ou quando as variáveis aleatórias não podem ser representadas apenas pela sua média e variância, o método de simulações de Monte Carlo pode ser aplicado.

Este consiste em executar um algoritmo de cálculo diversas vezes, sorteando, a cada repetição, quais serão os valores das variáveis aleatórias a partir das suas fdp definidas. O sorteio das variáveis aleatórias é realizado pela geração de números aleatórios padronizados (ou semialeatórios, para fins acadêmicos de reprodutibilidade), para a simulação dos parâmetros conforme a distribuição de probabilidades escolhida. Para cada simulação, o resultado da função de desempenho é registrado para análise estatística.

A expressão **(87)** abaixo indica a relação entre o erro gerado na média da previsão, *erro*, e o número de simulações (N_i) a serem realizadas, para uma variável aleatória de desvio padrão, σ . O erro e o número de simulações são inversamente proporcionais.

$$N_i = \left(\frac{Z \cdot \sigma}{\text{erro}} \right)^2 \quad (87)$$

na qual:

$Z=3$ para 99% de confiança
 $Z=2$ para 95% de confiança
erro erro na previsão da média

Após um número suficientemente grande de simulações, são realizadas análises estatísticas com os resultados gerados. Nesse caso, os momentos estatísticos da variável dependente podem ser determinados diretamente pelas expressões apresentadas no item 3.1.2.1 (ver página 108).

O método pode ser aplicado em praticamente qualquer algoritmo de cálculo, desde que os resultados gerados sejam armazenados para análise e inferência estatística. Em geral, são necessárias dezenas de milhares de simulações até que os resultados apresentados gerem momentos estatísticos convergentes, ou seja, até que o número de simulações não tenha mais influência na média, variância e assimetria do resultado. É um método que usa “força bruta” computacional para incorporar uma forma probabilística de interpretação dos resultados.

Com os avanços tecnológicos atuais, o esforço computacional necessário para a realização desse grande número de simulações não parece ser um fator limitante ao

método. De fato, alguns *softwares* comerciais disponíveis para estudo geotécnico já incorporam as simulações de Monte Carlo em seus algoritmos e recursos. Donatelli e Konrath (2005) alertam que, nos casos em que o erro amostral não é a única fonte de incerteza do problema, aumentar o número de simulações pode trazer resultados desastrosos. Em particular, modelos matemáticos pouco representativos e distribuições de variáveis mal caracterizadas podem gerar desvios bem maiores e mais difíceis de serem detectados.

Griffiths, Fenton e Tveten (2002) indicam que a aplicação de simulações de Monte Carlo a análises numéricas com elementos finitos é o único método atualmente disponível para considerar a variabilidade espacial dos solos muito erráticos.

3.1.3.4 Método das estimativas pontuais (PEM)

O método das estimativas pontuais (do inglês *Point Estimate Method* – PEM), assim como as simulações de Monte Carlo, faz uma inferência estatística a partir dos resultados obtidos de uma série de dados processados. Nesse método, para n variáveis independentes, são realizadas 2^n simulações. Assim como os métodos de segundo momento (FOSM e SOSM), o método de estimativas pontuais não requer o conhecimento da fdp das variáveis aleatórias analisadas. No entanto, enquanto o FOSM e o SOSM consideram apenas os dois primeiros momentos estatísticos, o PEM também considera a eventual assimetria dos dados. A variabilidade espacial do solo é ignorada, assim como no FOSM.

O PEM busca substituir uma função densidade contínua de probabilidades por uma função discreta com os mesmos momentos (média, variância e assimetria). As etapas de aplicação do PEM aqui indicadas seguem o método de Rosenblueth (1975, 1981), exposto de forma prática por Griffiths, Fenton e Tveten (2002).

Etapas para aplicação do PEM:

- 1) Determina-se a relação entre a variável dependente e as variáveis independentes: $W = f(X, Y, \dots)$.
- 2) Locação dos pontos de amostragem para cada variável independente de entrada. Para uma única variável independente X , de assimetria ν_x , os pontos de amostragens são definidos por:

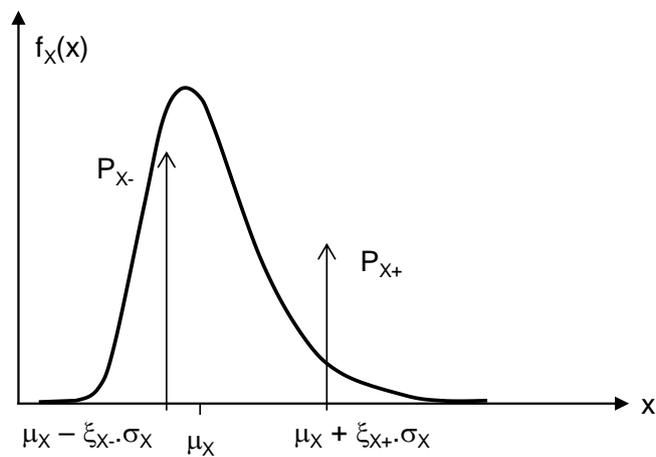
$$\xi_{X+} = \frac{v_X}{2} + \sqrt{\left[1 + \left(\frac{v_X}{2}\right)^2\right]} \quad (88)$$

e

$$\xi_{X-} = \xi_{X+} - v_X \quad (89)$$

Nessas equações, ξ_{X+} e ξ_{X-} são as unidades de desvio padrão que determinam a locação dos pontos de amostragem à direita e à esquerda da média, respectivamente, conforme a Figura 43.

Figura 43. Distribuição PEM



Fonte: Griffiths, Fenton e Tveten (2002, não paginado, tradução nossa)

Nota-se que, para o caso de n variáveis aleatórias, haverá 2^n pontos de amostragem necessários. Caso a assimetria das variáveis independentes seja ignorada, ou assumida igual a zero, as amostragens se resumem a pontos afastados do desvio padrão, para mais e para menos, ao redor da sua média – ver (88) e (89).

- 3) Determina-se o peso P_i a ser aplicado em cada uma das 2^n estimativas amostradas. A soma de todos os pesos P_i deve necessariamente ser igual à unidade e os pesos individuais podem considerar a correlação entre duas ou mais variáveis. No caso de uma única variável aleatória X , os pesos são determinados por:

$$P_{X+} = \frac{\xi_{X-}}{\xi_{X+} + \xi_{X-}} \quad (90)$$

$$P_{X-} = 1 - P_{X+} \quad (91)$$

No caso de n variáveis aleatórias sem assimetria, Baecher e Christian (1999) apresentaram a forma geral para obtenção dos pesos individuais, que consideram os coeficientes de correlação ρ_{ij} entre a i -ésima e a j -ésima variável:

$$P_{S_1 S_2 \dots S_n} = \frac{1}{2^n} \left(1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j) \rho_{ij} \right) \quad (92)$$

Nessa equação, s_i assume o sinal + para pontos acima da média e – para valores abaixo da média. O produto dos dois sinais determina o sinal do coeficiente de correlação ρ_{ij} dentro das somatórias em (92) e os índices de P , o peso a ser aplicado. No caso de $(x_1, y_1) = (\mu_X + \sigma_X, \mu_Y + \sigma_Y)$, $s_1 = +$ e $s_2 = -$, então o peso é simbolizado por P_{+-} .

Quando são adotadas diversas variáveis aleatórias que não podem ter seu terceiro momento desprezado, o cálculo dos pesos se torna significativamente mais complicado. Especificamente, para duas variáveis independentes, Rosenblueth (1981) determinou:

$$P_{S_1 S_2} = P_{X S_1} \cdot P_{X S_2} + s_1 s_2 \cdot \left[\frac{\rho_{XY}}{\left(1 + \left(\frac{v_X}{2}\right)^3\right) \sqrt{1 + \left(\frac{v_Y}{2}\right)^3}} \right] \quad (93)$$

- 4) Calcula-se o valor da variável dependente em cada ponto amostrado. Os resultados são anotados como $W_{X(+ou-)Y(+ou-)...}$, dependendo do ponto no qual W , a variável dependente, é calculada. Para n variáveis independentes são necessários 2^n cálculos de W .
- 5) Por meio dos passos anteriores, é possível agora estimar por PEM os três primeiros momentos estatísticos da variável dependente: sua média, variância e assimetria.

Primeiro momento

$$\mu_W = E[W] = \sum_{i=1}^{2^n} P_i W_i \quad (94)$$

Segundo momento

$$\sigma_W^2 = E[(W - \mu_W)^2] = \sum_{i=1}^{2^n} P_i(W_i - \mu_W)^2 = \sum_{i=1}^{2^n} P_i(W_i)^2 - \mu_W^2 \quad (95)$$

Terceiro momento

$$\begin{aligned} v_X &= \frac{E[(W - \mu_W)^3]}{\sigma_W^3} = \frac{1}{\sigma_W^3} \sum_{i=1}^{2^n} P_i(W_i - \mu_W)^3 \\ &= \frac{1}{\sigma_W^3} \sum_{i=1}^{2^n} P_i(W_i)^3 - 3\mu_W P_i(W_i)^2 + 2\mu_W^3 \end{aligned} \quad (96)$$

3.1.4 Confiabilidade

Por meio dos métodos probabilísticos abordados no item anterior, determinam-se os momentos estatísticos da variável dependente, ou função de desempenho. Com essas informações é possível calcular a probabilidade de insucesso associada, por meio de um índice de confiabilidade, designado por β . Segundo Ribeiro (2008), as primeiras medições de confiabilidade eram determinadas pelo índice definido como

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (97)$$

Nele, μ_G e σ_G são a média e o desvio padrão de uma função de desempenho G .

À aplicação de cálculos de confiabilidade a partir do método FOSM é dado o nome de FORM (do inglês *First Order Reliability Method*), apresentado por Hasofer e Lind (1974,¹² apud LOW; PHOON, 2002).

Em geotecnia, o método é muito empregado para determinar a confiabilidade de análises de estabilidade global. Para isso, incorpora-se um conceito estrutural simples, no qual o insucesso (ou ruptura) é obtido quando a capacidade de resistência (R) é menor que a demanda de solitação (S).

¹² HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and Invariant Second-moment Code Format. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, v. 100, n. 1, 1974, p. 111-121.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma[R - S]} \quad (98)$$

A expressão (98) pode ser rearranjada como:

$$\beta = \frac{\frac{\mu_R}{\mu_S} - 1}{\sqrt{\frac{\sigma_R^2 \cdot \mu_R^2}{\mu_S^2 \cdot \mu_R^2} + \frac{\sigma_S^2}{\mu_S^2}}} \quad (99)$$

Ou, a partir da definição do Fator de Segurança $FS = R/S$ e $\mu_{FS} = \mu_R/\mu_S$ (consideradas variáveis aleatórias), a expressão (98) também pode ser rearranjada como:

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sqrt{\mu_{FS} \cdot CV^2[R] + CV^2[S]}} \quad (100)$$

Morlá-Catalán e Cornell (1976,¹³ apud RIBEIRO, 2008) definiram o índice de confiabilidade admitindo distribuição normal ao FS e que $\sigma_{FS} = \sigma_R/\sigma_S$, como:

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (101)$$

na qual:

σ_{FS}desvio padrão do Fator de Segurança

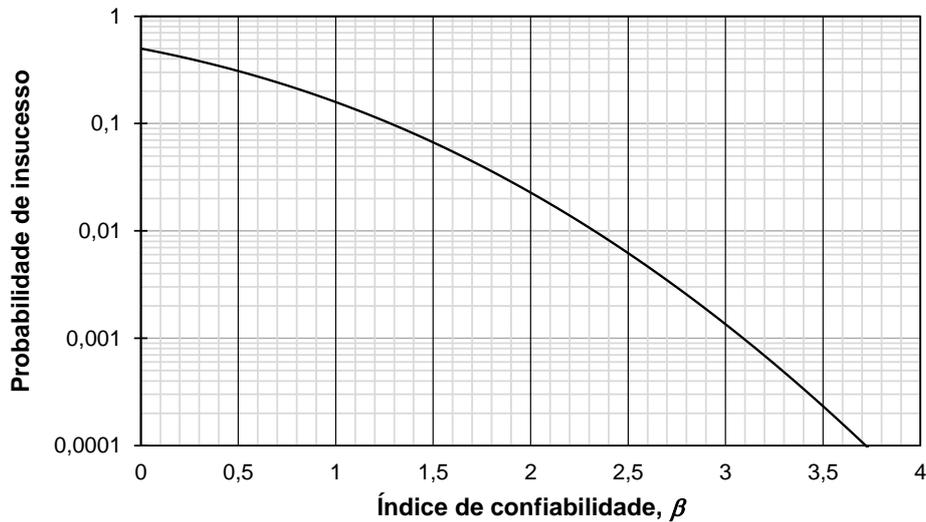
Christian, Ladd e Baecher (1992) apresentaram o índice de confiabilidade para análises geotécnicas com a definição de (101). Sandroni e Sayão (1992), Low e Phoon (2002), Miranda (2005), Ribeiro (2008), Baecher e Christian (2008) e Maia, Sayão e Salles (2010), por exemplo, também adotaram essa definição de confiabilidade para o fator de segurança.

A partir do índice de confiabilidade (β), o valor de probabilidade de insucesso (ou ruptura) pode ser consultado em ábacos (como o da Figura 44), tabelas (DUNCAN, 2000) ou pela função “= [1 - DIST.NORMP(β)]” no software Microsoft® Excel 2007 ou

¹³ MORLÁ-CATALÁN, J.; CORNELL, C. A. Earth Slope Reliability by a Level-Crossing Method. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 102, n. GT6, 1976, p. 591-604.

inferior (DUNCAN, 2000) – ou pela função “= [1 – DIST.NORMP.N(β ;1)]” na versão 2013 do *software*.

Figura 44. Probabilidade nominal de insucesso para uma variável dependente gaussiana em função do índice de confiabilidade



Fonte: Christian, Ladd e Baecher (1992, p. 2183, tradução nossa)

Duncan (2000) indica por **(102)** o índice de confiabilidade para um fator de segurança com distribuição log-normal, a qual, segundo ele, é usualmente a mais razoável para representar uma função de Fator de Segurança. Essa consideração não implica que as variáveis aleatórias tenham a mesma distribuição probabilística que a variável dependente. Na verdade, para a aplicação desses métodos de confiabilidade, nenhuma consideração é feita sobre as fdp das variáveis aleatórias, da qual a função de desempenho é dependente. O valor de probabilidade de insucesso (ou ruptura) em relação ao índice de confiabilidade pode ser obtido com a mesma relação da Figura 44.

$$\beta_{LN} = \frac{\ln\left(\frac{\mu_{FS}}{\sqrt{1+CV^2[FS]}}\right)}{\sqrt{\ln(1+CV^2[FS])}} \quad (102)$$

3.1.5 Análise crítica dos métodos probabilísticos

Nas últimas décadas houve muito avanço na área de probabilidades em geotecnia. É interessante que as referências deste item são posteriores à citação do Prof. Lambe (1973): Hasofer e Lind (1974),¹⁴ Rosenblueth (1975, 1981), Morlá-Catalán e Cornell (1976),¹⁵ Harr (1977), Kulhawy (1992), Christian, Ladd e Baecher (1992), Phoon et al. (1995), Whitman (2000), Duncan (2000), Griffiths, Fenton e Tveten (2002), Low e Phoon (2002), Baecher e Christian (2008).

Os métodos probabilísticos estimam a variância da função de desempenho a partir das variâncias dos parâmetros de entrada considerados como variáveis aleatórias. A variância da função de desempenho é necessária para calcular o índice de confiabilidade (β) e a respectiva probabilidade de insucesso.

Os métodos de segundo momento (FOSM e SOSM) calculam, além da variância total da função de desempenho, a contribuição de cada variável aleatória na variância da função de desempenho. Tal contribuição é considerada uma análise de sensibilidade da função de desempenho, indicando quais são as variáveis de maior importância. O método SOSM é mais preciso que o FOSM, porém nem sempre o ganho é significativo.

O PEM e as simulações de Monte Carlo utilizam uma série de soluções da função de desempenho, de forma que é possível realizar uma análise estatística dos resultados e calcular a média e a variância da função de desempenho. Dependendo da quantidade de variáveis aleatórias adotadas (PEM) e do número de iterações simuladas (Monte Carlo), os métodos podem demandar grande processamento.

Duncan (2000) e Ribeiro (2008) aplicaram métodos probabilísticos a análises de recalques por adensamento. Em Duncan (2000), uma análise probabilística é realizada com dados de adensamento na San Francisco Bay Mud, também apresentados em Duncan (1993), porém sem análises estatísticas. Duncan (1993)

¹⁴ HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and Invariant Second-moment Code Format. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, v. 100, n. 1, 1974, p. 111-121.

¹⁵ MORLÁ-CATALÁN, J.; CORNELL, C. A. Earth Slope Reliability by a Level-Crossing Method. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 102, n. GT6, 1976, p. 591-604.

comenta as limitações da análise de adensamento por cálculos expeditos, especialmente quanto à distribuição não homogênea das deformações com a profundidade (Figura 36). Na análise probabilística de recalques por adensamento por Duncan (2000) foram consideradas as seguintes variáveis aleatórias: $C_d/(1+e_0)$; $C_r/(1+e_0)$; OCR^{16} ; C_v .

Ribeiro (2008) também realizou análises probabilísticas de recalques por adensamento. Suas análises se basearam nas de Duncan (2000), porém ele considerou as seguintes variáveis aleatórias: $C_d/(1+e_0)$; $C_r/(1+e_0)$; OCR^{17} ; γ . Entende-se que OCR e γ são variáveis dependentes, porque a razão de pré-adensamento é definida em função do peso específico natural da argila. Essa consideração invalida a premissa de independência das variáveis aleatórias dos métodos FOSM, SOSM e PEM. Portanto, a análise de Ribeiro (2008) pode ter suas hipóteses de simplificação comprometidas.

Duncan (2000) apresenta o emprego da confiabilidade na acurácia de previsões de recalques de sapatas em areia. O resultado é a variância do modelo de previsão dos recalques. Por meio da análise do recalque de 124 sapatas, determinou-se que o método de Burland e Burbridge (1985) apresenta coeficiente de variação de 67% em relação aos valores observados (Figura 45). Os recalques foram previstos segundo a metodologia de Burland e Burbridge (1985,¹⁸ apud DUNCAN, 2000) e medidos ao final da construção.

Adotada a razão de recalques (SR, do inglês *settlement ratio*) igual ao recalque possível dividido pelo recalque de maior probabilidade (calculado), é possível calcular a probabilidade de um recalque previsto ser superado. Para isso, são necessários a média e o desvio padrão (ou coeficiente de variação) e o respectivo índice de confiabilidade (β). Na Tabela 14 estão indicadas as probabilidades de o recalque com distribuição log-normal ser superado, e a coluna em destaque (CV = 67%)

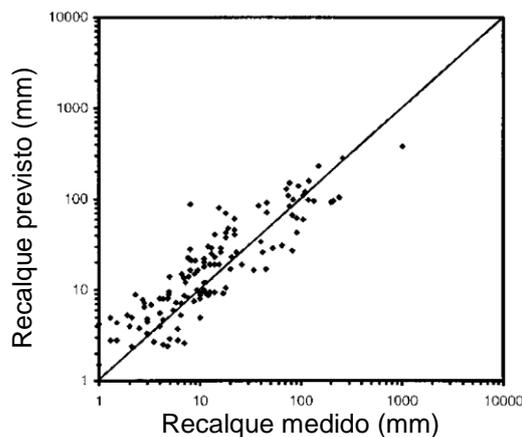
¹⁶ Determinado a partir da regra três-sigma de forma gráfica (Figura 42).

¹⁷ Em sua análise foram considerados valores de $OCR < 1$, o que é conceitualmente questionável.

¹⁸ BURLAND, J. B.; BURBRIDGE, M. C. Settlement of Foundations on Sand and Gravel. **ICE Proceedings**, v. 78, n. 6, 1985, p. 1325-1381.

corresponde ao calculado na Figura 45 para o método de Burland e Burbridge (1985) de estimativa de recalques de sapatas em solos arenosos.

Figura 45. Comparativo entre os recalques previstos e medidos de sapatas sobre areia



Fonte: Duncan (2000, p. 314, tradução nossa)

Tabela 14. Probabilidade de o recalque ser maior do que o recalque estimado, de maior probabilidade, baseado em distribuição log-normal de recalques

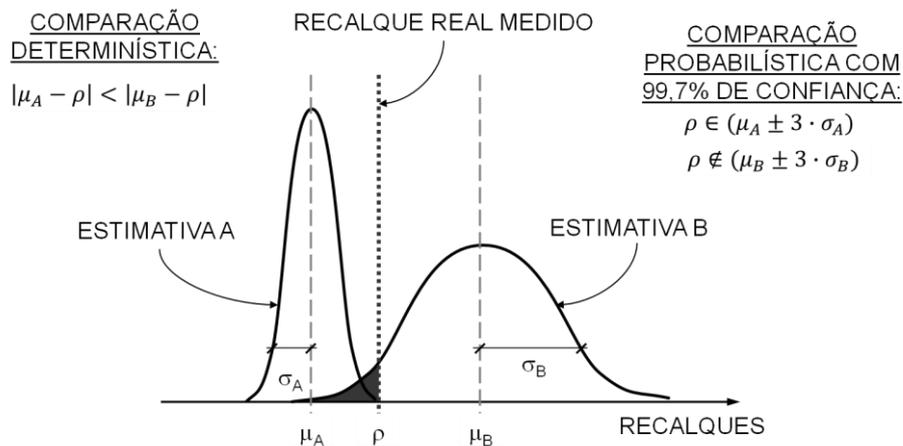
SR	Coeficiente de variação dos recalques (CV)											
	5%	10%	15%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	67%	70%	80%
1,10	3%	16%	24%	28%	30%	32%	33%	33%	33%	32%	32%	31%
1,20	0%	3%	10%	15%	19%	22%	25%	27%	27%	27%	27%	27%
1,30	0%	0%	3%	8%	12%	15%	19%	21%	23%	23%	23%	23%
1,40	0%	0%	1%	4%	7%	10%	14%	17%	19%	20%	20%	20%
1,50	0%	0%	0%	2%	4%	6%	11%	14%	16%	17%	17%	18%
1,60	0%	0%	0%	1%	2%	4%	8%	11%	13%	14%	14%	15%
1,70	0%	0%	0%	0%	1%	3%	6%	9%	11%	12%	12%	13%
1,80	0%	0%	0%	0%	1%	2%	4%	7%	9%	10%	11%	12%
1,90	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%	6%	8%	9%	9%	10%
2,00	0%	0%	0%	0%	0%	1%	2%	4%	6%	7%	8%	9%
2,20	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%	4%	5%	6%	7%
2,50	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	3%	4%	4%	5%
3,00	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	2%	2%	3%

Fonte: Duncan (2000, p. 314, tradução nossa)

Tradicionalmente, as estimativas geotécnicas são realizadas por meio de métodos determinísticos. A partir dos parâmetros médios, ou “parâmetros de projeto”, são

realizados os cálculos geotécnicos e é determinado o valor estimado. Com o uso de análises probabilísticas, é possível incorporar diversos níveis de incerteza para cada variável aleatória e, com isso, determinar uma função densidade de probabilidades do resultado. A diferença entre as duas abordagens, determinística e probabilística, pode ser entendida na Figura 46.

Figura 46. Diferença entre as comparações determinísticas e probabilísticas de estimativas de recalques com valor real medido



Fonte: o autor

Nessa figura esquemática, é possível verificar duas estimativas de recalques e um valor único da realidade observada. Nota-se que a simples comparação dos valores médios das previsões com o valor real medido indicaria que a estimativa “A” é melhor que a “B”. No entanto, a representação dos recalques por funções densidade de probabilidades torna possível observar que a estimativa “B” foi melhor que a “A”.

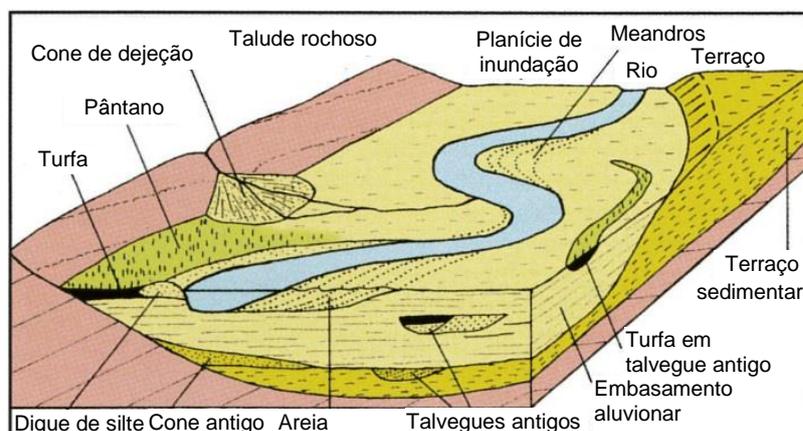
No desenvolvimento deste trabalho, a metodologia FOSM foi preferida em relação aos métodos PEM e Monte Carlo porque o primeiro prescinde da realização de testes de aderência e determinação do formato das fdp consideradas. O método FOSM também retorna a contribuição de cada variável aleatória para a variabilidade da função de desempenho estipulada, o que é de grande valia para o objetivo deste trabalho.

4 ESTUDO DE CASO

A obra aqui analisada é a duplicação da Ruta del Sol, uma grande ligação rodoviária na Colômbia, oficialmente denominada Ruta Nacional 45. A rodovia atravessa cinco departamentos colombianos: Cundinamarca, Boyacá, Santander, Cesar e Magdalena, entre os municípios de Villeta (Cundinamarca) e Ciénaga (Magdalena). A Ruta Nacional 45 é um importante corredor da Red Nacional de Vías de Colombia, porque permite conexão terrestre entre a capital, Bogotá, e grandes centros populacionais e de produção agrícola, industrial e de exploração de petróleo do interior do país até as cidades portuárias do Caribe colombiano, como Cartagena das Índias, Barranquilla e Santa Marta.

Por ser um projeto rodoviário de centenas de quilômetros, o empreendimento encontrou bolsões de solo aluvionar nas regiões baixas próximas ao Rio Magdalena, de drenagem deficitária, nos quais se acumulam matéria orgânica e solo compressível. O Rio Magdalena nasce no sudoeste da Colômbia e em seu percurso atravessa o país de norte a sul, até o Mar do Caribe. Possui aproximadamente 1.550 km de extensão e 6.987 m³/s de vazão média. Em comparação, o Rio Tietê tem uma vazão média de aproximadamente 2.500 m³/s. Diferentemente dos solos moles de origem marinha, os solos aluvionares se formam conforme a ação e intensidade das águas que passam por um rio. Os rios meandrados em planícies sofrem um processo de sedimentação aleatória ao longo do tempo, variando conforme a vazão e intensidade de chuvas durante muitos anos.

Figura 47. Formações geotécnicas de solo aluvionar



Na Figura 47 são indicados os tipos de solo que se formam nessas condições. Os solos aluvionares também podem sofrer intensa ação de ressecamento durante períodos de estiagem.

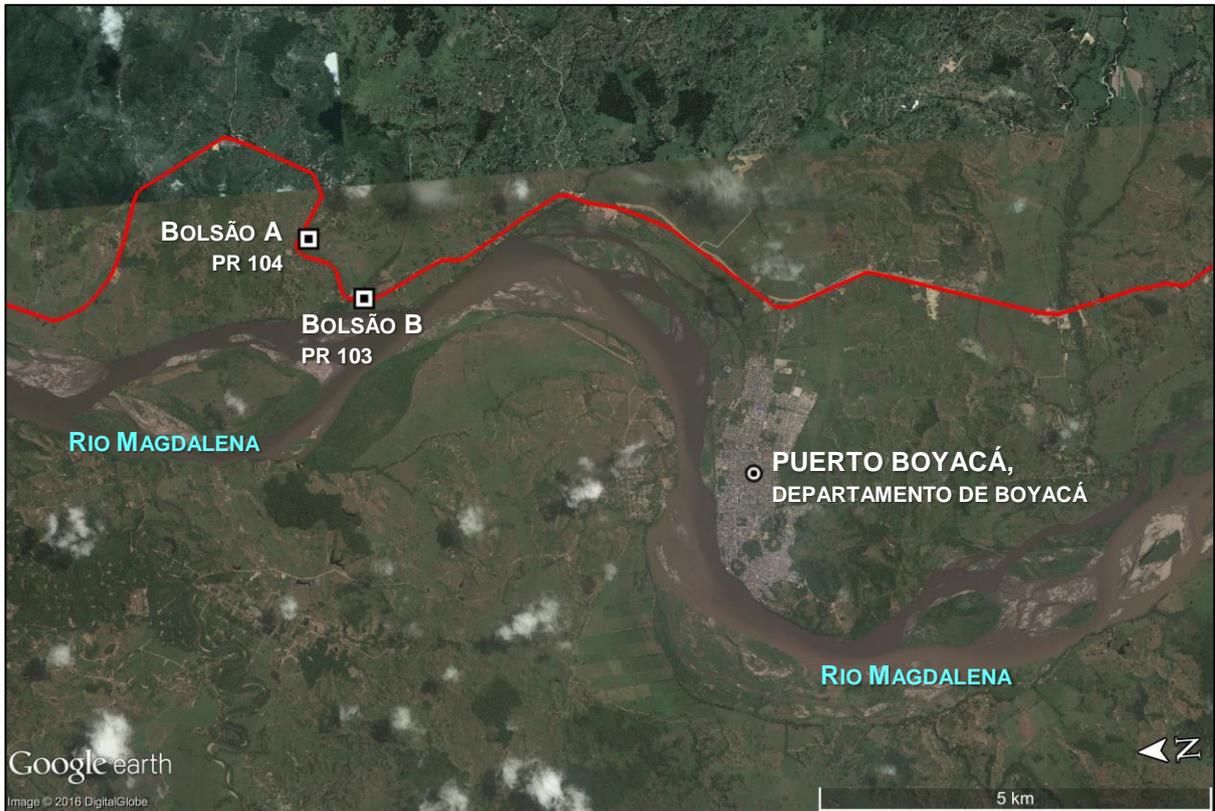
Foram identificadas dezenas de regiões com a presença de solo mole ao longo do traçado geométrico. Algumas são de pequena profundidade e extensão, sendo a substituição do solo a alternativa mais econômica e efetivamente aplicada. Em nove locais distintos, denominados “bolsões”, foram realizadas obras de adensamento do solo mole com DVP e pré-carregamento a vácuo, com profundidades e extensões de solo mole muito variáveis – de 6 até 21 m e de 30 até 1.400 m, respectivamente. Desses locais, os dois bolsões estudados nesta dissertação são indicados nas Figuras 48 e 49.

Figura 48. Mapa geográfico do Rio Magdalena em relação a Colômbia



Fonte: Adaptado de Stratfor (2013, tradução nossa)

Figura 49. Fotografia aérea com o traçado da duplicação rodoviária e locais estudados



Fonte: Google Earth Pro (Data da imagem: 17/01/2014)

A quantidade e a qualidade dos ensaios e investigações geotécnicas disponíveis são diferentes entre os Bolsões analisados. Conforme pode-se observar na Tabela 15, o Bolsão A possui maior extensão e menor quantidade de ensaios realizados. Neste, que é o primeiro local analisado na presente pesquisa, não foram realizadas coletas de amostras indeformadas para ensaios de adensamento em laboratório. O Bolsão B apresenta mais sondagens SPT que o Bolsão A e inclui ensaios de adensamento em laboratório, porém, das cinco amostras colhidas, apenas uma apresentou qualidade boa ou superior. Em ambos os bolsões foram realizados ensaios de piezocone.

Tabela 15. Investigações geotécnicas disponíveis por Bolsão

Descrição	Bolsão A	Bolsão B
Estaqueamento	PR 104+040 a PR 104+400	PR 102+780 a PR 103+120
Extensão	360 m	340 m
Maior espessura de solo mole aferida	15 m	20 m
Ensaio SPT	3	5
Ensaio de adensamento	-	5

Descrição	Bolsão A	Bolsão B
Ensaio de piezocone	2	3
Ensaio de dissipação de poropressão	5	6
Placas de recalques analisadas	6	4

Fonte: o autor

O sistema de aplicação da sobrecarga a vácuo utilizado é dreno a dreno, de forma que não é necessária a instalação de geomembrana impermeável e manutenção de trincheira perimetral com água durante a aplicação do vácuo. Os geodrenos são circulares com seção em formato de estrela (cujo nome comercial é StarDrain®), com 28,5 mm de diâmetro, o que facilita as conexões em relação aos drenos em formato de fita usualmente utilizados nos sistemas dreno a dreno (SANDRONI et al., 2012). Assim, esse sistema é um aprimoramento do sistema Cofra® de geodrenos a vácuo. Mais detalhes do sistema utilizado são apresentados no item 4.3 adiante.

4.1 CONTEXTO GEOLÓGICO

O levantamento geológico foi realizado para a empreitada por escritório local e embasado em dados da literatura técnica, cartas geológico-geotécnicas de escala 1:500.000, perfurações manuais, coletas de amostras para laboratório, levantamentos estratigráficos e geotécnicos dos afloramentos, fotointerpretação e zonificação geológica em função das unidades geomorfológicas com materiais de condições similares de propriedades mecânicas, topografia, condições de drenagem etc. Adiante são apresentadas as principais considerações.

4.1.1 Clima e vegetação

A obra está situada próxima à linha do Equador, na Zona de Convergência Intertropical (ZCIT). Essa região é caracterizada por um regime pluviométrico bimodal, com dois períodos chuvosos: o primeiro entre os meses de março e junho e o segundo entre os meses de setembro e novembro. Os períodos chuvosos se alinham ao período no qual a ZCIT se desloca para o norte e os períodos de estiagem correspondem a quando a ZCIT se desloca para o sul. A região apresenta clima tropical equatorial isotérmico com alta umidade relativa do ar. Nessa região, a precipitação anual média

é de 2.150 mm, as temperaturas oscilam entre 27 e 35 °C, a umidade relativa do ar varia entre 75 e 80% e a evaporação é de 2.000 a 2.100 horas/sol/ano. Esse vale da Bacia do Rio Magdalena está situado entre as elevações 185 e 800 m em relação ao nível do mar.

A região é caracterizada pelo uso de solo para pastos e cultivos, com bosques de vegetações próximos às drenagens naturais e córregos. Essa mesma bacia sedimentar apresenta ampla importância comercial para a extração de petróleo na região.

4.1.2 Geologia regional

No local afloram rochas dos períodos Paleogeno e Neogeno (ambos no Terciário) de origem continental. Em geral, correspondem a conglomerados, arenitos e argilitos acrescidos dos demais depósitos não consolidados originários do período Quaternário. O relevo da região é moderado, com montes e colinas devido à erosão atuante nas rochas sedimentares do Neogeno e paisagens suavizadas por assoreamentos recentes, produtos do intemperismo nos setores mais altos.

No âmbito da Geologia Regional, ocorre uma sucessão de rochas sedimentares do Terciário, resultado da erosão de dois dos ramais da Cordilheira dos Andes na Colômbia, Cordilheiras Oriental e Central, que cercam a região. Durante o levantamento das cordilheiras no Neogeno (mais precisamente do Mioceno ao Plioceno) esses materiais foram erodidos até o vale do Rio Magdalena sob regime fluvial. Essa unidade geológica regional é conhecida como Formação Mesa (Tsm) e acima dela ocorrem depósitos recentes associados à dinâmica do Rio Magdalena, cuja planície de inundação se espraia por até 1 km de distância do leito principal.

A descrição das camadas estratigráficas aqui apresentada refere-se ao léxico estratigráfico internacional, em sua 5ª versão.

Formação Mesa (Tsm)

O embasamento de rochas sedimentares regional é composto de estratos horizontais de aproximadamente 350 m de espessura. Constitui-se de sucessões de

conglomerados e areias finas a médias com intercalações de argilas cinzas. Os cascalhos são de quartzo e fragmentos de rochas sedimentares e metamórficas vulcânicas, predominantemente. Os solos dessa formação são resultado de intemperismo de grau moderado a alto: siltes arenosos com variações a areias siltosas e siltes argilosos de cor avermelhada a bronze e consistência média a mole, dependendo da umidade intersticial do solo.

Depósitos aluvionares (Qal)

Os depósitos aluvionares são abundantes e estão dispostos nas margens dos rios e córregos, sendo compostos de 50-60% de cascalho e 40-50% areias. Os cascalhos são de quartzo e rochas metamórficas ígneas arredondadas, de dimensões 5 a 10 cm, em média.

4.1.3 Geologia local

As unidades geológicas locais do setor de interesse foram mapeadas em campo, sob o traçado da rodovia, e podem ser divididas em: solos residuais, depósitos em terraços aluviais, afloramentos da Formação Mesa, depósitos aluvionares e leques aluviais. Essas unidades geológicas levantadas no subsetor Caño Alegre – Puerto Serviez, estão apresentadas na Tabela 16. Esse é o subsetor no qual se encontram os locais analisados neste trabalho.

Tabela 16. Unidades geológicas identificadas no estudo geológico do empreendimento

Idade	Unidade geológica	Descrição	Porcentagem mapeada (%)
Quaternário	Qcc	Leques aluviais	0,4
	Qal	Depósitos aluvionares	4,2
	Qt	Depósitos em terraços aluviais	33,0
	Qsr	Solos residuais	53,5
Terciário	Tsm	Formação Mesa	9,1

Fonte: estudo geológico do empreendimento

4.1.3.1 *Embasamento – Formação Mesa (Tsm)*

O embasamento sedimentar aflora em alguns taludes rodoviários e trechos de exploração de materiais, com rochas arredondadas com dimensões de cascalhos a 30 cm de diâmetro, sendo composto predominantemente de rochas ígneas e de esfericidade média.

4.1.3.2 *Formações superficiais*

Solos residuais (Qsr)

As altas temperaturas e umidades relativas da região, associadas ao intemperismo profundo e intenso das rochas aflorantes, permitiram a formação dos solos residuais que predominam na área de influência do trajeto da rodovia em duplicação.

Tratam-se de solos derivados de rochas sedimentares com caráter arenoso, argiloso e conglomerático que compõem a Formação Mesa. Esses materiais possuem estrutura frágil e baixa densidade, sendo suscetíveis à erosão hidrogravitacional quando não estão protegidos por cobertura vegetal. Isso ocorre devido às características de porosidade e permeabilidade do material de origem desses depósitos, que permitem a infiltração das águas de escoamento e a contínua lavagem dos seus minerais constituintes. Sua composição é de silte arenoso a silte argiloso de cores avermelhadas, com plasticidade e umidades elevadas.

Depósitos de terraços aluviais (Qt)

Depósitos de terraços aluviais são oriundos da dinâmica do Rio Magdalena, sendo caracterizados por uma morfologia de planície levemente inclinada na direção do corpo d'água, formando terraços elevados alguns metros sobre o leito de inundação ordinário. Em determinadas ocasiões, pode formar terraços em diversos níveis escalonados. Esses terraços apresentam taludes de altura entre 3 e 5 metros nas margens do rio. Em superfície, sua composição é majoritariamente de silte argiloso de cor marrom com variação a silte arenoso e um embasamento eventual de cascalhos arredondados e areias com algum teor de finos.

Figura 50. Inundação registrada em (a) 30/10/2013 e (b) 19/03/2014



(a)



(b)

Fonte: o autor

Essas regiões de drenagem deficitária sofrem frequentes inundações e acúmulo de material com presença de finos e vegetação em decomposição, os quais geram o solo mole identificado no empreendimento. Na Figura 50 é visto um local de solo mole inundado durante duas visitas à obra, entre 2013 e 2014. Foi relatado pela equipe local que em chuvas torrenciais entre 2005 e 2010 o nível de inundação no local da Figura 51 foi superior a 3,50 m, o suficiente para galgar a pista existente e interromper o fluxo da via. É razoável assumir que os períodos de estiagem geram ressecamento da camada superficial e consequente pré-adensamento das camadas superiores em algumas regiões.

Depósitos aluviais recentes (Qal)

Os depósitos aluviais recentes correspondem aos canais e ao atual leito de inundação ordinária dos córregos que drenam a região e desaguardam no rio. São constituídos de pedregulhos, cascalhos e areias, formando praias aluviais. Os pedregulhos são de no máximo 30 a 50 cm, apresentando cantos arredondados e sendo predominantemente de arenito. As areias são silto-argilosas, de cor cinza escuro devido ao predomínio, nessa fração, da presença de grãos de lutita.

Depósitos de leques aluviais (Qcc)

No traçado geométrico da rodovia foram identificados depósitos de leques aluviais associados à paisagem local de colinas. São depósitos mistos gerados a partir da combinação de materiais transportados ao longo de um canal e de aportes dos taludes adjacentes, gerando os leques de depósitos aglutinados em uma única unidade geológica. São formados de pedregulhos e cascalhos de arenitos, com formatos semiangulosos a semiarredondados e tamanhos máximos de 50 cm a 1 m em uma matriz de areia silto-argilosa de cor marrom.

4.2 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Devido ao grande número de bolsões de solo mole identificados, seria excessivamente custoso realizar uma campanha de investigação completa e minuciosa em cada local. Além disso, por causa da gênese aleatória do solo, há dúvidas quanto à representatividade das primeiras amostras de laboratório analisadas em relação aos diversos bolsões. Como o cronograma da obra é extenso e a obra é linear, os trechos de obra executados e as seções instrumentadas puderam ser tratados como ensaios em verdadeira grandeza.

Apesar de se dispor de ensaios de laboratório e de campo, o projeto não é otimista, porque sabe das limitações de amostragem e representatividade do solo (LAMBE, 1973; DUNCAN, 1993), especialmente dada a natureza heterogênea do solo aluvionar em foco (MESRI; AJLOUNI, 2007). Além disso, as primeiras amostras indeformadas e regiões identificadas com solo mole estão a aproximadamente 60 km dos últimos trechos onde foi identificada a presença de solo mole. As sondagens são locadas conforme o estaqueamento da rodovia, chamado de PR (Ponto de Referência). Cada Ponto de Referência corresponde a um quilômetro de rodovia.

A primeira campanha de investigações geotécnicas foi concebida buscando pelo menos a realização de um ensaio SPT a cada 100 m e em cada bolsão de solo mole, conforme estes foram identificados. Os ensaios SPT foram complementados pela coleta de amostras deformadas a cada metro para caracterização simples em laboratório – granulometria por peneiramento, umidade natural, peso específico dos grãos e Limites de Atterberg. A Figura 51 apresenta um exemplo de amostra

perturbada coletada do amostrador-padrão Terzaghi-Peck para ensaios de caracterização simples.

Figura 51. Fotografia de amostra do solo mole do estudo de caso



Fonte: o autor

Os ensaios a percussão SPT foram realizados conforme os procedimentos da norma colombiana INVE-111-07, apresentada no Anexo C. É válido ressaltar que em várias sondagens foram encontrados pedaços de madeira maiores que o amostrador, como os ilustrados na Figura 52. Tal fato levanta a suspeita de que os valores de N_{SPT} podem, na realidade, ser menores do que os que foram efetivamente medidos.

Nos bolsões de solo mole com extensão e profundidade significativas, onde são necessárias técnicas de tratamento mais avançadas que a substituição de solo mole, foram programadas novas campanhas de ensaios geotécnicos complementares para o projeto. Com base nos resultados das sondagens SPT da etapa anterior, foram realizadas coletas de amostras indeformadas com tubo Shelby de 4" para ensaios de laboratório, além de ensaios de campo: palheta (*Vane Test*) e piezocone (CPTU) com

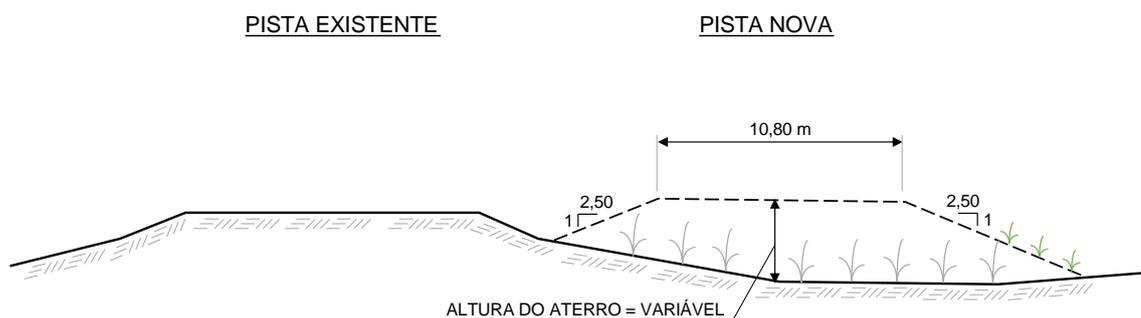
dissipação de poropressão em profundidade. Os ensaios de palheta não serão explorados pelo presente trabalho e, portanto, não serão apresentados.

Figura 52. Exemplos de pedaços de madeira em decomposição encontrados nas sondagens



Fonte: o autor

Figura 53. Seção típica do aterro



Fonte: o autor

A rodovia está em duplicação, o que implica que a geometria do aterro típica nas regiões baixas, com presença de solo mole, seja a apresentada na Figura 53. A altura do aterro é variável e atinge valores máximos de 6 metros em trechos de encontros de pontes e valores médios de 2,0 a 3,5 metros ao longo da rodovia. No Bolsão A o

traçado geométrico da pista nova foi implantado afastado da pista existente, diferente do croqui da Figura 53.

4.3 CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE GEODRENOS A VÁCUO

O sistema é constituído pela aplicação de vácuo em DVP com seção circular StarDrain®. Esse dreno é fabricado com um núcleo de polietileno de alta densidade (PEAD) e revestido por geossintético não tecido. Na Figura 54(a) é possível observar um dreno convencional tipo “fita” e um StarDrain®, lado a lado. A seção drenante do dreno circular é 27,5% maior que a de um dreno fita de dimensões 5 x 100 mm.

Figura 54. (a) DVP tipo “fita” e StarDrain®, e (b) mandril de cravação dos respectivos drenos



Fonte: o autor

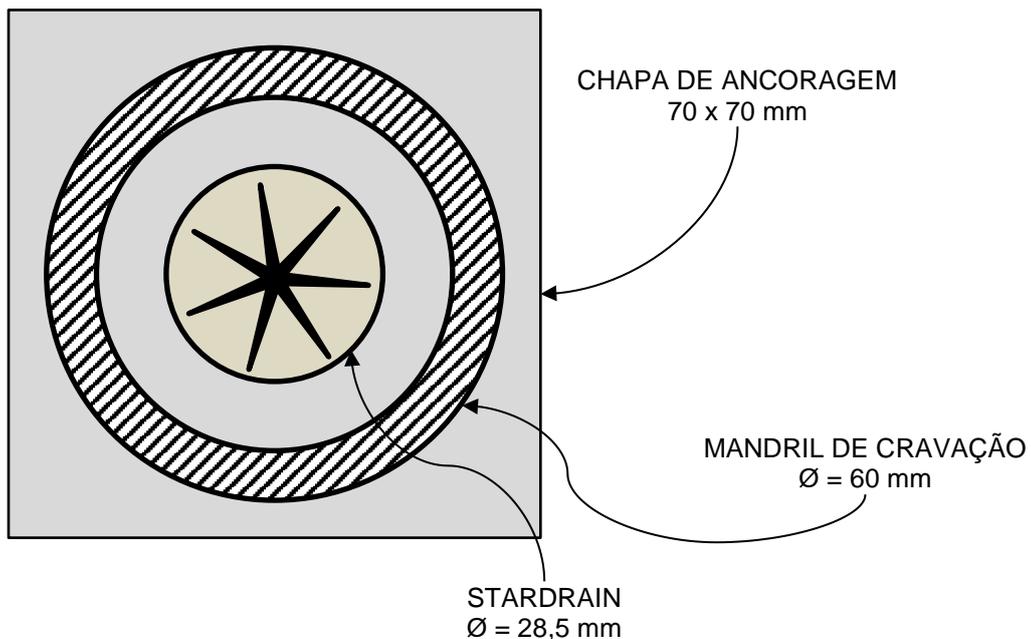
Devido a suas dimensões enxutas, é possível instalar o DVP StarDrain® utilizando um mandril de cravação também menor e, portanto, gerar um menor amolgamento no solo mole durante sua instalação (Figura 54(b)). Essa característica é interessante, pois a perturbação do solo mole limita o espaçamento mínimo entre DVPs, causando um retardo no tempo de adensamento quando as zonas perturbadas se sobrepõem.

4.3.1 Parâmetros de projeto

O mandril de cravação do geodreno possui 60 mm de diâmetro externo e sua relação com o dreno e a chapa de ancoragem inferior, em escala real, pode ser observada na Figura 55. O trecho “cego” (impermeável) dos geodrenos adotado nessa obra foi de

2,0 m devido a variações do lençol freático sazonais identificadas nas sondagens e devido ao potencial de ressecamento superficial gerado pelo vácuo. Portanto, a altura de sucção (H_s) do projeto é de 2,0 m.

Figura 55. Seção transversal do StarDrain, do mandril de cravação e da chapa de ancoragem em escala real

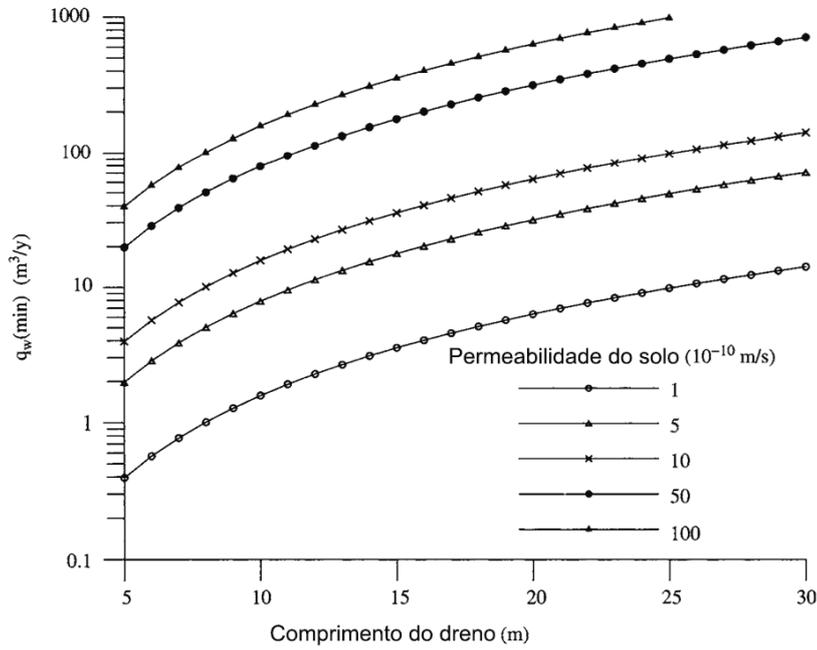


Fonte: o autor

4.3.1.1 Fator da capacidade de descarga do dreno

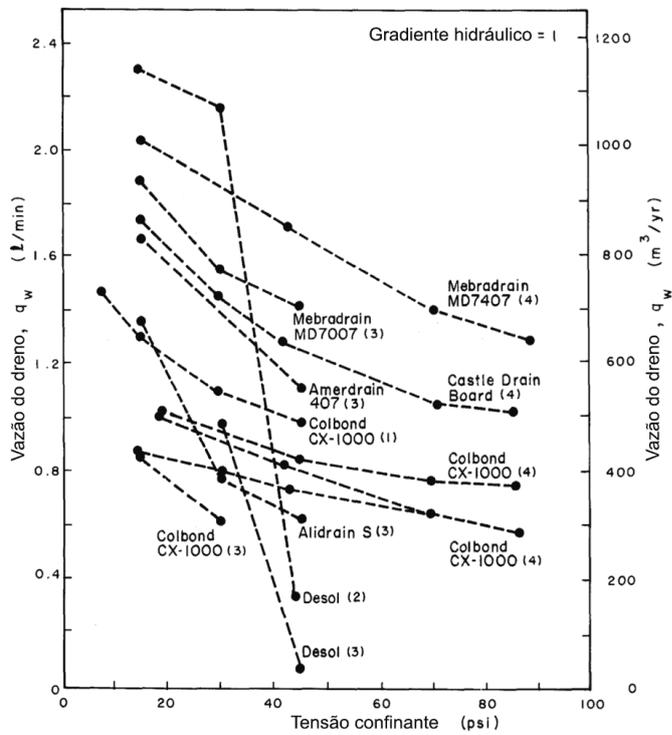
Segundo Sandroni, Andrade e Odebrecht (2012), durante o primeiro teste com o sistema StarDrain® entre abril e setembro de 2011, este foi aplicado com sucesso em uma área piloto de aproximadamente 15 x 30 m. Neste artigo é declarada a vazão média do sistema da ordem de 225 litros por hora, correspondente a 1.970 m³/ano e 6,25 E-5 m³/s. “A vazão registrada na saída do sistema (da ordem de 225 litros por hora) foi muito maior do que o volume dos recalques (que corresponde a uma “vazão” equivalente por volta de 13,5 litros por hora, nos 225 m² do Trecho 1). (...) Isto não prejudicou a ação do vácuo sobre o solo mole mas, pode ter causado o aumento (desnecessário) na vazão de bombeamento.” (SANDRONI, ANDRADE E ODEBRECHTS, 2012, p. irregular).

Figura 56. Vazão mínima para não ocorrência de resistência da drenagem segundo Mesri e Lo (1991)



Fonte: (a) INDRARATNA, 2005b, p. 62; (b) RIXNER, KRAEMER, SMITH, 1986, p. 38.

Figura 57. Vazão de DVPs comercializados nos EUA



Fonte: RIXNER, KRAEMER, SMITH, 1986, p. 38.

Adotar-se-á a permeabilidade horizontal (k_h) do solo como 1×10^{-8} m/s e o comprimento característico dos drenos (L) como 20 m, pois esta foi a maior espessura de sedimento compressível identificada nas investigações da rodovia Ruta del Sol. Logo, por meio da equação (21), é possível observar na Figura 56 que a capacidade de vazão mínima do DVP precisa ser de aproximadamente $650 \text{ m}^3/\text{ano}$. Rixner, Kraemer e Smith (1986) analisaram diversos DVP disponíveis no mercado e apontam um intervalo de 300 a $1.000 \text{ m}^3/\text{ano}$ para 11 DVPs testados, conforme a Figura 57.

Portanto, adotar-se-á também que o fator de resistência da drenagem pode ser desprezado nas análises de adensamento. Logo, $F_r = 0$. A eficiência da aplicação deste sistema de geodrenos a vácuo é apreciada após a análise do estudo de caso.

4.3.1.2 Fator de perturbação da instalação

O diâmetro do mandril (d_m) foi calculado considerando a influência da chapa de ancoragem inferior, ilustrada na Figura 55. Em função da área, o diâmetro do mandril pode ser calculado:

$$d_{m_{\text{área}}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot w \cdot l} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 70 \cdot 70} = 78,9 \text{ mm}$$

E, conforme as considerações de Saye (2001), a partir da área gerada pelo perímetro:

$$d_{m_{\text{perímetro}}} = \frac{4 \cdot l}{\pi} = \frac{4 \cdot 90}{\pi} = 89,1 \text{ mm}$$

Adotar-se-ão os valores médios estudados por Indraratna et al. (2005b) para a razão entre a permeabilidade horizontal natural indeformada e perturbada (k_h/k_s) e a razão entre o diâmetro da zona amolgada e do mandril (d_s/d_m): 2,5 para ambos. O diâmetro do mandril foi adotado a partir do perímetro da chapa de ancoragem. Portanto:

$$d_s = 2,5 \cdot d_m = 2,5 \cdot 89,1 = 223 \text{ cm}$$

$$\frac{d_s}{d_w} = \frac{28,6}{2,85} \cong 7,82$$

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) = (2,5 - 1) \cdot \ln(10) = 3,08$$

4.3.1.3 Fator de espaçamento dos drenos

No estudo de caso foi utilizada malha de distribuição dos geodrenos em planta com arranjo triangular de 1,30 m. O diâmetro do cilindro de influência do dreno vertical em arranjo triangular é calculado por $D = 1,05 \cdot l_{malha}$ e o fator de espaçamento dos drenos pode ser calculado pelas equações (14) e (19). No Quadro 8 é apresentado o cálculo do fator de espaçamento para ambas as equações disponíveis.

Quadro 8. Fator de espaçamento dos drenos para o estudo de caso

Espaçamento entre os drenos	$D = 1,05 \cdot l_{malha}$	$n = D/d_w$	F(n) (BARRON, 1948)	F(n) (HANSBO, 1978)
1,30 m	1,365 m	47,9	3,121	3,119

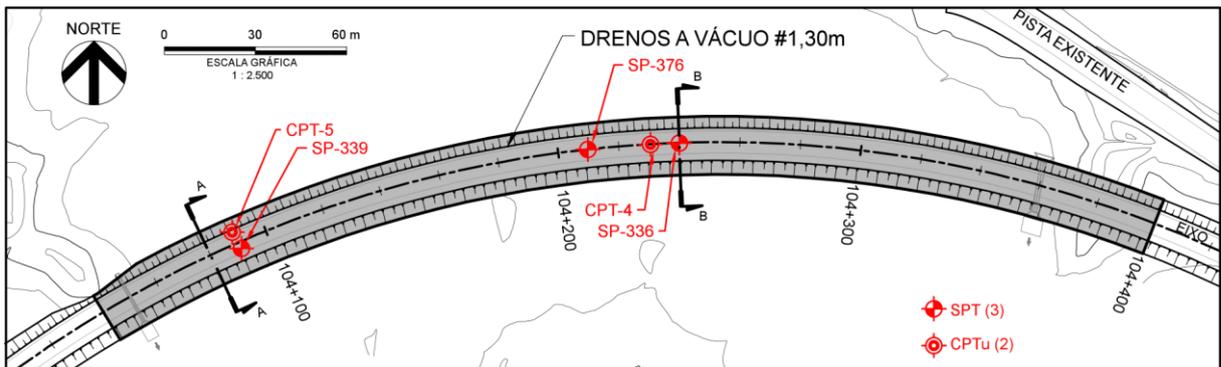
Fonte: o autor

4.4 LOCAIS ESTUDADOS

4.4.1 Bolsão A

No Bolsão A, situado entre as estacas PR 104 + 040 e PR 104 + 400 do estaqueamento da pista nova, foi realizado tratamento de solo mole com pré-carregamento a vácuo. Os DVPs foram instalados em malha triangular distantes 1,30 m entre si. Próximo a esse bolsão de 360 m de extensão foram identificados outros locais com sondagens indicando camada de solo mole superior a 15 m entre as estacas PR 102 + 780 e PR 103 + 240 (Bolsão B, com 460 m de extensão de tratamento) e PR 103+280 e PR 103+540 (260 m de extensão). Na Figura 58 é possível observar o local em planta com a localização das três sondagens SPT e dois ensaios de CPTU realizados. Nesse local específico não foram retiradas amostras indeformadas para ensaios de laboratório complementares. As leituras dos instrumentos geotécnicos começaram a ser realizadas em junho de 2014. A sobrecarga de vácuo foi aplicada durante aproximadamente cinco meses.

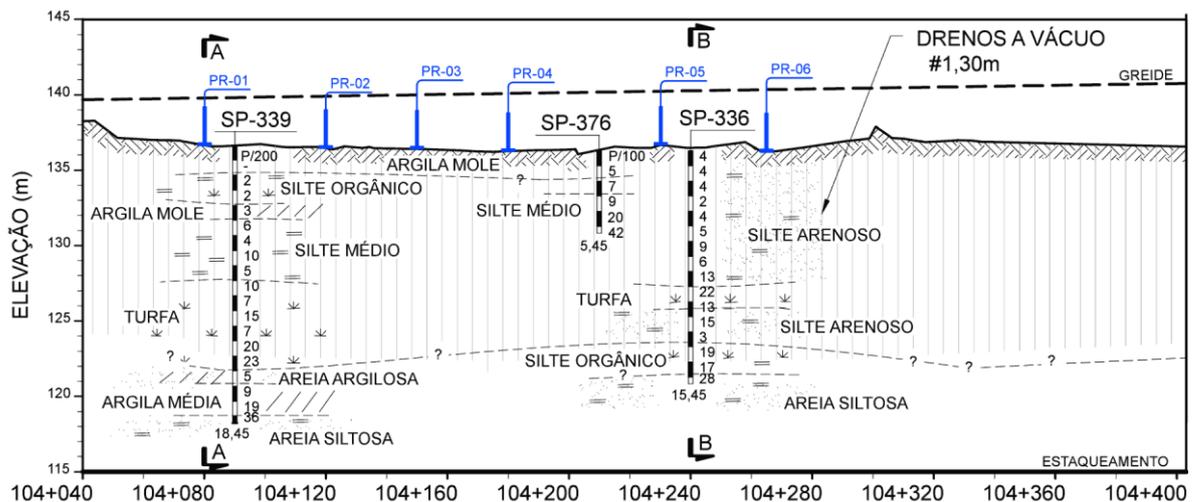
Figura 58. Bolsão A em planta e respectivos ensaios geotécnicos



Fonte: o autor

Na Figura 59 é apresentado o perfil geológico-geotécnico correspondente a esse local e a localização das placas de recalques.

Figura 59. Perfil geológico-geotécnico do Bolsão A



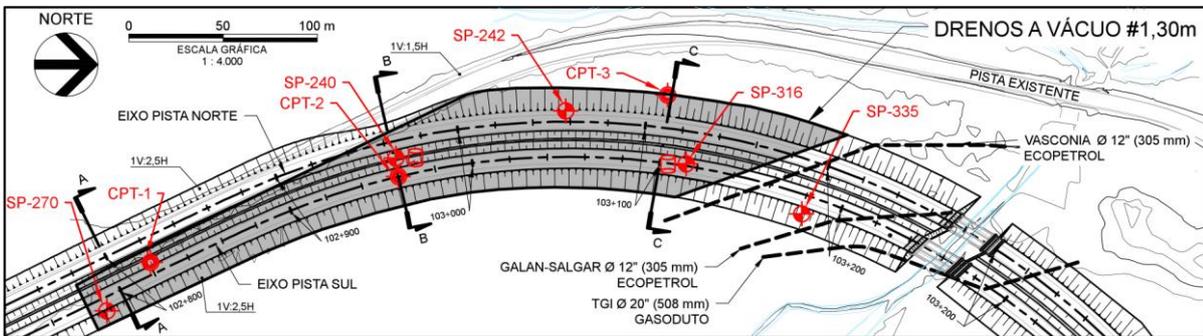
Fonte: o autor

Yanez, Massad e Correa (2015) apresentaram uma análise dos parâmetros geotécnicos do solo aluvionar desse local a partir de 51 ensaios de adensamento em laboratório, realizados para a obra toda. Foi feita filtragem das amostras de boa qualidade e posteriormente divididos os materiais identificados em dois grupos, conforme discutido adiante. Os recalques medidos das placas PR-01 a PR-04 (ver Figura 59), durante os primeiros 5 meses de aplicação de sobrecarga a vácuo, foram analisados em forma de retroanálise.

4.4.2 Bolsão B

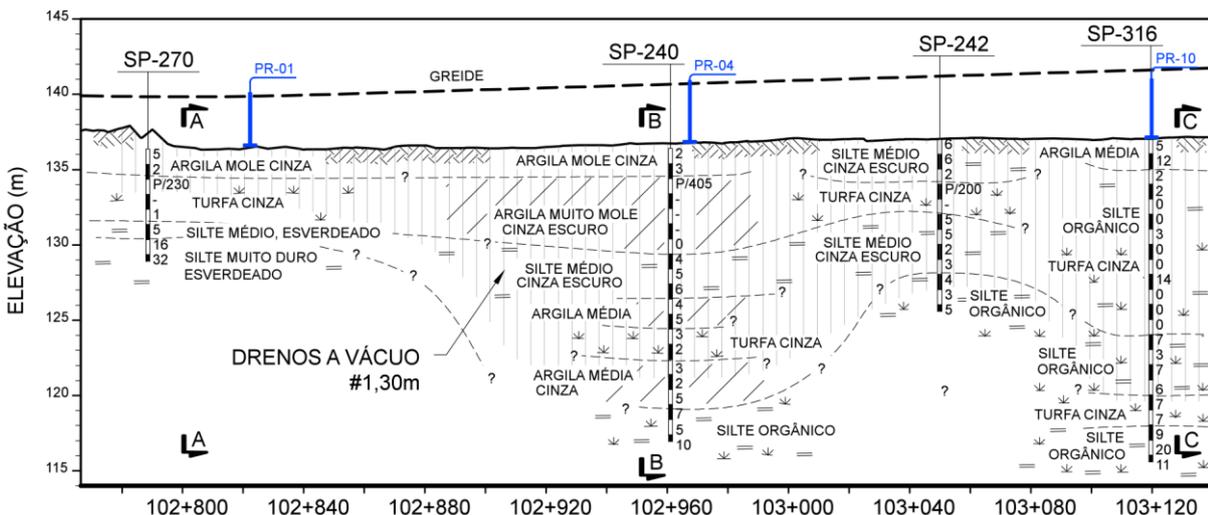
O Bolsão B dista 260 m do Bolsão A, medidos no eixo da duplicação rodoviária. A extensão que recebeu DVP e sobrecarga a vácuo nesse local está entre as estacas PR 102 + 780 e PR 103 + 240, com 460 m de extensão. Conforme pode ser observado na Figura 60, o tratamento com DVP foi interrompido cerca de 20 m de três tubulações enterradas (oleodutos e gasodutos) e encontro de ponte. É apresentada, na Figura 60 em planta, a localização das cinco sondagens SPT e três ensaios de CPTU realizados. Nesse local foram retiradas cinco amostras indeformadas para ensaios de laboratório.

Figura 60. Bolsão B em planta e respectivos ensaios geotécnicos



Fonte: o autor

Figura 61. Perfil geológico-geotécnico do Bolsão B



Fonte: o autor

Na Figura 61 são apresentados o perfil geológico-geotécnico do eixo da pista sul e a localização das placas de recalques no eixo da pista nova.

As leituras dos instrumentos geotécnicos começaram a ser realizadas em agosto de 2014. A sobrecarga de vácuo foi aplicada durante aproximadamente 5,5 meses. Os DVPs foram instalados em malha triangular distantes 1,30 m entre si.

5 MATERIAIS

5.1 ENSAIOS DE ADENSAMENTO DA OBRA TODA

Durante as campanhas de investigação iniciais, foram retiradas 49 amostras indeformadas com tubo Shelby de 4" de diâmetro e realizados 51 ensaios de adensamento em laboratório. Essas amostras foram conduzidas ao laboratório de Mecânica dos Solos próprio do empreendimento. Na Figura 62 é possível observar a prensa oedométrica na qual os 51 ensaios de adensamento convencionais foram realizados.

Figura 62. Equipamento de ensaio de adensamento oedométrico utilizado no Estudo de Caso



Fonte: o autor

A Tabela 17 mostra as locações e quantidades de amostras indeformadas coletadas, ordenadas conforme o estaqueamento da rodovia. O resultado dos ensaios de adensamento é explicitado no Apêndice A, no qual são apresentados os perfis de sondagens dos quais foram removidas as amostras e os parâmetros geotécnicos obtidos com os ensaios de campo e de laboratório realizados para cada local investigado. Na Tabela 17 é detalhado que somente as sondagens posteriores (numeração SP maior que 100) são acompanhadas de ensaios de caracterização

simples a cada metro, realizados a partir de amostras deformadas coletadas do amostrador.

Tabela 17. Sondagens e coleta de amostras indeformadas no estudo de caso

Sondagem	PR (Ponto de Referência)	Número de amostras	Ensaio de caracterização simples	Ensaio piezocone
SP-268	68 + 660	3	Sim	
SP-269	68 + 744	1	Sim	
S-87	83 + 820	1		
S-94	85 + 020	1		
S-100	85 + 380	3		
S-2	85 + 380	1		
S-101	85 + 560	1		
S-103	85 + 560	1		
S-104	85 + 710	1		
S-105	85 + 710	1		
S-81	85 + 875	1		
S-82	86 + 075	1		
S-84	86 + 475	1		
SP-253	94 + 600	1		
SP-271	97 + 000	1		
SP-272	97 + 000	2	Sim	
S-6	97 + 600	1	Sim	
S-7	101 + 300	2		
N/D	101 + 700	1		
SP-270	102 + 520	2		
N/D	102 + 580	1		
S-240	102 + 720	2	Sim	
S-240*	102 + 960	1	Sim	Sim
SP-316	103 + 120	1	Sim	Sim
SP-335	103 + 180	1	Sim	
SP-317	103 + 480	1	Sim	
SP-323	111 + 050	2	Sim	
SP-324	112 + 975	1	Sim	Sim

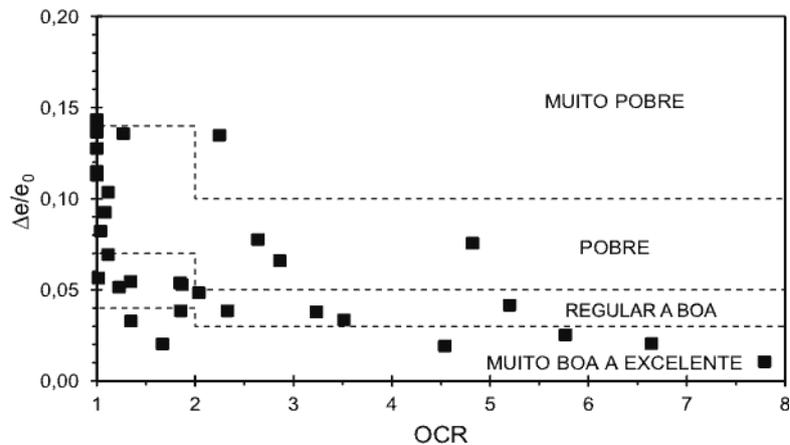
Fonte: o autor

É possível observar, na Tabela 17, que a campanha de investigações foi deficitária no sentido de realizar ensaios de piezocone no campo e de caracterização completa em laboratório para complementar os ensaios de laboratório realizados com as amostras indeformadas.

No Apêndice A é possível observar que, para cada ensaio de adensamento é apresentado um resumo dos parâmetros medidos em laboratório e são apresentados os gráficos de deformação, a partir do índice de vazio e da deformação vertical, em função do logaritmo da tensão efetiva. Foram aplicados os métodos de Casagrande (1936) e de Pacheco Silva (1970) para análise da tensão de pré-adensamento.

No mesmo Apêndice A, a qualidade dos ensaios de adensamento oedométrico pode ser interpretada pelo método de Lunne et al. (1997), que utiliza a expansão do volume dos poros entre a tensão efetiva no campo e a mesma tensão no ensaio ($\Delta e/e_0$) para avaliar a perturbação da amostragem. Na Figura 63 é possível observar os resultados dessa análise para as amostras indeformadas colhidas. É notável na figura a dificuldade de conseguir amostras de boa qualidade nessa obra, segundo Lunne et al. (1997).

Figura 63. Índice de qualidade dos ensaios de adensamento a partir do método de Lunne et al. (1997)



Fonte: o autor

Os ensaios de adensamento também tiveram sua qualidade avaliada conforme os critérios de Coutinho et al. (1998) e Futai (2010). Os critérios de Lunne et al. (1997) e Coutinho et al. (1998) possuem aplicação direta, como indicado nas Tabelas 1 e 2 (página 85). O critério de qualidade de Futai (2010) apresenta intervalos de qualidade empíricos para amostras do Rio de Janeiro (RJ) e Recife (PE) (Tabela 3) e a linha de referência de amostras de boa qualidade, como indicado em (103).

$$\frac{e_y - e}{e_y} = 0,23 \cdot \ln(ID) \quad (103)$$

Para empregar o critério de qualidade de Futai (2010) foram calculadas linhas de referência que se ajustaram aos dados da Tabela 3. Os cálculos para amostras do Rio de Janeiro e Pernambuco estão apresentados na Tabela 18 abaixo.

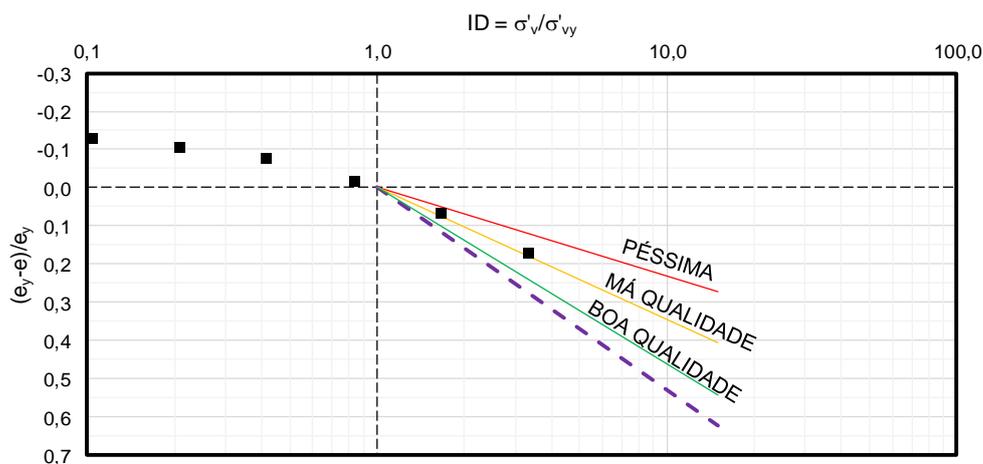
Tabela 18. Critérios adotados, conforme Futai (2010), para qualidade dos ensaios de adensamento

Qualidade	$\left(\frac{e_y - e}{e_y}\right) / \ln(ID)$		
	Rio de Janeiro	Pernambuco	Critério adotado
Péssima	0,130	0,087	0,10
Má qualidade	0,161	0,135	0,15
Boa qualidade	0,217	N/D	0,20

Fonte: o autor

A partir do critério adotado na Tabela 18, foram plotadas as linhas correspondentes à qualidade no gráfico de interpretação do ensaio de adensamento, como o exemplo da Figura 64 abaixo.

Figura 64. Exemplo dos gráficos de resultado do ensaio de adensamento



Fonte: o autor

Na Tabela 19 são apresentados os resultados das análises de qualidade das amostras pelos três métodos aplicados: Lunne et al. (1997), Coutinho et al. (1998) e Futai

(2010). É notável que os dois primeiros critérios, que se baseiam na variação do índice de vazios medido no campo e durante o ensaio, foram razoavelmente coincidentes, enquanto o método de Futai (2010), que se embasa na inclinação da reta virgem, avaliou a maior parte dos ensaios como de má ou péssima qualidade.

Tabela 19. Qualidade dos ensaios de adensamento (continua)

Sondagem	PR	Amostras	Lunne et al. (1997)	Coutinho et al. (1998)	Futai (2010)
SP-268	68+680	1	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Péssima
SP-268	68+680	2	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Péssima
SP-268	68+680	3	Pobre	Regular a Pobre	Péssima
SP-269	68+744	1	Boa a Razoável	Boa	Péssima
S-87	83+820	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Má Qualidade
S-94	85+020	1	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Péssima
S-100	85+380	1	Pobre	Regular a Pobre	Má Qualidade
S-100	85+380	2	Pobre	Pobre	Má Qualidade
S-2	85+380	1	Boa a Razoável	Boa	Má Qualidade
S-100	85+380	3	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Má Qualidade
S-101	85+560	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Péssima
S-103	85+650	1	Boa a Razoável	Boa	Péssima
S-104	85+710	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Má Qualidade
S-105	85+710	1	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Má Qualidade
S-81	85+875	1	Pobre	Regular a Pobre	Péssima
S-82	86+075	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Má Qualidade
S-84	86+475	1	Boa a Razoável	Boa	Péssima
SP-253	94+600	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Boa Qualidade
SP-253	94+600	2	Muito Pobre	Muito Pobre	Má Qualidade
SP-271	95+730	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Péssima
SP-272	97+000	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Péssima
SP-272	97+000	2	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Péssima
S-6	97+600	1A	Boa a Razoável	Boa	Péssima
S-6	97+600	1B	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Péssima
S-7	101+300	1	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Péssima
S-7	101+300	2A	Boa a Razoável	Muito Boa a Excelente	Péssima
S-7	101+300	2B	Pobre	Regular	Má Qualidade
S-?	101+700	1	Pobre	Pobre	Má Qualidade

Sondagem	PR	Amostras	Lunne et al. (1997)	Coutinho et al. (1998)	Futai (2010)
S-?	101+700	2	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Boa Qualidade
SP-270	102+520	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Boa Qualidade
S-?	102+580	1	Muito Pobre	Pobre	Péssima
SP-240	102+720	1	Boa a Razoável	Regular	Péssima
SP-240	102+720	2	Pobre	Pobre	Péssima
SP-240*	102+960	1	Pobre	Regular a Pobre	Péssima
SP-240*	102+960	2	Boa a Razoável	Boa	Péssima
SP-240*	102+960	3	Pobre	Pobre	Péssima
SP-316	103+120	1	Pobre	Regular a Pobre	Péssima
SP-316	103+120	2	Pobre	Regular a Pobre	Péssima
SP-335	103+180	1	Muito Pobre	Muito Pobre	Péssima
SP-317	103+480	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Péssima
SP-323	111+050	1	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Péssima
SP-323	111+050	2	Pobre	Regular	Péssima
SP-324	112+975	1	Boa a Razoável	Boa	Péssima

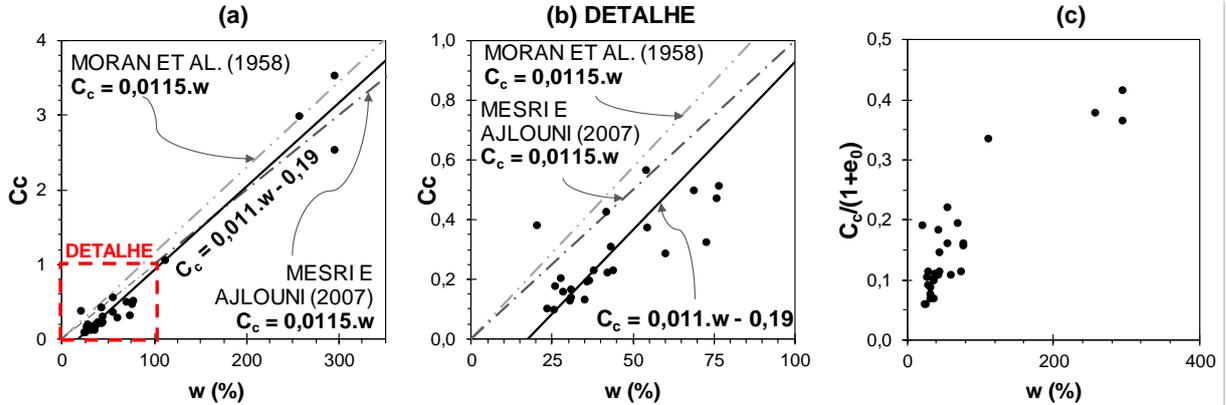
Fonte: o autor

A partir dos ensaios da Tabela 19, de qualidade Boa ou superior por Lunne et al. (1997), foi gerado um banco de dados de parâmetros dos ensaios de adensamento e ensaios de caracterização. Portanto, os gráficos apresentados nos itens seguintes utilizam somente os dados de qualidade Muito Boa a Excelente, a menos quando mencionado de outra forma. É importante enfatizar que, devido às grandes dimensões do projeto, os parâmetros geotécnicos não representam uma mesma área ou uma unidade geológica homogênea. O banco de dados é composto de ensaios distantes de até 60 km. Por esse motivo, são apresentados os resultados dos ensaios oedométricos em formato gráfico e de histogramas.

Yanez, Massad e Correa (2015) apresentaram a Figura 65 e adotaram a expressão **(104)** para avaliar previsões de recalques do Bolsão A. Observando a Figura 65(c) é possível notar que os dados de $C_c/(1+e_0)$ em função da umidade são mais dispersos que os dados de C_c em função de w . Nas Figura 65(a) e (b) são explicitadas as correlações empíricas de Moran et al. (1958) para solos orgânicos, turfas e siltes e argila orgânica e de Mesri e Ajlouni (2007), obtidas com turfas e depósitos de argila e silte mole, a título de comparação.

$$C_c = 0,011 \cdot w - 0,19 \quad (104)$$

Figura 65. Resultados dos ensaios geotécnicos entre w com (a) C_c ; (b) detalhe de (a); e (c) $C_c/(1+e_0)$



Fonte: Yanez, Massad e Correa (2015, p. 1602)

Tabela 20. Parâmetros geotécnicos do estudo de caso

Características	Estudo de caso	
	Grupo 1 Siltos argilosos	Grupo 2 Turfas
Espessuras (m)	6 – 21	< 5
Consistência	Muito mole a média	Muito mole
$\sigma'_a - \sigma'_{v0}$ (kPa)	0 – 20	0 – 45
SPT	0 – 6	0 – 2
LL (%)	40 – 80	70
IP (%)	10 – 35	30
γ_s (kN/m ³)	26,0	19,0
γ_{argila} (kN/m ³)	14,5 – 16,5	11 – 15
w (%)	30 – 100	> 200
e_0	1 – 2	> 4 – 6
S_u (kPa)	20 – 40	10 – 20
TMO (%)	1 – 10	> 20
C_v (cm ² /s) (Laboratório)	$(1 - 50) \cdot 10^{-4}$	$(1,5 - 3,0) \cdot 10^{-4}$
$C_c/(1+e_0)$	0,10 – 0,35	0,40 – 0,45
C_r/C_c (%)	10 – 25	12 – 15

Legenda: γ_{argila} e γ_s : Peso específico da argila e dos grãos
TMO: Teor de matéria orgânica S_u : Resistência não drenada

Fonte: adaptado de Yanez, Massad e Correa (2015, p. 1602)

Na Tabela 20 são expostos os parâmetros geotécnicos apresentados por Yanez, Massad e Correa (2015) dos solos do estudo de caso separados em dois grupos, com

juízo profissional. Isso significa que esses dados não são uma análise estatística do Apêndice A, porque esta seria tendenciosa. Muitas amostras foram colhidas em pequenas profundidades, menores que 1 metro, e não são representativas do projeto. O primeiro grupo consiste em silte argiloso, com consistência muito mole a média e umidades entre 30% e 100%. O segundo grupo é notadamente mais compressível, turfoso, com consistência muito mole e umidade maior. As Figuras 63 a 67 apresentam histogramas das propriedades geotécnicas do Banco de Dados separadas em dois grupos de materiais: siltes argilosos e turfas.

Figura 66. Histogramas do Banco de Dados: dados das sondagens

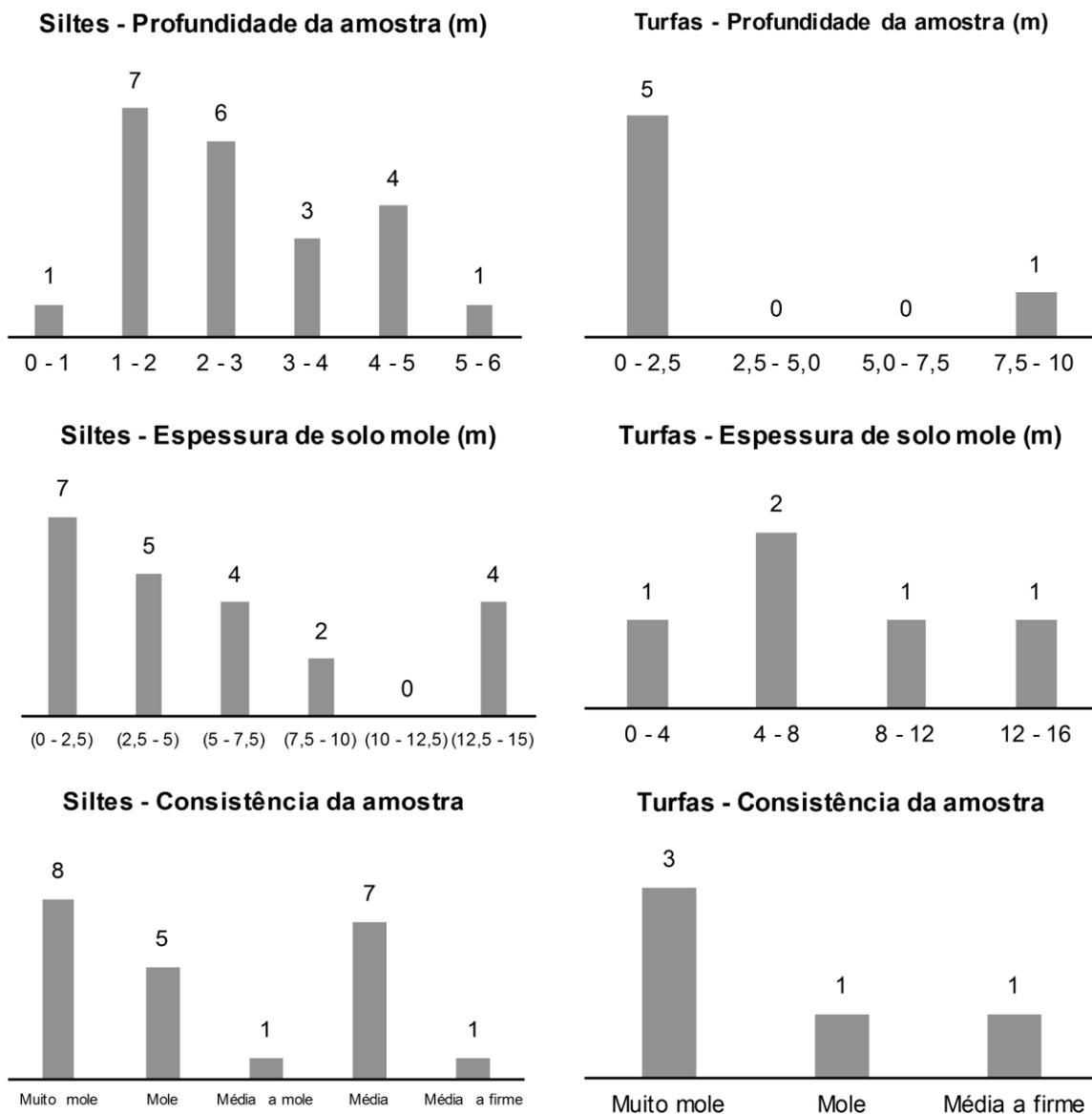
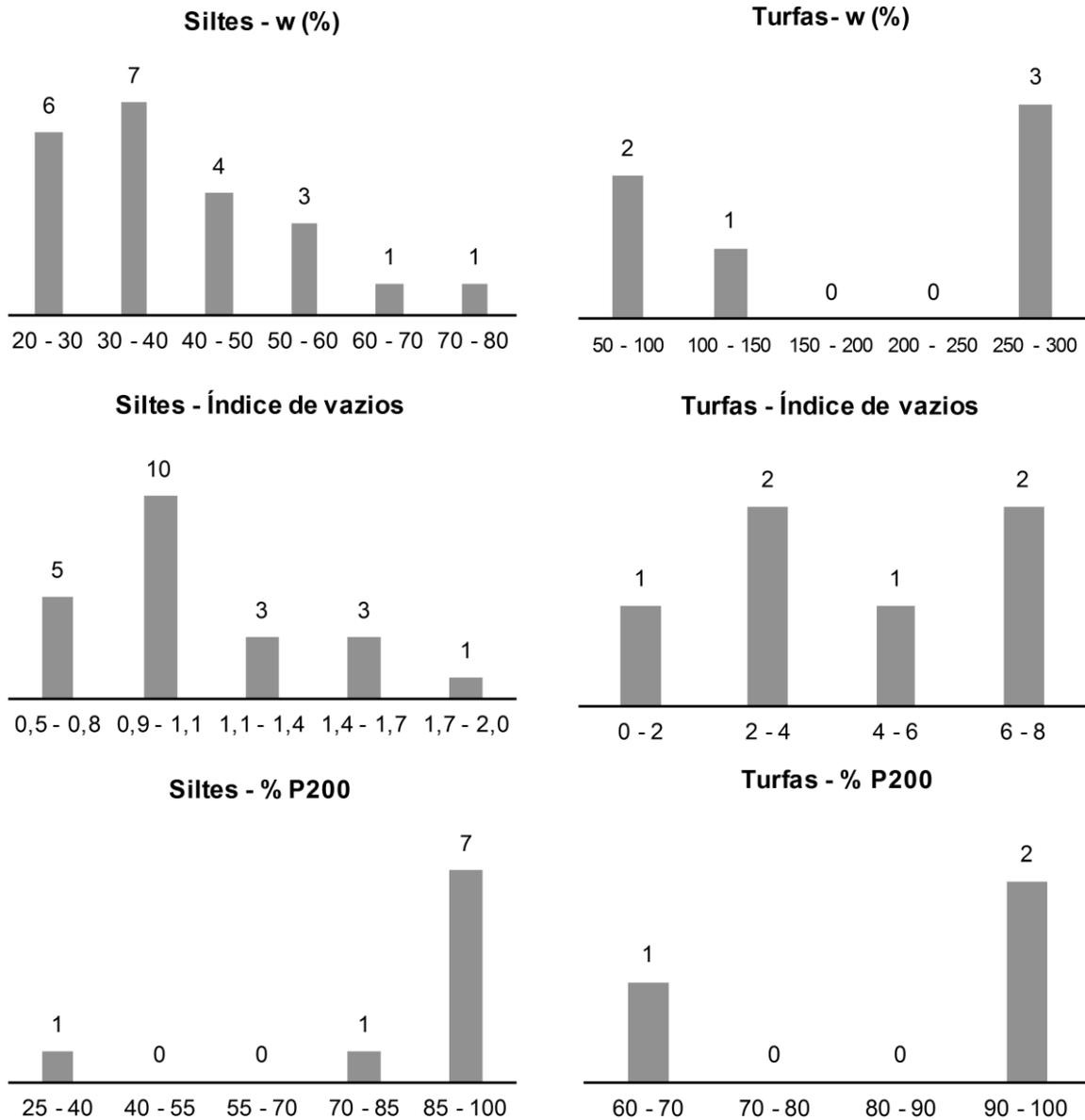


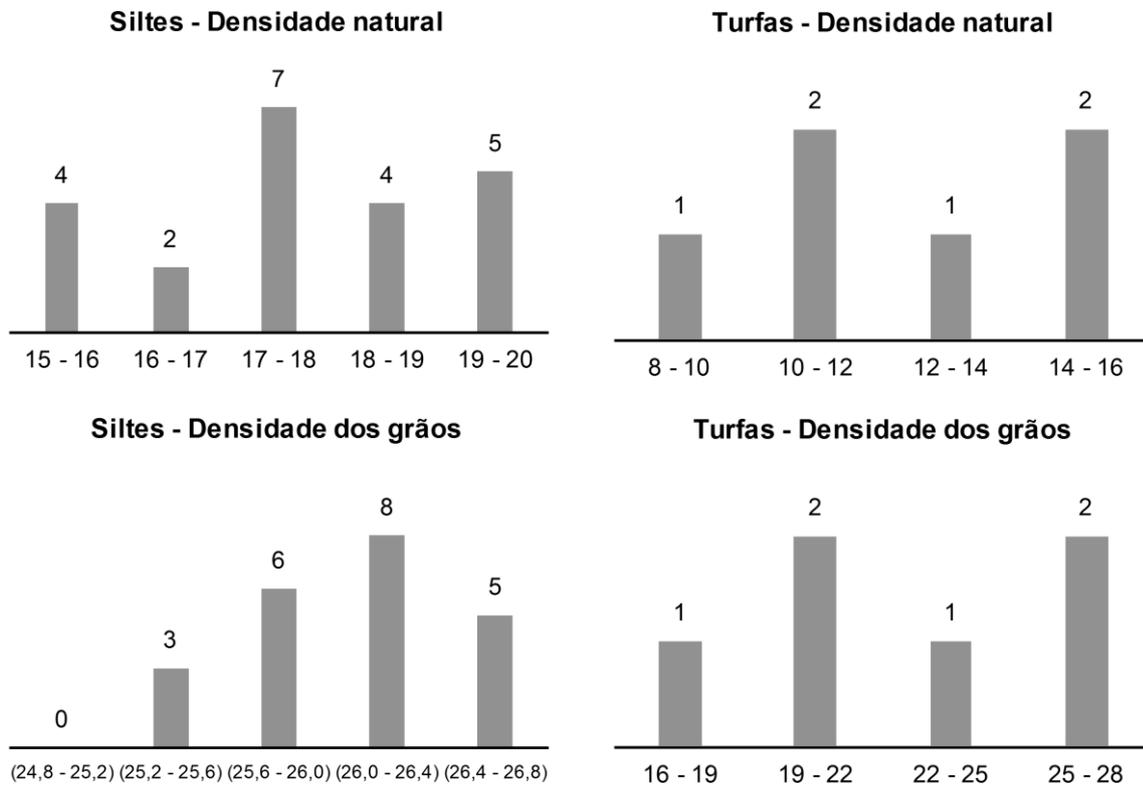
Figura 67. Histogramas do Banco de Dados: índices físicos (umidade, índice de vazios e % #200)



Fonte: o autor

Na Figura 67 é possível observar a ampla diferença de umidade natural e índice de vazios entre os dois materiais. Os siltes argilosos ensaiados apresentam umidade natural média de 39,3%, enquanto a das turfas é de 184,6%. Também é possível observar que algumas das amostras submetidas a ensaio de adensamento apresentaram porcentagem passante na peneira nº 200 inferior a 85% no caso dos siltes argilosos e 70% no caso das turfas.

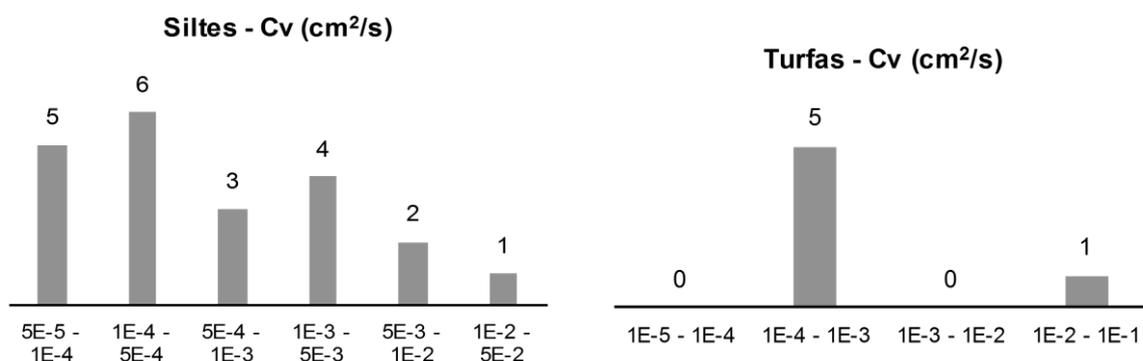
Figura 68. Histogramas do Banco de Dados: índices físicos (densidades em kN/m^3)



Fonte: o autor

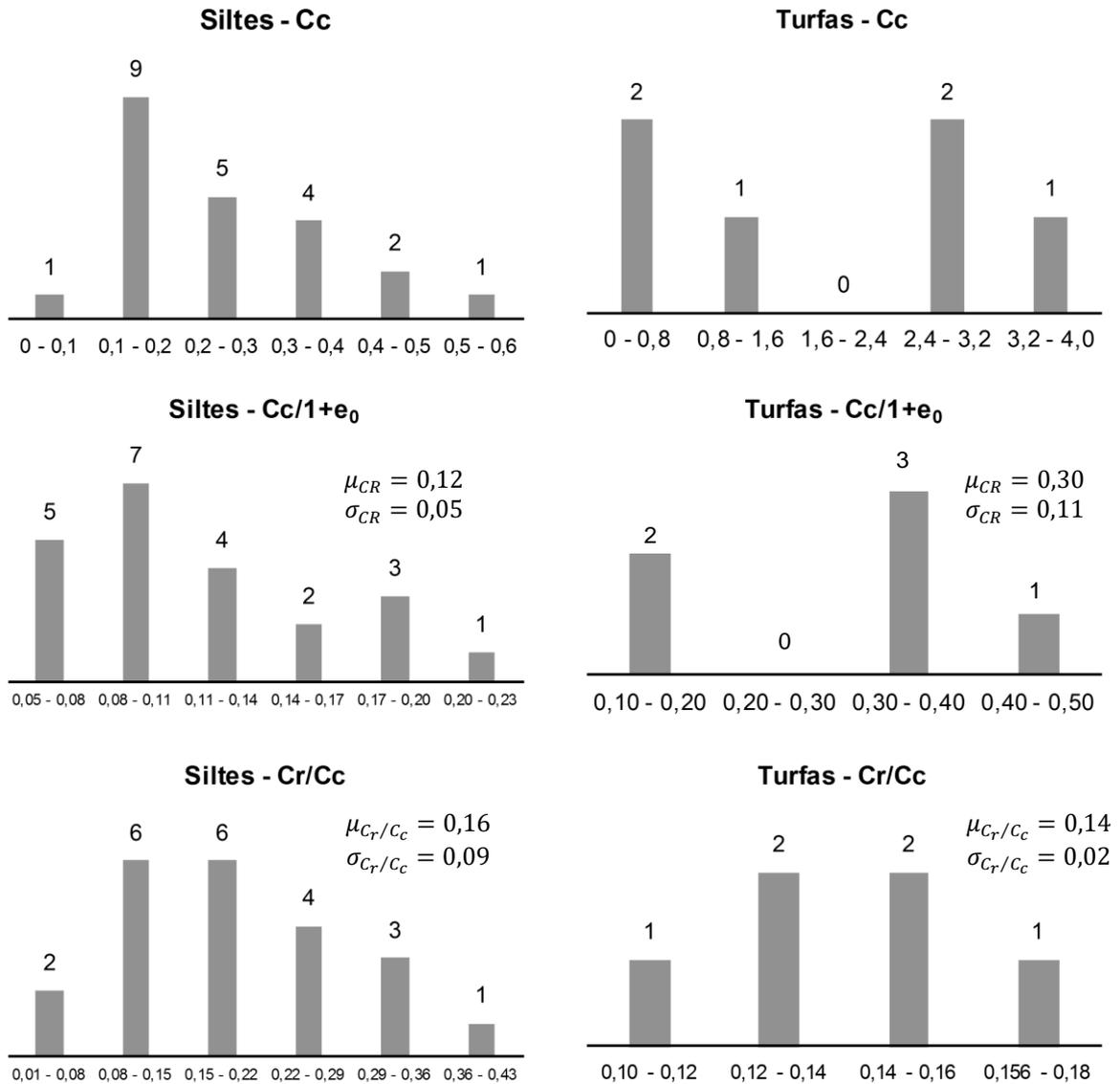
É notável, na Figura 68, que a densidade dos grãos dos siltes argiloso apresenta um intervalo de variação mais estreito que as turfas, entre 25,2 e 26,8 kN/m^3 , frente aos 16 a 28 kN/m^3 para o segundo material. A densidade natural dos solos também reflete essa variação maior para as turfas, possivelmente pela presença errática de matéria orgânica na matriz do solo de origem turfosa.

Figura 69. Histogramas do Banco de Dados: ensaios de adensamento (C_v em cm^2/s)



Fonte: o autor

Figura 70. Histogramas do Banco de Dados: ensaios de adensamento (compressibilidade)



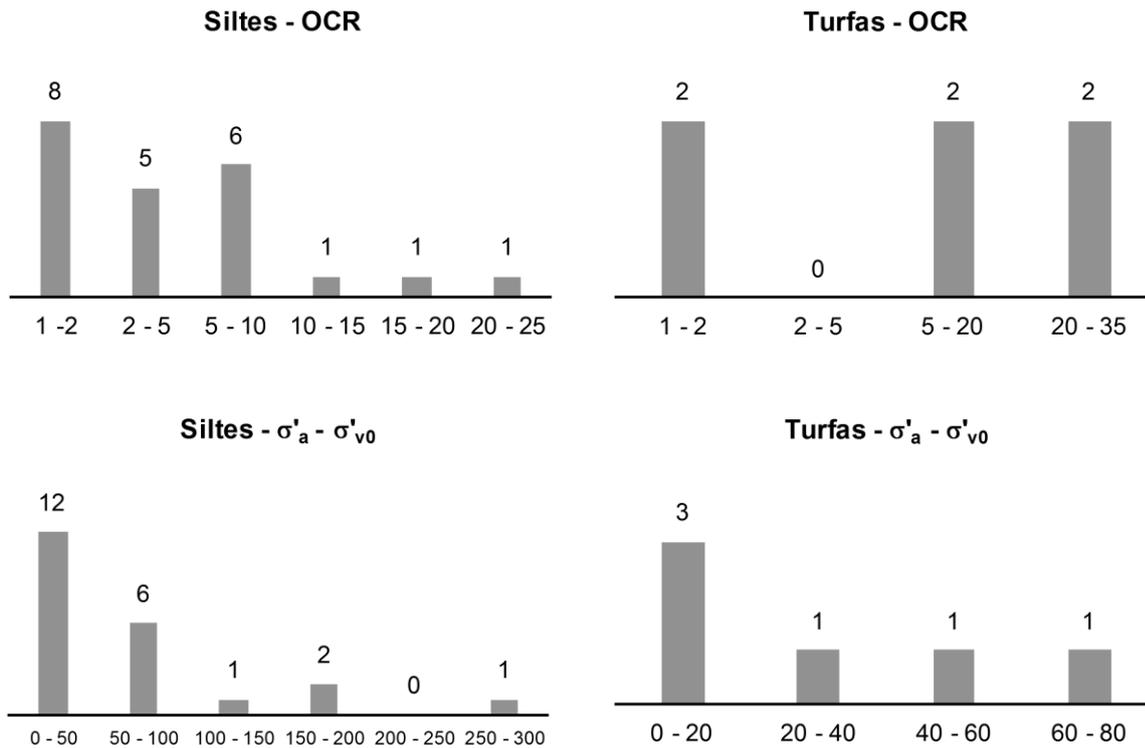
Fonte: o autor

A média aritmética do coeficiente de compressão ($C_c/(1+e_0)$) resulta em 0,12 para os siltes argilosos e em 0,30 para as turfas. Os respectivos desvios padrão são de 0,05 e 0,11. Nota-se, na Figura 70, que as propriedades de compressibilidade dos solos são dispersas. A média do coeficiente de recompressão (C_r/C_c) é de 0,16 para os siltes e de 0,14 para as turfas. Os respectivos desvios padrão são de 0,09 e 0,02.

Nos ensaios de laboratório foi possível observar o histórico de tensões medido pelo Método de Pacheco Silva, ilustrado na Figura 71. Como citado anteriormente e apresentado na Figura 66, diversas amostras foram coletadas em pequenas

profundidades. Das 51 amostras indeformadas colhidas de ambos os materiais do banco de dados, 18 foram coletados a menos de 2,50 m de profundidade, onde há uma eventual camada de solo ressecado. Por isso, na Figura 71 é possível observar uma razão de sobreadensamento (OCR) maior que 10.

Figura 71. Histogramas do Banco de Dados: ensaios de adensamento (histórico de tensões)



Fonte: o autor

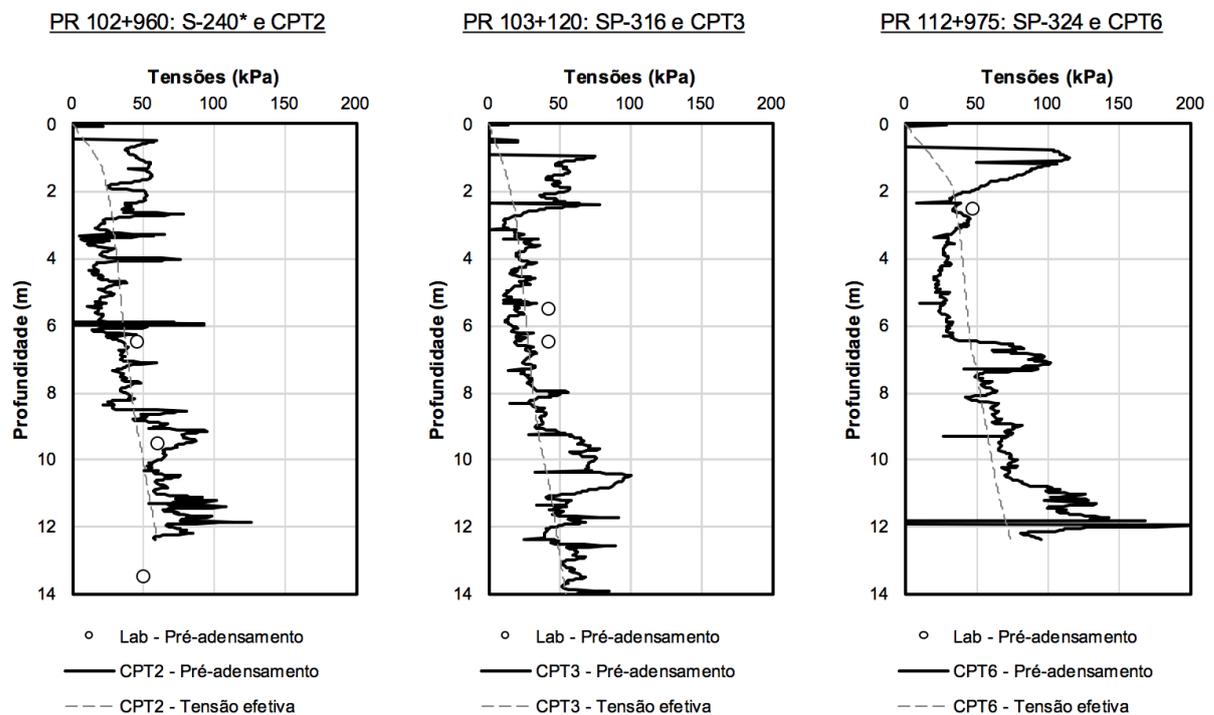
5.2 HISTÓRICO DE TENSÕES A PARTIR DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

Em função dos resultados das sondagens SPT, foram programadas coletas de amostras indeformadas para ensaios de laboratório e ensaios de palheta e piezocone para compor "Ilhas de Ensaios". Entretanto, devido ao custo de execução da programação completa de ensaios pelo empreiteiro, nem todos os ensaios de piezocone foram realizados de acordo com a programação. Na Tabela 17 é possível identificar os locais para os quais foram realizados ambos os ensaios de adensamento com amostras indeformadas e ensaios de piezocone.

Em três locais foram realizados ensaios de piezocone e retirada de amostras indeformadas, tornando comparáveis os parâmetros do histórico de tensões obtidos

nesses ensaios. Nota-se que a tensão de pré-adensamento via CPTU foi processada conforme a especificação da empresa proprietária do equipamento, a qual encontra-se no Anexo B. Na Figura 72 são indicadas as tensões de pré-adensamento obtidas pelo equipamento de piezocone e em laboratório, em ensaios de adensamento, pelo método de Pacheco Silva (1970). As estimativas da tensão de pré-adensamento apresentadas pela empresa proprietária do equipamento de piezocone se ajustaram razoavelmente bem aos valores obtidos nos ensaios de adensamento.

Figura 72. Comparativo entre a tensão de pré-adensamento medida pelo piezocone e em laboratório



Fonte: o autor

É possível observar, na Figura 72, que os ensaios de piezocone identificaram a tensão de pré-adensamento próxima à tensão efetiva vertical, portanto o solo apresenta comportamento próximo ao normalmente adensado. Os resultados medidos nos dois primeiros metros desses ensaios indicam a presença de uma camada ressecada superior. De forma geral, este foi o histórico de tensões observado no solo aluvionar do Estudo de Caso e apresentado adiante: uma eventual capa ressecada seguida de solo compressível normalmente adensado, com exceção do trecho inicial do Bolsão A.

5.3 DADOS DOS LOCAIS ESTUDADOS

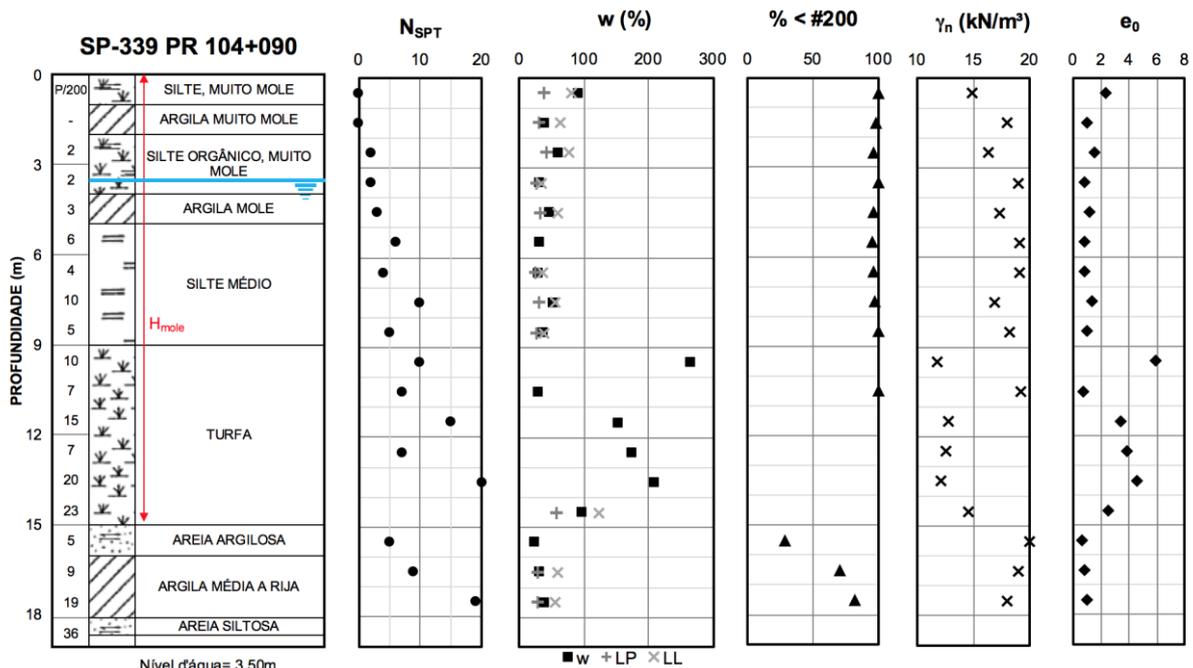
5.3.1 Bolsão A

5.3.1.1 Sondagens e investigações

A Figura 58 (ver página 151) indica o Bolsão A em planta e a localização das investigações geotécnicas realizadas. Nas Figuras 70 a 72 são apresentados os três perfis de sondagens realizados, conforme a sequência do estaqueamento, e os resultados dos ensaios de caracterização em laboratório. É possível observar que a espessura do sedimento compressível interpretada varia de 3 a 15 m, considerando que a turfa é um material compressível, apesar de o número SPT medido nesse material superar os 20 golpes.

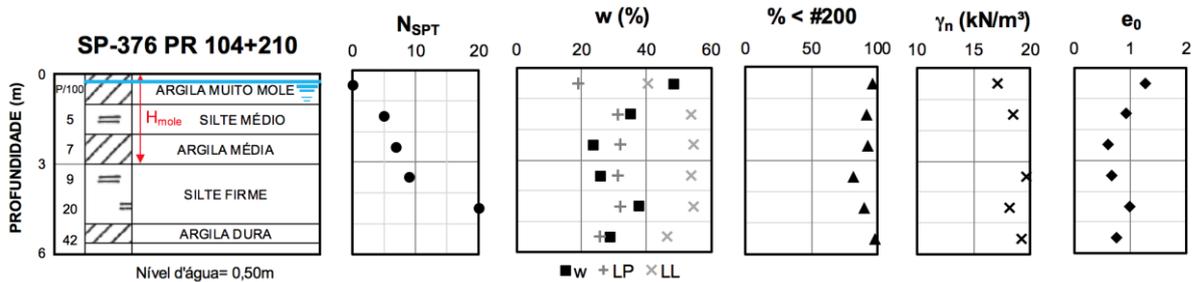
O solo mole é descrito como argila e silte orgânico com ou sem a presença de material vegetal em decomposição, argila mole e/ou turfa, de coloração cinza a café. Sob essa camada é observada uma eventual camada estreita de areia siltosa aluvionar, também de coloração cinza a café, e posterior estrato argiloso de alta plasticidade, de coloração esverdeada e alta resistência.

Figura 73. Bolsão A – Sondagem SP-339



Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2014)

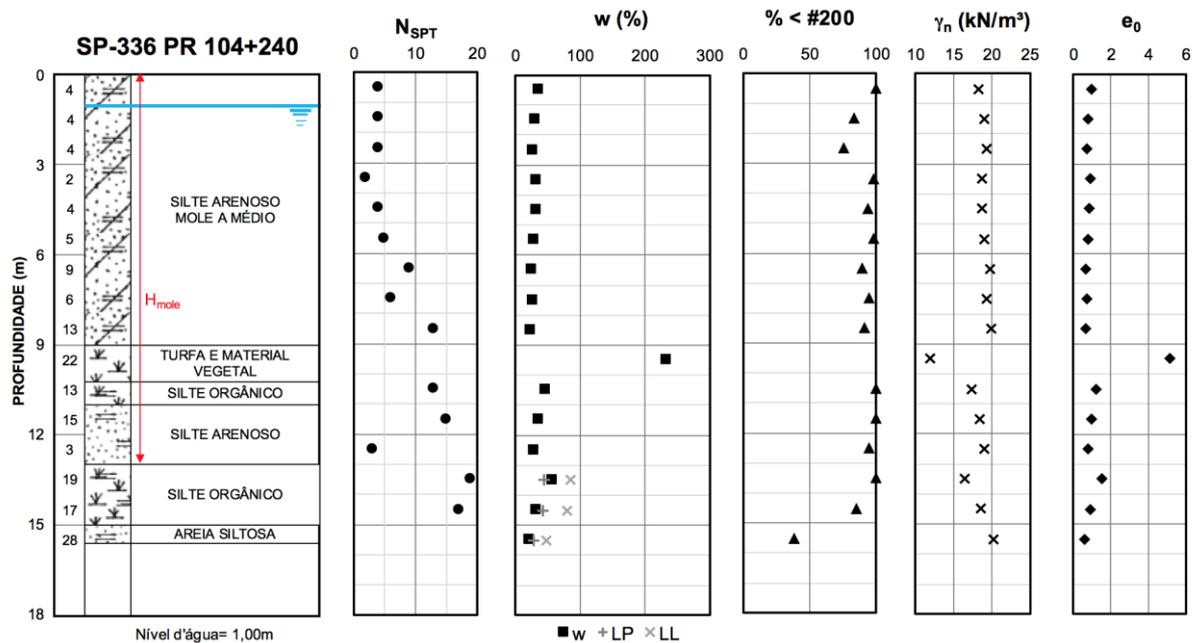
Figura 74. Bolsão A – Sondagem SP-376



Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2014)

Nota-se, na Figura 74, que a sondagem SP-376 apresentou resultados conflitantes com o perfil geológico-geotécnico aferido por meio das sondagens SP-339 e SP-336 (ver Figura 59, página 151). Esse valor medido foi comparado com as prospecções realizadas com o equipamento de cravação, apresentadas adiante na Figura 84.

Figura 75. Bolsão A – Sondagem SP-336



Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2014)

Na Tabela 21 são indicadas as localizações, profundidades investigadas, espessuras do depósito compressível identificadas, posições do nível d'água em relação à superfície e condições de drenagem nas perfurações realizadas nesse bolsão de solo mole. Foi considerado que a drenagem do solo compressível é dupla nas sondagens que apresentam embasamento arenoso. Supõe-se que o nível d'água medido na SP-339 sofreu influência sazonal, pois o CPT-5, próximo a essa sondagem, apresentou nível d'água superficial.

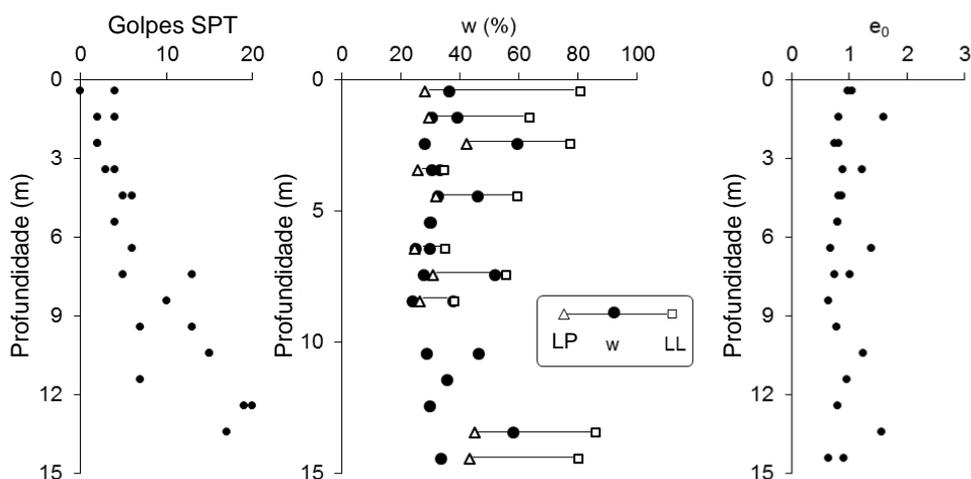
Tabela 21. Resultados das sondagens SPT no Bolsão A

Sondagem	Estaca	Prof. sondagem (m)	H _{mole} (m)	Nível d'água (m)	Drenagem
SP-339	PR 94+550	18,45	15,0	3,50	Dupla
SP-376	PR 94+550	5,45	3,0	0,50	Simple
SP-336	PR 94+700	15,45	13,0	1,00	Dupla

Fonte: o autor

A análise preliminar de Yanez, Massad e Correa (2015) utilizou duas sondagens de simples reconhecimento com coleta de amostras para caracterização simples, SPT-339 e SPT-336, cujos resultados são expostos na Figura 76. A sondagem SP-376 não foi utilizada na análise porque apresentou resultado conflitante com o perfil geológico-geotécnico e a campanha posterior de prospecções indicou a existência desse local como um trecho pequeno e isolado de menor espessura de solo mole. A espessura de solo mole foi identificada com 7 m de profundidade, com uma possível variação de 1 metro para mais ou para menos, e a altura do aterro necessário, ou ganho de elevação, entre 1,70 m e 2,80 m conforme o “greide” de projeto. Esses elementos foram utilizados para retroanálise dos recalques, interpretada como ensaio de verdadeira grandeza.

Figura 76. Resultado das sondagens e ensaios de caracterização do Bolsão A

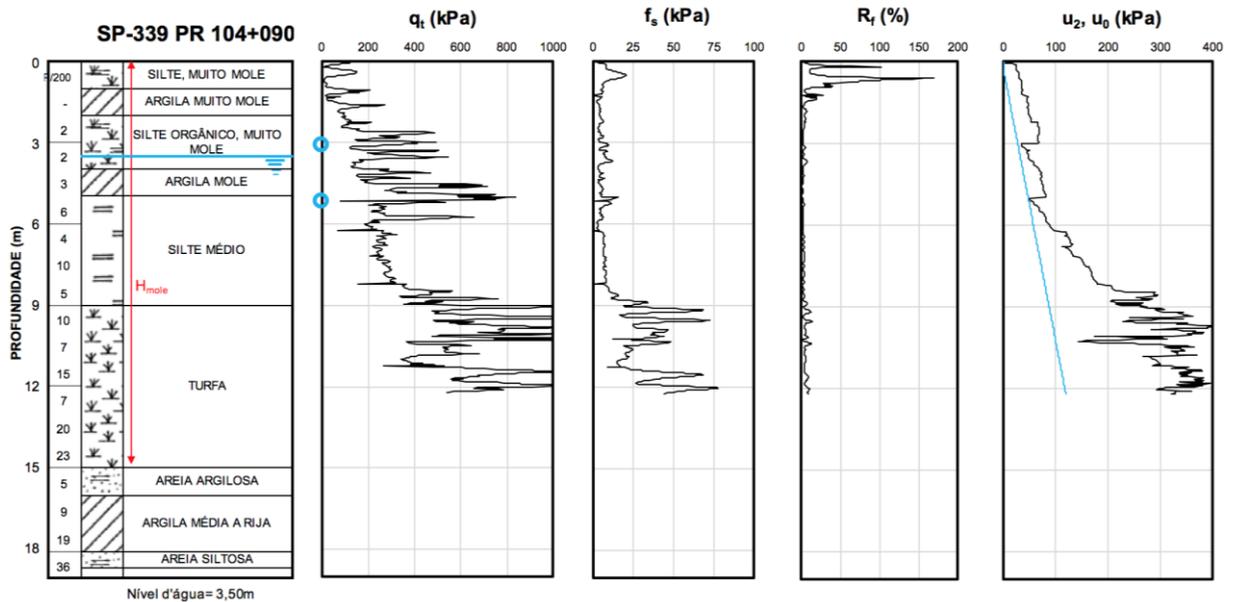


Fonte: Yanez, Massad e Correa (2015, p. 1603, tradução nossa)

Os ensaios de piezocone foram utilizados para a interpretação do histórico de tensões, conforme descrito adiante. Nesse local foram realizados dois ensaios de piezocone,

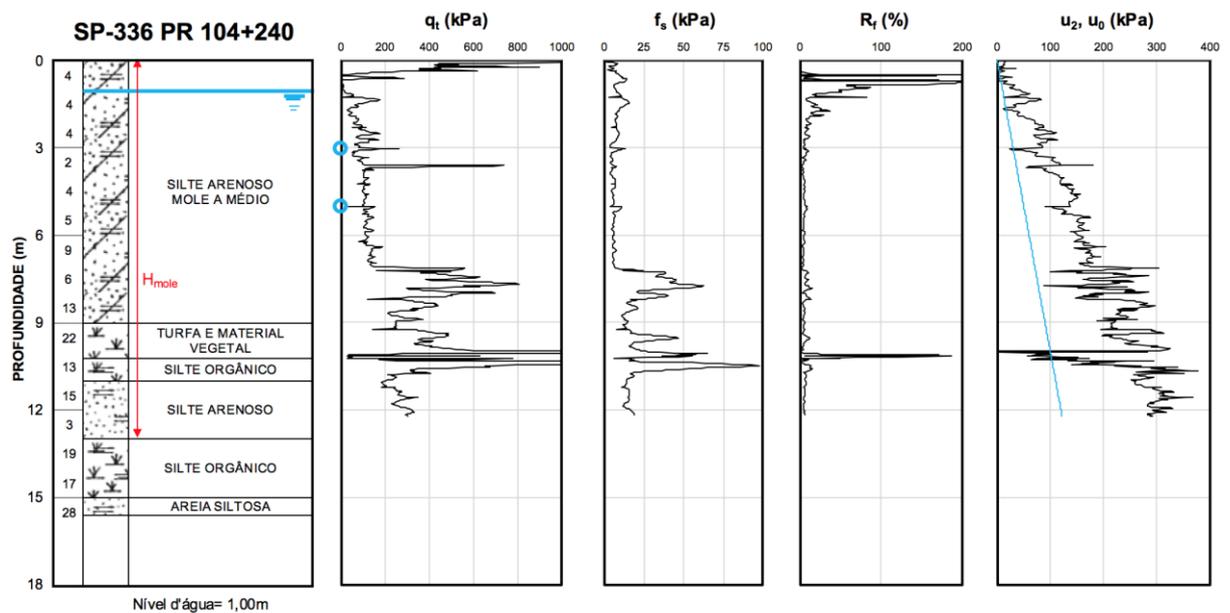
CPT-4 e CPT-5, nos quais foram feitas cinco paralisações para a dissipação de poropressão. As Figuras 74 e 75 mostram os parâmetros medidos em profundidade durante a penetração do cone, também conforme a sequência do estaqueamento.

Figura 77. Bolsão A – Piezocone CPT-5 e SPT-339 próximo



Fonte: o autor

Figura 78. Bolsão A – Piezocone CPT-4 e SPT-336 próximo

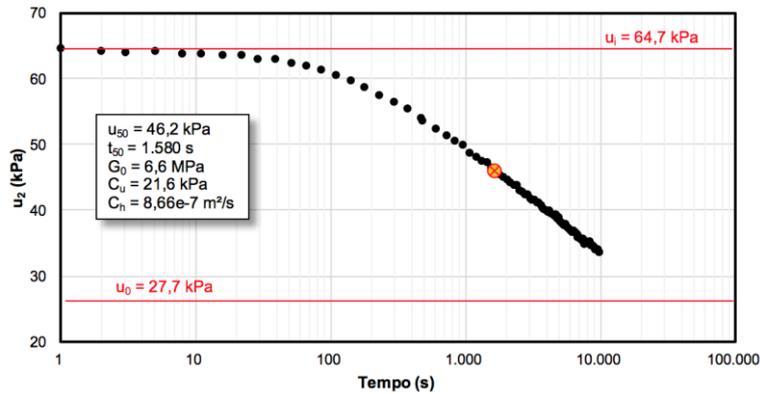


Fonte: o autor

Foram realizados ensaios de dissipação de poropressão com os piezocones para estimativa do coeficiente de adensamento do solo, apresentados nas Figuras 76 a 79.

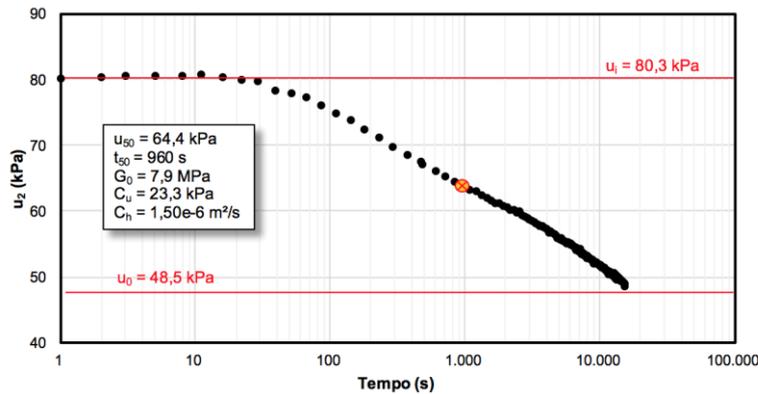
Para o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal na faixa sobreadensada por meio da expressão (32), foram utilizados o módulo de cisalhamento (G_0) e a resistência não drenada (C_u), obtidos pelas interpretações realizadas pela empresa executora dos ensaios de piezocone (Anexo B). O raio do piezocone é de 17,85 mm.

Figura 79. Bolsão A – Piezocone CPT-5 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,1 m



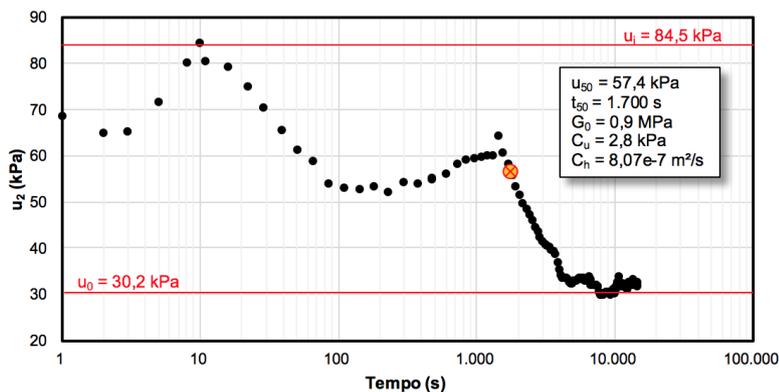
Fonte: o autor

Figura 80. Bolsão A – Piezocone CPT-5 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,15 m



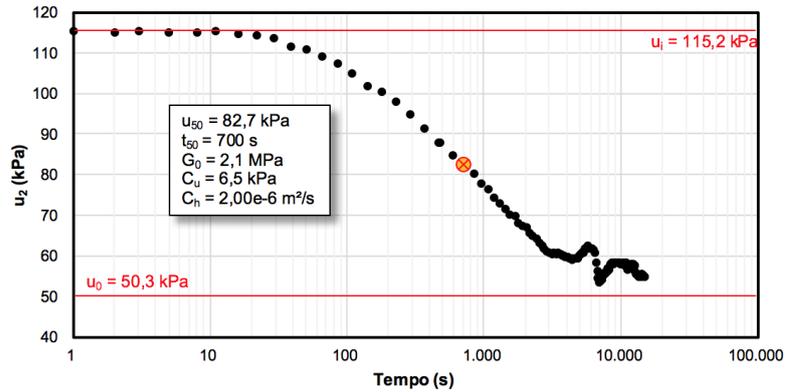
Fonte: o autor

Figura 81. Bolsão A – Piezocone CPT-4 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,0 m



Fonte: o autor

Figura 82. Bolsão A – Piezocone CPT-4 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,0 m



Fonte: o autor

Nota-se, na Figura 81, que o ensaio de dissipação aos 3,0 m de profundidade no CPT-4 não apresentou uma curva de dissipação de poropressão usual, análoga à Figura 32 (ver página 92). A Tabela 22 apresenta os resultados dos ensaios de dissipação que se ajustaram à curva esperada, inclusive coeficientes de adensamento horizontal interpretados na faixa pré-adensada. A média aritmética do c_h (Piezocone) é de $1,5E-6$ m^2/s .

Tabela 22. Resultados dos ensaios de dissipação de poropressão no Bolsão A

Ensaio	Prof. (m)	u_{50} (kPa)	t_{50} (s)	G_0 (kPa)	C_u (kPa)	I_r	c_h (m^2/s) S.A. [§]
CPT-5	3,0	46,3	1.580	6.600	21,6	305,5	8,66E-7
CPT-5	5,0	64,4	960	7.900	23,3	339,0	1,50E-6
CPT-4	5,0	82,7	700	2.100	6,5	323,1	2,00E-6

§S.A. = Na faixa sobre-adensada, medido pelo piezocone

Fonte: o autor

Na Tabela 23 são apresentados os coeficientes de adensamento interpretados nesse Bolsão pelas equações (34) e (35), adotando as relações C_r/C_c e k_h/k_v iguais a 0,15 e 2,0, respectivamente. Esses valores são posteriormente utilizados nas premissas das modelagens numéricas (ver Tabela 28, página 200).

A partir dos parâmetros interpretados pela empresa executora dos ensaios de piezocone de tensão efetiva vertical e tensão de pré-adensamento, conforme a metodologia do Anexo B, foram gerados os gráficos apresentados na Figura 83. Os resultados medidos no CPT-5, Figura 83(a), indicam solo pré-adensado, enquanto os resultados do CPT-4, Figura 83(b), tendem para uma interpretação de solo

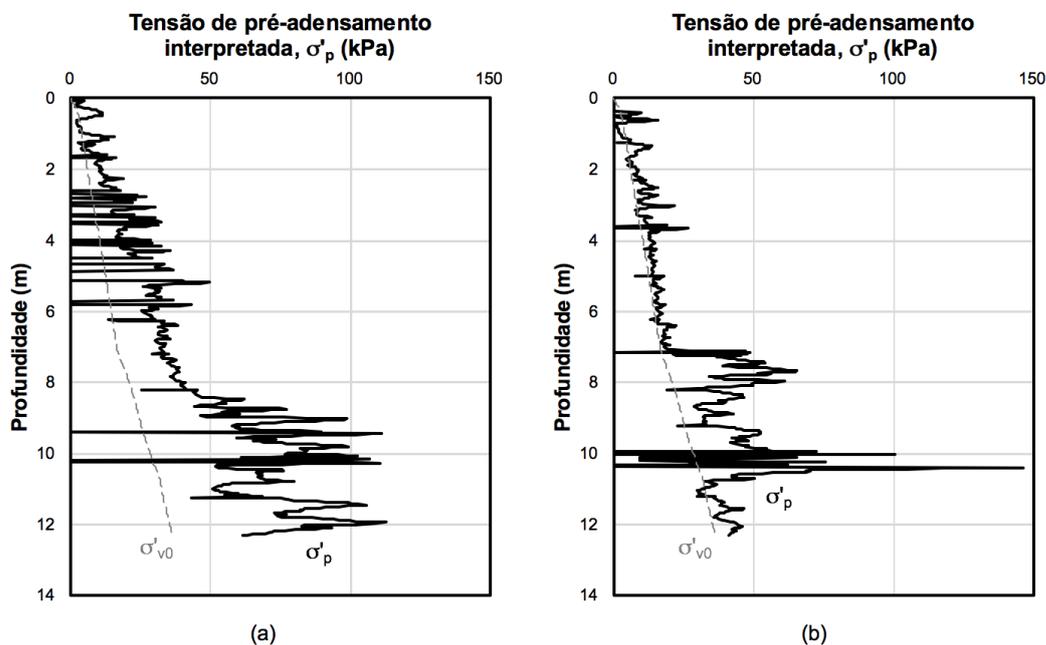
normalmente adensado até aproximadamente 7 m de profundidade e pré-adensado na sequência. A análise de Yanez, Massad e Correa (2015) se embasou apenas no resultado pré-adensado porque as placas de recalques analisadas, PR-01 a PR-04, são próximas desse piezocone.

Tabela 23. Coeficientes de adensamento medidos no Bolsão A por piezocone

Índice	Coeficiente de adensamento	
	(m ² /s)	(cm ² /s)
$c_h(NA)$	2,3E-7	2,3E-3
$c_v(NA)$	1,1E-7	1,1E-3
$c_h(Piezocone)$	1,5E-6	1,5E-2

Fonte: o autor

Figura 83. Tensão de pré-adensamento e tensão efetiva vertical em profundidade interpretadas a partir dos ensaios de piezocone no Bolsão A (a) CPT-5, (b) CPT-4

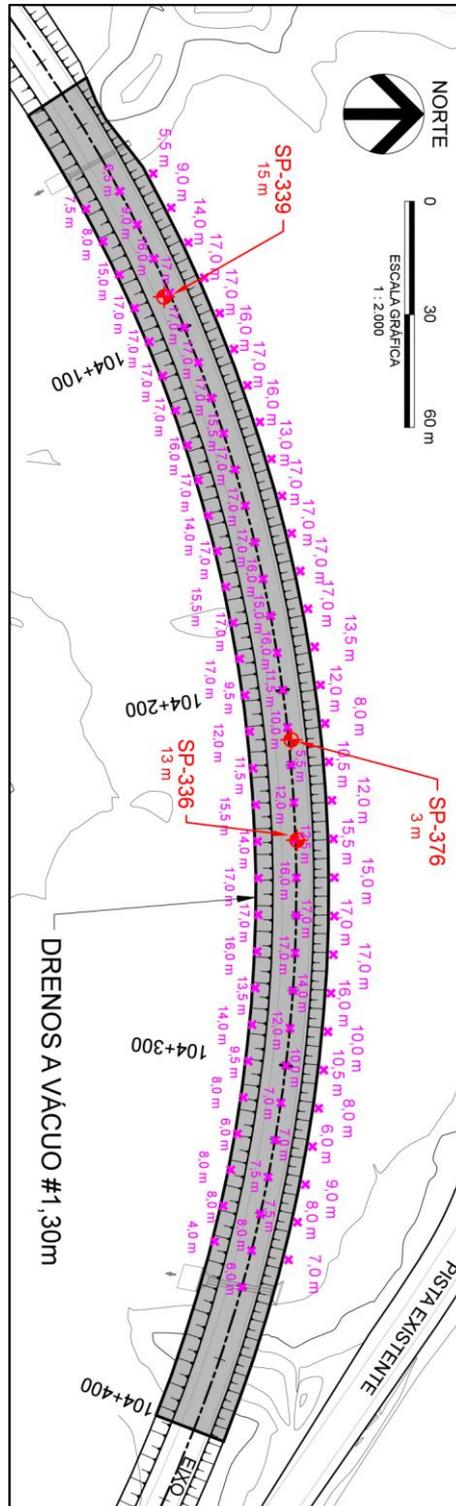


Fonte: o autor

Antes da instalação dos DVPs, foi realizada uma campanha de prospecções no local a cada 10 m. As prospecções foram realizadas com a cravação do mandril da torre de cravação de geodrenos até sua maior penetração sem resistência do terreno e erguimento da escavadeira hidráulica. Essas dimensões são calibradas com os

resultados das sondagens e utilizadas para fabricação dos drenos verticais, que são cortados em segmentos antes da sua instalação.

Figura 84. Bolsão A com resultado das sondagens SPT e prospecções



Fonte: o autor

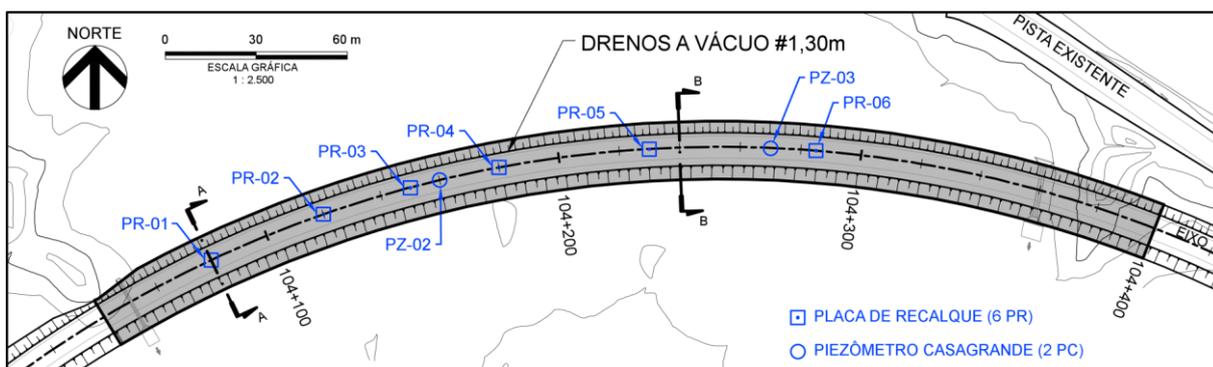
Na Figura 84 é possível observar os resultados das prospecções e das sondagens SPT. As prospecções foram executadas em uma malha de 10 x 10 m. As sondagens SP-339 e SP-336 apresentaram resultados coerentes com as prospecções próximas. Conforme mencionado, a SP-376 apresenta um resultado de 3 m de solo mole, inconsistente com o das sondagens e também com as prospecções ao seu redor. Somente uma das prospecções próximas apresentou um valor diferenciado da espessura de solo mole, 5,5 m, contra 10 a 12 m nas prospecções a 10 metros de distância. Entende-se que essa foi uma anomalia localizada, devido à gênese errática do solo aluvionar, e de mínima interferência para os recalques medidos pela topografia. Nota-se que existe uma variação transversal e longitudinal significativa na espessura do sedimento aluvionar.

Após a cravação foram executadas as conexões horizontais que ligam os drenos aos conjuntos de vácuo. A sobrecarga do vácuo foi iniciada no dia 12/06/2014 e permaneceu ativa até 18/11/2014, durante aproximadamente cinco meses.

5.3.1.2 Monitoramento da instrumentação geotécnica

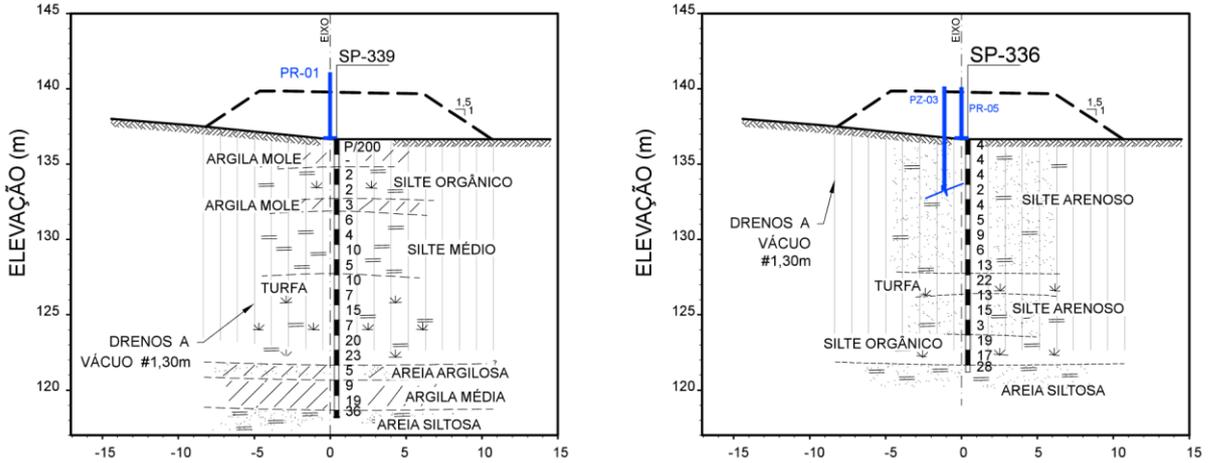
Durante a operação do vácuo e o alteamento dos aterros, a obra foi acompanhada por instrumentação geotécnica apropriada. No Bolsão A foram instaladas placas de recalque, piezômetros e inclinômetros. Na Figura 85 são apresentados em planta as placas de recalques e os piezômetros do tipo Casagrande (tubo aberto). Os dados dos inclinômetros e marcos superficiais não são apresentados pois não fazem parte do escopo da presente pesquisa.

Figura 85. Bolsão A em planta e respectiva instrumentação geotécnica



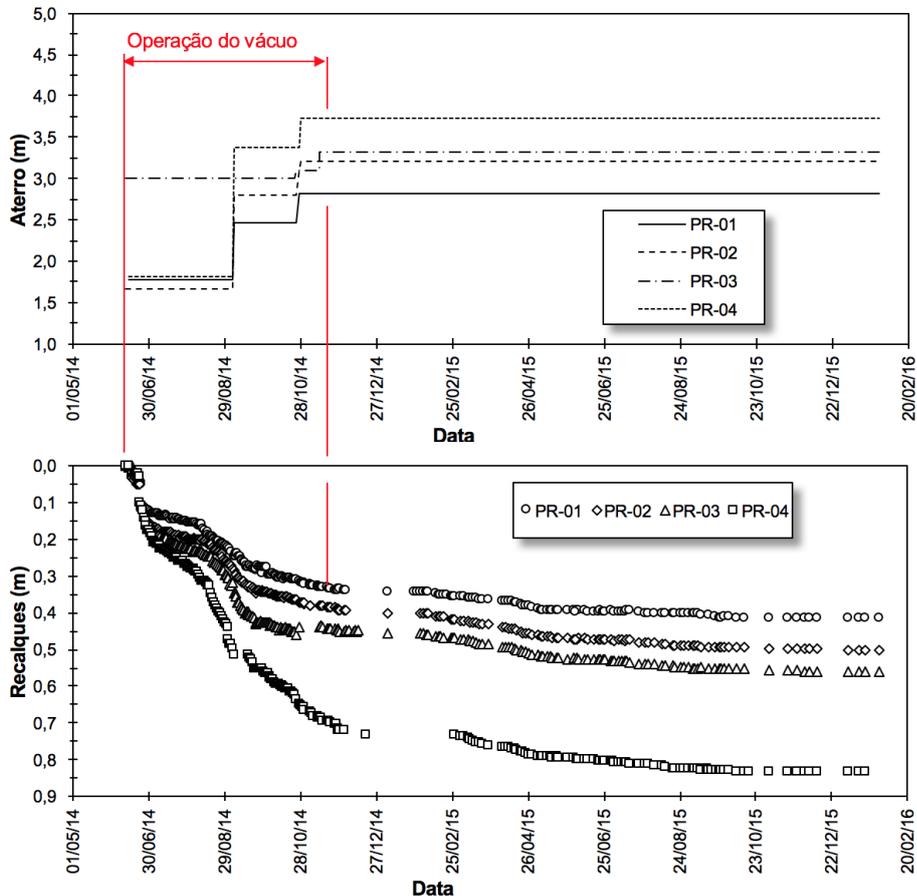
As seções transversais A-A e B-B podem ser observadas na Figura 86. Os recalques registrados nesse bolsão são apresentados nas Figuras 84 e 85. Foram empregados geotêxtil filtrante no aterro de conquista e grelhas na base dos aterros.

Figura 86. Bolsão A – Seções transversais A-A e B-B



Fonte: o autor

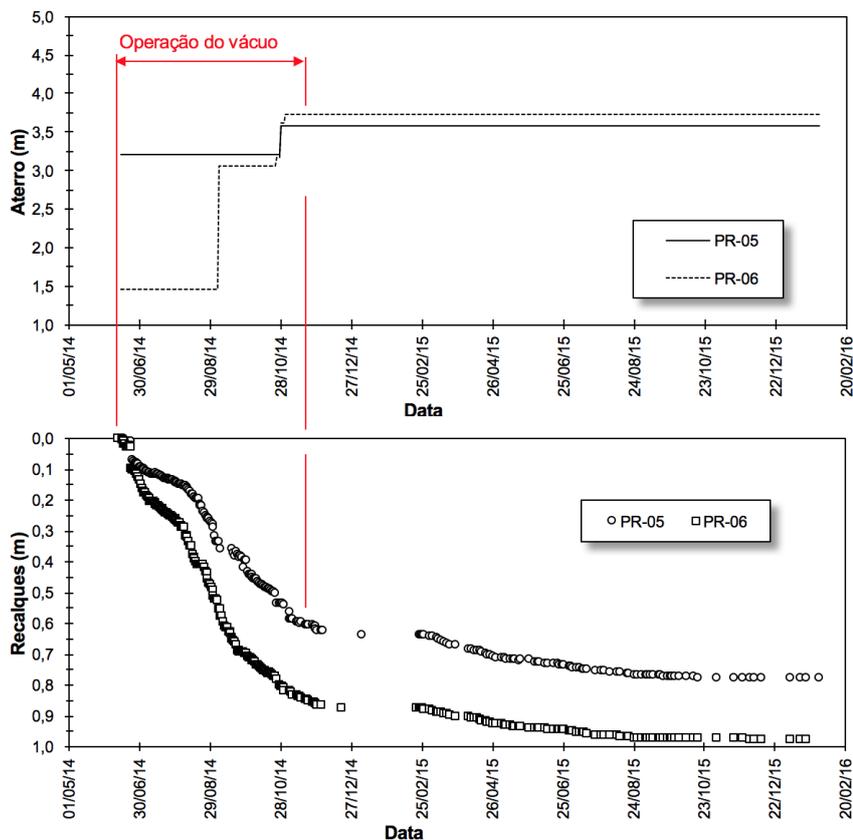
Figura 87. Bolsão A – PR-01 a PR-04 – Construção dos aterros e recalques x tempo



Fonte: o autor

Entre dezembro de 2014 e fevereiro de 2015, as placas de recalques foram substituídas por pinos instalados no pavimento recém-executado. Após a instalação dos pinos, as leituras realizadas pela topografia iniciaram um novo registro, partindo de recalques nulos. Para a elaboração dos gráficos de recalques ao longo do tempo, foi considerado que os recalques medidos nos pinos são uma continuação dos recalques medidos pelas placas de recalques.

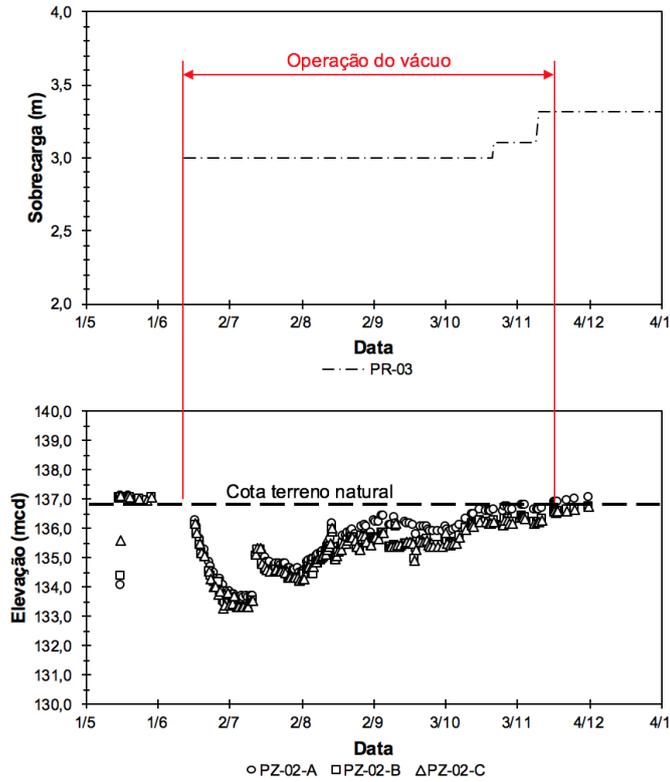
Figura 88. Bolsão A – PR-05 e PR-06 – Construção dos aterros e recalques x tempo



Fonte: o autor

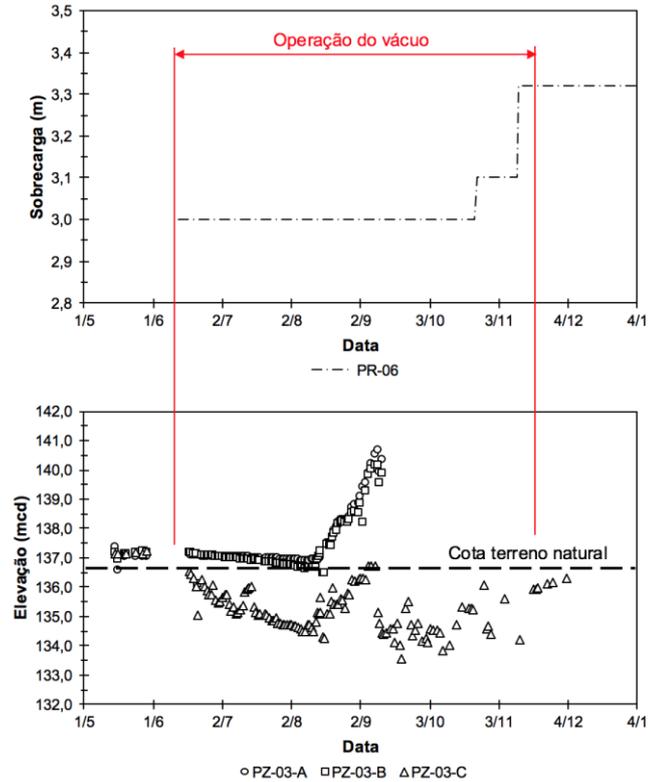
Nesse Bolsão foram instalados dois piezômetros do tipo Casagrande, próximos às placas PR-03 e PR-06. Conforme o projeto, esse instrumento deveria contemplar três piezômetros independentes, a um quarto, metade e três quartos da profundidade de solo mole. Infelizmente, como é possível observar nas Figuras 86 e 87, as câmaras dos piezômetros não foram devidamente isoladas na perfuração. Os três instrumentos apresentam uma carga piezométrica muito parecida. Logo, não é possível analisar qual a profundidade efetiva de medição da carga piezométrica. Também não há informação precisa quanto à distância do instrumento e dos DVPs adjacentes, de grande influência para a interpretação piezométrica de recalques.

Figura 89. Bolsão A – Construção dos aterros e piezometria x tempo (PR-03 e PZ-02)



Fonte: o autor

Figura 90. Bolsão A – Construção dos aterros e piezometria x tempo (PR-06 e PZ-03)

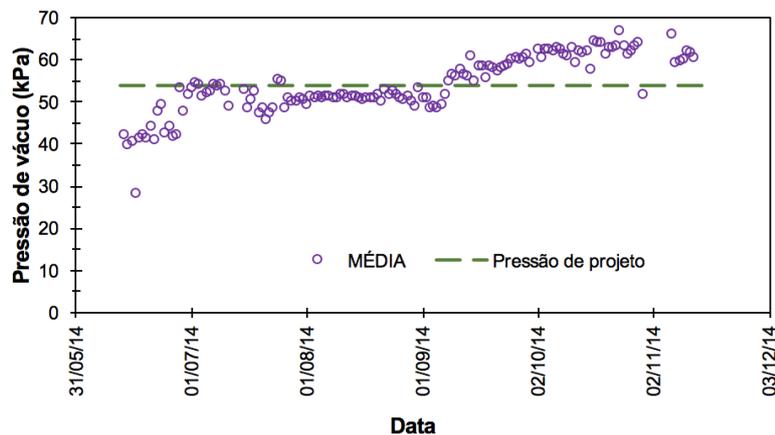


Fonte: o autor

Apesar de não ser possível aferir a dissipação da poropressão em profundidade, as Figuras 86 e 87 tornam possível observar a redução da poropressão entre os meses de junho e julho de 2014, provocada pela sucção de vácuo.

No projeto executivo da obra foi adotada uma sobrecarga nominal de sucção de 54 kPa, segundo a experiência da empresa executora da cravação dos DVPs e operação dos conjuntos de vácuo. Essa pressão foi monitorada pelos vacuômetros instalados nos conjuntos de vácuo. No Bolsão A foram utilizados dez conjuntos de vácuo ao todo. Na Figura 91 é possível observar a pressão de vácuo média desses dez conjuntos, medida nas bombas de vácuo, e a pressão nominal de projeto como referência.

Figura 91. Bolsão A – Pressão de vácuo média nos conjuntos de bombeamento, ao longo do tempo



Fonte: o autor

É possível observar que a pressão de vácuo medida nos conjuntos de bombeamento não é constante ao longo do tempo, atingindo valores abaixo e acima da pressão de projeto em diversas datas. No primeiro mês da aplicação de sucção a vácuo, a pressão média foi inferior à pressão de projeto, porém entre setembro e novembro foi superior à expectativa de dimensionamento.

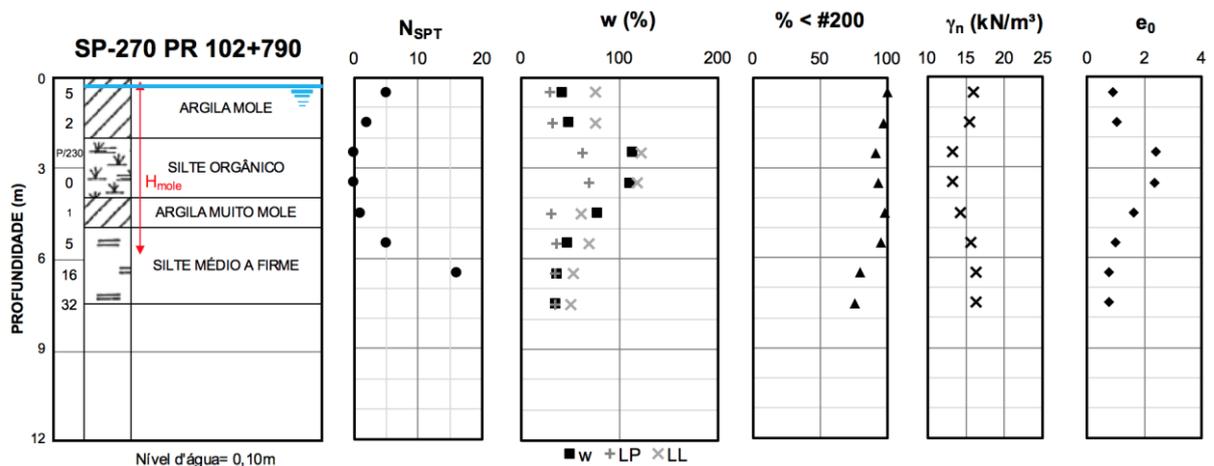
5.3.2 Bolsão B

5.3.2.1 Sondagens e investigações

Na Figura 60 (ver página 152) é apresentado o Bolsão B em planta com a locação dos ensaios geotécnicos. As cinco sondagens realizadas nesse bolsão e seus respectivos

ensaios de caracterização em laboratório são apresentados nas Figuras 89 a 93. É possível observar que a espessura do sedimento compressível medida varia de 6 a 20 m, considerando que a turfa é um material compressível, apesar de o número SPT medido nesse material superar vinte golpes.

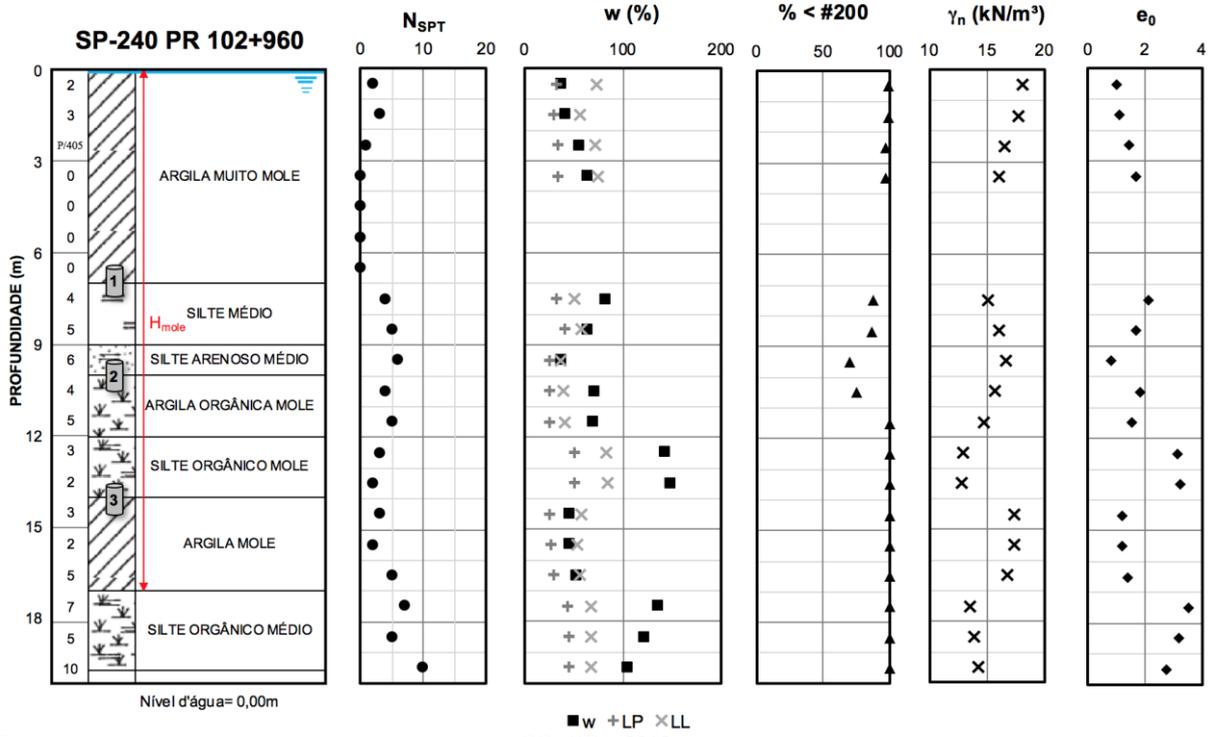
Figura 92. Bolsão B – Sondagem SP-270



Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2013)

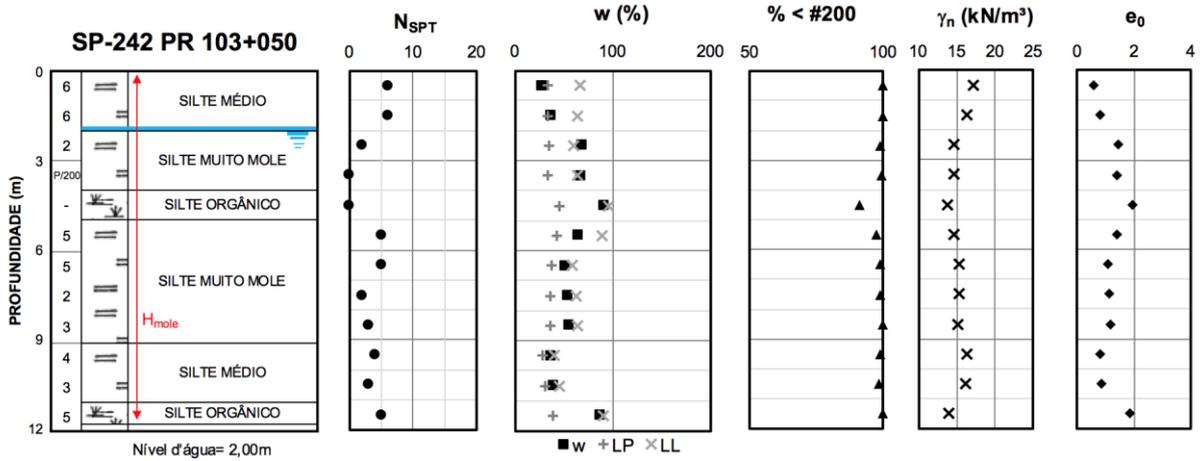
De forma análoga ao que ocorreu com o Bolsão A, o solo mole é descrito como argila e silte orgânico com ou sem a presença de material vegetal em decomposição, argila mole e/ou turfa, de coloração cinza a café. Sob essa camada é observada uma eventual camada estreita de areia siltosa aluvionar, também de coloração cinza a café, e posterior estrato argiloso de alta plasticidade, de coloração esverdeada e alta resistência.

Figura 93. Bolsão B – Sondagem SP-240



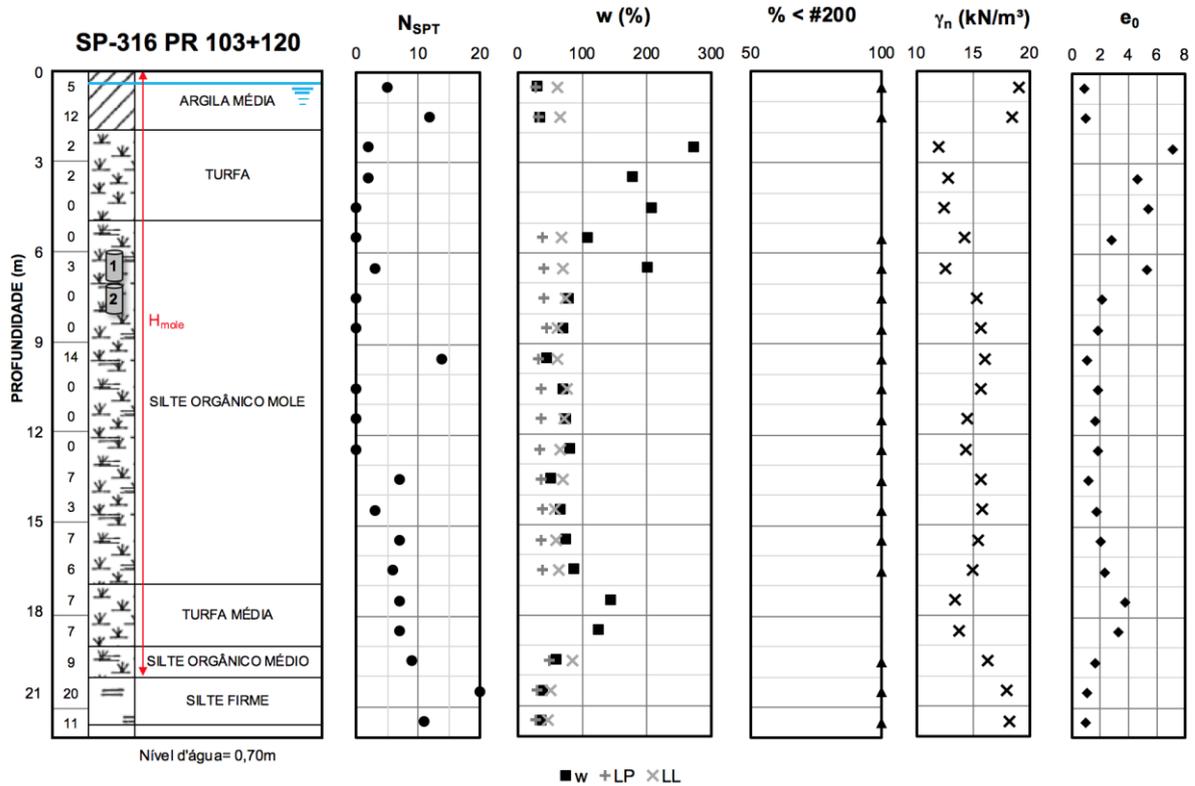
Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2013)

Figura 94. Bolsão B – Sondagem SP-242



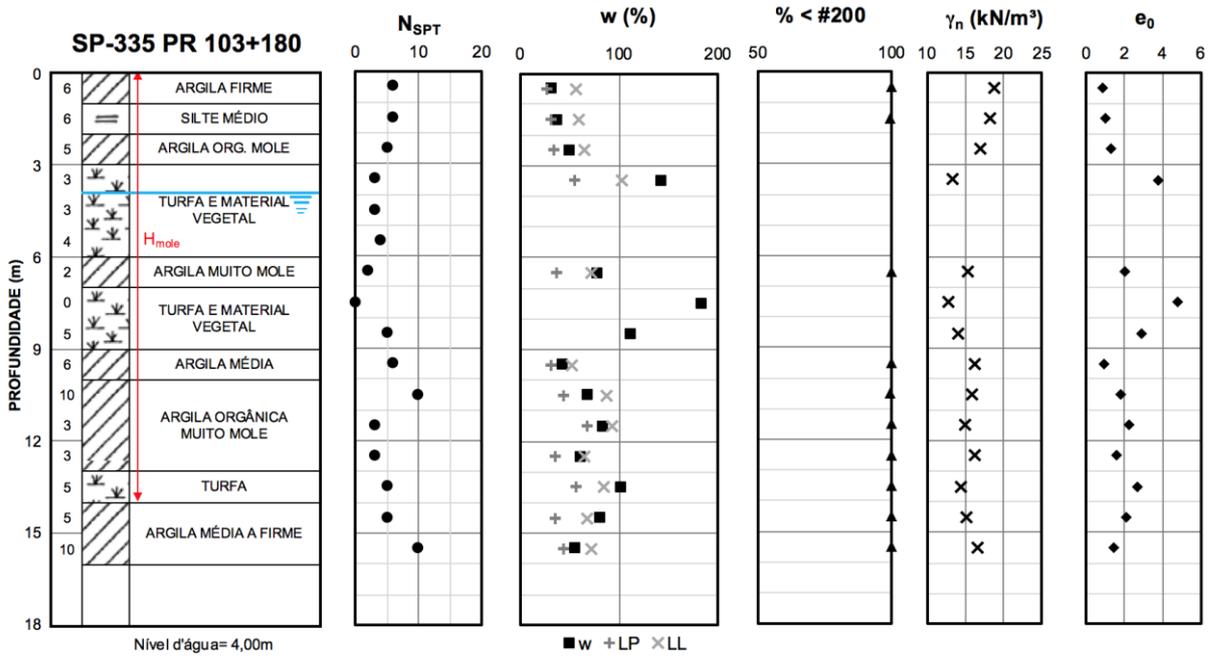
Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2013)

Figura 95. Bolsão B – Sondagem SP-316



Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2013)

Figura 96. Bolsão B – Sondagem SP-335



Fonte: adaptado dos boletins de sondagem e ensaios (CONSOL, 2014)

As localizações, profundidades investigadas, espessuras interpretadas do depósito compressível, posições do nível d'água em relação à superfície e condições de

drenagem nas perfurações realizadas nesse bolsão de solo mole são apresentadas na Tabela 24.

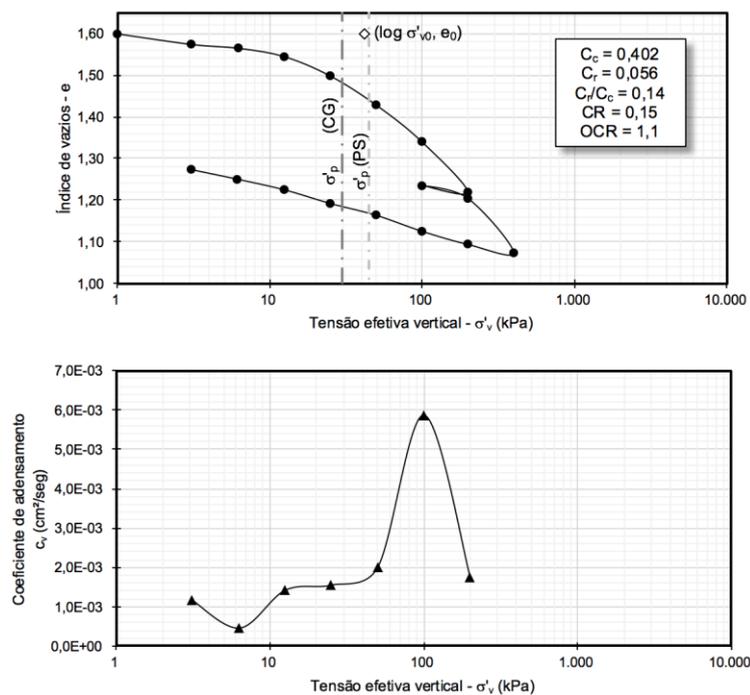
Tabela 24. Resultados das sondagens SPT no Bolsão B

Sondagem	Estaca	Prof. sondagem (m)	H _{mole} (m)	Nível d'água (m)	Drenagem
SP-270	PR 102+790	7,45	6,0	0,10	Simple
SP-240	PR 102+960	19,45	17,0	0,00	Simple
SP-242	PR 103+050	11,45	11,45	2,00	Indefinida
SP-316	PR 103+120	22,0	20,0	0,70	Simple
SP-335	PR 103+180	15,45	14,0	4,00	Simple

Fonte: o autor

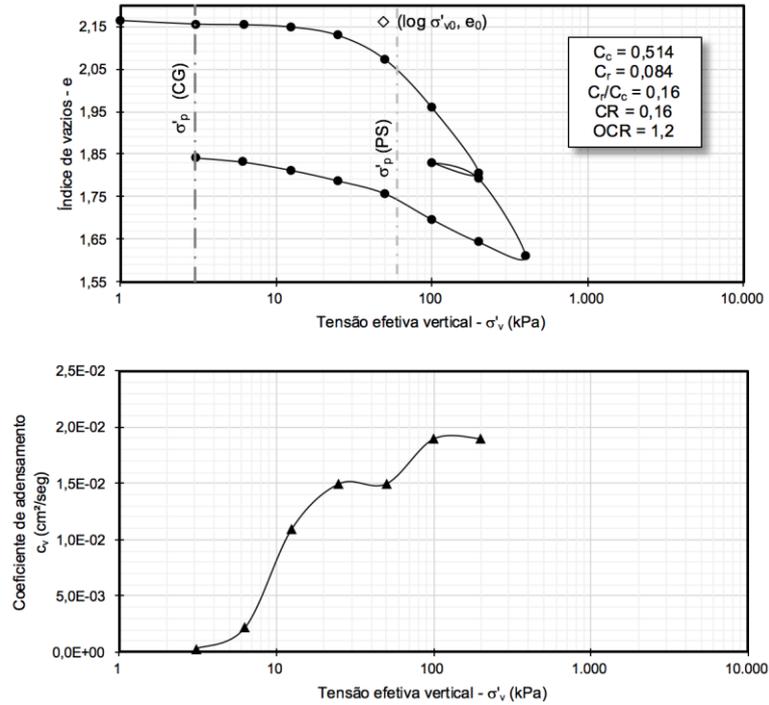
Das sondagens SP-240 e SP-316 foram colhidas cinco amostras indeformadas para ensaios de laboratório. A campanha de ensaios de laboratório para as amostras indeformadas consistiu em: ensaio de adensamento, ensaio de umidade natural e ensaio de densidade dos grãos sólidos. Nas Figuras 94 a 98 são apresentados os resultados dos ensaios de adensamento.

Figura 97. Ensaio de adensamento – PR 102+960, SP-240, 7 m (Siltes), qualidade pobre



Fonte: o autor

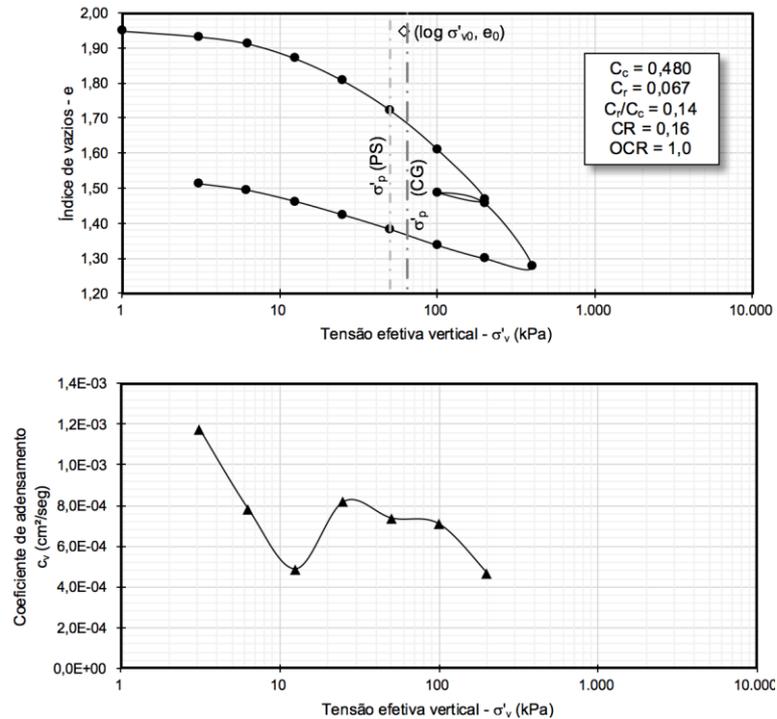
Figura 98. Ensaio de adensamento – PR 102+960, SP-240, 10 m (Siltes), qualidade boa a razoável



Fonte: o autor

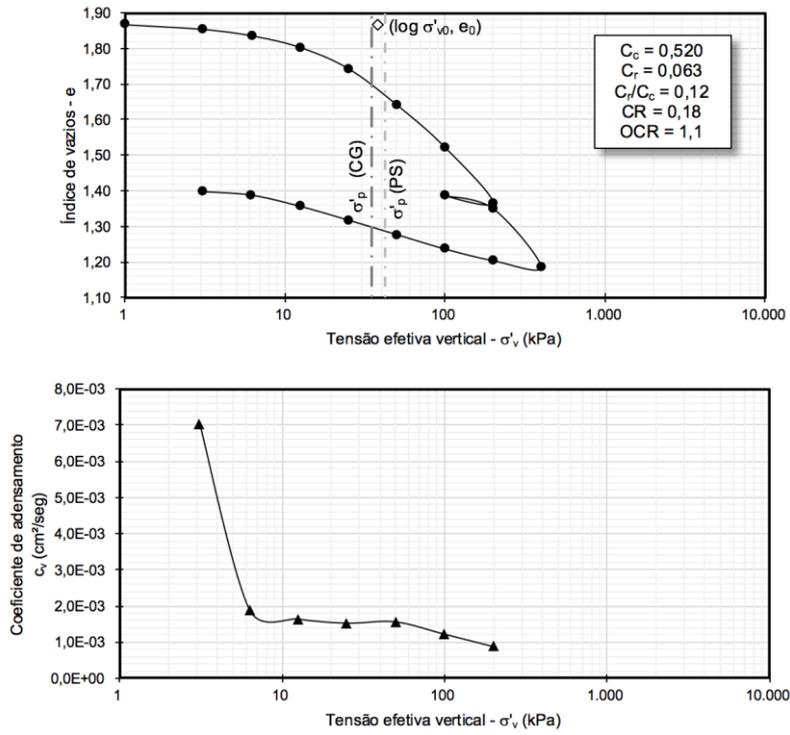
O ensaio de adensamento na Figura 98 foi o único a apresentar qualidade boa ou superior.

Figura 99. Ensaio de adensamento – PR 102+960, SP-240, 14 m (Siltes), qualidade pobre



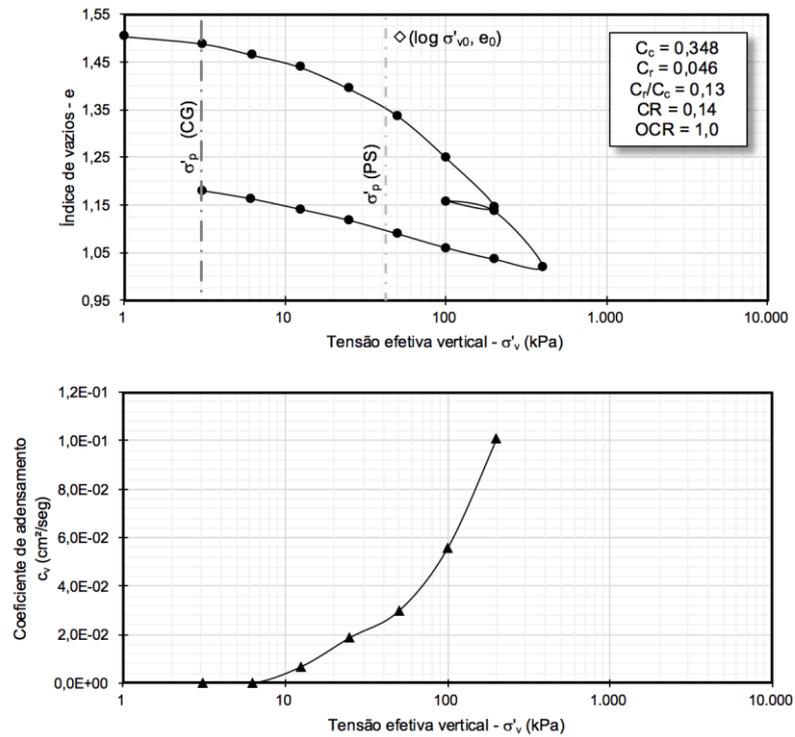
Fonte: o autor

Figura 100. Ensaio de adensamento – PR 103+120, SP-316, 6 m (Turfa), qualidade pobre



Fonte: o autor

Figura 101. Ensaio de adensamento – PR 103+120, SP-316, 7 m (Silte), qualidade pobre



Fonte: o autor

Os resultados dos ensaios de adensamento em laboratório de qualidade boa ou superior são resumidos na Tabela 25.

Tabela 25. Resultados dos ensaios de adensamento no Bolsão B

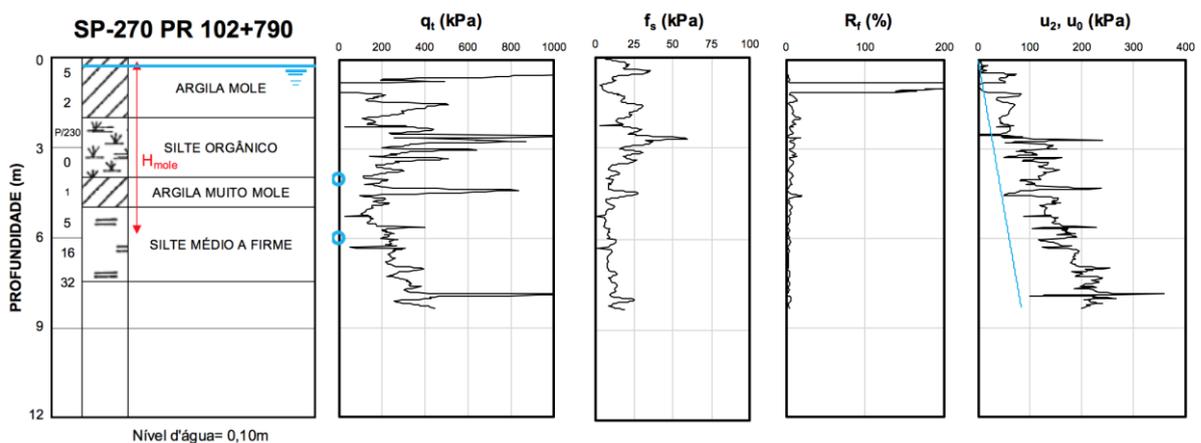
Ensaio	Prof. (m)	w (%)	e_0	γ_s (kN/m ³)	σ'_p (kPa)	$(\sigma'_p - \sigma'_{v0})$ (kPa)	C_c	C_r/C_c	CR	TMO (%)
SP-240	4,00	54,2	1,30	25,4	57,0	29,0	0,38	0,12	0,16	N/D

Fonte: o autor

O coeficiente de adensamento para o trecho normalmente adensado, medido no ensaio de adensamento de boa qualidade, situou-se entre $1,0E-7$ e $1,4E-7$ m²/s na amostra a 4 m de profundidade.

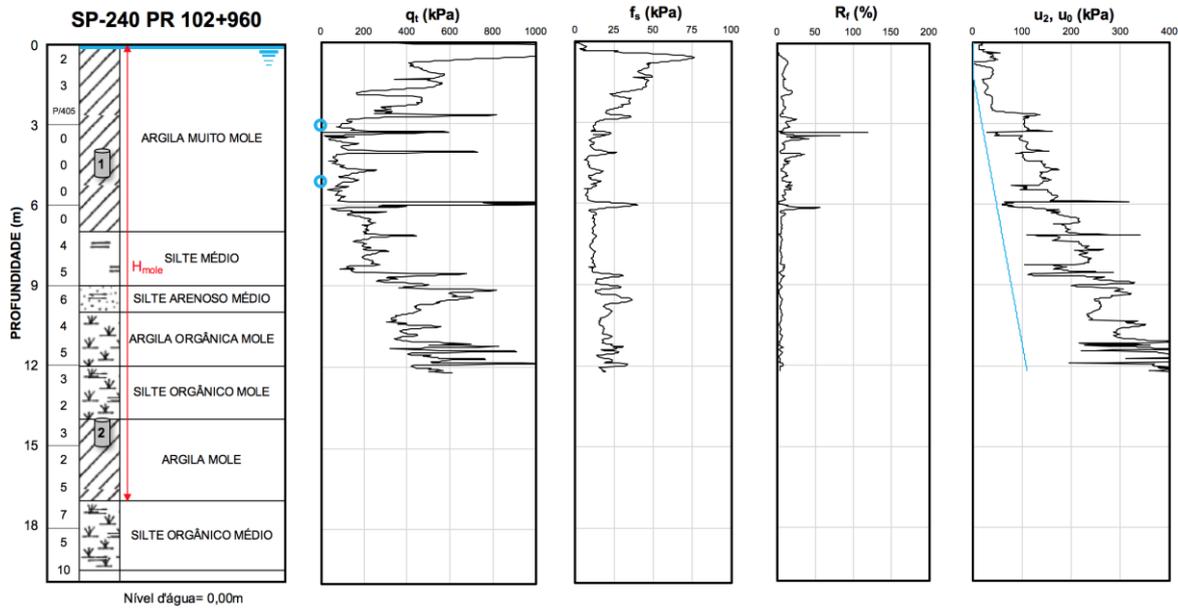
Ensaio de piezocone foram utilizados para a interpretação do histórico de tensões, conforme descrito adiante. Nesse local foram realizados três ensaios de piezocone, CPT-1, CPT-2 e CPT-3, nos quais foram feitas seis paralisações para a dissipação de poropressão no total. As Figuras 99 a 101 mostram os parâmetros medidos em profundidade durante a penetração do cone, também conforme a sequência do estaqueamento.

Figura 102. Bolsão B – Piezocone CPT-1 e SPT-270 próximo



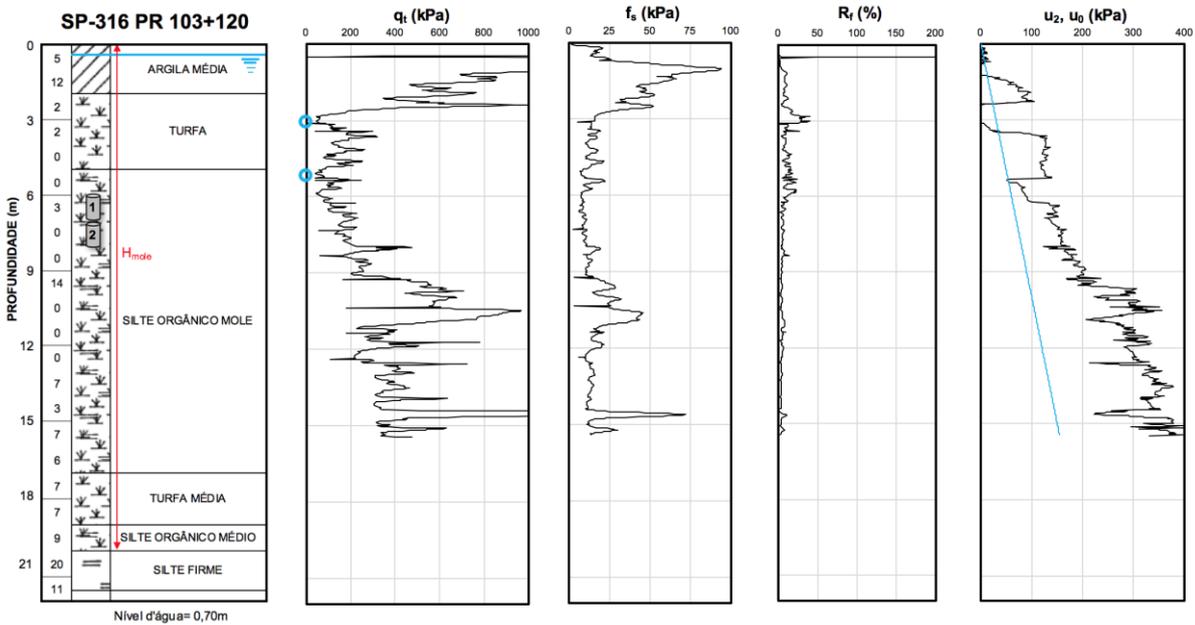
Fonte: o autor

Figura 103. Bolsão B – Piezocone CPT-2 e SPT-240 próximo



Fonte: o autor

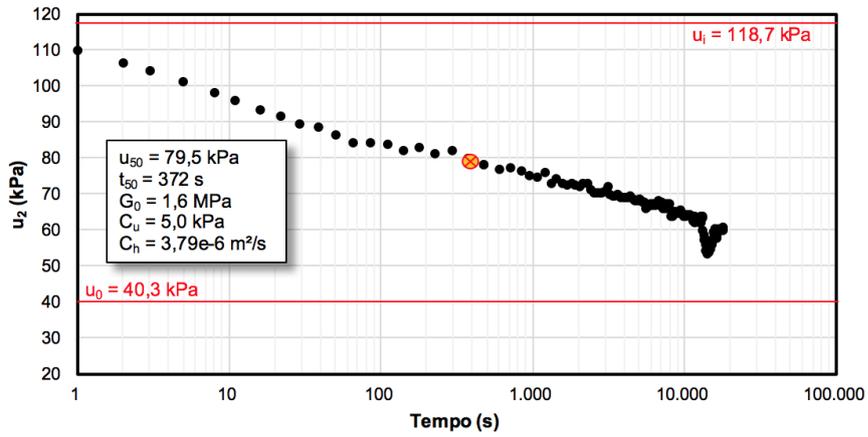
Figura 104. Bolsão B – Piezocone CPT-3 e SPT-316 próximo



Fonte: o autor

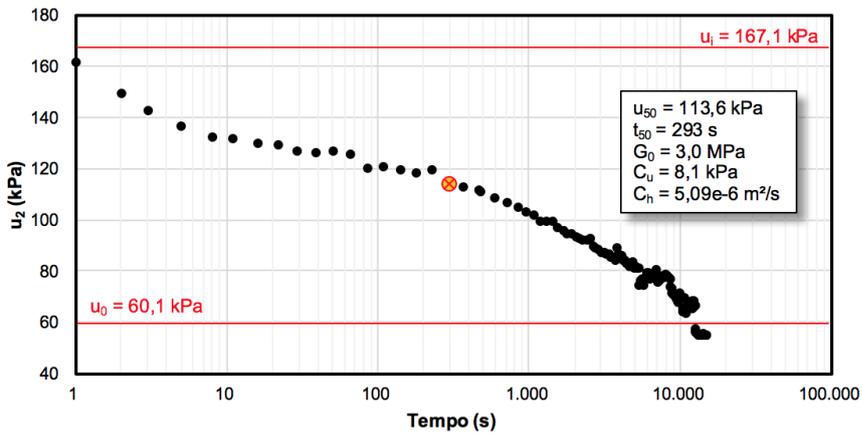
Foram realizados ensaios de dissipação de propressão com os piezocones para estimativa do coeficiente de adensamento do solo, apresentados nas Figuras 102 a 107. Foram adotados os mesmos métodos de interpretação e parâmetros descritos para o Bolsão A.

Figura 105. Bolsão B – Piezocone CPT-1 – Ensaio de dissipação em profundidade 4,0 m



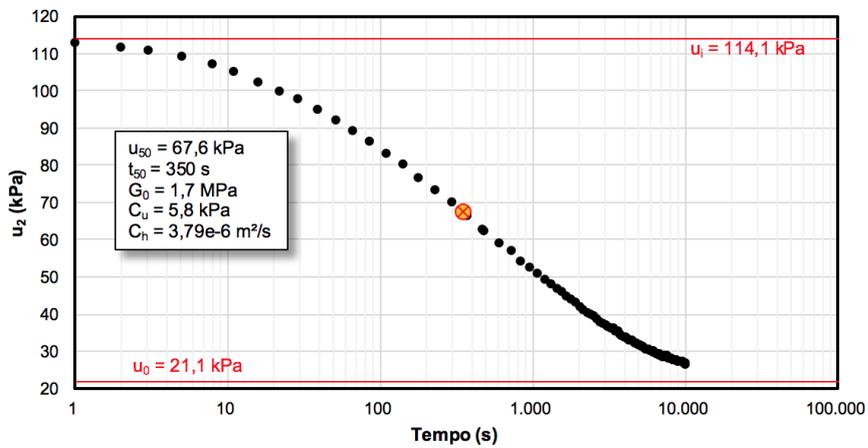
Fonte: o autor

Figura 106. Bolsão B – Piezocone CPT-1 – Ensaio de dissipação em profundidade 6,0 m



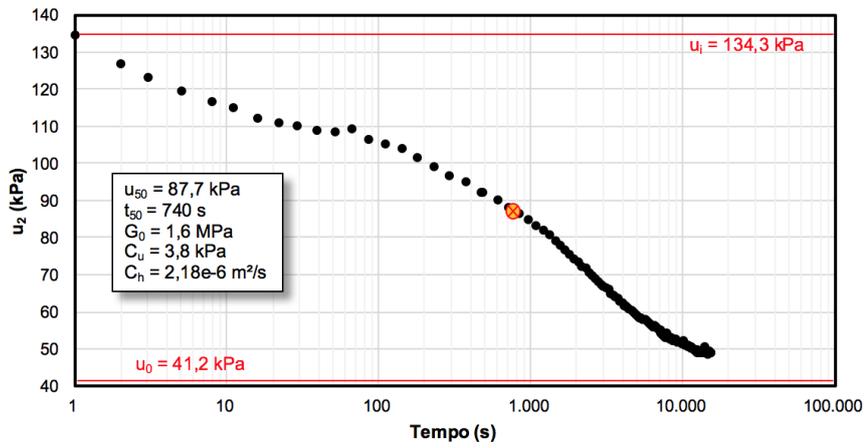
Fonte: o autor

Figura 107. Bolsão B – Piezocone CPT-2 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,3 m



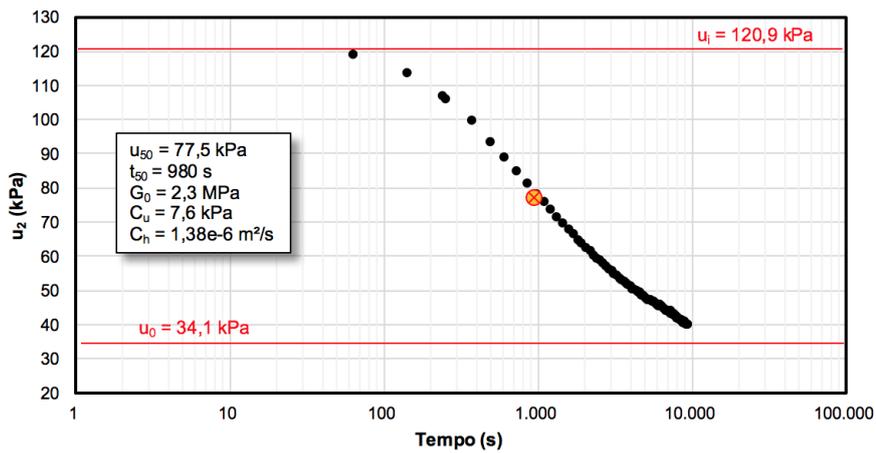
Fonte: o autor

Figura 108. Bolsão B – Piezocone CPT-2 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,3 m



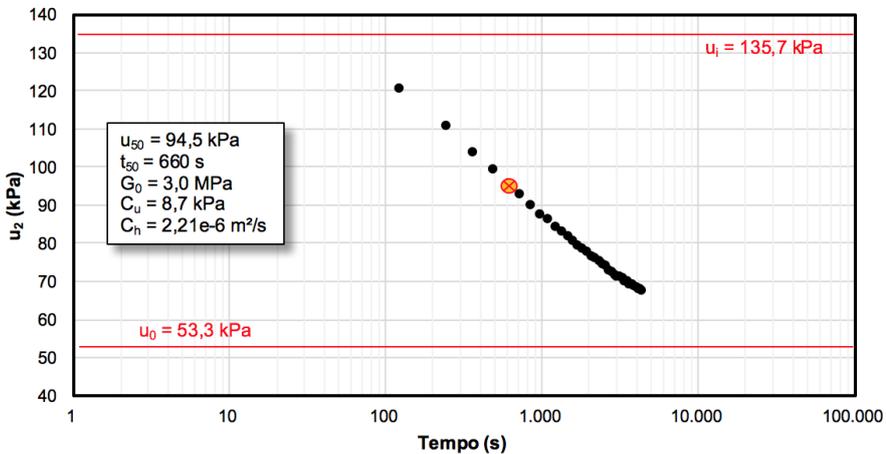
Fonte: o autor

Figura 109. Bolsão B – Piezocone CPT-3 – Ensaio de dissipação em profundidade 3,4 m



Fonte: o autor

Figura 110. Bolsão B – Piezocone CPT-3 – Ensaio de dissipação em profundidade 5,3 m



Fonte: o autor

Tabela 26. Resultados dos ensaios de dissipação de poropressão no Bolsão B

Ensaio	Prof. (m)	u_{50} (kPa)	t_{50} (s)	G_0 (kPa)	C_u (kPa)	I_r	c_h (m ² /s) S.A. [§]
CPT-1	4,0	79,5	372	1.600	5,0	320	3,79E-6
CPT-1	6,0	113,6	293	3.000	8,1	370	5,09E-6
CPT-2	3,3	67,6	350	1.700	5,8	293	3,79E-6
CPT-2	5,3	87,7	740	1.600	3,8	421	2,18E-6
CPT-3	3,4	77,5	980	2.300	7,6	303	1,38E-6
CPT-3	5,3	94,5	660	3.000	8,7	345	2,21E-6

§S.A. = Na faixa sobreadensada, medido pelo piezocone

Fonte: o autor

A Tabela 26 apresenta os resultados dos ensaios de dissipação, inclusive coeficientes de adensamento horizontal interpretados, na faixa pré-adensada. A média aritmética do c_h (Piezocone) é de 3,1E-6 m²/s. Na Tabela 27 são apresentados os coeficientes de adensamento interpretados nesse Bolsão.

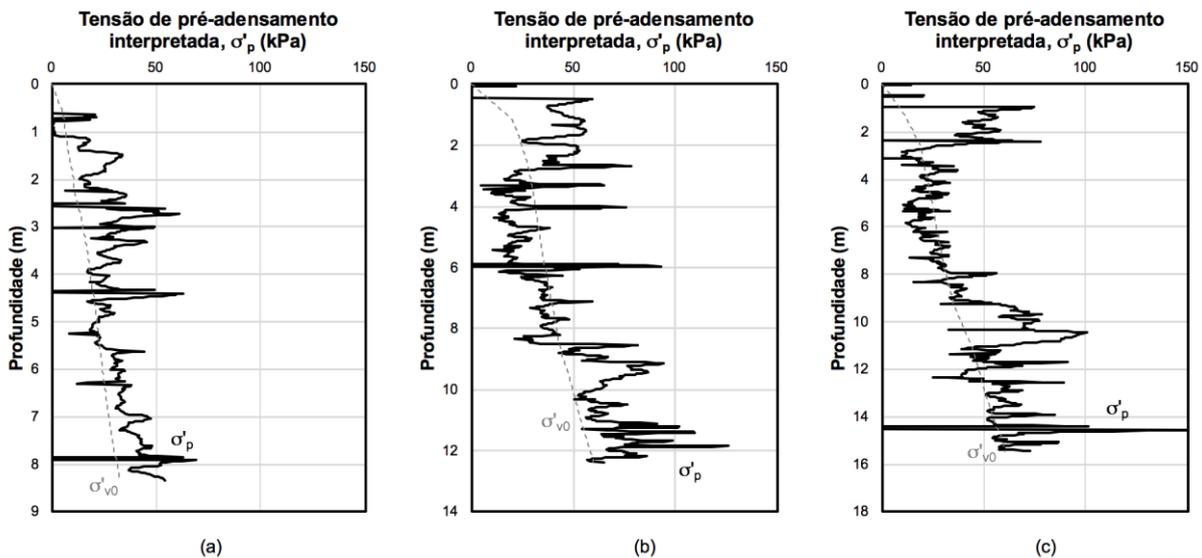
Tabela 27. Coeficientes de adensamento medidos no Bolsão B por piezocone

Índice	Coeficiente de adensamento	
	(m ² /s)	(cm ² /s)
$c_h(NA)$	4,7E-7	4,7E-3
$c_v(NA)$	2,3E-7	2,3E-3
$c_h(Piezocone)$	3,1E-6	3,1E-2

Fonte: o autor

A partir dos parâmetros interpretados pela empresa executora dos ensaios de piezocone de tensão efetiva vertical e tensão de pré-adensamento, conforme a metodologia do Anexo B, foram gerados os gráficos apresentados na Figura 111. Os resultados medidos indicam solo pré-adensado até cerca de 2 m, possivelmente por ressecamento da camada superior, e grande variabilidade abaixo dessa profundidade, que pode ser interpretada como normalmente adensada.

Figura 111. Tensão de pré-adensamento e tensão efetiva vertical em profundidade interpretadas a partir dos ensaios de piezocone no Bolsão B (a) CPT-1, (b) CPT-2 e (c) CPT-3



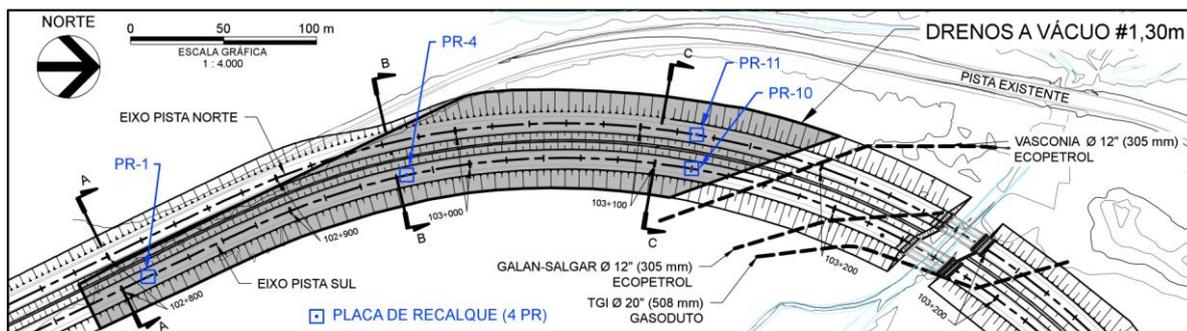
Fonte: o autor

Após a cravação dos DVPs foram executadas as conexões horizontais que ligam os drenos aos conjuntos de vácuo. A sobrecarga do vácuo foi iniciada no dia 22/08/2014 e permaneceu ativa até 11/02/2015, durante cerca de seis meses.

5.3.2.2 Monitoramento da instrumentação

No Bolsão B foram instalados diversos instrumentos geotécnicos, dentre placas de recalque, marcos superficiais, inclinômetros e *strain gauges* em tubulações sensíveis. Na Figura 112 são apresentadas em planta as placas de recalques analisadas na presente pesquisa. Os dados dos inclinômetros, marcos superficiais e *strain gauges* não são apresentados pois não fazem parte do escopo desta pesquisa.

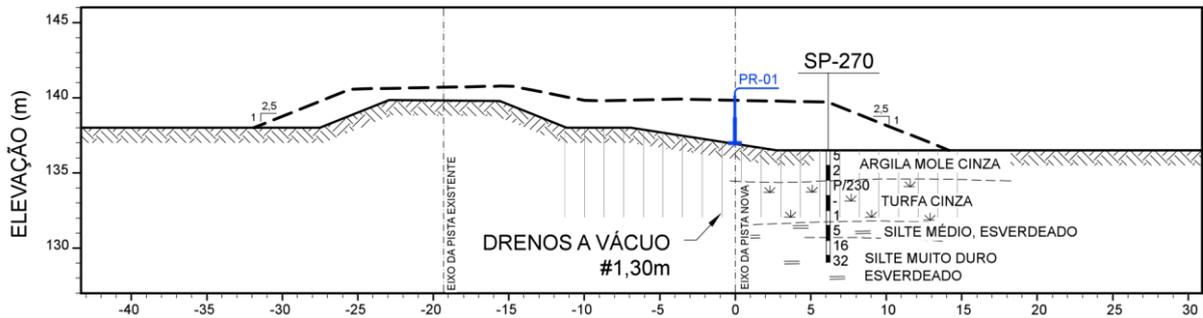
Figura 112. Bolsão B em planta e respectiva instrumentação geotécnica



Fonte: o autor

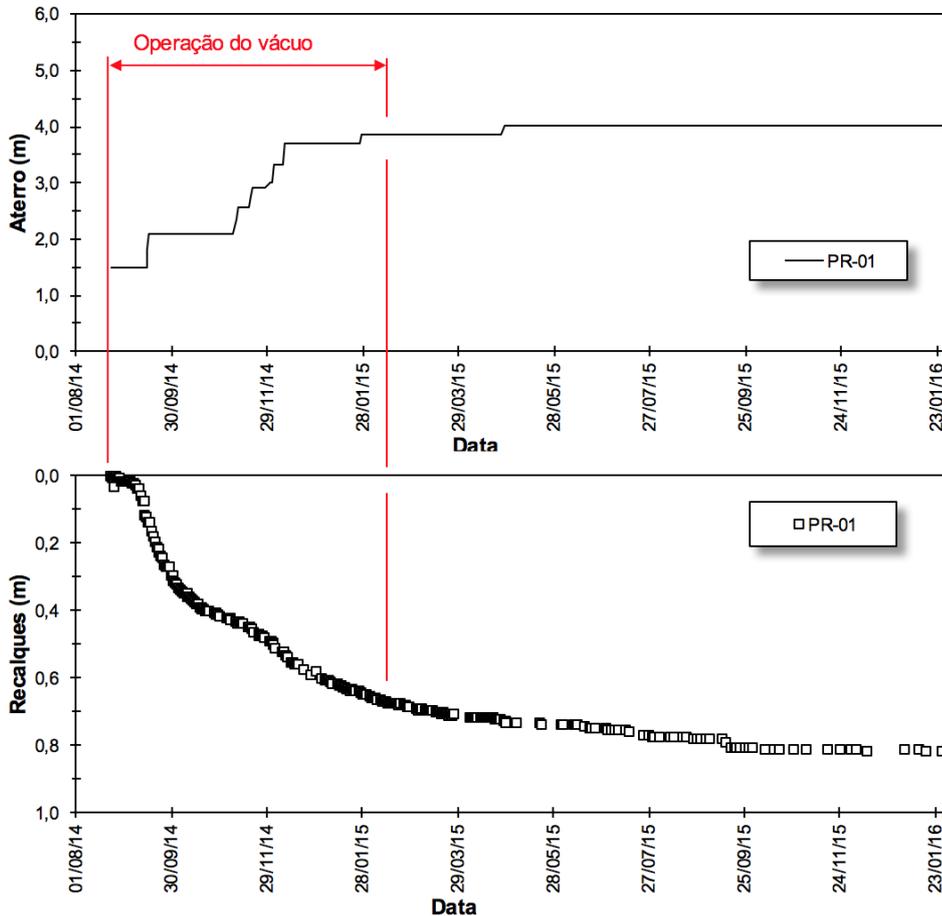
As seções transversais e respectivas curvas tempo-recalque podem ser observadas nas Figuras 110 a 115. Entre maio e junho de 2015 as placas de recalques foram substituídas por pinos instalados no pavimento recém-executado. Para a elaboração dos gráficos de recalques ao longo do tempo, foi considerado que os recalques medidos nos pinos são uma continuação dos recalques medidos pelas placas de recalques, tal como adotado no Bolsão A.

Figura 113. Bolsão B – Seção transversal A-A



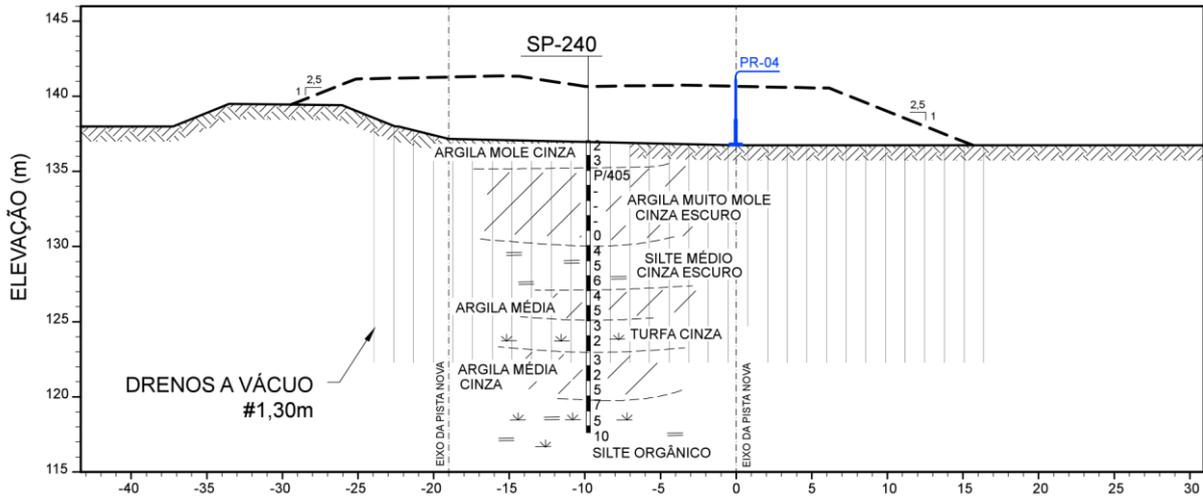
Fonte: o autor

Figura 114. Bolsão B – PR-01 – Construção dos aterros e recalques x tempo



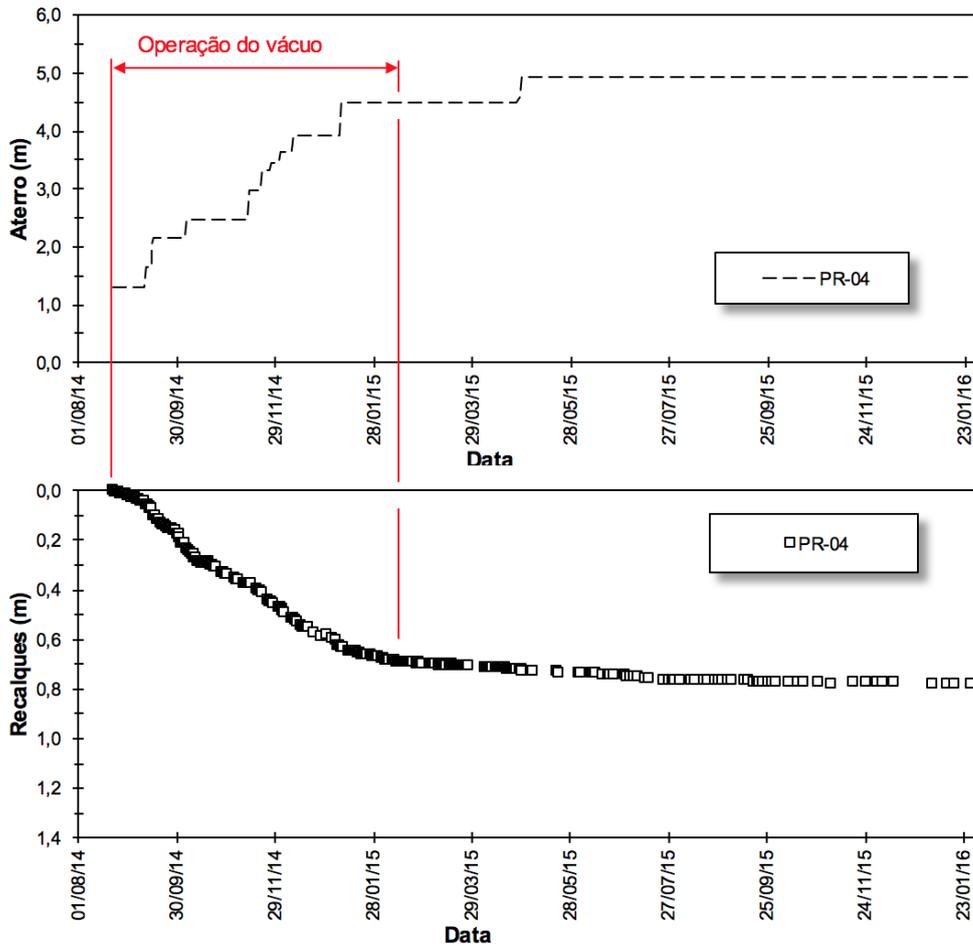
Fonte: o autor

Figura 115. Bolsão B – Seção transversal B-B



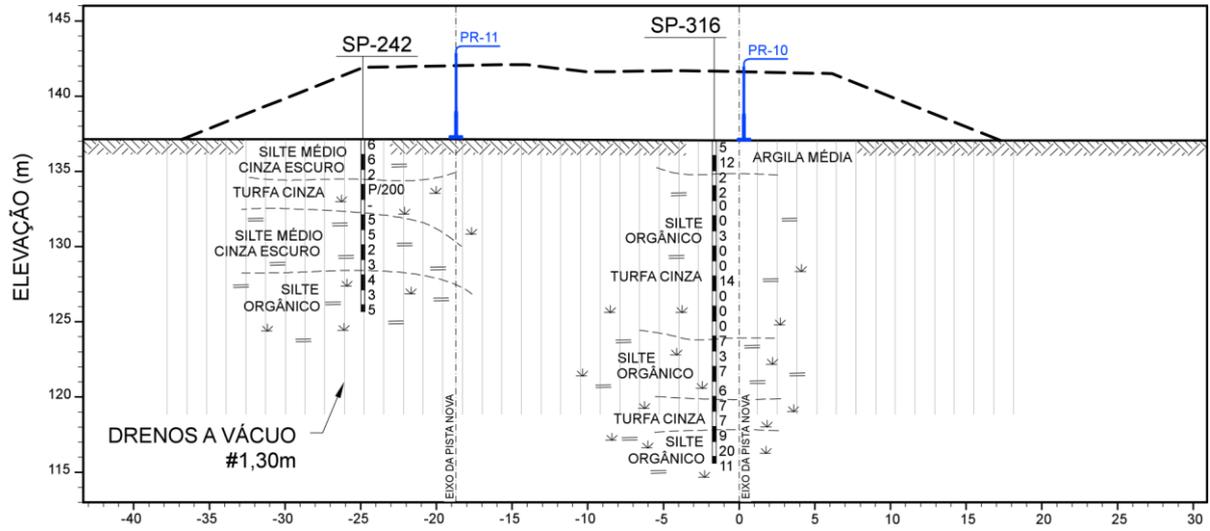
Fonte: o autor

Figura 116. Bolsão B – PR-04 – Construção dos aterros e recalques x tempo



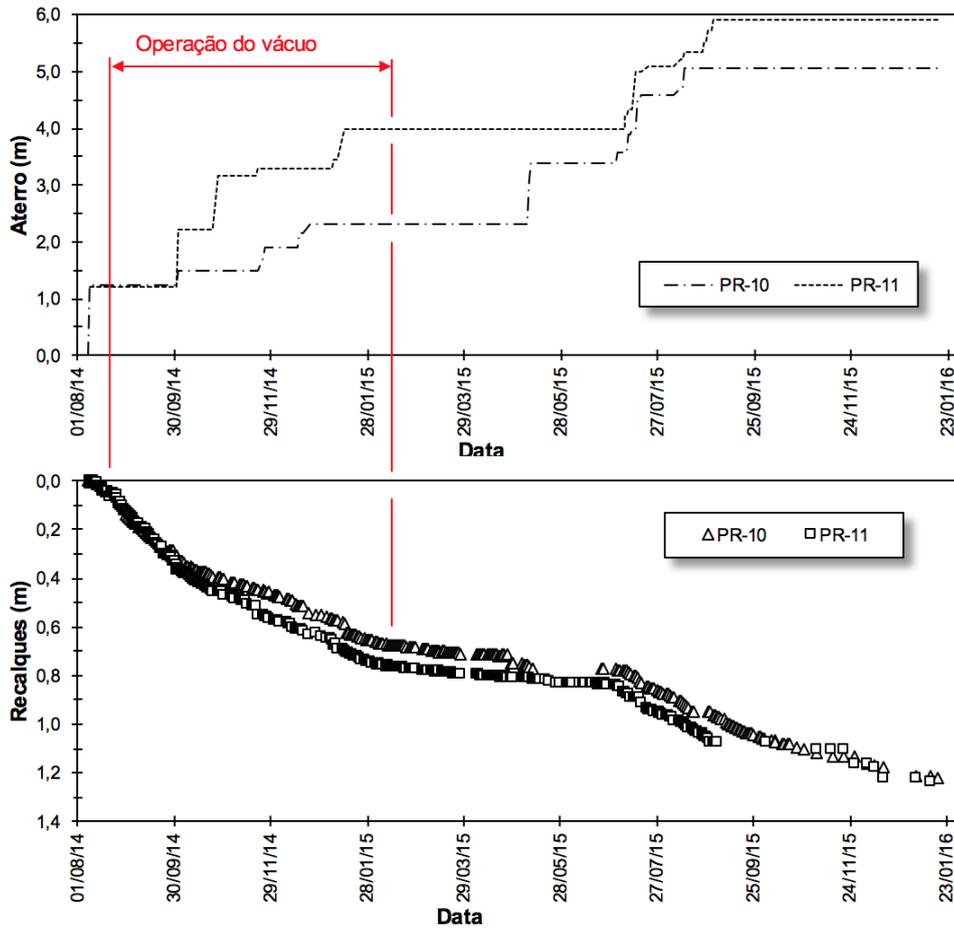
Fonte: o autor

Figura 117. Bolsão B – Seção transversal C-C



Fonte: o autor

Figura 118. Bolsão B – PR-10 e PR-11 – Construção dos aterros e recalques x tempo



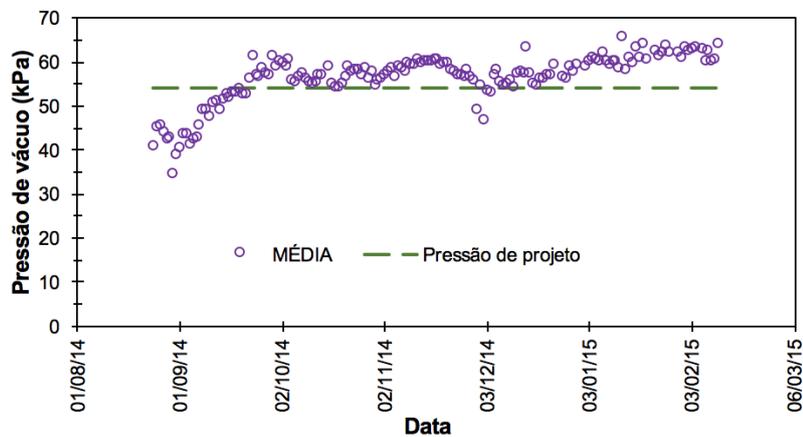
Fonte: o autor

Não foi realizada campanha de prospecções nesse bolsão devido à presença de tubulações enterradas de óleo e gás, conforme apresentado na Figura 60. Estas

tubulações demandaram soluções geotécnicas compatíveis com o nível de deformações esperado e monitoradas criteriosamente pelo projetista durante a execução das atividades construtivas.

A pressão de vácuo foi monitorada por vacuômetros instalados nos conjuntos de vácuo. A média dos 22 conjuntos de vácuo instalados nesse local é apresentada na Figura 119. Assim como no Bolsão A, no primeiro mês da aplicação de sucção a vácuo, a pressão média foi inferior à pressão de projeto, porém após o primeiro mês a sucção foi superior à expectativa de dimensionamento.

Figura 119. Bolsão B – Pressão de vácuo média nos conjuntos de bombeamento, ao longo do tempo



Fonte: o autor

6 MÉTODOS E RESULTADOS

6.1 MODELAGEM NUMÉRICA

6.1.1 Software empregado

O *software* de modelagem numérica RocScience Settle3D v.2 foi utilizado para desenvolvimento das curvas de tempo-recalque com considerações de estratigrafia e alteamento dos aterros conforme as sondagens e o monitoramento topográfico disponíveis. Esse programa realiza os cálculos de recalques sob fundações, aterros e carregamentos superficiais. A simulação numérica pode incluir diversos estágios e o cálculo de adensamento pode considerar recalques primários e secundários (fluência). Diversos materiais, lineares e não lineares, podem ser modelados para compor o perfil do terreno.

O algoritmo desse *software* calcula, primeiramente, as tensões efetivas do terreno especificado e depois computa as deformações consequentes em função do tipo de material adotado para cada camada do subsolo. É adotada a expressão **(4)** da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi nos casos de fluxo vertical e a expressão **(13)** quando há fluxo em sentido radial (ROCSCIENCE, 2009). A solução numérica da dissipação de poropressões é obtida por abordagem com diferenças finitas, conforme as condições de contorno impostas no modelo. Este *software* não precisa da especificação de uma malha de análise bidimensional com contornos indeslocáveis.

Nota-se que o *software* adota um modelo não linear de recalques por adensamento que considera de forma fidedigna a relação $e-\log \sigma'_v$ representada na Figura 25 (ver página 74), tanto para o cálculo da compressibilidade quanto para a dissipação de poropressões. Para isso, é adotada a expressão **(105)** para o cálculo da permeabilidade em função da profundidade. É possível especificar valores distintos para o coeficiente de adensamento nos trechos normalmente adensado e sobreadensado.

$$k_v = \frac{c_v \cdot C_c \cdot \gamma_w}{2,3 \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'_{v0}} \quad (105)$$

Conforme é possível observar no Quadro 1, ao incorporar a expressão **(105)** no seu algoritmo, o *software* adota as mesmas premissas da teoria de adensamento de Janbu e Mikasa, na qual o desenvolvimento das deformações é mais rápido que a dissipação de poropressões. Essa é uma premissa mais sofisticada e realista que as premissas adotadas por Terzaghi no desenvolvimento da sua teoria unidimensional.

No Apêndice B é apresentado o fundamento teórico do *software* segundo RocScience (2009), em detalhes, e também um comparativo realizado entre o cálculo numérico e expedito para um exemplo hipotético, para fins de calibração e compreensão das premissas do referido algoritmo. É observado, nesse cálculo comparativo, que o modelo numérico do *software* gera recalques mais rápidos do que os previstos pela teoria de Terzaghi, assim como aqueles previstos pela teoria de Janbu e Mikasa. Nota-se, também, que o manual teórico do *software* (ROCSCIENCE, 2009) não cita a teoria de adensamento de Janbu e Mikasa explicitamente.

6.1.2 Premissas adotadas nas modelagens

Para o desenvolvimento das modelagens numéricas foram consideradas as seguintes premissas:

- A camada de solo compressível foi considerada única e homogênea em termos de compressibilidade.
- Adotou-se, como ponto de partida, os parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios de adensamento de boa qualidade, quando disponíveis naquele Bolsão.
- Na ausência de ensaios de adensamento com amostras indeformadas de boa qualidade no próprio Bolsão, foram adotados como ponto de partida os parâmetros de compressibilidade obtidos no Banco de Dados dos Ensaios de Adensamento da Obra Toda.
- O histórico de tensões foi obtido por meio dos ensaios de piezocone, uma vez que estão disponíveis em todos os Bolsões analisados nesta pesquisa.
- O coeficiente de adensamento foi adotado a partir dos ensaios de dissipação de poropressões com piezocone, realizados em cada Bolsão, com valores distintos entre os trechos normalmente adensados e sobreadensados.

- A espessura de solo mole compressível foi adotada, em cada modelo, a partir das sondagens SPT e prospecções próximas das placas de recalques analisadas. Em alguns pontos a profundidade atingida pelas prospecções corresponde a amostras com N_{SPT} maior que cinco e próximo a dez golpes. Nesses casos, suspeita-se que o número de golpes possa ter sido influenciado pela presença de galhos e matéria orgânica em decomposição nos estratos compressíveis, portanto a verdadeira resistência em golpes seria inferior ao resultado medido.
- Foram realizadas simulações numéricas considerando duas distribuições de vácuo em profundidade:
 - distribuição constante com a profundidade $G(n)=1,0$, de uso corrente; e
 - distribuição linear com a profundidade $G(n)=0,5$, segundo Indraratna et al. (2005a), como mostra a Figura 22.
- O carregamento virtual de sucção foi simulado como uma sobrecarga na superfície do terreno igual à pressão de vácuo efetivamente aplicada no topo do dreno vertical ($\sigma_{v\u00e1cuo}$) multiplicada pela eficiência do carregamento a vácuo $G(n)$. A pressão nominal do vácuo (p_v) é especificada como 54 kPa, conforme apresentado na Tabela 28, e a altura de sucção (H_s) é especificada como 2,0 m. Logo, foi imposta, na modelagem numérica, uma sobrecarga temporária de 34 kPa para distribuição constante com a profundidade $G(n)=1,0$, de uso corrente e 17 kPa para distribuição linear com a profundidade $G(n)=0,5$.
- Em todas as análises numéricas foi considerado o efeito de submersão do aterro e a correção das tensões em função da redução da camada de solo.
- Adotou-se que os DVPs possuem comprimento 1 m menor que a camada de solo compressível.
- O corpo do aterro compactado foi executado com material não coesivo, arenoso e com eventuais pedregulhos. Sua densidade varia de 19 a 21 kN/m³, em função da jazida utilizada. Por não haver registro das jazidas utilizadas, adotar-se-á 20 kN/m³ para a densidade dos aterros.

O *software* Settle3D opera com perfis de solo com estratos horizontais, sem variação espacial da espessura das camadas de solo especificadas, na versão 2.0. Portanto, variações estratigráficas nas seções transversais não podem ser consideradas. Os aterros foram modelados de acordo com os dados fornecidos pela instrumentação do

empreendimento quanto à sua largura transversal, inclinação dos taludes e respectiva construção ao longo do tempo. Em todos os modelos o aterro foi especificado com 100 m de comprimento longitudinal e os recalques apresentados foram obtidos no centro do aterro compactado. DVPs foram especificados no modelo numérico até a saia do aterro, assim como detalhado no Projeto Executivo e executado no campo.

Demais premissas e parâmetros geotécnicos adotados estão indicados na Tabela 28 e descritos no item 4.3.1, exceto quando explicitamente descritos de outra forma.

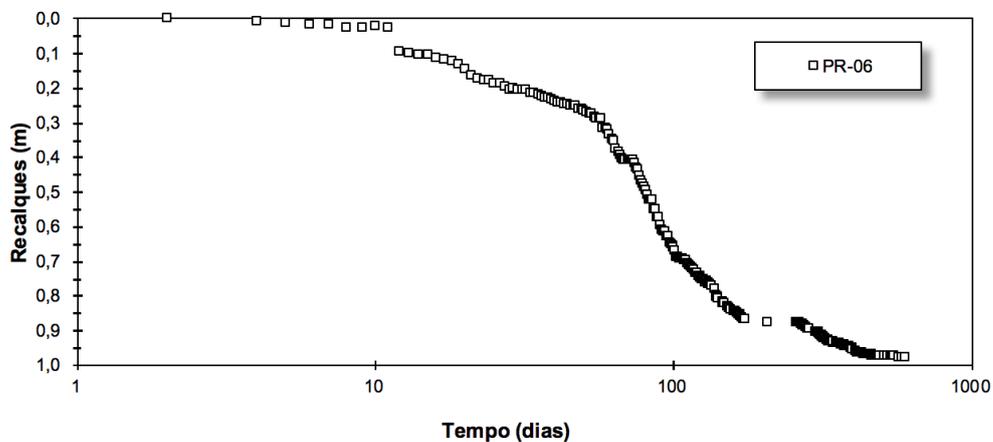
Tabela 28. Premissas adotadas nas modelagens numéricas

Parâmetro	Valor	Unidade
k_h/k_v	2,0	—
C_r/C_c	0,15	—
d_w (m)	0,028	m
d_s/d_w	2,5	—
k_h/k_s	2,5	—
γ_{argila}	15,5	kN/m ³
γ_{aterro}	20	kN/m ³
p_v	54	kPa

Legenda:
 H_{mole} : Espessura da camada de solo mole
 p_v : Pressão nominal de vácuo medida na bomba de vácuo

Fonte: o autor

Figura 120. Evolução dos recalques em função do tempo em escala logarítmica no Bolsão A, placa PR-06.



Fonte: o autor

Todas as simulações numéricas foram realizadas sem incorporação de recalque por adensamento secundário. Nota-se que essa premissa é irreal, uma vez que os recalques secundários ocorrem concomitantemente com os primários, conforme descrito no item 2.1.4. Entretanto, supor-se-á que os recalques secundários registrados são mínimos, pois o gráfico dos recalques no logaritmo do tempo mantém formato curvo, como é observado no exemplo da Figura 120.

6.2 ANÁLISE DOS RECALQUES OBTIDOS NAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS

6.2.1 Análise com os parâmetros das investigações geotécnicas

6.2.1.1 Bolsão A

A partir das investigações descritas no item 5.3.1.1, foi possível observar os seguintes parâmetros geotécnicos medidos:

- espessura de solo mole, a partir das sondagens SPT, entre 3 e 15 m;
- índice de vazios aproximadamente igual a 1 para os siltes e entre 4 e 6 nos estratos turfosos, de pequena espessura e ocorrência aleatória;
- drenagem dupla nas sondagens SP-339 e SP-336;
- coeficiente de adensamento vertical, na faixa normalmente adensada e sobreadensada, de $1,1E-7$ m²/s e $7,5E-7$ m²/s, respectivamente, a partir dos ensaios de dissipação de poropressão;
- relação entre os coeficientes de adensamento horizontal e vertical igual à relação entre a permeabilidade horizontal e vertical, conforme a Tabela 28;
- histórico de tensões pré-adensado de aproximadamente 20 kPa no CPT-5, referente às placas PR-01 a PR-04 e normalmente adensado no CPT-4, referente às placas PR-05 e PR-06, sem presença de camada superior ressecada;
- espessura de solo mole a partir das prospecções:
 - PR-01: 16 m;
 - PR-02: 17 m;
 - PR-03: 17 m;
 - PR-04: 15m;

- PR-05: 12m; e
- PR-06: 12m
- não há ensaios de adensamento, então adotar-se-á o coeficiente de compressão ($C_c/(1+e_0)$) igual a 0,12 para uma camada de solo homogênea (essa é a média aritmética da compressibilidade obtida nos ensaios de adensamento da obra toda para os siltes; adotou-se o valor médio de siltes pois essa é a descrição predominante do solo nesse bolsão); e
- nível d'água a 0,5 m da superfície, a partir das sondagens SPT e CPTU realizadas.

O resultado das simulações numéricas das quatro primeiras placas de recalques pode ser observado nas Figuras 118 a 121, em comparação com os recalques medidos pela topografia do empreendimento.

Figura 121. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR01

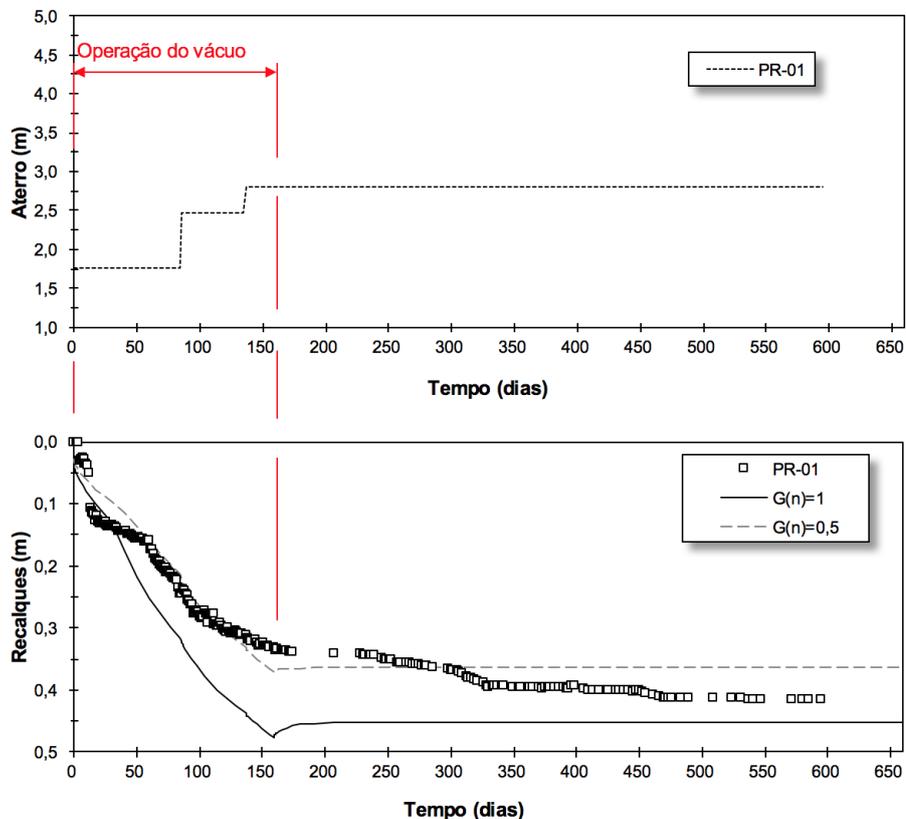
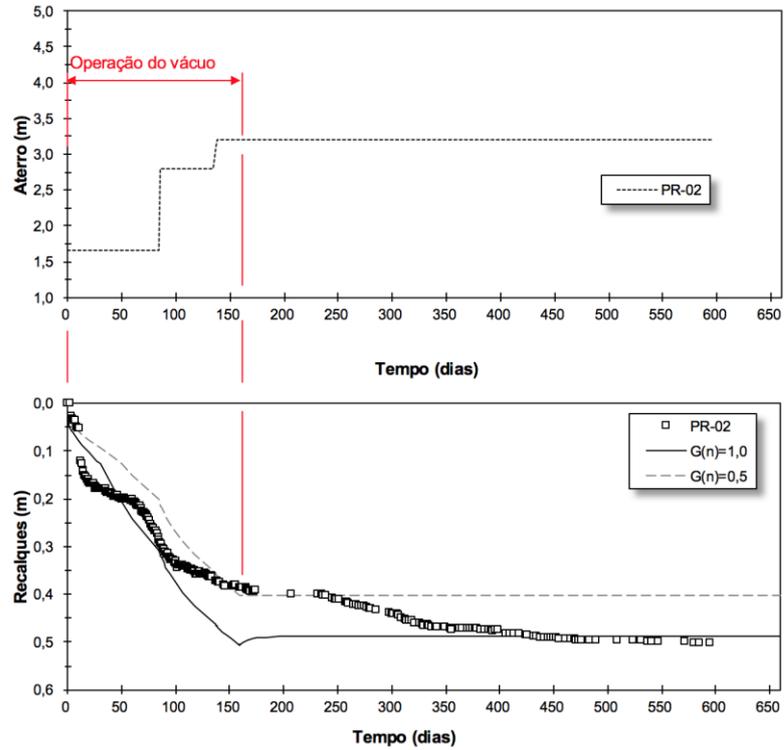
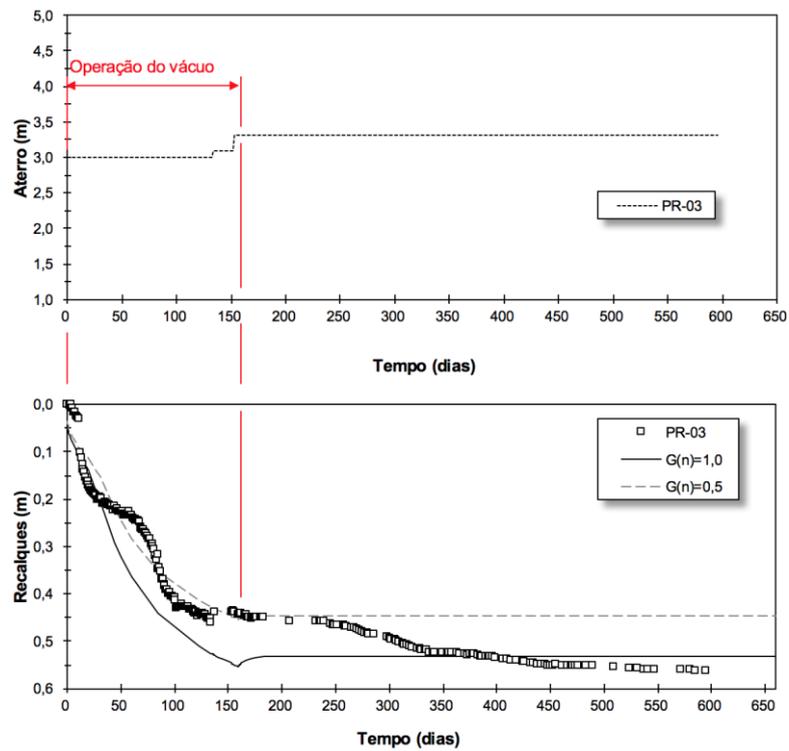


Figura 122. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR02



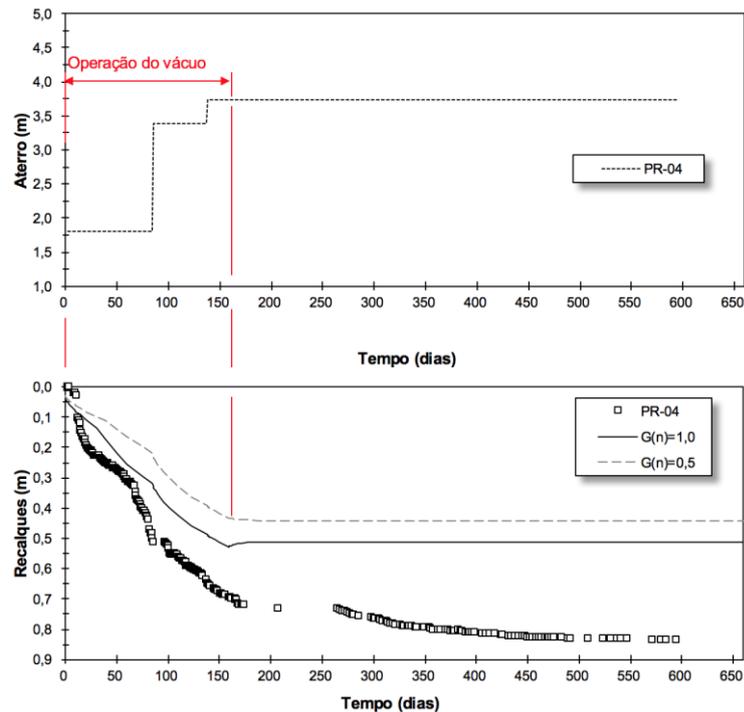
Fonte: o autor

Figura 123. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR03



Fonte: o autor

Figura 124. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR04



Fonte: o autor

As quatro primeiras placas de recalques tiveram seu histórico de tensões com pré-adensamento baseado no CPT-4, próximo a elas. Nota-se que as três primeiras placas apresentaram recalque total estimado por modelo numérico razoavelmente coerentes com os resultados medidos pela instrumentação.

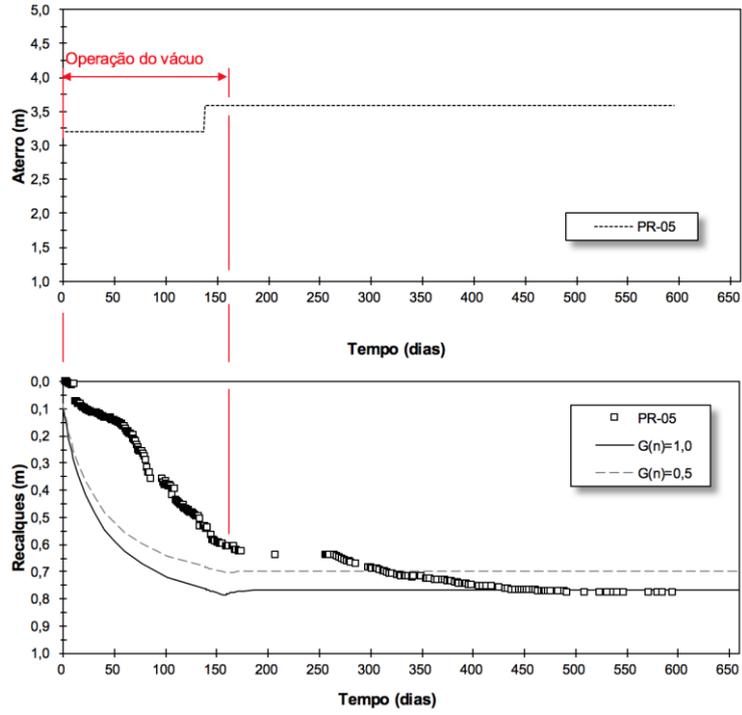
Nas quatro primeiras placas o ajuste foi favorável à consideração de vácuo constante com a profundidade em comparação à teoria recente de Indraratna et al. (2005a), na qual a pressão de vácuo é constante com a profundidade.

Causa estranheza que as leituras de recalques da placa PR-03 tenham sido iniciadas quando o aterro compactado no local era de 3,0 m. Porém, devido ao fato de o carregamento inicial superar o histórico de tensões medido, o comportamento dos recalques nessa seção instrumentada foi normalmente adensado.

A placa PR-04 apresentou um recalque medido maior que o estimado nos modelos numéricos. É possível que o solo nesse local não possua o mesmo histórico de tensões que o solo nas placas PR-01 a PR-03.

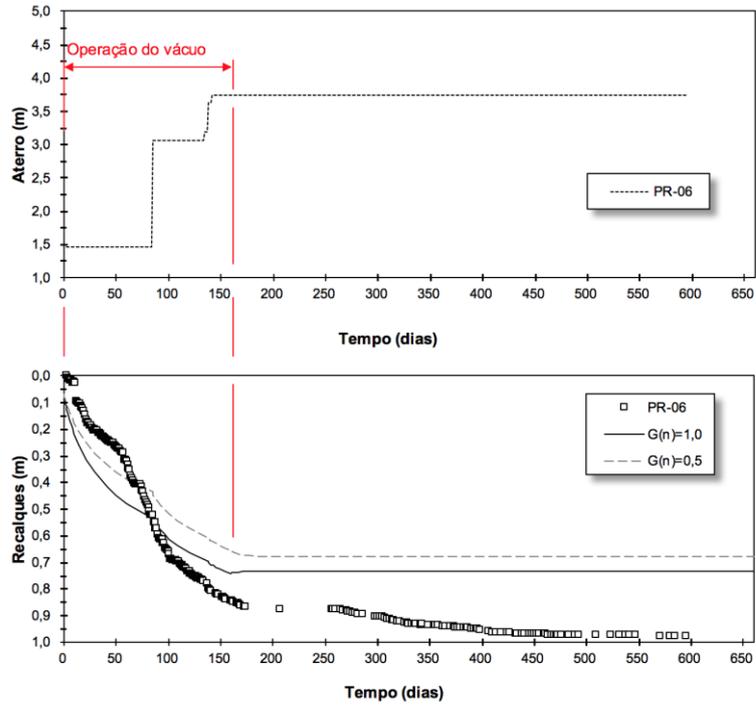
O resultado das demais placas desse bolsão é apresentado nas Figuras 122 e 123.

Figura 125. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR05



Fonte: o autor

Figura 126. Recalques medidos e calculados – Bolsão A – PR06



Fonte: o autor

A placa PR-05 apresentou recalque final coerente com as estimativas numéricas realizadas, porém o mesmo não ocorreu com o desenvolvimento dos recalques nos primeiros 150 dias do carregamento, tal que é questionável se as cotas medidas do aterro são fiéis à realidade. De forma semelhante à placa PR-03, os recalques começaram a ser medidos com aproximadamente 3,2 m de aterro compactado instalado.

No Bolsão A, as placas PR-04 e PR-06 mediram recalques maiores que os estimados pelas análises numéricas, inclusive com consideração de vácuo constante com a profundidade.

Para avaliação objetiva dos resultados, considera-se como acurácia a unidade menos o desvio relativo do recalque medido e o calculado em relação ao maior recalque medido, em módulo. Na Tabela 29 são indicados os recalques medidos e calculados para cada uma das placas com consideração de vácuo constante com a profundidade $G=1,0$ e na Tabela 30 com consideração de vácuo decrescente com a profundidade $G=0,5$.

Tabela 29. Bolsão A – Resultado das análises numéricas para vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$

Placa	Recalque medido (m)	Recalque calculado (m)	Desvio relativo (%)	Acurácia (%)
PR-01	0,42	0,45	+ 7,1	92,9
PR-02	0,50	0,49	- 2,0	98,0
PR-03	0,56	0,53	- 5,4	94,6
PR-04	0,83	0,51	- 38,6	61,4
PR-05	0,78	0,77	- 1,3	98,7
PR-06	0,97	0,73	- 24,7	75,3

Fonte: o autor

Tabela 30. Bolsão A – Resultado das análises numéricas para vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$

Placa	Recalque medido (m)	Recalque calculado (m)	Desvio relativo (%)	Acurácia (%)
PR-01	0,42	0,36	- 14,3	92,9
PR-02	0,50	0,40	- 20,0	98,0

Placa	Recalque medido (m)	Recalque calculado (m)	Desvio relativo (%)	Acurácia (%)
PR-03	0,56	0,45	- 19,6	94,6
PR-04	0,83	0,44	- 47,0	61,4
PR-05	0,78	0,70	- 10,3	98,7
PR-06	0,97	0,68	- 29,9	75,3

Fonte: o autor

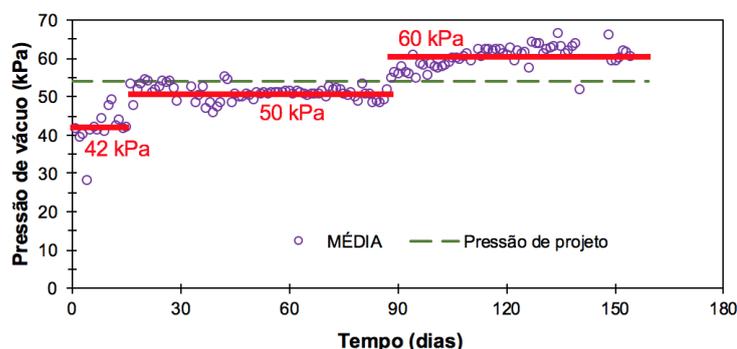
A média da acurácia apresentada na Tabela 29 é de 86,8% e na Tabela 30 é de 76,5%. Por esse critério, a teoria recente de Indraratna et al. (2005a), na qual o vácuo decresce com a profundidade, não apresentou ajuste melhor que a consideração de vácuo constante.

No total foram realizadas doze simulações numéricas neste item da pesquisa.

6.2.1.2 Bolsão A com carregamento variável a vácuo

Observa-se que, durante o período de operação da sobrecarga a vácuo, as placas PR-01, PR-03, PR-04 e PR-05 do Bolsão A mediram recalques cuja tendência é diferente da estimada por modelagem numérica no item anterior. Durante os primeiros 50 dias, aproximadamente, é possível observar a curva de recalques medidos incoerente com o carregamento constante de aterro aos quais as seções instrumentadas foram submetidas. Esse efeito não é observado no Bolsão B.

Figura 127. Bolsão A – Pressão de vácuo medida e carregamento considerado, ao longo do tempo



Fonte: o autor

Ao observarmos a Figura 91 (ver página 180), é notável que a pressão de vácuo média gerada no Bolsão A aumentou durante os três primeiros meses de operação, até sua estabilização superior à pressão nominal de 54 kPa adotada no projeto. Nesse local

foram empregados dez conjuntos de bombeamento e, infelizmente, não há informação disponível do mapeamento da região de influência de cada um desses conjuntos. Portanto, por falta de informação melhor, será adotada a pressão média medida como parâmetro para ajustar as curvas tempo-recalque ao carregamento realizado pela sucção. As pressões adotadas podem ser observadas na Figura 127.

As Figuras 125 a 128 apresentam os recalques medidos nessas placas em comparação com modelagens numéricas com consideração da pressão de vácuo variável em função do tempo.

No caso da placa PR-01 (Figura 128), o ajuste ficou aquém do esperado porque os recalques medidos apresentaram uma inflexão em torno dos 12 primeiros dias e outra próxima aos 60 dias. A pressão de vácuo medida, apresentada na Figura 127, indica variação da sucção entre 12 e 15 dias; entretanto, próximo aos 60 dias de carregamento, a sucção do vácuo se manteve constante. É possível que a pressão média dos conjuntos de vácuo não represente de forma fiel a sobrecarga efetivamente aplicada nesse local.

Figura 128. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR01

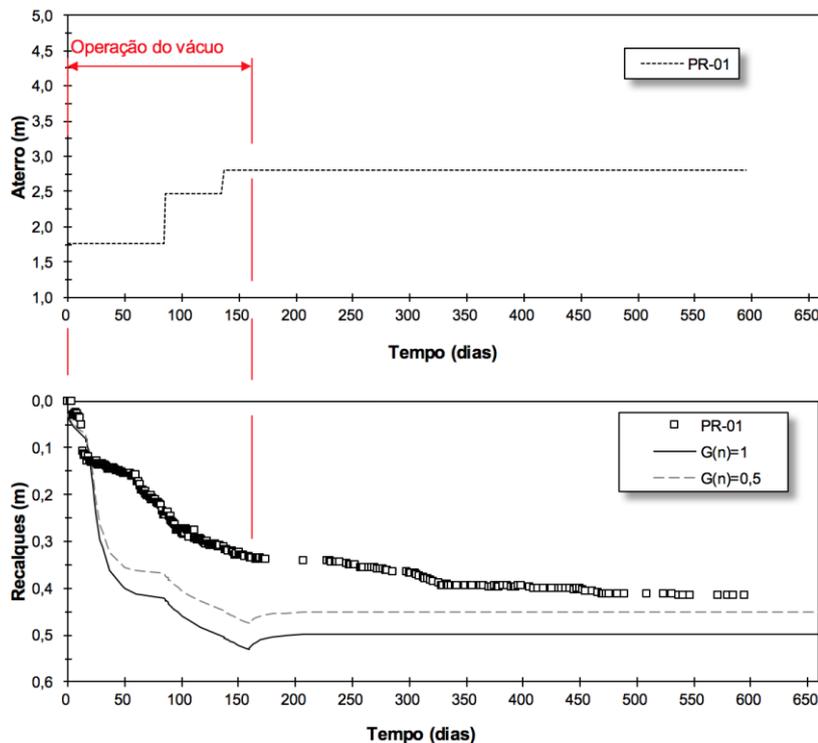
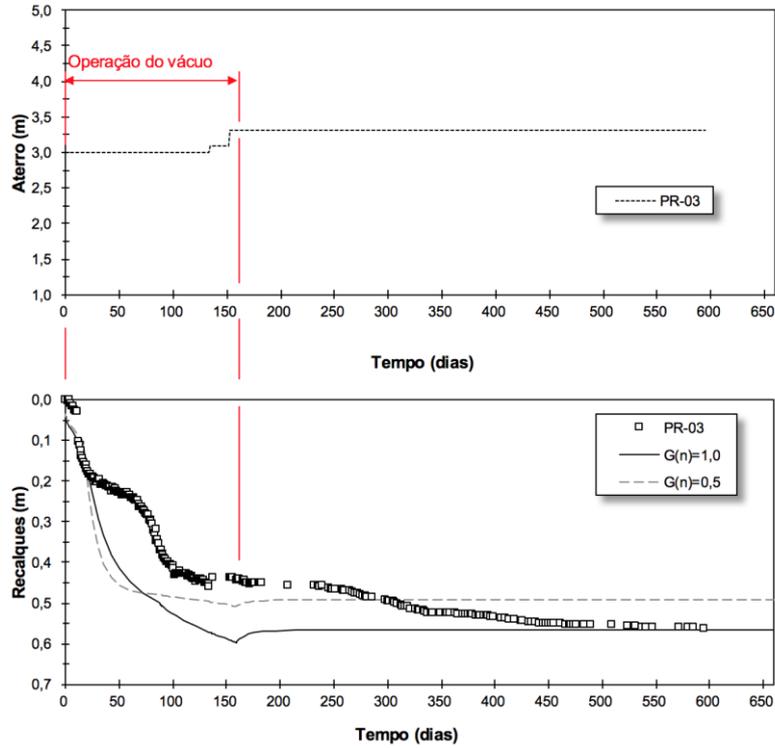
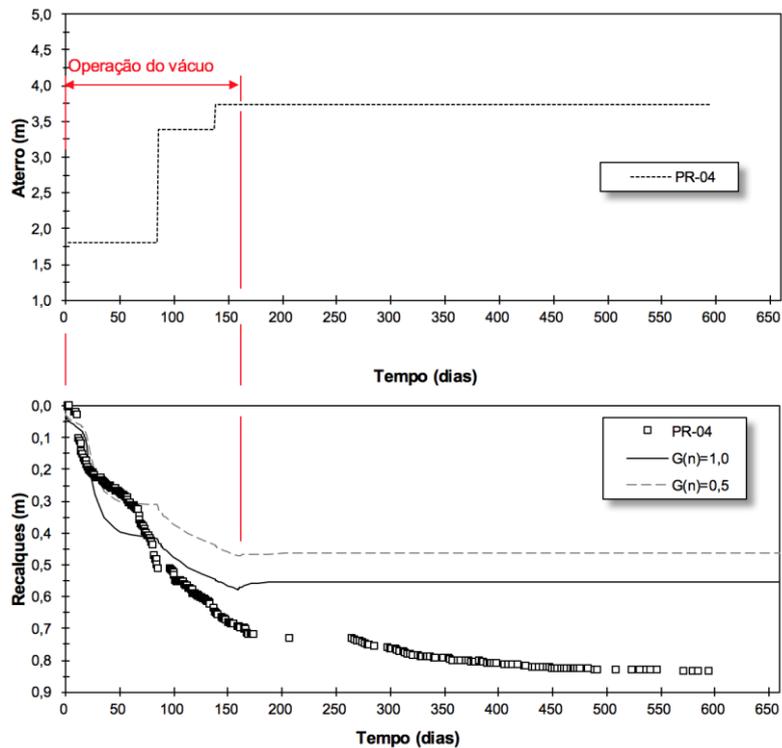


Figura 129. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR03



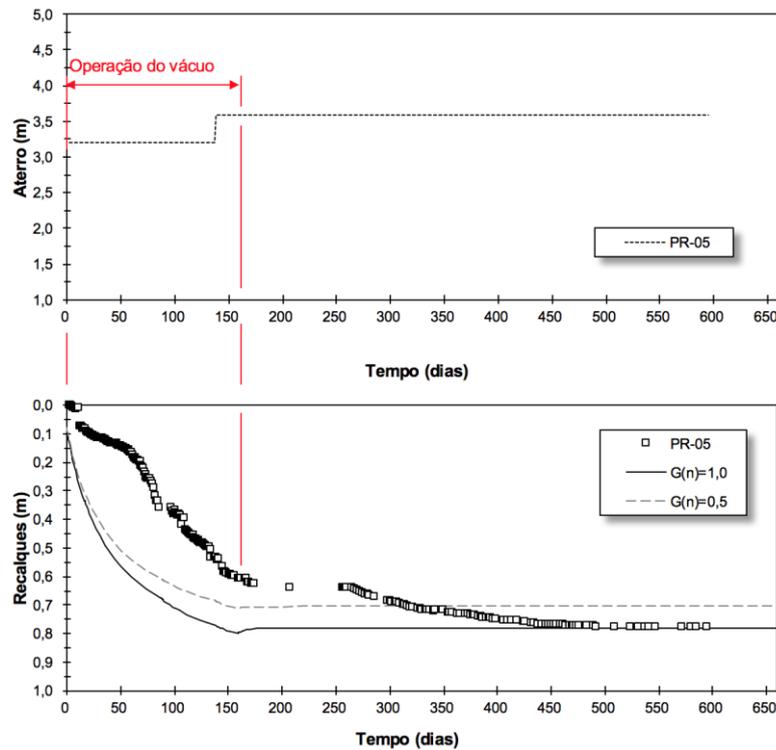
Fonte: o autor

Figura 130. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR04



Fonte: o autor

Figura 131. Recalques medidos e calculados com vácuo variável – Bolsão A – PR05



Fonte: o autor

As curvas recalque-tempo calculadas para a placa PR-03 com consideração da variação do vácuo, apresentadas na Figura 129, indicaram um ajuste mais pobre do que aquelas em que a variação do vácuo foi negligenciada (Figura 123, ver página 203). Além disso, a simulação numérica que considera menor sobrecarga provisória (vácuo decrescente com a profundidade) desenvolveu recalques mais rápidos do que a simulação numérica que considera maior sobrecarga (vácuo constante com a profundidade). Esse resultado é incoerente tanto com a teoria quanto com a intuição lógica. Não foi possível determinar por que o *software* apresentou esses resultados.

No caso da placa PR-04, a simulação numérica da variação do vácuo nos primeiros dias resultou em curvas recalque-tempo mais próximas dos recalques medidos no início do carregamento. Apesar dessa vantagem, mostrada na Figura 130, é notável que os recalques medidos e calculados se distanciam significativamente após os 120 dias. Conforme será discutido adiante, estima-se que essa diferença esteja associada com o histórico de tensões do solo sob a placa de recalques.

Por fim, a placa PR-05, que apresenta a maior diferença entre os recalques medidos e calculados, não indicou resultados melhores com a variação da sobrecarga do vácuo, como pode ser observado na Figura 131. Mantém-se, portanto, o questionamento da qualidade dos dados medidos depois da aplicação de 3,2 m de aterro compactado.

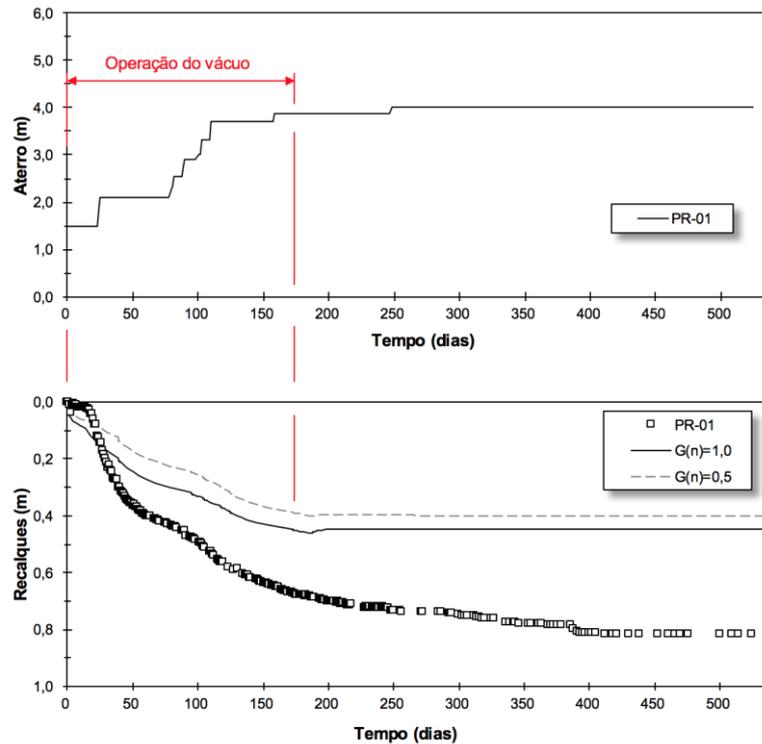
6.2.1.3 Bolsão B

Os seguintes parâmetros geotécnicos medidos são considerados no Bolsão B a partir dos ensaios descritos no item 5.3.2.1:

- espessura de solo mole, a partir das sondagens SPT, entre 6 e 20 m;
- índice de vazios em torno de 1 para os siltes e entre 3 e 6 nos estratos turfosos, de menor espessura;
- drenagem simples, a partir das sondagens SPT;
- coeficiente de adensamento vertical, na faixa normalmente adensada e sobreadensada, de $2,3E-7$ m²/s e $1,5E-6$ m²/s, respectivamente, a partir dos ensaios de dissipação de poropressão;
- relação entre os coeficientes de adensamento horizontal e vertical igual à relação entre a permeabilidade horizontal e vertical, conforme a Tabela 28;
- histórico de tensões pré-adensado de aproximadamente 30 kPa até 2 m de profundidade e normalmente adensado a partir dessa profundidade;
- espessura de solo mole, a partir das sondagens próximas:
 - PR-01: 6 m;
 - PR-04: 17 m;
 - PR-10: 20 m; e
 - PR-11: 11,5 m;
- coeficiente de compressão ($C_c/I+e_0$) igual a 0,16 a partir de um ensaio de adensamento de qualidade boa a razoável; e
- nível d'água a 0,5 m da superfície, a partir das sondagens SPT e CPTU realizadas.

O resultado das simulações numéricas das quatro placas de recalques pode ser observado nas Figuras 129 a 132, em comparação com os recalques medidos pela topografia do estudo de caso.

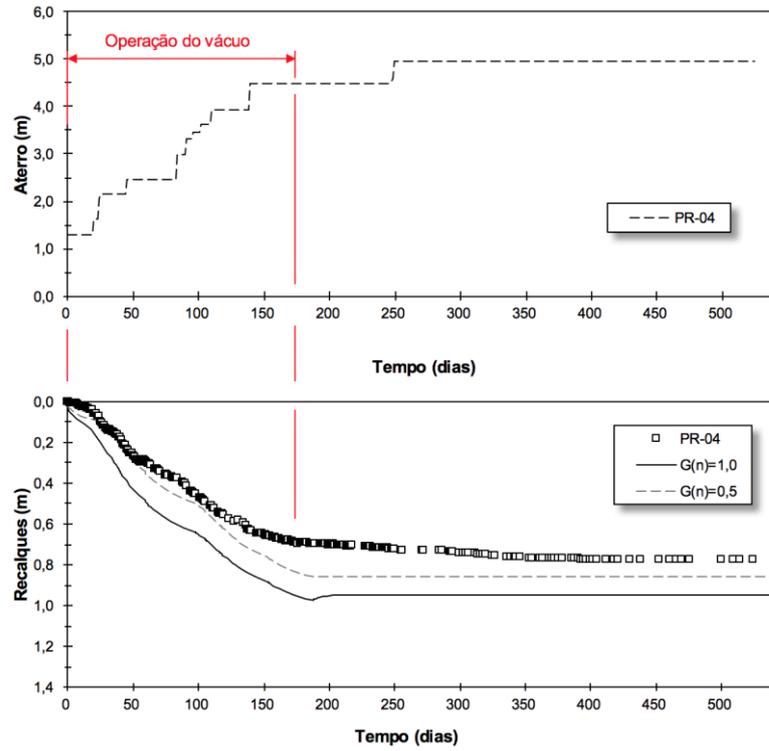
Figura 132. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR01



Fonte: o autor

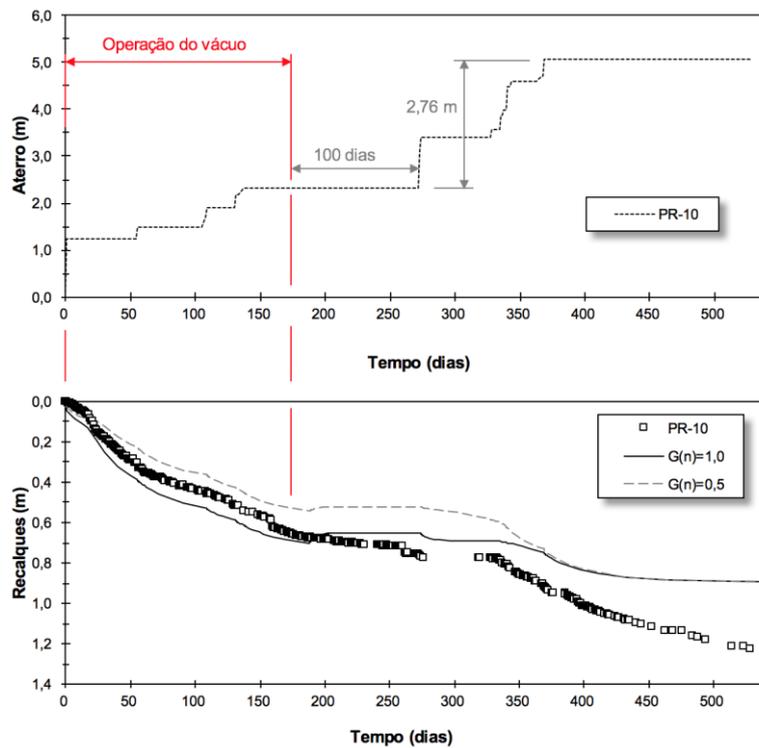
A placa PR-01 não apresentou uma aderência coerente entre os recalques medidos e os estimados nos dois modelos numéricos realizados. É possível que a espessura do solo compressível nesse local, medida com as prospecções e sondagem, não tenha sido precisa.

Figura 133. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR04



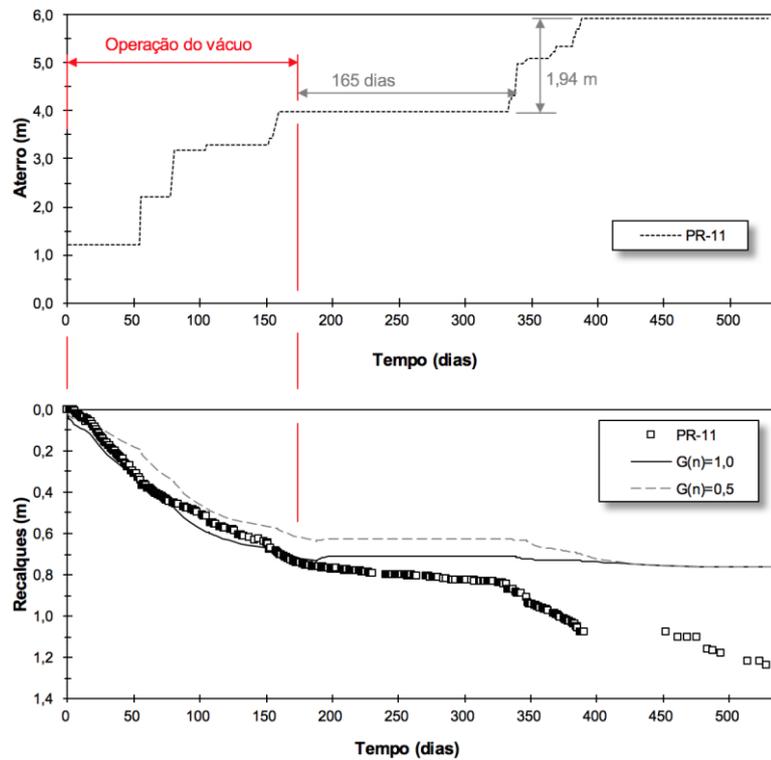
Fonte: o autor

Figura 134. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR10



Fonte: o autor

Figura 135. Recalques medidos e calculados – Bolsão B – PR11



Fonte: o autor

Nas placas PR-10 (Figura 134) e PR-11 (Figura 135) foram realizados alteamentos dos aterros de 2,76 m e 1,94 m cerca de 100 e 165 dias após o final da operação do vácuo, respectivamente. Esses carregamentos provocaram novos recalques, conforme os dados medidos e apresentados. O carregamento posterior foi de cerca de 55 e 38 kPa para as placas PR-10 e PR-11, respectivamente. As simulações numéricas com $G(n)=1,0$ empregaram uma sobrecarga provisória de 34 kPa para o carregamento do vácuo e, portanto, a simulação da placa PR-11 não mostra o desenvolvimento de recalques significativos após 345 dias, ao contrário do que foi registrado pela placa de recalques.

O melhor ajuste no Bolsão B foi obtido na placa PR-04 (Figura 133). Entretanto, nota-se que os recalques foram medidos 14 dias após o início dos carregamentos.

De forma análoga às placas PR-04 e PR-06 do Bolsão A, todas as placas do Bolsão B mediram recalques maiores que os estimados pelas análises numéricas, inclusive com consideração de vácuo constante com a profundidade.

A acurácia das simulações numéricas foi calculada do mesmo modo que no Bolsão A. Os recalques medidos e calculados no Bolsão B com consideração de vácuo constante com a profundidade e decrescente com a profundidade estão apresentados nas Tabelas 31 e 32, respectivamente.

A média da acurácia apresentada na Tabela 31 é de 67,0% e na Tabela 32 é de 68,4%. Por esse critério, a teoria recente de Indraratna et al. (2005a), na qual o vácuo decresce com a profundidade, apresentou acurácia sutilmente melhor que a consideração de vácuo constante.

Tabela 31. Bolsão B – Resultado das análises numéricas para vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$

Placa	Recalque medido (m)	Recalque calculado (m)	Desvio relativo (%)	Acurácia (%)
PR-01	0,82	0,45	- 45,1	54,9
PR-04	0,78	0,95	+ 21,8	78,2
PR-10	1,22	0,90	- 26,2	73,8
PR-11	1,24	0,76	- 38,7	61,3

Fonte: o autor

Tabela 32. Bolsão B – Resultado das análises numéricas para vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$

Placa	Recalque medido (m)	Recalque calculado (m)	Desvio relativo (%)	Acurácia (%)
PR-01	0,82	0,40	- 51,2	48,8
PR-04	0,78	0,86	+ 10,3	89,7
PR-10	1,22	0,90	- 26,2	73,8
PR-11	1,24	0,76	- 38,7	61,3

Fonte: o autor

É curioso que a acurácia das previsões foi mais baixa no Bolsão B em comparação com o Bolsão A, apesar da maior quantidade de investigações geotécnicas disponíveis.

Para este item da pesquisa foram necessárias oito simulações numéricas.

6.2.2 Ajuste por retroanálise como Ensaio de Verdadeira Grandeza

A partir dos modelos numéricos desenvolvidos no item 6.2.1, foi possível realizar um ajuste por retroanálise dos parâmetros $C_d/(1+e_0)$ e c_v até o melhor ajuste entre os dados calculados e os dados medidos.

Poder-se-ia ter utilizado o método de Asaoka (1978) para retroanálise dos recalques e determinação do c_v e do recalque primário final estimado de forma objetiva. Esse método foi preterido em relação ao ajuste numérico das curvas de recalque-tempo pelos seguintes motivos:

- Conforme apresentado por Pinto (2001), o método de Asaoka pode apresentar resultados bem distintos dos parâmetros que efetivamente governam o desempenho dos recalques porque o procedimento foi desenvolvido para recalques que possam ser expressos segundo uma equação exponencial.
- É premissa do método de Asaoka (1978) que os carregamentos sejam constantes e medidos em intervalos de tempo pré-definidos. Nota-se que o carregamento do vácuo não é constante no início da curva recalque-tempo, diferente da premissa imposta.
- É recomendado que “em cada aplicação, os resultados sejam verificados pela comparação das curvas recalque-tempo observada e calculada com os parâmetros obtidos com os dados que deram origem à análise” (PINTO, 2001, p. 100).

Para cada placa de recalques foi realizado ajuste em dois passos. No primeiro passo foram realizadas análises paramétricas da compressibilidade do solo até que o montante dos recalques medidos apresentasse o melhor ajuste com os dados medidos. O passo seguinte consistiu em uma análise paramétrica da taxa de adensamento do solo em busca do melhor ajuste do formato da curva. Eventualmente o ajuste da taxa de adensamento também influenciou o recalque final estimado. Nesses casos, foram realizados modelos complementares com nova variação paramétrica da compressibilidade até o melhor ajuste final.

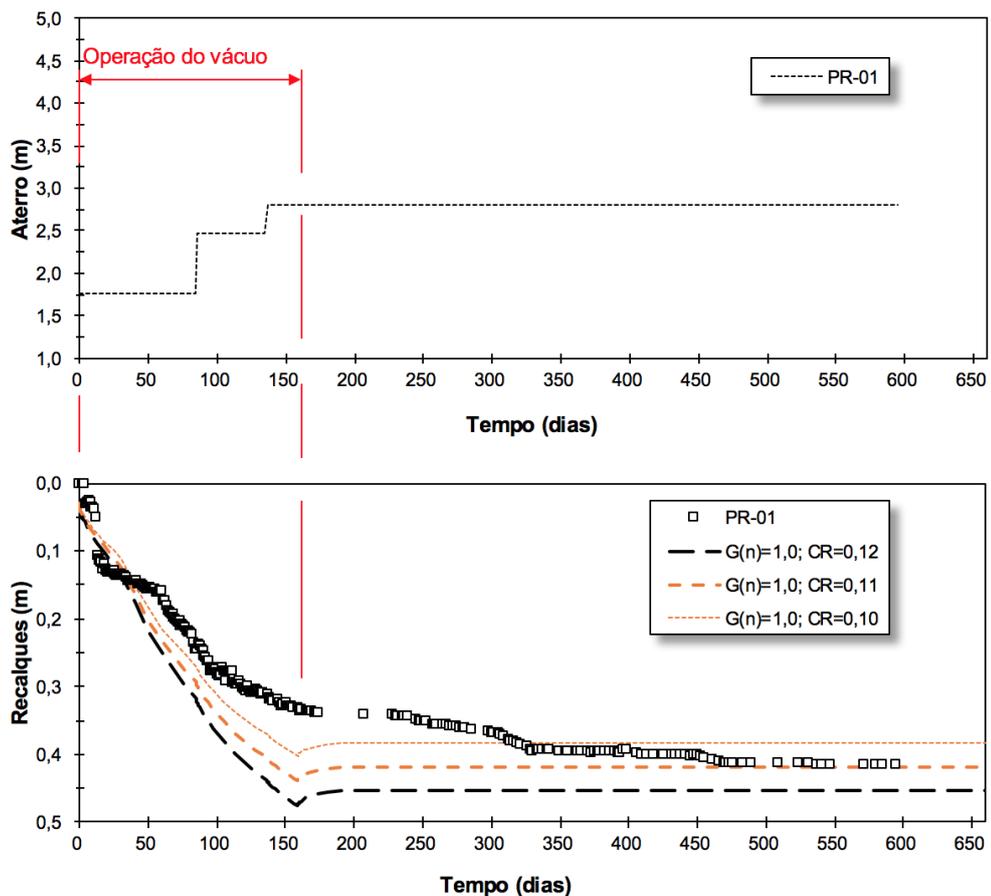
As placas de recalques foram ajustadas para as duas considerações de distribuição do vácuo em profundidade: constante quando $G(n)=1,0$ e decrescente quando $G(n)=0,5$. Para o ajuste das retroanálises nos Bolsões A e B foi necessário processar 79 e 50 modelos numéricos, respectivamente – 129 no total.

6.2.2.1 Bolsão A

Placa PR-01, $G(n) = 1,0$

Na Figura 136 a estimativa inicial, ajustada com as investigações geotécnicas, é apresentada em linha preta tracejada. As duas linhas claras complementares indicam as análises paramétricas da compressibilidade realizadas no primeiro passo do ajuste por retroanálise. É possível observar que o coeficiente de compressão que melhor ajustou os dados foi 0,11, inferior ao 0,12 obtido pelos ensaios disponíveis.

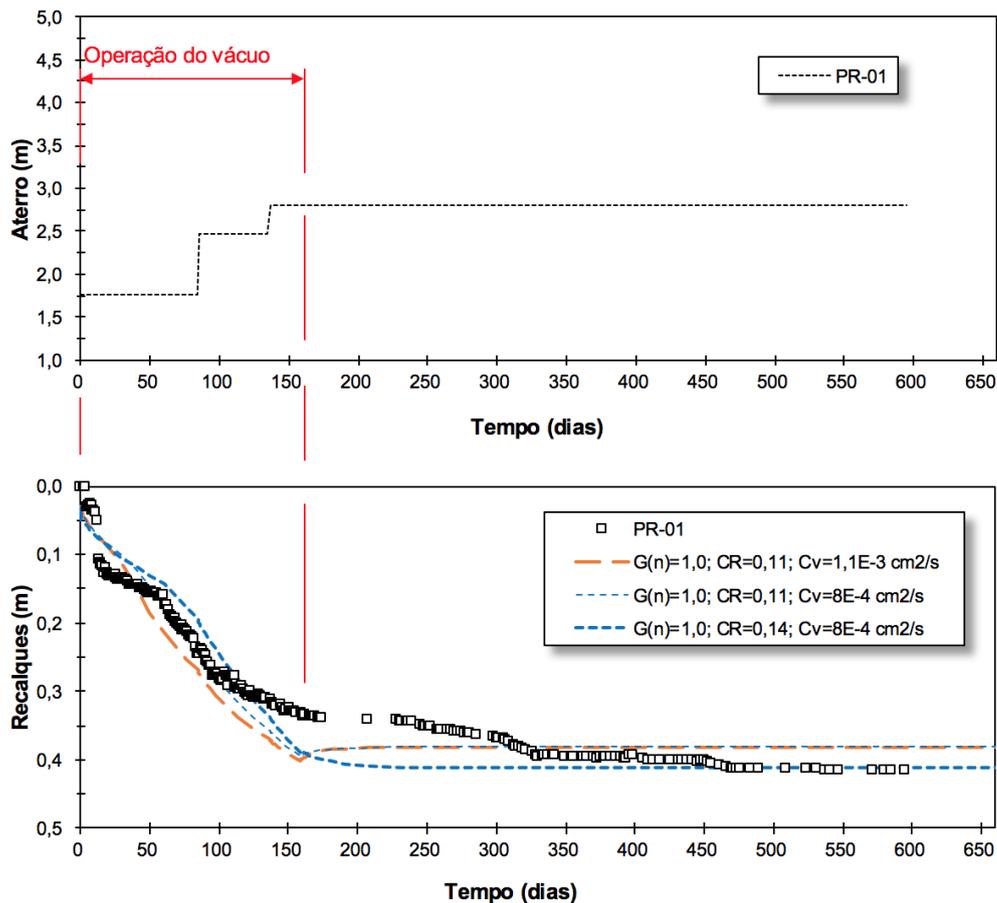
Figura 136. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

Durante o segundo passo, indicado na Figura 137, foi realizado ajuste do coeficiente de adensamento porque a curva calculada no primeiro passo indica expansão após a retirada da sobrecarga provisória, o que não foi medido pela instrumentação. Devido à mudança do parâmetro da taxa de adensamento, o recalque final calculado pelo modelo numérico se distanciou do valor medido. A análise do primeiro passo é representada pela linha tracejada mais ampla e grossa. A curva de melhor ajuste final aos dados medidos foi construída com $CR=0,14$ e $c_v=8E-4 \text{ cm}^2/\text{s}$ e é simbolizada com a linha tracejada menor e mais grossa.

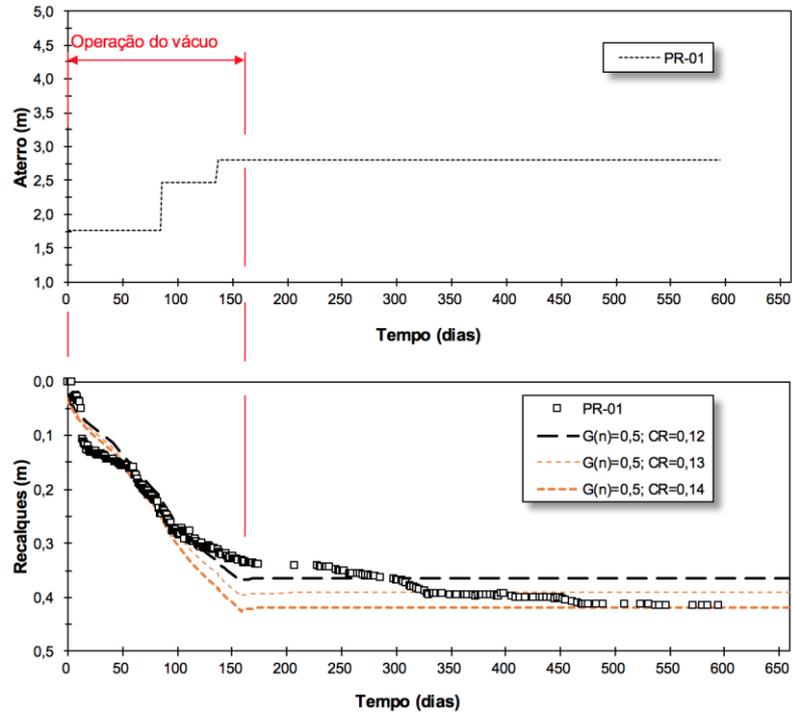
Figura 137. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

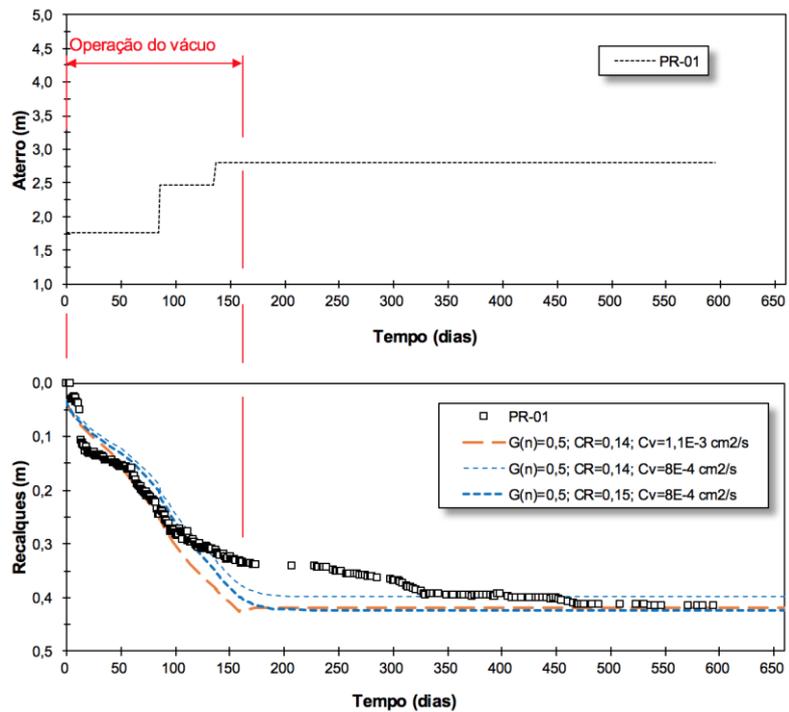
Placa PR-01, $G(n) = 0,5$

Figura 138. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

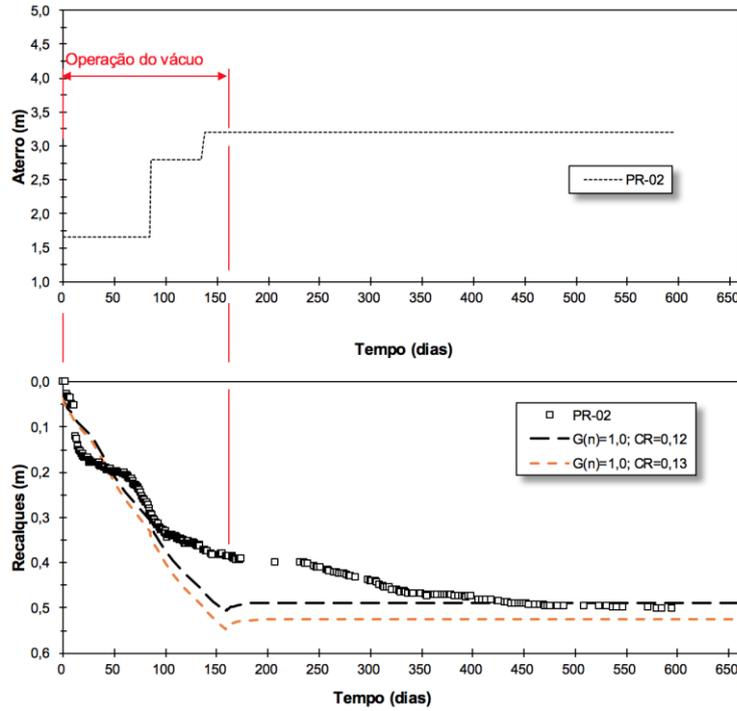
Figura 139. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

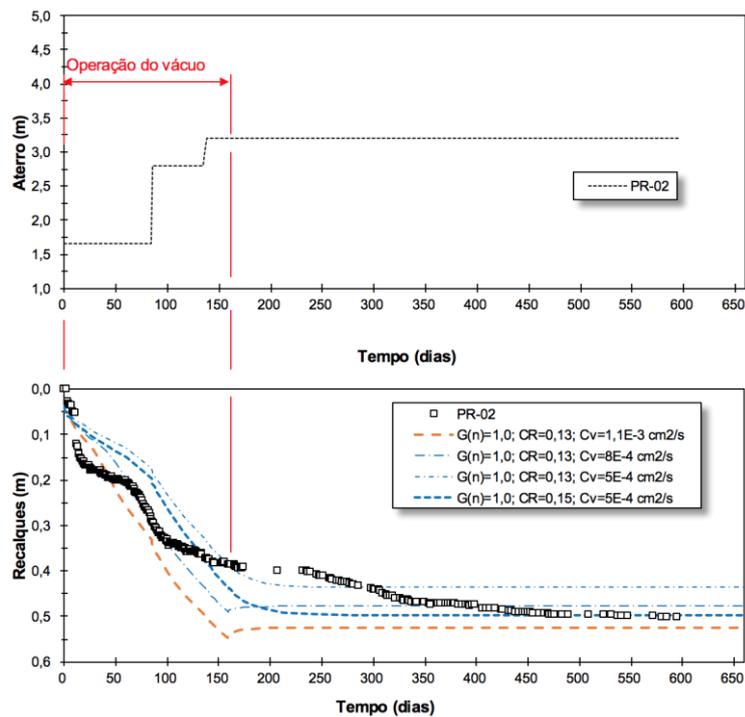
Placa PR-02, $G(n) = 1,0$

Figura 140. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

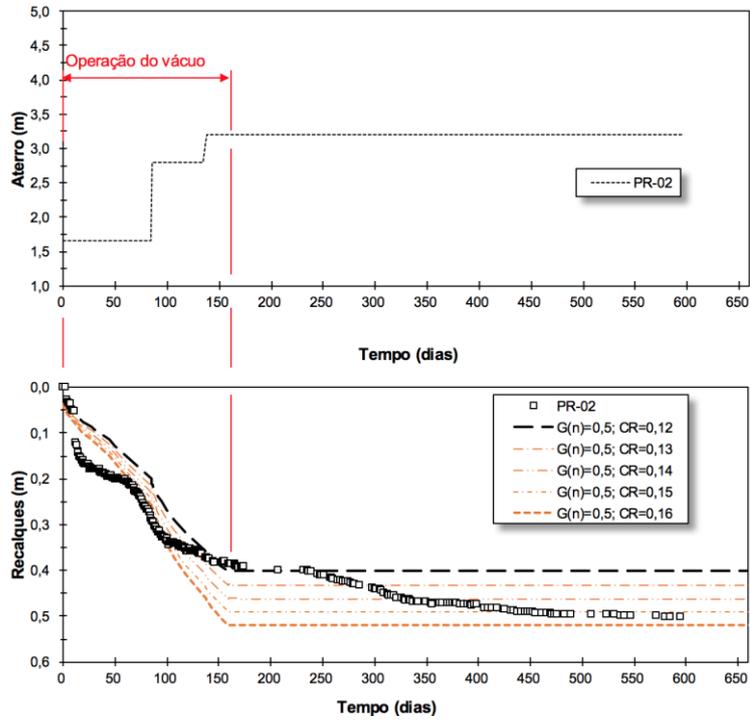
Figura 141. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

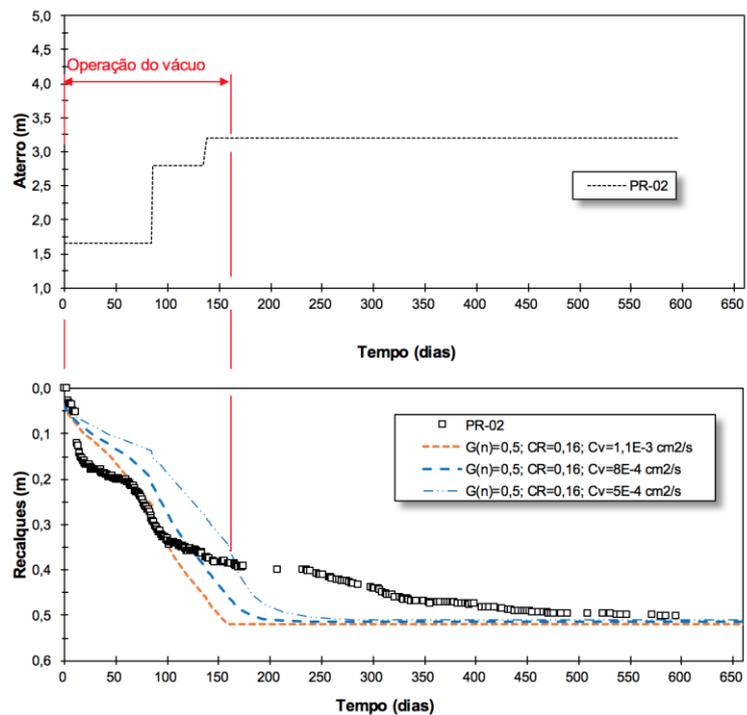
Placa PR-02, $G(n) = 0,5$

Figura 142. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

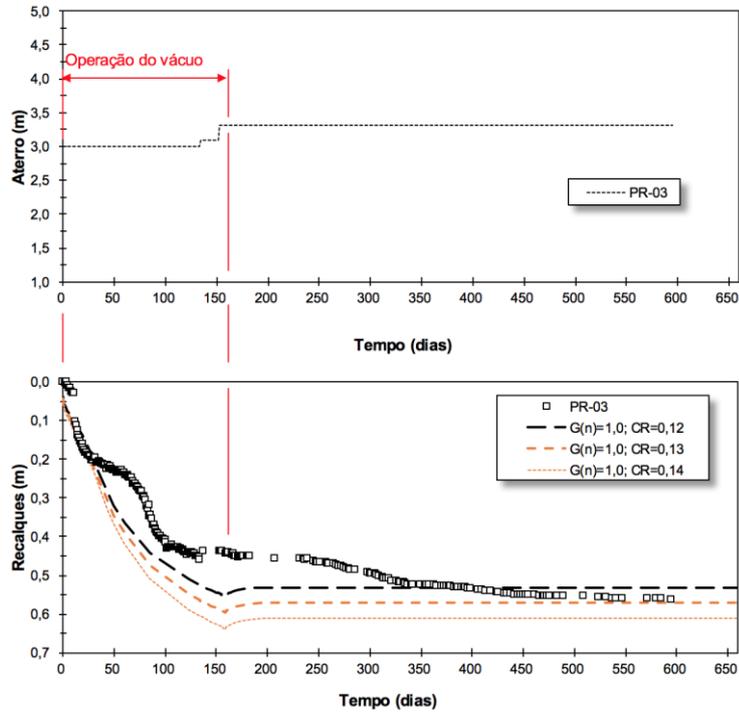
Figura 143. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-02, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

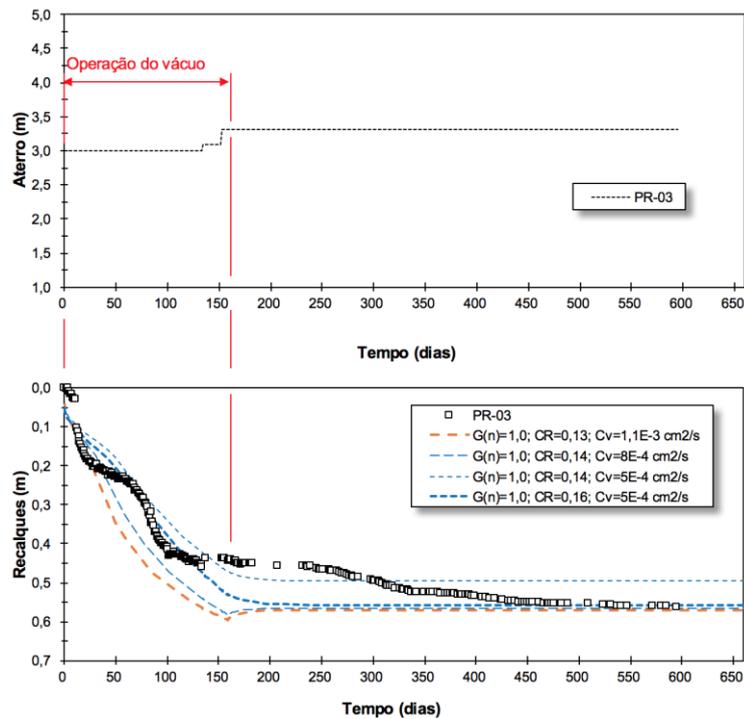
Placa PR-03, $G(n) = 1,0$

Figura 144. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

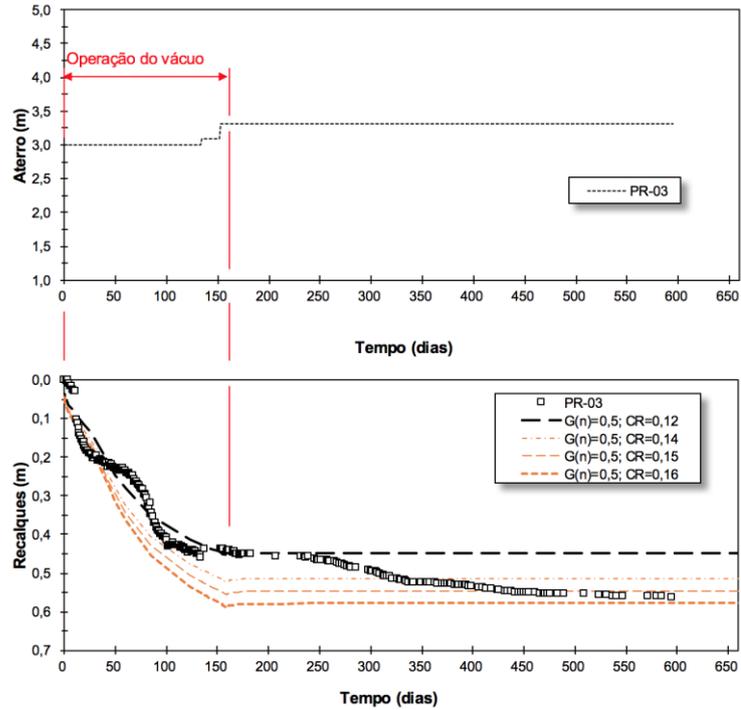
Figura 145. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

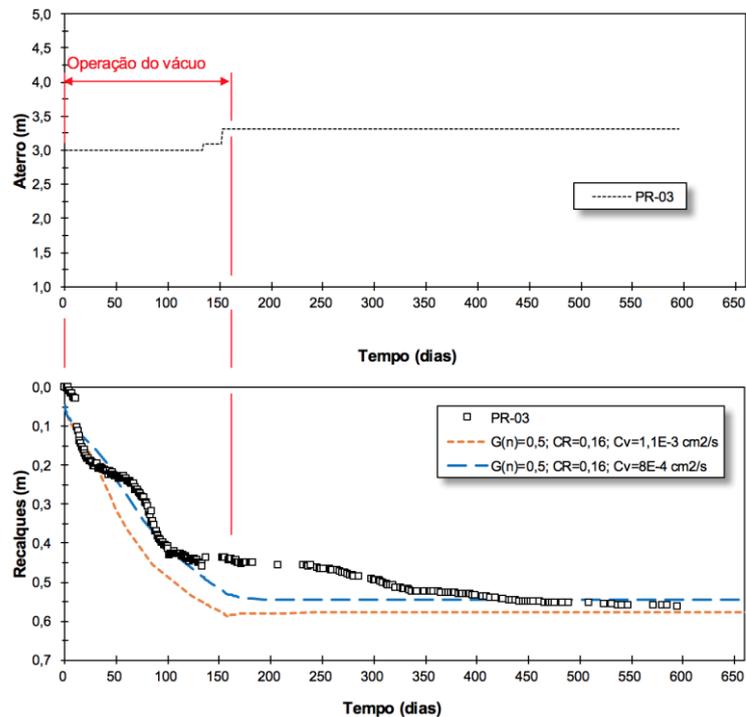
Placa PR-03, $G(n) = 0,5$

Figura 146. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

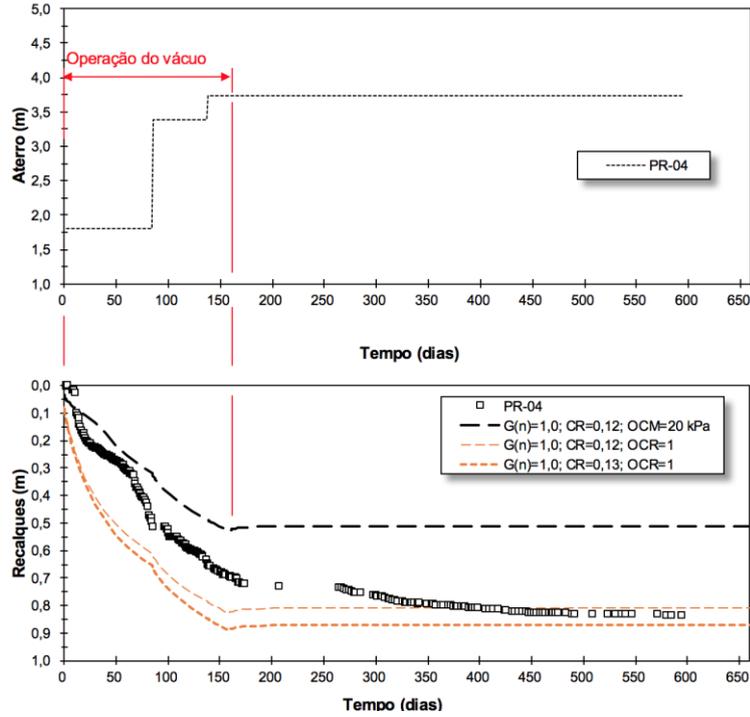
Figura 147. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-03, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

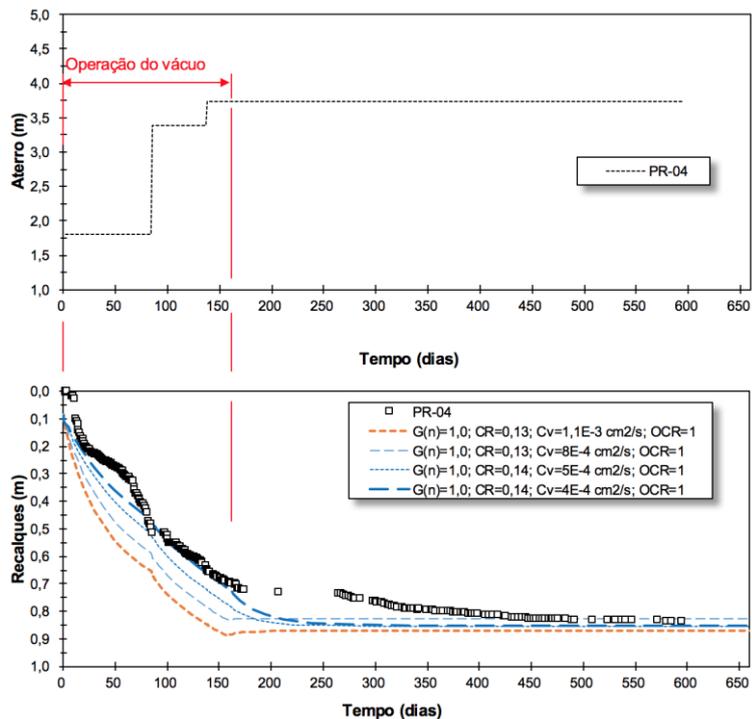
Placa PR-04, $G(n) = 1,0$

Figura 148. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

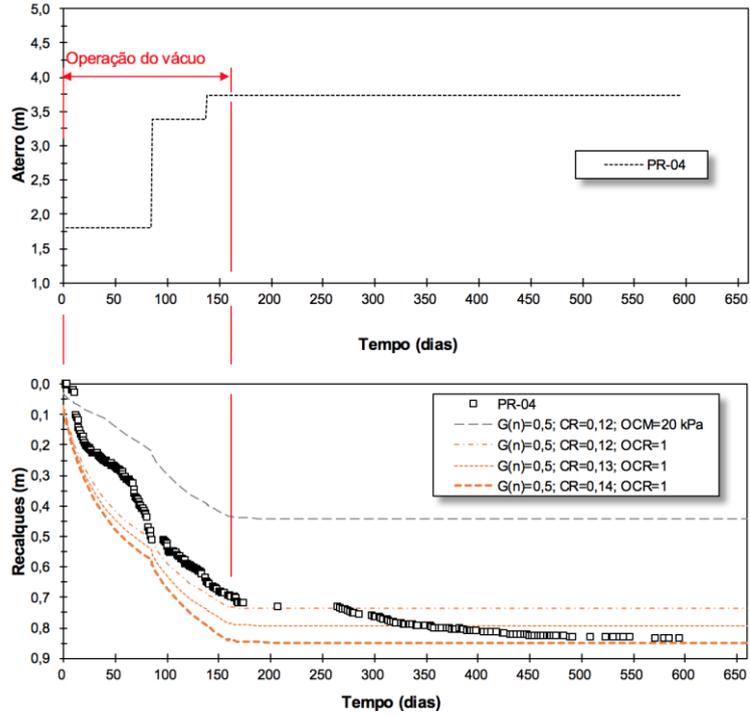
Figura 149. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

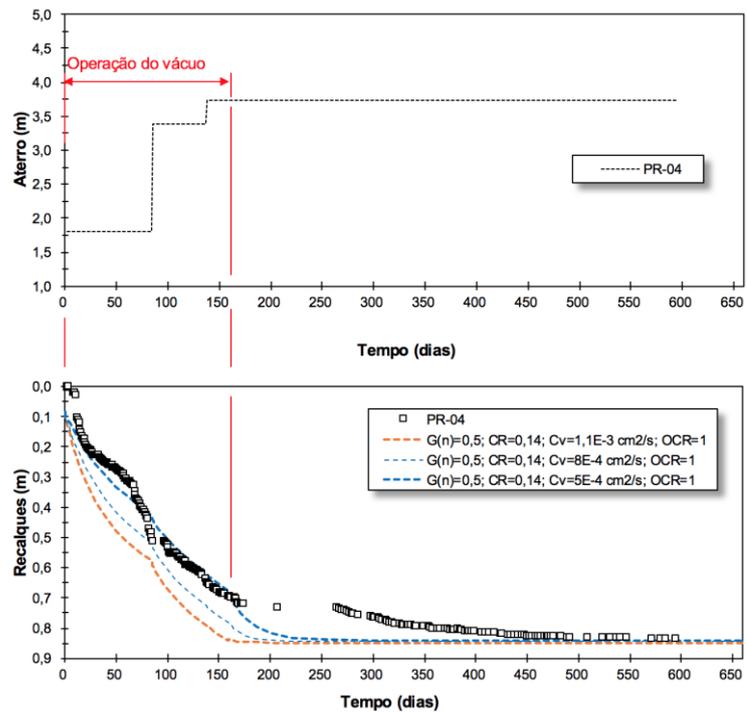
Placa PR-04, $G(n) = 0,5$

Figura 150. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

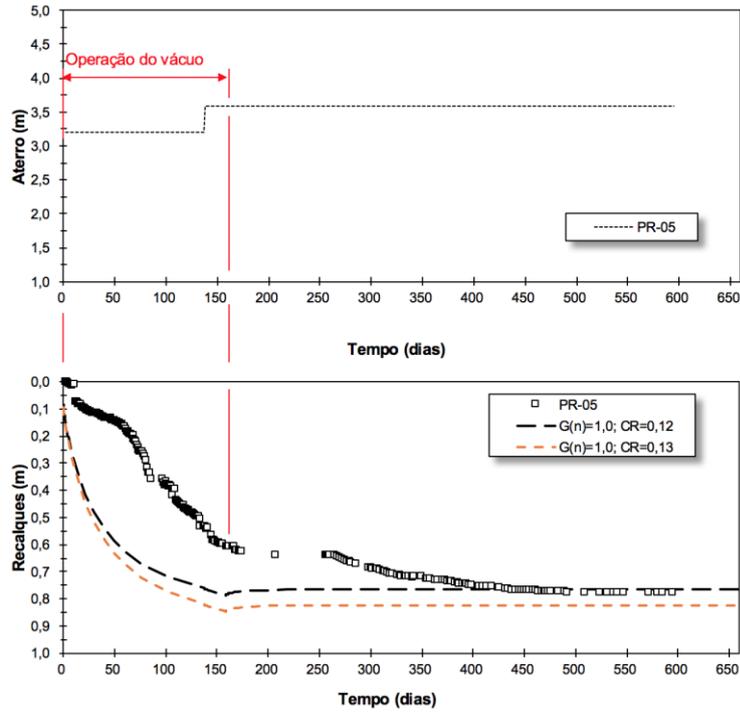
Figura 151. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

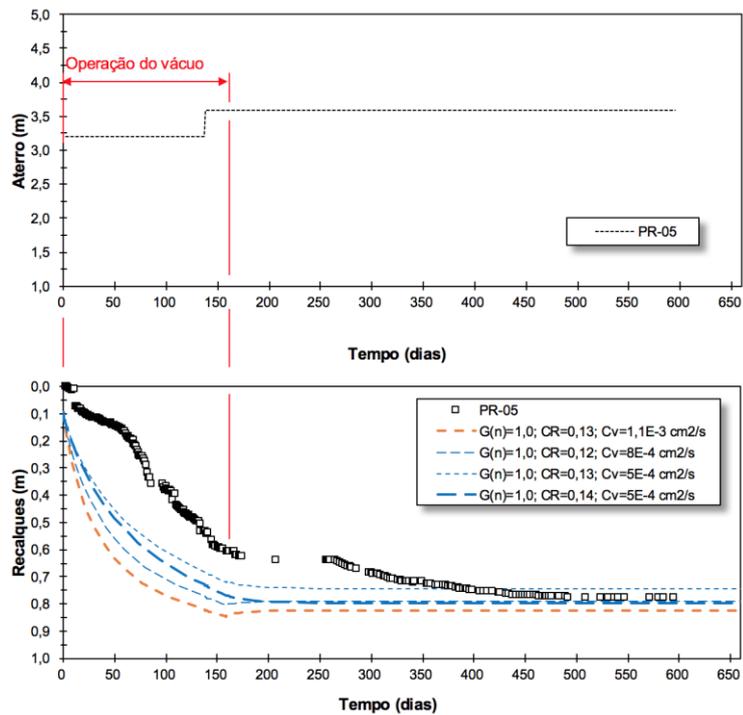
Placa PR-05, $G(n) = 1,0$

Figura 152. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

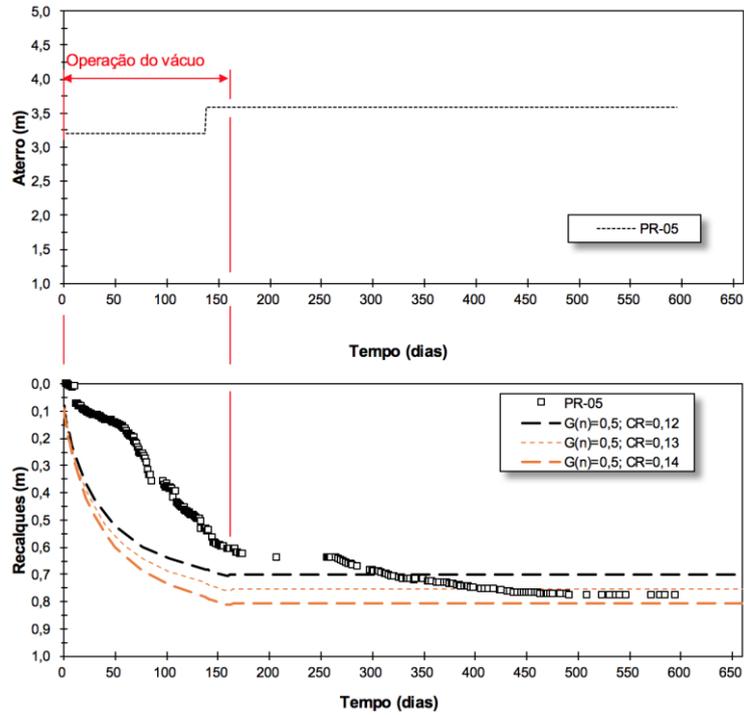
Figura 153. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

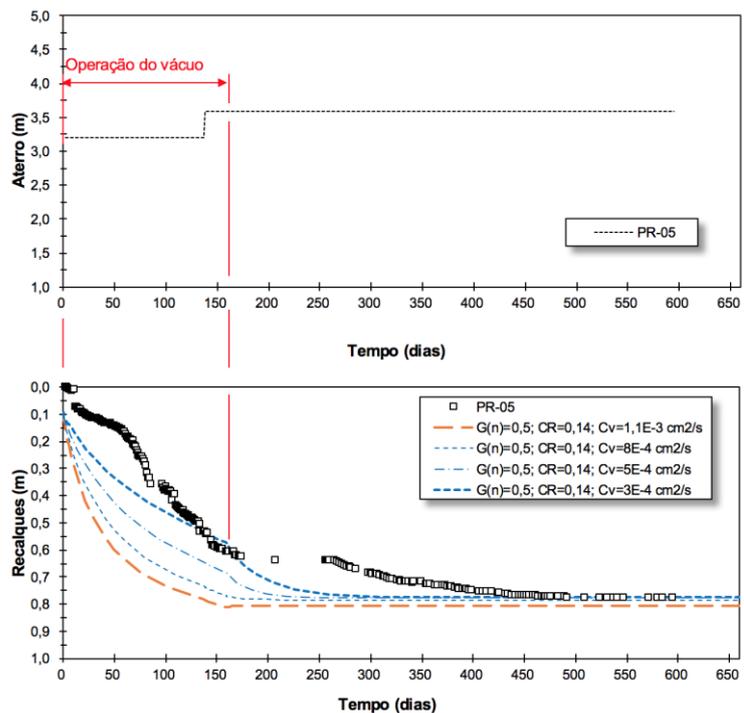
Placa PR-05, $G(n) = 0,5$

Figura 154. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

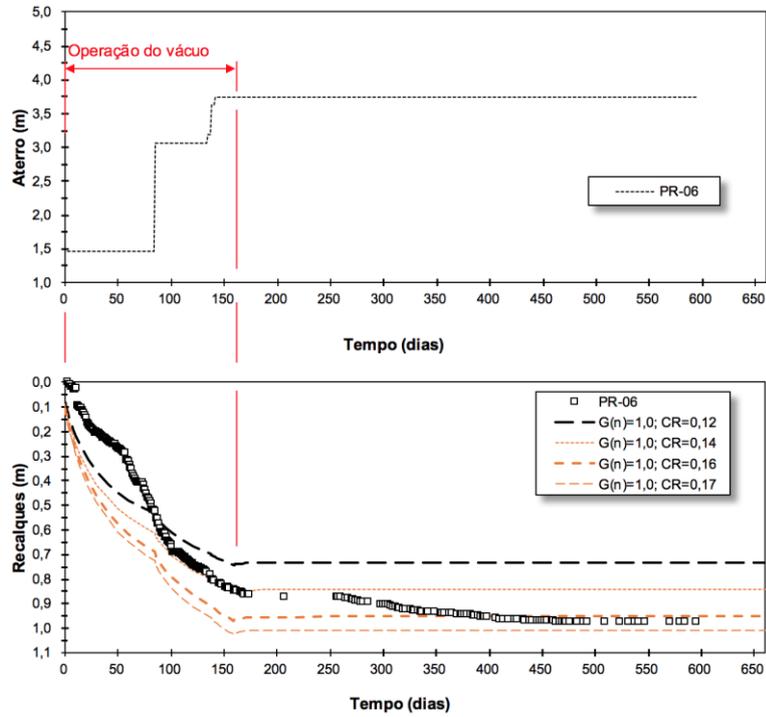
Figura 155. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-05, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

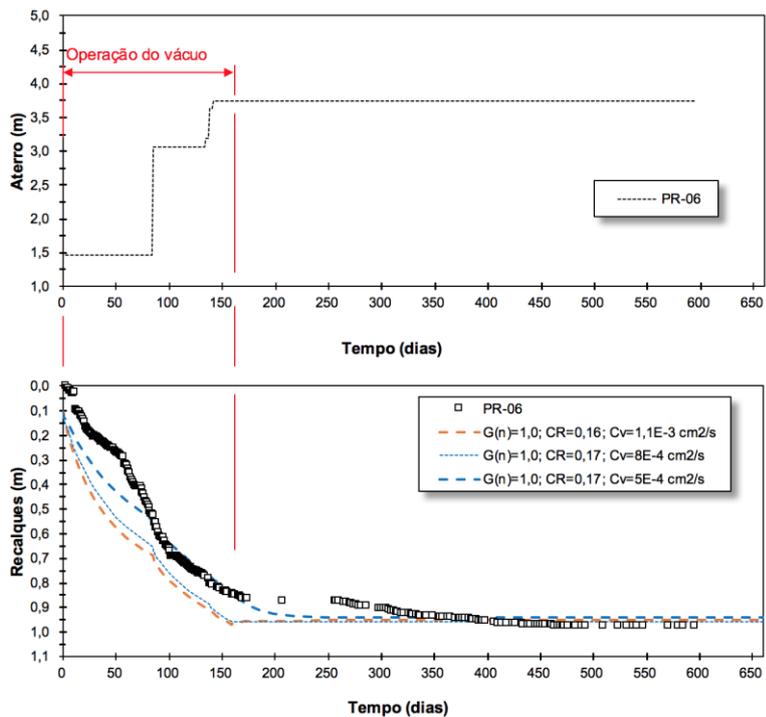
Placa PR-06, $G(n) = 1,0$

Figura 156. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

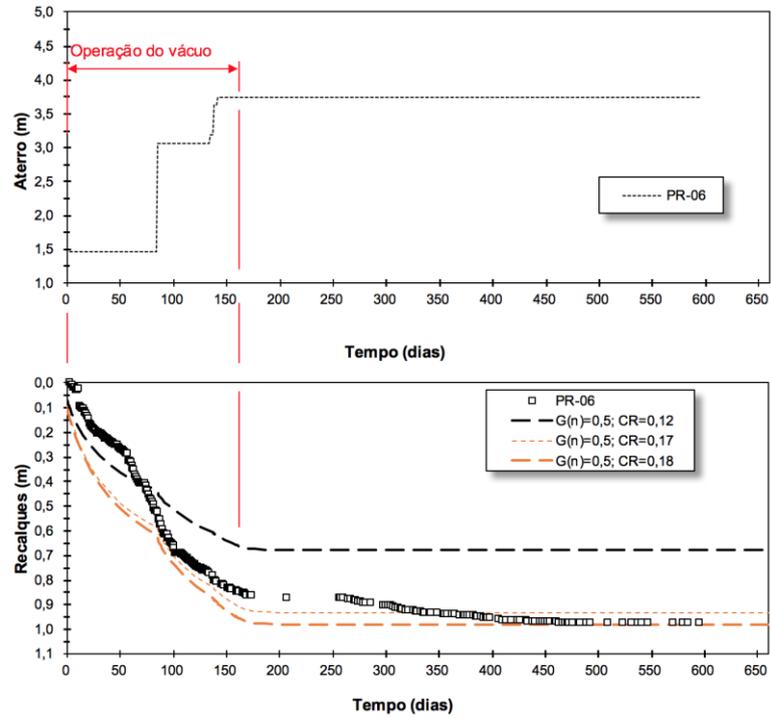
Figura 157. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

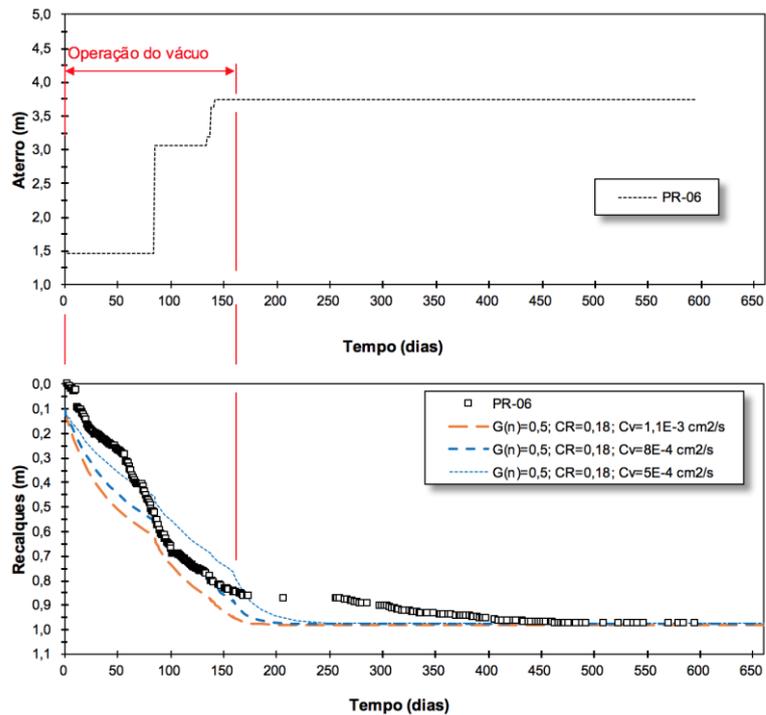
Placa PR-06, $G(n) = 0,5$

Figura 158. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

Figura 159. Ajuste por retroanálise – Bolsão A, Placa PR-06, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

Nas Tabela 33 e 34 são indicados os parâmetros geotécnicos resultantes do ajuste por retroanálise realizado para vácuo constante e decrescente com a profundidade, respectivamente.

Tabela 33. Bolsão A – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$

Placa	Coefficiente de compressão (CR)	Coefficiente de adensamento (c_v , m^2/s)	Histórico de tensões revisado
PR-01	0,14	8E-8	–
PR-02	0,15	5E-8	–
PR-03	0,16	5E-8	–
PR-04	0,14	4E-8	OCR = 1,0
PR-05	0,14	5E-8	–
PR-06	0,17	5E-8	–

Fonte: o autor

Tabela 34. Bolsão A – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$

Placa	Coefficiente de compressão (CR)	Coefficiente de adensamento (c_v , m^2/s)	Histórico de tensões revisado
PR-01	0,15	8E-8	–
PR-02	0,16	5E-8	–
PR-03	0,16	8E-8	–
PR-04	0,14	5E-8	OCR = 1,0
PR-05	0,14	3E-8	–
PR-06	0,18	5E-8	–

Fonte: o autor

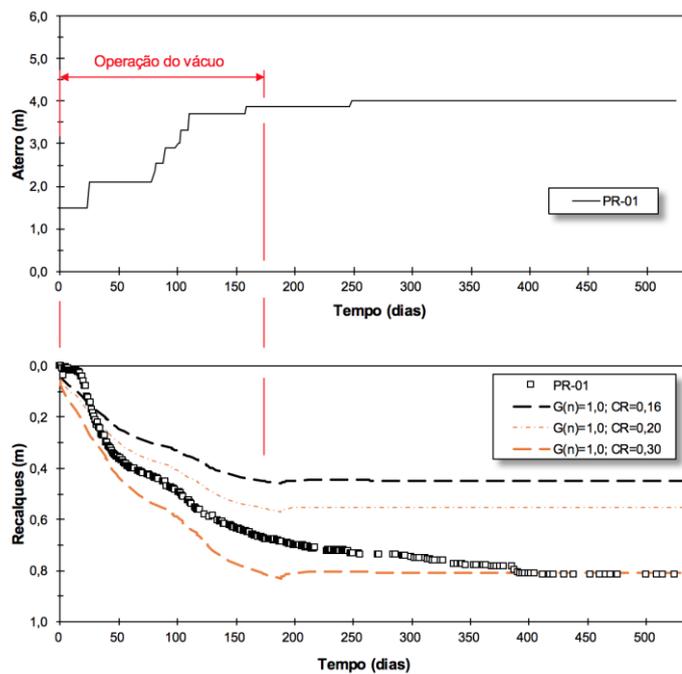
Nota-se que o histórico de tensões foi revisado na placa PR-04 entre o perfil pré-adensado indicado no CPT-4 para um perfil normalmente adensado, análogo ao medido pelo CPT-5. As demais placas não sofreram revisão do histórico de tensões. No Bolsão A o ajuste da compressibilidade tendeu, sistematicamente, para parâmetros maiores que os medidos pelas investigações geotécnicas. Por outro lado, o coeficiente de adensamento foi sistematicamente ajustado para um número menor (mais lento) que os aferidos nos ensaios de dissipação com piezocones.

É possível calcular o tempo necessário para atingir 95% do adensamento primário com o coeficiente de adensamento retroanalizado. Com base na teoria do adensamento vertical de Terzaghi e a solução de Taylor para carregamento variável com o tempo (tempo de construção do aterro), estima-se que o maior e menor tempo de desenvolvimento dos recalques seria de 52,6 e 16,5 anos para as placas de recalques PR-02 e PR-06, respectivamente. Portanto, é possível observar que a aplicação de drenos verticais com sobrecarga a vácuo foi eficiente em acelerar a construção.

6.2.2.2 Bolsão B

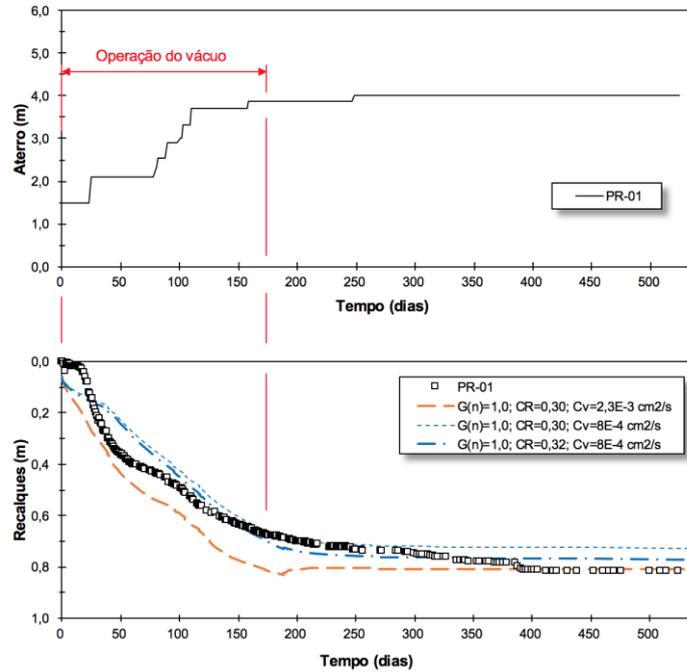
Placa PR-01, $G(n) = 1,0$

Figura 160. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

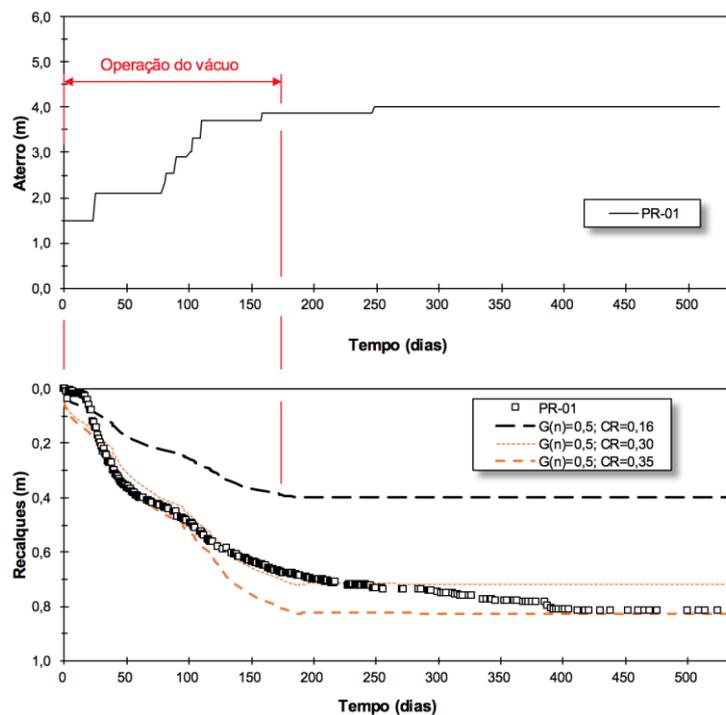
Figura 161. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

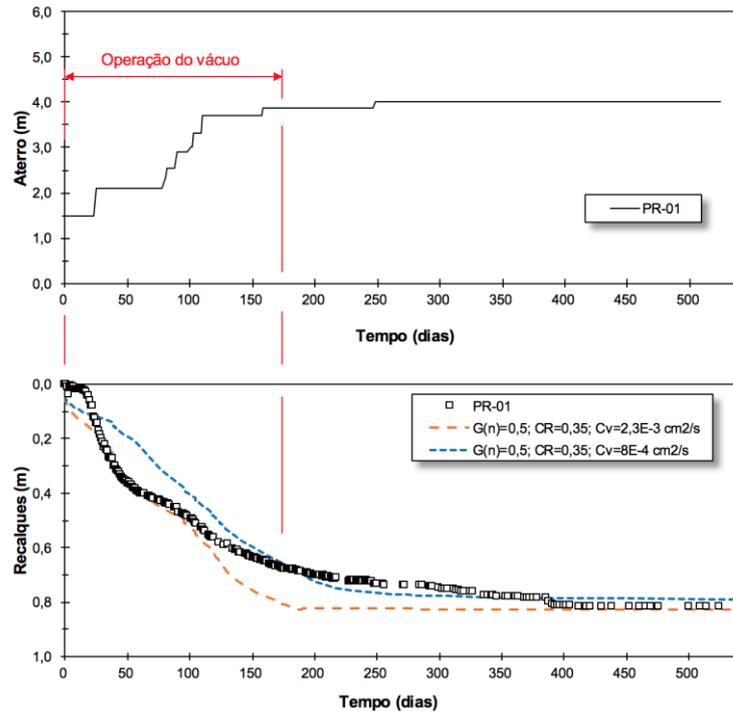
Placa PR-01, $G(n) = 0,5$

Figura 162. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

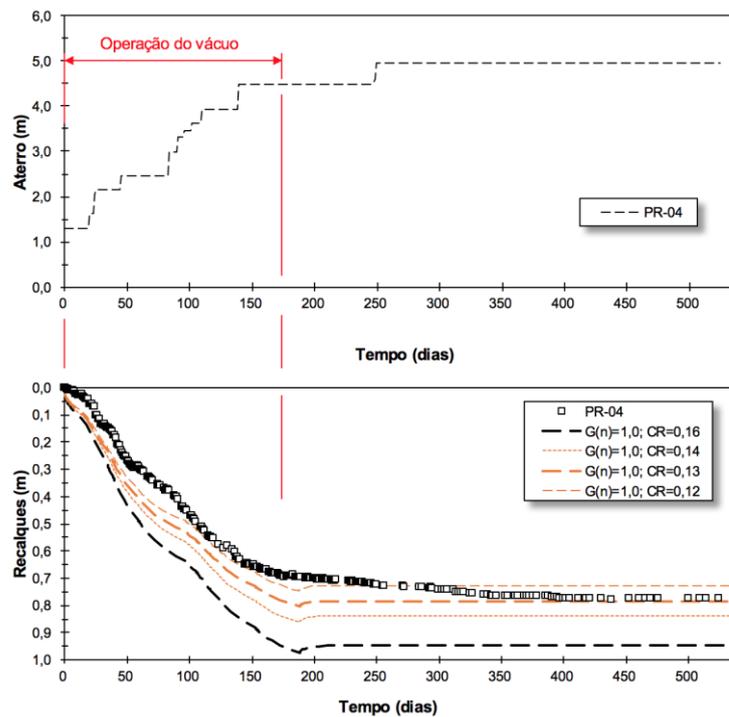
Figura 163. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-01, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

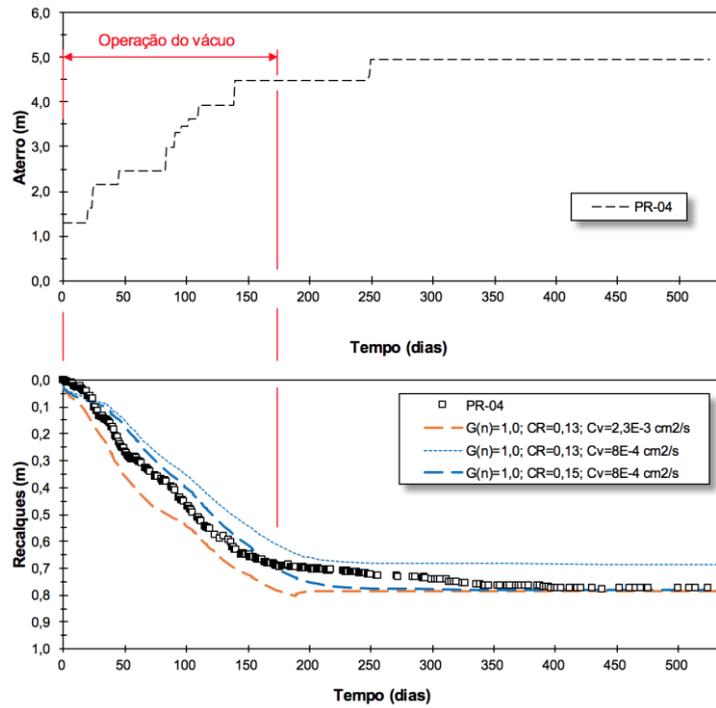
Placa PR-04, $G(n) = 1,0$

Figura 164. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

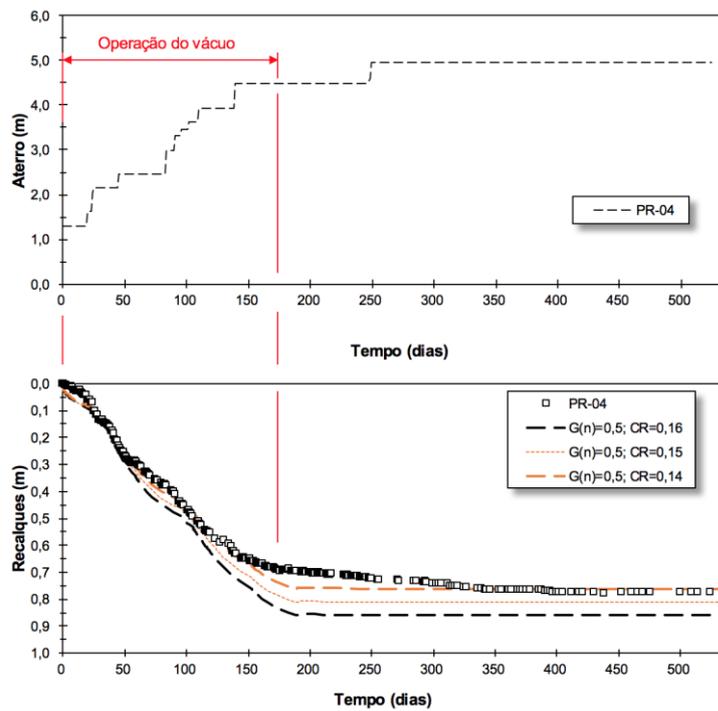
Figura 165. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

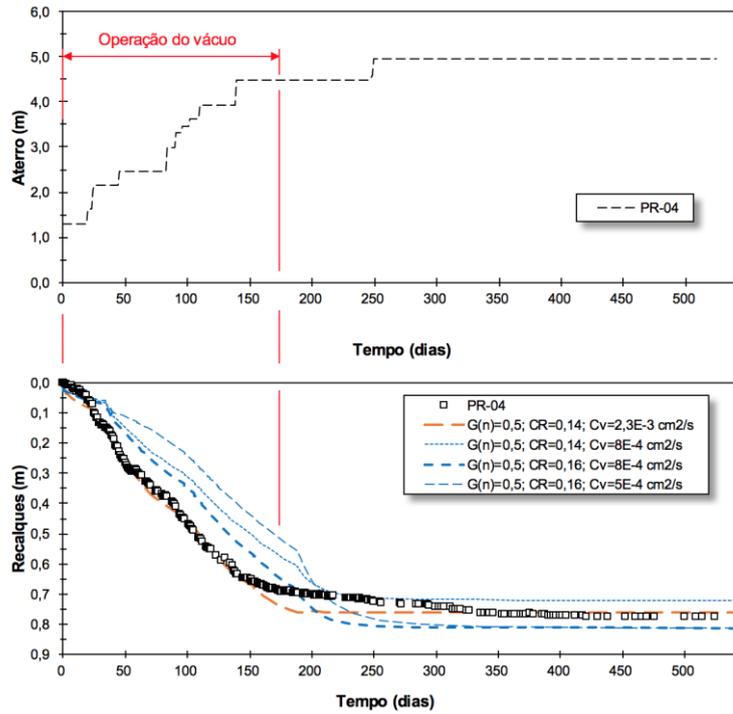
Placa PR-04, $G(n) = 0,5$

Figura 166. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

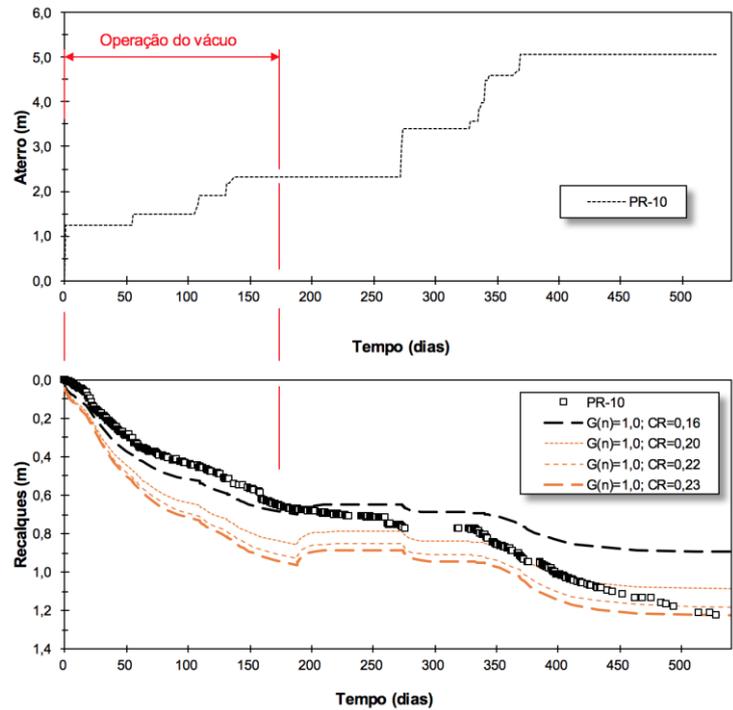
Figura 167. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-04, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

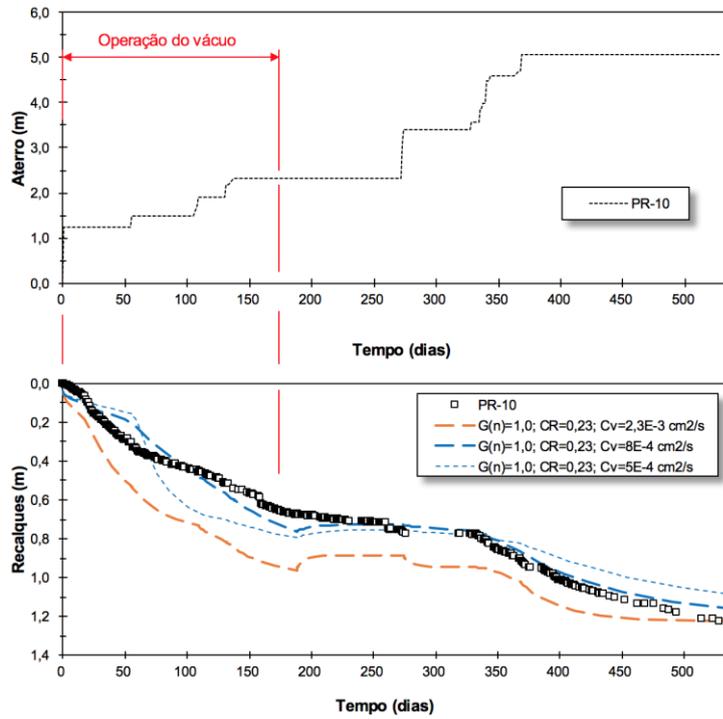
Placa PR-10, $G(n) = 1,0$

Figura 168. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

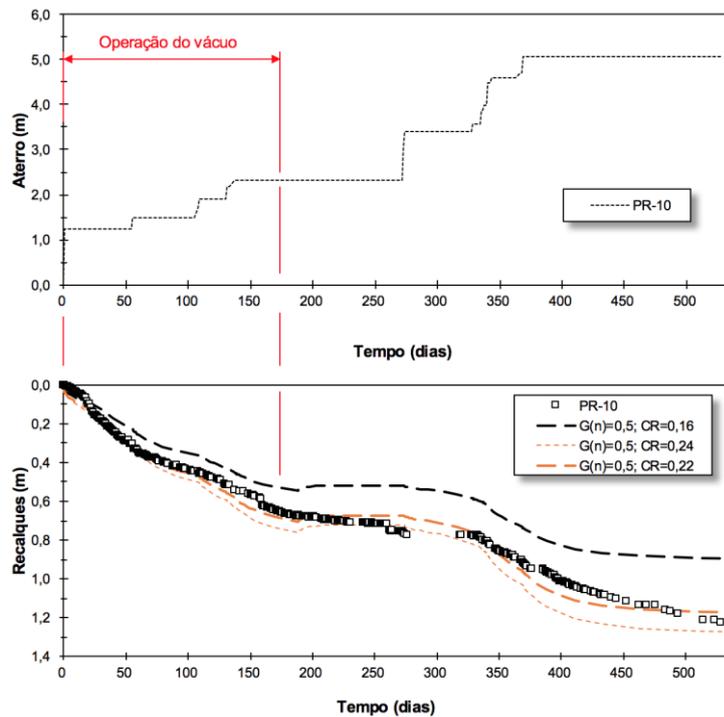
Figura 169. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

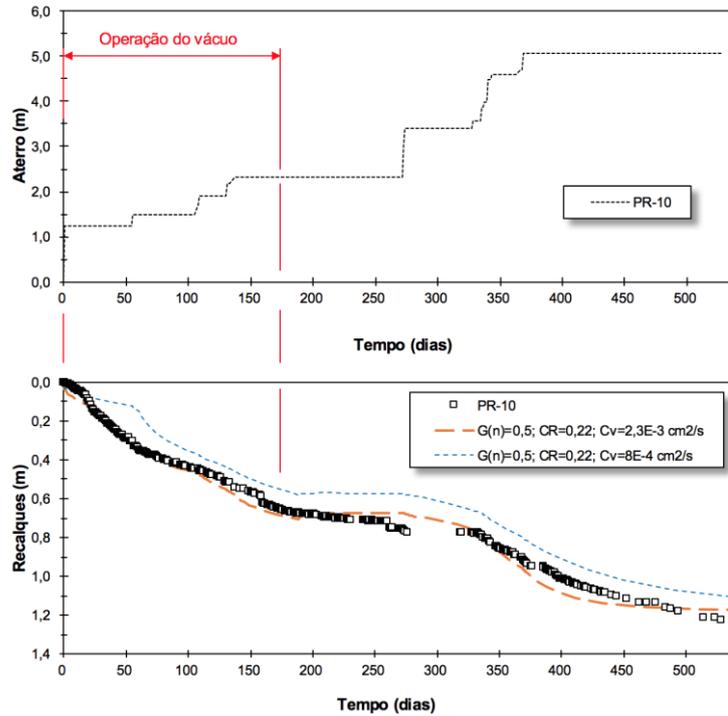
Placa PR-10, $G(n) = 0,5$

Figura 170. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

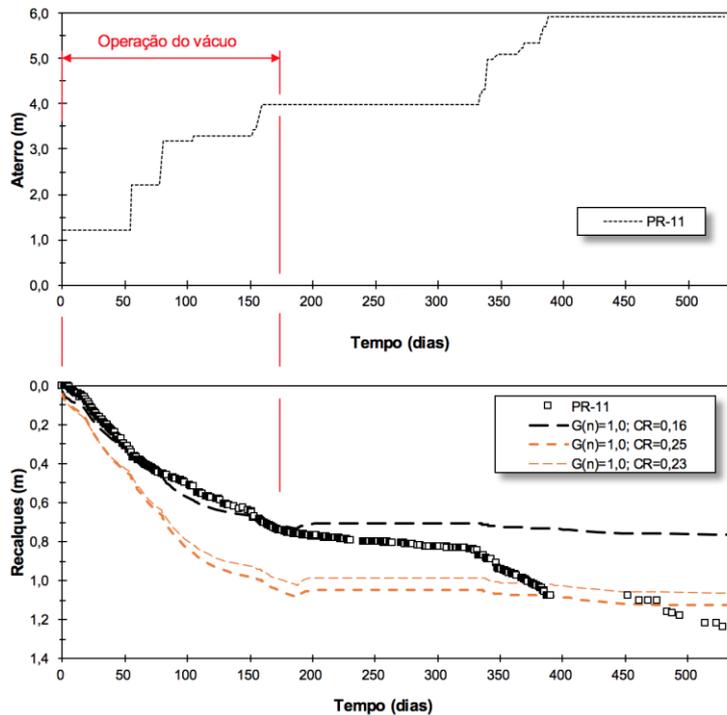
Figura 171. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-10, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

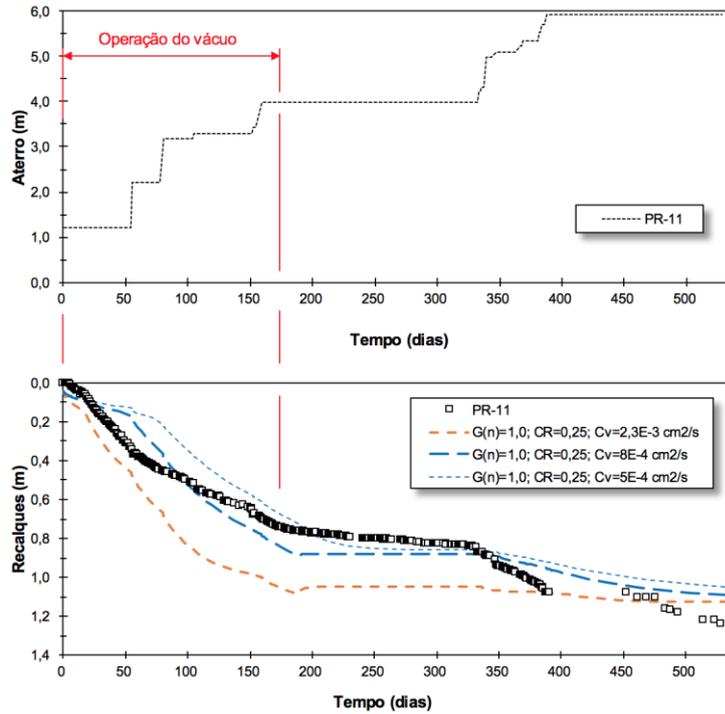
Placa PR-11, $G(n) = 1,0$

Figura 172. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=1,0$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

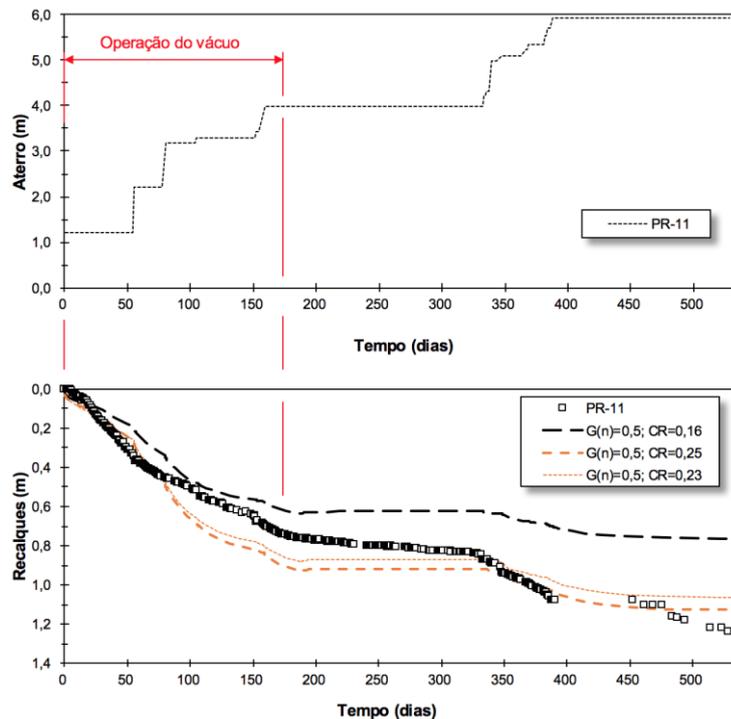
Figura 173. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=1,0$ – Segundo passo



Fonte: o autor

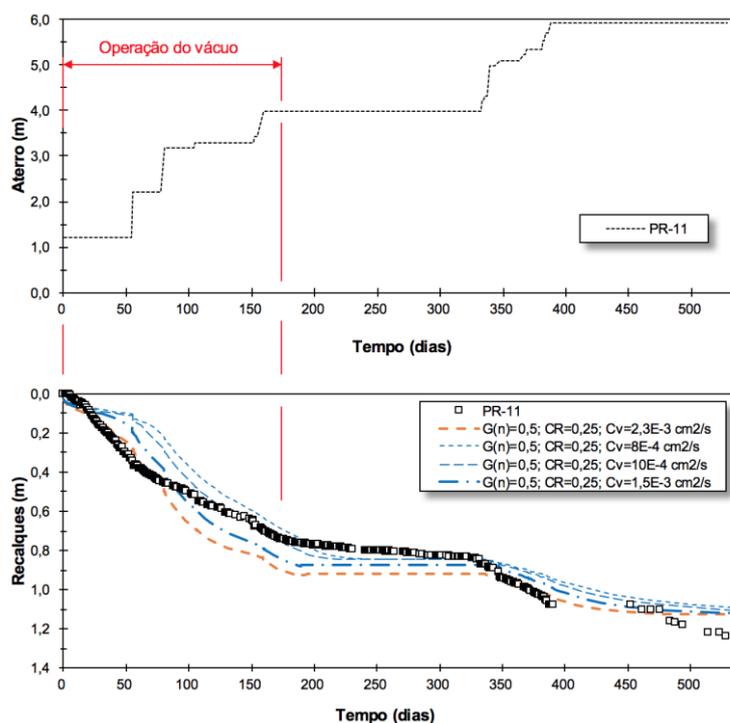
Placa PR-11, $G(n) = 0,5$

Figura 174. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=0,5$ – Primeiro passo



Fonte: o autor

Figura 175. Ajuste por retroanálise – Bolsão B, Placa PR-11, $G(n)=0,5$ – Segundo passo



Fonte: o autor

Nas Tabela 35 e 36 são indicados os parâmetros geotécnicos resultantes do ajuste por retroanálise realizado para vácuo constante e decrescente com a profundidade, respectivamente.

Tabela 35. Bolsão B – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo constante com a profundidade, $G(n)=1,0$

Placa	Coefficiente de compressão (CR)	Coefficiente de adensamento (c_v , m^2/s)	Histórico de tensões revisado
PR-01	0,32	8E-8	—
PR-04	0,15	8E-8	—
PR-10	0,23	8E-8	—
PR-11	0,25	8E-8	—

Fonte: o autor

Tabela 36. Bolsão B – Parâmetros geotécnicos aferidos pelas análises numéricas com vácuo decrescente com a profundidade, $G(n)=0,5$

Placa	Coefficiente de compressão (CR)	Coefficiente de adensamento (c_v , m ² /s)	Histórico de tensões revisado
PR-01	0,35	8E-8	–
PR-04	0,16	5E-8	–
PR-10	0,22	8E-8	–
PR-11	0,25	1,5E-7	–

Fonte: o autor

O histórico de tensões não foi revisado em nenhuma das placas do Bolsão B. Assim como no Bolsão A, o ajuste da compressibilidade por retroanálise da instrumentação do Bolsão B tendeu, sistematicamente, para parâmetros maiores que os medidos pelas investigações geotécnicas. A placa PR-01 apresentou parâmetro de compressibilidade acima do esperado para os siltes orgânicos locais e próximo do esperado para as turfas ensaiadas. Ademais, o coeficiente de adensamento foi sistematicamente ajustado para um número menor (mais lento) que os aferidos nos ensaios de dissipação com piezocones, assim como no Bolsão A.

Da mesma forma que no Bolsão A, é possível calcular o tempo necessário para atingir 95% do adensamento primário com o coeficiente de adensamento retroanalisado neste local. Também base na teoria do adensamento vertical de Terzaghi e na solução de Taylor para carregamento variável com o tempo, estima-se que o maior e menor tempo de desenvolvimento dos recalques seria de 181,8 e 32,5 e anos para as placas de recalques PR-10 e PR-11, respectivamente. Novamente foi eficiente aplicação de drenos verticais com sobrecarga a vácuo em acelerar a construção.

6.3 ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Nos itens anteriores foram apresentados os resultados da análise dos recalques obtidos pela instrumentação de regiões tratadas com geodrenos a vácuo no estudo de caso. Nota-se que as previsões subsidiadas pelas investigações geotécnicas conduziram a resultados aquém do esperado, apesar de os dados aplicados serem de qualidade boa ou superior, segundo critério de Lunne et al. (1997).

Cabe às análises probabilísticas a incorporação da variabilidade dos parâmetros para que essas previsões de baixo ajuste possam ser questionadas. O método probabilístico FOSM resulta em valores de média e desvio padrão de recalques estimados e a contribuição de cada variável aleatória para a variância da fdp resultante. Com isso, é possível discutir quais variáveis aleatórias tiveram maior contribuição para os resultados obtidos. Os métodos PEM e Monte Carlos foram preteridos em relação ao FOSM por não fornecerem a contribuição das variáveis aleatórias à função de desempenho resultante.

As principais fontes de incerteza dessa análise são: a compressibilidade do solo, seu histórico de tensões, a espessura da camada de argila mole, a sobrecarga de aterro aplicado e a sobrecarga do vácuo efetivamente transferida ao solo, devido ao fator $G(n)$ de Indraratna et al. (2005a). A seguir, essas incertezas da análise serão consideradas admitindo função densidade de probabilidades normais e simétricas. O resultado buscado é a acurácia dos recalques finais previstos.

6.3.1 Bolsão A

6.3.1.1 Variáveis aleatórias

Para o Bolsão A, a variância das variáveis aleatórias foi calculada a partir da regra três-sigma (expressão **(66)**), conforme apresentado nas Tabelas 37 e 38, exceto no que diz respeito à compressibilidade do solo. Por não terem sido realizados ensaios de adensamento em laboratório nesse local, o parâmetro da compressibilidade foi obtido pelo Banco de Dados dos ensaios de adensamento da obra toda (ver Figura 70, página 165).

Tabela 37. Bolsão A – Cálculo dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias a partir da Regra Três-Sigma para as placas PR-01 a PR-04

Variável X_i	HCV	LCV	$\sigma[X_i]$	$V[X_i]$	$E[X_i]$
$C_c/(1+e_0)$	-	-	0,046	0,002	0,12
H_{mole} (m)	17	15	0,333	0,111	16
H_{aterro} (m)	3,7	2,8	0,150	0,023	3,25
$\sigma_{v\u00e1cuo}$ (kPa)	34	17	2,833	8,026	25,5
$\sigma'_a - \sigma'_{v0}$ (kPa)	40	0	6,667	44,444	20

Legenda:

HCV: Mais alto valor possível (do inglês *Highest Conceivable Value*)

LCV: Mais baixo valor possível (do inglês *Lowest Conceivable Value*)

V: Variância

Fonte: o autor

Tabela 38. Bolsão A – Cálculo dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias a partir da Regra Três-Sigma para as placas PR-05 e PR-06

Variável X_i	HCV	LCV	$\sigma[X_i]$	$V[X_i]$	$E[X_i]$
$C_c/(1+e_0)$	-	-	0,046	0,002	0,12
H_{mole} (m)	13	11	0,333	0,111	12
H_{aterro} (m)	3,7	2,8	0,150	0,023	3,25
$\sigma_{v\u00e1cuo}$ (kPa)	34	17	2,833	8,026	25,5

Legenda:

HCV: Mais alto valor possível (do inglês *Highest Conceivable Value*)

LCV: Mais baixo valor possível (do inglês *Lowest Conceivable Value*)

V: Variância

Fonte: o autor

Os recalques de adensamento primário foram estimados usando o *software* RocScience Settle3D v2.0, com os parâmetros apresentados nas Tabelas 37 e 38.

6.3.1.2 Método FOSM

A Tabela 39 apresenta os cálculos probabilísticos de recalques a partir das variáveis aleatórias adotadas para as placas PR-01 a PR-04. O valor esperado calculado é igual a 0,432 m e o desvio padrão é de 0,159 m (ver Tabela 40). Na Tabela 39 é possível

observar que a compressibilidade é a variável aleatória que mais contribui para a variância do recalque, seguida do histórico de tensões. A incerteza da pressão de vácuo, da espessura do aterro e da espessura da camada compressível apresentou contribuição inferior a 1% à variância da função de desempenho.

Tabela 39. Cálculo probabilístico de recalques (Y) no método FOSM para o Bolsão A – Placas PR-01 a PR-04, $E[Y] = 0,432$ m, $\sigma[Y] = 0,159$ m

Variável X_i	$E[X_i]$	$\sigma[X_i]$	$V[X_i]$	$Y(X_i+dX_i)$ (m)	dY/dX_i	$(dY/dX_i)^2 \cdot V[X_i]$	Contrib.
$C_v/(1+e_0)$	0,12	0,046	0,002	0,578	3,174	0,02015	80,08%
H_{mole} (m)	16	0,333	0,111	0,434	0,006	0,000004	0,02%
H_{aterro} (m)	3,25	0,150	0,023	0,439	0,047	0,00005	0,20%
$\sigma'_{v\u00e1cuo}$ (kPa)	25,5	2,833	8,026	0,446	0,005	0,00020	0,78%
$\sigma'_a - \sigma'_{v0}$ (kPa)	20	6,667	44,444	0,363	-0,010	0,00476	18,92%

Legenda:

Y = Recalques prim\u00e1rios calculados

V: Vari\u00e2ncia

Fonte: o autor

Tabela 40. Resultados probabil\u00edsticos dos recalques para o Bols\u00e3o A – Placas PR-01 a PR-04

M\u00e9todo probabil\u00edstico	Y = fdp dos recalques (m)		
	M\u00e9dia $E[Y]$	Desvio Padr\u00e3o $\sigma[Y]$	CV[Y]= $\sigma[Y]/E[Y]$
FOSM	0,432	0,159	36,7%

Fonte: o autor

No caso das placas PR-05 e PR-06, o hist\u00f3rico de tens\u00f5es n\u00e3o foi considerado como vari\u00e1vel aleat\u00f3ria porque o piezocone pr\u00f3ximo indicou que o solo \u00e9 normalmente adensado. O valor esperado calculado \u00e9 igual a 0,710 m e o desvio padr\u00e3o \u00e9 de 0,240 m (ver Tabela 42). \u00c9 indicado, na Tabela 41, que a compressibilidade \u00e9 a vari\u00e1vel aleat\u00f3ria que mais contribui para a vari\u00e2ncia do recalque. A incerteza da press\u00e3o de v\u00e1cuo, da espessura do aterro e da espessura da camada compress\u00edvel apresentou contribui\u00e7\u00e3o inferior a 0,5% \u00e0 vari\u00e2ncia da fun\u00e7\u00e3o de desempenho.

Tabela 41. Cálculo probabilístico de recalques (Y) no método FOSM para o Bolsão A – Placas PR-05 e PR-06, $E[Y] = 0,710$ m, $\sigma[Y] = 0,240$ m

Variável X_i	$E[X_i]$	$\sigma[X_i]$	$V[X_i]$	$Y(X_i+dX_i)$ (m)	dY/dX_i	$(dY/dX_i)^2 \cdot V[X_i]$	Contrib.
$C_d/(1+e_0)$	0,12	0,046	0,002	0,956	5,348	0,05720	99,66%
H_{mole} (m)	12	0,333	0,111	0,716	0,018	0,00004	0,06%
H_{aterro} (m)	3,25	0,150	0,023	0,714	0,027	0,00002	0,03%
$\sigma_{v\u00e1cuo}$ (kPa)	25,5	2,833	8,026	0,722	0,004	0,00014	0,25%

Legenda:

Y = Recalques prim\u00e1rios calculados

V: Vari\u00e2ncia

Fonte: o autor

Tabela 42. Resultados probabil\u00edsticos dos recalques para o Bols\u00e3o A – Placas PR-05 e PR-06

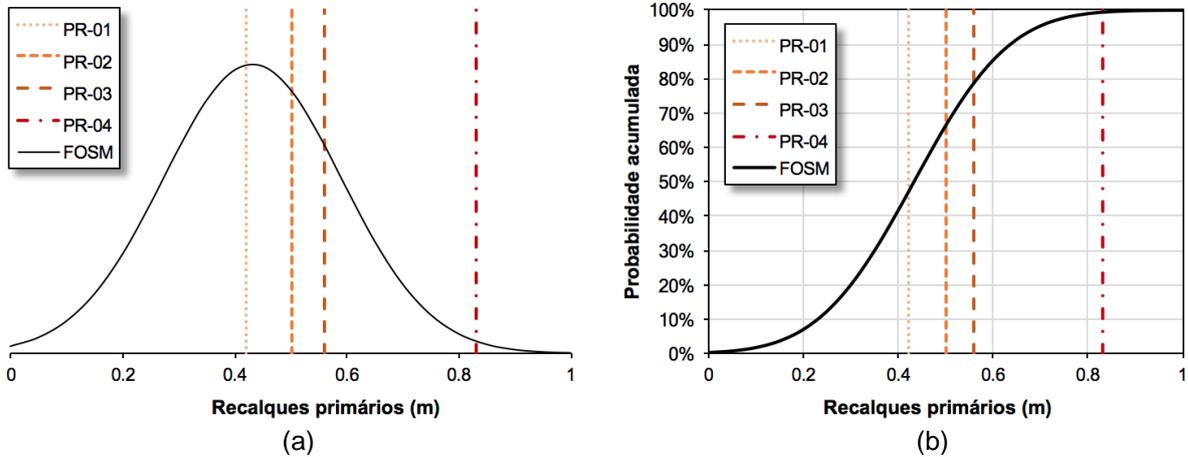
M\u00e9todo probabil\u00edstico	Y = fdp dos recalques (m)		
	M\u00e9dia $E[Y]$	Desvio Padr\u00e3o $\sigma[Y]$	$CV[Y] = \sigma[Y]/E[Y]$
FOSM	0,710	0,240	33,7%

Fonte: o autor

6.3.1.3 Resultados probabil\u00edsticos

Na Figura 176 \u00e9 apresentada fdp admitida como sendo normal, impondo $E[Y]$ e $\sigma[Y]$ da Tabela 40 para as placas PR-01 a PR-04 do Bols\u00e3o A, cuja m\u00e9dia e desvio padr\u00e3o s\u00e3o apresentados na Tabela 40. Os recalques m\u00e1ximos medidos nessas placas tamb\u00e9m s\u00e3o apresentados na Figura 176. A fdp admitida engloba todos os recalques medidos pelas placas no intervalo m\u00e1ximo de 2,5 desvios padr\u00e3o da m\u00e9dia. Conforme indicado na Figura 176(b), a probabilidade acumulada de o recalque estimado ser igual ou inferior ao recalque medido nas placas PR-01, PR-02, PR-03 e PR-04 \u00e9 de 47,0%, 66,6%, 79,0% e 99,4%, respectivamente. A probabilidade acumulada da fdp admitida normal pode ser calculada pelas express\u00f5es (57) e (58) e da Tabela 50 (Anexo A).

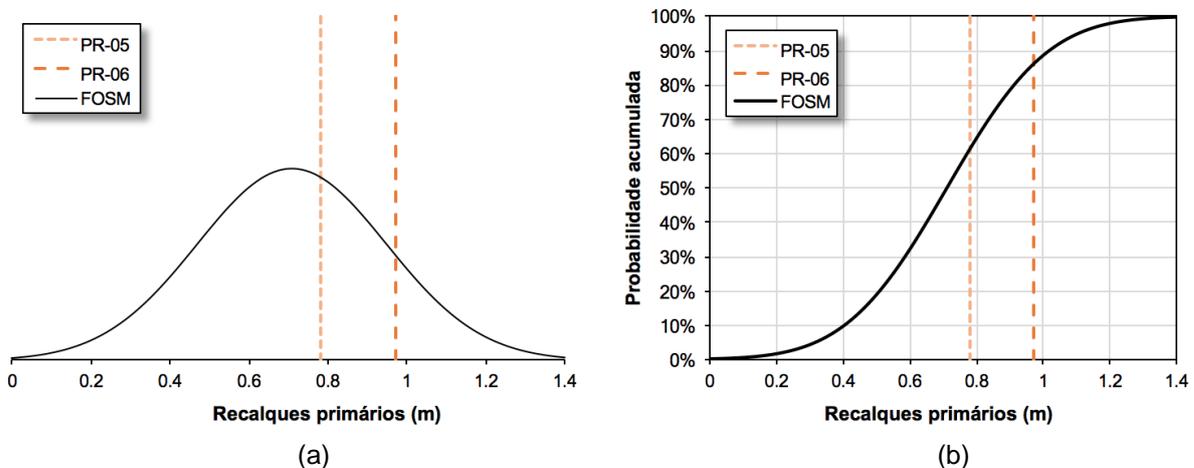
Figura 176. Estimativas de recalque primário e valores medidos para o Bolsão A – Placas PR-01 a PR-04



Fonte: o autor

Nota-se que a PR-04 levou ao menor ajuste com a previsão probabilística. Conforme indicado pelo ajuste com as investigações geotécnicas e pela retroanálise da instrumentação, é possível que o histórico de tensões do solo sob essa placa seja normalmente adensado, como indicado no CPT-5, em vez do perfil de pré-adensamento registrado no CPT-4, que é mais próximo da placa PR-04. O ajuste por retroanálise desse local foi feito supondo solo normalmente adensado, conforme indicado nas Figuras 145 e 146 para $G(n)=1,0$ e nas Figuras 147 e 148 para $G(n)=0,5$.

Figura 177. Estimativas de recalque primário e valores medidos para o Bolsão A – Placas PR-05 e PR-06



Fonte: o autor

Os recalques máximos medidos nas placas PR-05 e PR-06 são apresentados na Figura 177 junto com a fdp probabilística admitida como sendo normal, com base nos dados da Tabela 42. A fdp admitida engloba aproximadamente os recalques medidos pelas placas no intervalo de 1 desvio padrão acima da média. Na Figura 177(b) é possível observar que a probabilidade acumulada de o recalque estimado ser igual ou inferior ao recalque medido nas placas PR-05 e PR-06 é de 61,5% e 86,1%, respectivamente.

O coeficiente de variação (CV) das estimativas probabilísticas relativas ao Bolsão A foi da ordem de 35%.

6.3.2 Bolsão B

6.3.2.1 Variáveis aleatórias

Assim como no Bolsão anterior, as variâncias das variáveis aleatórias foram calculadas a partir da regra três-sigma (expressão (66)) e são apresentadas na Tabela 43, incluindo a compressibilidade do solo. O histórico de tensões indicado refere-se à camada superior de 2 m de espessura, como foi observado na análise da Figura 111.

Tabela 43. Bolsão B – Cálculo dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias a partir da Regra Três-Sigma

Variável X_i	HCV	LCV	$\sigma[X_i]$	$V[X_i]$	$E[X_i]$
$C_c/(1+e_0)$	0,20	0,14	0,013	0,0002	0,16
H_{mole} (m)	20	17	0,500	0,2500	18,5
H_{aterro} (m)	5,1	4,9	0,033	0,0011	5,0
$\sigma_{v\u00e1cuo}$ (kPa)	34	17	2,833	8,0278	25,5
$\sigma'_a - \sigma'_{v0}$ (kPa)	40	0	6,667	44,444	20

Legenda:

HCV: Mais alto valor possível (do inglês *Highest Conceivable Value*)

LCV: Mais baixo valor possível (do inglês *Lowest Conceivable Value*)

V: Variância

Fonte: o autor

Os recalques de adensamento primário foram estimados com as mesmas considerações de cálculo do item anterior, com base na Tabela 43.

6.3.2.2 Método FOSM

A Tabela 44 apresenta os cálculos probabilísticos de recalques a partir das variáveis aleatórias adotadas. O valor esperado médio calculado é igual a 0,955 m e o desvio padrão é de 0,108 m (ver Tabela 45). Na Tabela 44 é possível observar que, diferentemente do Bolsão A, o histórico de tensões da camada superior ressecada é a variável aleatória que mais contribui para a variância do recalque, seguida da compressibilidade do solo. A incerteza da pressão de vácuo, da espessura da camada compressível e do aterro apresentou contribuição inferior a 2% à variância da função de desempenho.

Tabela 44. Cálculo probabilístico de recalques (Y) no método FOSM para o Bolsão B – Placas PR-04 e PR-10, $E[Y] = 0,955$ m, $\sigma[Y] = 0,159$ m

Variável X_i	$E[X_i]$	$\sigma[X_i]$	$V[X_i]$	$Y(X_i+dX_i)$ (m)	dY/dX_i	$(dY/dX_i)^2 \cdot V[X_i]$	Contrib.
$C_c/(1+e_0)$	0,16	0,013	0,0002	1,030	5,625	0,00563	47,94%
H_{mole} (m)	18,5	0,500	0,2500	0,966	0,022	0,00012	1,03%
H_{aterro} (m)	5,0	0,033	0,0011	0,959	0,120	0,00002	0,14%
$\sigma_{v\u00e1cuo}$ (kPa)	25,5	2,833	8,0278	0,969	0,005	0,00020	1,67%
$\sigma'_a - \sigma'_{v0}$ (kPa)	30	6,667	44,444	0,879	-0,011	0,00578	49,22%

Legenda:

Y = Recalques prim\u00e1rios calculados

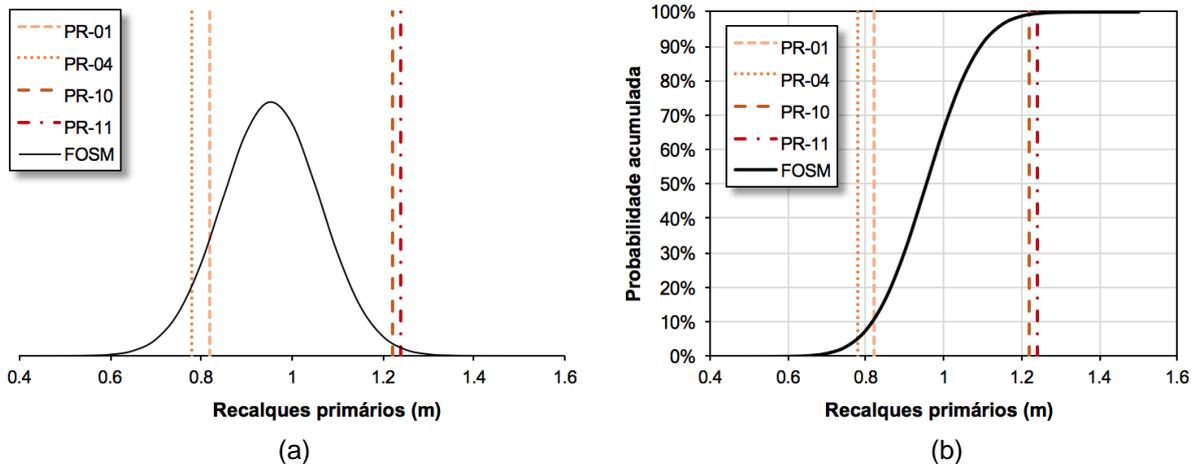
V: Vari\u00e2ncia

Fonte: o autor

6.3.2.3 Resultados probabil\u00edsticos

A Figura 178 apresenta a fdp admitida como normal para o Bols\u00e3o B, cuja m\u00e9dia e desvio padr\u00e3o s\u00e3o indicados na Tabela 45. Os recalques m\u00e1ximos medidos nessas placas tamb\u00e9m s\u00e3o apresentados na Figura 176. A fdp estimada engloba todos os recalques medidos pelas placas no intervalo m\u00e1ximo de 2,6 desvios padr\u00e3o da m\u00e9dia. Na Figura 178(b) \u00e9 poss\u00edvel observar que a probabilidade acumulada de o recalque estimado ser igual ou inferior ao recalque medido nas placas PR-01, PR-04, PR-10 e PR-11 \u00e9 de 10,6%, 5,3%, 99,3% e 99,6%, respectivamente.

Figura 178. Estimativas de recalque primário e valores medidos para o Bolsão B



Fonte: o autor

Tabela 45. Resultados probabilísticos dos recalques para o Bolsão B

Método probabilístico	Fdp dos recalques (m)		
	Média $E[Y]$	Desvio Padrão $\sigma[Y]$	$CV[Y]= \sigma[Y]/ E[Y]$
FOSM	0,955	0,108	11,3%

Fonte: o autor

O coeficiente de variação da fdp admitida é 11,3%, bem menor que o registrado para o Bolsão anterior, que foi da ordem de 35%. Isso significa que a previsão probabilística do Bolsão B é mais precisa que a do Bolsão A. Conforme investigado no item 6.2.1, entretanto, as estimativas realizadas com os ensaios de campo e laboratório, para o Bolsão A, se mostraram mais acuradas que para o Bolsão B.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Durante o desenvolvimento desta pesquisa, foram analisados 51 ensaios de adensamento em laboratório no que diz respeito aos parâmetros geotécnicos e sua respectiva qualidade, medida por 3 métodos distintos. As amostras indeformadas foram coletadas de 27 perfurações distintas, apresentadas no Apêndice A.

Dos locais estudados, foram escolhidas 10 placas de recalques para análise aprofundada das previsões de recalques e correspondentes parâmetros geotécnicos inferidos dos ensaios e aferidos por retroanálise. Nessa etapa, foram analisadas 8 sondagens de simples reconhecimento e 5 ensaios de adensamento unidimensional em laboratório, complementados por 5 ensaios de piezocone com paradas para ensaios de dissipação de poropressão. Foram realizadas 20 simulações numéricas para a etapa de análise com os dados das investigações geotécnicas, 8 simulações para a análise do vácuo variável no início do carregamento, 129 simulações para a etapa de ajuste por retroanálise aos recalques medidos e 17 simulações durante as análises probabilísticas. Ao todo, foram realizadas 174 simulações numéricas durante o desenvolvimento desta pesquisa. Para as análises realizadas com os procedimentos descritos no capítulo 6, chegou-se às seguintes conclusões.

7.1 CONCLUSÕES

Sobre os parâmetros geotécnicos e a qualidade dos dados

- A análise da qualidade dos ensaios de adensamento foi feita pelos métodos de Lunne et al. (1997) e Coutinho et al. (1998), os quais se embasam na expansão sofrida pela amostra durante sua extração do terreno até o laboratório. O método de Futai (2010) retornou resultados inconsistentes com os métodos efetivamente empregados na análise da qualidade dos ensaios de adensamento.
- A compressibilidade do solo foi interpretada a partir de ensaios de qualidade Boa ou superior e posteriormente aferida pela retroanálise da instrumentação geotécnica. Os valores obtidos de compressibilidade por retroanálise da instrumentação foram superiores aos inferidos pelos ensaios geotécnicos.

- As sondagens SPT realizadas no Estudo de Caso retornaram número de golpes entre 5 e 20 em camadas turfosas. É válido ressaltar que em várias sondagens foram encontrados pedaços de madeira maiores que o amostrador, como os ilustrados na Figura 52. Entende-se que esse é um fator que interferiu na qualidade das sondagens de simples reconhecimento. A espessura do solo mole compressível foi, então, aferida com o resultado das prospecções realizadas com o mandril de cravação dos drenos verticais profundos, quando disponível.
- Os parâmetros geotécnicos do solo foram inferidos pelas investigações realizadas e aferidos por retroanálise dos recalques medidos. Os resultados aferidos do solo aluvionar colombiano são apresentados nas Tabelas 33 a 36. Nota-se que a compressibilidade aferida pode ter sido influenciada pela presença de turfas e material orgânico, porque foi sistematicamente superior às obtidas por ensaios de adensamento, enquanto o coeficiente de adensamento foi sistematicamente inferior ao medido nos ensaios de dissipação de poropressão com o piezocone.
- O coeficiente de adensamento radial do solo mole, analisado por meio das retroanálises embasadas na instrumentação geotécnica, resultou em valores sistematicamente mais baixos em comparação com os medidos nos piezocones. É possível que essa observação tenha relação com a composição aluvionar do solo, com presença de grão arenosos e siltosos, que podem ter afetado as medições pontuais realizadas pelo piezocone. Essa conjectura relaciona-se com a qualidade das investigações e com a representatividade desse coeficiente para o solo como um todo.
- Devido à variabilidade do solo analisado no estudo de caso, o histórico de tensões precisou ser interpretado a partir da tendência média observada nos CPTUs dos Bolsões A e B. Entende-se que essa variabilidade é consequência da gênese aluvionar do solo. De forma geral, o solo se comportou como normalmente adensado, exceto por um trecho do Bolsão A e pela eventual presença de uma crosta superior ressecada sobreadensada no Bolsão B.
- Foi possível observar que a qualidade dos “dados” não está unicamente relacionada aos ensaios de adensamento e investigações realizadas, mas também a fatores antrópicos. As medições topográficas feitas no início dos carregamentos falharam em registrar os recalques e os alteamentos dos

aterros de forma fidedigna, como pode ser observado nas placas PR-03 e PR-05 do Bolsão A e PR-01 e PR-04 do Bolsão B. É possível que algumas placas tenham sido instaladas após o desenvolvimento inicial dos recalques e que isso tenha afetado algumas das análises realizadas.

Sobre a teoria de adensamento a vácuo e os métodos de previsão

- Durante o desenvolvimento da pesquisa, foram comparadas duas teorias distintas de adensamento com sobrecarga a vácuo: constante com a profundidade – de uso corrente – e decrescente com a profundidade – conforme Indraratna et al. (2005a). No Bolsão A, a teoria de uso corrente retornou acurácia melhor para as previsões (86,8% *versus* 76,5%), enquanto no Bolsão B os resultados foram aproximadamente iguais (67,0% *versus* 68,4%). Apesar dessas considerações, é importante lembrar que a sobrecarga temporária de vácuo no solo não foi a variável aleatória de maior contribuição para os recalques.
- Parte da diferença entre os recalques calculados e os medidos pode ser atribuída à sucção de vácuo aplicada no solo. Segundo Chai et al. (2005), a pressão isotrópica do vácuo tende a gerar deformações horizontais para dentro e recalques menores que os provocados por um carregamento físico vertical, como ilustrado na Figura 20. Nas simulações numéricas realizadas, toda a sobrecarga (física e virtual) foi modelada como física, conduzindo a deformações horizontais exclusivamente “para fora” do aterro compactado.
- Conforme apresentado nas Figura 91 e Figura 119, a pressão de sucção do vácuo nos Bolsões A e B não foi constante com o tempo e passou por um período inicial abaixo do valor esperado. É intuitivo que a pressão de vácuo no solo deva ser proporcional à sua permeabilidade, uma vez que fisicamente a pressão e a vazão são diretamente proporcionais. Além disso, a sobrecarga virtual do vácuo é gerada por um sistema mecânico que, evidentemente, registra perdas na sua extensão. Logo, é de se esperar que a pressão de vácuo efetivamente transmitida ao solo seja inferior à de consideração constante com a profundidade. A teoria de vácuo decrescente com a profundidade impõe ao solo uma sobrecarga inferior à pressão nominal medida nas bombas de sucção. A aferição dessa teoria de vácuo depende da disponibilidade de piezômetros instalados perfeitamente entre geodrenos e

capazes de medir a redução da poropressão imposta pelo vácuo, inclusive valores negativos.

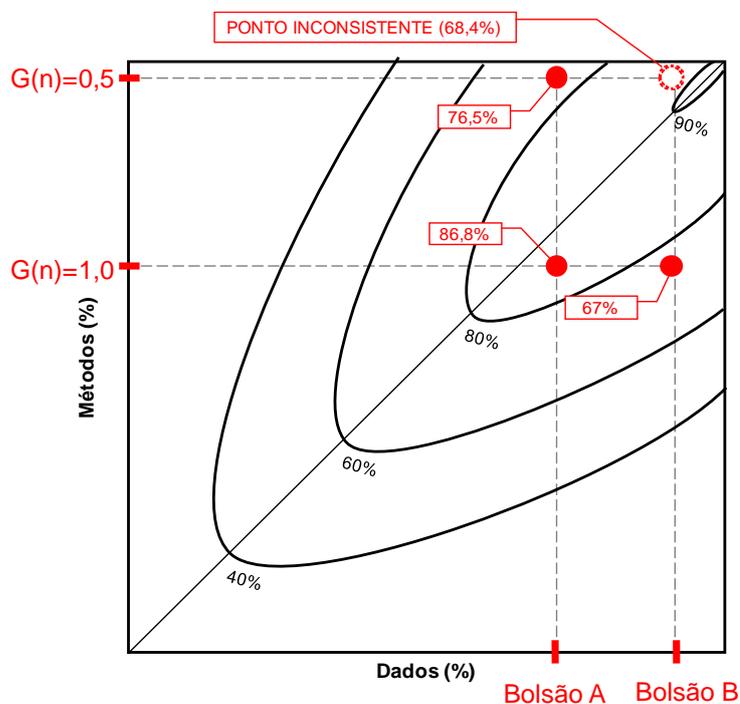
- É surpreendente que as simulações numéricas que consideraram a variação do vácuo ao longo do tempo não conduziram a resultados satisfatórios. Estima-se que a falta de informação do vácuo efetivamente aplicado em cada seção instrumentada seja responsável por esse resultado abaixo do esperado.

Sobre a acurácia das previsões e interdependência de dados e métodos

- A interpretação de Lambe (1973) pode ser aferida por meio da acurácia das previsões realizadas com base nas investigações geotécnicas disponíveis no Estudo de Caso. Na Figura 179 são indicados os resultados obtidos sobre o gráfico de Lambe (1973). É possível observar que o Bolsão A retornou melhor acurácia às previsões, apesar de possuir menos “dados” que o Bolsão B para o mesmo método de avaliação, no qual o vácuo é constante com a profundidade. Também é possível observar que o método mais refinado e recente, no qual o vácuo é decrescente com a profundidade, retornou resultados inferiores aos gerados pelo método anterior, mais simples. Entretanto, as previsões realizadas no Bolsão B, com o método mais refinado, retornaram um ponto inconsistente e fora da curva. É possível que existam outras variáveis envolvidas nessa interpretação de Lambe (1973) que não foram investigadas.
- O coeficiente de variação (CV) das previsões do Bolsão A foi de aproximadamente 35%, enquanto no Bolsão B foi de aproximadamente 11%. Conforme descrito, as previsões do Bolsão A foram mais acuradas que as do segundo bolsão. Portanto, as previsões do primeiro Bolsão foram mais acuradas e menos precisas, enquanto as do segundo Bolsão foram mais precisas, porém menos acuradas.
- Yanez, Massad e Correa (2015) interpretaram os cinco primeiros meses de recalques e carregamentos do Bolsão A do Estudo de Caso da presente pesquisa e obtiveram parâmetros geotécnicos diferentes dos aqui observados. Nota-se que, na referida publicação, as curvas foram ajustadas para o começo do desenvolvimento do adensamento, enquanto na atual pesquisa foram ajustadas com 21 meses de observação dos recalques. Isso

mostra a interdependência de métodos e dados com o tempo, porque os parâmetros aferidos foram diferentes com o tempo de instrumentação analisado.

Figura 179. Acurácia das previsões no Estudo de Caso a partir da interpretação de Lambe (1973)



Fonte: o autor

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A partir das análises realizadas e respectivas conclusões, sugere-se para futuras pesquisas:

- Avaliação do motivo da disparidade na qualidade dos ensaios de adensamento avaliada segundo Lunne et al. (1997), Coutinho et al. (1998) e Futai (2010).
- Aferição da teoria de vácuo de Indraratna et al. (2005a) a partir de piezômetros instalados perfeitamente entre geodrenos e capazes de medir a redução da poropressão imposta pelo vácuo, inclusive valores negativos. Com base na diferença efetiva de poropressão do vácuo, desenvolver uma teoria de adensamento com integração da dissipação da poropressão com o tempo,

assumindo distribuição da sucção com a profundidade medida por piezometria.

- Orientação das equipes de instrumentação no sentido de fornecer dados topográficos com maior precisão. No mesmo sentido, que sejam fornecidas leituras do vácuo aplicado na fase inicial até a sua estabilização, para permitir análises de recalques sob carga variável.
- Aplicação de outros métodos probabilísticos, como simulações de Monte Carlo, PEM e SOSM, a trabalhos envolvendo estimativas de recalques de aterros sobre solos moles.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, V. N. **Características de adensamento da argila do canal do Porto de Santos na região da Ilha Barnabé**. 245 p. Dissertação (Mestrado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- ALMEIDA, M. de S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 254 p.
- _____. **Curso de obras sobre solos moles**. Rio de Janeiro: COPPE UFRJ, 2014. Material fornecido em meio magnético.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5778**: Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken, 2000a. 19 p.
- _____. **D4220**: Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples. West Conshohocken, 2000b. 10 p.
- _____. **D2435**: Standard Test Methods for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. West Conshohocken, 2003. 10 p.
- _____. **D4186**: Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-strain Loading. West Conshohocken, 2006. 15 p.
- _____. **D5778**: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken, 2012. 20 p.
- ASAOKA, A. Observational Procedure of Settlement Prediction. **Soils and Foundations**, v. 18, n. 4, p. 87-101, dez. 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007 MB-3336**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 13 p.
- _____. **NBR 12069 MB-3406**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991. 10 p.
- _____. **NBR 9820**: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997. 5 p.
- BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. Nova York: Wiley, 2003, 618 p.

- _____. Spatial Variability and Geotechnical Reliability. In: PHOON, K. K. (Ed.). **Reliability-based Design in Geotechnical Engineering**: Computations and Applications. Londres: Taylor & Francis, 2008, p. 76-133.
- BARDEN, L. Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat. **Géotechnique**, v. 18, n. 1, 1968, p. 1-24.
- BARRON, R. A. Consolidation of Fine-grained Soils by Drain Wells. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE**, v. 113, 1948, p. 718-742.
- _____; KJELLMAN, W. Discussion by W. Kjellman of "Consolidation of Fine-grained Soils by Drain Wells." **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 113, 1948.
- BJERRUM, L. Engineering Geology of Norwegian Normally-consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. **Géotechnique**, v. 17, n. 2, 1967, p. 83-118.
- _____. Problems of Soil Mechanics and Construction in Soft Clays and Structurally Unstable Soils. In: Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. **Proceedings...** Moscou, v. 3, 1973, p. 111-159.
- CARRILLO, N. Simple Two- and Three-dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils. **Journal of Mathematics and Physics**, v. 21, n. 1, 1942, p. 1-9.
- CASAGRANDE, A. Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance. In: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1. **Proceedings...** Cambridge: Harvard University, v. 1, 1936, p. 60-64.
- CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. Influência da fração arenosa em argilas no adensamento. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, 10. **Anais...** Foz do Iguaçu, 1994, p. 491-498.
- CHAI, J.; MIURA, N.; BERGADO, D. T. Preloading Clayey Deposit by Vacuum Pressure with Cap-drain: Analyses versus Performance. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 26, n. 3, 2008, p.220-230.
- CHOA, V. Drains and Vacuum Preloading Pilot Test. In ICSMFE (Ed.), **Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Rio de Janeiro: Balkema, Netherland. v. 2, 1989, p. 1347-1350.
- CHRISTIAN, J.; BAECHER, G. B. Point-estimate Method as Numerical Quadrature. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 125, n. 9, 1999, p. 779-786.

- CHRISTIAN, J.; LADD, C.; BAECHER, G. B. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 120, n. 12, 1992, p. 2180-2207.
- COFRA. **Vacuum Consolidation: BeauDrain-S** [entre 2014 e 2015]. Disponível em: <<http://cofra.com/activities/beaudrain-s-vacuum-consolidation>>. Acesso em: 21 jan. 2015.
- CONSOL. **Registro de perforaciones tipo sondeo; Resumen de Ensayos; y Ensayos de Consolidacion**. Bogotá, 2013-2014. Numeração irregular.
- COSTA NETO, P. L. de O.; CYMBALISTA, M. **Probabilidades**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgar Blücher, 2006, 185 p.
- COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. Quantificação do efeito do amolgamento nas características de compressibilidade de argila mole – Rio de Janeiro e Recife. In: Simpósio de Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras – Sidequa. **Anais...** Rio de Janeiro, v. 1, 1988, p. 3.55-3.69.
- COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J.; OLIVEIRA, A. Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras – Recife e Rio de Janeiro. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11. **Anais...** Brasília, 1998, p. 927-936.
- DONATELLI, G. D.; KONRATH, A. C. Simulação de Monte Carlo na avaliação de incertezas de medição. **Revista Ciência e Tecnologia**, v. 13, n. 25/26, 2005, p. 5-15.
- DUNCAN, J. M. Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 1, n. 9, 1993, p. 1333-1359 (The Twenty-Seventh Terzaghi Lecture).
- _____. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 4, 2000, p. 307-316.
- FUTAI, M. M. **Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. 178 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- GEOTECHNICAL SYSTEMINDO. **Prefabricated Vertical Drain** [entre 2007 e 2013]. Disponível em: <<http://ptgsi.com/pvd>>. Acesso em: 13 out. 2014.
- GOBARA, W.; PINTO, C. de S. A Teoria de Adensamento de Mikasa. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 1, 1993, p. 3-14.

- GRIFFITHS, D.; FENTON, G.; TVETEN, D. Probabilistic Geotechnical Analysis: How Difficult Does It Need to Be? In: International Conference on Probabilistics in Geotechnics: Technical and Economic Risk Estimation. **Proceedings...**, v. 33, n. 3S, 2002. Paginação irregular.
- HANSBO, S. Consolidation of Clay by Band-shaped Prefabricated Drains. **Ground Engineering**, v. 12, n. 5, 1979, p. 16-27.
- _____. Consolidation of Fine-grained Soils by Prefabricated Drains. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. **Proceedings...**, v. 3, 1981, p. 677-682.
- HARR, M. E. **Mechanics of Particulate Media: A Probabilistic Approach**. Nova York: McGraw-Hill, 1977, 543 p.
- HIGHT, D. W. Sampling Effects in Soft Clay: An Update on Ladd and Lambe (1963). In: Soil Behavior and Soft Ground Construction, 2001, Boston. **Proceedings...** Reston, VA: ASCE, 2003, p. 86-121.
- HOLTZ, R. D.; WAGER, O. Preloading by Vacuum: Current Prospects. **Transportation Research Board**, n. 548, 1975, p. 26-29.
- HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the Piezocone in Clay. In: International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1, 1, 1988, Orlando. **Proceedings...** Roterdã: Balkema, 1988, p. 777-783.
- HVORSLEV, J. M. **Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes**. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., nov. 1948, 521 p.
- INDRARATNA, B. **Recent Advances in the Application of Vertical Drains and Vacuum Preloading in Soft Soil Stabilisation**, EH Davis Memorial Lecture – Australian Geomechanics Society, 2009, p. 1-53.
- _____. et al. Analytical and Numerical Modeling of Soft Soil Stabilized by Prefabricated Vertical Drains Incorporating Vacuum Preloading. **International Journal of Geomechanics**, ASCE, Reston, Virginia (EUA), v. 5, n. 6, 2005a, p. 114-124.
- _____. et al. Theoretical and Numerical Perspectives and Field Observations for the Design and Performance Evaluation of Embankments Constructed on Soft Marine Clay. In: INDRARATNA, B.; CHU, J. **Elsevier Geo-engineering Book Series**, v. 3, Ground Improvement – Case Histories. Oxford: Elsevier, 2005b, p. 51-89.

- JANBU, N. Consolidation of Clay Layers Based on Non Linear Stress-strain. In: Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. **Proceedings...** Montreal: University of Toronto Press, v. 2, 1965, p. 83-87.
- JOHNSON, S. J. Foundation Precompression with Vertical Sand Drains. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE**, v. 96, n. 1, 1970a, p. 145-175.
- _____. Precompression for Improving Foundation Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE**, v. 96, n. 1, 1970b, p. 111-144.
- KJELLMAN, W. Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure. In **Conference on Soil Stabilization**. Cambridge, Mass.: MIT, 1952, p. 258-263.
- LADD, C. C.; DEGROOT, D. J. Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization. In: Twelfth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 12. **Proceedings...** Cambridge, 2003, p. 1-55 (Arthur Casagrande Lecture).
- LAMBE, T. W. **Soil Testing for Engineers**. 12. ed. Nova York: John Wiley & Sons, 1951. 165 p (Series in Soil Engineering).
- _____. Predictions in Soil Engineering. **Géotechnique**, v. 23, n. 2, 1973, p. 151-202 (Thirteenth Rankine Lecture).
- LEROUEIL, S. Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. In: Settlement '94, 1994, College Station, Texas. **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**. Nova York: ASCE, 1994, p. 57-76 (Geotechnical Special Publication No. 40).
- LI, B.; WU, S.; CHU, J.; LAM, K. Evaluation of Two Vacuum Preloading Techniques Using Model Tests. **Geo-Frontiers**, 2011, p. 636-645.
- LOW, B. K.; PHOON, K. K. Practical First-order Reliability Computations Using Spreadsheet. In: Probabilistics in Geotechnics: Technical and Economic Risk Estimation, 2002, Graz, Áustria. **Proceedings...** Alemanha, 2002, p. 39-46.
- LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. In: International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Roterdã: Balkema, 1997a, p. 81-102.
- LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; ROBERTSON, P. K. **Cone Penetrating Testing in Geotechnical Practice**. [S.l.]: CRC Press, 1997b, 352 p.

- MAIA, P. C. de A.; SAYÃO, A. S. F. J.; SALLES, R. O. Aplicação de retroanálise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes. **Vértices, Campos dos Goytacazes-RJ**, v. 2, n. 1, 2010, p. 43-52.
- MARTINS, I. S. M. **Algumas considerações sobre adensamento secundário**. Palestra proferida no Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 2005.
- _____; LACERDA, W. A. A Theory of Consolidation with Secondary Compression. In: Proceedings of the 11th ICSMFE, 11. **Proceedings...** São Francisco, v. 2, 1985, p. 567-570.
- MASSAD, F. O sobreadensamento das argilas quaternárias da Baixada Santista. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8. **Anais...** Porto Alegre, 1986a, p. 147-162.
- _____. Reinterpretação de sondagens de simples reconhecimento na Baixada Santista, à luz dos novos conhecimentos sobre a origem geológica dos sedimentos quaternários. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8. **Anais...** Porto Alegre, 1986b, p. 129-146.
- _____. **Obras de terra**: Curso básico de geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170 p.
- _____. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 287 p.
- _____; PINTO, C. D. S. Coeficientes de adensamento em solos da Baixada Santista. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978, p. 358-389.
- MASSE, F.; WONG, I. C.; SPAULDING, C. A.; VARASKIN, S. **Vacuum Consolidation: A Review of 12 Years of Successful Development**. In: Geo-Odyssey, 2001.
- MENARD. **Camau: Centrale électrique** [entre 2006 e 2015]. Disponível em: <<http://menard-web.com/Appli/Intranet/referencesms.nsf/FicheMN?ReadForm&IDRef=62CD109D242FBA2AC12571BC00530B69>>. Acesso em: 20 jan. 2015.
- MESRI, G.; AJLOUNI, M. Engineering Properties of Fibrous Peats. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 7, 2007, p. 850-866.
- MIKASA, M. Discussion. In: Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. **Proceedings...** Montreal: University of Toronto Press, v. 3, 1965, p. 459-450.

- MOHAMEDELHASSAN, E.; SHANG, J. Q. Vacuum and Surcharge Combined One-dimensional Consolidation of Clay Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 39, 2002, p. 1126-1138.
- MORAN, PROTOR, MUESER, RUTLEDGE. **Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains**. Contract N° NOY-88812, Bureau of Yards and Docks, Dep. of the Navy (Reprinted by the Office of Technical Services, Department of Commerce), 1958. 192p.
- OLSON, R. E. Consolidation under Time-dependent Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 103, n. 1, 1977, p. 55-60.
- PHOON, K. K. **Towards Reliability-based Design for Geotechnical Engineering**. Special lecture for the Korean Geotechnical Society, Seoul, 2004. 23 p.
- _____. Numerical Recipes for Reliability Analysis. In: PHOON, K. K. (Ed.). **Reliability-based Design in Geotechnical Engineering**: Computations and Applications. Londres: Taylor & Francis, 2008, p. 76-133.
- _____; KULHAWY, F. H.; GRIGORIU, M. D. **Reliability-based Design of Foundations for Transmission Line Structures**. Electric Power Research Institute, Palo Alto, 1995. 380 p. (Relatório TR-105000).
- PILOT, G. Methods of Improving Engineering Properties. In: BRAND, E. W.; BRENNER, R. P. (Eds.) **Soft Clay Engineering**: Developments in Geotechnical Engineering. Nova York: Elsevier, 1981, p. 637-696.
- PINTO, C. de S. Tópicos da contribuição de Pacheco Silva e considerações sobre a resistência não drenada das argilas. **Solos e Rochas**, v. 15, n. 2, 1992, p. 49-87. Conferência Pacheco Silva.
- _____. Considerações sobre o método de Asaoka. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 24, n. 1, abr. 2001, p. 95-100.
- _____. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 355 p.
- PORTER, O. J. Studies of Fill Construction over Mud Flats Including a Description of Experimental Construction Using Vertical Sand Drains to Hasten Stabilization. In: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1. **Proceedings...** Cambridge: Harvard University, v. 1, 1936, p. 229-235.
- QIAN, J. H.; ZHAO, W. B.; CHEUNG, Y. K.; LEE, P. K. K. The Theory and Practice of Vacuum Preloading. **Computers and Geotechnics**. 1992.

- RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Rio de Janeiro. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008, 161 p. (Tese de doutorado).
- RIXNER, J. J.; KRAEMER, S. R.; SMITH, A. D. **Prefabricated Vertical Drains: Engineering Guidelines**. Washington DC: Federal Highway Administration, v. 1, 1986. 107 p. (Report FHWA/RD-86/168).
- ROCSCIENCE. **Settle3D – Settlement and Consolidation Analysis – Theory Manual**. 2009. 56 p. Disponível em: <https://rocscience.com/help/settle3d/webhelp/pdf_files/theory/Settle3D_Theory.pdf>. Acesso em: 23 mar. 2016.
- ROSENBLUETH, E. Point Estimates for Probability Moments. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, v. 72, n. 10, 1975, p. 3812-3814.
- _____. Two-point Estimates in Probabilities. **Applied Mathematical Modelling**, v. 5, n. 5, 1981, p. 329-335.
- RUTLEDGE, P. C. Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 109, n. 1, 1944, p. 1155-1183.
- SANDRONI, S. S. Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13. **Anais...** Curitiba, 2006a. Paginação irregular. CD-ROM.
- _____. Obtendo boas estimativas de recalque em solos muito moles: o caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13. **Anais...** Curitiba, 2006b. Paginação irregular. CD-ROM.
- _____; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, v. 2, 1992, p. 523-535.
- _____; ANDRADE, G. G.; ODEBRECHT, E. Uso de vácuo como sobrecarga de aterro sobre solo mole: uma primeira experiência de campo. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16. **Anais...** Porto de Galinhas, 2012. Paginação irregular. CR-ROM.
- SCHMERTMANN, J. H. The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 120, n. 1, 1955, p. 1201-1227.

- SCHNAID, F. ***In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests***. Nova York: Taylor & Francis, 2009. 352 p.
- _____; ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p.
- SILVA, P. Drenos verticais de areia na variante Rio-Petrópolis. **Revista do Clube de Engenharia**, v. 23, n. 170, 1950, p. 305-308.
- _____. Uma nova construção gráfica para determinação da tensão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 4. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1970, p. 219-223.
- STRATFOR. Colombia's River Revitalization Plan. Disponível em: <<https://www.stratfor.com/image/colombias-river-revitalization-plan>>. Acesso em: 31 out. 2016. 11 nov. 2013.
- TAYLOR, D. W. **Research on Consolidation of Clays**. Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Serial 82, 1942. 147 p.
- _____. **Fundamentals of Soil Mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons, 1948. 700 p.
- _____; MERCHANT, W. A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compressions. **Journal of Mathematics and Physics**, v. 19, n. 3, 1940, p. 167-185.
- TERZAGHI, K.; FRÖHLICH, O. K. **Théorie du tassement des couches argileuses: introduction à la mécanique analytique des argiles**. Paris: Dunod, 1939. 266 p.
- _____; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3. ed. Nova York: John Wiley & Sons, 1996. 592 p.
- VARGAS, M. A teoria dos drenos verticais de areia. **Revista do Clube de Engenharia**, v. 20, n. 152, 1949, p. 75-84.
- _____. Aterros na baixada de Santos. **Revista Politécnica**, v. I, Edição Especial, 1973, p. 48-63.
- _____. Homenagem a Francisco Pacheco Silva. In: V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5. **Anais...** v. 4, São Paulo: ABMS, 1974, p. 438-445.
- _____. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509 p.

- _____; SANTOS, O. P. dos. Filosofia e condicionantes de projeto da Rodovia dos Imigrantes no trecho da baixada. In: I Seminário Dersa, 1. **Anais...** São Paulo, v. 1, 1976, p. 107-113.
- WHITMAN, R. V. Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 7, 2000, p. 583-593.
- YAMAGUCHI, H.; KIMURA, T. On the Rigorous Solutions in One-dimensional Consolidation of Non-homogeneous Clay Layers. **Soil and Foundation – The Japanese Geotechnical Society**, v. 7, n. 1, 1967, p. 41-57.
- YANEZ, D. G.; MASSAD, F.; CORREA, M. R. B. Soft Soil Geotechnical Properties in a Case Study of a Large Alluvial Soil Improvement in Latin America. In Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, 15. **Proceedings...** Buenos Aires, Argentina, 2015, p. 1599-1606. Disponível em <<http://doi.org/10.3233/978-1-61499-603-3-1599>>. Acesso em: 19 jun. 2016.

DIEGO GAZOLLI YANEZ

Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

v. 2

**São Paulo
2016**

DIEGO GAZOLLI YANEZ

Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Livre-Docente Faiçal Massad

v. 2

**São Paulo
2016**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Yanez, Diego

Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo / D. Yanez - versão corr. -- São Paulo, 2016.

426 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Engenharia de Estruturas e Fundações 2. Geotecnia I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	39
1.1	APRESENTAÇÃO.....	39
1.2	OBJETIVOS	42
1.3	ESTRUTURA DESTE TRABALHO	42
2	ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	45
2.1	MODELOS TEÓRICOS DE COMPORTAMENTO	45
2.1.1	ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL VERTICAL	45
2.1.2	ADENSAMENTO RADIAL (DRENOS VERTICAIS).....	54
2.1.2.1	Pré-carregamento com drenos verticais	54
2.1.2.2	Drenos verticais de areia.....	55
2.1.2.3	Drenos verticais pré-fabricados.....	59
2.1.2.4	Fator de resistência hidráulica	61
2.1.2.5	Fator de amolgamento	61
2.1.3	ADENSAMENTO COM VÁCUO	63
2.1.4	CÁLCULO DA COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES ARGILOSOS.....	73
2.1.5	RECALQUES SOB CARREGAMENTOS VARIÁVEIS.....	78
2.1.6	SUBMERSÃO DO ATERRO E COTA FIXA	79
2.2	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PERTINENTES	80
2.2.1	ENSAIO DE ADENSAMENTO EM LABORATÓRIO	83
2.2.2	ENSAIO DE PIEZOCONE EM CAMPO	90
2.3	LIMITAÇÕES DA ANÁLISE CONVENCIONAL DE RECALQUES POR ADENSAMENTO.....	93
3	PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA APLICADAS À GEOTECNIA	101
3.1.1	CONCEITOS DE PROBABILIDADE	102
3.1.1.1	Variáveis aleatórias e momentos estatísticos	102
3.1.1.2	Distribuições probabilísticas	105
3.1.2	ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	108
3.1.2.1	Análise aritmética da amostra	108
3.1.2.2	Dados estatísticos para análises probabilísticas em estudos geotécnicos.....	110
3.1.3	MÉTODOS PROBABILÍSTICOS: INCORPORANDO INCERTEZAS EM ANÁLISES GEOTÉCNICAS.....	116
3.1.3.1	Método do segundo momento de primeira ordem (FOSM)	116
3.1.3.2	Método do segundo momento de segunda ordem (SOSM)	120
3.1.3.3	Simulação de Monte Carlo	122

3.1.3.4	Método das estimativas pontuais (PEM)	124
3.1.4	CONFIABILIDADE	127
3.1.5	ANÁLISE CRÍTICA DOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.....	130
4	ESTUDO DE CASO	135
4.1	CONTEXTO GEOLÓGICO.....	138
4.1.1	CLIMA E VEGETAÇÃO	138
4.1.2	GEOLOGIA REGIONAL.....	139
4.1.3	GEOLOGIA LOCAL	140
4.1.3.1	Embasamento – Formação Mesa (Tsm)	141
4.1.3.2	Formações superficiais	141
4.2	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	143
4.3	CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE GEODRENOS A VÁCUO	146
4.3.1	PARÂMETROS DE PROJETO	146
4.3.1.1	Fator da capacidade de descarga do dreno	147
4.3.1.2	Fator de perturbação da instalação	149
4.3.1.3	Fator de espaçamento dos drenos	150
4.4	LOCAIS ESTUDADOS.....	150
4.4.1	BOLSÃO A.....	150
4.4.2	BOLSÃO B.....	152
5	MATERIAIS	155
5.1	ENSAIOS DE ADENSAMENTO DA OBRA TODA	155
5.2	HISTÓRICO DE TENSÕES A PARTIR DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE	166
5.3	DADOS DOS LOCAIS ESTUDADOS	168
5.3.1	BOLSÃO A.....	168
5.3.1.1	Sondagens e investigações	168
5.3.1.2	Monitoramento da instrumentação geotécnica.....	176
5.3.2	BOLSÃO B.....	180
5.3.2.1	Sondagens e investigações	180
5.3.2.2	Monitoramento da instrumentação	192
6	MÉTODOS E RESULTADOS.....	197
6.1	MODELAGEM NUMÉRICA	197
6.1.1	SOFTWARE EMPREGADO.....	197
6.1.2	PREMISSAS ADOTADAS NAS MODELAGENS	198
6.2	ANÁLISE DOS RECALQUES OBTIDOS NAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS.....	201

6.2.1	ANÁLISE COM OS PARÂMETROS DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	201
6.2.1.1	Bolsão A	201
6.2.1.2	Bolsão A com carregamento variável a vácuo	207
6.2.1.3	Bolsão B	211
6.2.2	AJUSTE POR RETROANÁLISE COMO ENSAIOS DE VERDADEIRA GRANDEZA	216
6.2.2.1	Bolsão A	217
6.2.2.2	Bolsão B	231
6.3	ANÁLISE PROBABILÍSTICA	240
6.3.1	BOLSÃO A	241
6.3.1.1	Variáveis aleatórias	241
6.3.1.2	Método FOSM	242
6.3.1.3	Resultados probabilísticos.....	244
6.3.2	BOLSÃO B	246
6.3.2.1	Variáveis aleatórias	246
6.3.2.2	Método FOSM	247
6.3.2.3	Resultados probabilísticos.....	247
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	249
7.1	CONCLUSÕES	249
7.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	253
	REFERÊNCIAS.....	255
	APÊNDICE A – SONDA GENS E ENSAIOS DE ADENSAMENTO	273
	APÊNDICE B – ANÁLISE DO ALGORITMO DO <i>SOFTWARE</i> ROCSCIENCE SETTLE3D V2.0	389
	ANEXO A – TABELA: VALORES DA FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA NORMAL.....	407
	ANEXO B – INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE (JEOPROBE)..	409
	ANEXO C - NORMA COLOMBIANA DE ENSAIO SPT	415

APÊNDICE A – SONDAGENS E ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Considerações gerais

Nos ensaios de adensamento foi utilizado o critério de Taylor (1948) para determinação do c_v , a partir do t_{90} , em vez do método de Casagrande (1938) a partir do t_{50} . Esse valor é apresentado como c_{v-EDO} . Em cada ensaio, o laboratorista do empreiteiro utilizou o método de Casagrande (1936) para determinação da tensão de pré-adensamento, apresentada como σ'_{a-CG} . Foi também calculada a tensão de pré-adensamento pelo método de Pacheco Silva (1970), indicada por σ'_{a-PS} , preferida em relação à anterior.

Foram utilizados três critérios de avaliação da qualidade dos ensaios disponíveis na Literatura Técnica: Lunne et al. (1997), Coutinho et al. (1998) e Futai (2010). O primeiro adota o índice $\Delta e/e_0$, o segundo adota ε_{v0} e o último é uma sugestão baseada na relação entre o índice de vazios uniformizado e a razão de tensões verticais, a partir da tensão de pré-adensamento ($ID \times (e_y - e)/e_y$).

Os perfis de solo foram considerados de forma simplista e certamente podem ser criticados, dado que a interpretação é subjetiva. De forma geral, foi considerado que:

- argilas, siltes e outros solos finos com $N_{SPT} < 4$ são classificados como “Argila muito moles”; e
- solos com descrições de matéria orgânica são classificados como “Turfa”.

As amostras identificadas como 34C, 35C, 36C, 37C, 41C, 42C, 43C e 46C não puderam ser ensaiadas para interpretação.

O valor de c_v a partir do ensaio de CPTU foi obtido diretamente do resultado do ensaio conforme apresentado pelo executor. Sabe-se que o valor final do c_v depende da interpretação e que a interpretação do executor do ensaio não está perfeita.

A letra do código do ensaio indica o executor da amostragem. Todos os ensaios de adensamento foram realizados pelo Consol. Quando o código termina com “N”, significa que a Nivia Engenharia coletou as amostras indeformadas. Os ensaios

realizados pela Nívia, em geral, não apresentaram coleta de amostras amolgadas para caracterização simples, que é apresentada nos Quadros.

As amostras 04C, 08N, 31N, 33C, 40C, 45C e 47C apresentaram tensão de pré-adensamento inferior à tensão efetiva vertical, o que é inconsistente e pode ser indicativo do amolgamento excessivo das amostras, porque o mesmo não ocorreu nas amostras de qualidade Regular ou superior. Nesses casos, foi adotado que o solo é normalmente adensado, com $OCR = 1$.

Há duplicidade de identificação da sondagem SP-240 nas estacas PR 102+720 e 102+960. No segundo caso foi adotada a identificação SP-240*. Foram identificados três ensaios de adensamento desacompanhados de sondagens, a saber, dois ensaios no PR 101+700 e um ensaio no PR 102+580.

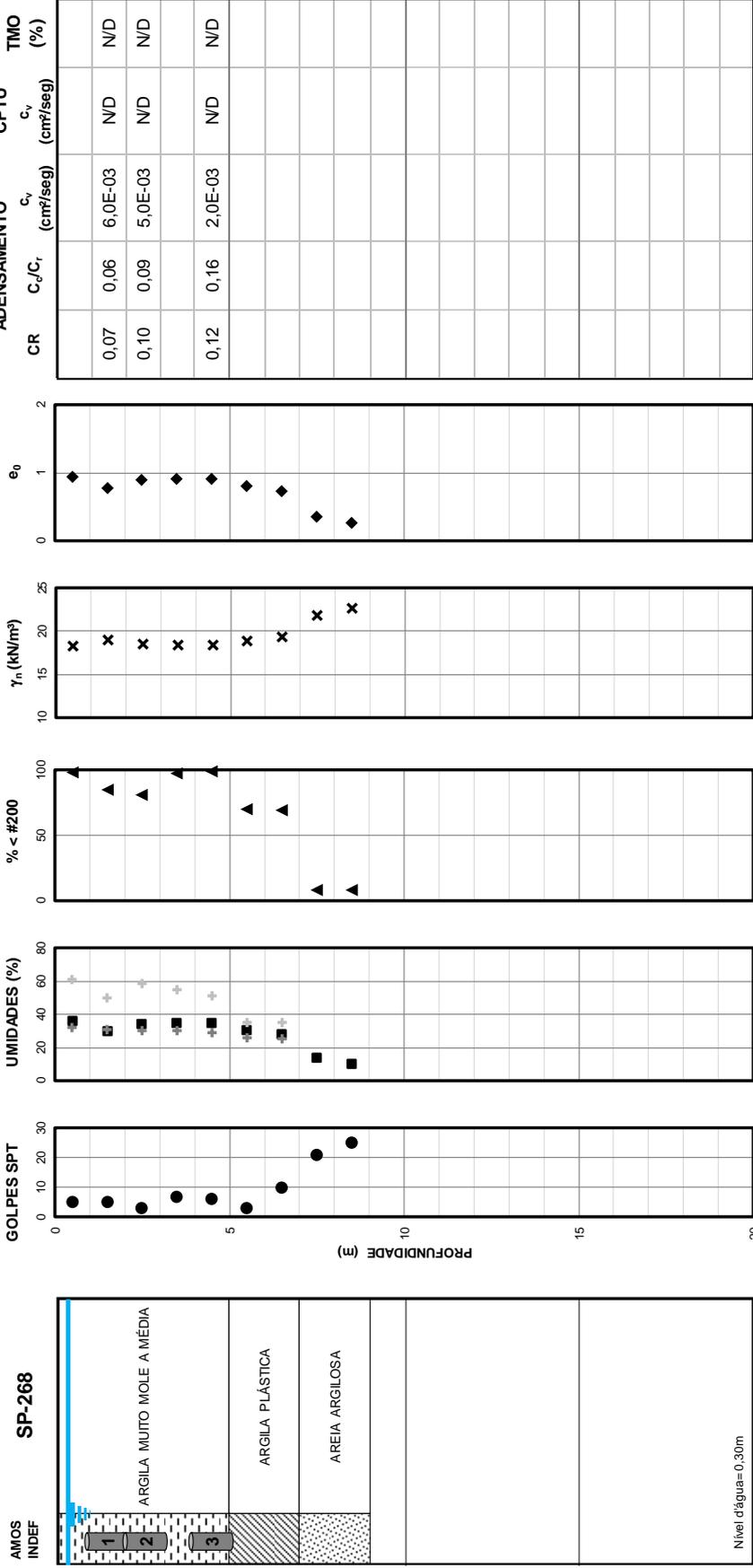
Nenhum dos ensaios de adensamento está acompanhado de bateria de ensaios de caracterização completa da amostra, a saber: granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de Atterberg, peso específico e teor de matéria orgânica. Somente alguns dos ensaios de CPTU foram realizados onde havia informação de ensaios de adensamento, o que tornaria possível a comparação entre o c_v obtido em laboratório e no campo.

Todos os dados foram inseridos manualmente e revisados, o que não os exime de erros de digitação.

DADOS GERAIS

DATA: 03/09/13
 SONDAGEM: SP-268
 ESTACA: 68+660

HITO: 4
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 3



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
03/09/2013	SP-268	68+680	4	N/A	0,30	5,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,00	50	19,10	85,10

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	2	Boa a Razo	Muito Boa	a Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
34,9	98,6	N/D	N/D	N/D	N/D	18,15	25,69	13,45	0,910	19,3

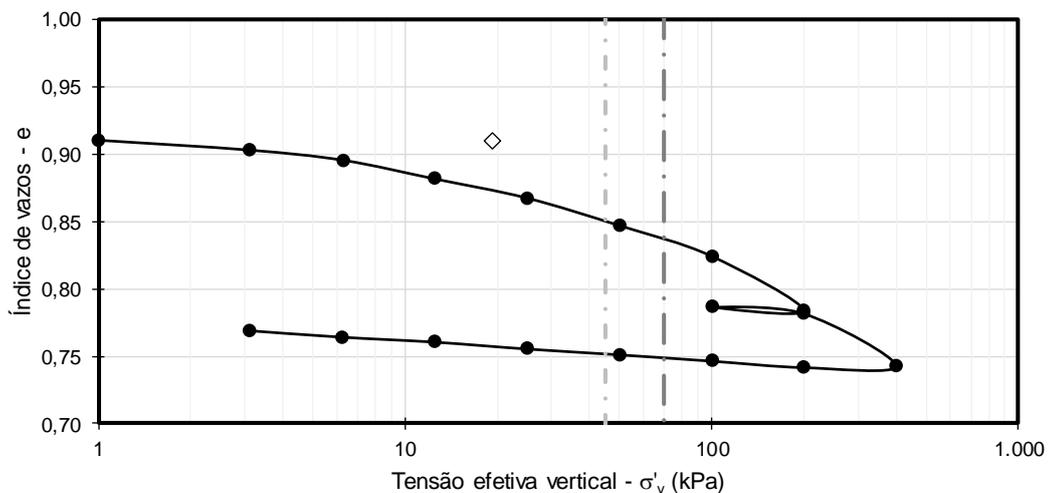
RESULTADOS DO ENSAIO

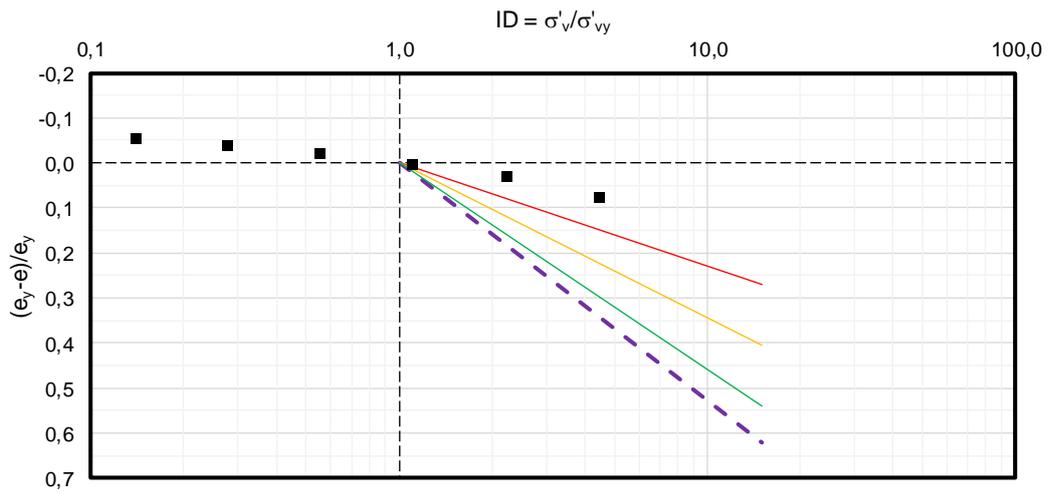
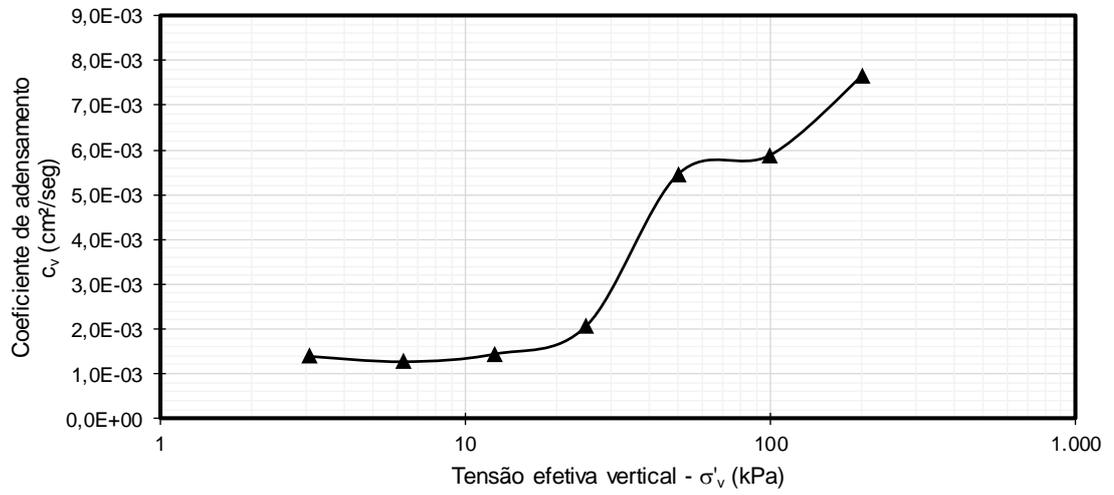
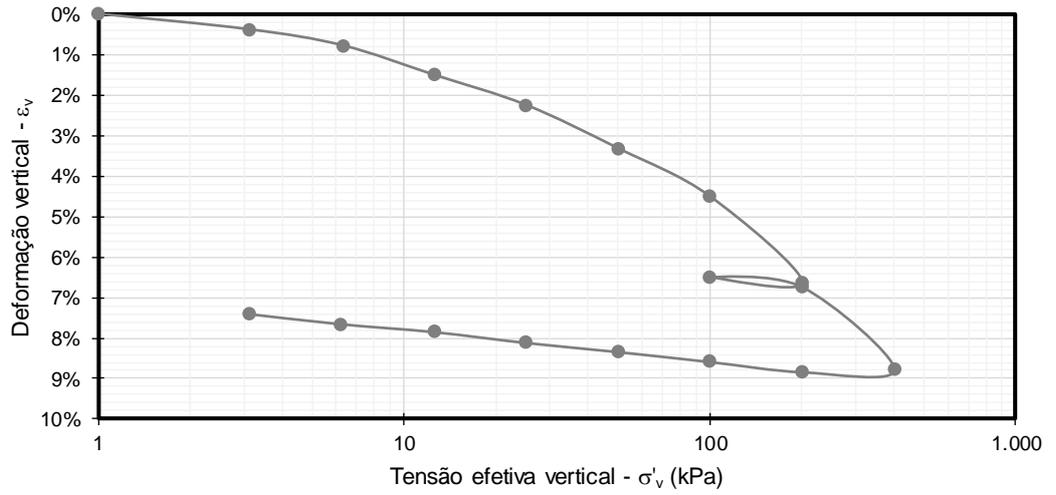
e _{v0}	σ' _a	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,875	45,0	Pacheco	2,3	0,135	0,009	0,850	0,039	0,018	6,0E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _a	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,07	25,7	0,06	2,6	70,0	:(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
03/09/2013	SP-268	68+680	4	N/A	0,30	5,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	3,00	50	19,10	81,50

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	CONSOL	2	Boa a Razo	Muito Boa	a Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
35,4	97,7	N/D	N/D	N/D	N/D	17,93	25,47	13,24	0,924	26,8

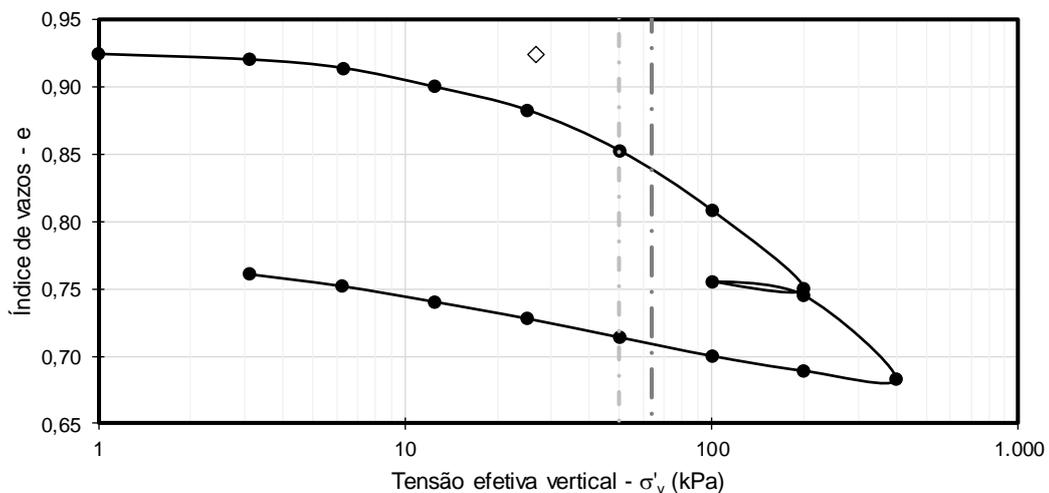
RESULTADOS DO ENSAIO

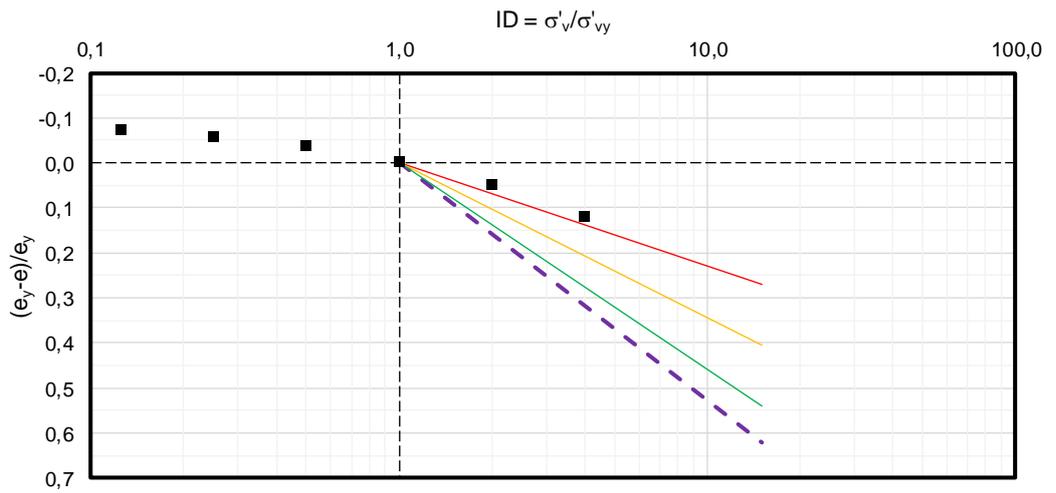
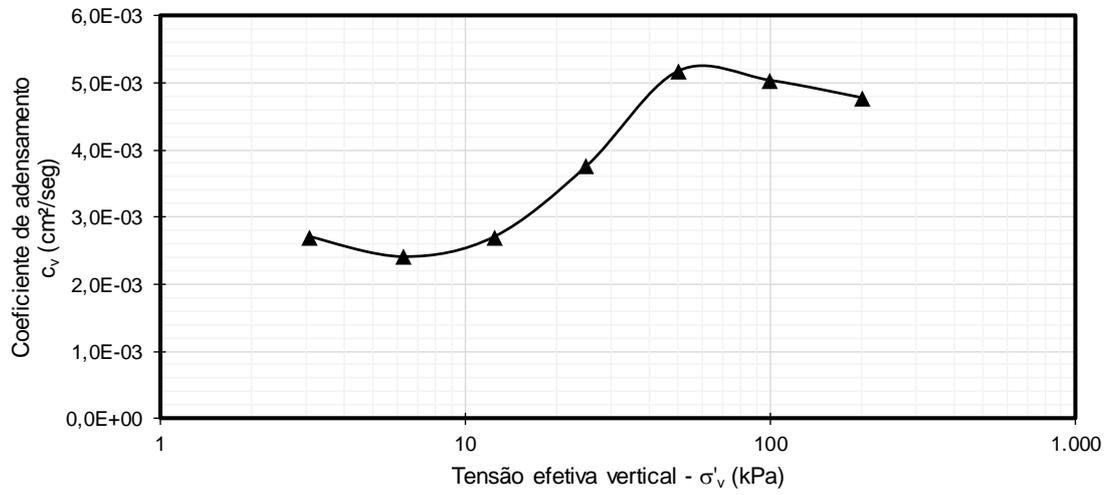
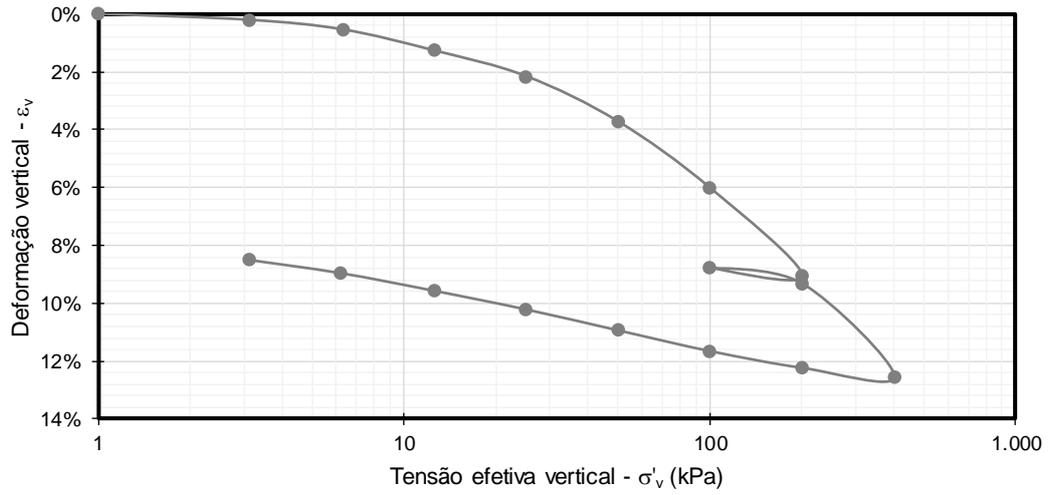
e _{v0}	σ' _a	Método	σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método	C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]	-
0,875	50,0	Pacheco	1,9	0,194	0,018	0,850	0,053	0,025	5,0E-03	Taylor		

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _a	Método	σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]	-
0,10	23,2	0,09	2,6	64,0	(CONSOL)	

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
03/09/2013	SP-268	68+680	4	N/A	0,30	5,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	5,00	50	19,10	99,60

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
3	MSL-24	CONSOL	2	Pobre	Regular a P	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
36,3	97,1	N/D	N/D	N/D	N/D	18,11	26,37	13,29	0,984	43,6

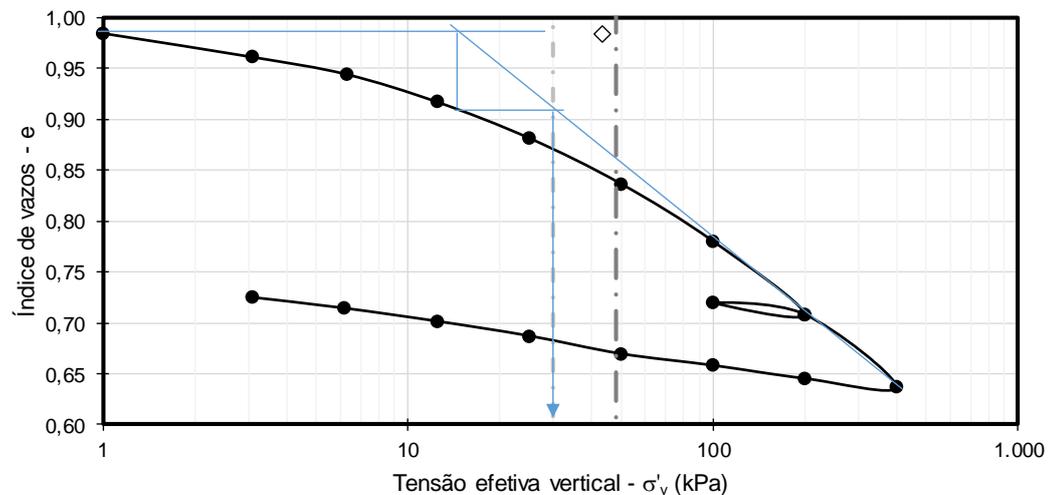
RESULTADOS DO ENSAIO

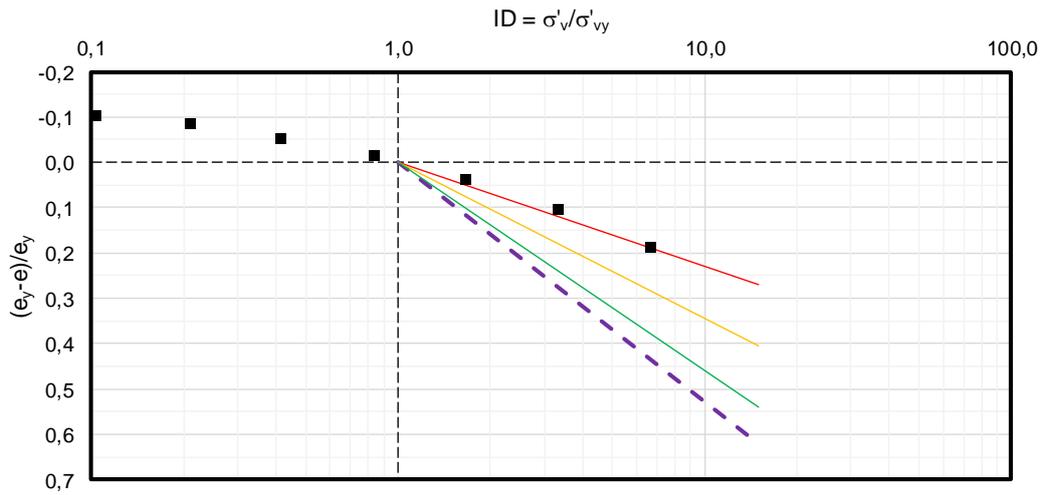
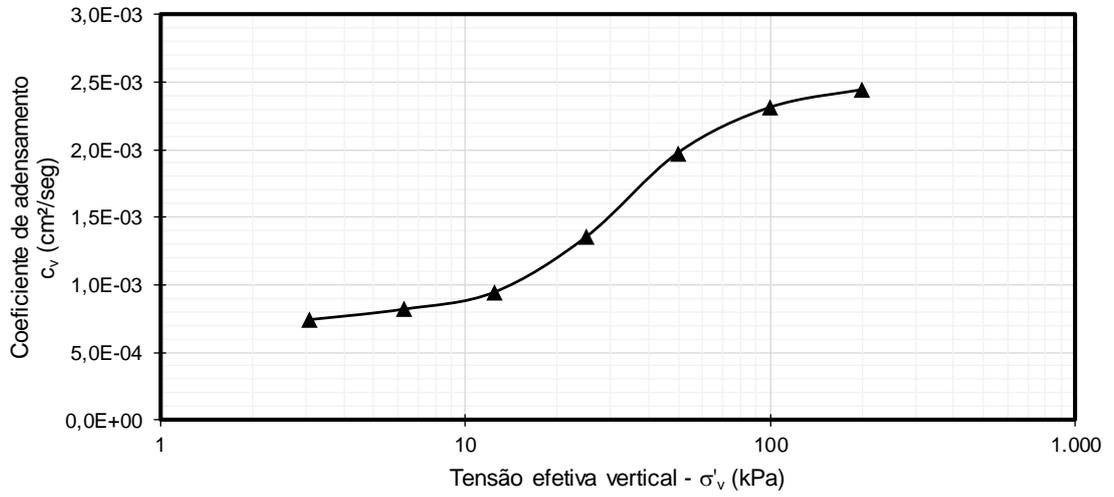
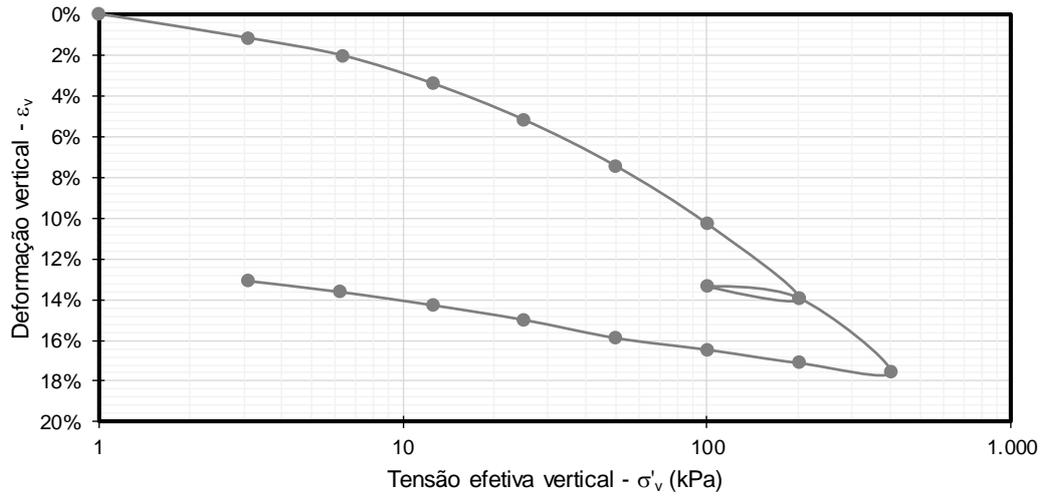
e _{v0}	σ' _a	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,850	30,0	Pacheco	1,0	0,240	0,039	0,870	0,136	0,068	2,0E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _a	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,12	-13,6	0,16	2,6	48,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

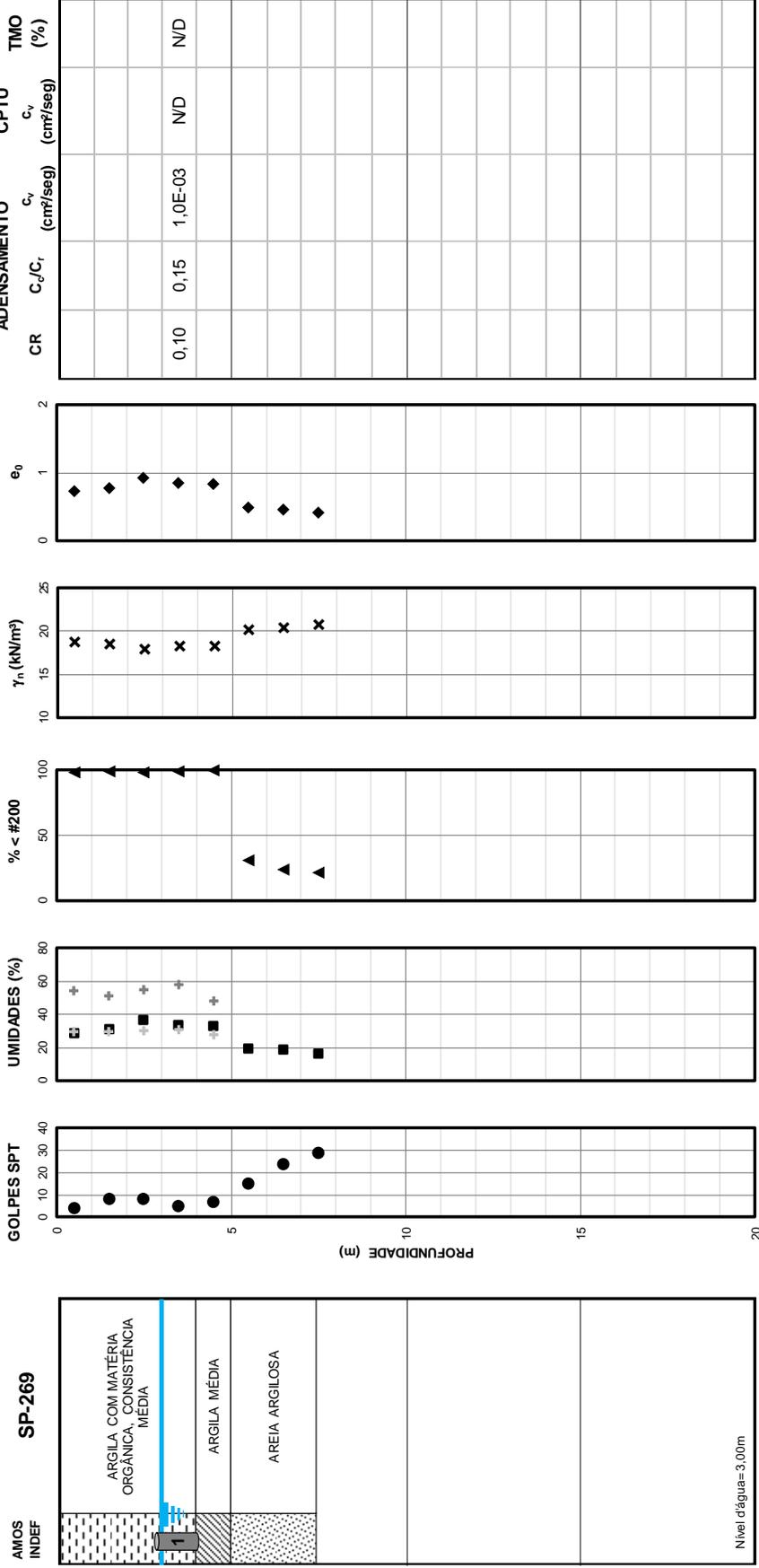




DADOS GERAIS

DATA: 04/09/13
 SONDAGEM: SP-269
 ESTACA: 68+744

HITO: 4
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
#####	SP-269	68+744	4	N/A	3,00	4,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	3,00	50	19,10	99,30

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	2	Boa a Razo	Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
36,2	99,8	N/D	N/D	N/D	N/D	17,93	25,20	13,17	0,913	53,8

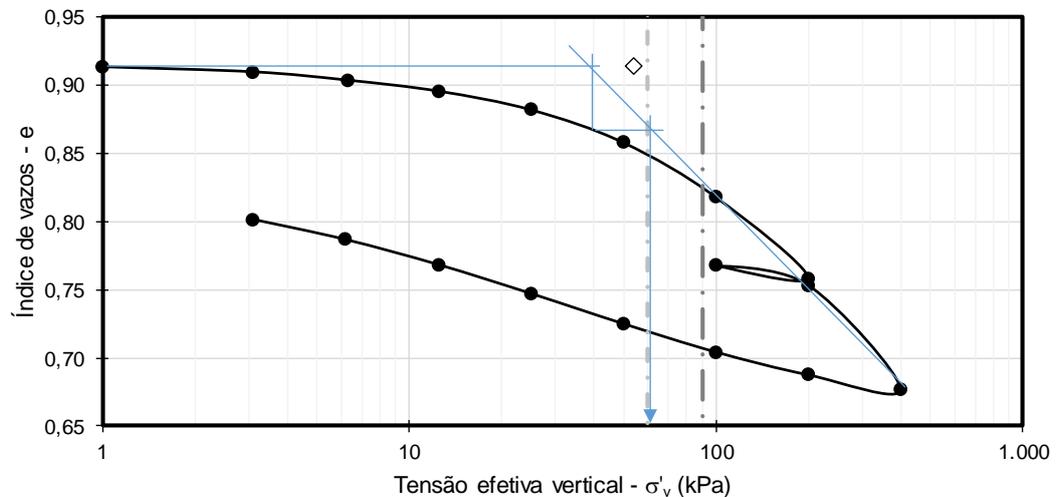
RESULTADOS DO ENSAIO

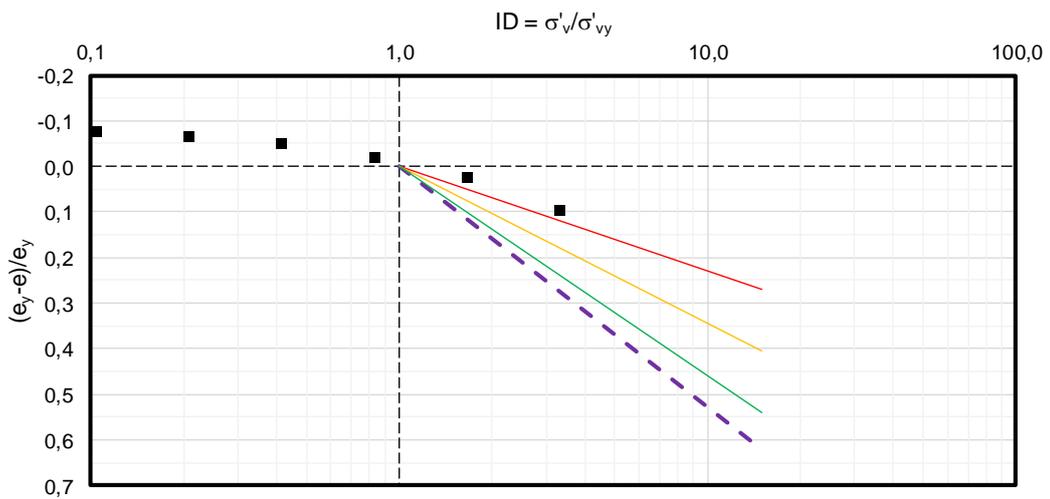
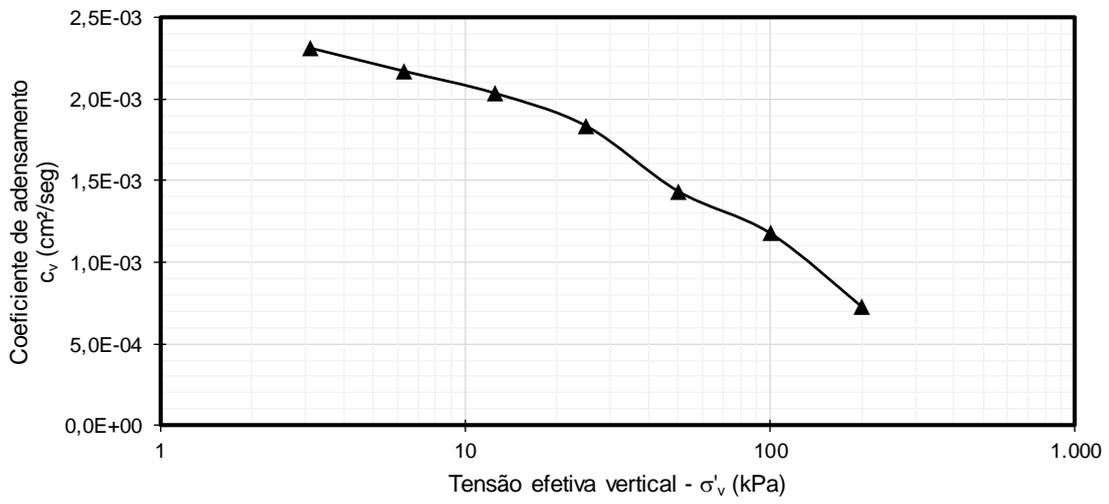
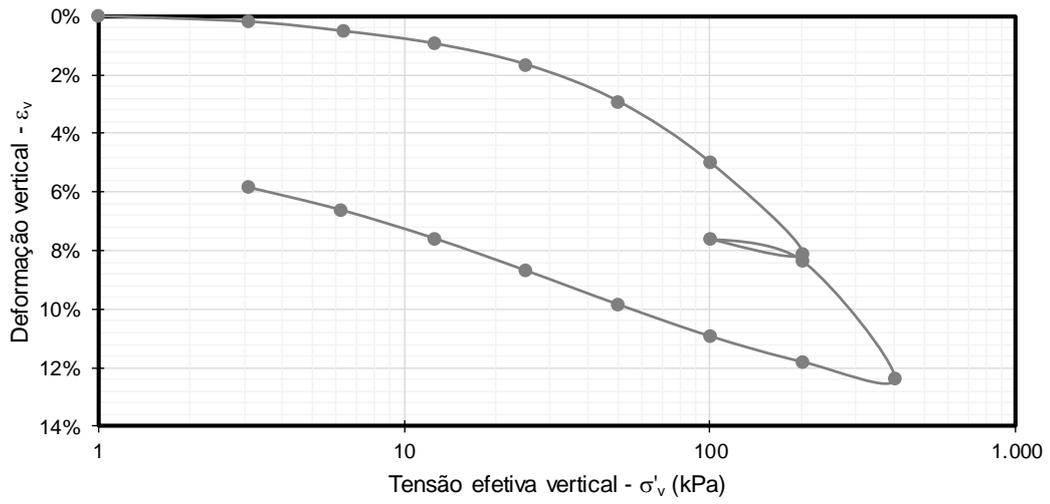
e _{v0}	σ' _a	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	c _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,850	60,0	Pacheco	1,1	0,197	0,030	0,840	0,069	0,033	1,0E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _a	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,10	6,2	0,15	2,6	90,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

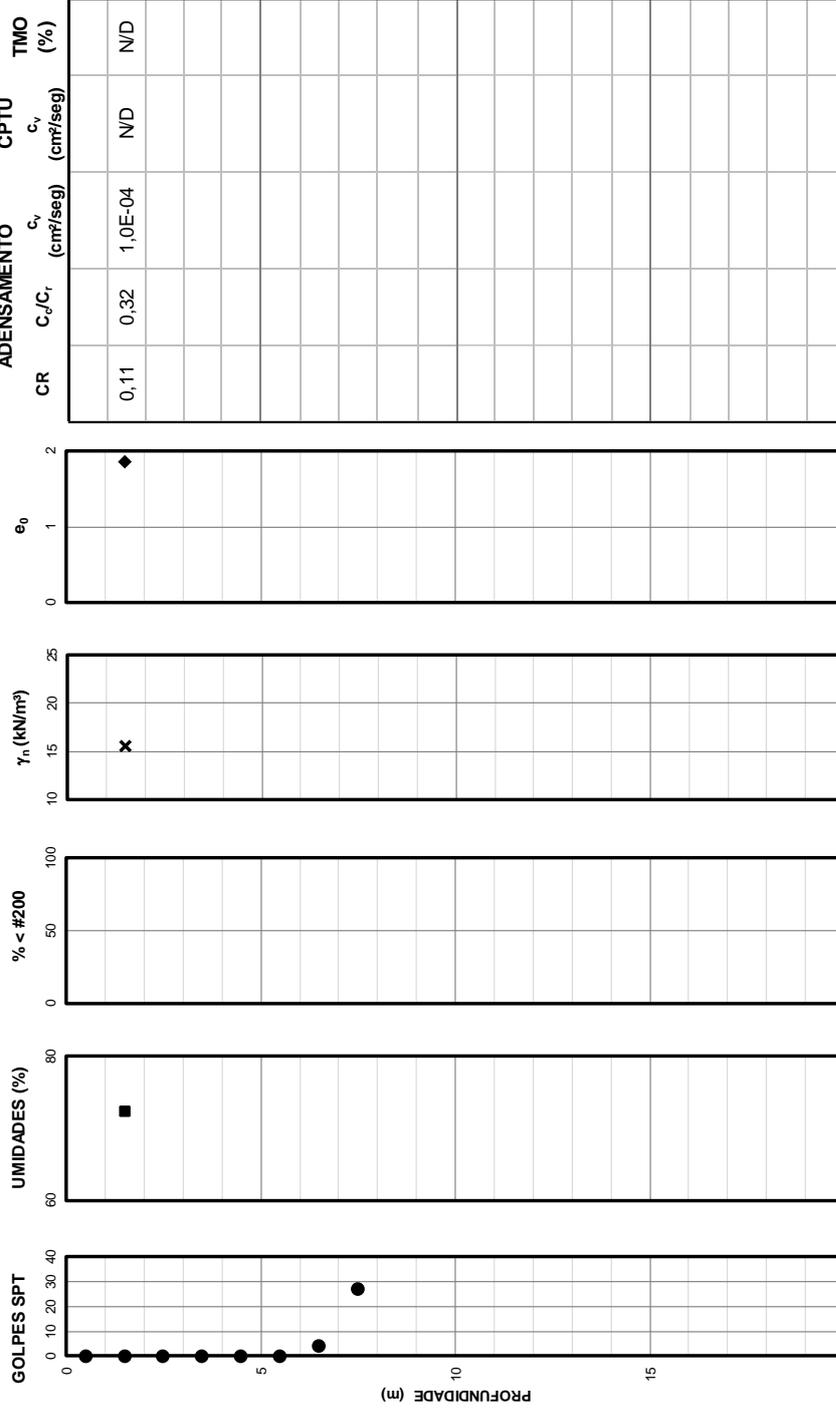
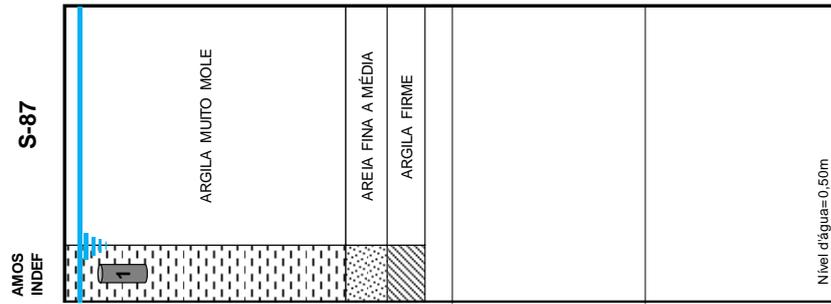




DADOS GERAIS

DATA: 01/04/13
 SONDAGEM: S-87
 ESTACA: 83+820

HITO: 6
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
01/04/2013	S-87	83+820	6	N/A	0,50	6,50

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,53	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Muito Boa	Muito Boa	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
72,4	101,7	N/D	N/D	N/D	N/D	15,68	25,80	9,10	1,835	13,7

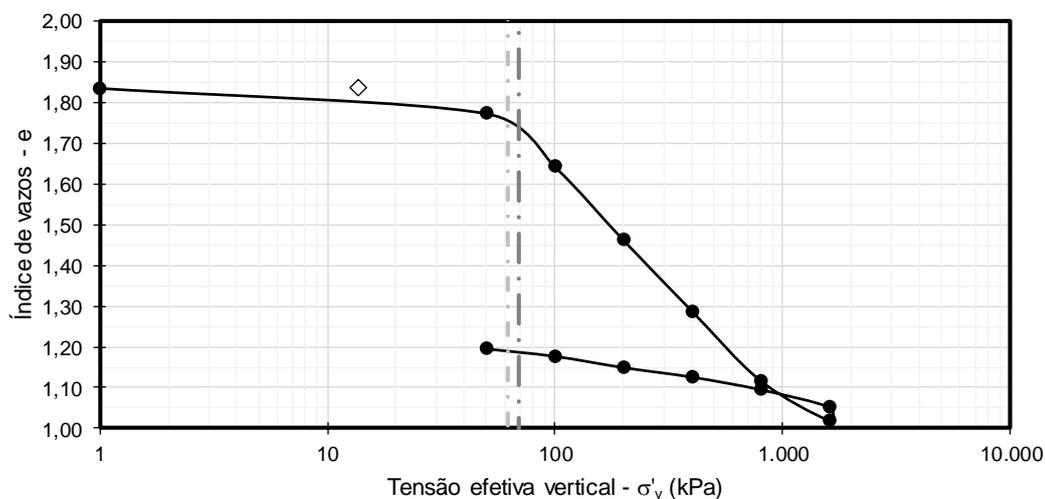
RESULTADOS DO ENSAIO

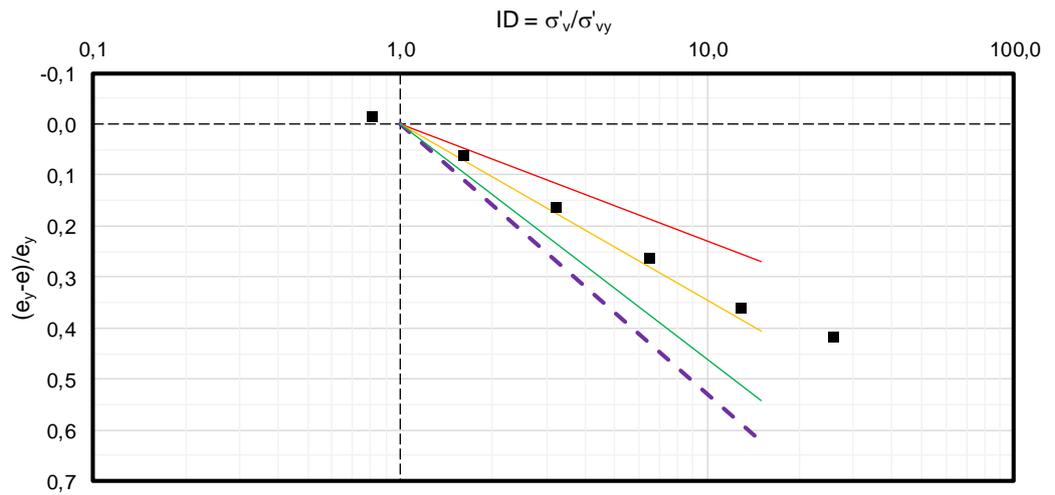
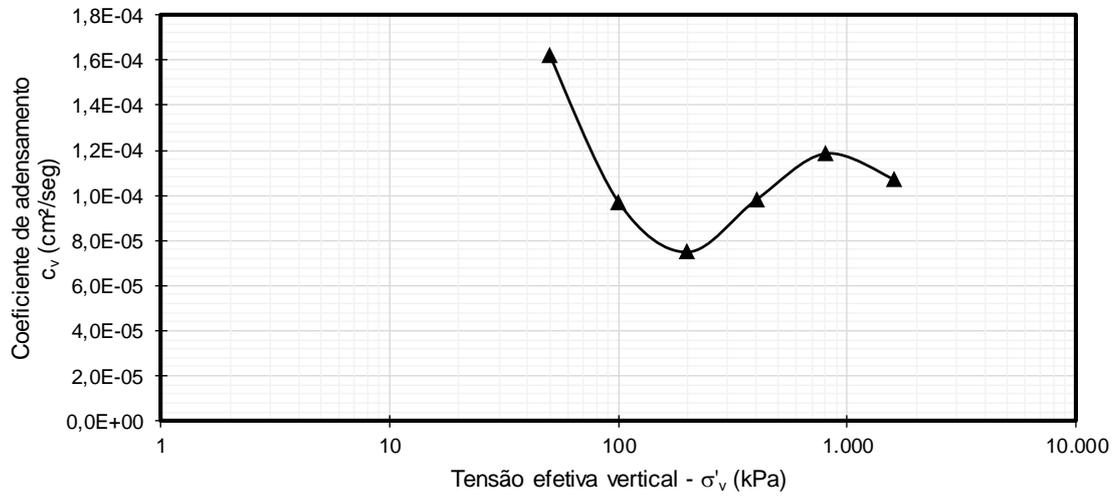
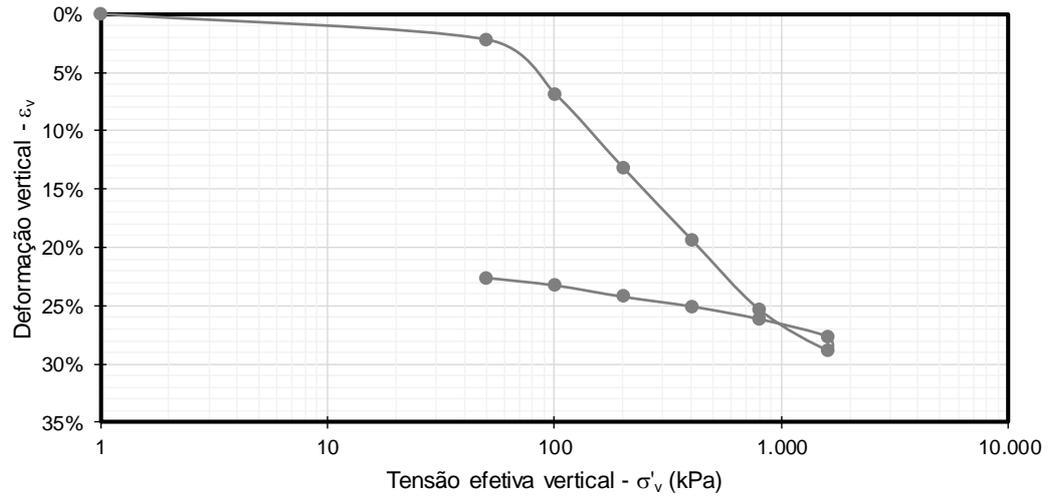
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,800	62,0	Pacheco	4,5	0,326	0,103	1,750	0,019	0,012	1,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,11	48,3	0,32	2,6	69,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

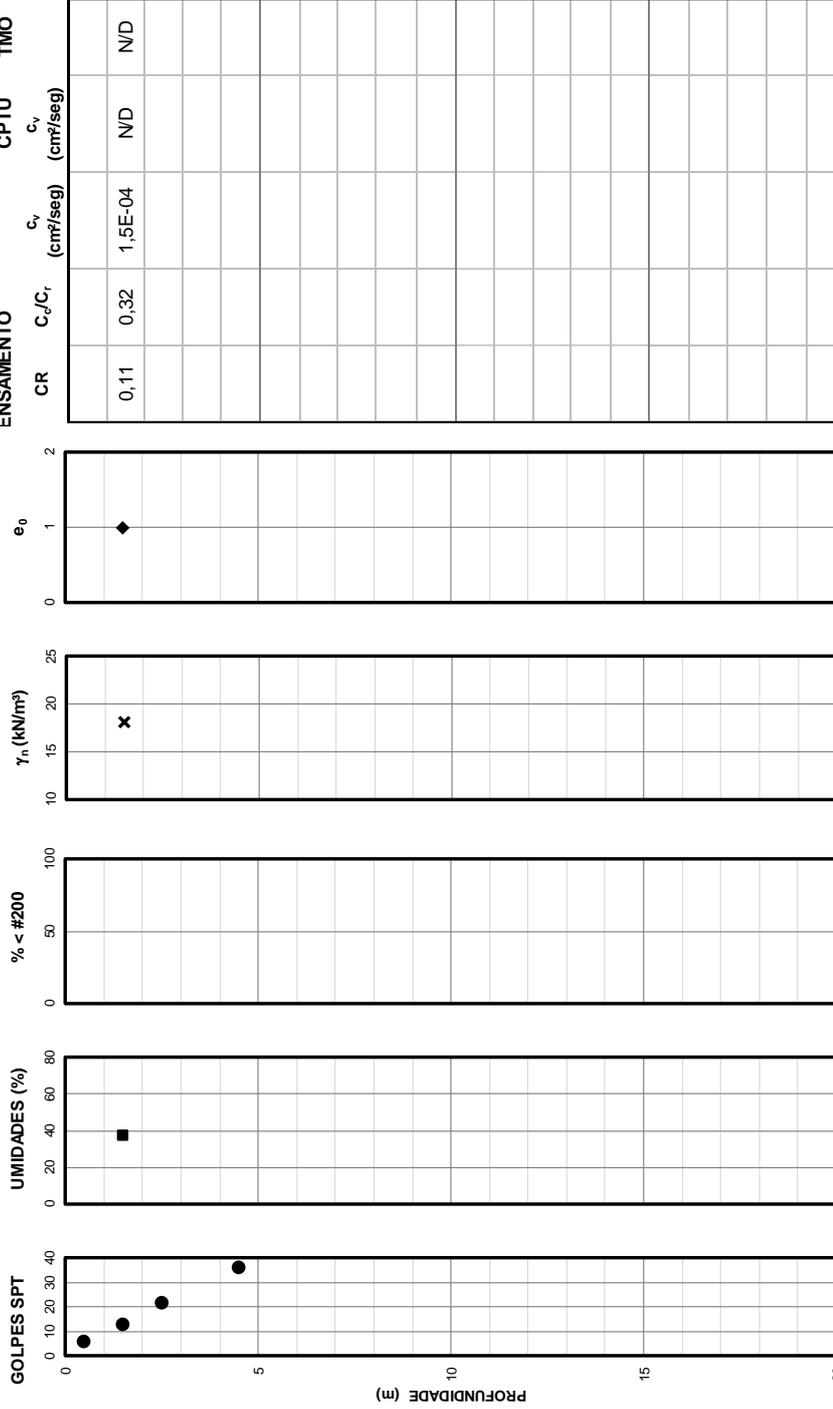
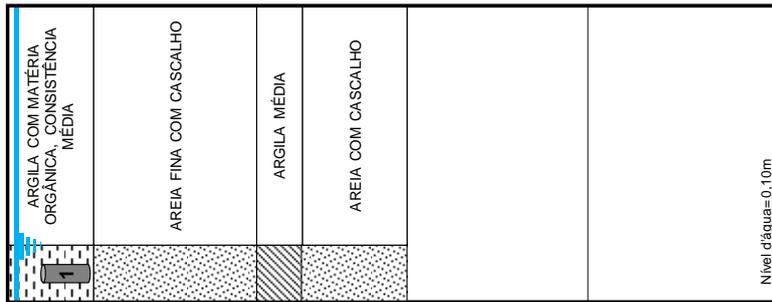




DADOS GERAIS

DATA: 03/04/13
 SONDAGEM: S-94
 ESTACA: 85+020
 HITO: 6
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1

AMOS S-94



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
03/04/2013	S-94	85+020	6	N/A	0,10	2,20

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,38	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Muito Boa	ε Pésima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	-	(kPa)
37,8	91,5	N/D	N/D	N/D	N/D	17,28	26,00	12,54	1,073	11,0

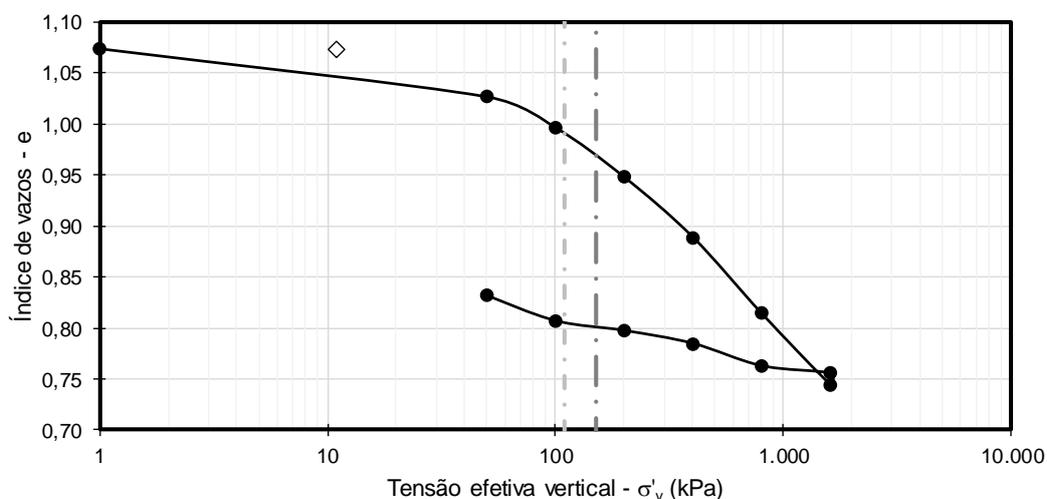
RESULTADOS DO ENSAIO

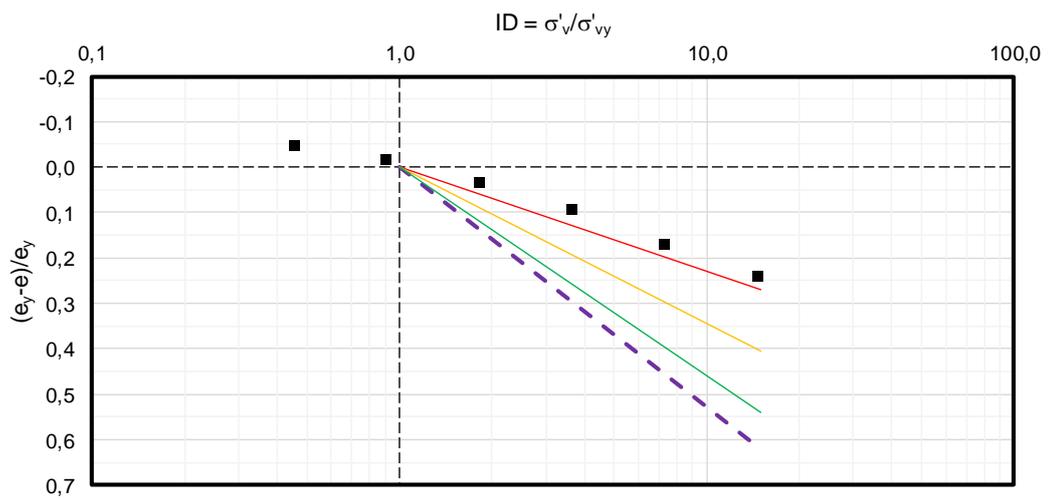
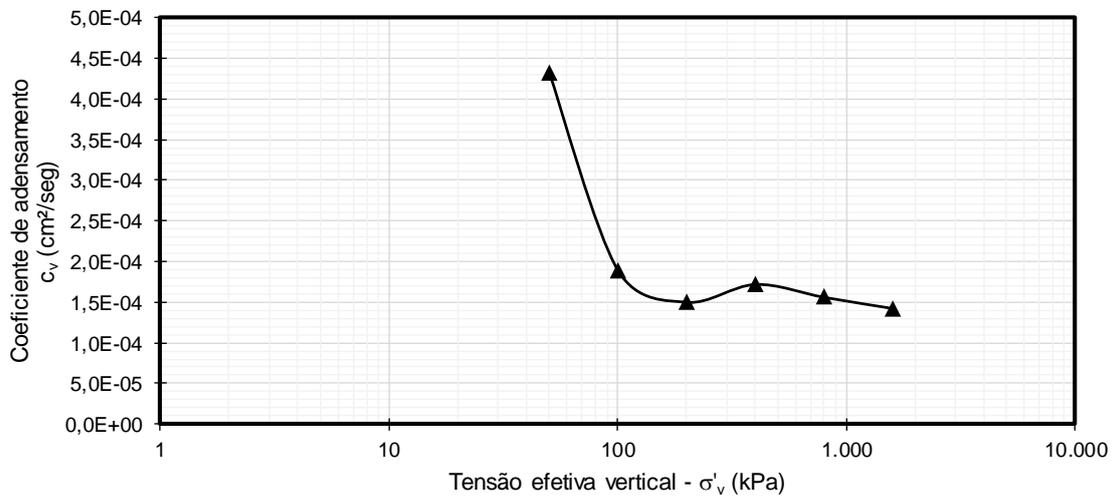
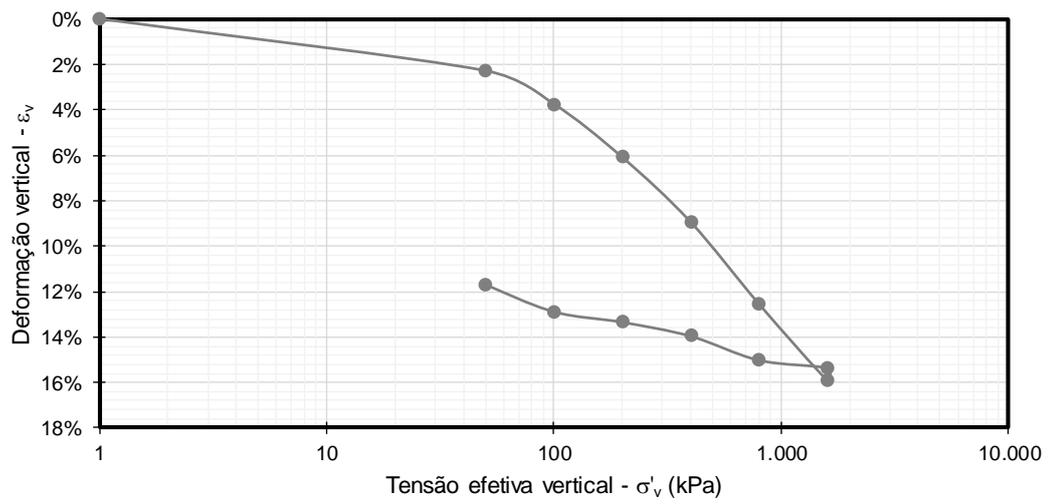
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm²/seg)	[Texto]
1,040	110,0	Pacheco	10,0	0,231	0,073	0,980	0,031	0,016	1,5E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,11	99,0	0,32	2,6	150,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

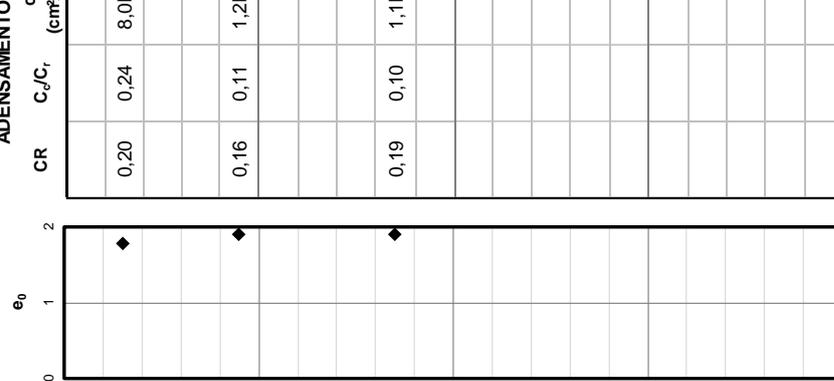
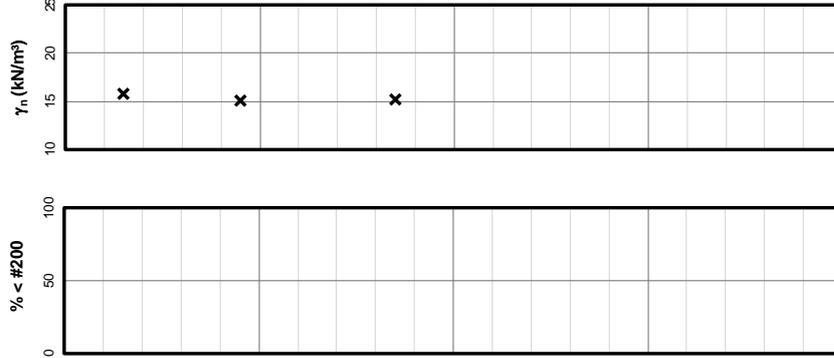
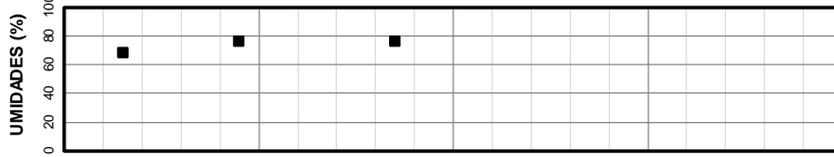
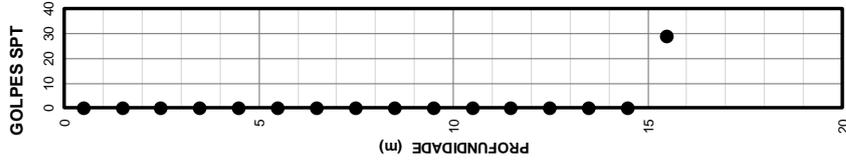
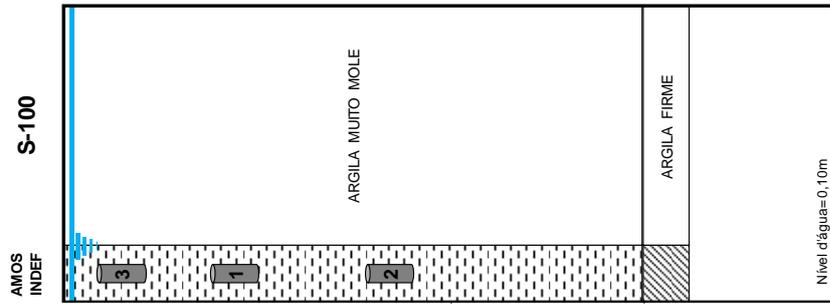




DADOS GERAIS

DATA: 04/04/13
 SONDAGEM: S-100
 ESTACA: 85+380

HITO: 7
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 2



CR	ADENSAMENTO		CPTU c _v (cm ² /seg)	TMO (%)
	C _v /C _i	C _v (cm ² /seg)		
0,20	0,24	8,0E-05	N/D	N/D
0,16	0,11	1,2E-04	N/D	N/D
0,19	0,10	1,1E-04	N/D	N/D

DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
#####	S-100	85+380	7	N/A	0,10	14,85

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,00	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Pobre	Regular a P Má Qualidade	

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
76,5	98,7	N/D	N/D	N/D	N/D	14,99	24,85	8,49	1,927	21,0

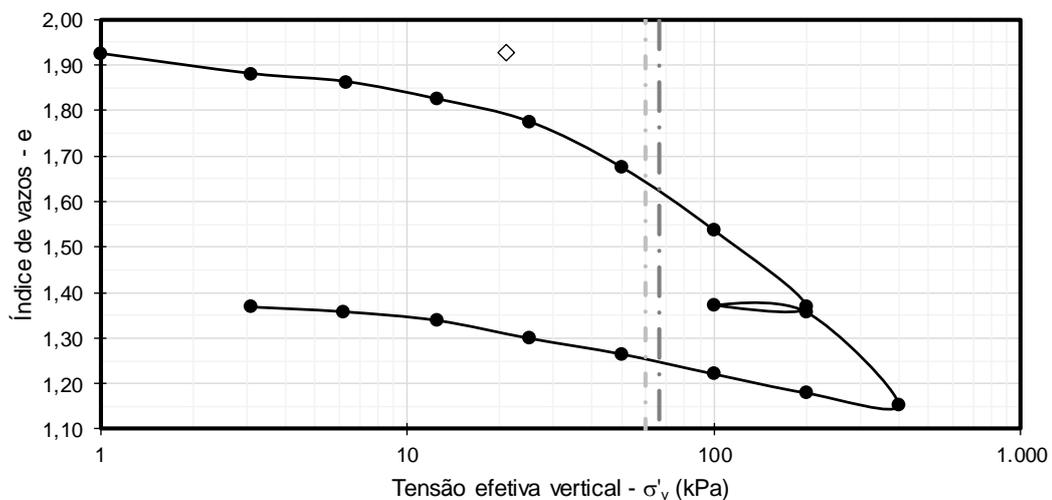
RESULTADOS DO ENSAIO

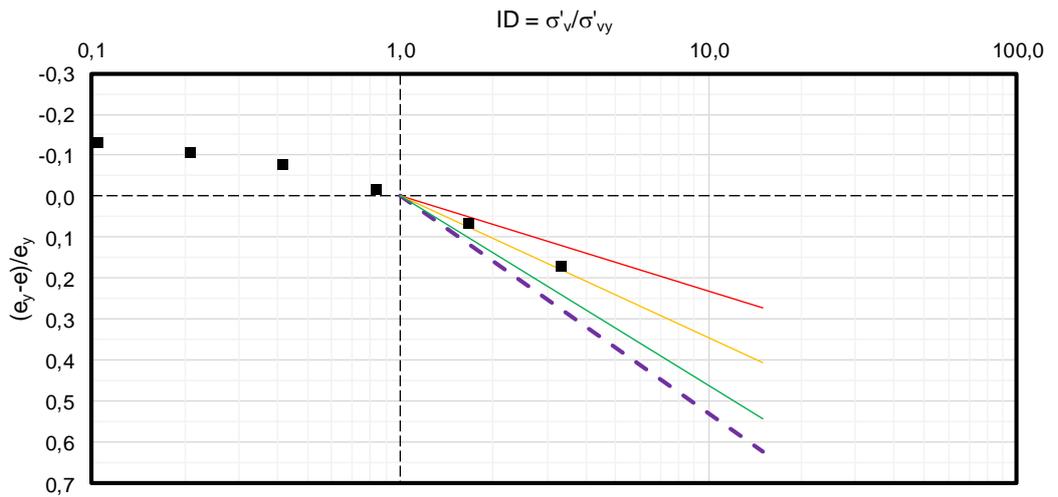
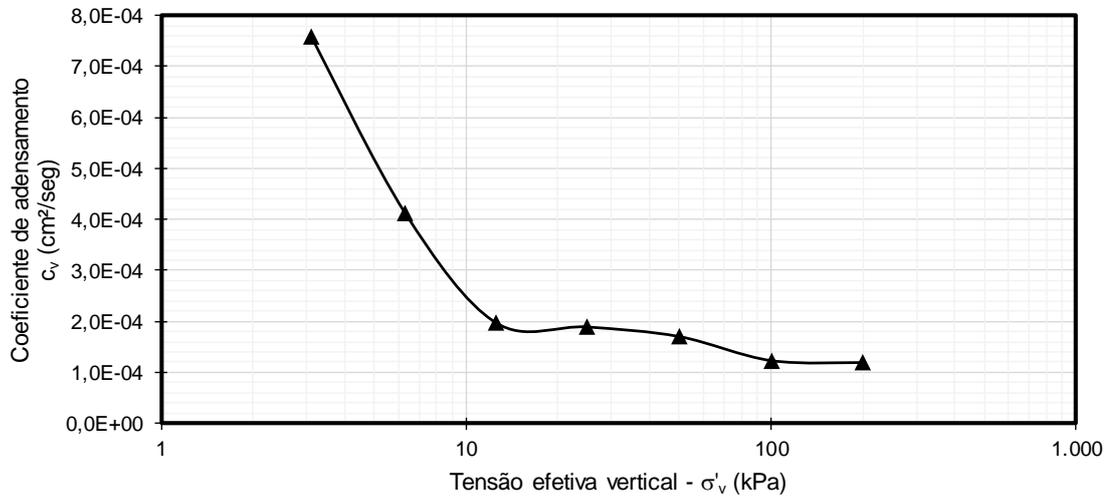
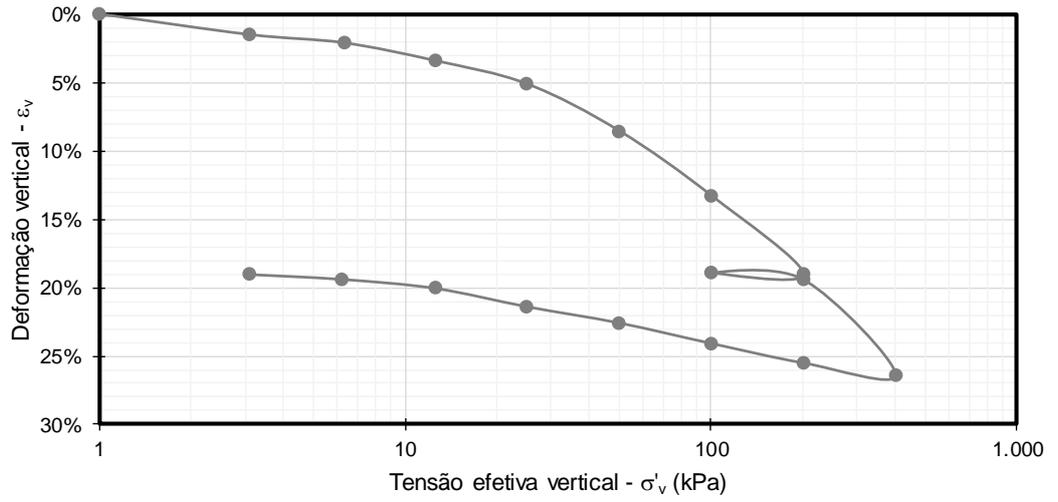
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,800	60,0	Pacheco	2,9	0,460	0,049	1,650	0,066	0,043	1,2E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,16	39,0	0,11	2,6	66,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
04/04/2013	S-100	85+380	7	N/A	0,10	14,85

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	8,00	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	NIVIA	0	Pobre	Pobre	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
76,5	98,4	N/D	N/D	N/D	N/D	14,99	25,00	8,49	1,945	40,9

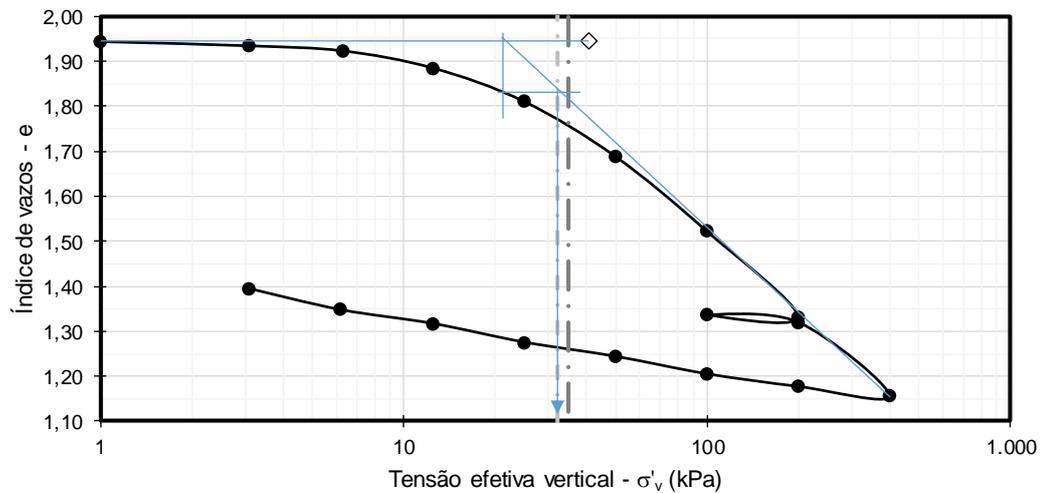
RESULTADOS DO ENSAIO

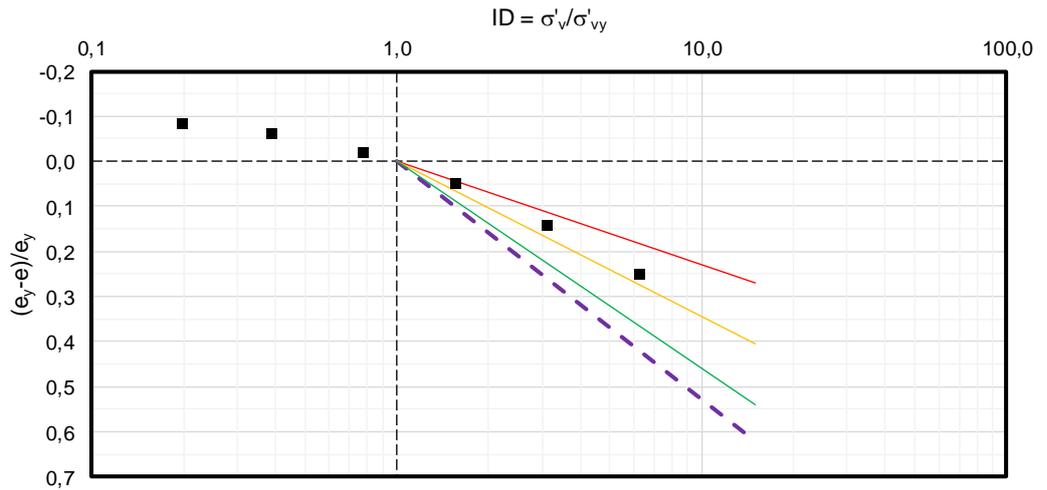
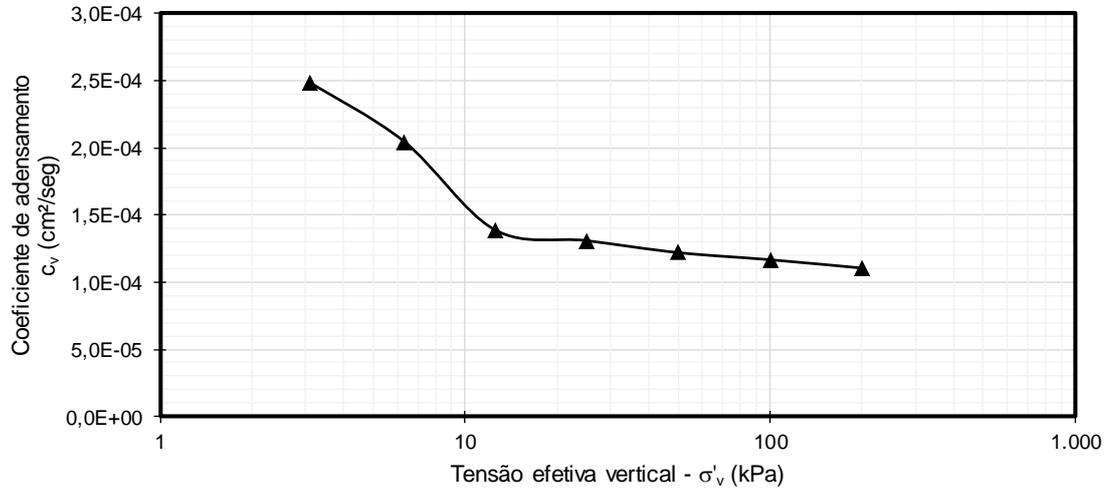
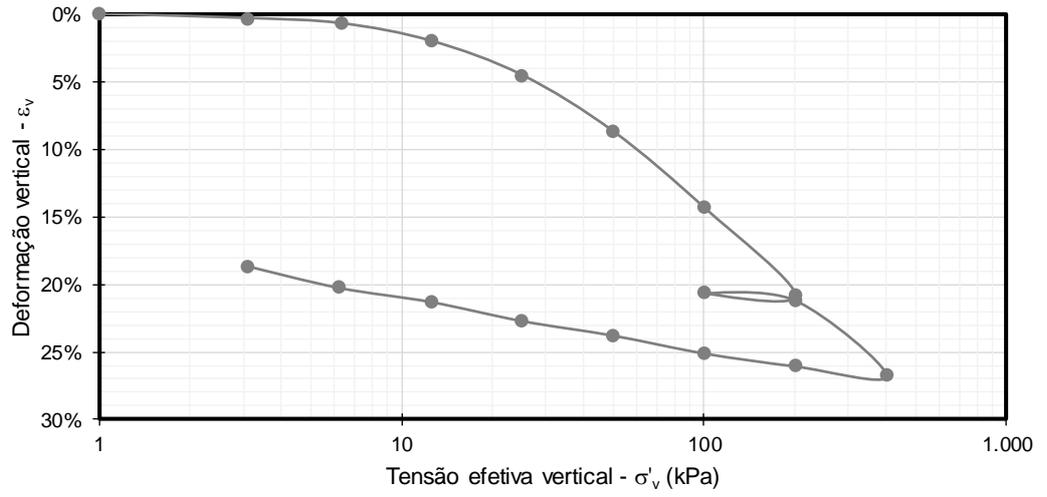
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método	σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método	c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]	-
1,725	32,0	Pacheco	1,0	0,551	0,053	1,775	0,113	0,075	1,1E-04	Taylor		

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método	σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]	-
0,19	-8,9	0,10	2,6	35,0	(CONSOL)	

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
04/04/2013	S-100	85+380	7	N/A	0,10	14,85

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,65	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
3	MSL-24	NIVIA	0	Muito Boa a	Muito Boa a	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
68,6	116	N/D	N/D	N/D	N/D	17,28	26,00	10,24	1,539	13,0

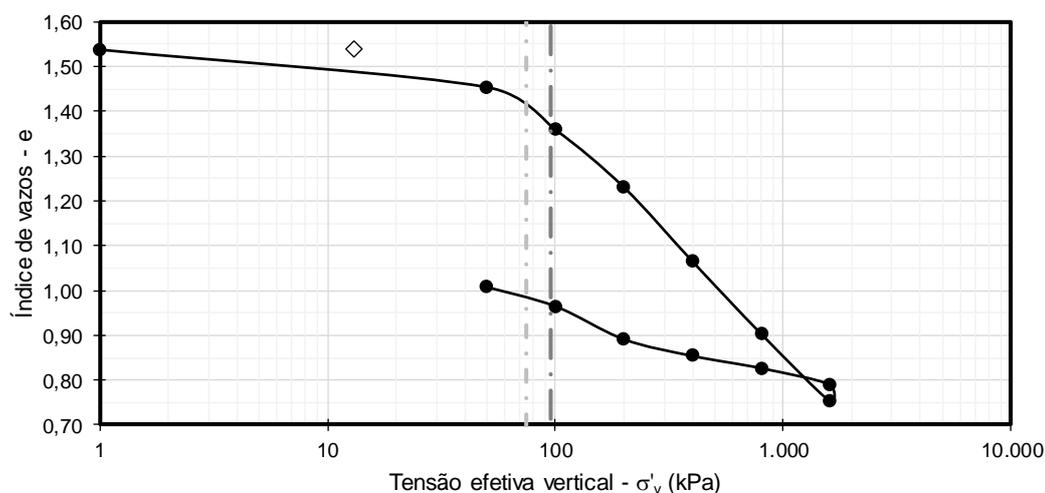
RESULTADOS DO ENSAIO

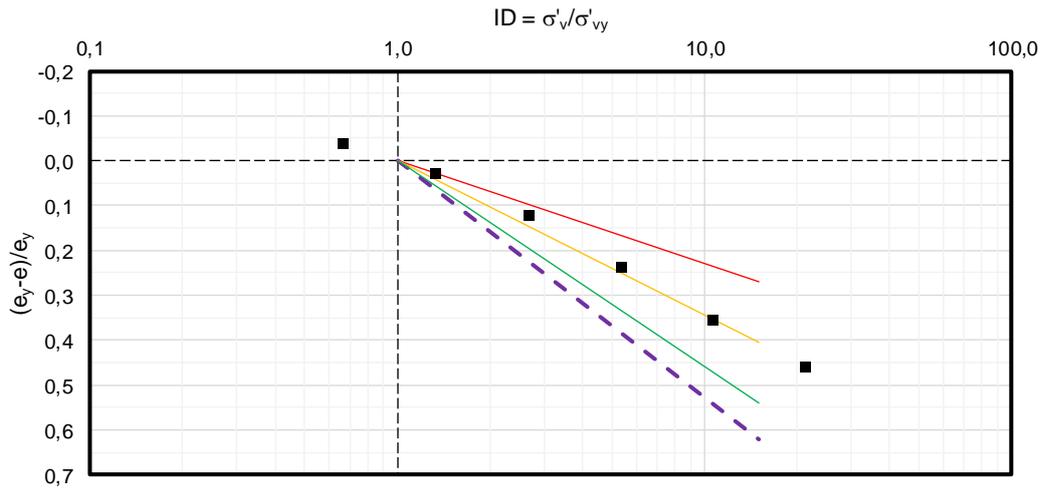
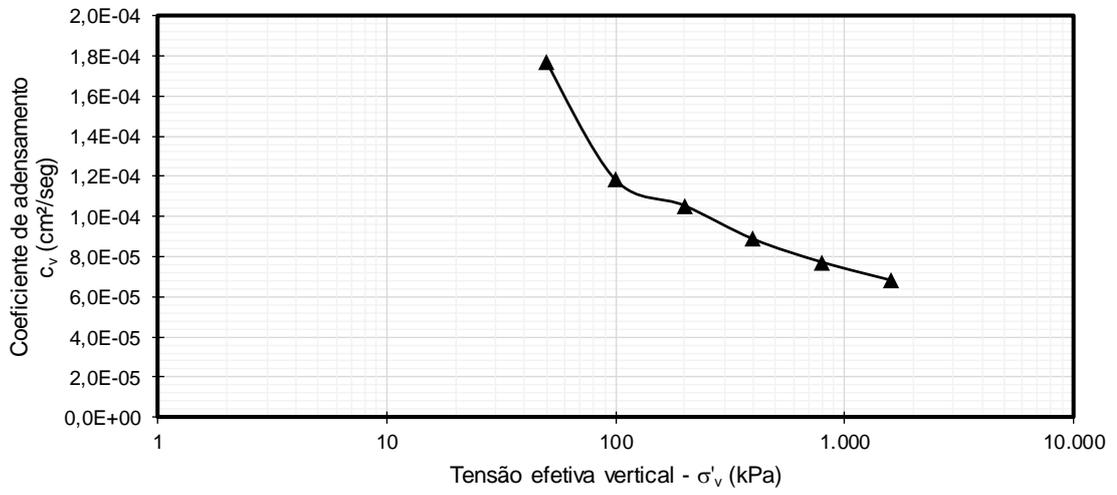
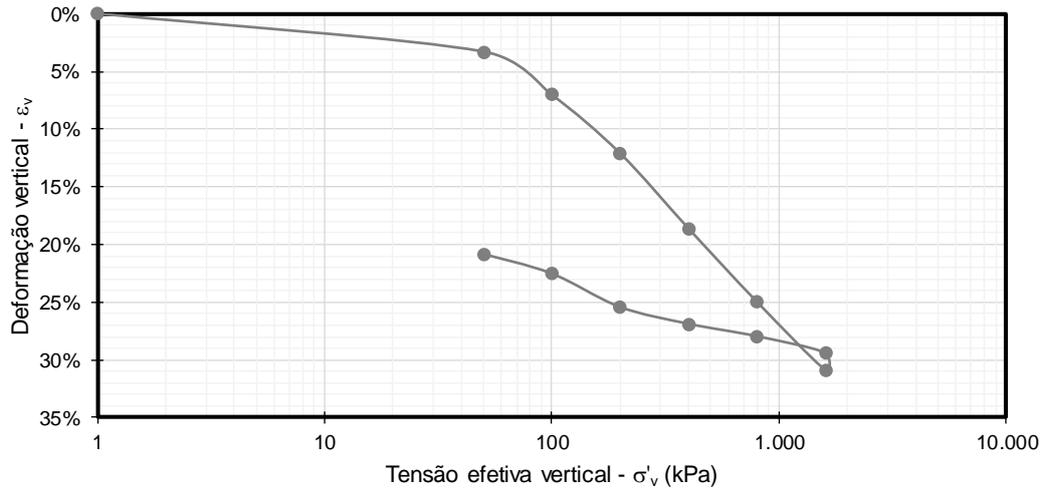
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,500	75,0	Pacheco	5,8	0,499	0,121	1,400	0,025	0,015	8,0E-05	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,20	62,0	0,24	2,6	96,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

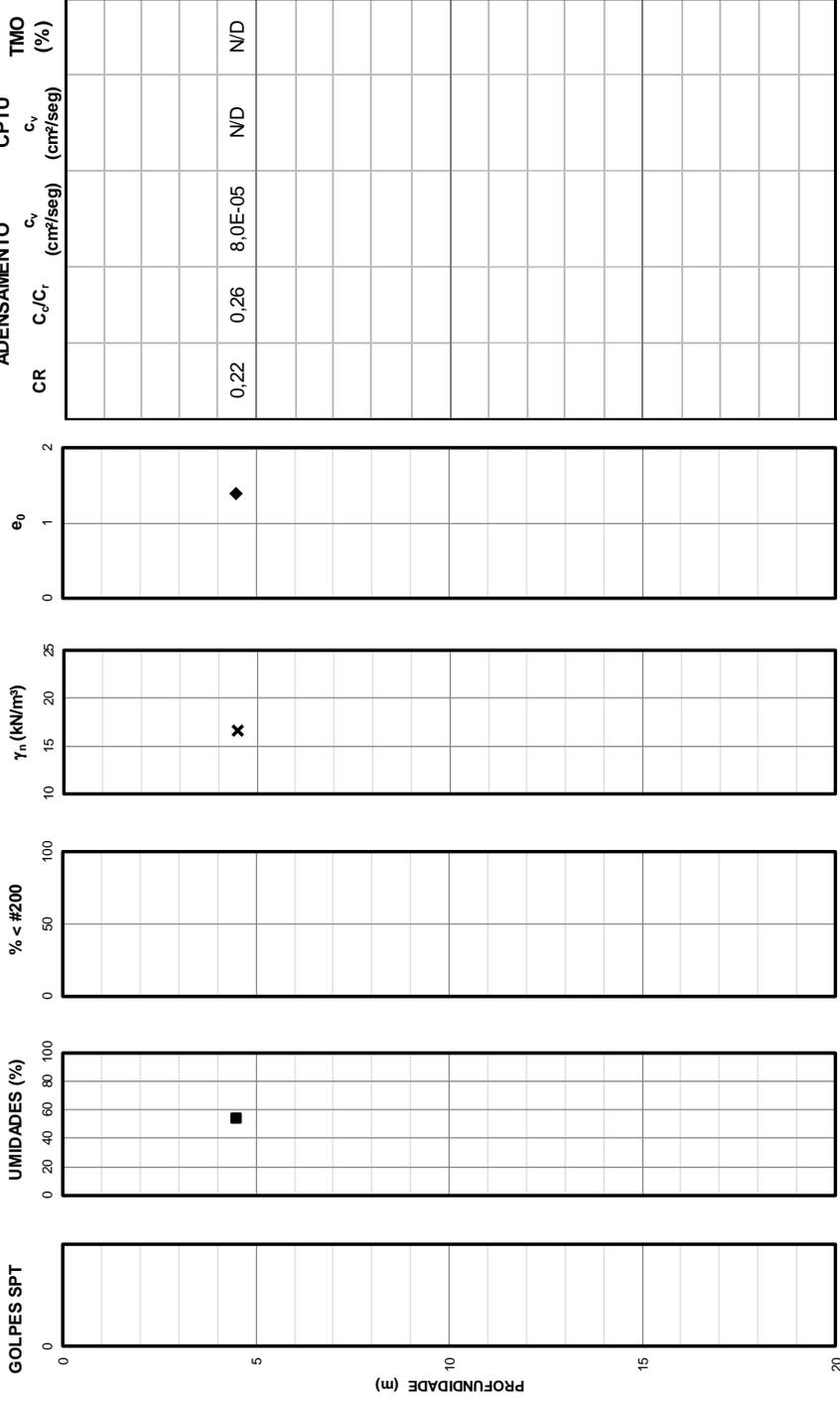
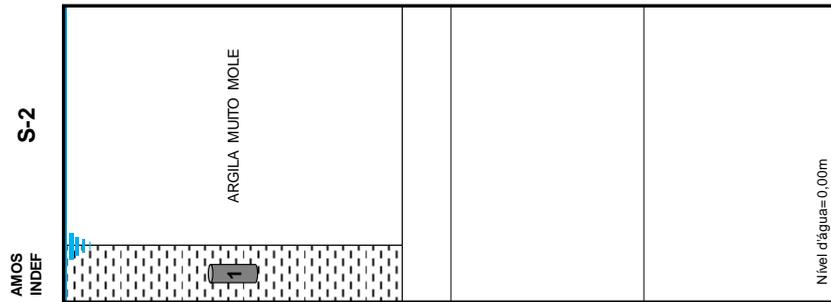




DADOS GERAIS

DATA: 15/05/13
 SONDAGEM: S-2
 ESTACA: 85+380

HITO: 7
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
15/05/2013	S-2	85+380	7	N/A	0,00	14,85

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,35	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Boa	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
53,9	89,6	N/D	N/D	N/D	N/D	15,56	25,80	10,11	1,552	24,2

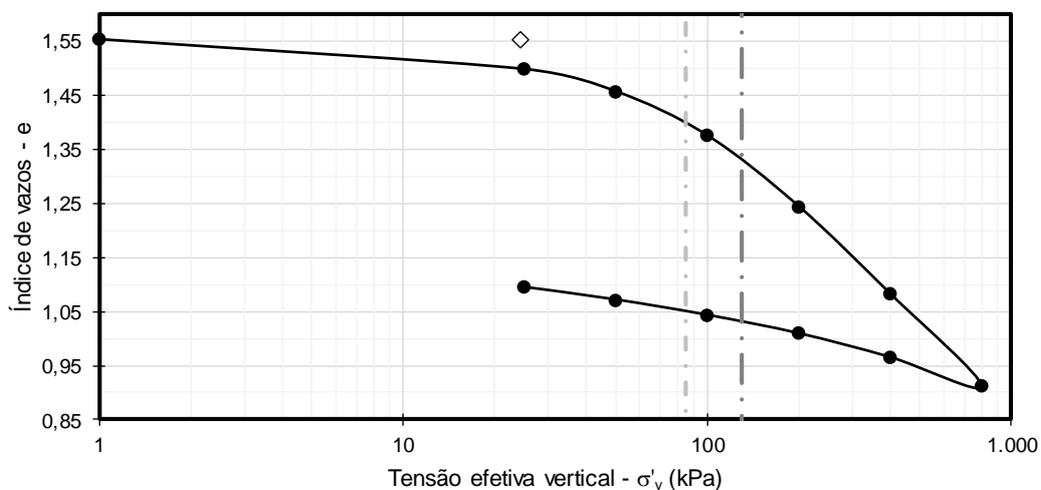
RESULTADOS DO ENSAIO

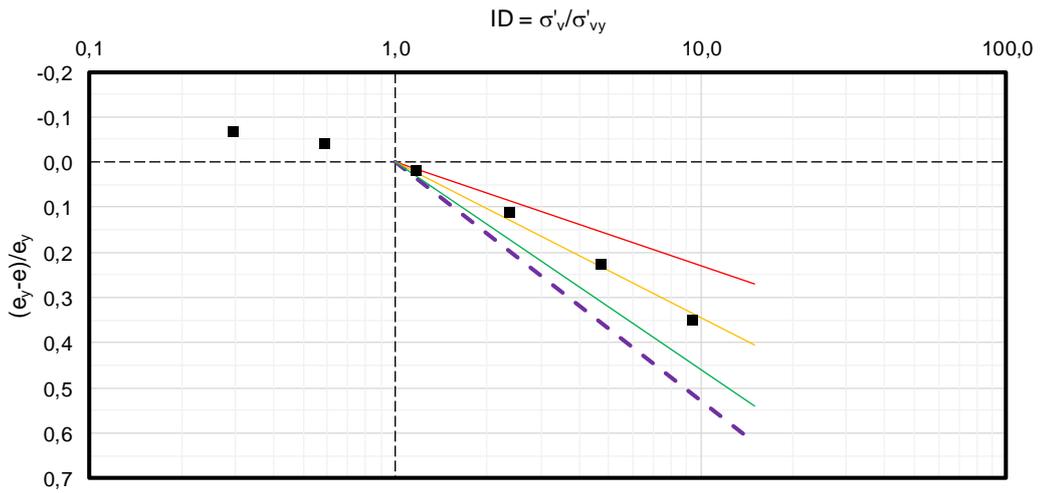
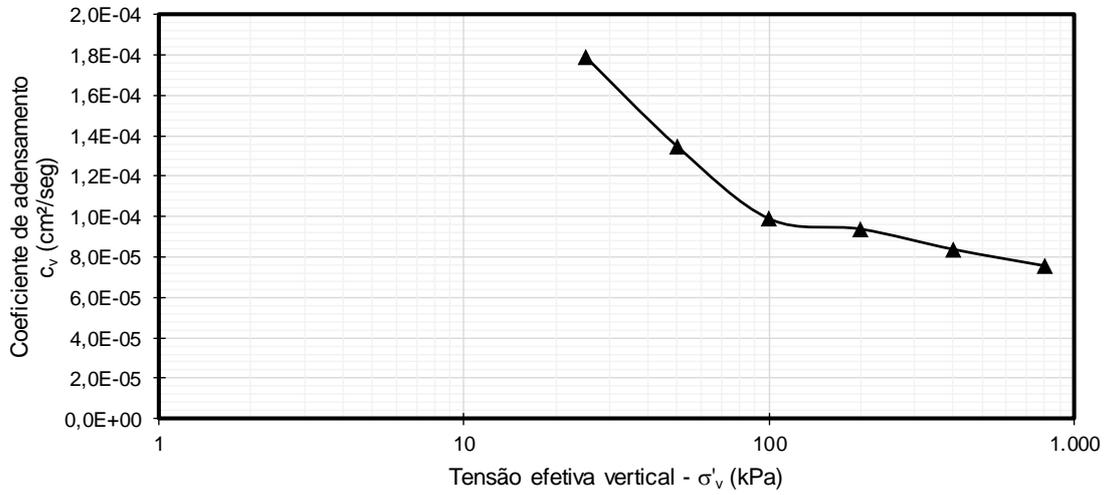
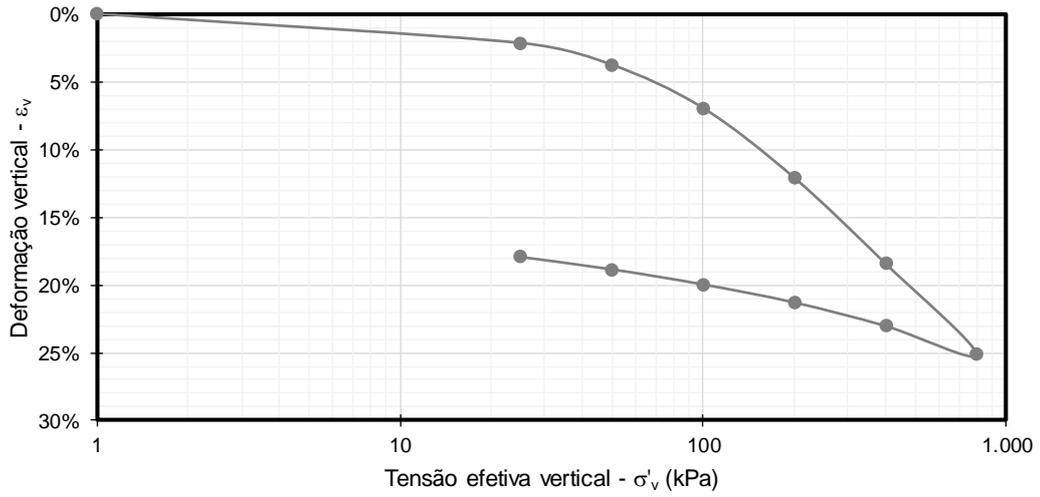
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,500	85,0	Pacheco	3,5	0,569	0,146	1,400	0,033	0,020	8,0E-05	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,22	60,8	0,26	2,6	130,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

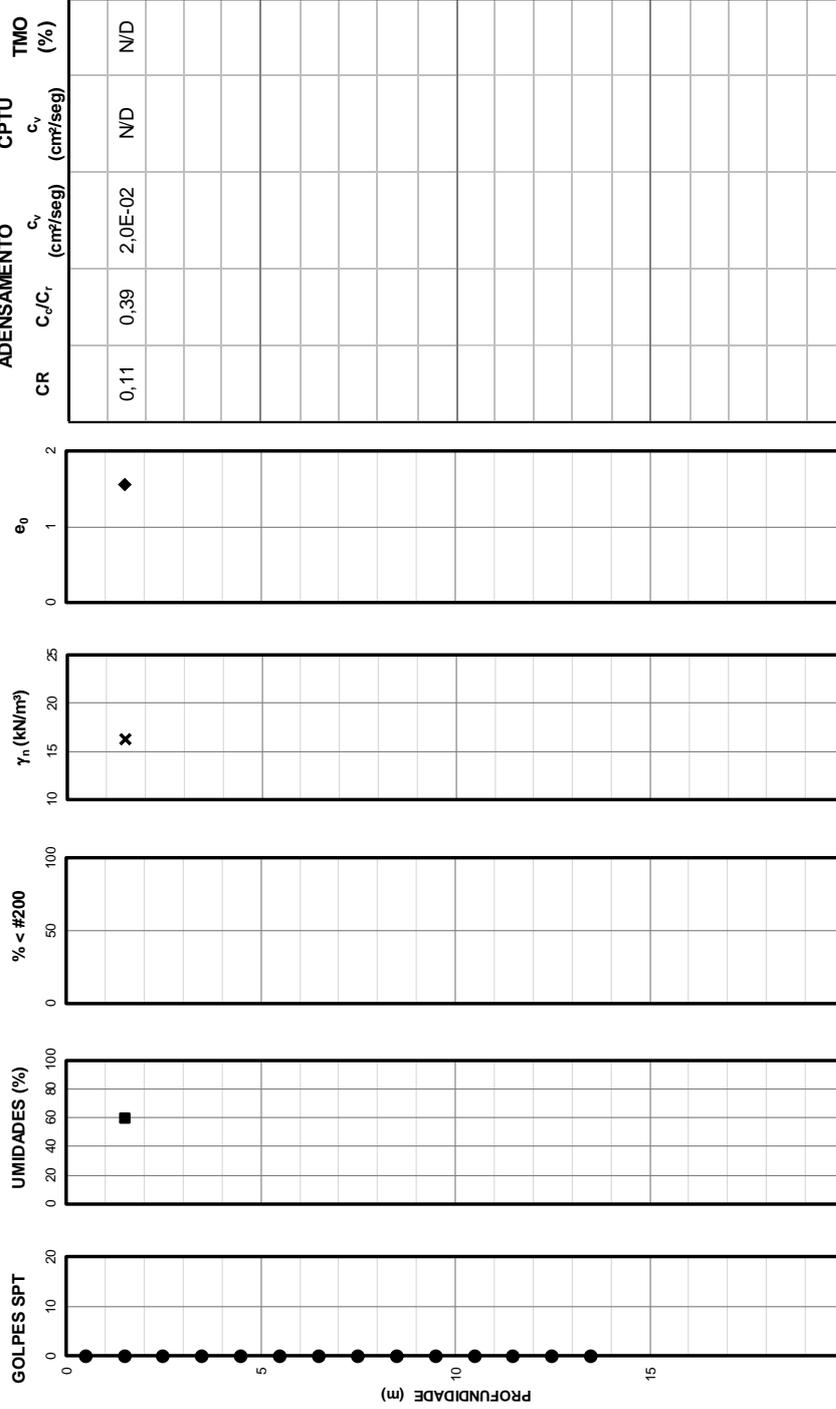
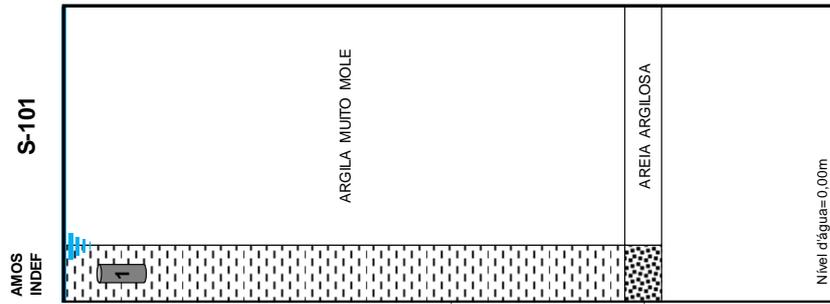




DADOS GERAIS

DATA: 04/04/13
 SONDAGEM: S-101
 ESTACA: 85+560

HITO: 7
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
04/04/2013	S-101	85+560	7	N/A	0,40	14,25

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,75	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Muito Boa	Muito Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
59,7	96,2	N/D	N/D	N/D	N/D	15,89	26,00	9,95	1,613	14,3

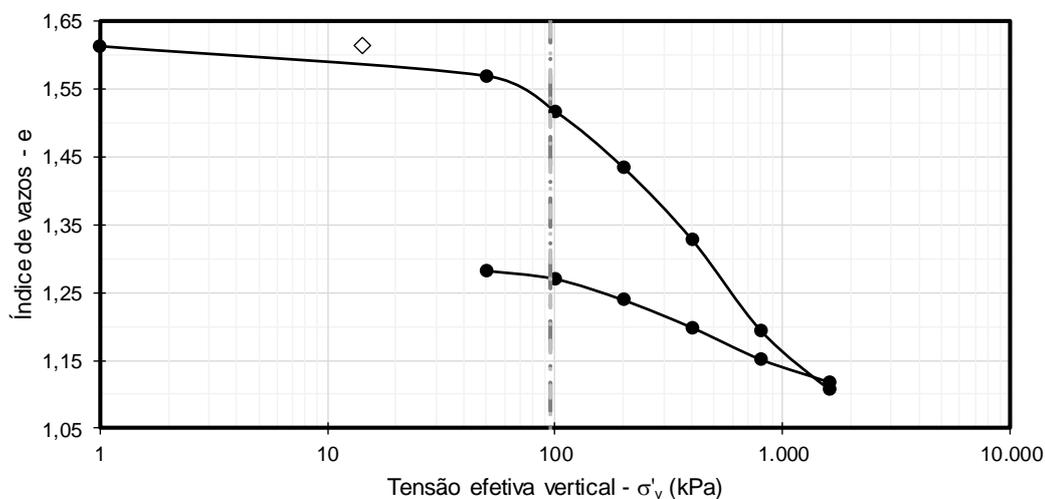
RESULTADOS DO ENSAIO

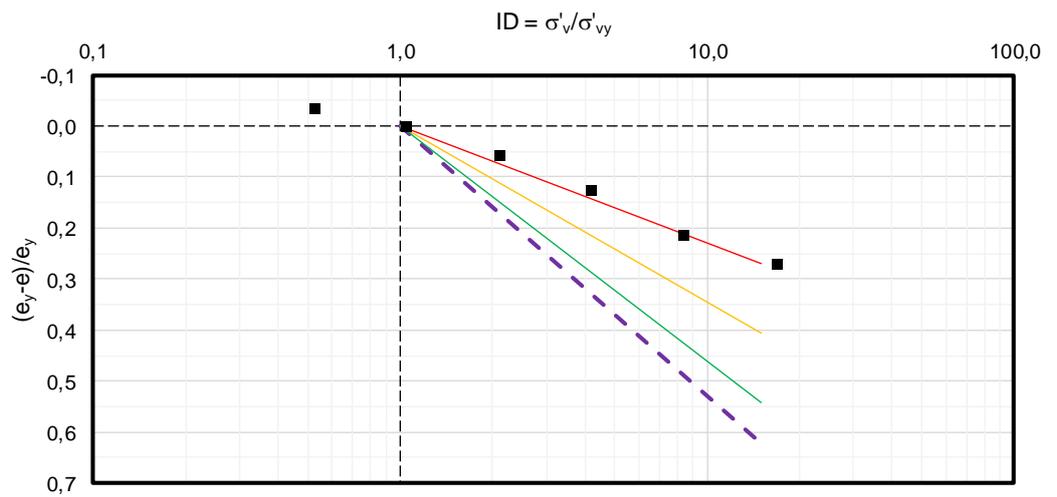
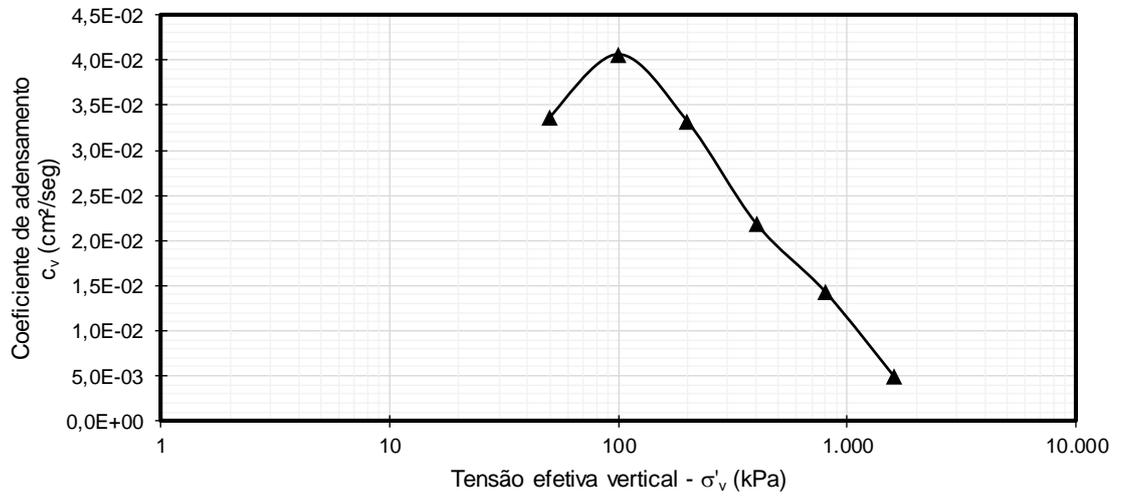
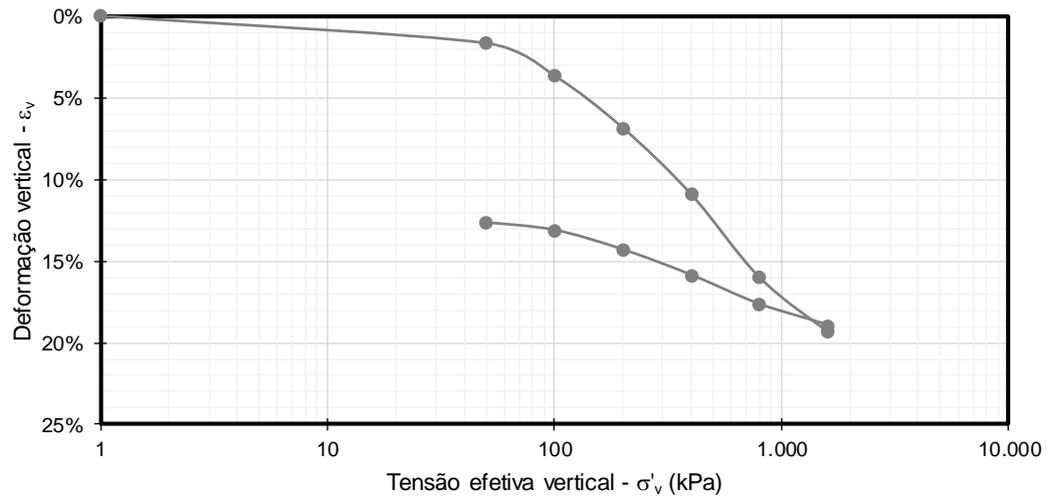
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,580	95,0	Pacheco	6,6	0,287	0,113	1,520	0,020	0,013	2,0E-02	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,11	80,7	0,39	2,6	95,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

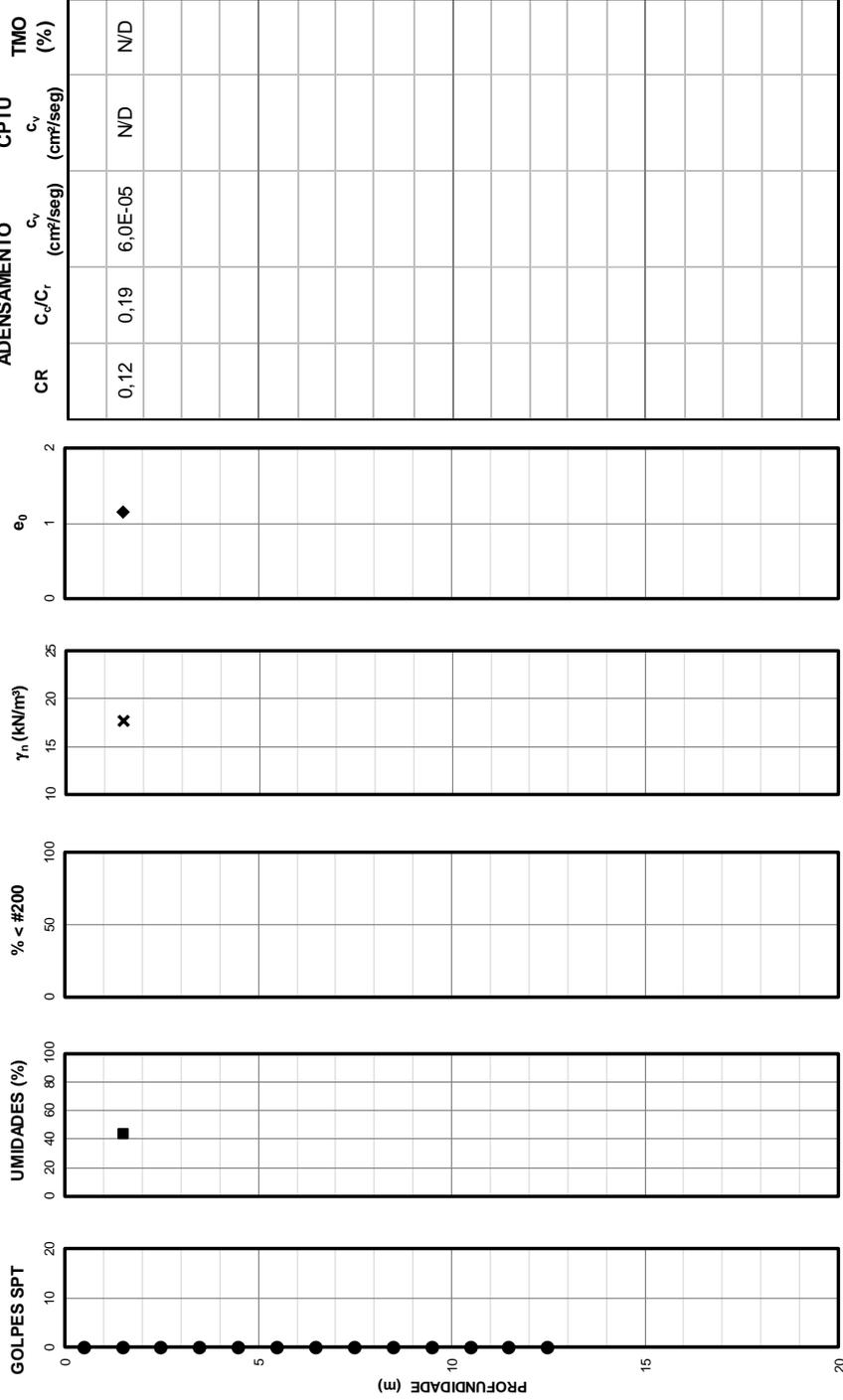
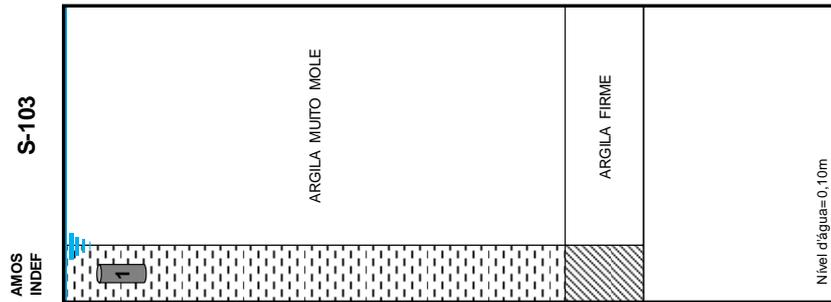




DADOS GERAIS

DATA: 04/04/13
 SONDAGEM: S-103
 ESTACA: 85+650

HITO: 7
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
04/04/2013	S-103	85+650	7	N/A	0,10	13,05

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,70	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	-	(kPa)
43,7	115,7	N/D	N/D	N/D	N/D	19,03	26,50	13,24	1,002	16,4

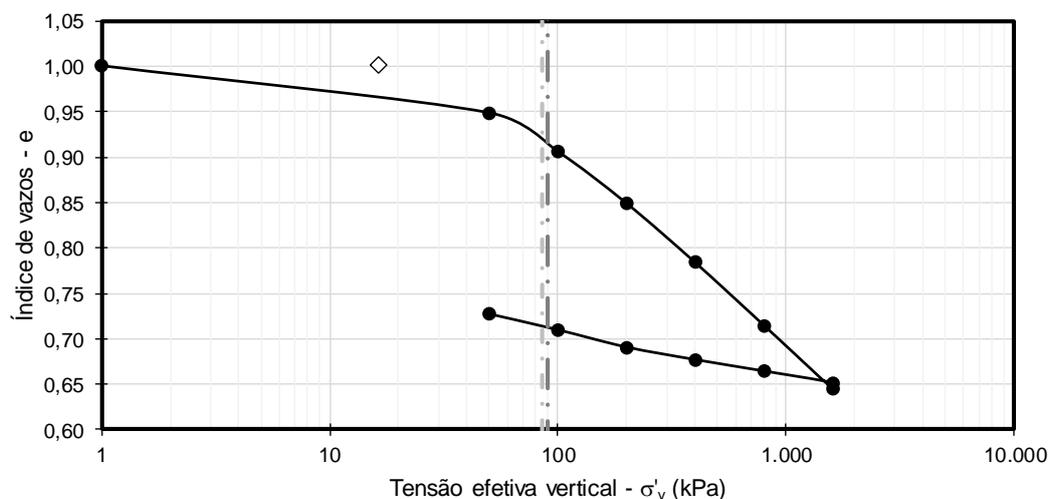
RESULTADOS DO ENSAIO

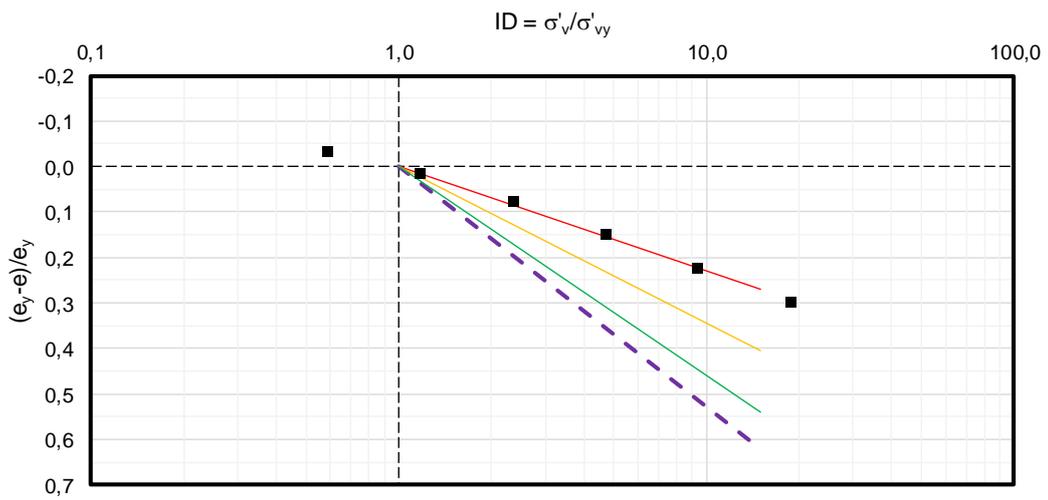
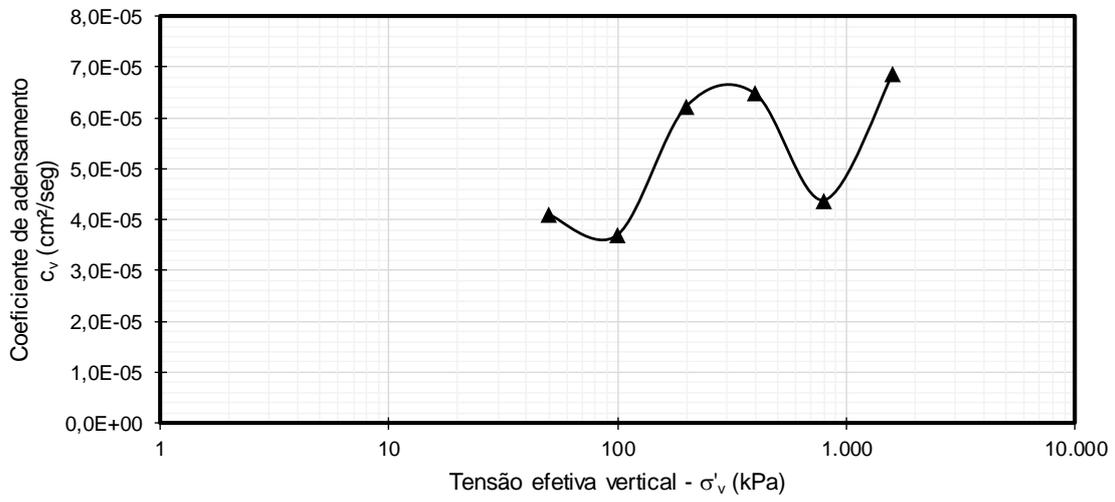
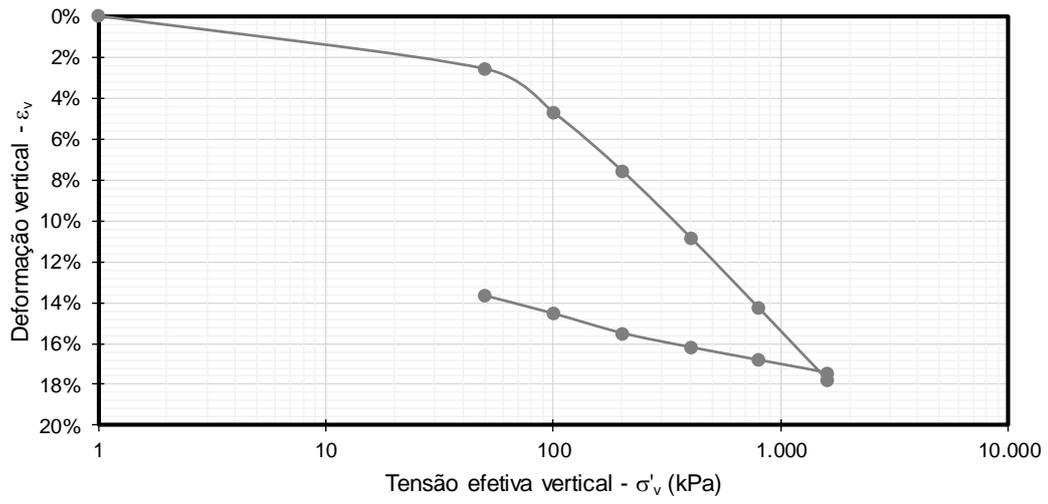
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método	σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método	c _v
-	(kPa)	[Texto]	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm²/seg)	[Texto]	[Texto]
0,960	85,0	Pacheco	5,2	0,232	0,043	0,920	0,041	0,021	6,0E-05	Taylor		

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método	σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]	[Texto]
0,12	68,6	0,19	2,6	90,0	(CONSOL)	

GRÁFICOS

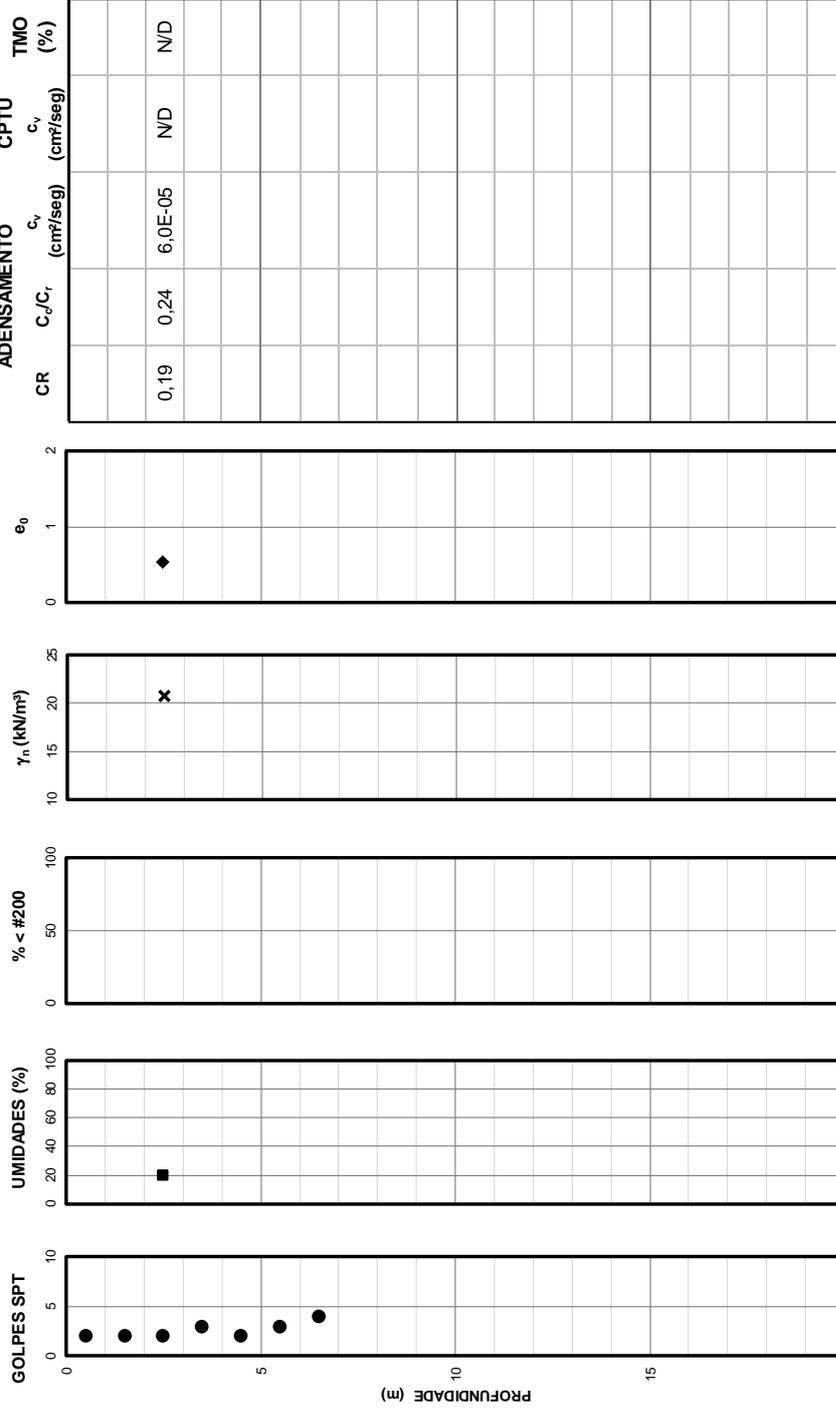
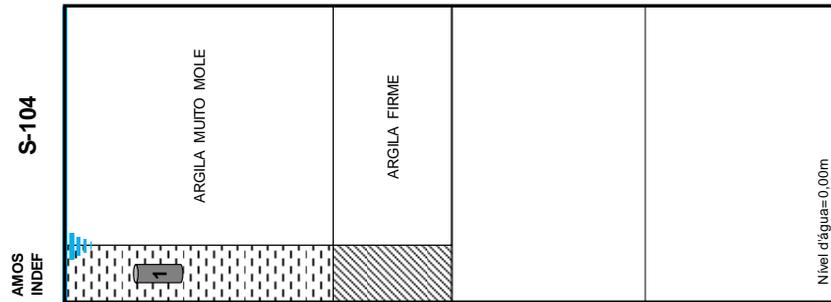




DADOS GERAIS

DATA: 04/04/13
 SONDAGEM: S-104
 ESTACA: 85+710

HITO: 7
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
04/04/2013	S-104	85+710	7	N/A	0,00	7,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,00	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Muito Boa e	Muito Boa e	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
20,1	53,3	N/D	N/D	N/D	N/D	15,91	26,50	13,24	1,002	11,8

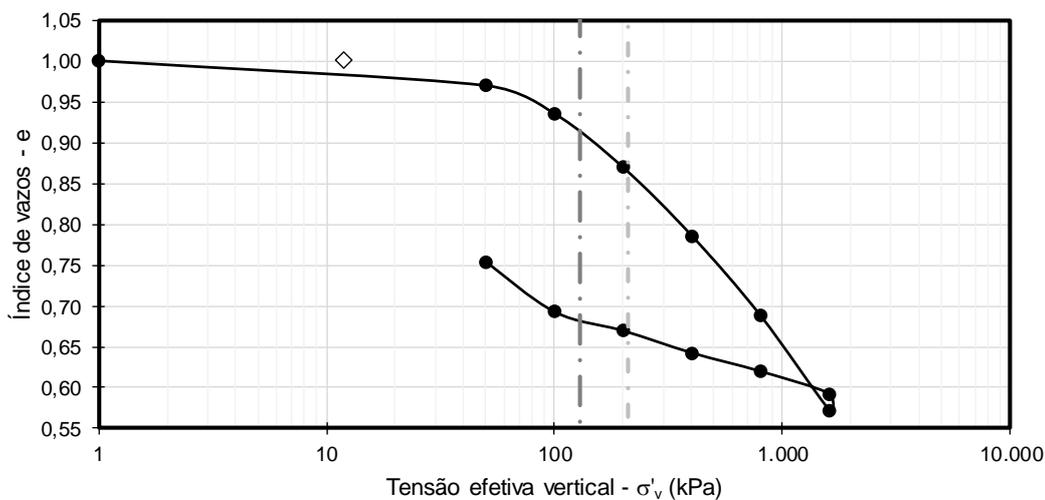
RESULTADOS DO ENSAIO

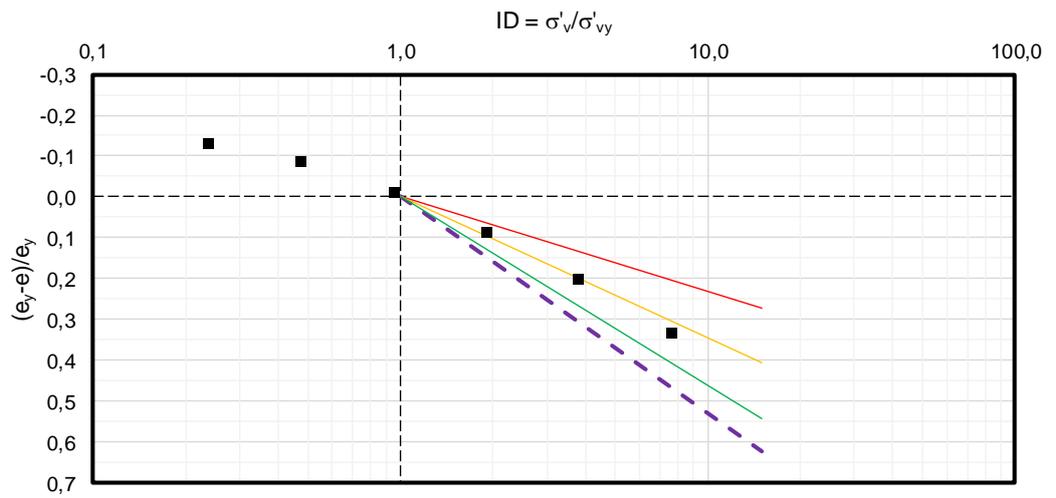
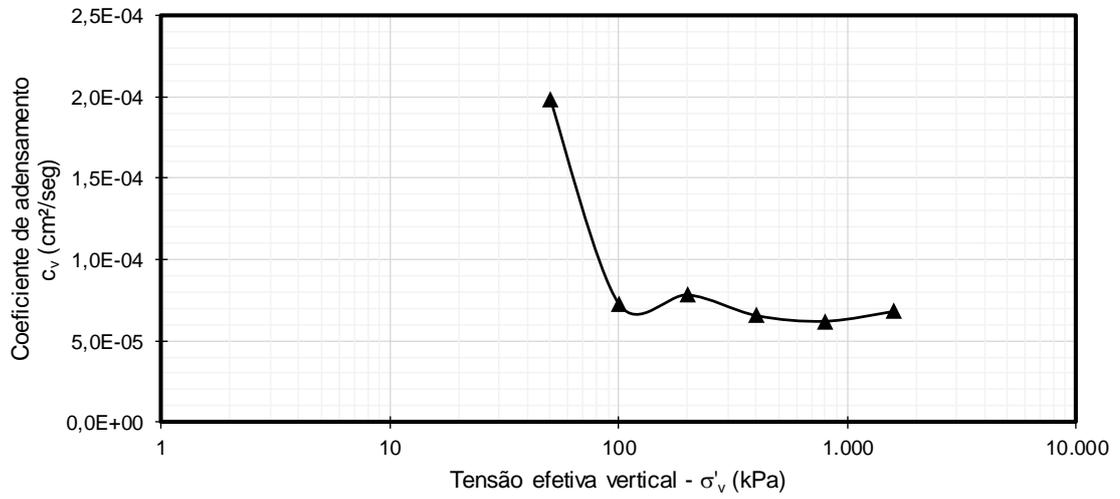
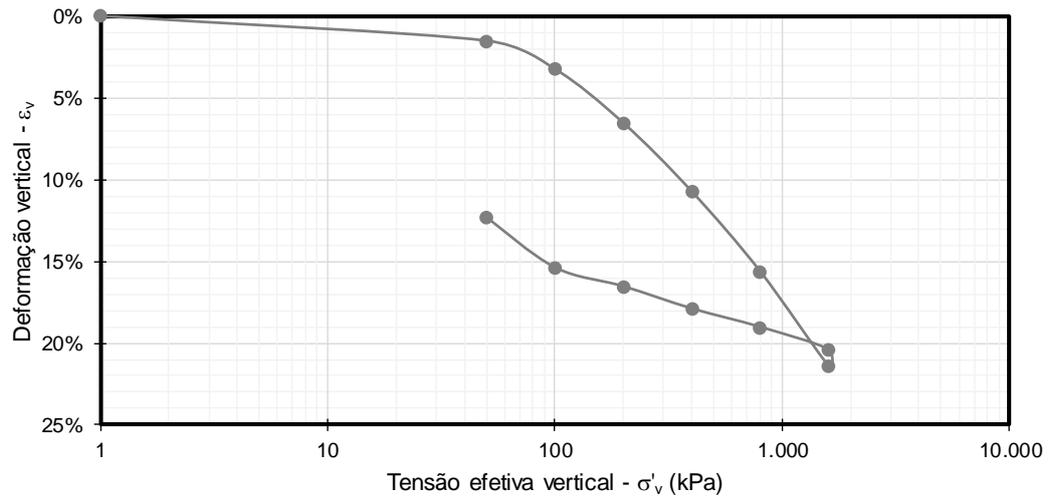
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,980	210,0	Pacheco	17,8	0,384	0,091	0,860	0,021	0,011	6,0E-05	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,19	198,2	0,24	2,6	130,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data dd/mm/aa	Sondagem [Texto]	Estaca [km+m]	Hito [Texto]	Bolsão [Texto]	N.A. (m)	H _{mole} (m)
04/04/2013	S-105	85+710	7	N/A	0,10	4,25

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad. [Texto]	Ø amostr. (mm)	Bentonita [Texto]	Extração [Texto]	Prof. (m)	D _{CP} (mm)	H _{CP} (mm)	P ₂₀₀ (%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,30	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra [Texto]	Ensaio [Texto]	Executor [Texto]	Ciclos (unid.)	Lunne [Texto]	Coutinho [Texto]	Futai [Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Muito Boa	ε Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n (%)	S (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	TMO (%)	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	e ₀ -	σ' _{v0} (kPa)
41,7	83,7	N/D	N/D	N/D	N/D	16,18	26,50	11,42	1,320	15,2

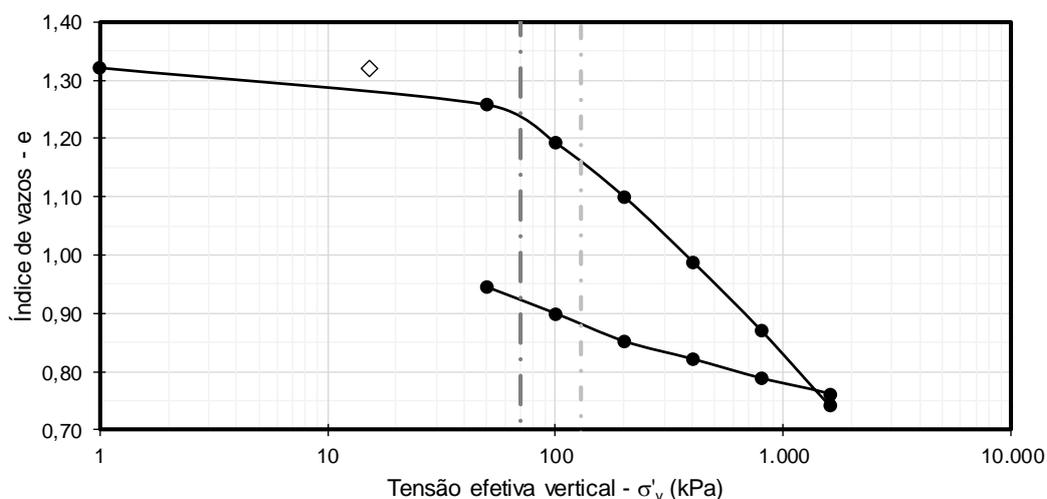
RESULTADOS DO ENSAIO

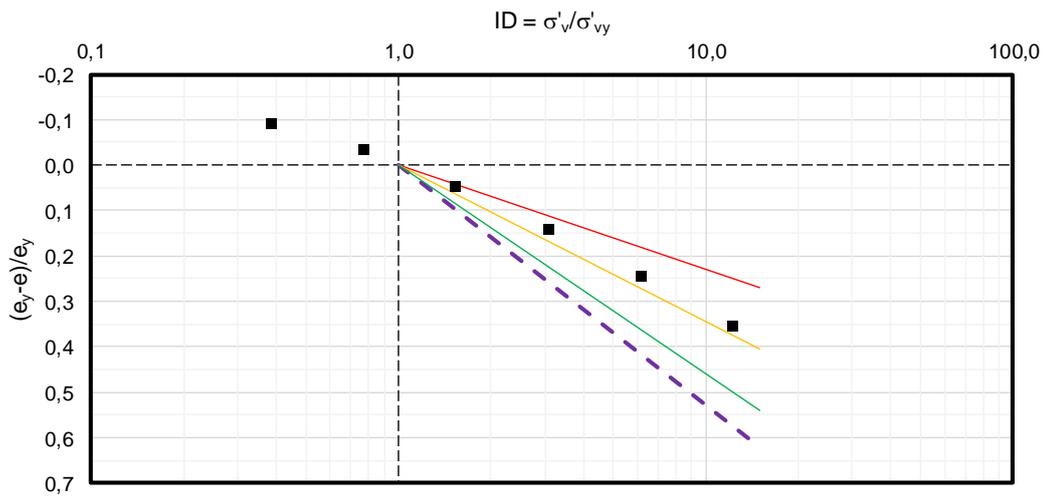
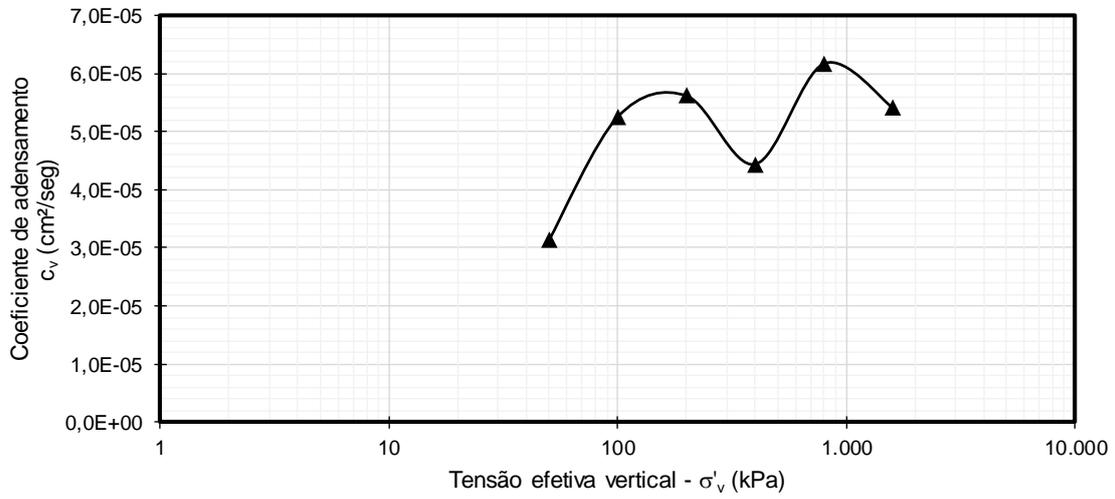
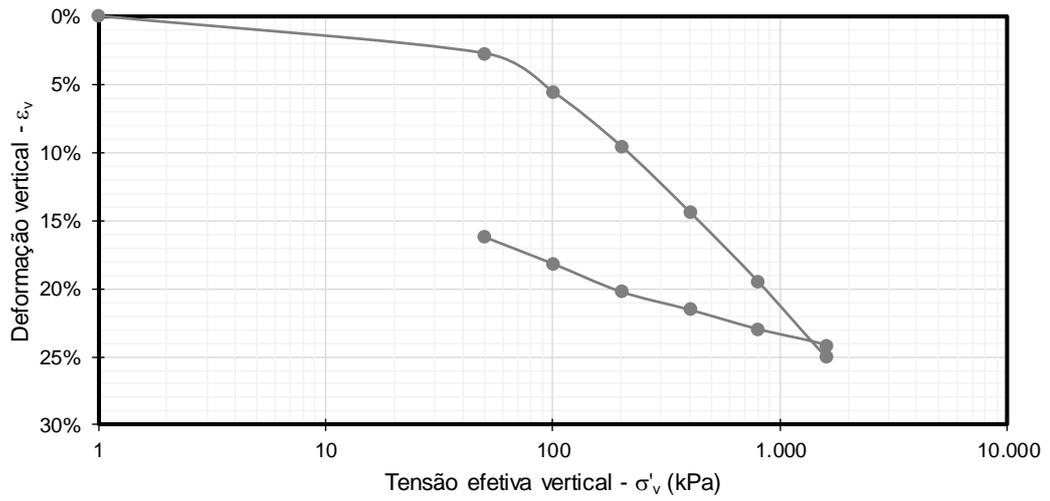
e _{v0} -	σ' _{a-PS} (kPa)	Método σ' _a [Texto]	OCR -	C _c -	C _r -	e _y -	Δe/e ₀ -	ε _{v0} -	C _{v-edo} (cm ² /seg)	Método c _v [Texto]
1,280	130,0	Pacheco	8,5	0,427	0,092	1,152	0,031	0,017	6,0E-05	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR -	Δσ' _a (kPa)	C _r /C _c -	D _{CP} /H _{CP} -	σ' _{a-CG} (kPa)	Método σ' _a [Texto]
0,18	114,8	0,22	2,6	70,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
09/02/2013	S-81	85+875	7	N/A	1,50	0,45

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	0,60	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Pobre	Regular a P Pésima	

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
37,2	91,5	N/D	N/D	N/D	N/D	17,28	25,80	12,59	1,049	10,4

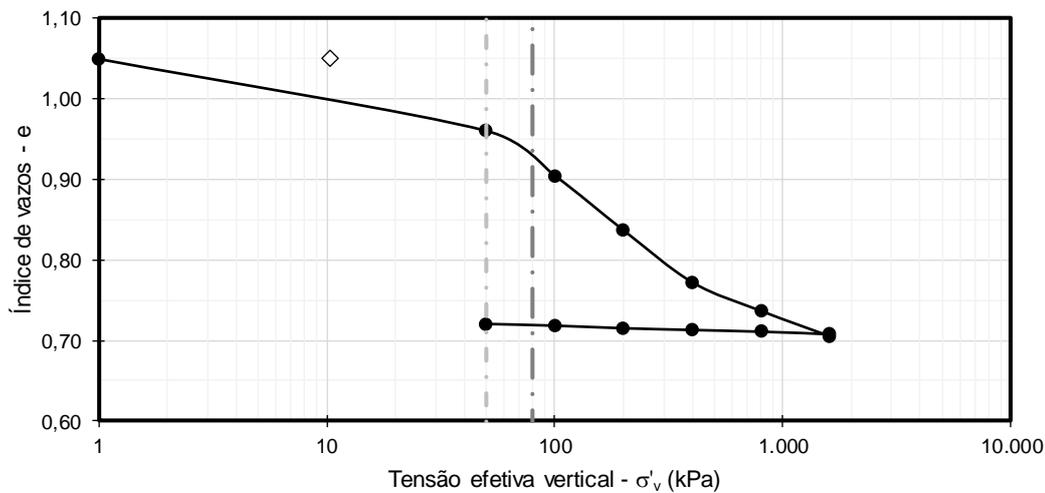
RESULTADOS DO ENSAIO

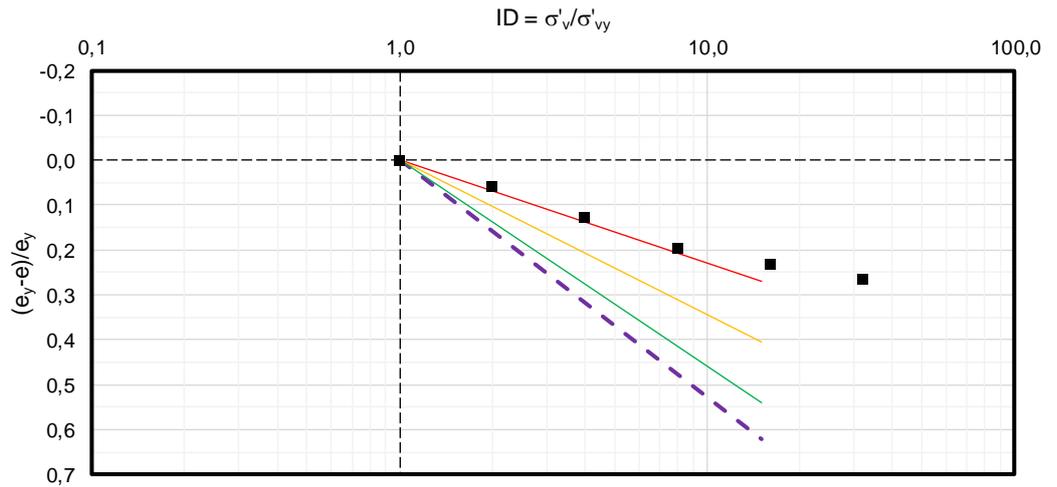
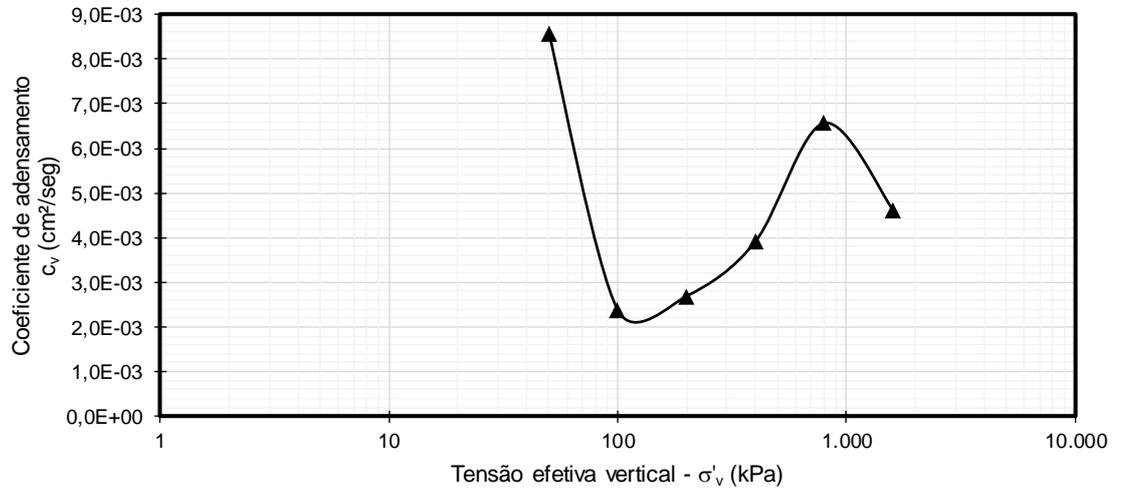
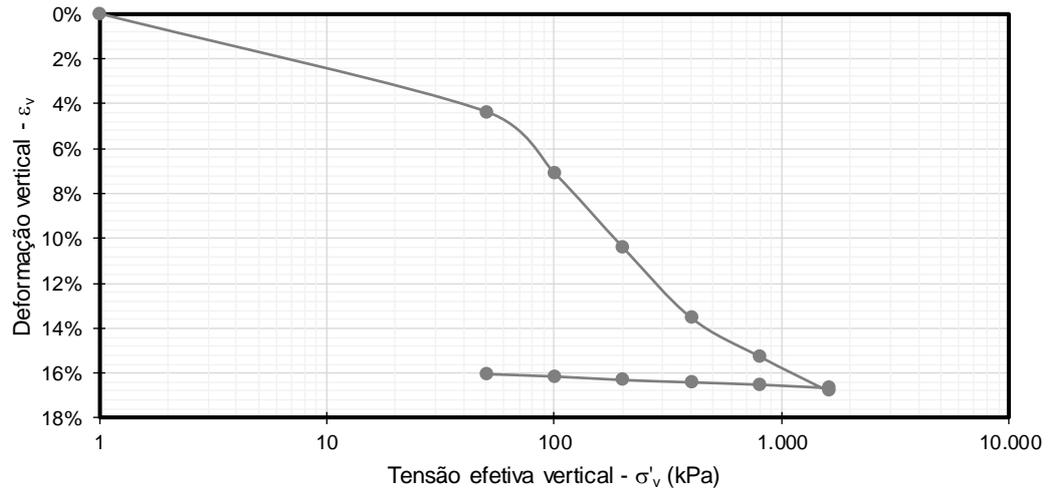
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método	σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método	c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]	-
0,970	50,0	Pacheco	4,8	0,103	0,011	0,960	0,076	0,039	4,0E-03	Taylor		

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método	σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]	-
0,05	39,6	0,10	2,6	80,0	(CONSOL)	

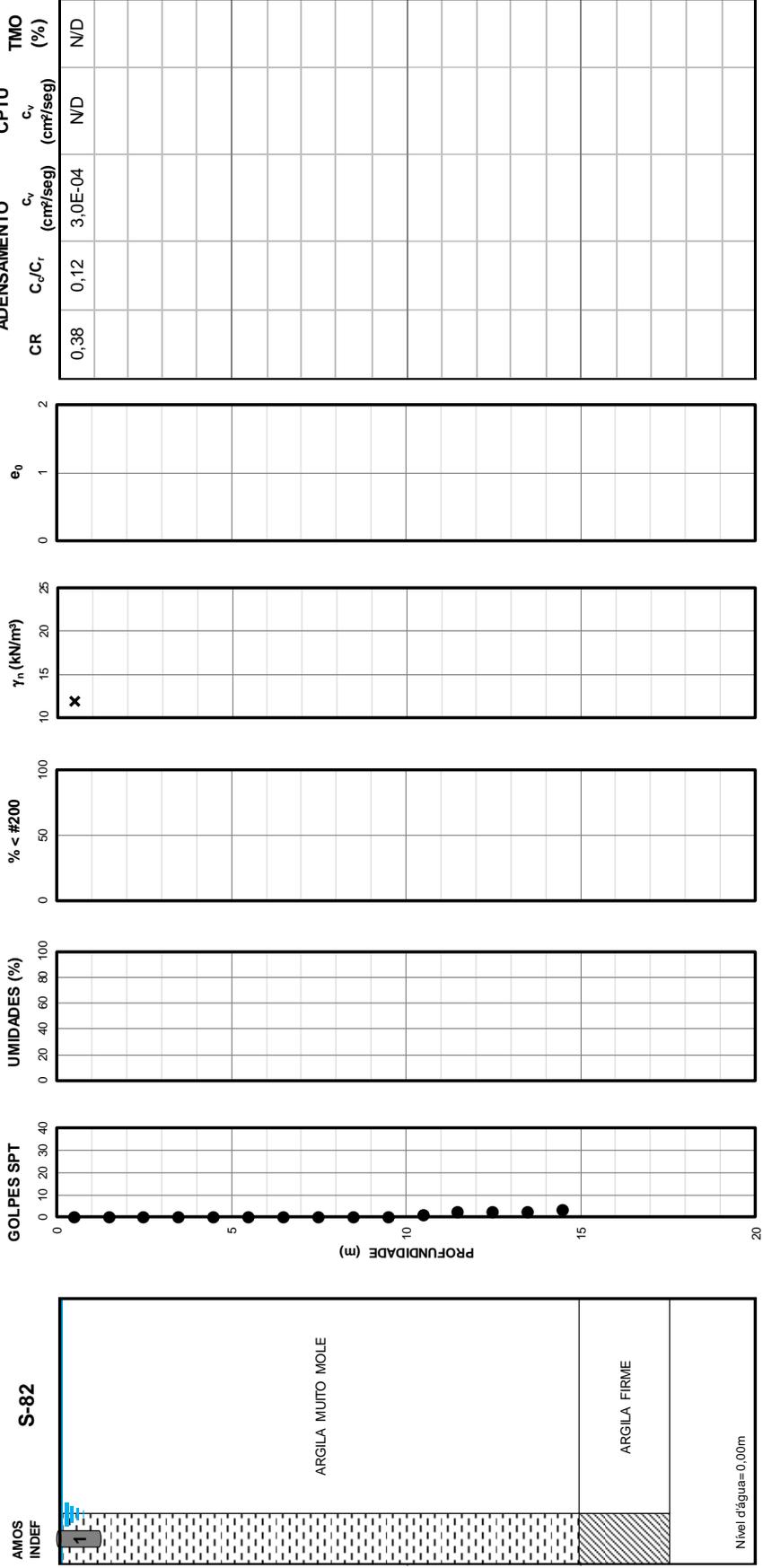
GRÁFICOS





DADOS GERAIS

DATA: 09/02/13
 SONDAGEM: S-82
 ESTACA: 86+075
 HITO: 7
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data dd/mm/aa	Sondagem [Texto]	Estaca [km+m]	Hito [Texto]	Bolsão [Texto]	N.A. (m)	H _{mole} (m)
09/02/2013	S-82	86+075	7	N/A	0,00	14,70

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad. [Texto]	Ø amostr. (mm)	Bentonita [Texto]	Extração [Texto]	Prof. (m)	D _{CP} (mm)	H _{CP} (mm)	P ₂₀₀ (%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	0,60	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra [Texto]	Ensaio [Texto]	Executor [Texto]	Ciclos (unid.)	Lunne [Texto]	Coutinho [Texto]	Futai [Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Muito Boa ε	Muito Boa ε	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n (%)	S (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	TMO (%)	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	e ₀ -	σ' _{v0} (kPa)
256,4	85,4	N/D	N/D	N/D	N/D	10,37	23,00	2,91	6,904	0,2

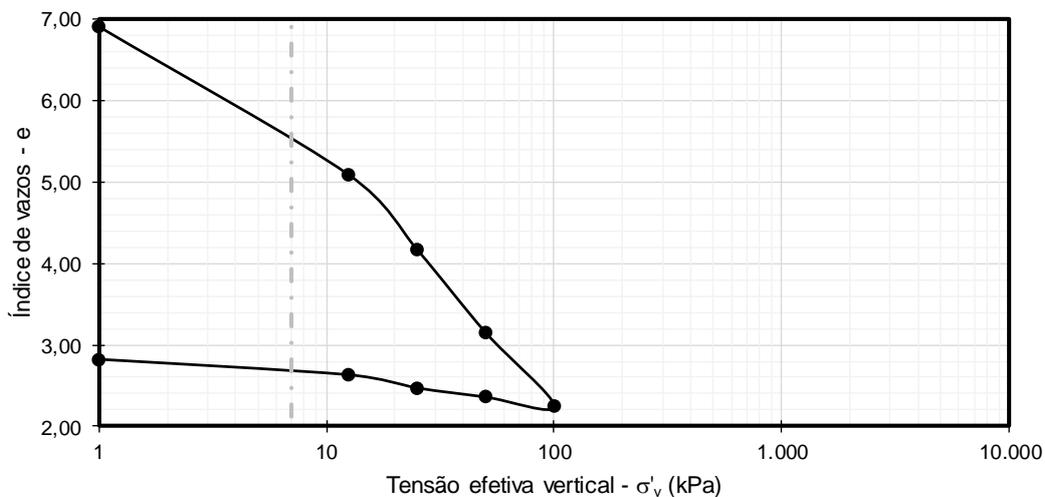
RESULTADOS DO ENSAIO

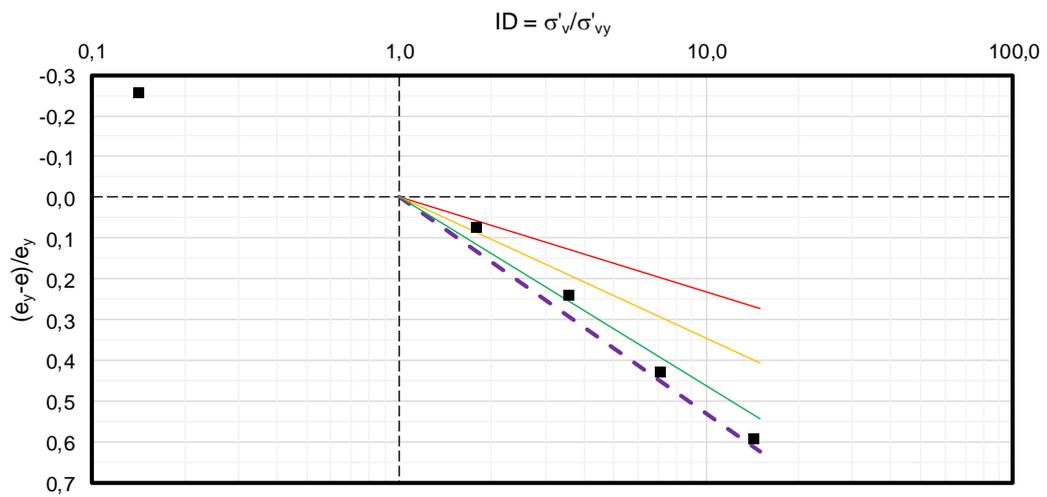
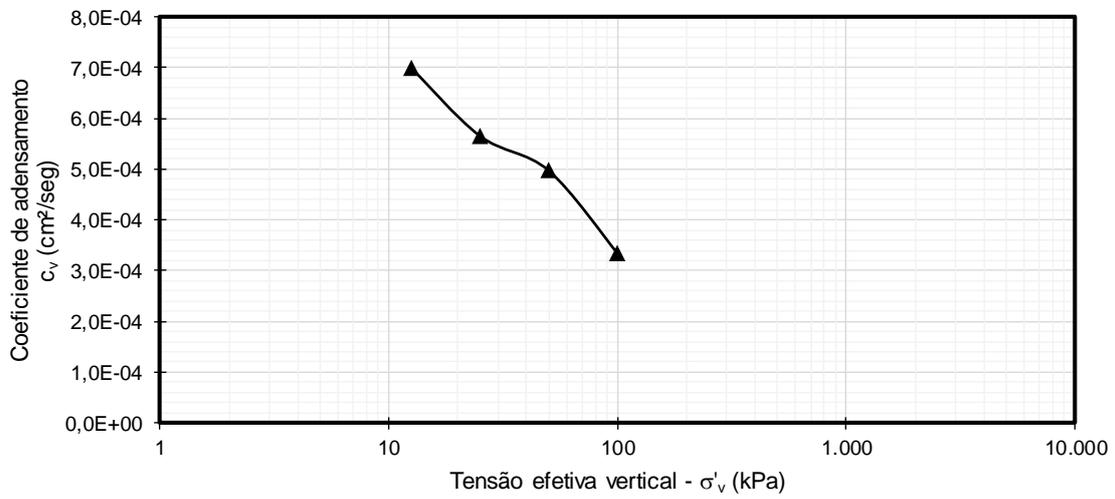
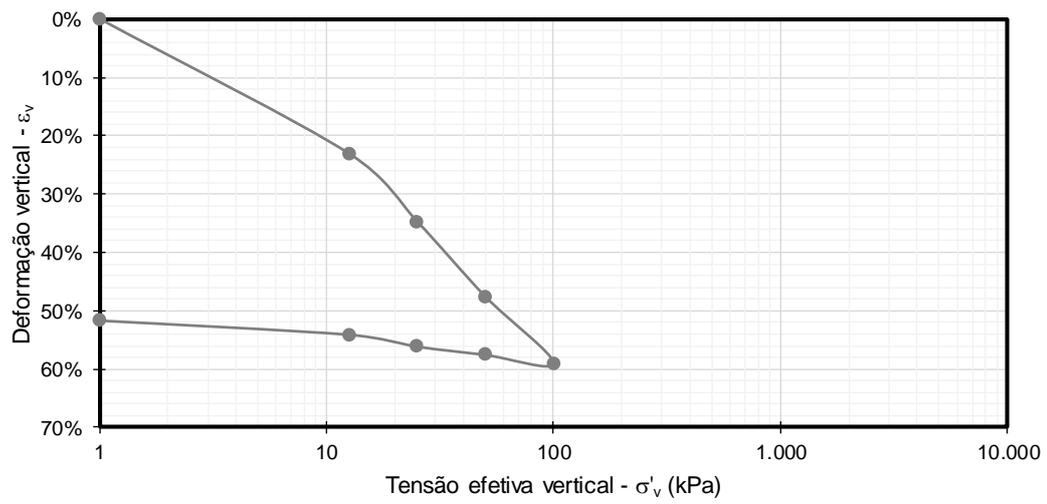
e _{v0} -	σ' _{a-PS} (kPa)	Método σ' _a [Texto]	OCR -	C _c -	C _r -	e _y -	Δe/e ₀ -	ε _{v0} -	C _{v-edo} (cm ² /seg)	Método c _v [Texto]
6,900	7,0	Pacheco	31,5	2,998	0,371	5,500	0,001	0,000	3,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR -	Δσ' _a (kPa)	C _r /C _c -	D _{CP} /H _{CP} -	σ' _{a-CG} (kPa)	Método σ' _a [Texto]
0,38	6,8	0,12	2,6	0,2	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
10/02/2013	S-84	86+475	7	N/A	0,00	1,50

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	0,60	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
75,7	95,4	N/D	N/D	N/D	N/D	14,75	25,10	8,39	1,992	2,9

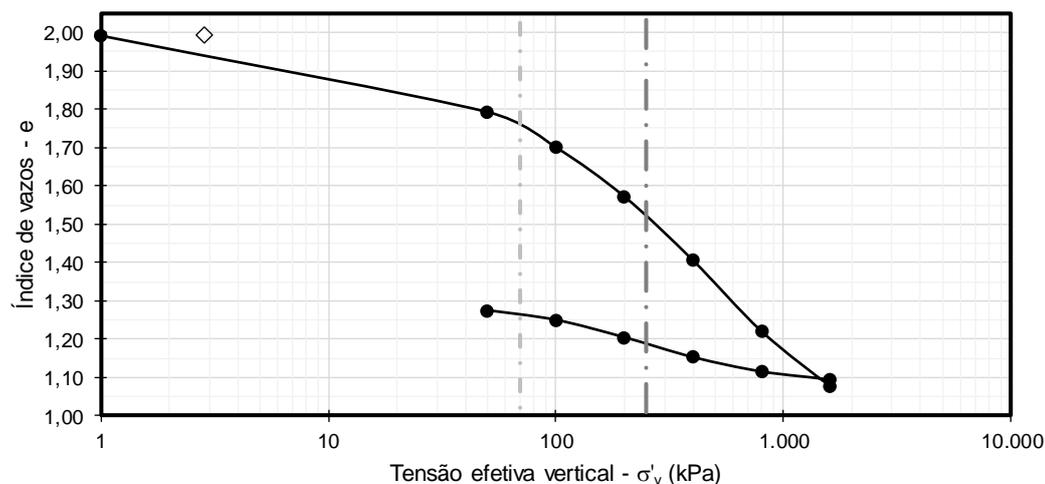
RESULTADOS DO ENSAIO

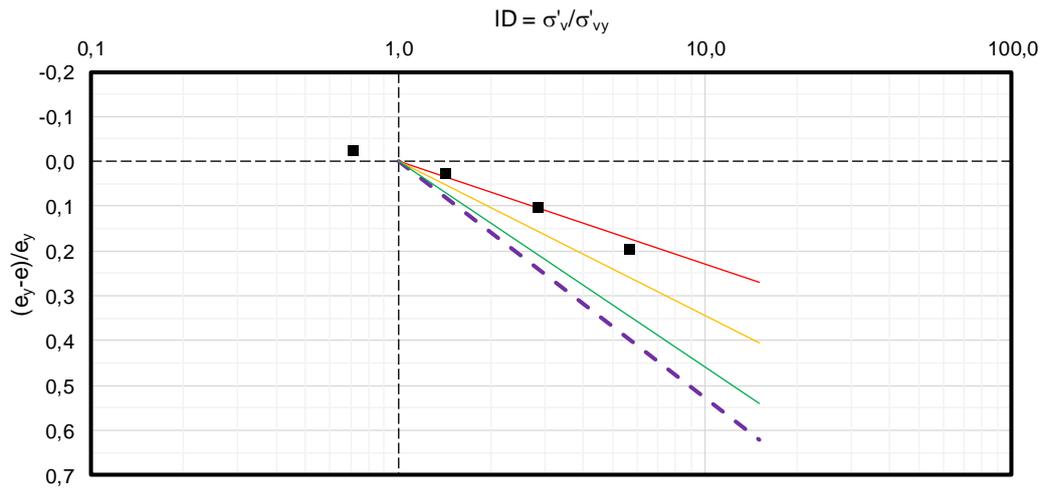
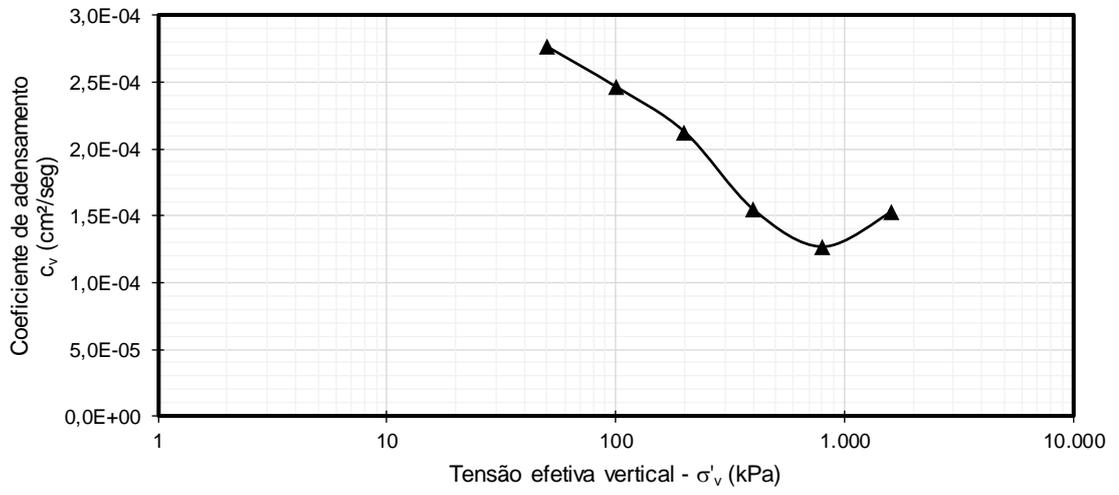
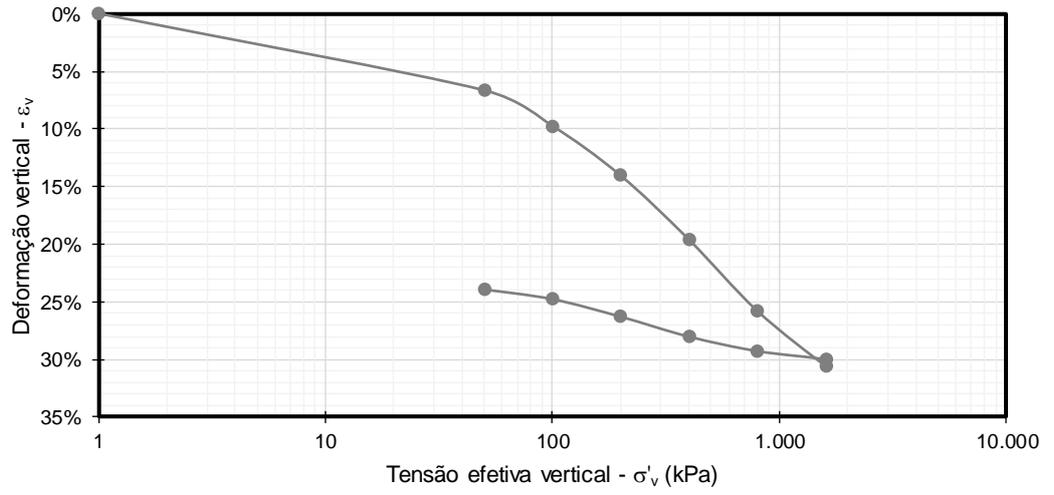
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,930	70,0	Pacheco	24,6	0,473	0,073	1,750	0,031	0,021	1,5E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,16	67,2	0,15	2,6	250,0	(CONSOL)

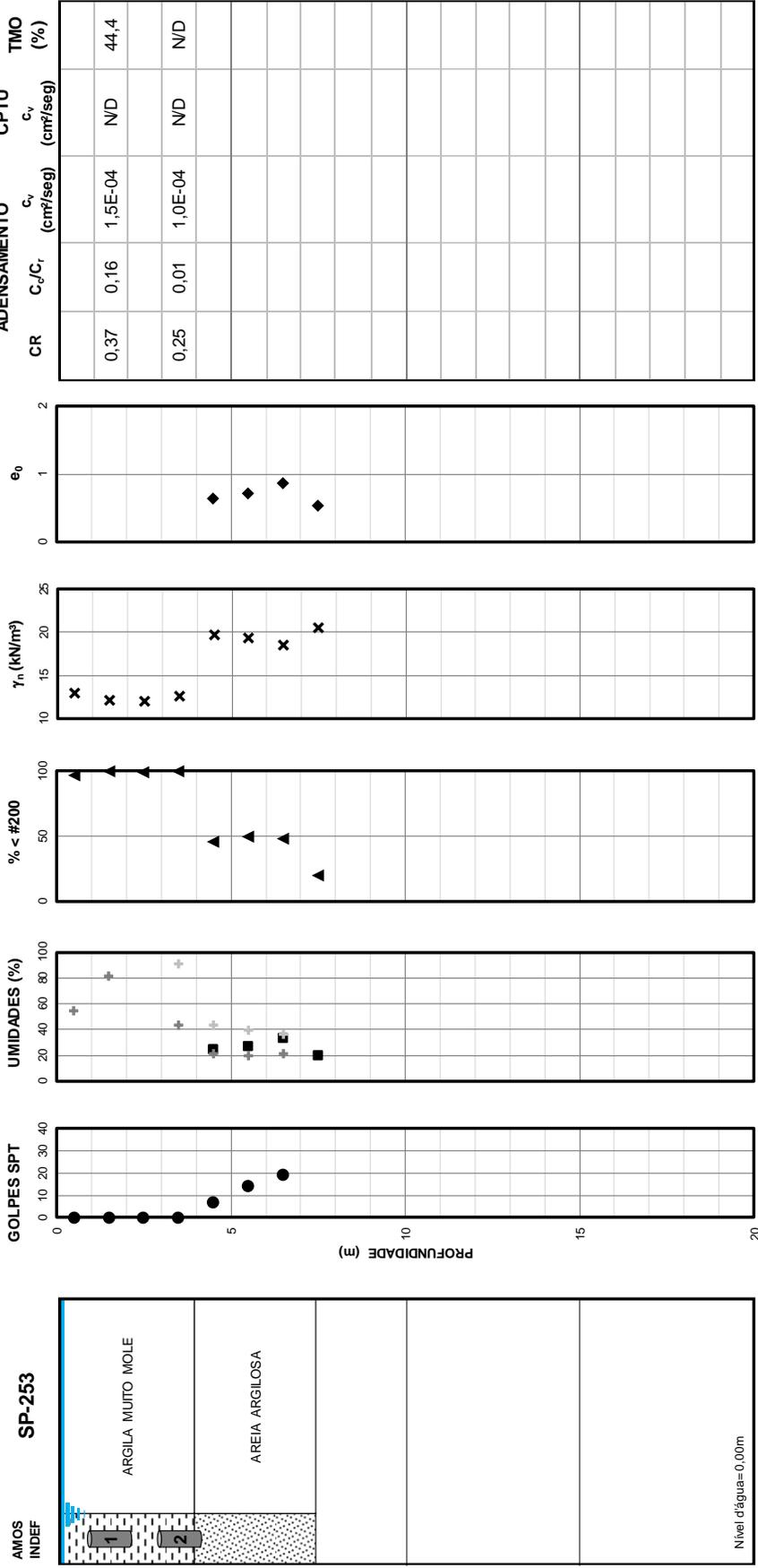
GRÁFICOS





DADOS GERAIS

DATA: 15/08/13
 SONDAGEM: SP-253
 ESTACA: 94+600
 HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 2



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
15/08/2013	SP-253	94+600	8	8.1	0,00	4,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,00	50	19,10	99,70

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Muito Boa	ε Muito Boa	ε Boa Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
294,4	95,9	N/D	N/D	N/D	44,37	11,00	19,34	2,79	5,932	1,0

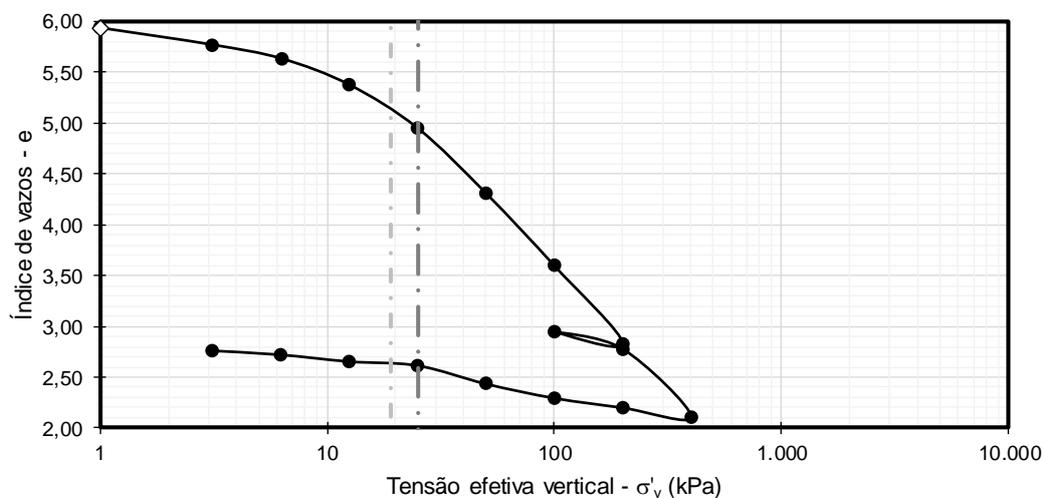
RESULTADOS DO ENSAIO

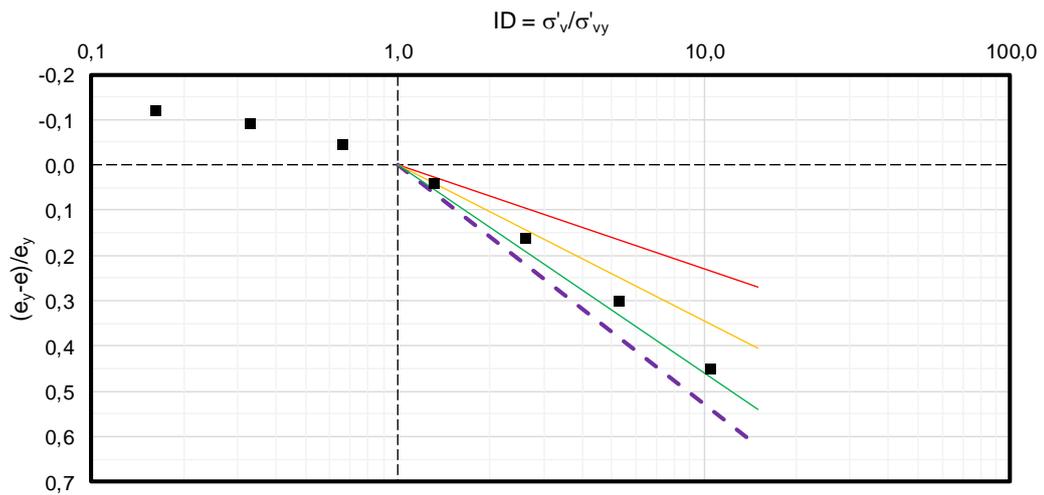
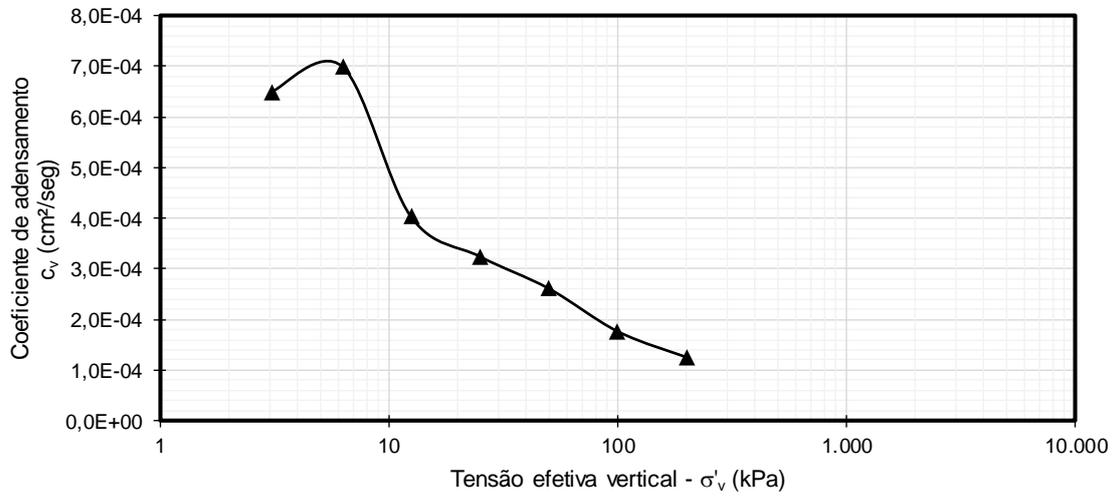
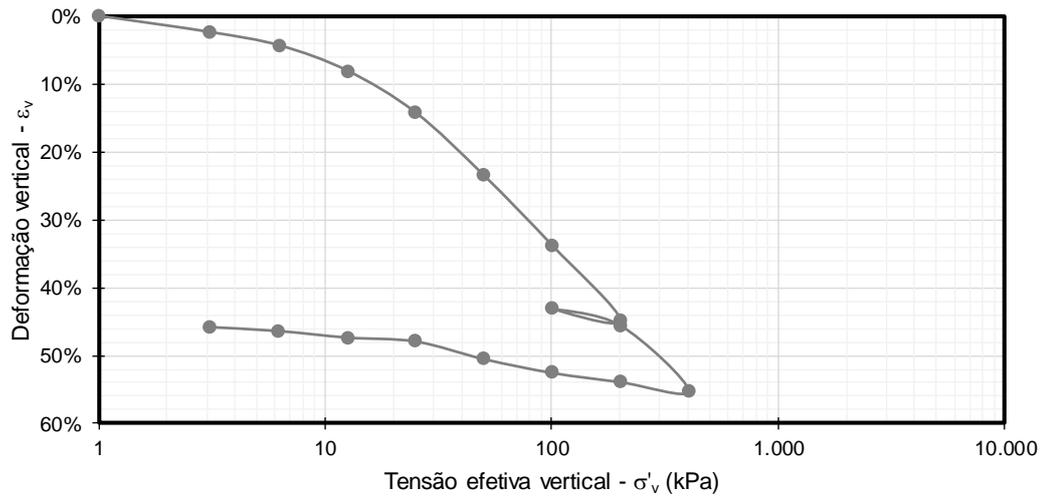
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
5,900	19,0	Pacheco	19,0	2,547	0,397	5,150	0,005	0,005	1,5E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,37	18,0	0,16	2,6	25,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
15/08/2013	SP-253	94+600	8	8.1	0,00	4,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	ND	ND	ND	4,00	50	19,10	99,80

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	CONSOL	1	Muito Pobre	Muito Pobre	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
93,7	86,7	N/D	N/D	N/D	N/D	12,78	23,00	6,60	2,485	11,1

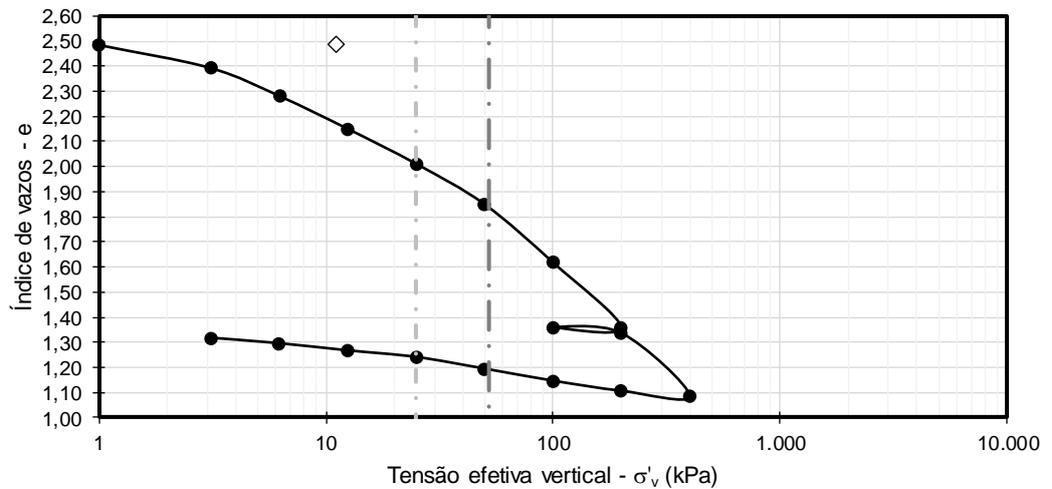
RESULTADOS DO ENSAIO

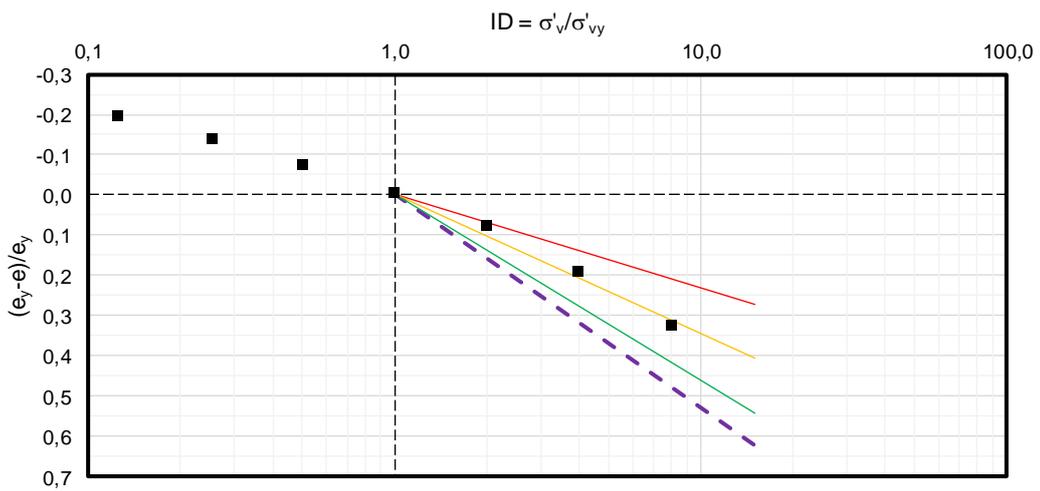
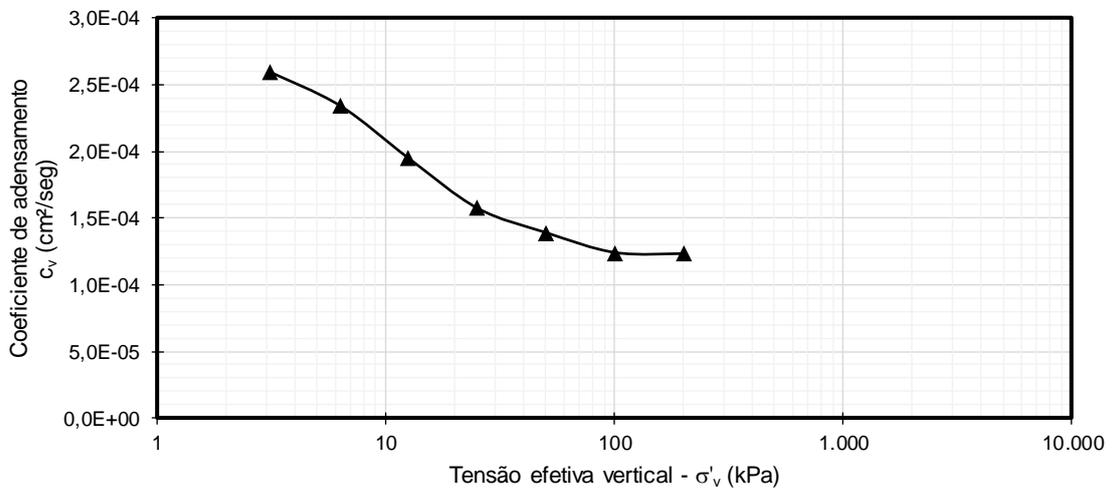
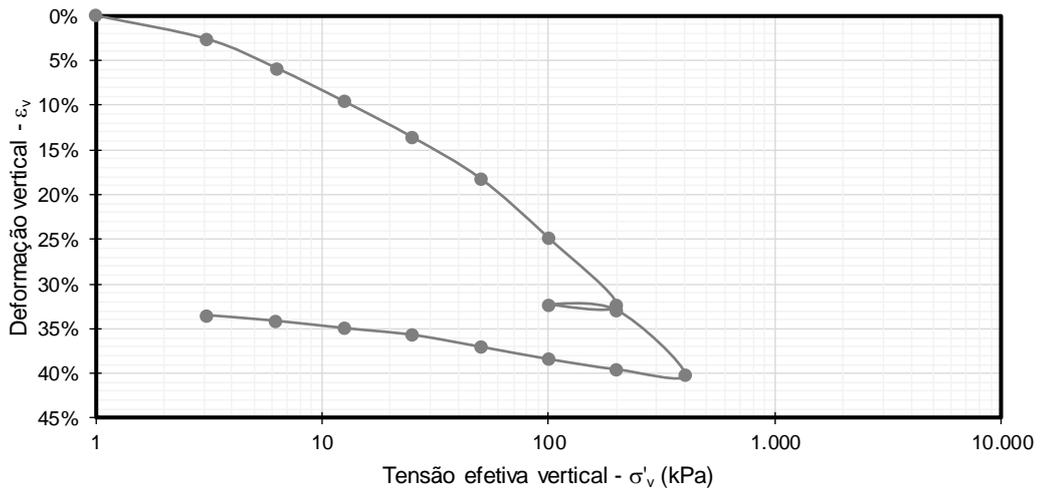
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
2,150	25,0	Pacheco	2,2	0,870	0,011	2,000	0,135	0,096	1,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,25	13,9	0,01	2,6	52,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

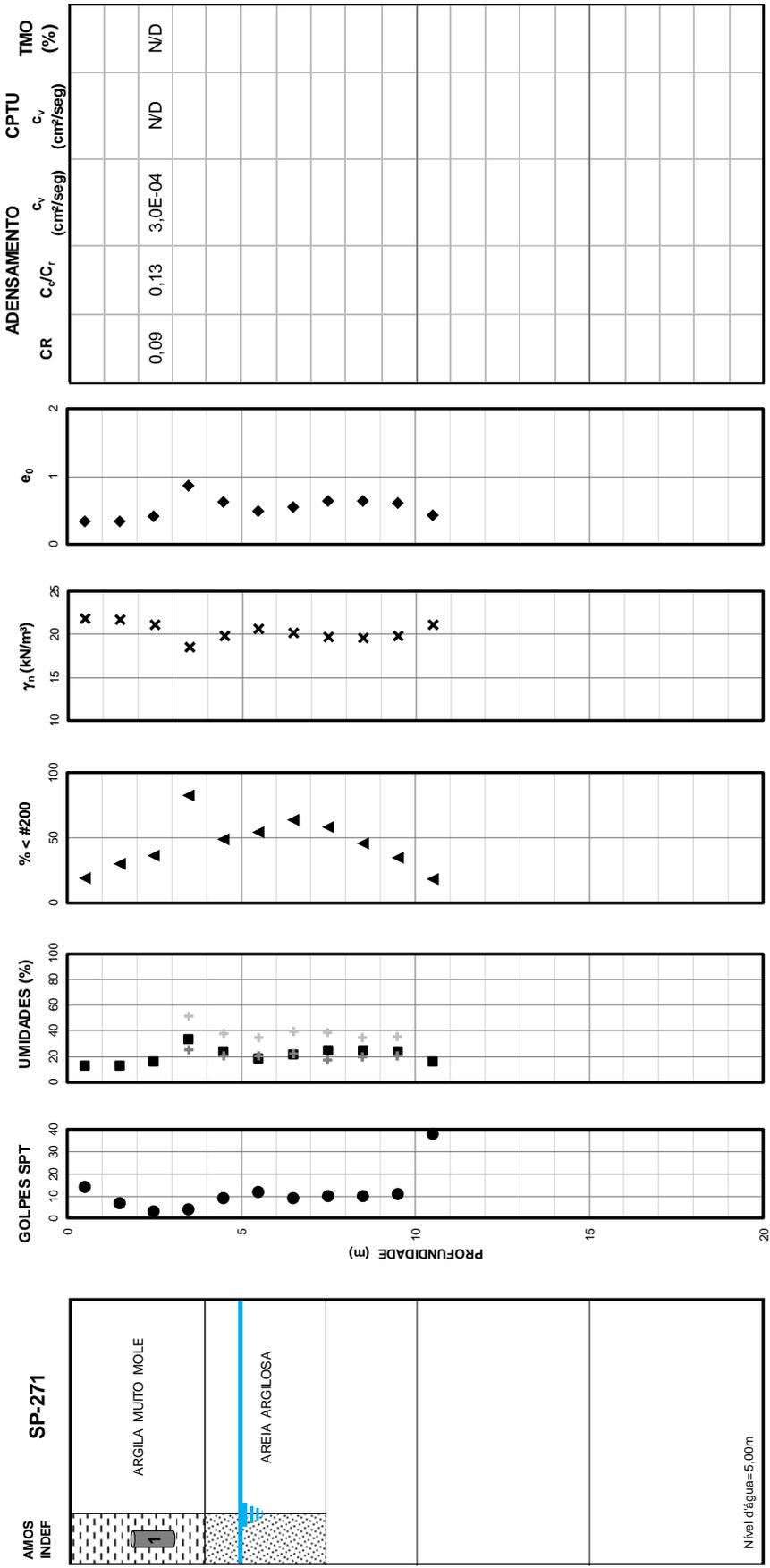




DADOS GERAIS

DATA: 09/10/13
 SONDAGEM: SP-271
 ESTACA: 97-000

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
09/10/2013	SP-271	95+730	8	-	5,00	4,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	3,00	50	19,10	36,10

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Muito Boa e	Muito Boa e	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
30,7	90,6	N/D	N/D	N/D	N/D	17,99	25,80	13,77	0,874	54,0

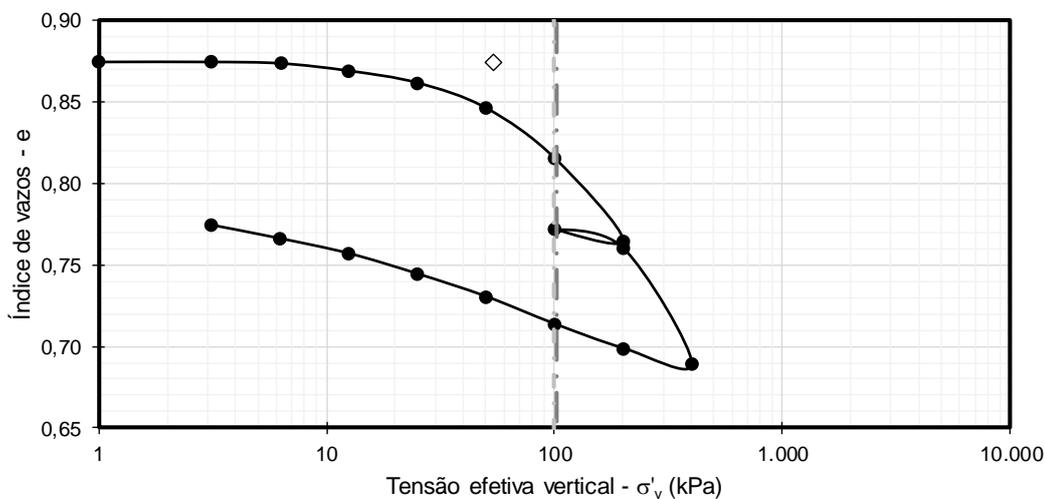
RESULTADOS DO ENSAIO

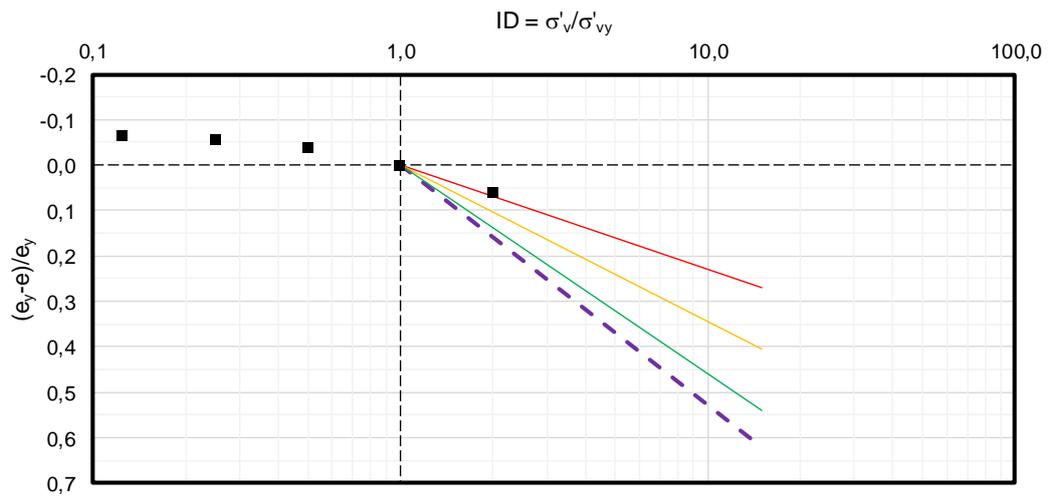
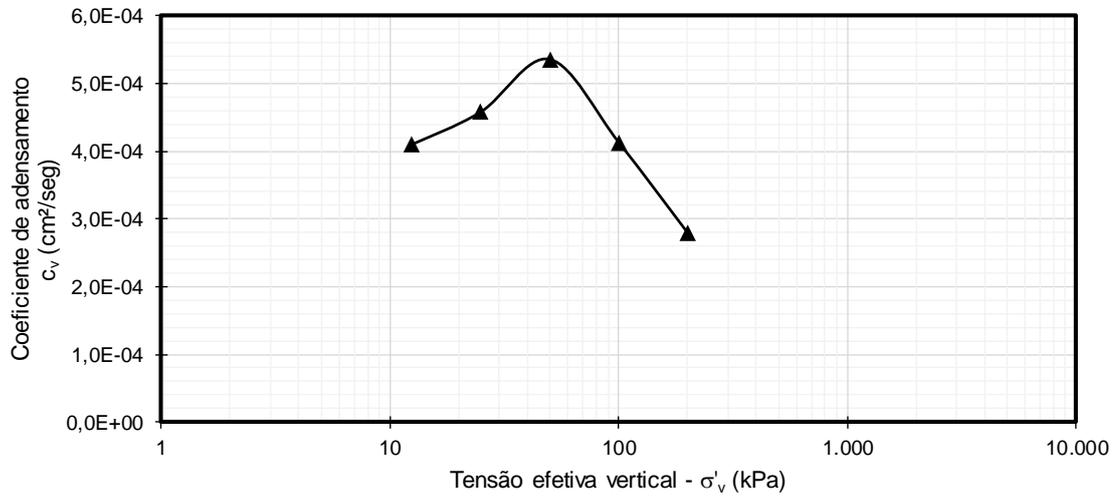
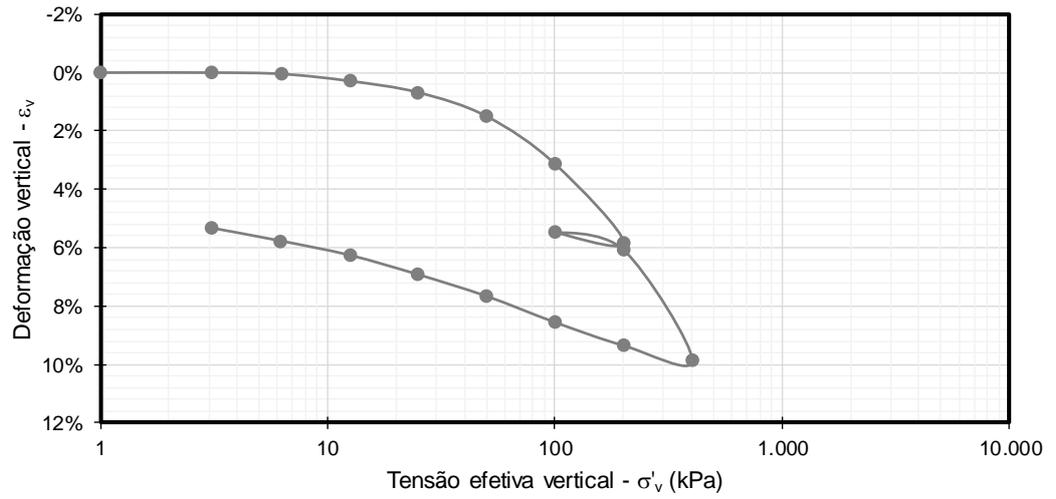
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	c _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,840	100,0	Pacheco	1,9	0,168	0,022	0,815	0,039	0,018	3,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,09	46,0	0,13	2,6	102,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
09/10/2013	SP-272	97+000	8	-	-	2,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,00	50	19,10	94,80

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Muito Boa	Muito Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
30,4	94,6	N/D	N/D	N/D	N/D	18,57	26,25	14,25	0,842	37,1

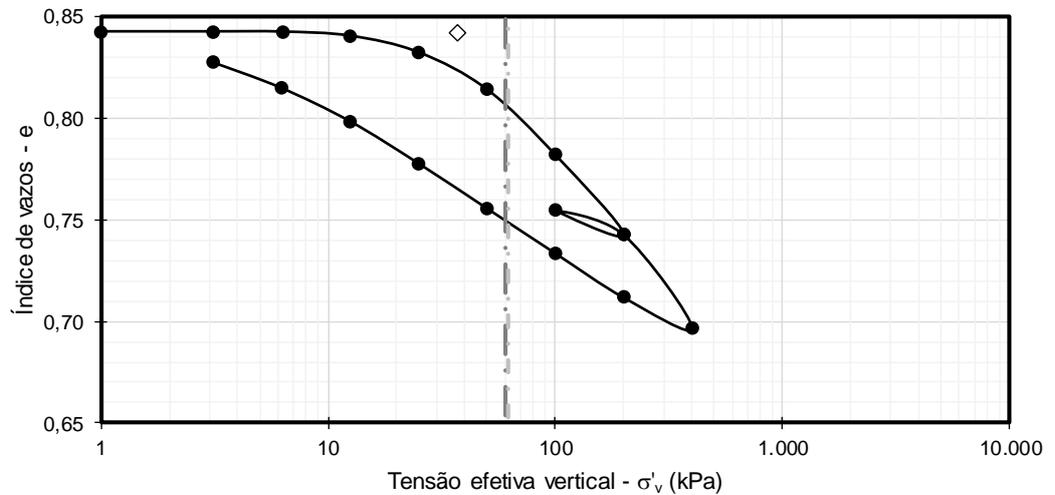
RESULTADOS DO ENSAIO

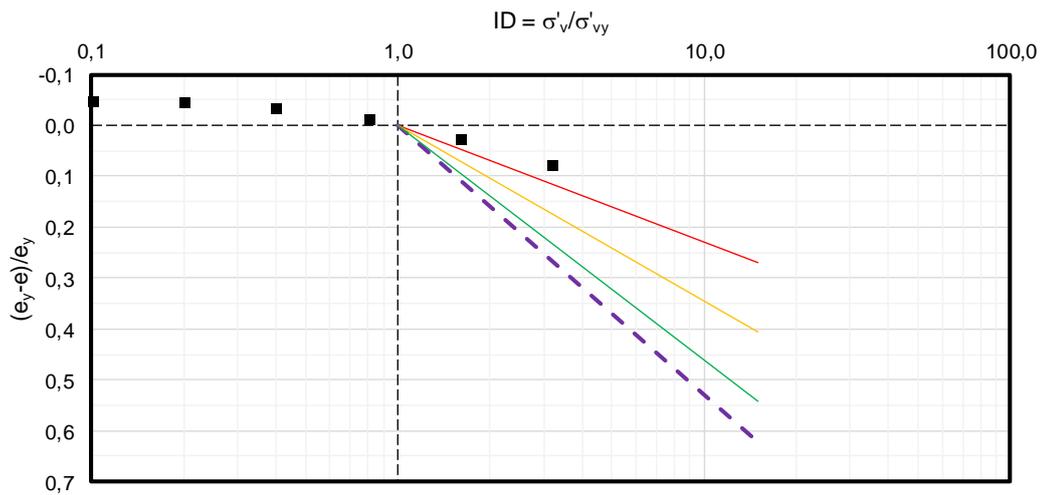
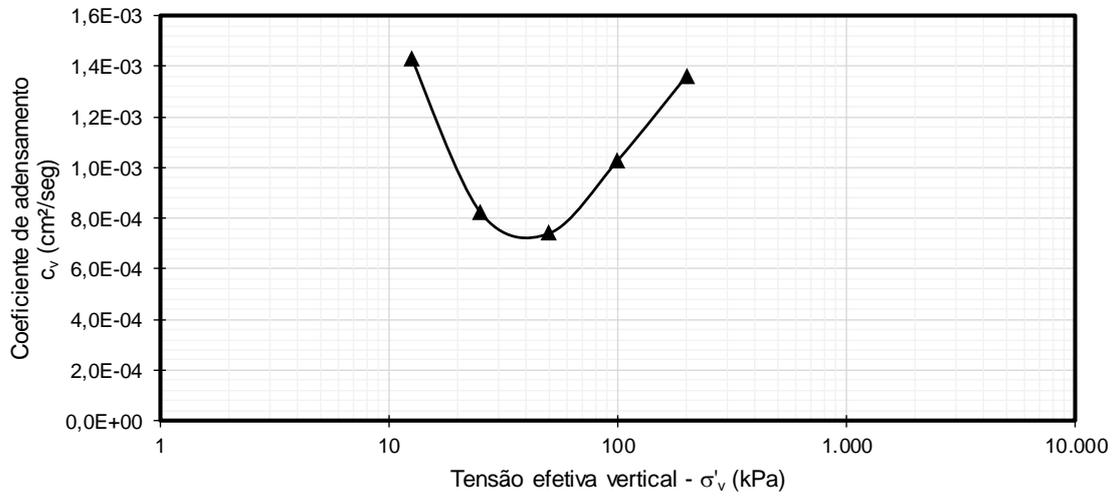
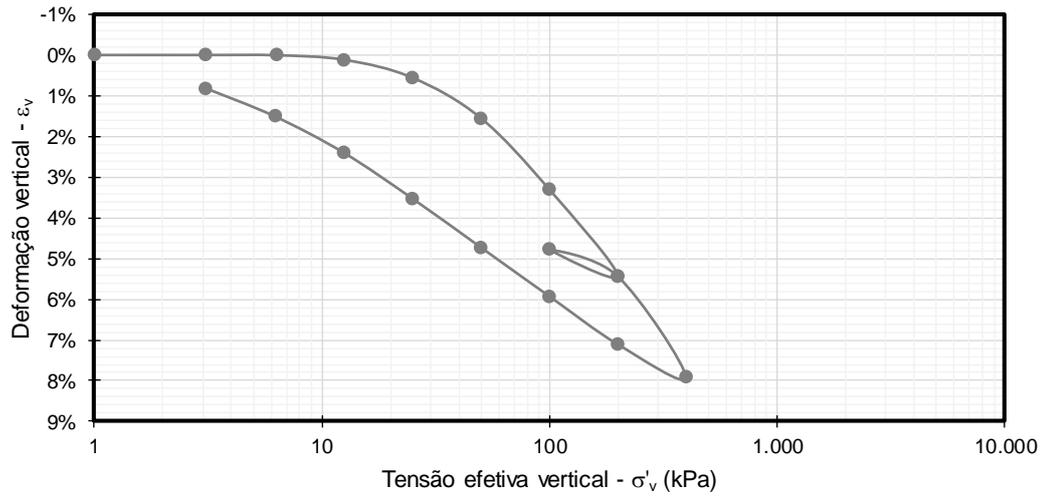
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,825	62,0	Pacheco	1,7	0,130	0,040	0,805	0,020	0,009	3,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,07	24,9	0,30	2,6	60,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
09/10/2013	SP-272	97+000	8	-	-	2,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,00	50	19,10	99,90

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	CONSOL	1	Boa a Razo	Muito Boa	±Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
25,2	99,8	N/D	N/D	N/D	N/D	19,68	26,05	15,72	0,657	78,7

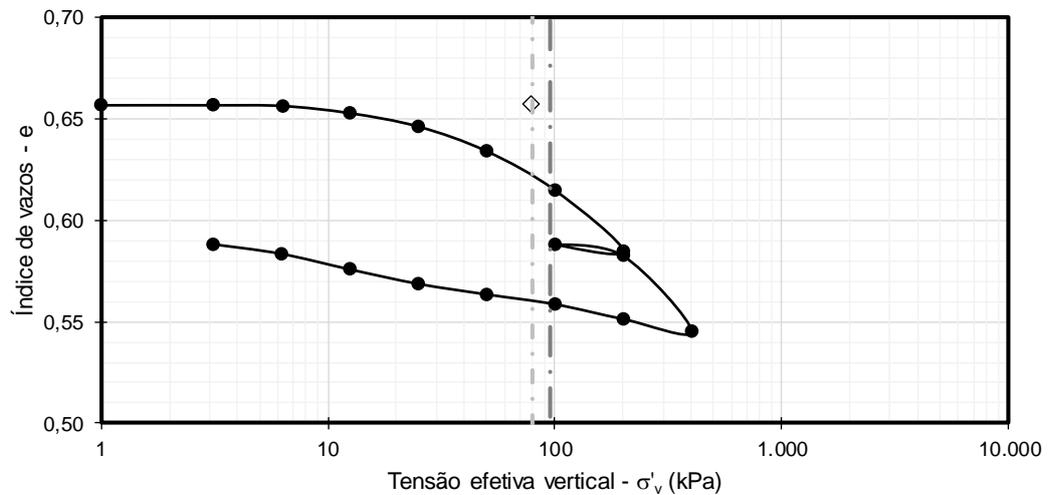
RESULTADOS DO ENSAIO

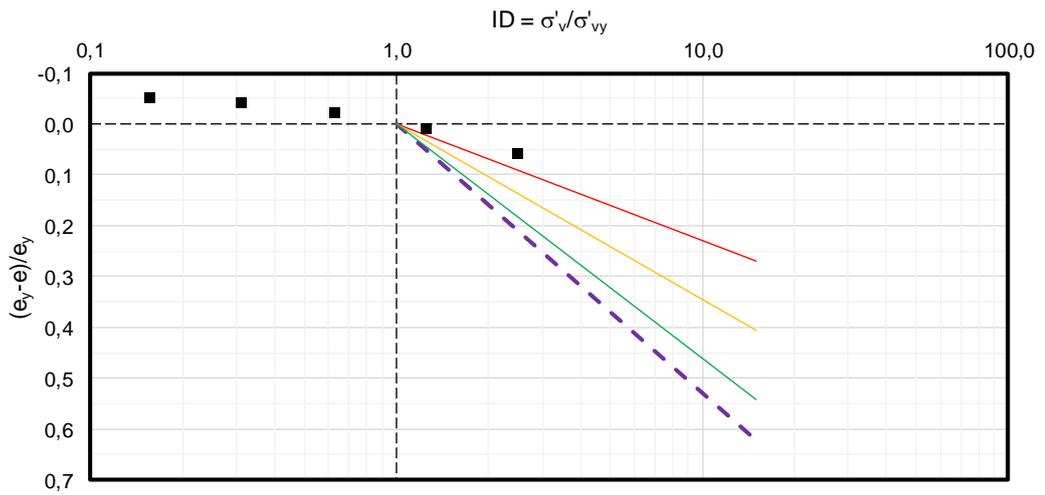
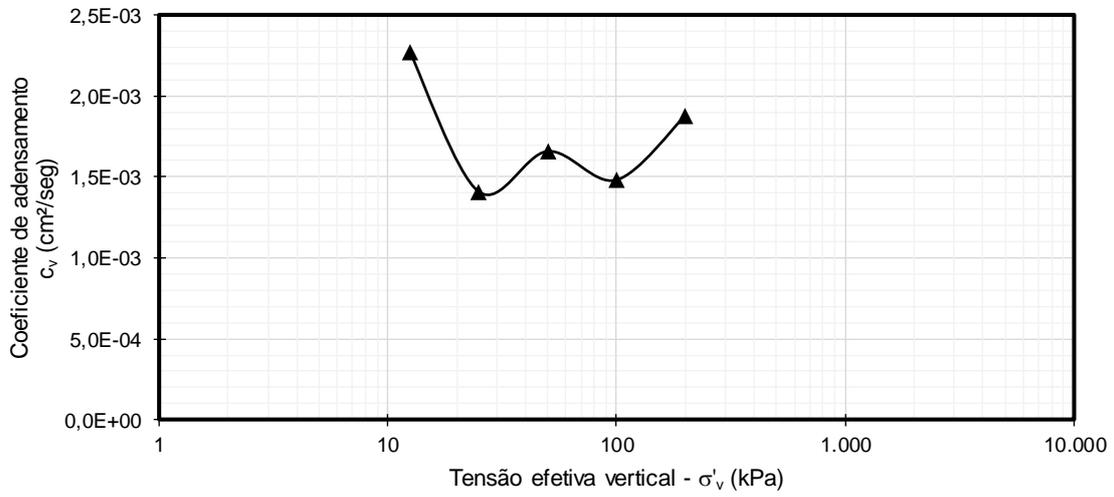
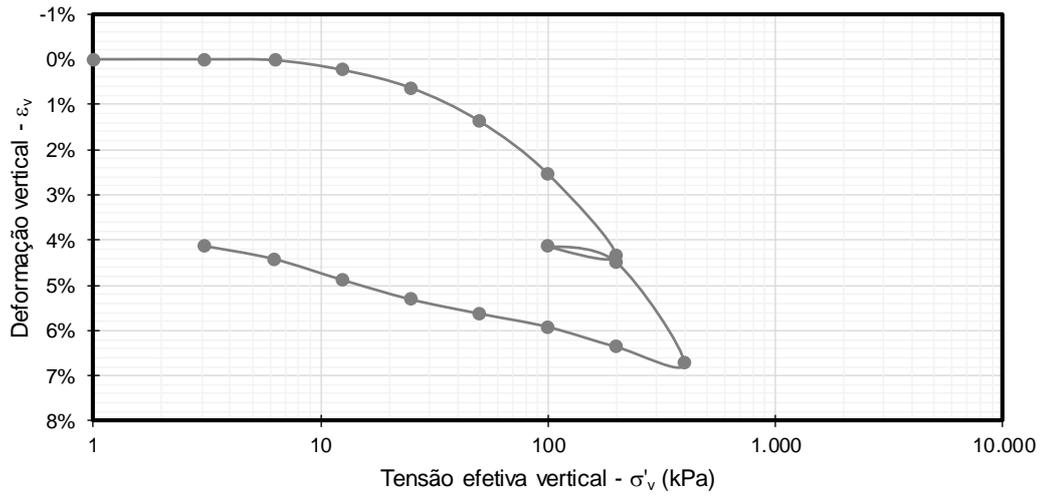
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,620	80,0	Pacheco	1,0	0,100	0,011	0,620	0,056	0,022	1,5E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,06	1,3	0,11	2,6	95,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

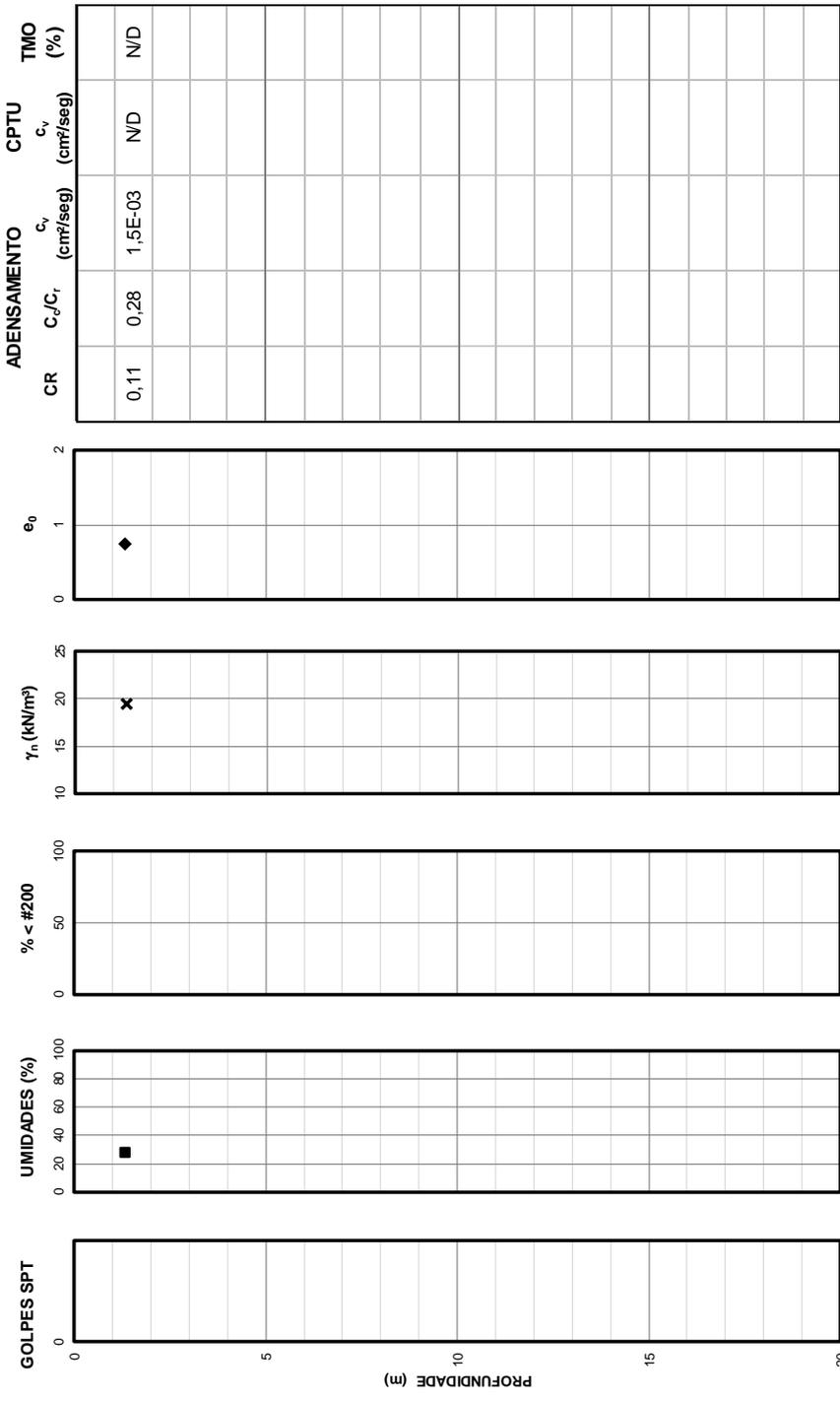
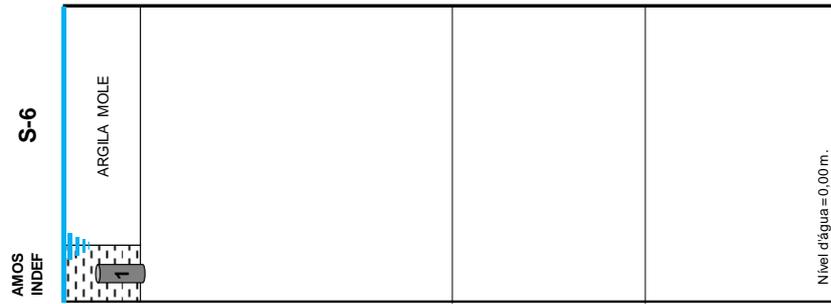




DADOS GERAIS

DATA: 17/05/13
 SONDAGEM: S-6
 ESTACA: 97+600

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 2



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
17/05/2013	S-6	97+600	8	-	0,00	2,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,35	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1A	MSL-24	NIVIA	0	Boa	a Razo Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
27,6	94,3	N/D	N/D	N/D	N/D	19,03	26,50	14,91	0,777	12,2

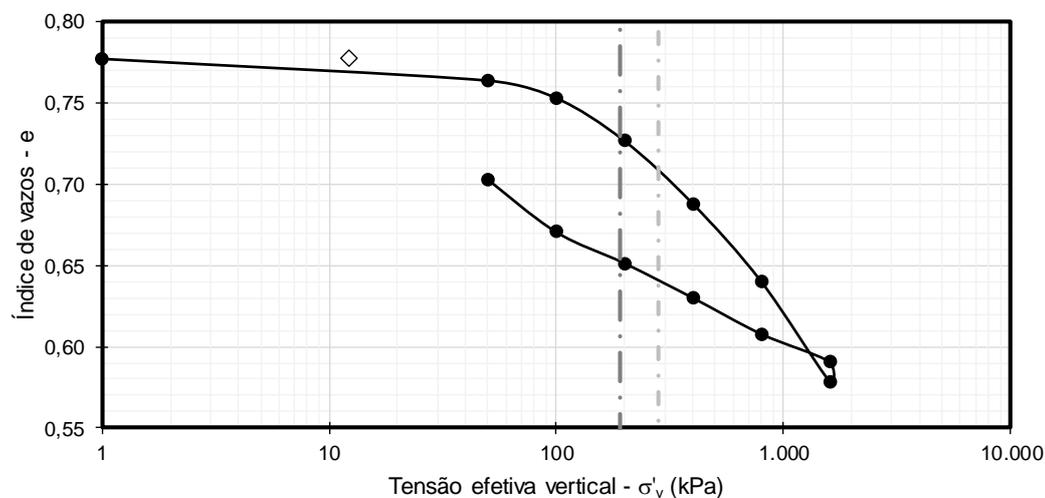
RESULTADOS DO ENSAIO

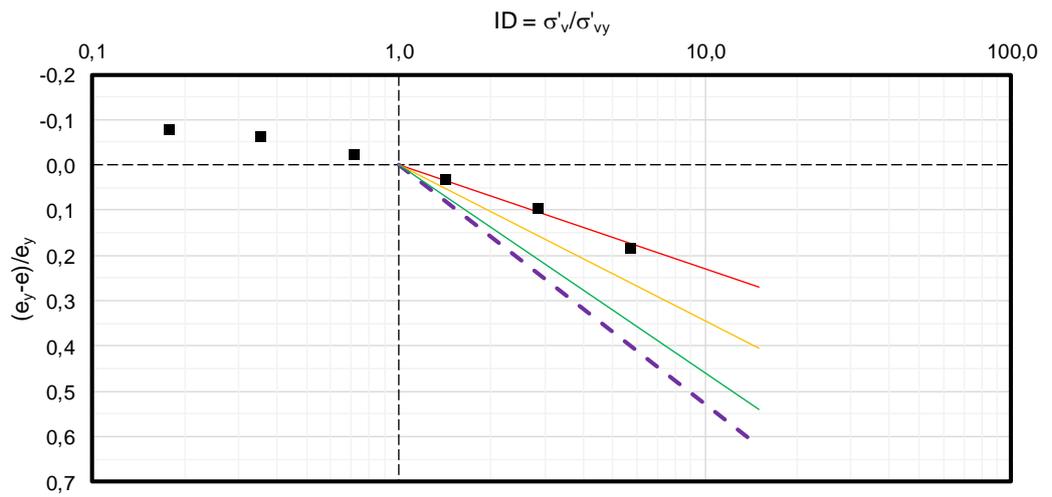
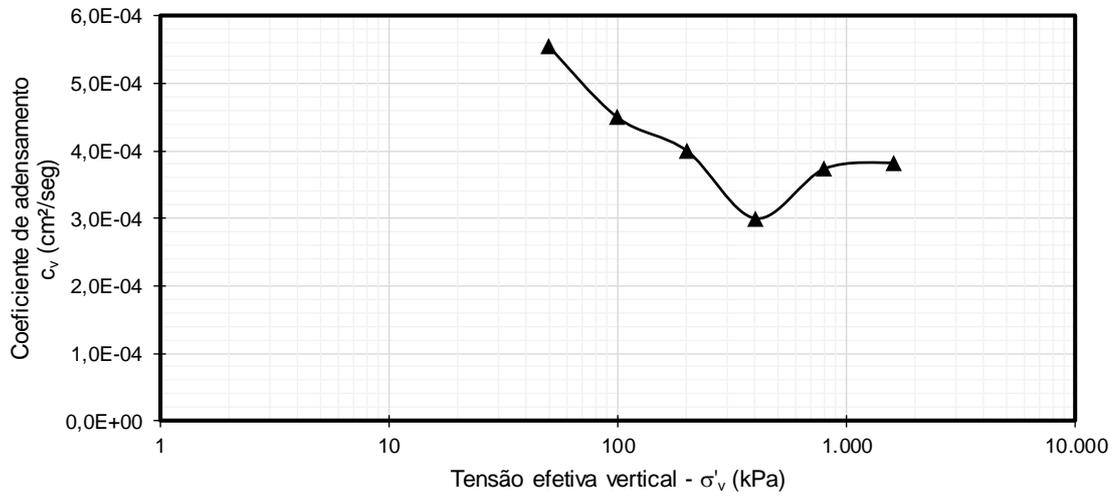
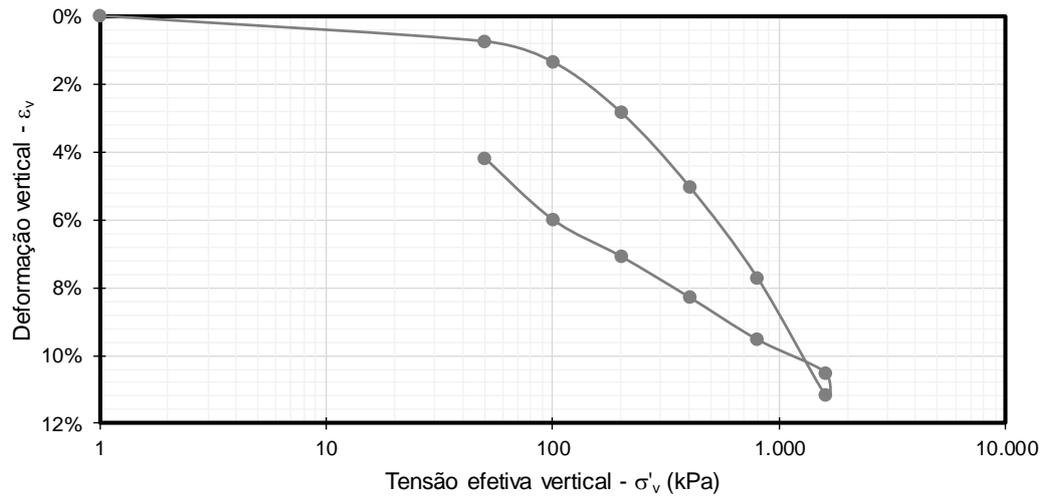
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,740	280,0	Pacheco	23,0	0,204	0,057	0,710	0,048	0,021	1,5E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,11	267,8	0,28	2,6	190,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
17/05/2013	S-6	97+600	8	-	0,00	2,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	1,35	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1B	MSL-24	NIVIA	0	Muito Boa e	Muito Boa e	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
28,1	97,4	N/D	N/D	N/D	N/D	19,04	26,00	14,87	0,748	12,2

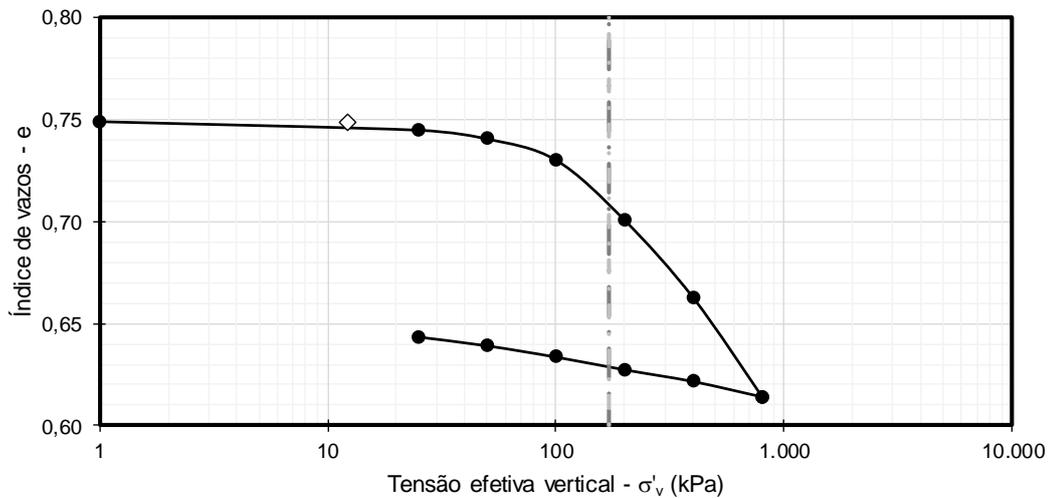
RESULTADOS DO ENSAIO

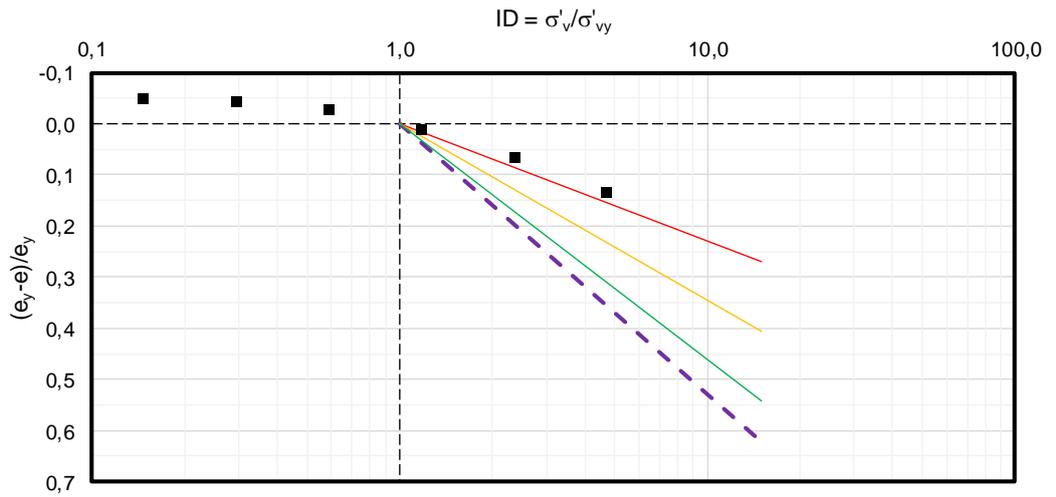
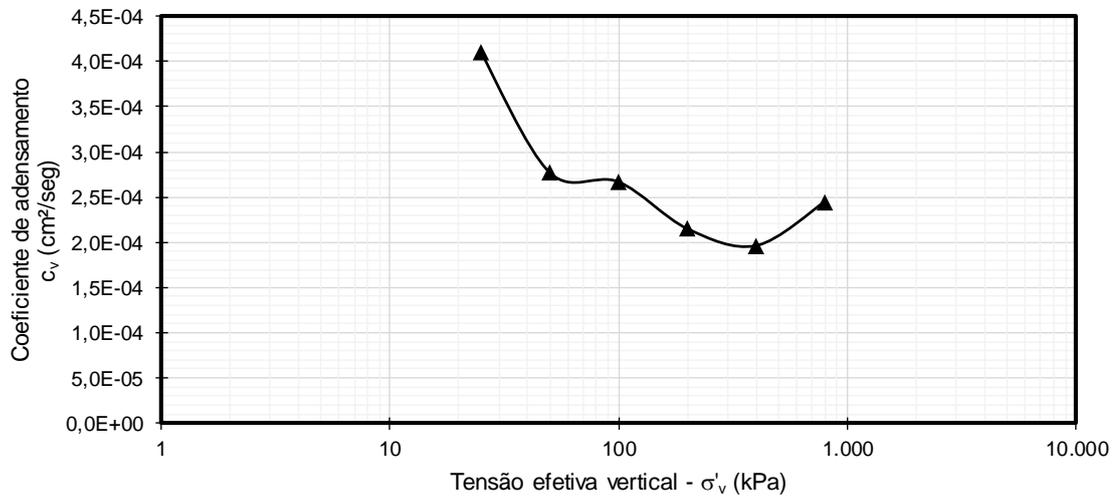
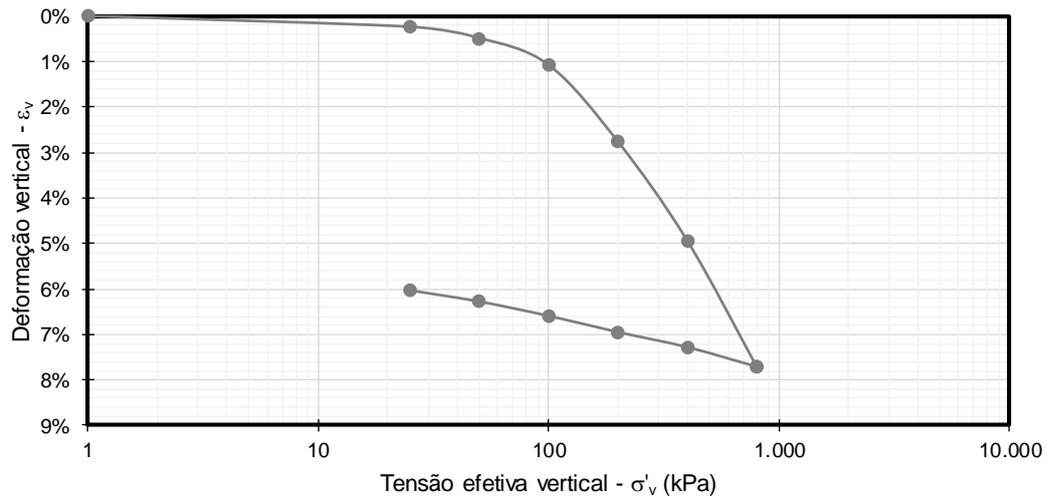
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,745	170,0	Pacheco	13,9	0,161	0,025	0,710	0,005	0,002	2,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,09	157,8	0,16	2,6	170,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data dd/mm/aa	Sondagem [Texto]	Estaca [km+m]	Hito [Texto]	Bolsão [Texto]	N.A. (m)	H _{mole} (m)
17/05/2013	S-7	101+300	8	-	0,00	4,20

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad. [Texto]	Ø amostr. (mm)	Bentonita [Texto]	Extração [Texto]	Prof. (m)	D _{CP} (mm)	H _{CP} (mm)	P ₂₀₀ (%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,85	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra [Texto]	Ensaio [Texto]	Executor [Texto]	Ciclos (unid.)	Lunne [Texto]	Coutinho [Texto]	Futai [Texto]
1	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Muito Boa	a Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n (%)	S (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	TMO (%)	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	e ₀ -	σ' _{v0} (kPa)
43,1	100,6	N/D	N/D	N/D	N/D	17,60	26,00	12,31	1,112	21,7

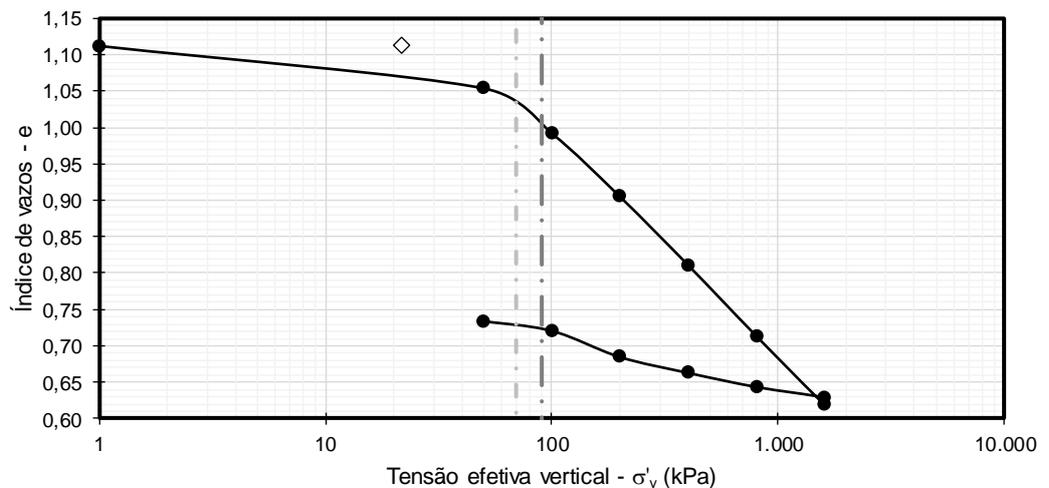
RESULTADOS DO ENSAIO

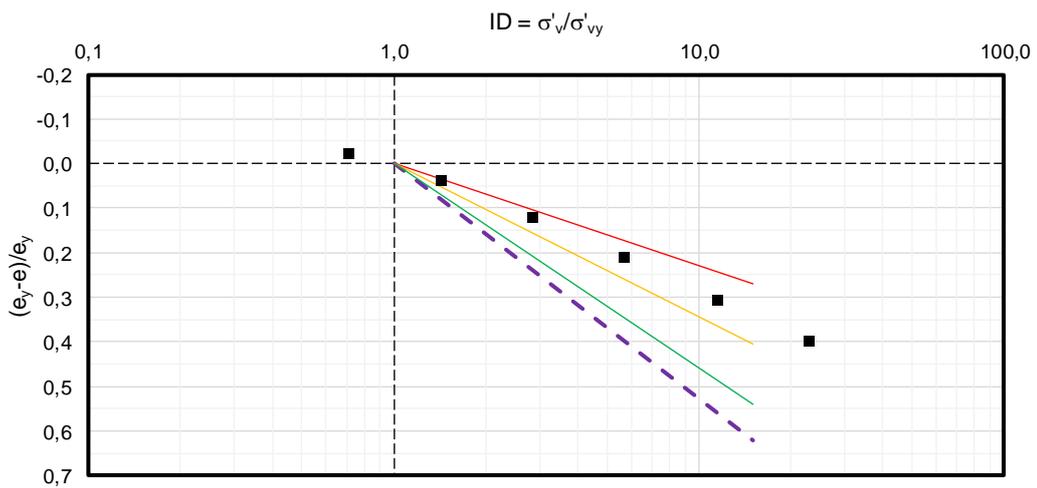
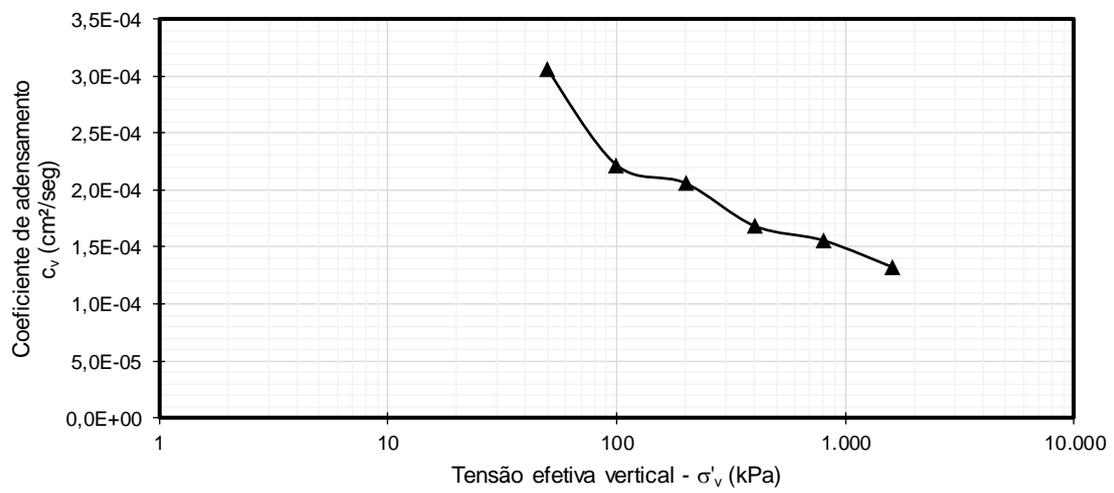
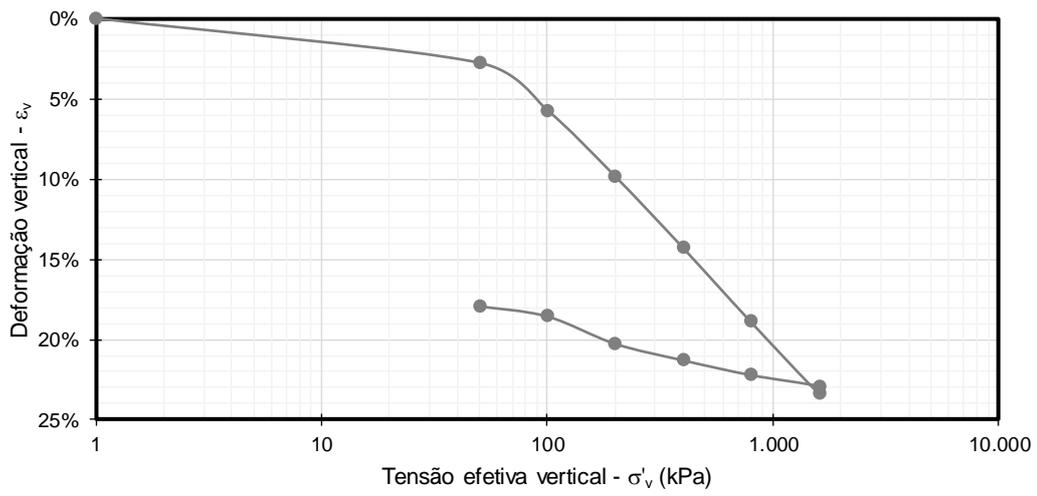
e _{v0} -	σ' _{a-PS} (kPa)	Método σ' _a [Texto]	OCR -	C _c -	C _r -	e _y -	Δe/e ₀ -	ε _{v0} -	c _{v-edo} (cm ² /seg)	Método c _v [Texto]
1,070	70,0	Pacheco	3,2	0,312	0,049	1,030	0,038	0,020	1,5E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR -	Δσ' _a (kPa)	C _r /C _c -	D _{CP} /H _{CP} -	σ' _{a-CG} (kPa)	Método σ' _a [Texto]
0,15	48,3	0,16	2,6	90,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
17/05/2013	S-7	101+300	8	-	0,00	4,20

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,85	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2A	MSL-24	NIVIA	0	Boa a Razo	Muito Boa	e Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	-	(kPa)
25,6	98,4	N/D	N/D	N/D	N/D	19,48	26,00	15,51	0,676	46,0

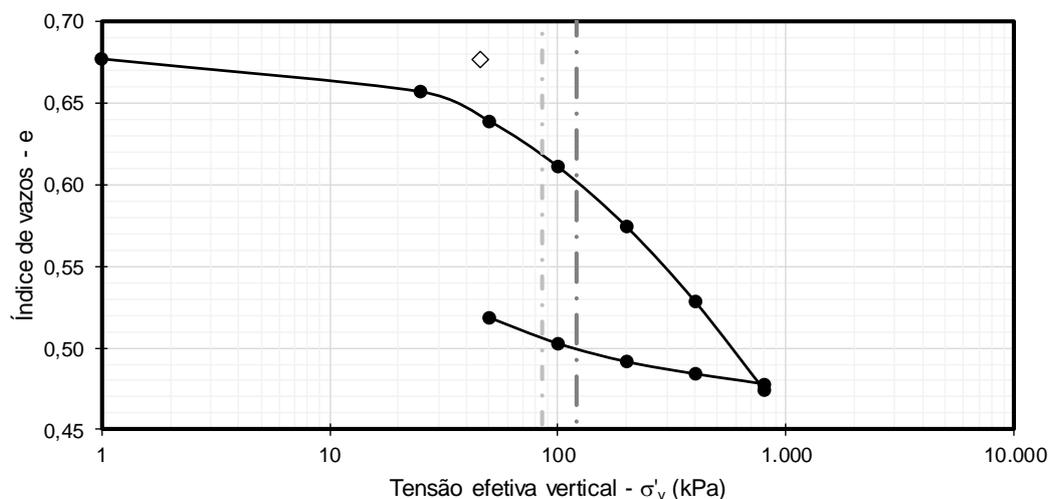
RESULTADOS DO ENSAIO

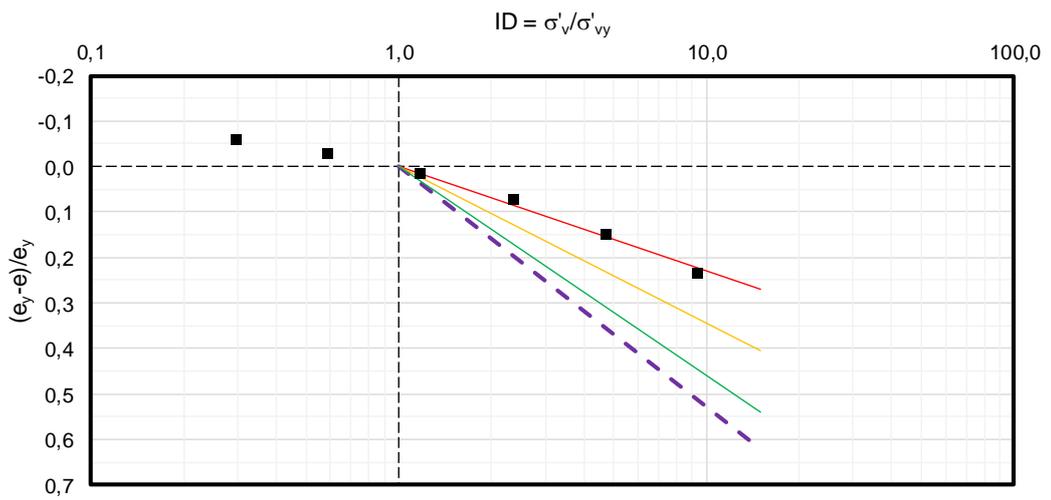
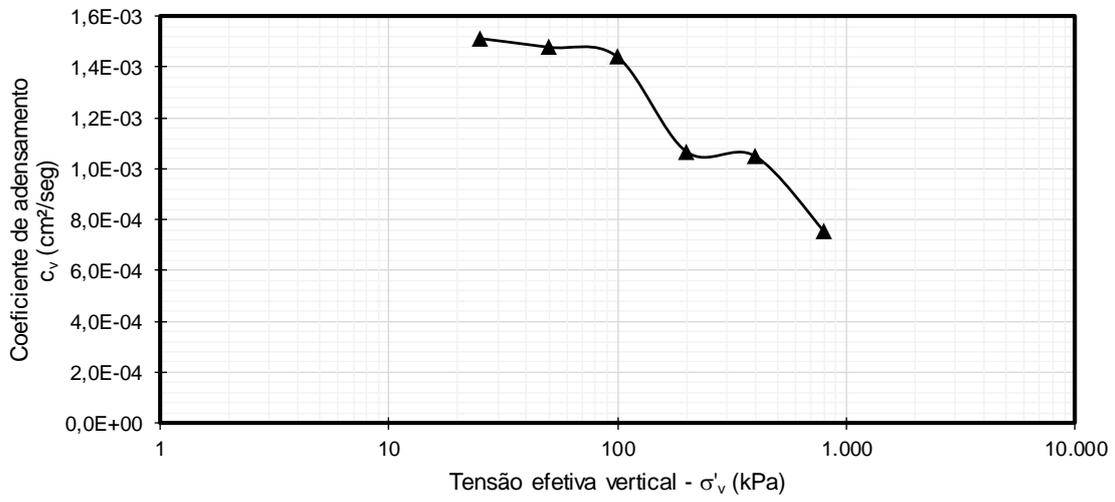
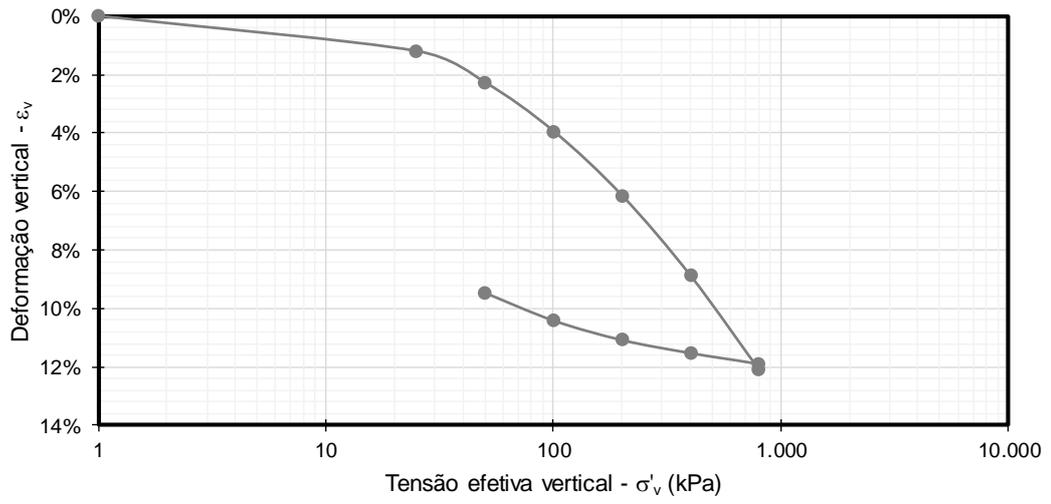
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm²/seg)	[Texto]
0,640	85,0	Pacheco	1,8	0,178	0,021	0,620	0,054	0,022	8,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,11	39,0	0,12	2,6	120,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
17/05/2013	S-7	101+300	8	-	0,00	4,20

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,85	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2B	MSL-24	NIVIA	0	Pobre	Regular	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
25,3	89,5	N/D	N/D	N/D	N/D	18,99	26,50	15,16	0,748	43,6

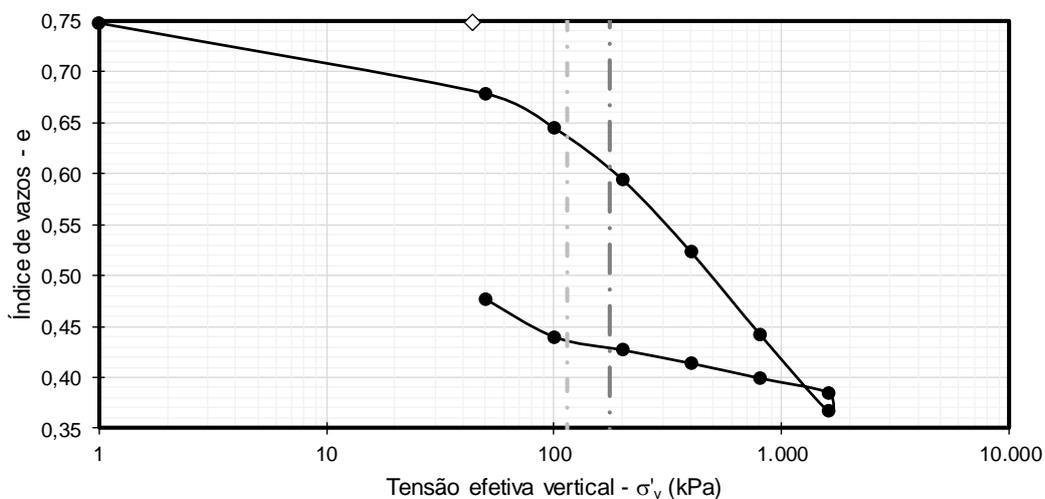
RESULTADOS DO ENSAIO

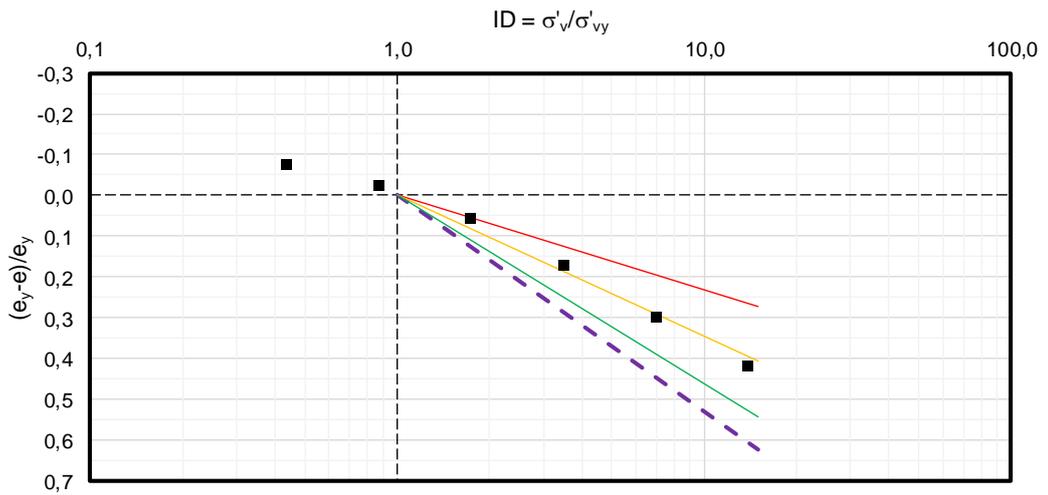
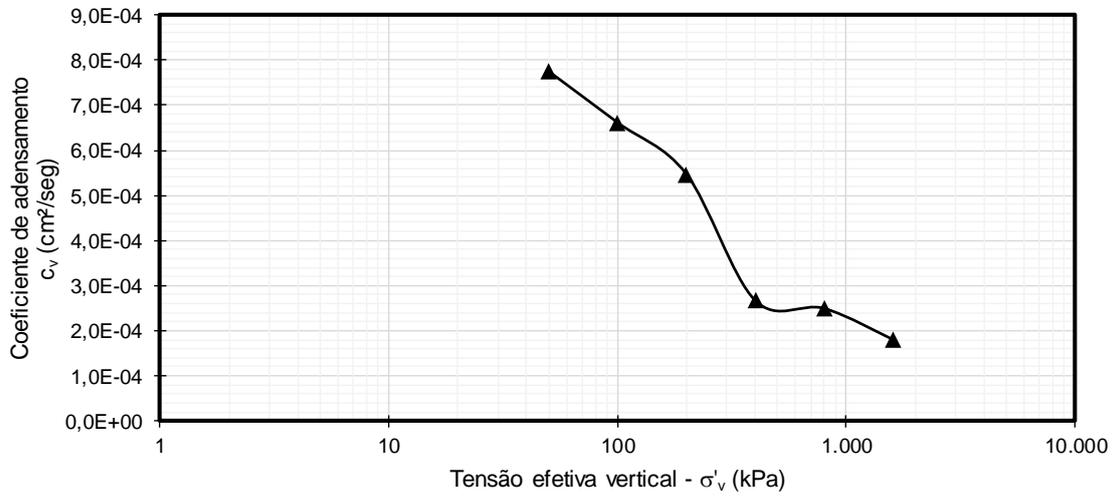
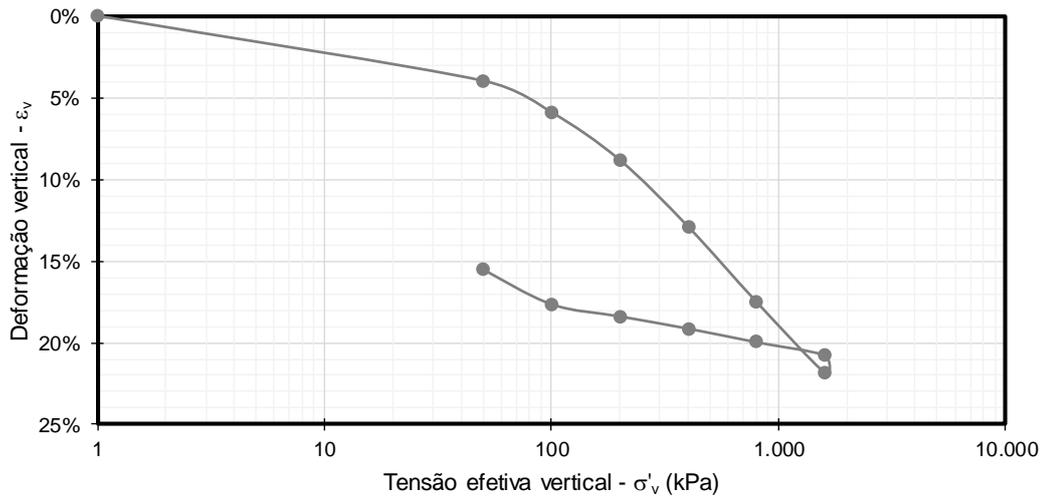
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,690	115,0	Pacheco	2,6	0,252	0,047	0,630	0,078	0,033	8,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,14	71,4	0,19	2,6	175,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

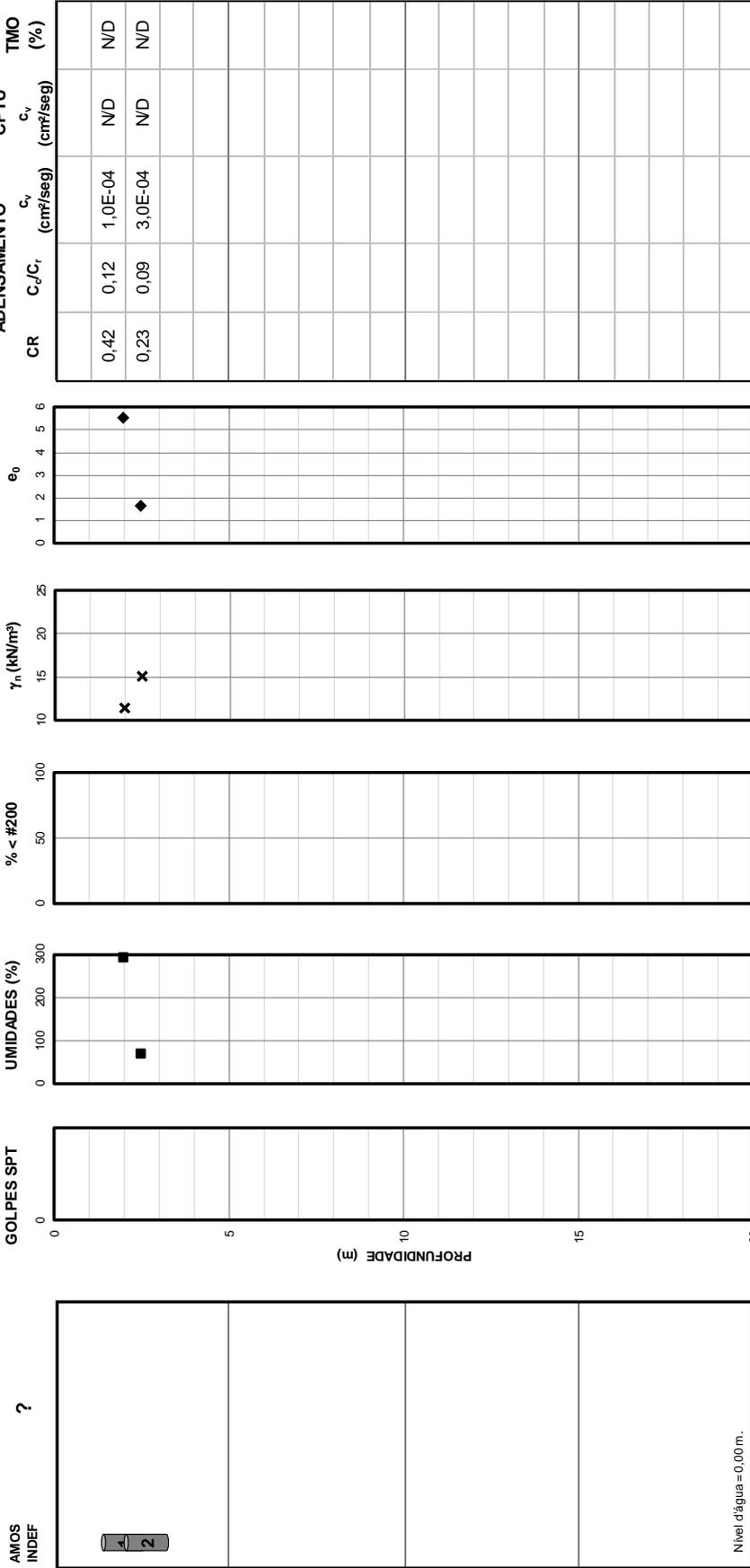




DADOS GERAIS

DATA: ?
 SONDAGEM: ?
 ESTACA: 101+700

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 2



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
?	S-?	101+700	8	-	0,00	?

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,50	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	NIVIA	2	Pobre	Pobre	Má Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
69,6	92,8	N/D	N/D	N/D	N/D	14,41	23,45	8,50	1,759	11,0

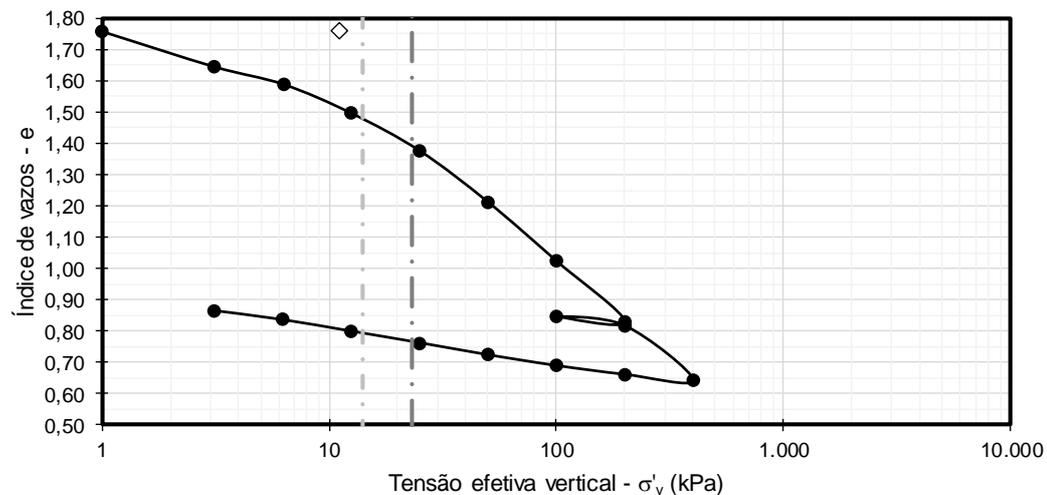
RESULTADOS DO ENSAIO

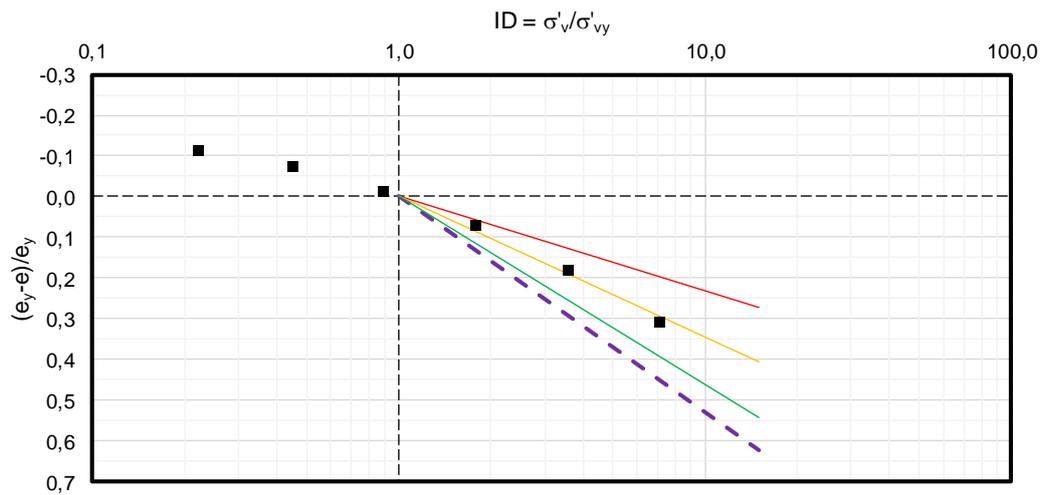
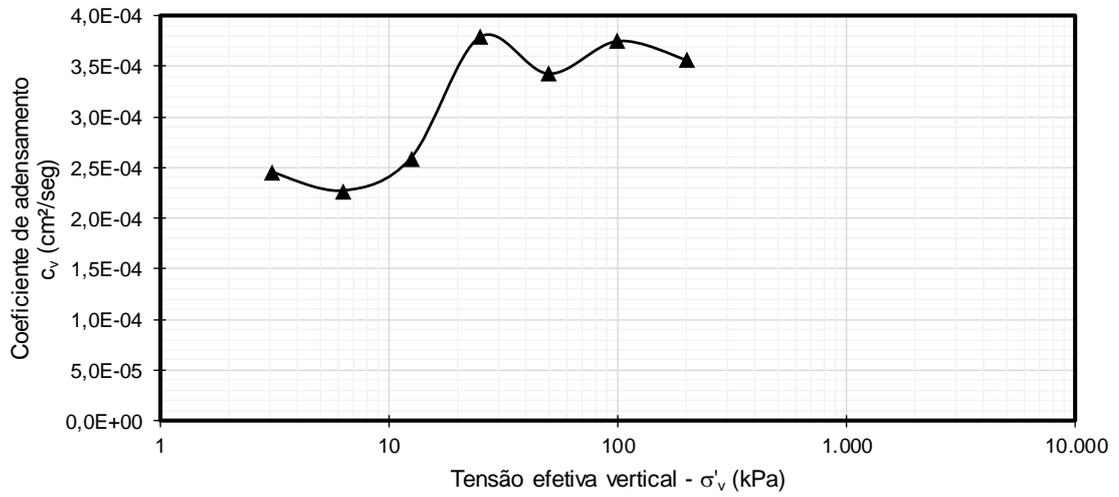
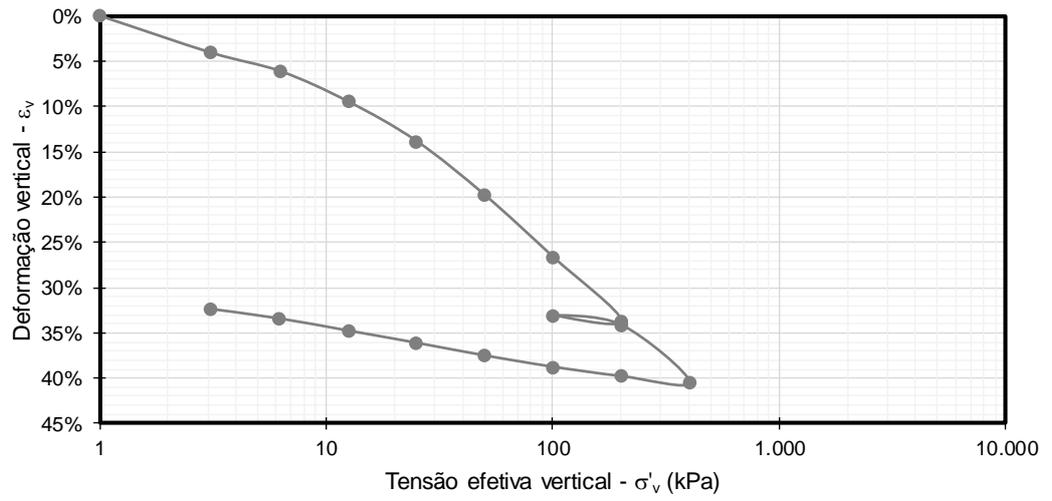
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,520	14,0	Pacheco	1,3	0,648	0,059	1,480	0,136	0,087	3,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,23	3,0	0,09	2,6	23,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
?	S-?	101+700	8	-	0,00	?

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,00	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	NIVIA	2	Muito Boa	Muito Boa	Boa Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
294,2	73,6	N/D	N/D	N/D	N/D	8,70	18,78	2,21	7,498	-2,6

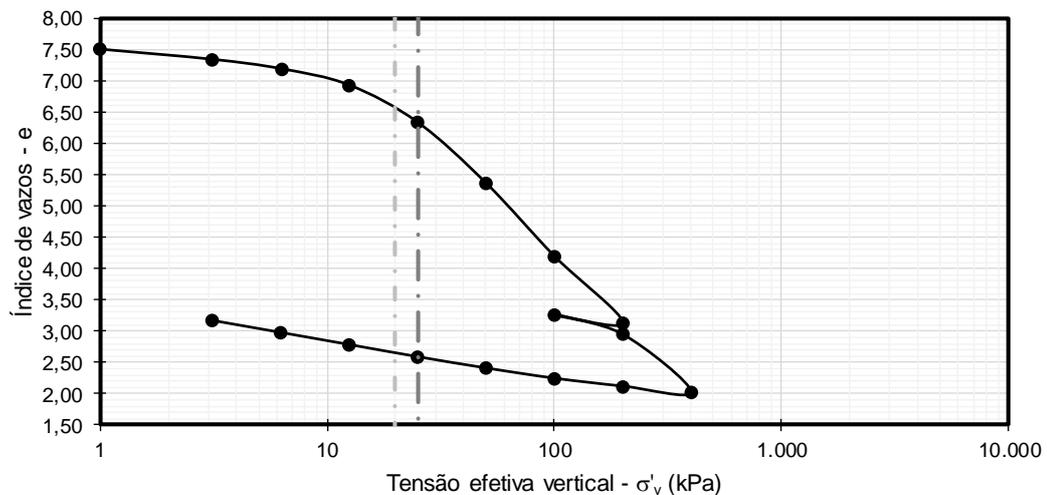
RESULTADOS DO ENSAIO

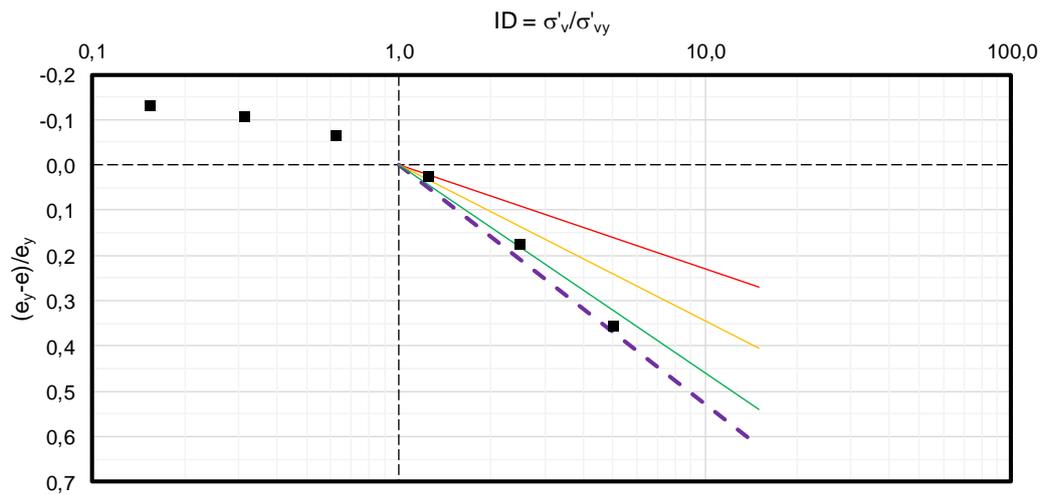
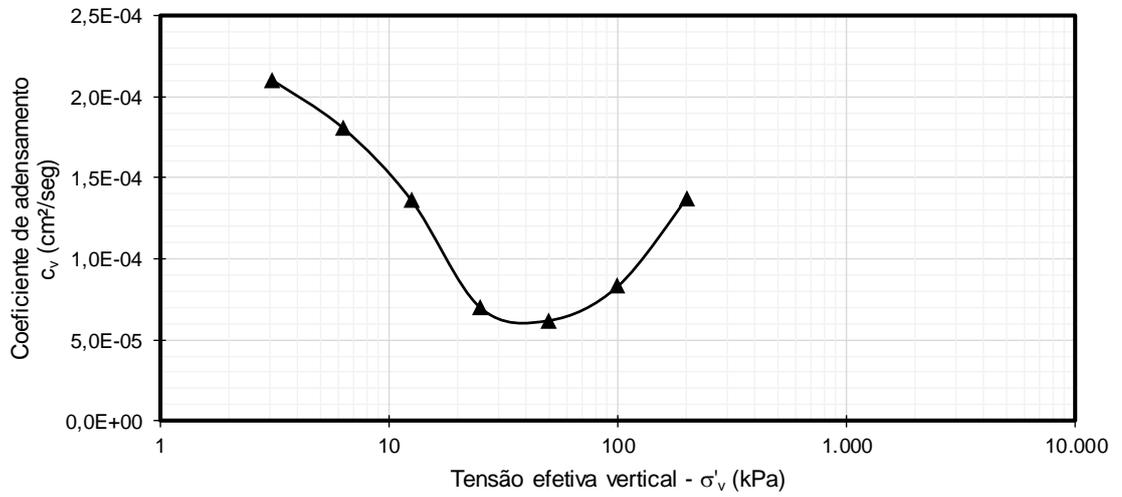
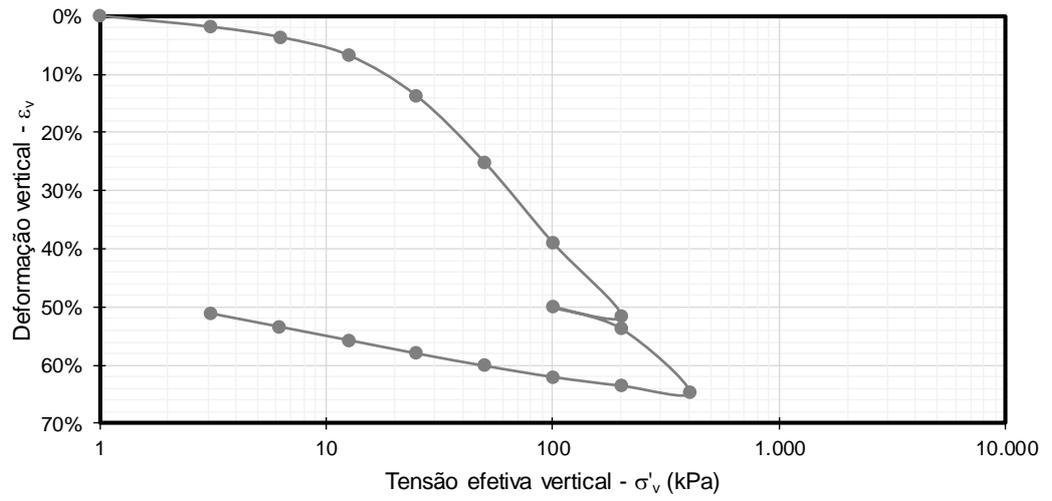
e ₀	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
7,498	20,0	Pacheco	1,0	3,545	0,433	6,500	0,000	0,000	1,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,42	22,6	0,12	2,6	25,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
07/09/2013	SP-270	102+520	8	-	0,10	5,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,00	50	19,10	96,70

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	2	Muito Boa	e Muito Boa	e Boa Qualidade

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
110,4	99,9	N/D	N/D	N/D	N/D	13,03	19,64	6,19	2,173	7,1

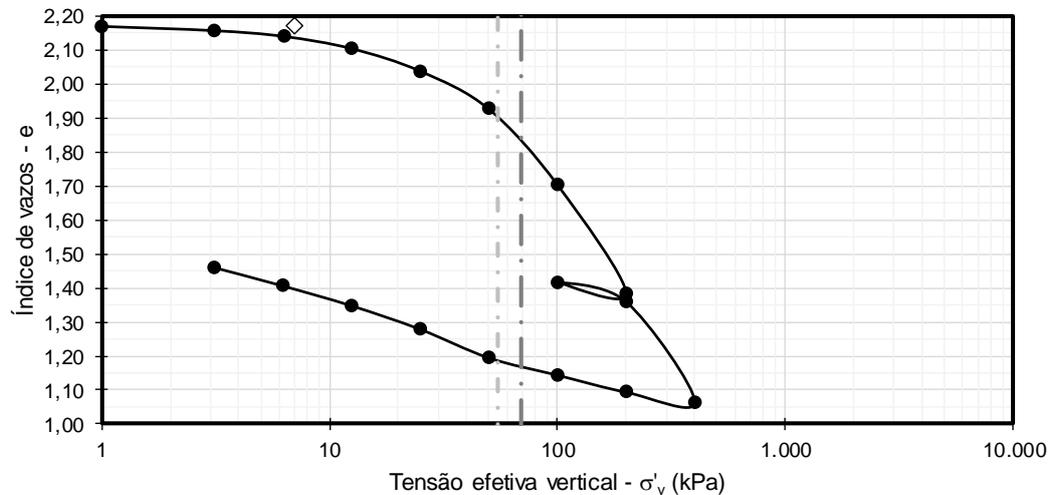
RESULTADOS DO ENSAIO

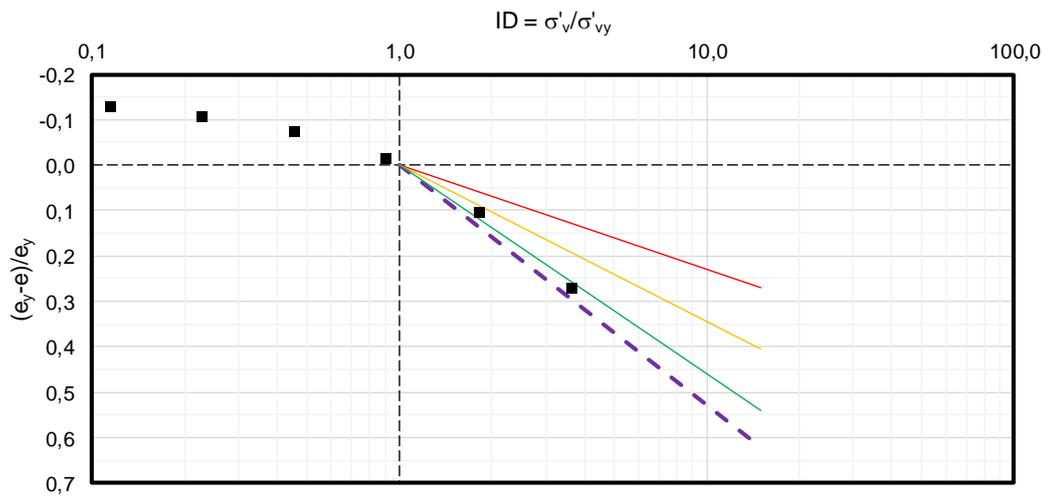
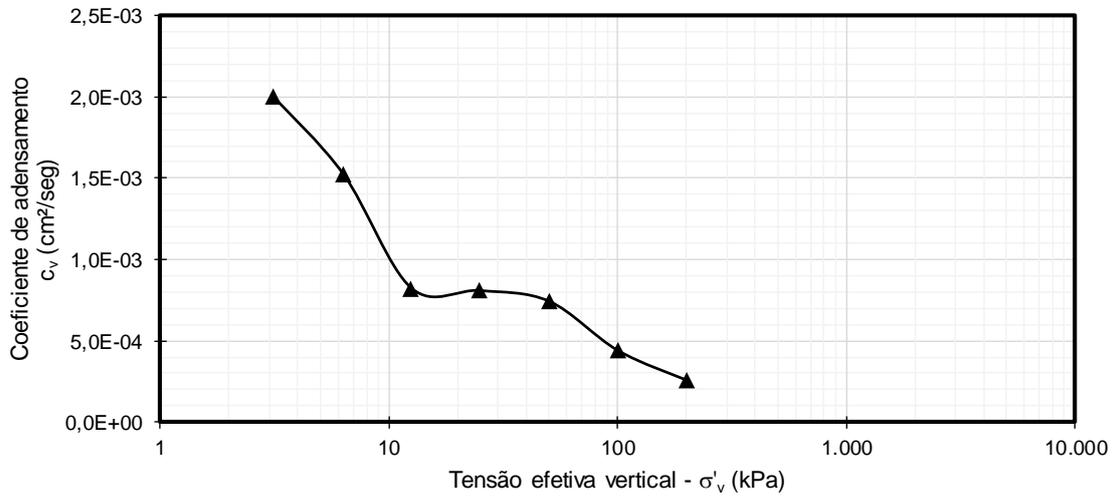
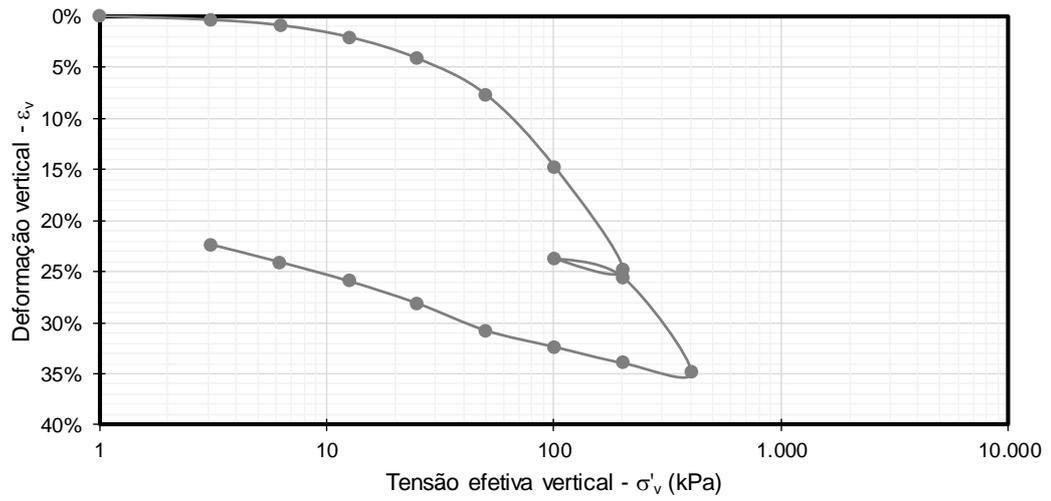
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
2,150	55,0	Pacheco	7,8	1,065	0,116	1,900	0,011	0,007	3,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,34	47,9	0,11	2,6	69,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

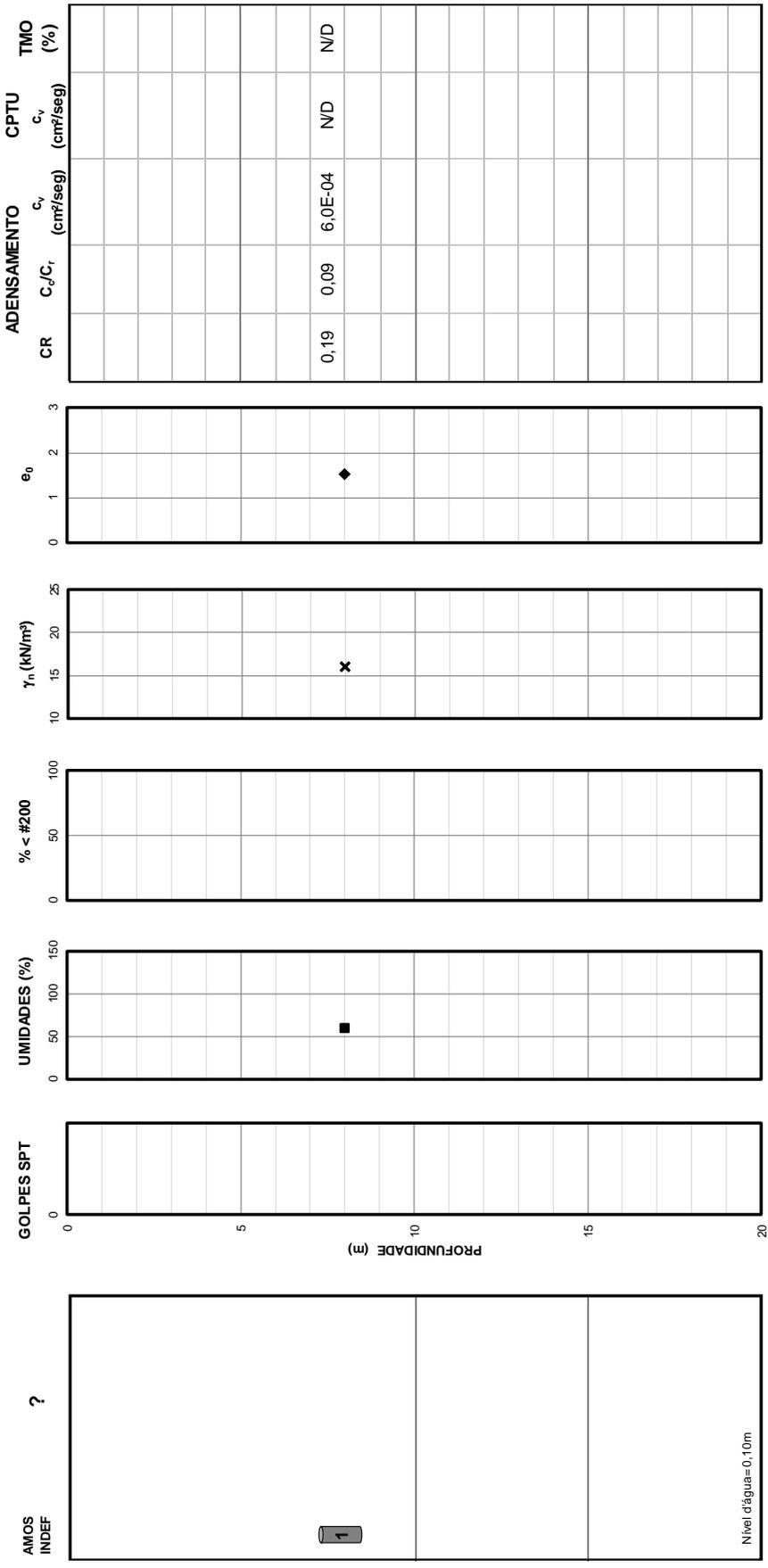




DADOS GERAIS

DATA: ?
 SONDAGEM: ?
 ESTACA: 102+580

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data dd/mm/aa	Sondagem [Texto]	Estaca [km+m]	Hito [Texto]	Bolsão [Texto]	N.A. (m)	H _{mole} (m)
?	S-?	102+580	8	-	0,00	?

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad. [Texto]	Ø amostr. (mm)	Bentonita [Texto]	Extração [Texto]	Prof. (m)	D _{CP} (mm)	H _{CP} (mm)	P ₂₀₀ (%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	8,00	50	19,10	N/D

DADOS DO ENSAIO

Amostra [Texto]	Ensaio [Texto]	Executor [Texto]	Ciclos (unid.)	Lunne [Texto]	Coutinho [Texto]	Futai [Texto]
1	MSL-24	NIVIA	1	Muito Pobre	Pobre	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n (%)	S (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	TMO (%)	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	e ₀ -	σ' _{v0} (kPa)
60,2	99,9	N/D	N/D	N/D	N/D	16,03	25,20	10,01	1,517	48,2

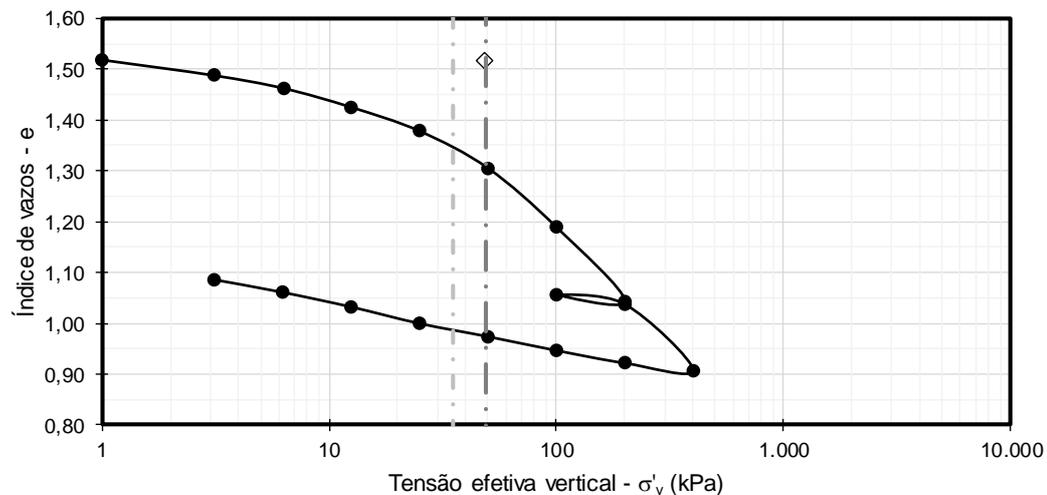
RESULTADOS DO ENSAIO

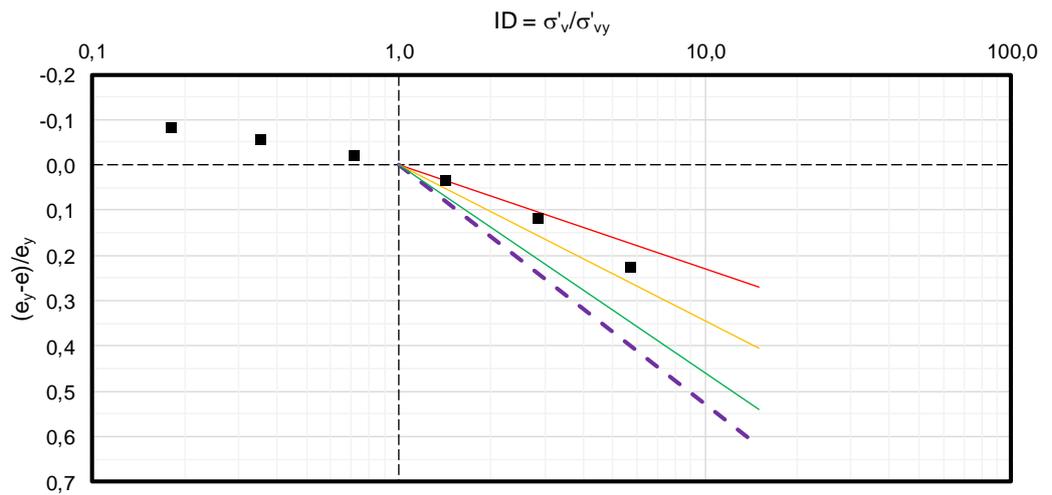
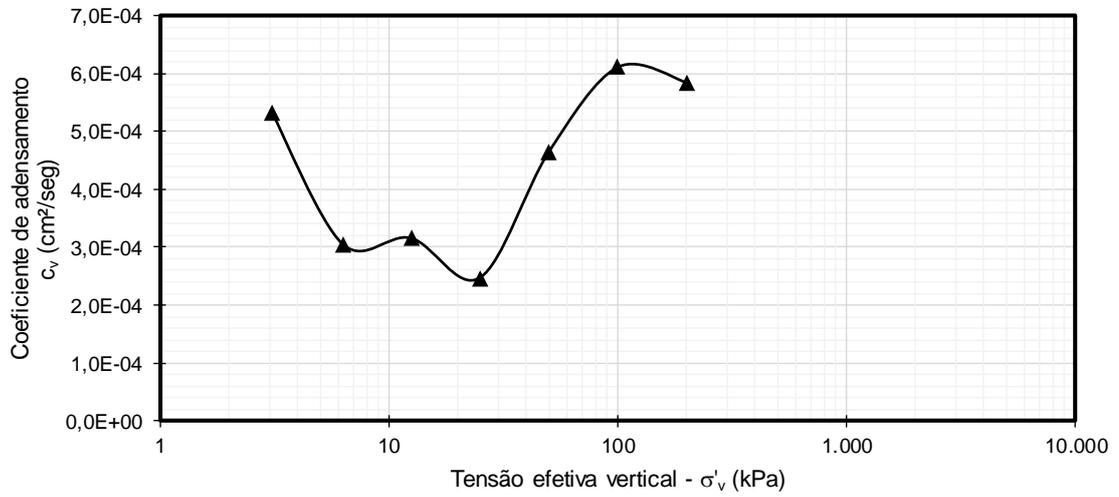
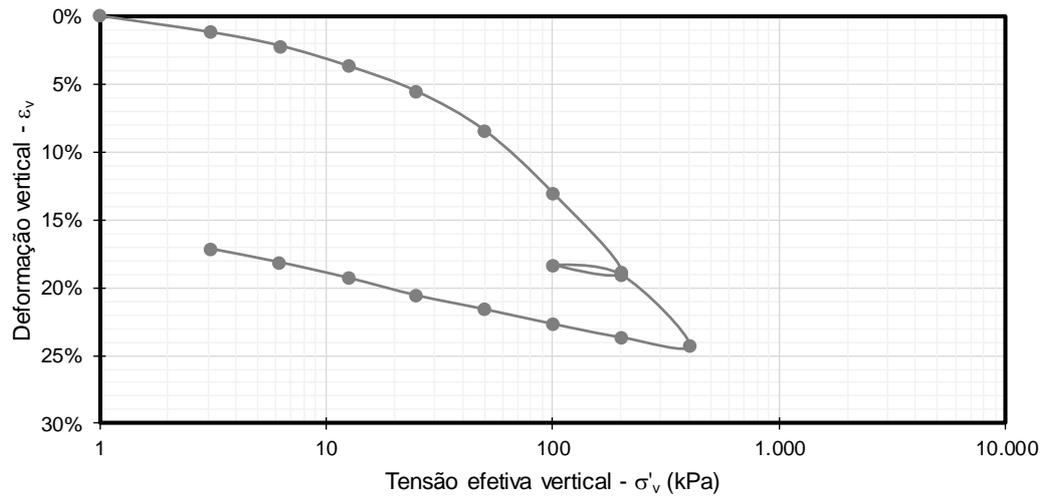
e _{v0} -	σ' _{a-PS} (kPa)	Método σ' _a [Texto]	OCR -	C _c -	C _r -	e _y -	Δe/e ₀ -	ε _{v0} -	C _{v-edo} (cm ² /seg)	Método c _v [Texto]
1,300	35,0	Pacheco	1,0	0,483	0,041	1,350	0,143	0,086	6,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR -	Δσ' _a (kPa)	C _r /C _c -	D _{CP} /H _{CP} -	σ' _{a-CG} (kPa)	Método σ' _a [Texto]
0,19	-13,2	0,09	2,6	49,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

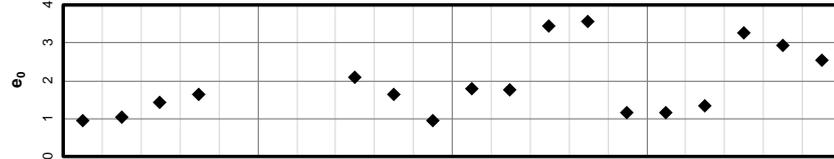
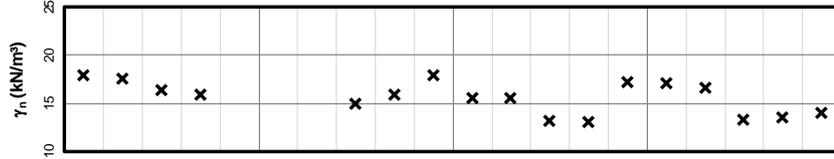
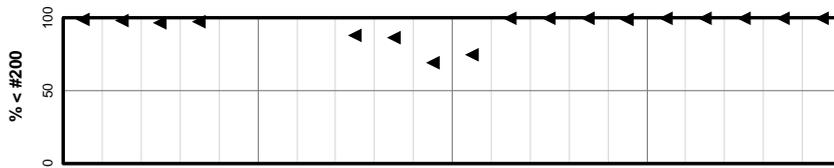
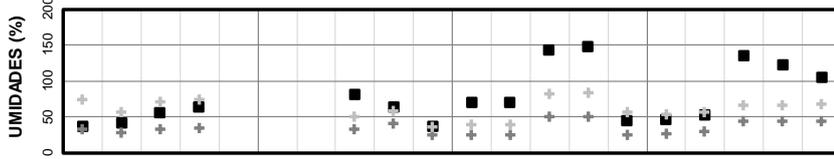
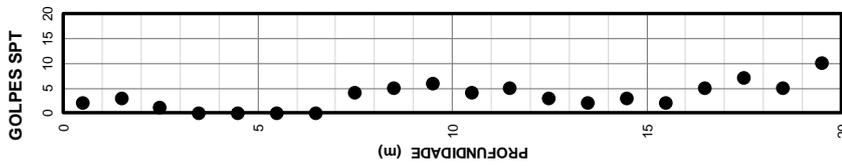
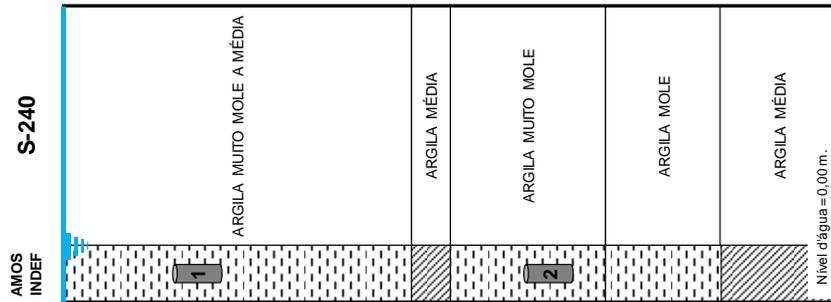




DADOS GERAIS

DATA: 08/07/13
 SONDAGEM: S-240
 ESTACA: 102+720

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 2



CR	ADENSAMENTO		CPTU C _v (cmf/seg)	TMO (%)
	C _d /C _v	C _v (cmf/seg)		
0,16	0,12	1,0E-03	N/D	N/D
0,16	0,14	5,0E-04	N/D	3,9

DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
08/07/2013	SP-240	102+720	8	8.2	0,00	9,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,00	50	19,10	97,40

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Boa a Razo	Regular	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
54,2	105,5	N/D	N/D	N/D	N/D	16,99	25,38	11,02	1,303	28,0

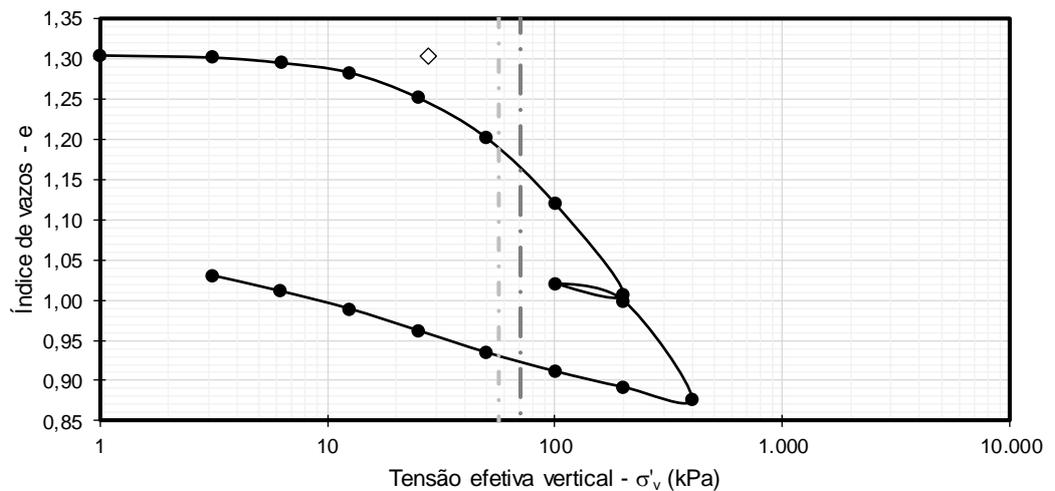
RESULTADOS DO ENSAIO

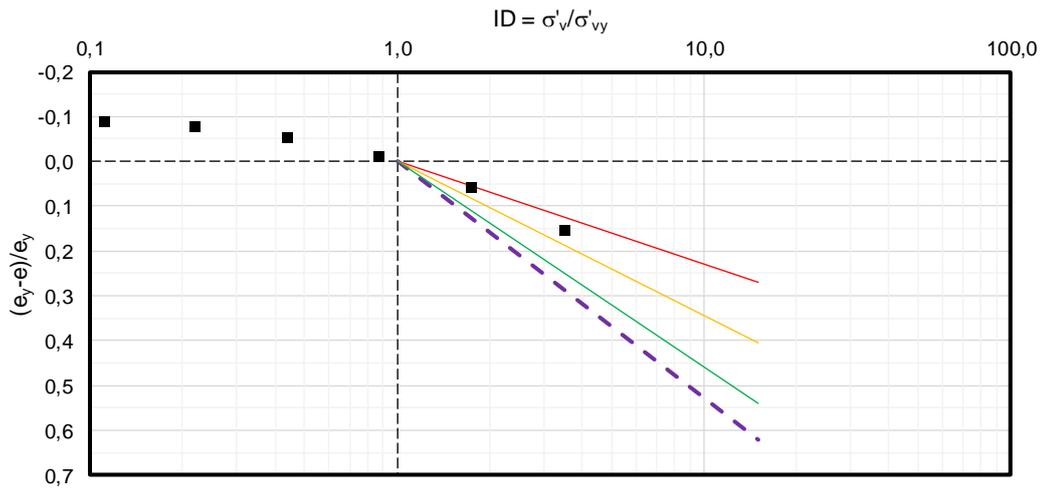
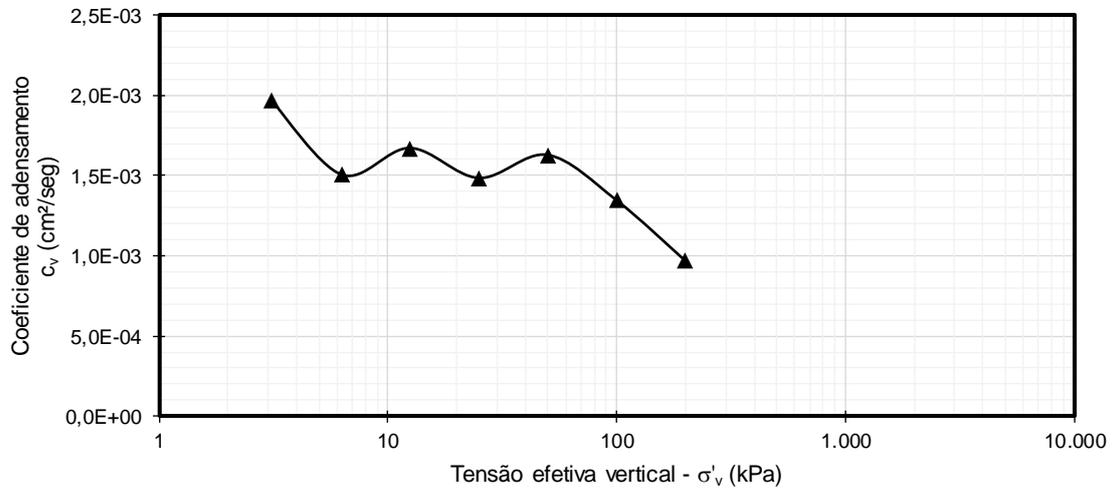
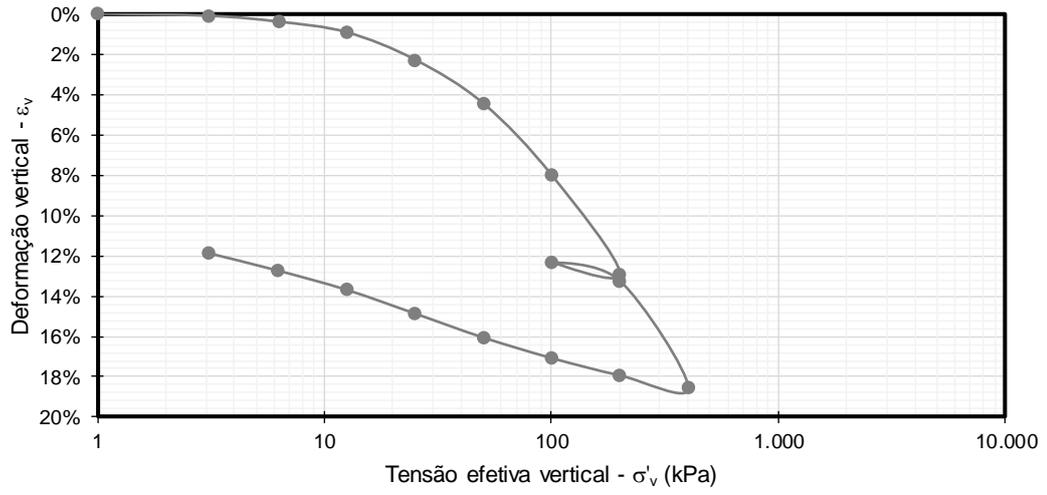
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,240	57,0	Pacheco	2,0	0,375	0,044	1,190	0,048	0,027	1,0E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,16	29,0	0,12	2,6	71,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data dd/mm/aa	Sondagem [Texto]	Estaca [km+m]	Hito [Texto]	Bolsão [Texto]	N.A. (m)	H _{mole} (m)
08/07/2013	SP-240	102+720	8	8.2	0,00	9,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad. [Texto]	Ø amostr. (mm)	Bentonita [Texto]	Extração [Texto]	Prof. (m)	D _{CP} (mm)	H _{CP} (mm)	P ₂₀₀ (%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	14,00	50	19,10	99,90

DADOS DO ENSAIO

Amostra [Texto]	Ensaio [Texto]	Executor [Texto]	Ciclos (unid.)	Lunne [Texto]	Coutinho [Texto]	Futai [Texto]
2	MSL-24	CONSOL	1	Pobre	Pobre	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n (%)	S (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	TMO (%)	γ _{nat} (kN/m³)	γ _s (kN/m³)	γ _d (kN/m³)	e ₀ -	σ' _{v0} (kPa)
75,7	93,7	N/D	N/D	N/D	N/D	14,37	24,12	8,18	1,949	61,2

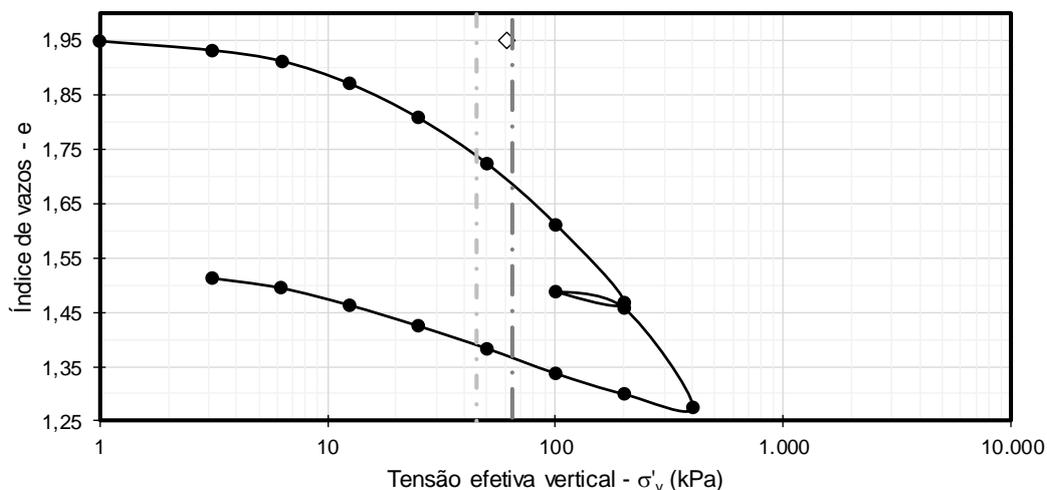
RESULTADOS DO ENSAIO

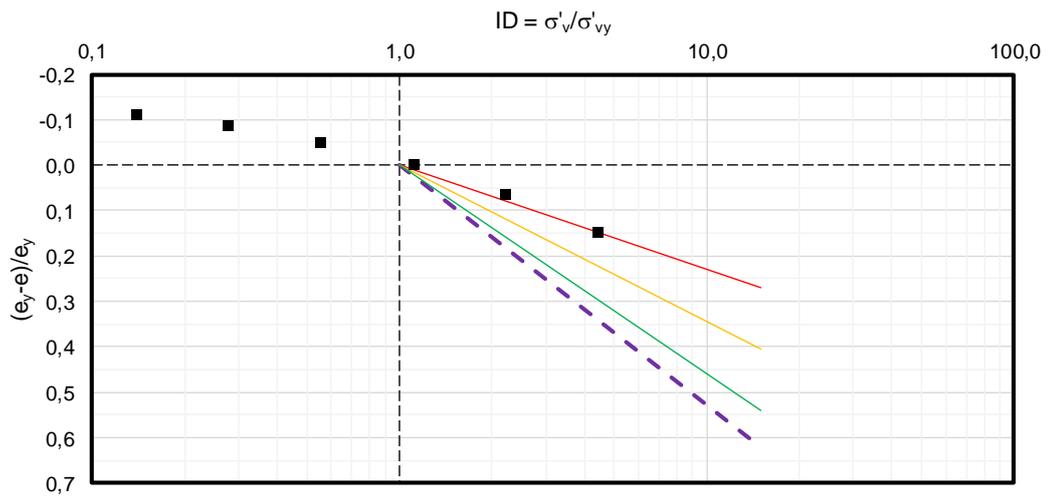
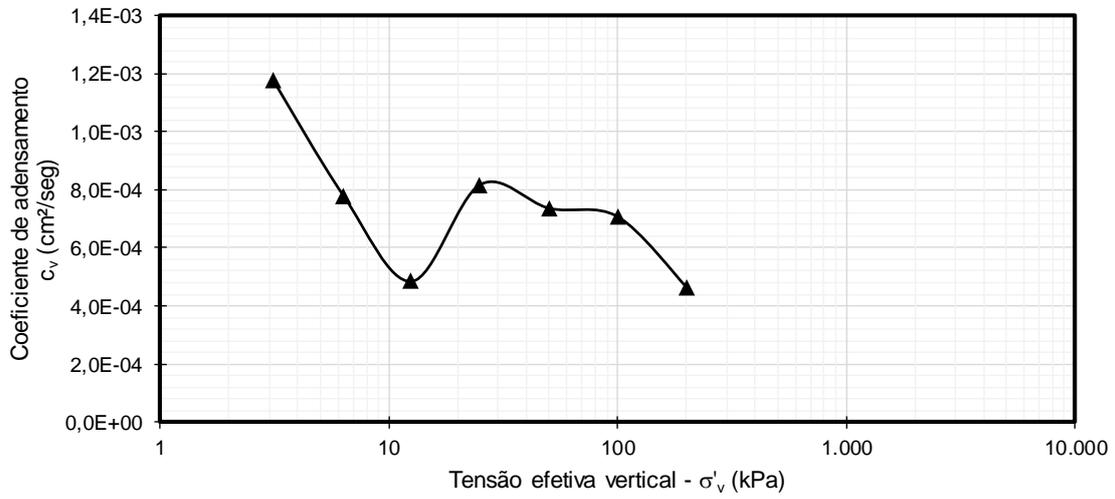
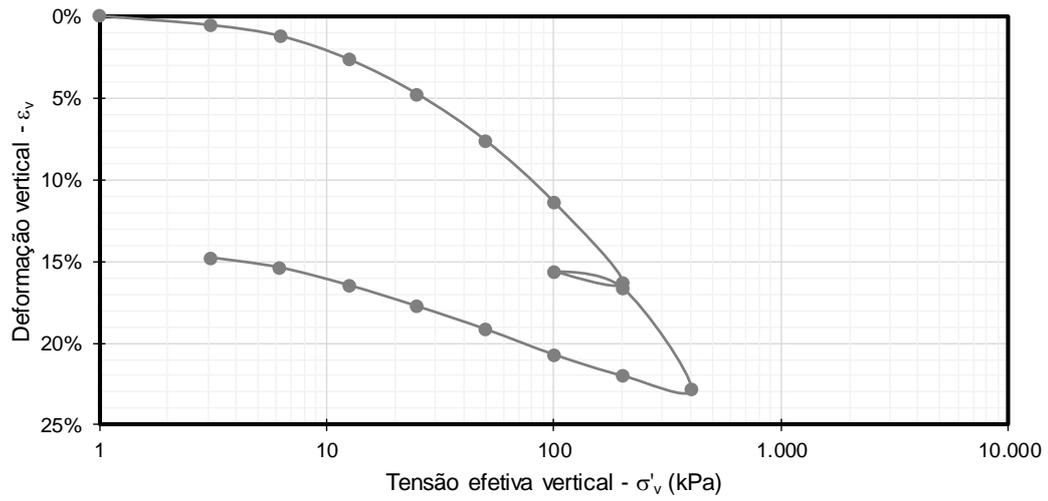
e _{v0} -	σ' _{a-PS} (kPa)	Método σ' _a [Texto]	OCR -	C _c -	C _r -	e _y -	Δe/e ₀ -	ε _{v0} -	C _{v-edo} (cm²/seg)	Método c _v [Texto]
1,700	45,0	Pacheco	1,0	0,480	0,067	1,720	0,128	0,084	5,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR -	Δσ' _a (kPa)	C _r /C _c -	D _{CP} /H _{CP} -	σ' _{a-CG} (kPa)	Método σ' _a [Texto]
0,16	-16,2	0,14	2,6	65,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
08/07/2013	SP-240*	102+960	8	8.2	0,00	9,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	7,00	50	19,10	87,90

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Pobre	Regular a P	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
55	91,8	N/D	N/D	N/D	N/D	15,92	26,68	10,27	1,598	41,4

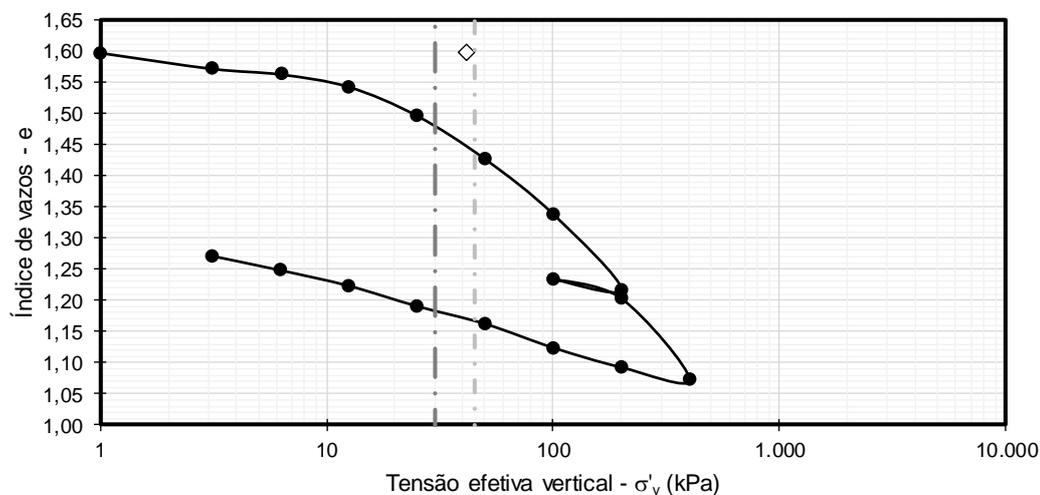
RESULTADOS DO ENSAIO

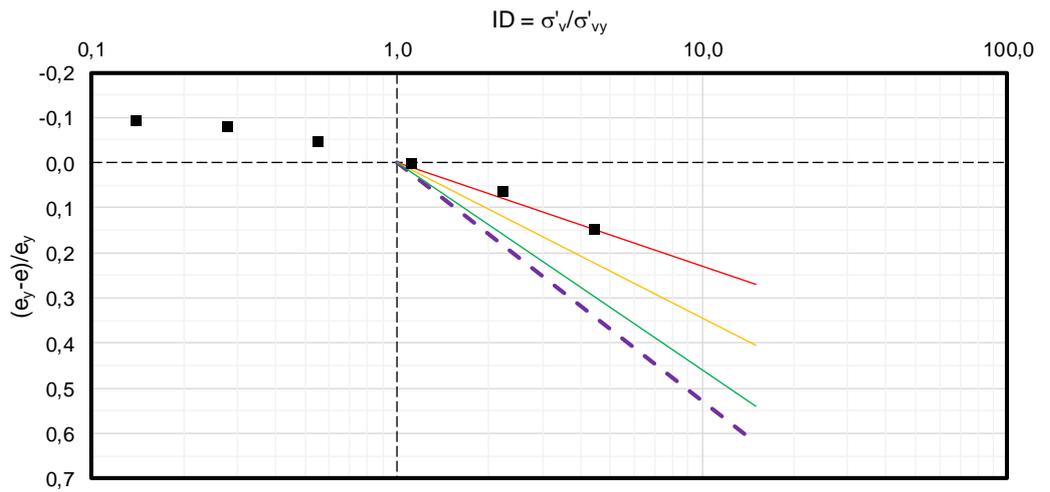
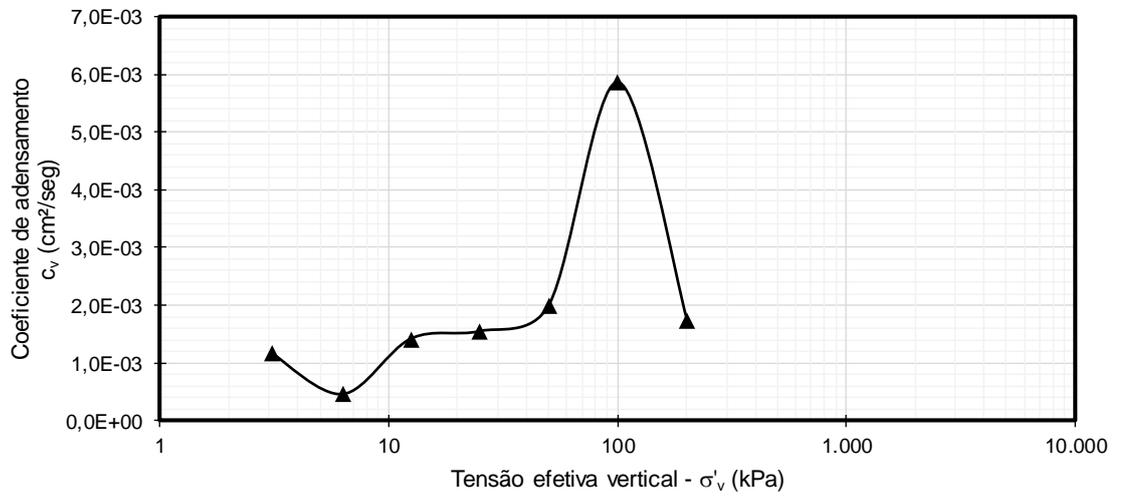
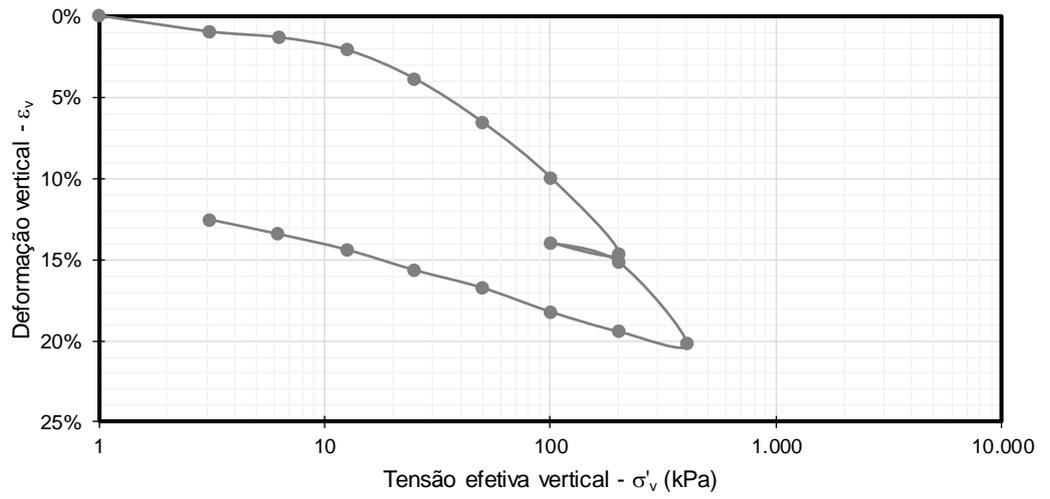
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	c _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,450	45,0	Pacheco	1,1	0,402	0,056	1,430	0,093	0,057	2,0E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,15	3,6	0,14	2,6	30,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
08/07/2013	SP-240*	102+960	8	8.2	0,00	9,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	10,00	50	19,10	69,50

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	CONSOL	1	Boa a Razo	Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
76,5	94,4	N/D	N/D	N/D	N/D	14,89	26,68	8,44	2,161	48,9

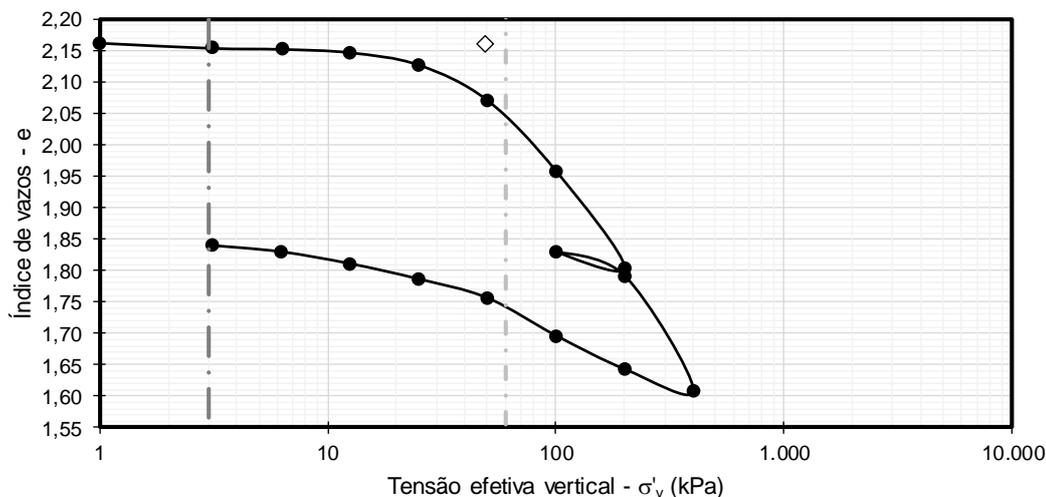
RESULTADOS DO ENSAIO

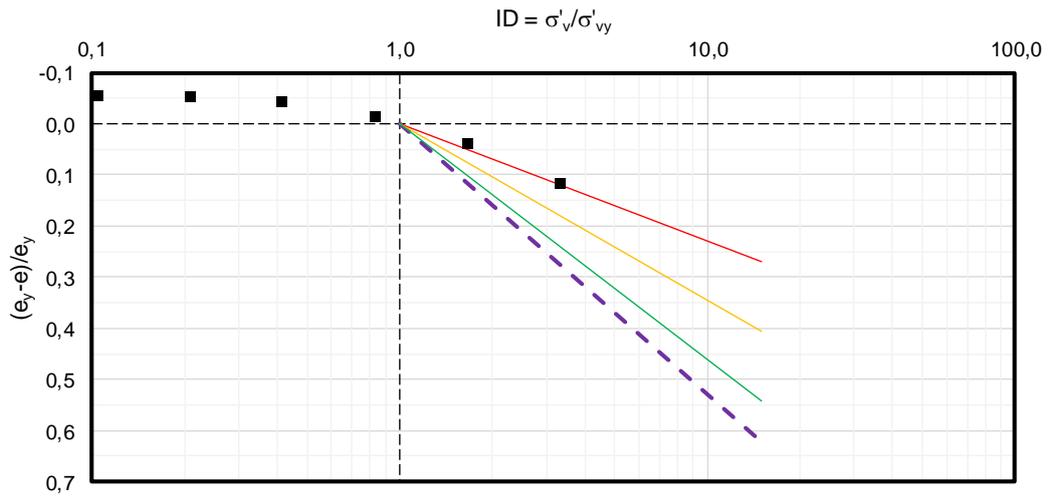
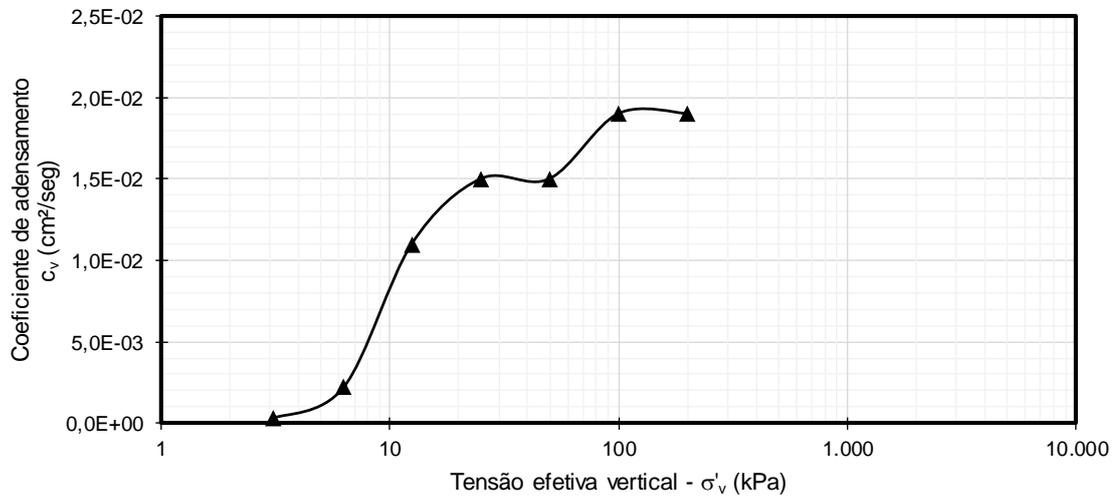
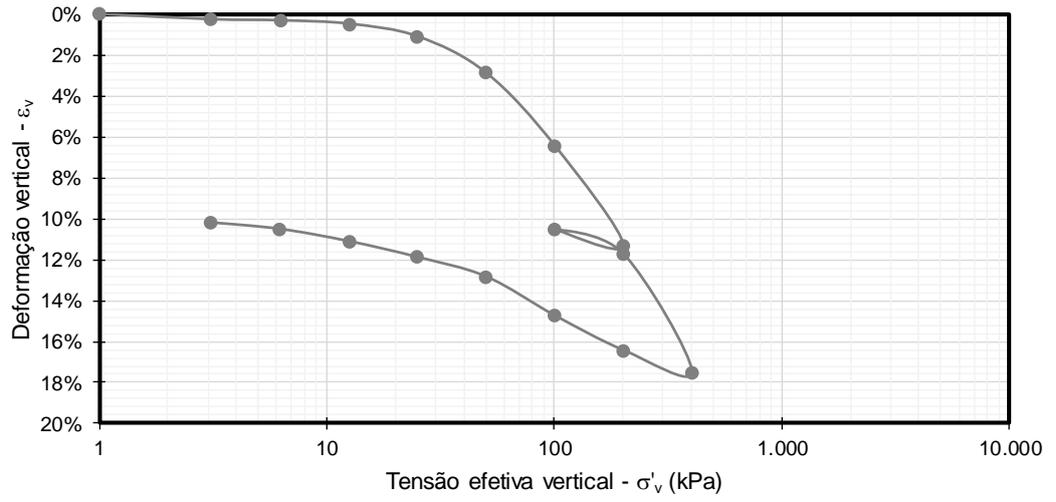
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
2,050	60,0	Pacheco	1,2	0,514	0,084	2,040	0,051	0,035	2,0E-02	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,16	11,1	0,16	2,6	3,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
08/07/2013	SP-240*	102+960	8	8.2	0,00	9,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	14,00	50	19,10	99,90

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
3	MSL-24	CONSOL	1	Pobre	Pobre	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
75,7	93,7	N/D	N/D	N/D	N/D	14,37	24,12	8,18	1,949	61,2

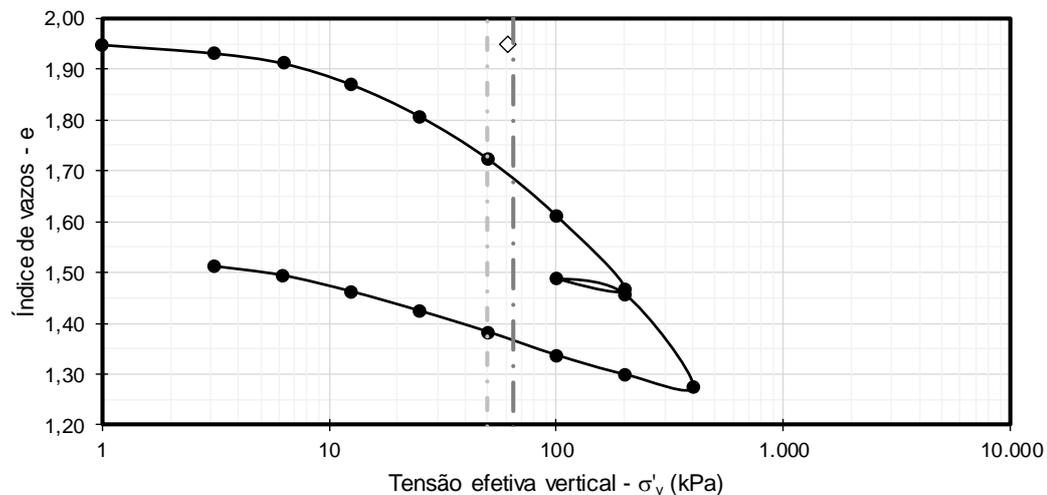
RESULTADOS DO ENSAIO

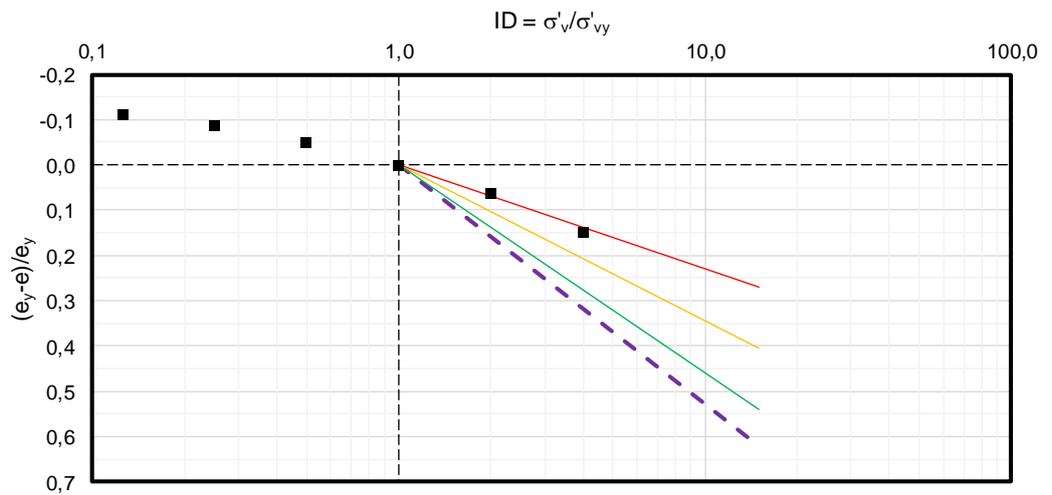
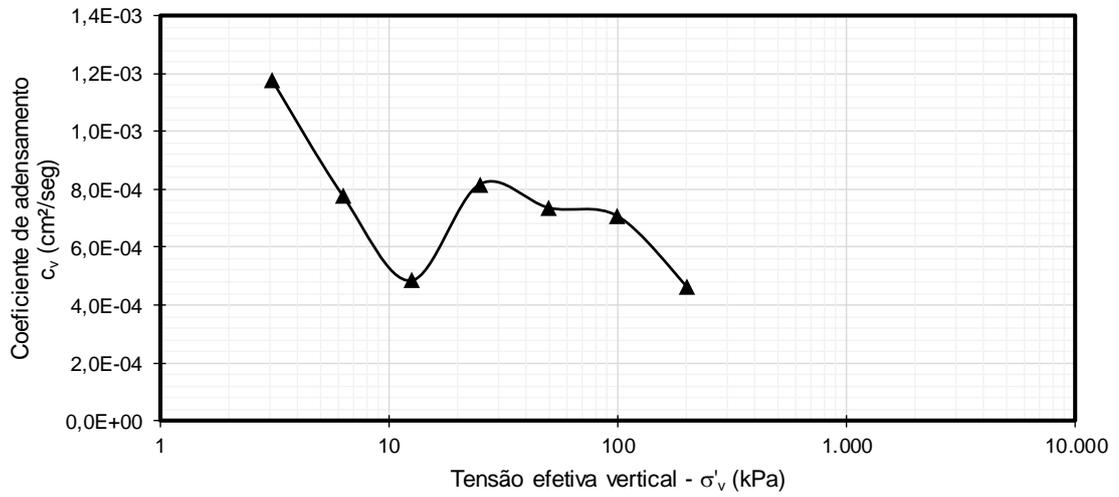
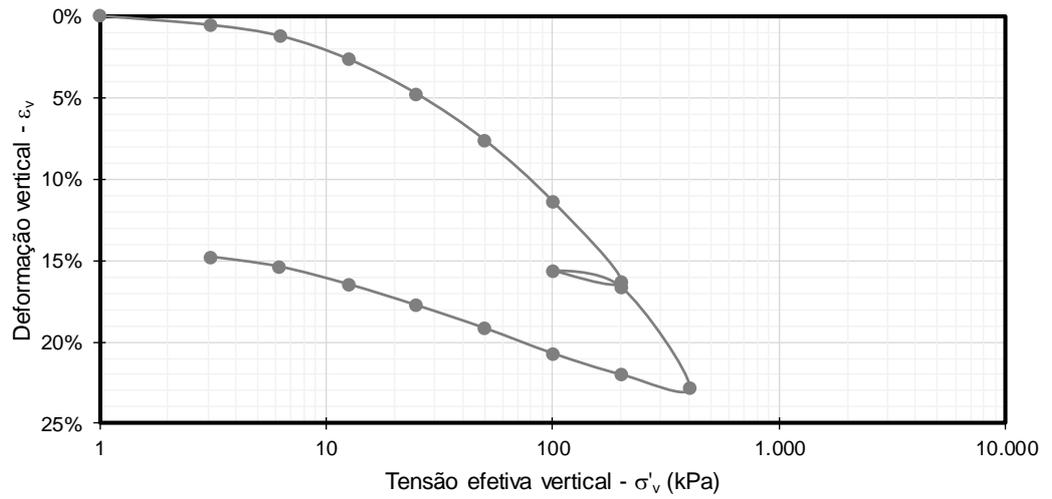
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,680	50,0	Pacheco	1,0	0,480	0,067	1,723	0,138	0,091	6,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,16	-11,2	0,14	2,6	65,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

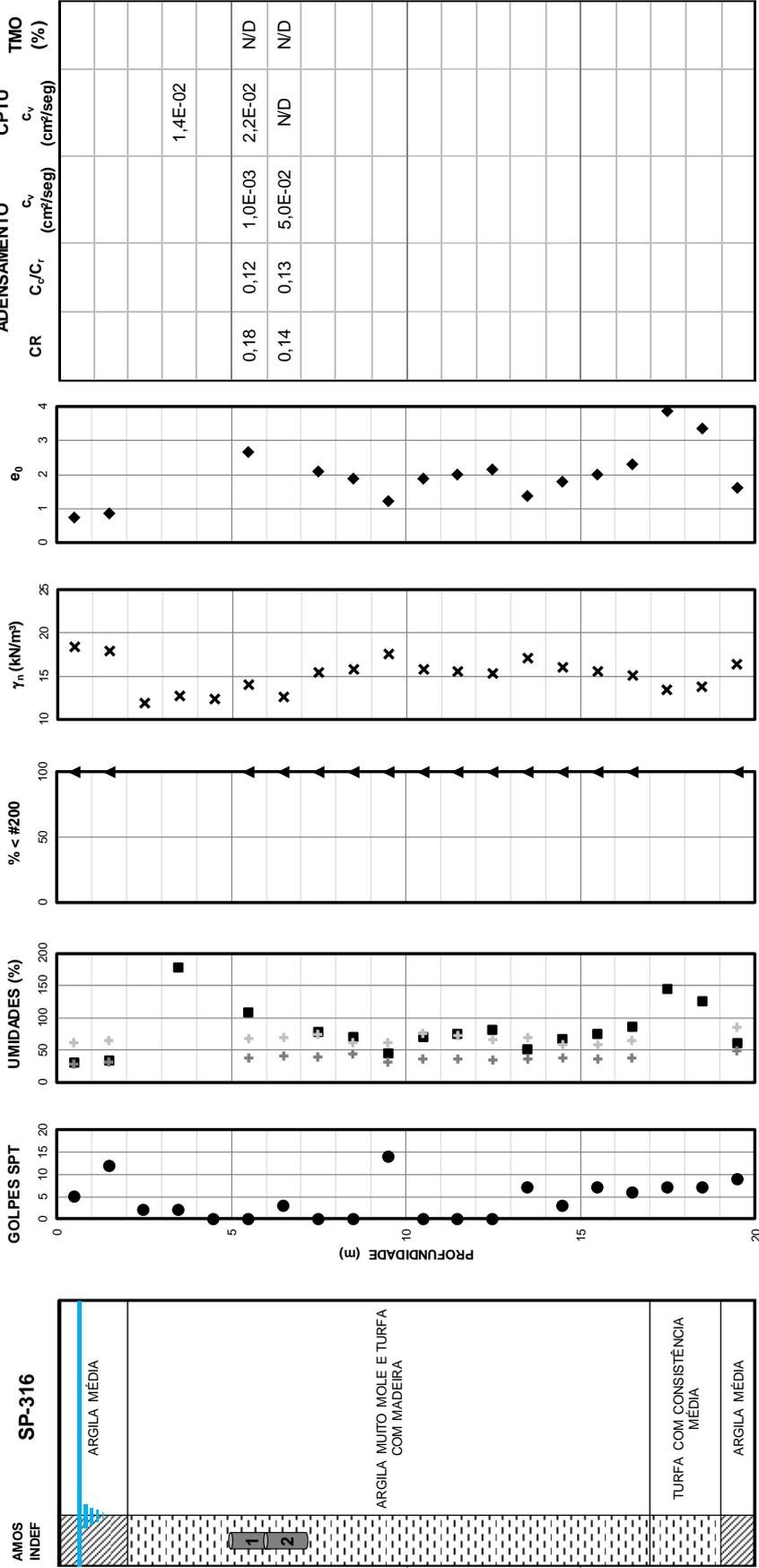




DADOS GERAIS

DATA: 21/11/13
 SONDAGEM: SP-316
 ESTACA: 103+120

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 2



Nível d'água = 0,70 m.

DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
21/11/2013	SP-316	103+120	8	8.2	0,70	19,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	6,00	50	19,10	99,80

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Pobre	Regular a P	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
75,6	99,9	N/D	N/D	N/D	N/D	15,11	24,67	8,60	1,869	37,7

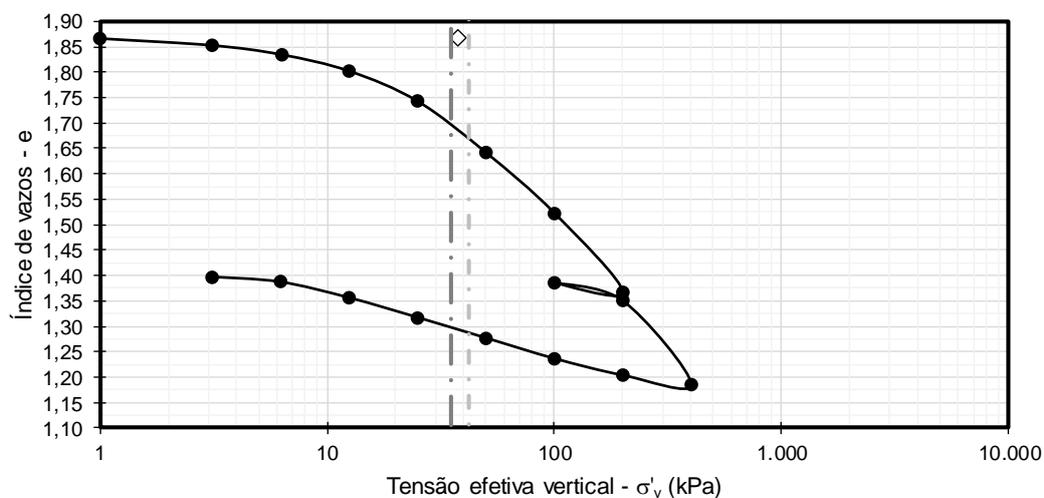
RESULTADOS DO ENSAIO

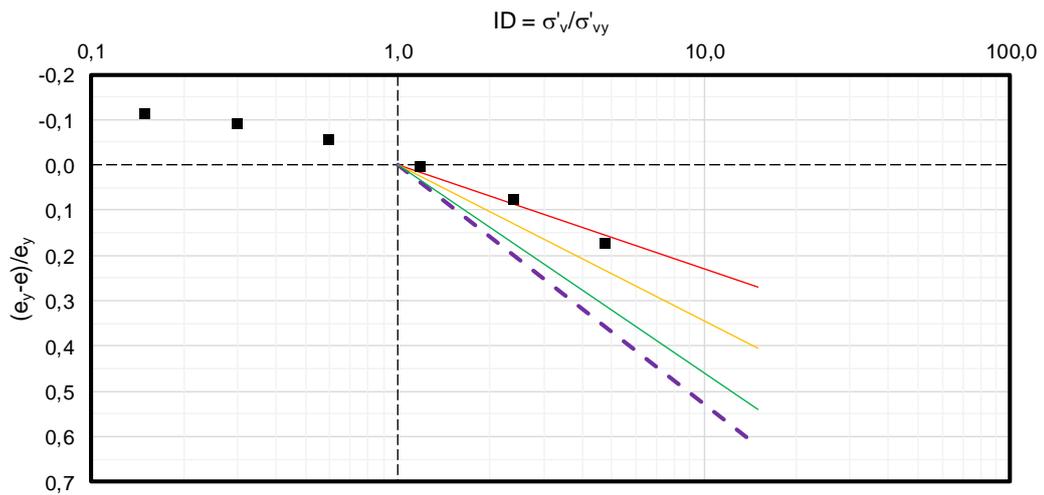
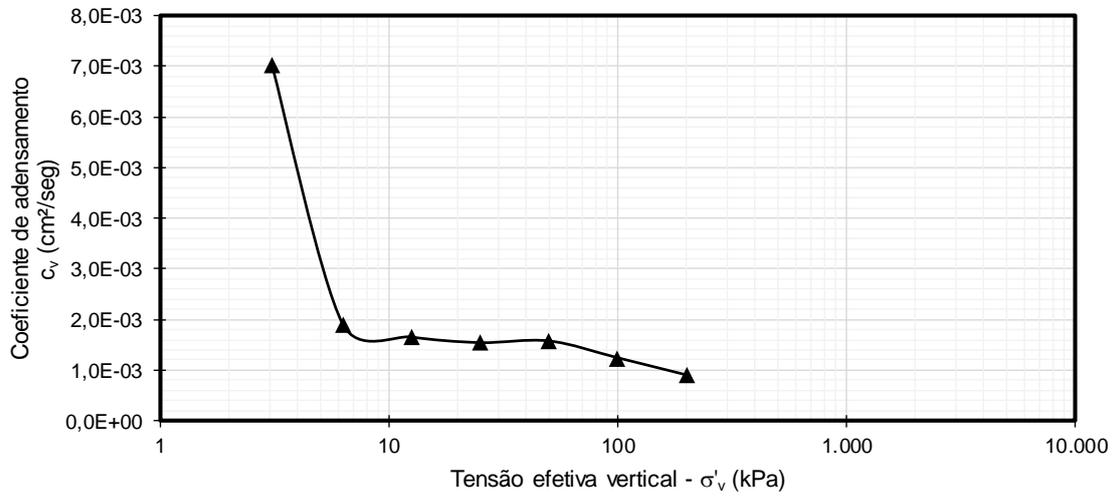
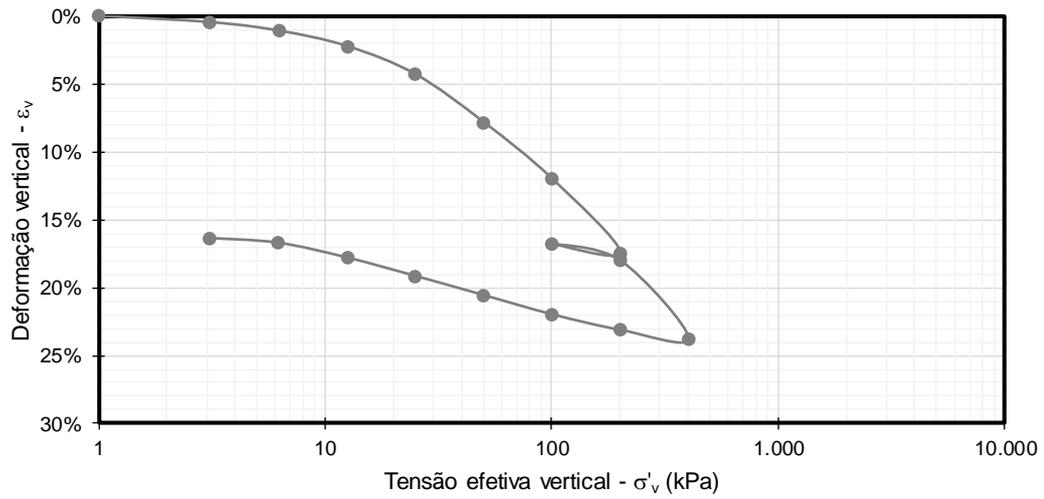
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,675	42,0	Pacheco	1,1	0,520	0,063	1,650	0,104	0,067	1,0E-03	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,18	4,3	0,12	2,6	35,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
21/11/2013	SP-316	103+120	8	8.2	0,70	19,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	7,00	50	19,10	99,70

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	CONSOL	1	Pobre	Regular a P	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
54	95,7	N/D	N/D	N/D	N/D	16,40	26,68	10,66	1,503	51,8

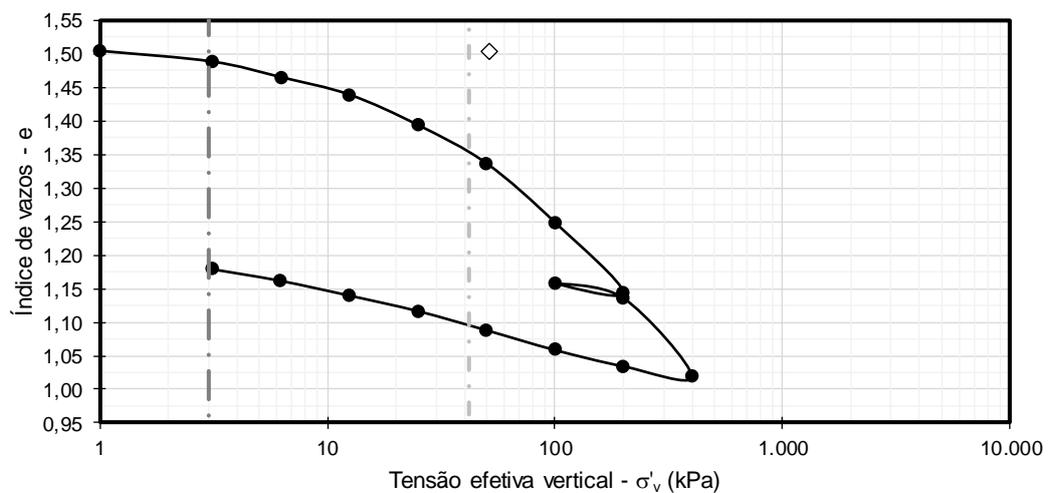
RESULTADOS DO ENSAIO

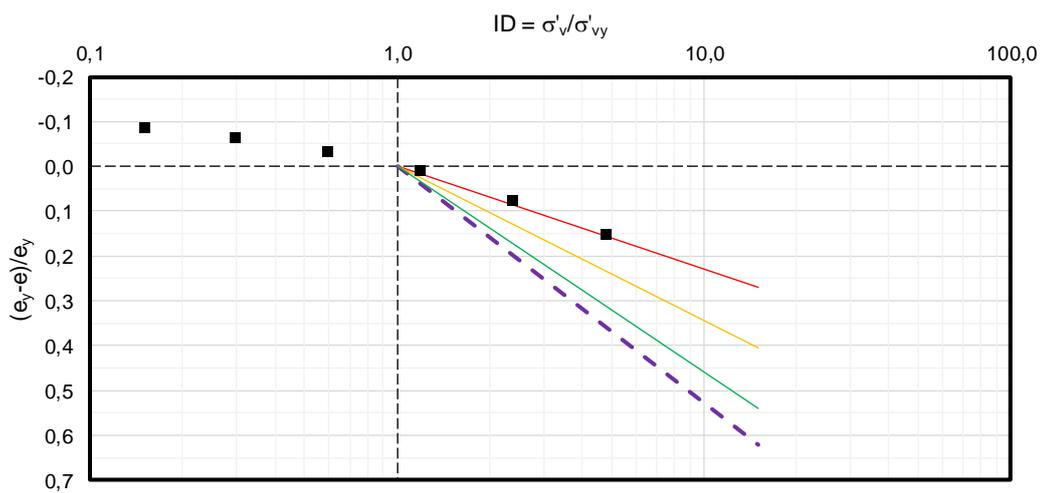
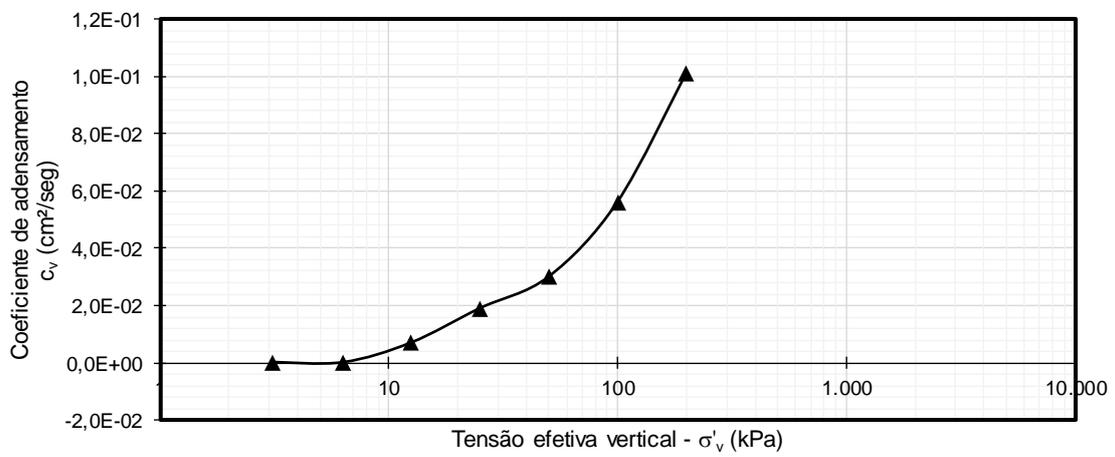
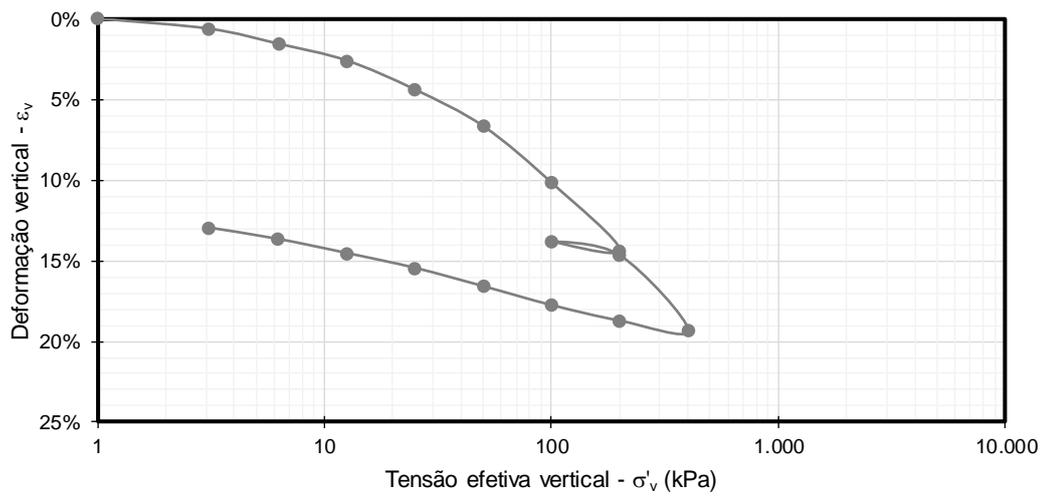
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _v	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,330	42,0	Pacheco	1,0	0,348	0,046	1,350	0,115	0,069	5,0E-02	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,14	-9,8	0,13	2,6	3,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

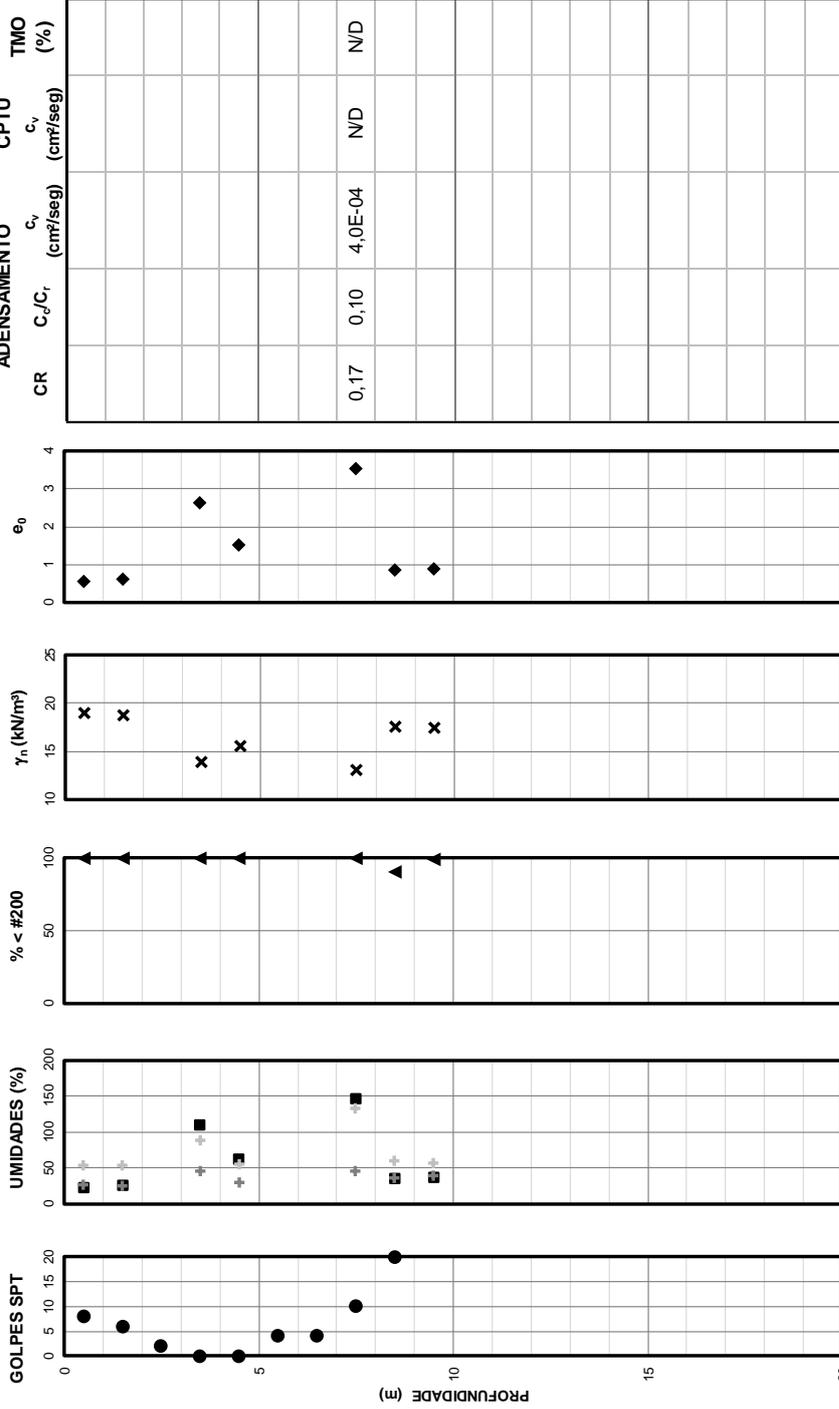
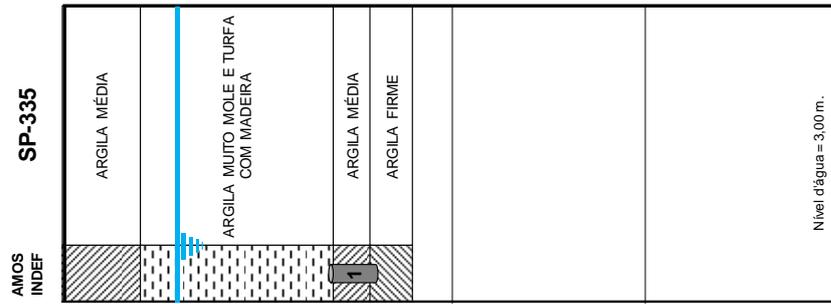




DADOS GERAIS

DATA: 21/01/14
 SONDAGEM: SP-335
 ESTACA: 103+180

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
21/01/2014	SP-335	103+180	8	8.3	3,00	13,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	7,00	50	19,10	99,70

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Muito Pobre	Muito Pobre	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
105,5	100	N/D	N/D	N/D	N/D	13,98	24,11	6,80	2,546	57,9

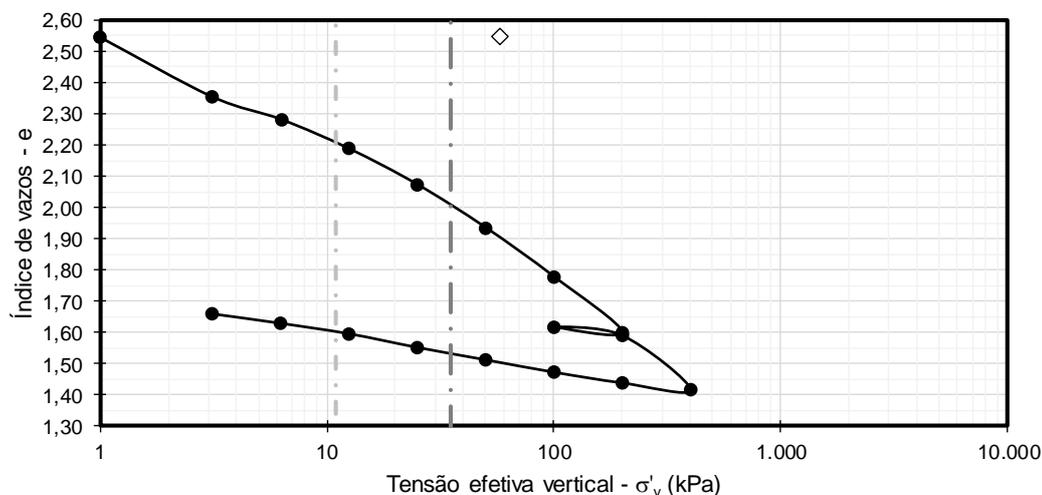
RESULTADOS DO ENSAIO

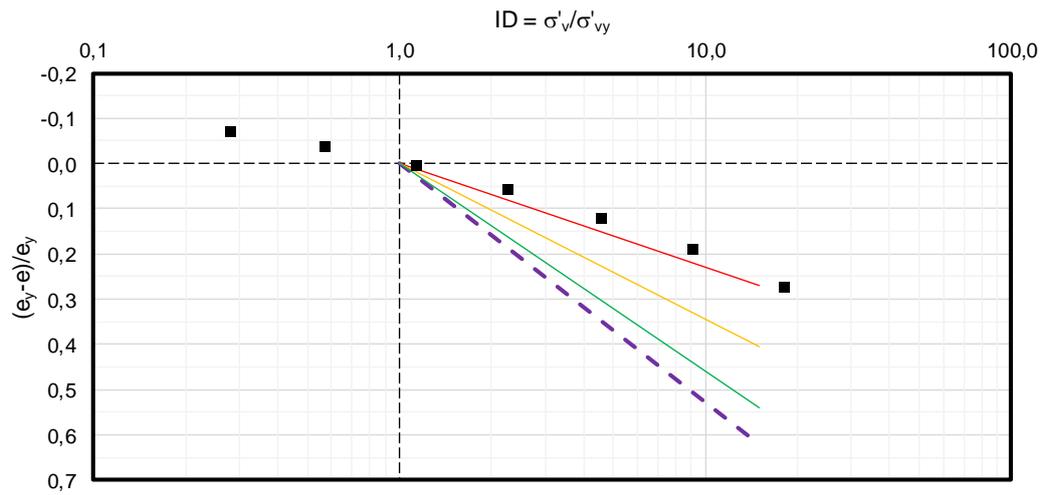
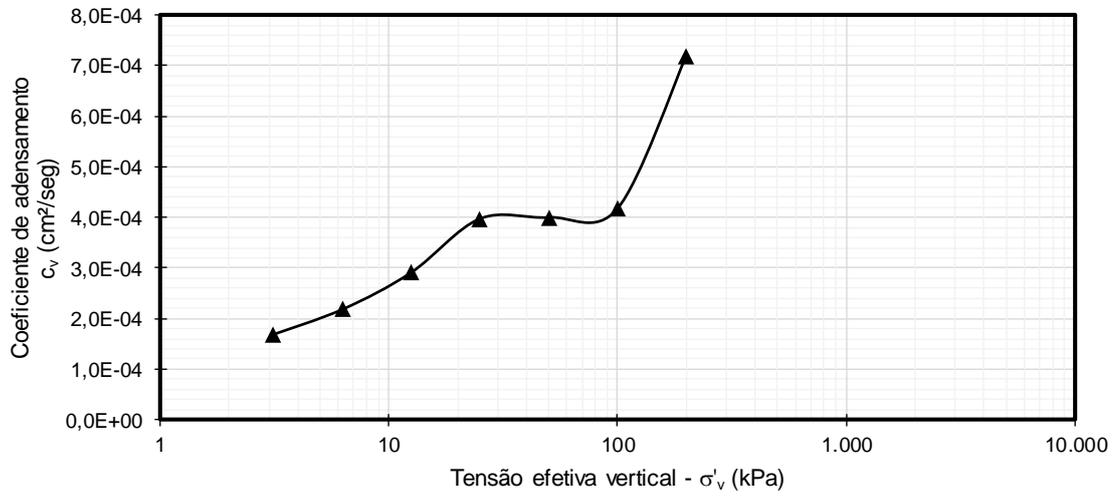
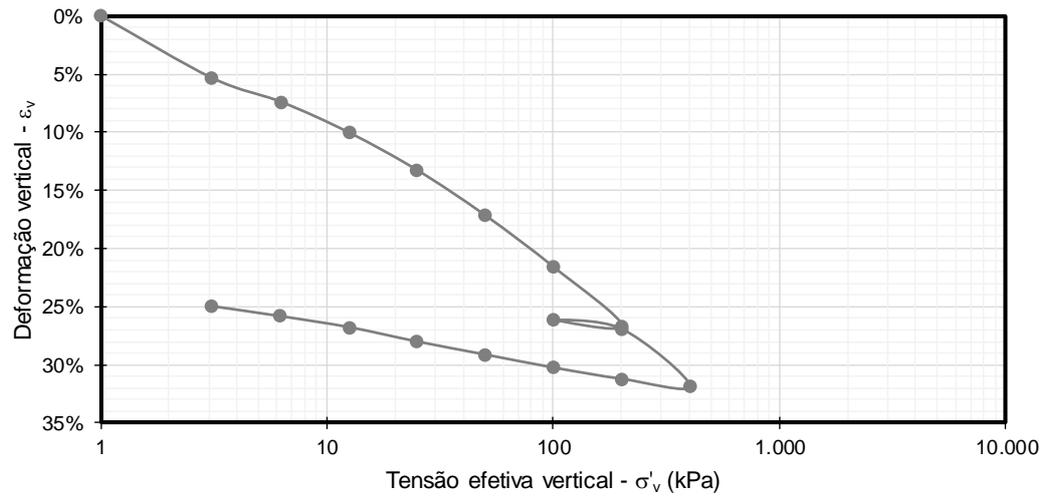
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,850	11,0	Pacheco	1,0	0,596	0,060	2,200	0,273	0,196	4,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,17	-46,9	0,10	2,6	35,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

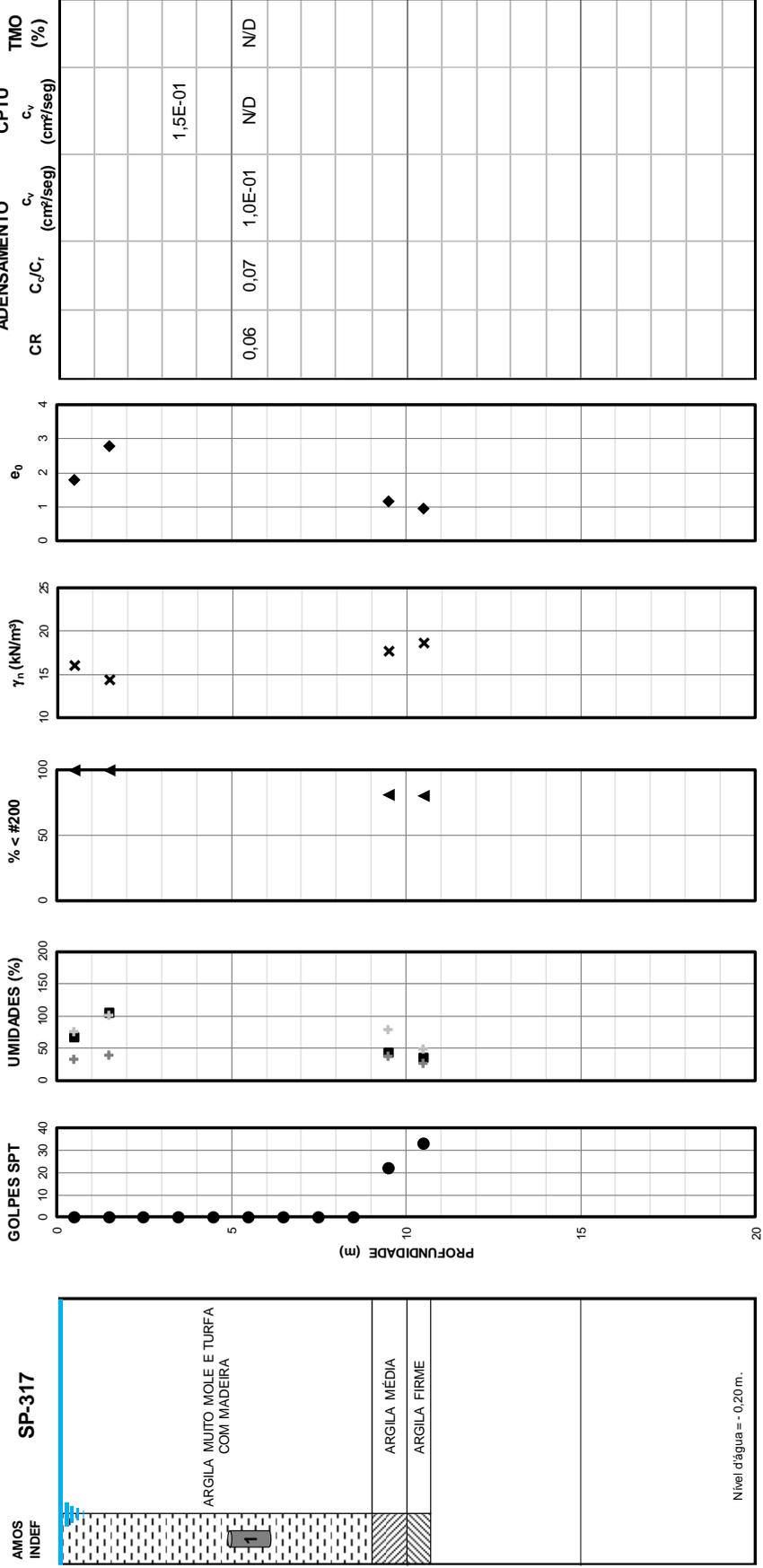




DADOS GERAIS

DATA: 22/11/13
 SONDAGEM: SP-317
 ESTACA: 103+480

HITO: 8
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
22/11/2013	SP-317	103+480	8	8,3	0,00	9,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	ND	ND	ND	5,00	50	19,10	ND

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Muito Boa a	Muito Boa a	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
23,3	84,2	ND	ND	ND	ND	18,92	26,68	15,34	0,739	44,6

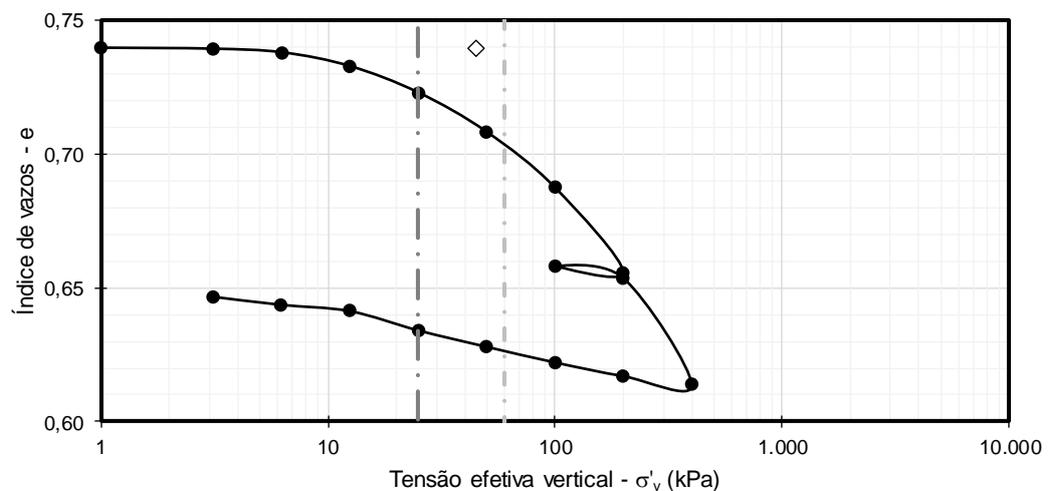
RESULTADOS DO ENSAIO

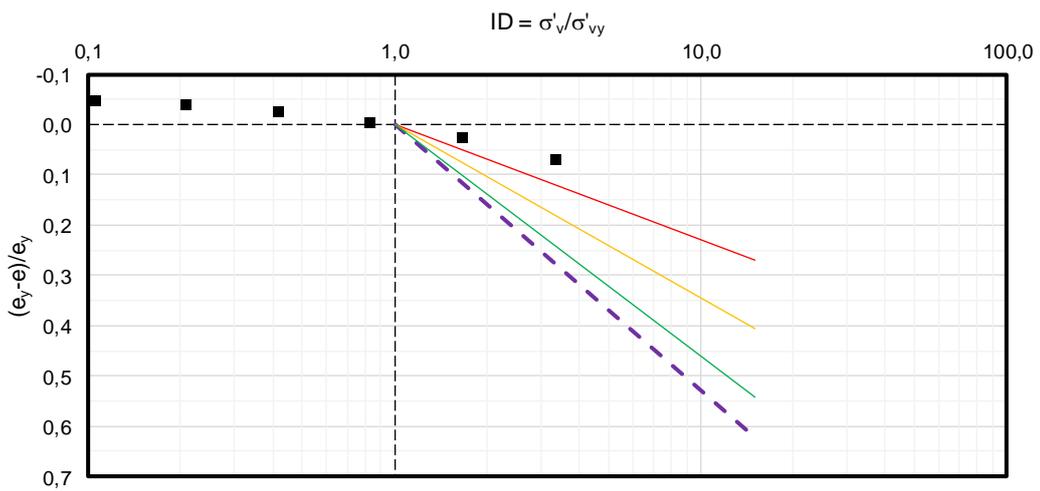
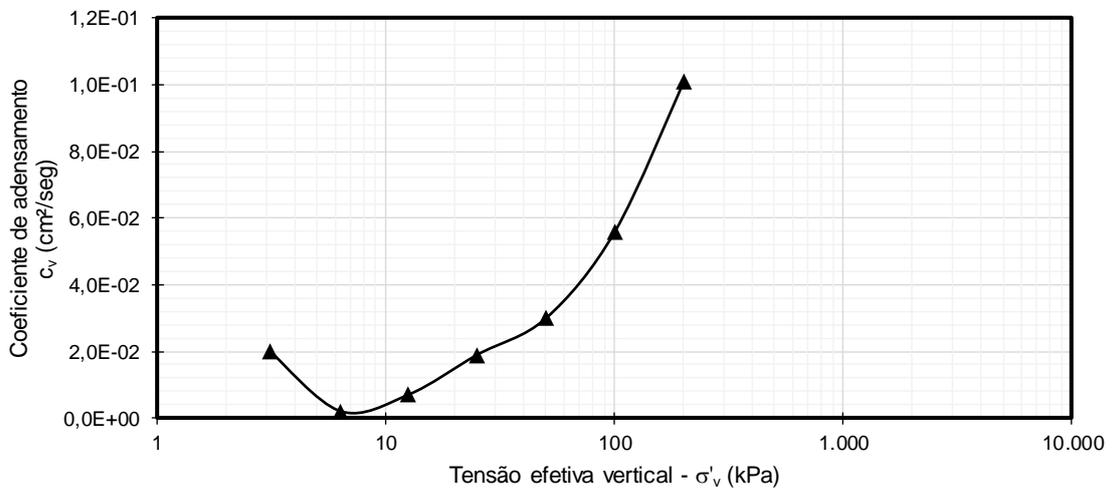
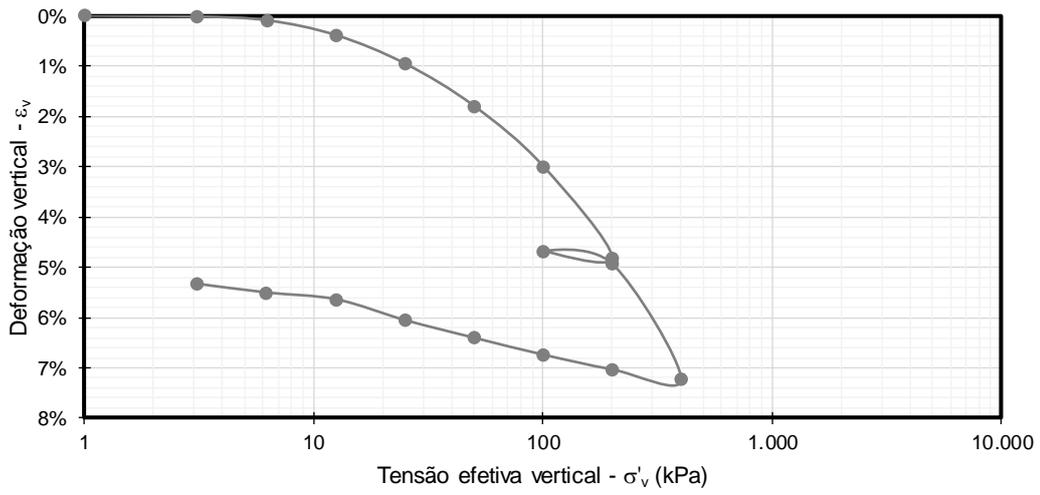
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,715	60,0	Pacheco	1,3	0,105	0,008	0,705	0,033	0,014	1,0E-01	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,06	15,4	0,07	2,6	25,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
29/11/2013	SP-323	111+050	9	-	-	0,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	0,50	50	19,10	99,80

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Muito Boa e	Muito Boa e	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
30,6	98,9	N/D	N/D	N/D	N/D	18,79	25,93	14,39	0,802	9,4

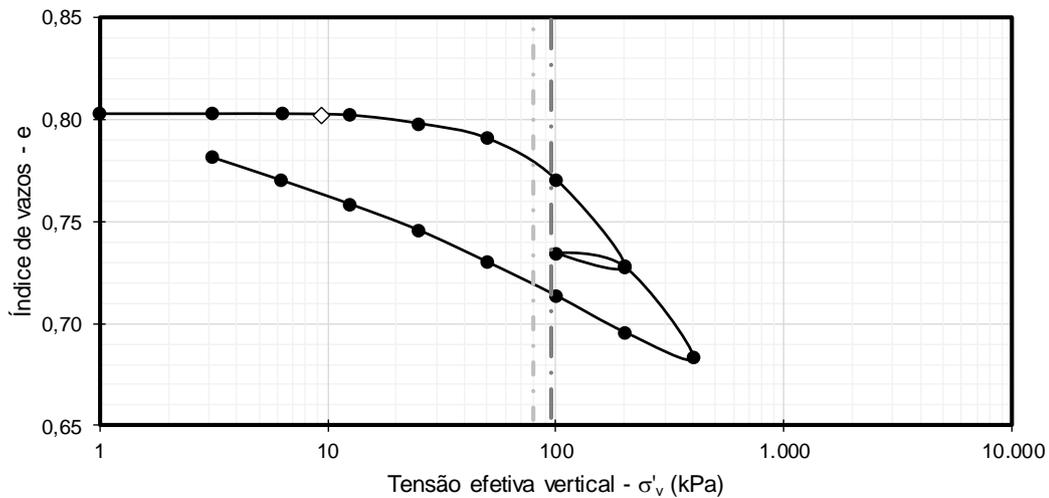
RESULTADOS DO ENSAIO

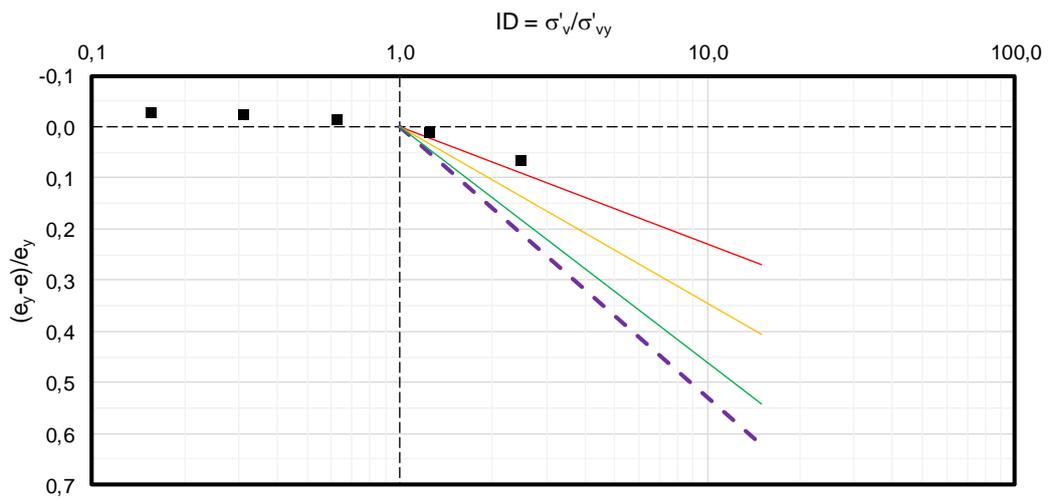
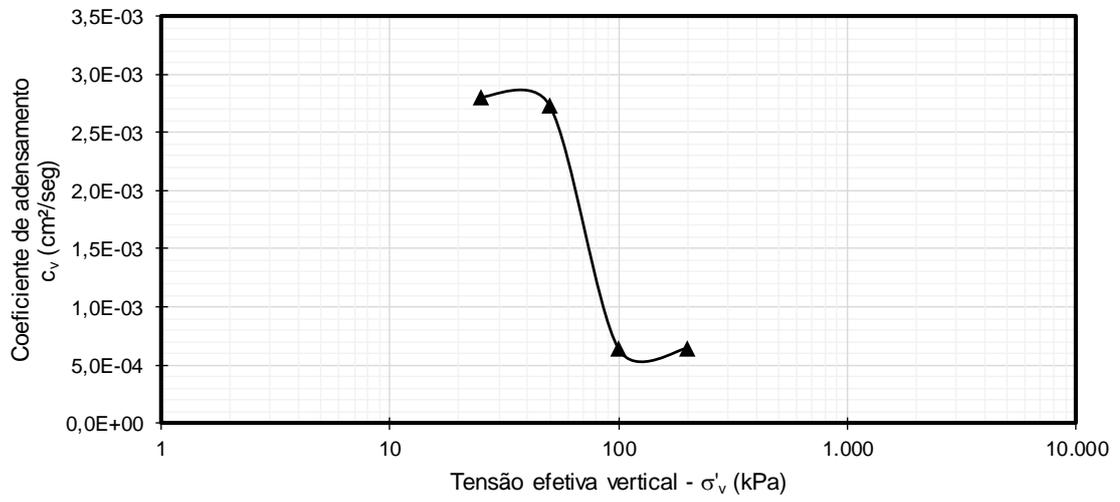
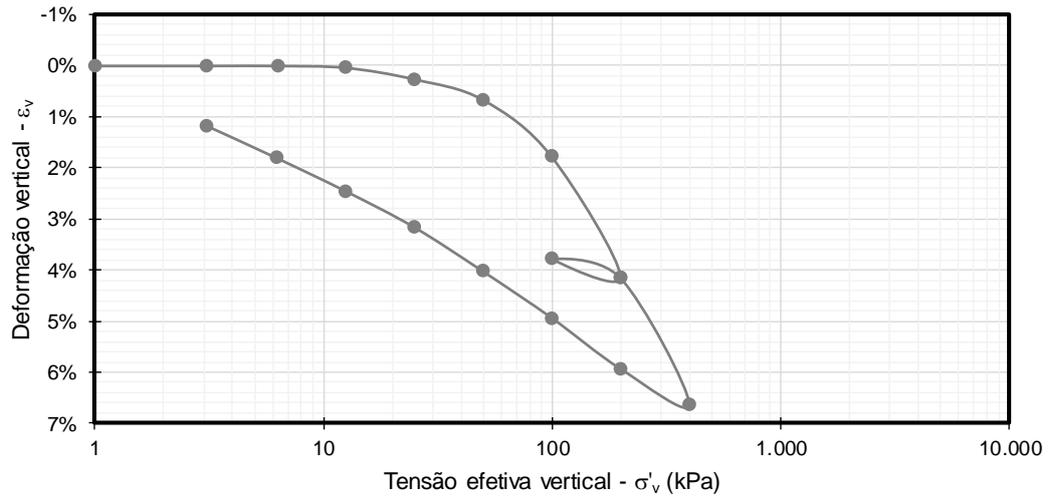
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
0,800	80,0	Pacheco	8,5	0,141	0,021	0,780	0,002	0,001	6,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,08	70,6	0,15	2,6	95,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
29/11/2013	SP-323	111+050	9	-	-	0,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	4,00	50	19,10	99,80

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
2	MSL-24	CONSOL	1	Pobre	Regular	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
54,6	99,8	N/D	N/D	N/D	N/D	15,65	22,69	10,12	1,242	62,6

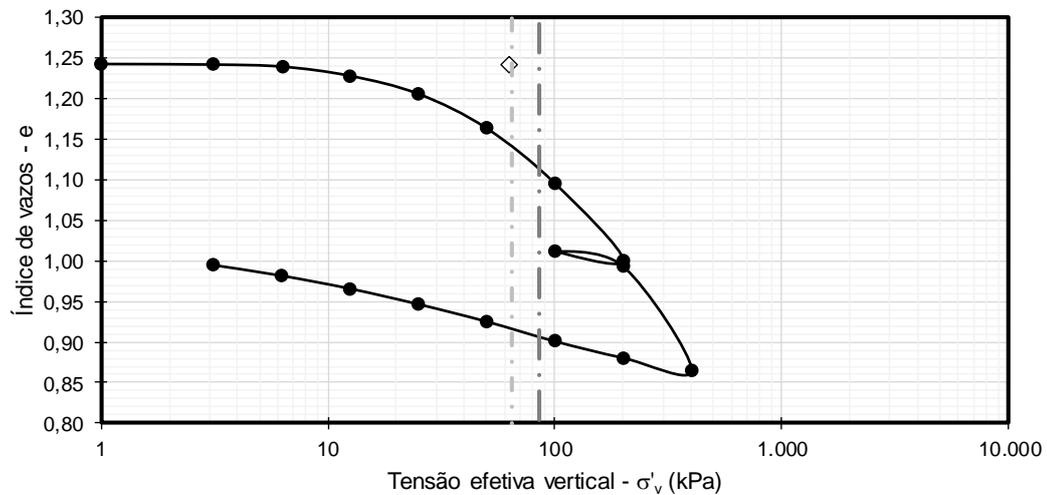
RESULTADOS DO ENSAIO

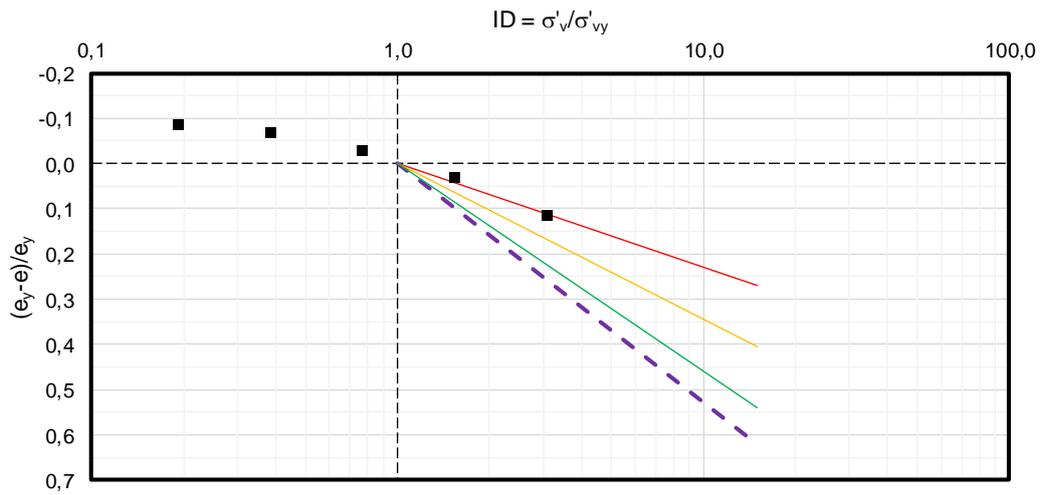
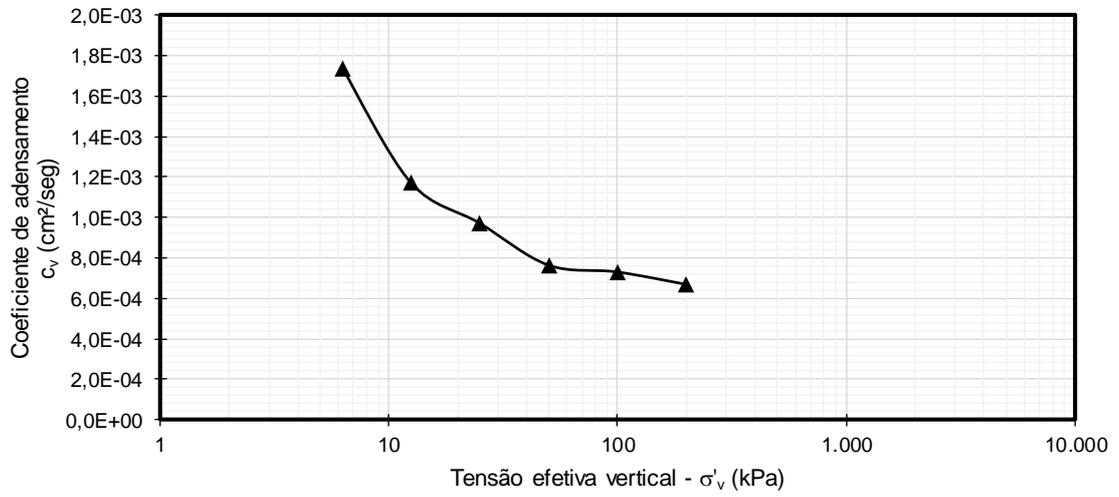
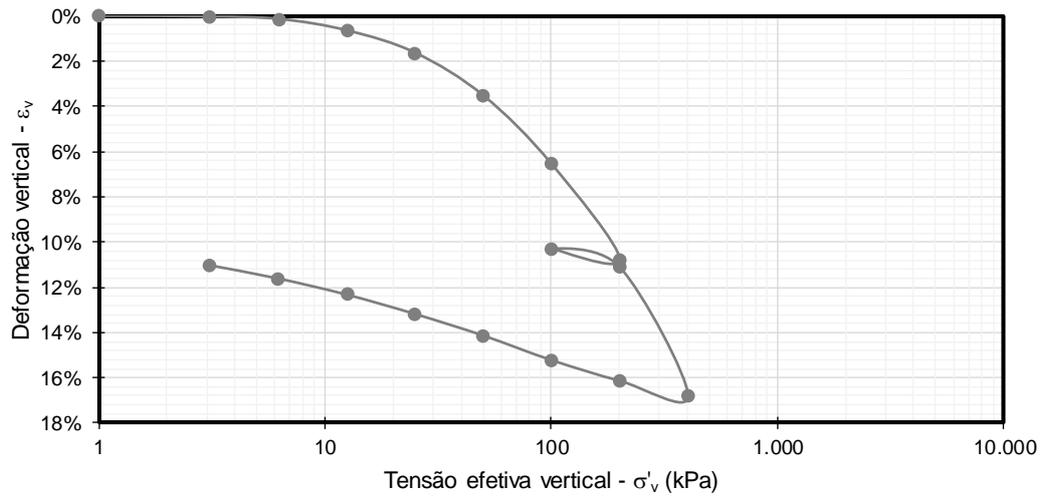
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método C _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,140	65,0	Pacheco	1,0	0,315	0,037	1,130	0,082	0,046	7,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,14	2,4	0,12	2,6	85,0	(CONSOL)

GRÁFICOS

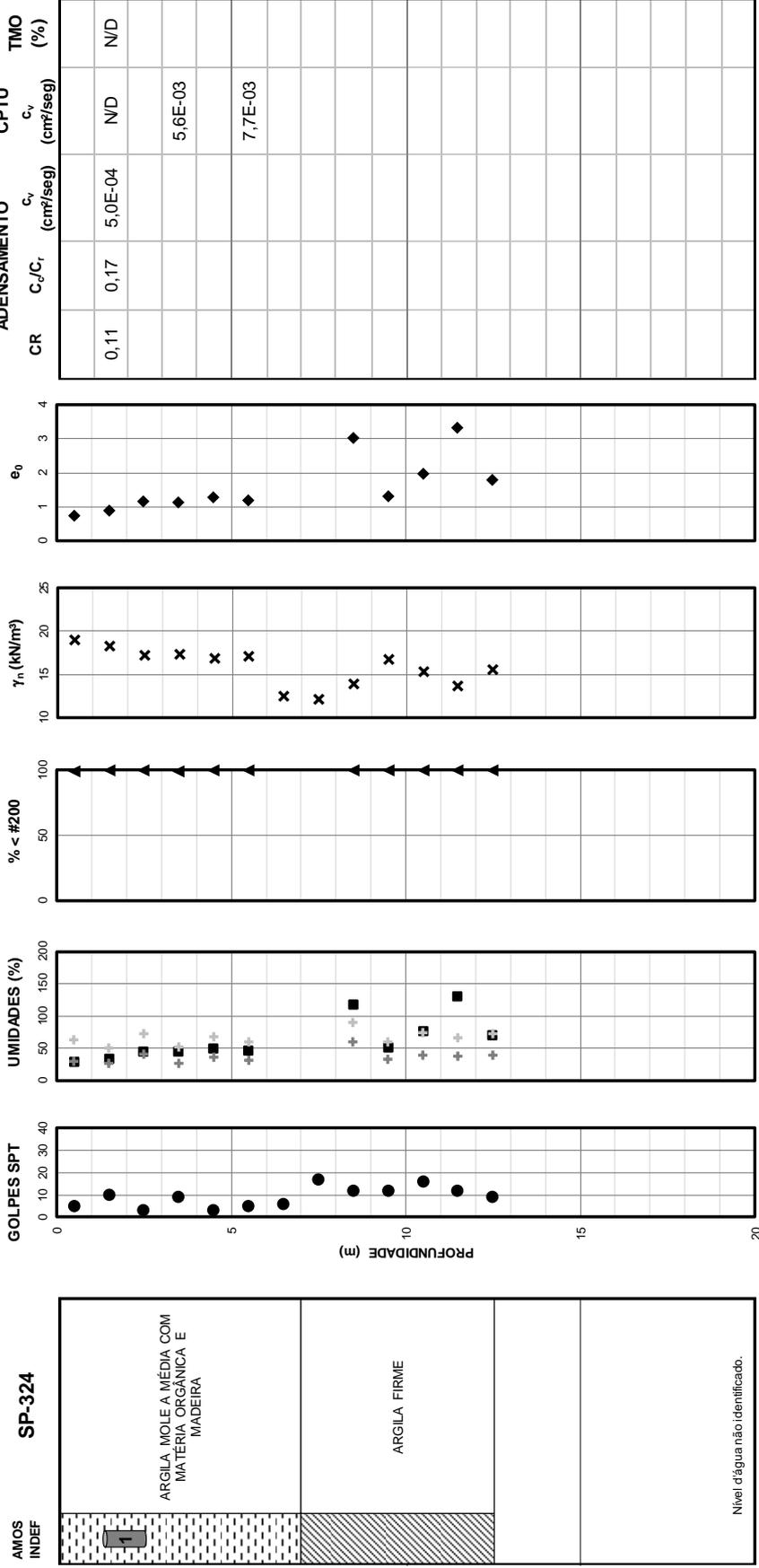




DADOS GERAIS

DATA: 01/12/13
 SONDAGEM: SP-324
 ESTACA: 112+975

HITO: 9
 BOLSÃO: -
 AMOSTRAS: 1



DADOS GERAIS

Data	Sondagem	Estaca	Hito	Bolsão	N.A.	H _{mole}
dd/mm/aa	[Texto]	[km+m]	[Texto]	[Texto]	(m)	(m)
#####	SP-324	112+975	9	-	-	0,00

DADOS DA AMOSTRAGEM

Amostrad.	Ø amostr.	Bentonita	Extração	Prof.	D _{CP}	H _{CP}	P ₂₀₀
[Texto]	(mm)	[Texto]	[Texto]	(m)	(mm)	(mm)	(%)
Shelby	N/D	N/D	N/D	2,00	50	19,10	99,90

DADOS DO ENSAIO

Amostra	Ensaio	Executor	Ciclos	Lunne	Coutinho	Futai
[Texto]	[Texto]	[Texto]	(unid.)	[Texto]	[Texto]	[Texto]
1	MSL-24	CONSOL	1	Boa a Razo	Boa	Péssima

DADOS DA AMOSTRA (CARACTERIZAÇÃO)

w _n	S	LL	LP	IP	TMO	γ _{nat}	γ _s	γ _d	e ₀	σ' _{v0}
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(kPa)
42	99,7	N/D	N/D	N/D	N/D	17,50	25,61	12,32	1,079	35,0

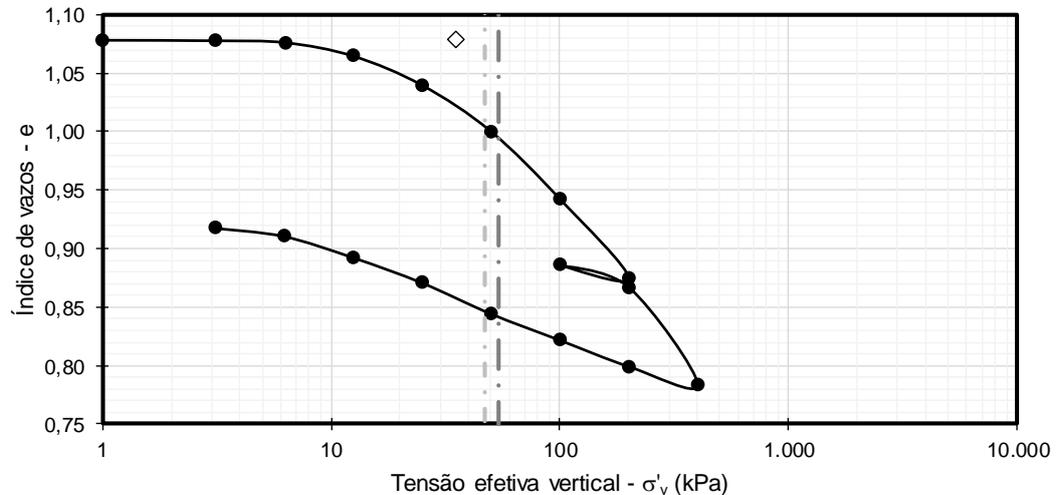
RESULTADOS DO ENSAIO

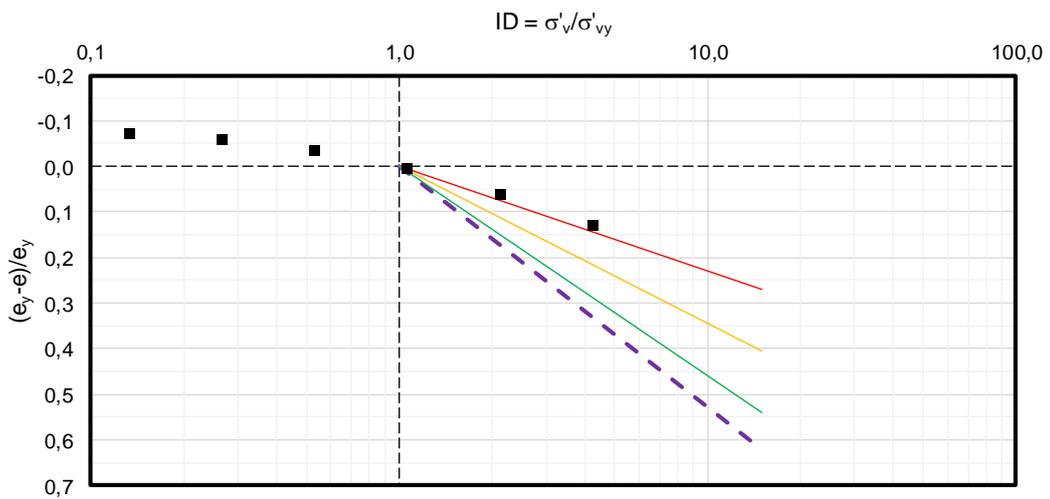
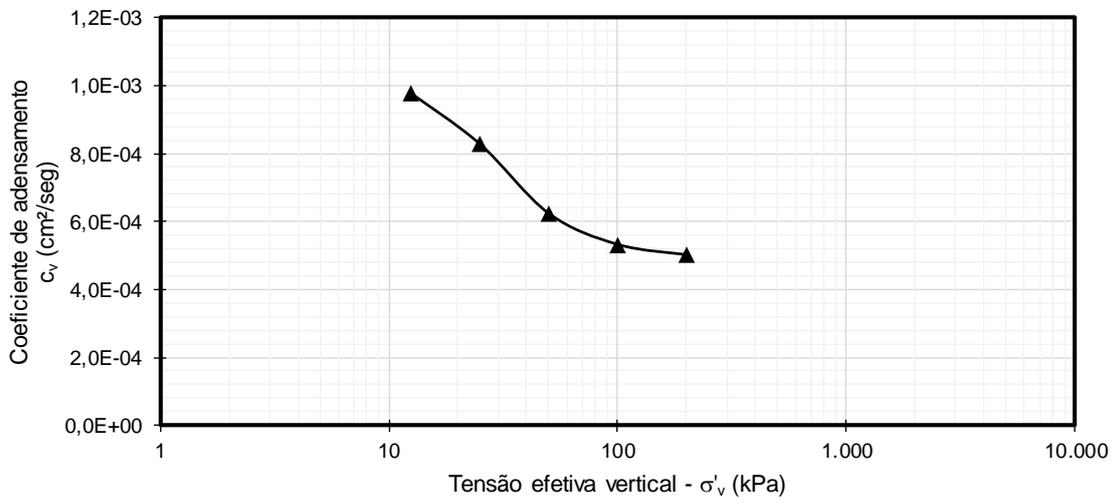
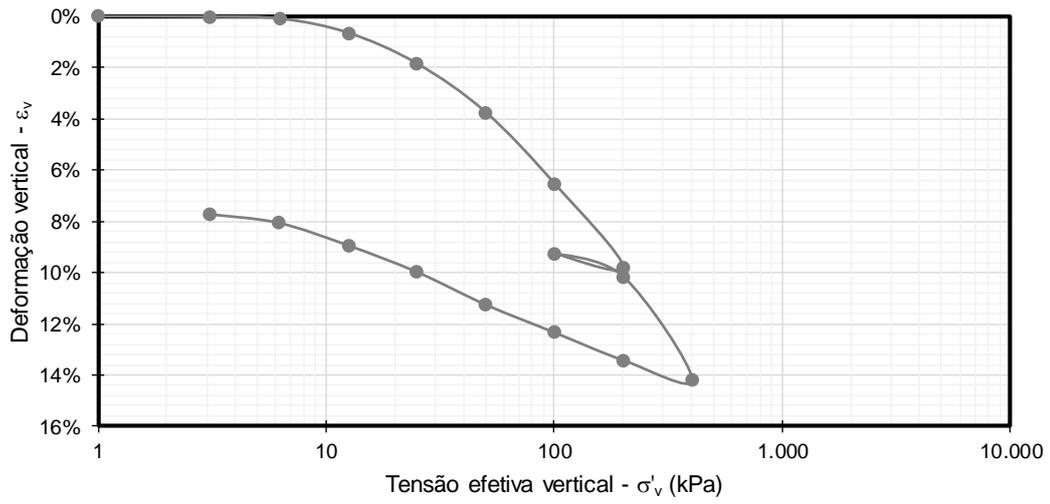
e _{v0}	σ' _{a-PS}	Método σ' _a	OCR	C _c	C _r	e _y	Δe/e ₀	ε _{v0}	C _{v-edo}	Método c _v
-	(kPa)	[Texto]	-	-	-	-	-	-	(cm ² /seg)	[Texto]
1,020	47,0	Pacheco	1,3	0,226	0,038	1,005	0,054	0,028	5,0E-04	Taylor

ÍNDICES CALCULADOS DO ENSAIO

CR	Δσ' _a	C _r /C _c	D _{CP} /H _{CP}	σ' _{a-CG}	Método σ' _a
-	(kPa)	-	-	(kPa)	[Texto]
0,11	12,0	0,17	2,6	54,0	(CONSOL)

GRÁFICOS





APÊNDICE B – ANÁLISE DO ALGORITMO DO SOFTWARE ROCSCIENCE SETTLE3D V2.0

1. INTRODUÇÃO

Settle3D é um *software* desenvolvido pela RocScience® para a análise tridimensional de adensamento vertical e recalques sob fundações, aterros e carregamentos superficiais. É possível personalizar o perfil de solo e as condições de carregamento, visualizando os resultados no modelo criado, em 3D. A simulação pode incluir diversos estágios e o cálculo de adensamento pode considerar recalques primários e secundários (fluência), em intervalos de tempo determinados pelo usuário, definidos como estágios. Diversos materiais, lineares e não lineares, podem ser modelados para compor o perfil do terreno. Pode-se variar o nível d'água nos estágios da simulação e condições de drenagem horizontal e vertical podem ser especificadas.

Os carregamentos podem ter formato circular, retangular ou poligonal, conforme definidos pelo usuário. Também podem ser flexíveis ou rígidos, e a magnitude do carregamento pode ser uniforme ou variável. O carregamento pode ser aplicado nos estágios da simulação e em qualquer profundidade (por exemplo, para simular estacas ou fundações em *radier*). Escavações podem ser simuladas e carregamentos podem ser impostos dentro da área escavada. Para a implantação de aterros existe uma ferramenta específica que permite instalar camadas compactadas de aterro em etapas, conforme os estágios da simulação.

Recalques, tensões e poropressões são calculadas no volume tridimensional e os resultados podem ser coloridos em isolinhas em qualquer plano horizontal ou vertical, ou plotados ao longo de qualquer linha definida pelo usuário. Os resultados interpretados podem ser exportados para planilhas do Microsoft Excel®.

A seguir são apresentados os fundamentos teóricos descritos no manual do *software* e um comparativo entre os resultados obtidos por meio do modelo numérico e de cálculos expeditos.

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Tensões

Os recalques calculados pelo *software* são função da tensão efetiva calculada. As tensões no solo são calculadas de acordo com o princípio das tensões efetivas de Terzaghi.

A influência de carregamentos externos no solo, tais como aterros ou sobrecargas, pode ser calculada por meio de um dos quatro métodos à disposição do usuário:

- Boussineq, baseado na teoria da elasticidade em um meio homogêneo, isotrópico e semi-infinito;
- 2:1, no qual a zona de influência de um carregamento tem um ângulo de 45° em relação à vertical (ou inclinação 2:1);
- solução de multicamadas, por meio da integração de carregamento pontual (funções de Green) para um carregamento de formato arbitrário em um meio elástico composto de camadas, segundo algoritmo computacional apresentado por Yue (1995,¹⁹ 1996²⁰); e
- Westergaard, similar ao método de Boussineq, porém com restrição às deformações horizontais no desenvolvimento das equações, mantendo apenas deformações verticais.

Também são aplicadas variações de tensões devido à mudança do nível freático e devido às escavações, caso aplicadas na simulação numérica.

2.2. Deformações

Os recalques totais calculados pelo *software* são constituídos de três parcelas:

- recalque imediato ou inicial;
- recalque primário devido ao adensamento; e
- recalque secundário (fluência).

¹⁹ YUE, Z. Q. On Generalized Kelvin Solution in Multilayered Elastic Medium, **J. Elasticity**, 40 (1), 1995, 143 p.

²⁰ YUE, Z. Q.. On Elastostatics of Multilayered Solids Subjected to General Surface Traction, **Quart. J. Mech. Appl. Math.** 49 (parte 3), 1996, p. 471-499.

Os recalques imediatos são calculados de forma linear e elástica, a partir do módulo unidimensional do solo e do coeficiente de Poisson. É possível adotar um valor de módulo unidimensional para as deformações de carregamento e outro para as deformações de descarregamento. O *software* utiliza a tensão vertical para os recalques imediatos, exceto quando especificado de outra forma, como a média das tensões volumétricas.

No caso dos recalques primários, gerados por adensamento, existem quatro modelos de materiais que podem ser empregados: linear, não linear, Janbu (1963,²¹ 1965²²) e Koppejan (1948).²³ O primeiro modelo de adensamento assume linearidade entre as deformações e a variação de tensões conforme o módulo de variação volumétrica de Terzaghi (m_v). O segundo modelo, não linear, assume que as deformações são função das tensões. Essa função é usualmente expressa no gráfico do índice de vazios em função do logaritmo das tensões efetivas, no qual a compressibilidade é diferente abaixo e acima da tensão de pré-adensamento. Os demais modelos, de Janbu e Koppejan, utilizam os parâmetros e metodologia apresentados por esses pesquisadores.

Por último, os recalques secundários (ou de fluência) podem ser calculados por dois modelos distintos: o método padrão e o método de Mesri. No método padrão a magnitude do recalque secundário varia linearmente com o logaritmo do tempo conforme o coeficiente de recalque secundário (C_α). É necessário especificar, no *software*, a partir de qual porcentagem do grau de adensamento é iniciado o recalque secundário. Por padrão, o valor adotado é de 95%. O segundo método, apresentado por Terzaghi, Peck e Mesri (1996),²⁴ utiliza a relação entre o coeficiente de recalque secundário e o índice de compressão do solo (C_c). Quando o solo é sobreadensado, o índice de recompressão (C_r) é utilizado.

²¹ JANBU, N. Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. **European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Wiesbaden, 1963, v. 1, p. 19-25, v. 2, p. 17-21.

²² JANBU, N. Consolidation of Clay Layers Based on Non-linear Stress-strain. **Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Montreal, v. 2, 1965, p. 83-87.

²³ KOPPEJAN, A. W. A Formula Combining the Terzaghi Load Compression Relationship and the Buisman Secular Time Effect. **Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.** Rotterdam, 3, 1948, p. 32-38.

²⁴ TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3. ed. Nova York: John Wiley & Sons, 1996.

2.3. Poropressão

O *software* considera que, ao realizar um carregamento, ocorre uma variação imediata da tensão igual ao carregamento imposto. A dissipação da poropressão ocorre, então, conforme as considerações a seguir.

2.3.1. Fluxo vertical

O adensamento vertical é regido pela equação do adensamento unidimensional de Terzaghi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

O excesso de poropressão é assim calculado e, em seguida, são calculadas as deformações decorrentes no solo. A solução numérica é obtida por abordagem com diferenças finitas e conforme as condições de contorno impostas no modelo.

2.3.2. Fluxo radial

No caso de aplicação de drenos verticais na simulação numérica, é utilizada a teoria de Barron (1948):

$$u = u_0 \cdot \exp\left(\frac{-8 \cdot T_h}{\mu}\right)$$

Nela, μ corresponde aos fatores de influência dos drenos verticais, do amolgamento gerado pela instalação dos drenos e da resistência de drenagem. No caso de drenos verticais de seção retangular, o diâmetro circular equivalente é calculado pela expressão $d_w = 2(b + t)/\pi$.

O efeito combinado dos fluxos vertical e horizontal é analisado calculando o excesso de poropressão remanescente para o fluxo vertical com diferenças finitas, e o resultado é utilizado para o cálculo do fluxo horizontal.

2.4. Efeito da submersão

Na prática, conforme os recalques se desenvolvem, as tensões em qualquer ponto do solo variam devido ao efeito da submersão. Conforme o ponto se desloca para baixo, aumenta sua profundidade no lençol freático. Isso causa um acréscimo da

poropressão nesse ponto e, portanto, uma redução da tensão efetiva. Adicionalmente, caso um elemento de solo que estava originalmente acima do nível d'água se desloque para baixo do nível d'água, ele se torna saturado e seu peso específico varia.

Quando a opção de considerar o Efeito da submersão é ativada no *software*, ele realiza um cálculo iterativo conforme os passos abaixo:

1. O recalque é calculado de acordo com a variação da tensão aplicada, variações do nível freático, escavações ou variação da poropressão, no caso de adensamento.
2. A variação da tensão devido ao Efeito da submersão é calculada.
3. Essa variação de tensão é aplicada e o recalque é calculado novamente.
4. Os passos 2 e 3 são repetidos até que a diferença da magnitude dos recalques calculados esteja dentro do intervalo especificado como desprezível.

A seguir são listadas as premissas consideradas no Efeito da submersão pelo *software* Settle3D para análises de adensamento:

- i. O efeito da submersão deve crescer gradualmente conforme o desenvolvimento dos recalques. O *software* calcula os efeitos da submersão ao final de cada estágio de tempo considerado na análise numérica, o que pode gerar pequenas discrepâncias. Para mitigar esse efeito, podem ser considerados mais estágios no modelo.
- ii. Não é possível considerar que o lençol freático esteja acima da superfície do terreno. Isso significa que um nível d'água superficial na verdade se desloca para baixo conforme o desenvolvimento dos recalques, para manter o nível do lençol freático coincidente com a superfície.
- iii. No caso de carregamentos por aterro, em que este penetre parcialmente no nível freático conforme o desenvolvimento dos recalques, o nível d'água estender-se-á no material do aterro e não ocorre o deslocamento do nível descrito na premissa (ii). Caso o aterro recalque completamente abaixo do nível freático, ele não pode ser considerado acima da cota superior do aterro, então ocorre o deslocamento previsto na premissa (ii).

- iv. Conforme o desenvolvimento das deformações de recalque, é considerado que a densidade do solo aumenta de forma que a redução da espessura da camada de solo não altere o seu peso total.

A última premissa apontada é mais bem descrita no item seguinte.

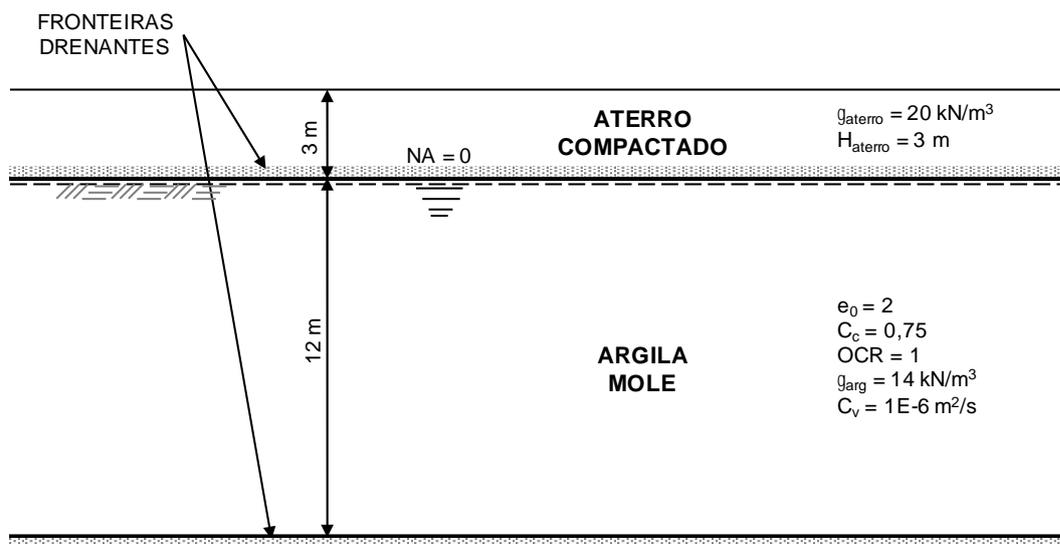
2.5. Correção das tensões em função da redução da camada de solo

Análises de recalques por adensamento podem conduzir a magnitudes elevadas de deformações, reduzindo significativamente a espessura modelada do solo. Quando o recurso de Correção das tensões em função da redução da camada de solo é ativado, o *software* aumenta gradualmente a densidade unitária do solo, de forma que o peso total da referida camada não se altere. Para isso, é utilizado um algoritmo iterativo análogo ao do Efeito da submersão. Esse cálculo é realizado ao final de cada estágio modelado, o que pode gerar cálculos imprecisos caso os estágios não sejam bem definidos pelo usuário. Para mitigar essa possibilidade, é possível aumentar os estágios considerados no modelo numérico.

3. EXEMPLO DE CÁLCULO COMPARATIVO

3.1. Fluxo vertical

Figura 180. Descrição do modelo considerado para cálculo de recalques por adensamento



Fonte: o autor

Na Figura 180 é indicado o modelo adotado para o cálculo de recalques primários por adensamento, assim como os parâmetros geotécnicos utilizados. Esse modelo consiste em uma camada única de 12 m de solo compressível (argila mole) com nível d'água superficial na qual é instalado um aterro compactado de 3 metros de altura. É considerado que a argila mole possui condição dupla de drenagem.

3.1.1. Cálculo expedito

O cálculo expedito dos recalques foi realizado separando a camada de solo mole em três subcamadas de igual espessura (4 m) e utilizadas as tensões efetivas inicial e final no centro de cada subcamada. O recalque primário foi calculado conforme a equação clássica para solos normalmente adensados:

$$\rho = \frac{H_{arg}}{1 + e_0} \cdot \left(C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \right)$$

Adotando-se que a carga transmitida ao terreno corresponde a:

$$\Delta\sigma = 3m \cdot 20kN/m^3 = 60kPa$$

Os parâmetros iniciais de cálculo estão apresentados na Tabela 46:

Tabela 46. Cálculo inicial expedito da compressão

Subcamada	Tensão efetiva inicial (kPa)	Tensão efetiva final (kPa)	Compressão (m)
0 – 4 m	8	68	0,929
4 – 8 m	24	84	0,544
8 – 12 m	40	100	0,398

Fonte: o autor

Os cálculos de compressão são apresentados com três casas decimais para fins acadêmicos, mas, para fins práticos, as estimativas de recalques não possuem tal precisão. Observa-se que a tensão transmitida ao terreno foi de 60 kPa e o recalque primário total foi de 1,871 m. Entretanto, como o nível d'água é superficial, 1,871 m dos 3,0 m de aterro compactado instalado sobre o solo mole submergem e, conseqüentemente, seu peso é reduzido. Logo, uma nova iteração de cálculo foi realizada considerando que 1,871 m do aterro compactado estava submerso, com

peso específico de 10 kN/m^3 e os demais $1,129 \text{ m}$ emersos com peso específico de 20 kN/m^3 . Portanto, a carga transmitida ao terreno corresponde a:

$$\Delta\sigma = 1,871\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 + 1,129\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3 = 41,3\text{kPa}$$

Os parâmetros dessa iteração de cálculo dos recalques estão apresentados Tabela 47:

Tabela 47. Primeira iteração do cálculo expedito da compressão

Subcamada	Tensão efetiva inicial (kPa)	Tensão efetiva final (kPa)	Compressão (m)
0 – 4 m	8	49,3	0,790
4 – 8 m	24	65,3	0,435
8 – 12 m	40	81,3	0,308

Fonte: o autor

Após essa primeira iteração, o recalque primário total calculado é de $1,532 \text{ m}$, significativamente inferior ao calculado inicialmente. Nota-se também que, para essa magnitude de recalques, a tensão transmitida ao solo pelo aterro compactado corresponde a:

$$\Delta\sigma = 1,532\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 + 1,468\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3 = 44,7\text{kPa}$$

Os parâmetros dessa iteração de cálculo dos recalques estão apresentados Tabela 48:

Tabela 48. Segunda iteração do cálculo expedito da compressão

Subcamada	Tensão efetiva inicial (kPa)	Tensão efetiva final (kPa)	Compressão (m)
0 – 4 m	8	52,7	0,819
4 – 8 m	24	68,7	0,457
8 – 12 m	40	84,7	0,326

Fonte: o autor

Após duas iterações, o recalque primário total calculado é de $1,601 \text{ m}$. Portanto, a carga transmitida ao terreno corresponde a:

$$\Delta\sigma = 1,601\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 + 1,399 \cdot 20\text{kN/m}^3 = 44,0\text{kPa}$$

Os parâmetros dessa iteração de cálculo dos recalques estão apresentados Tabela 49:

Tabela 49. Terceira iteração do cálculo expedito da compressão

Subcamada	Tensão efetiva inicial (kPa)	Tensão efetiva final (kPa)	Compressão (m)
0 – 4 m	8	52	0,813
4 – 8 m	24	68	0,452
8 – 12 m	40	84	0,322

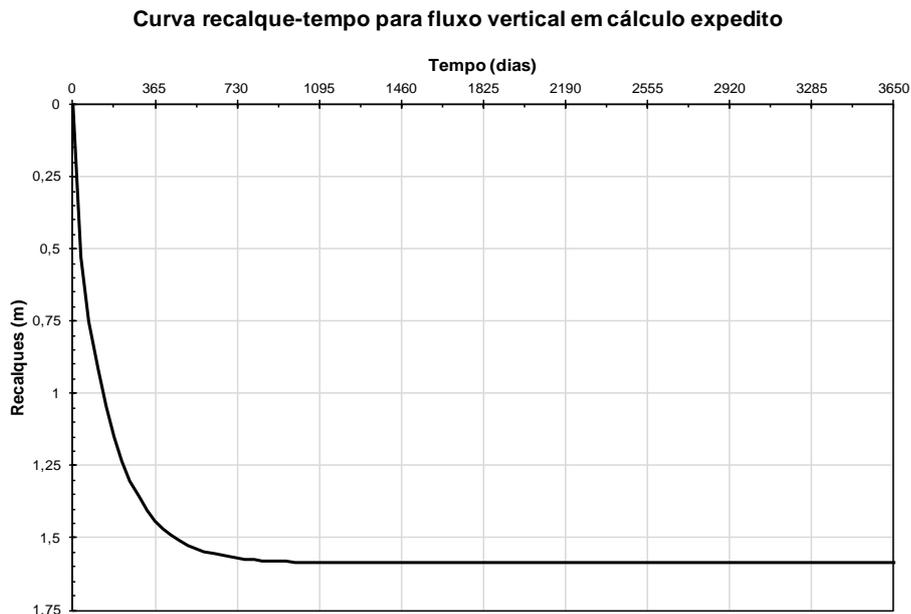
Fonte: o autor

Portanto, o recalque total calculado com três iterações é de 1,587 m. A diferença entre o recalque calculado na iteração anterior e na atual é de 14 mm, considerada desprezível para fins práticos.

O desenvolvimento dos recalques com o tempo foi calculado a partir da seguinte equação do grau de adensamento médio:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{\left(\frac{\pi}{2}(2m + 1)\right)^2} \cdot e^{-\left(\frac{\pi}{2}(2m+1)\right)^2 \cdot \frac{c_v \cdot t}{H_d^2}}$$

Figura 181. Recalques ao longo do tempo para fluxo vertical em cálculo expedito



Fonte: o autor

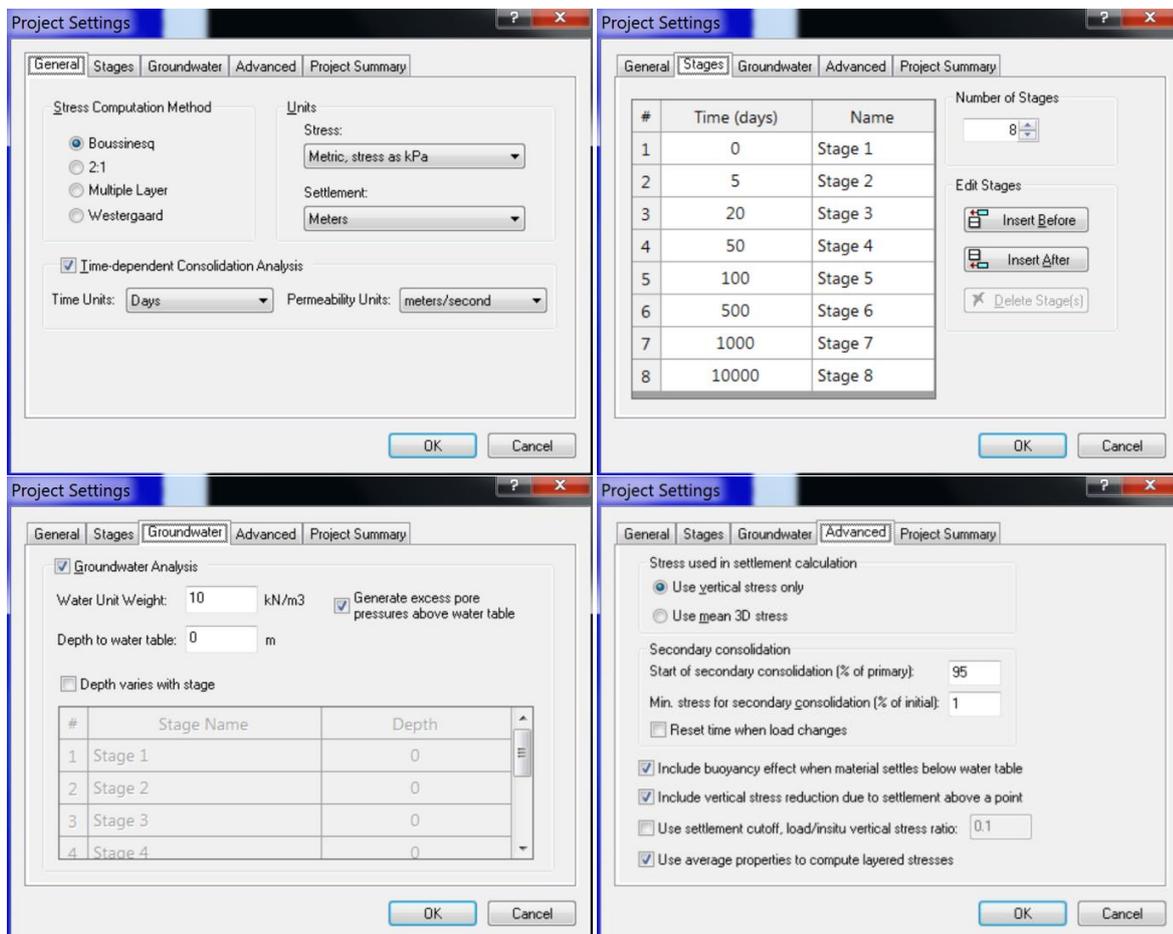
Nela, a distância de drenagem (H_d) adotada foi de 6 m e o coeficiente de adensamento foi de $1E-6$ m²/s, devido às premissas do modelo apresentadas na Figura 180. O resultado gráfico do recalque em função do tempo pode ser observado na Figura 181.

Nota-se que o cálculo expedito considerou o Efeito da submersão, porém não considerou a Correção das tensões em função das deformações calculadas.

3.1.2. Cálculo numérico

A seguir são apresentadas as telas do *software* Settle3D v2.0 na qual foram especificados os parâmetros geotécnicos da Figura 180.

Figura 182. Configurações do modelo numérico



Fonte: o autor

Na Figura 182 são apresentadas as configurações do modelo numérico, na qual foram marcadas as opções de distribuição das tensões de Boussineq e análise de adensamento com a referência de tempo em dias. São apresentados também os

estágios de tempo considerados e o peso específico da água adotado no modelo, idêntico ao considerado no cálculo expedito (10 kN/m^3). Também é apresentado que as opções de consideração do Efeito da submersão e da Correção das tensões em função das deformações foram ativadas.

Figura 183. Propriedades geotécnicas do solo e perfil estratigráfico adotadas no cálculo numérico

The image shows two software windows. The top window, titled "Soil Properties", is for defining the material "Argila mole". It includes fields for Name, Color, Hatch, Unit Weight, Sat. Unit Wt., and Poisson Ratio. The "Primary Consolidation" section is active, showing a Non-Linear material type with parameters Cc (0.75), Cr (0.05), e0 (2), and OCR (1). Time-dependent consolidation analysis is also active, with Cv (1e-006) and Kr (1e-009) selected. The bottom window, titled "Soil Layers", shows a table with one layer: "Argila mole" with a thickness of 12 and "Drained at Bottom" checked. A "Soil Layer Column" diagram shows a yellow layer from 0 m to 12 m depth.

Soil Properties

Argila mole

Name: Argila mole Color: [Yellow] Hatch: [Black]

Unit Weight (kN/m³): 14 Sat. Unit Wt. (kN/m³): 14 Poisson Ratio: 0.2

Immediate Settlement

Es (kPa): 10000 Esur (kPa): 10000

Primary Consolidation

Material Type: Non-Linear

Cc: 0.75 Cr: 0.05 e0: 2

Pc (kPa): 100 OCR: 1 OCM (kPa): 0

Time-dependent Consolidation Analysis:

Cv (m²/s): 1e-006 Cvr (m²/s): 1e-006

K (m/s): 1e-009 Kr (m/s): 1e-009

B-bar: 1 Variable K...

Secondary Consolidation

Method: Standard

Ca: 0.03 Car: 0.03

Properties vary by depth Strain based Cc, Cr and Ca Layer Modulus... Wick Drains...

Show only used properties OK Cancel

Soil Layers

#	Name	Thickness	Drained at Bottom
1	Argila mole	12	<input checked="" type="checkbox"/>

Soil Layer Column

0 m

12 m

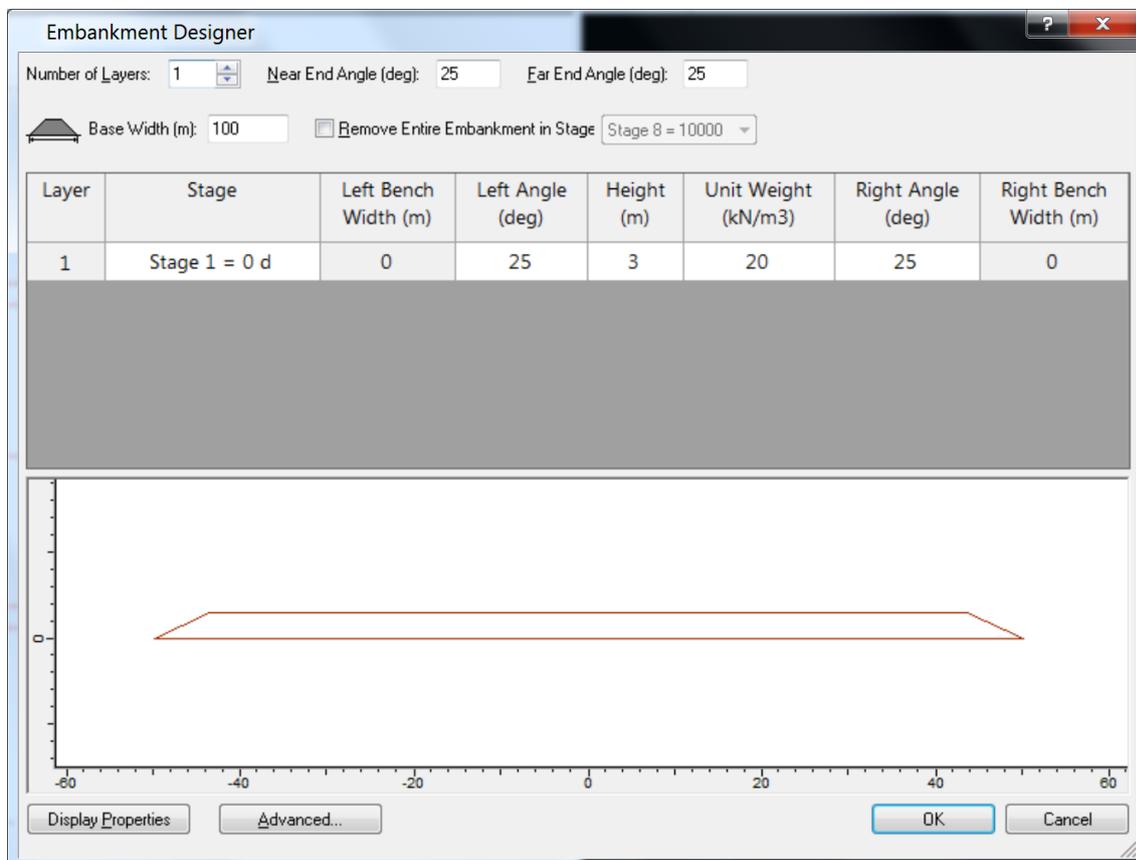
Drained Ground Surface Insert Layer Above Insert Layer Below Delete Layer OK Cancel

Fonte: o autor

Na Figura 183 é apresentada a tela de inserção das propriedades geotécnicas com os parâmetros indicados na Figura 180. Também é indicada a configuração do perfil estratigráfico, no qual são consideradas fronteiras drenantes a superfície e a base inferior da camada de Argila Mole.

Sobre o perfil do solo foi instalado um aterro de 3 metros de altura e peso específico de 20 kN/m^3 , indicado na Figura 184. Esse aterro foi inserido com geometria de 100 m de largura por 100 m de extensão e os recalques resultantes foram analisados no centro desse aterro compactado.

Figura 184. Parâmetros do aterro compactado adotados no modelo numérico



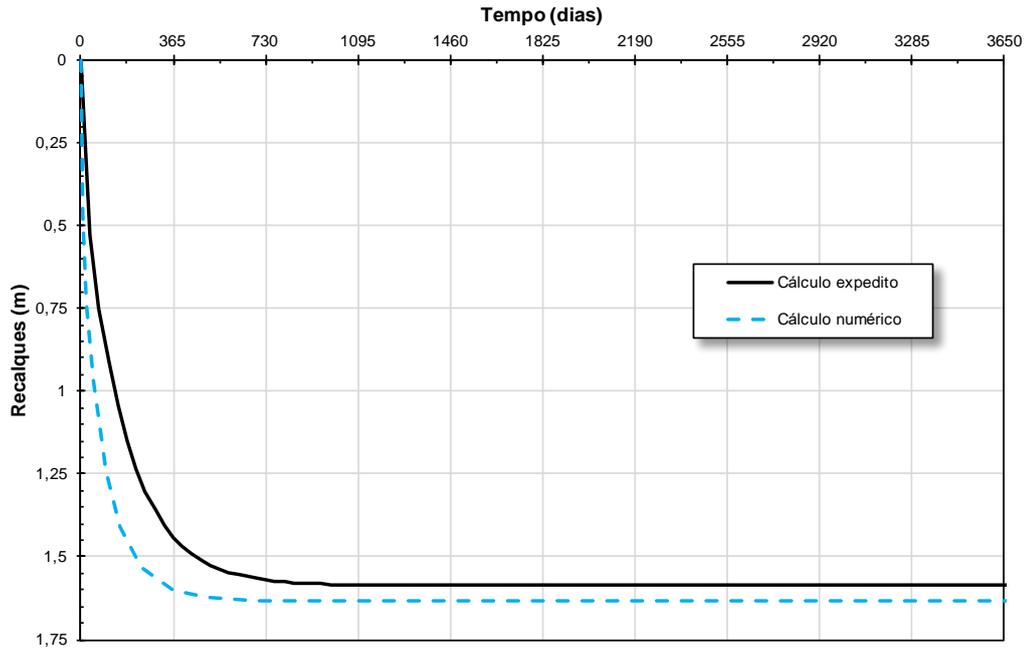
Fonte: o autor

Na Figura 185 é possível observar a curva recalque-tempo calculada com auxílio do *software* e via cálculo expedito, de forma comparativa.

Nota-se que a magnitude dos recalques calculada foi diferente. Na análise numérica o recalque total calculado é de 1,633 m, enquanto o cálculo expedito descreveu um recalque total de 1,587 m. Para fins de engenharia, essa diferença pode ser

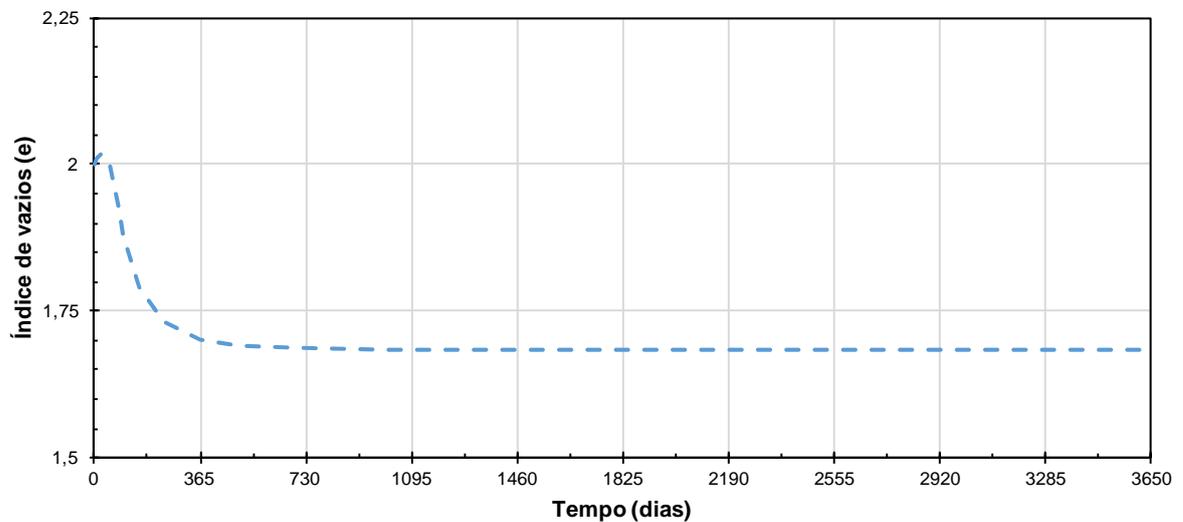
considerada desprezível. Uma provável causa da diferença reside na consideração do Efeito da redução das tensões por deformações calculada no *software*. Na Figura 186 é possível observar a evolução do índice de vazios no centro da camada de Argila Mole ($z = 6\text{ m}$) no cálculo numérico.

Figura 185. Comparação do desenvolvimento dos recalques via cálculo expedito e cálculo numérico



Fonte: o autor

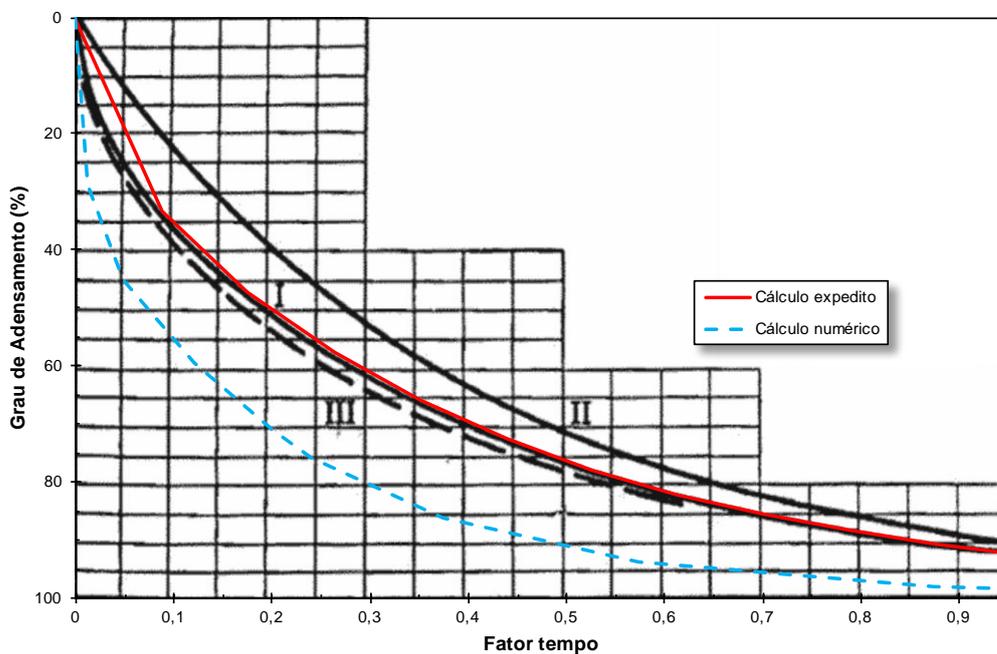
Figura 186. Evolução do índice de vazios no cálculo numérico de fluxo vertical



Fonte: o autor

Observando a Figura 185, também é notável a diferença no desenvolvimento dos recalques com o tempo, apesar de ambas terem sido calculadas segundo a teoria unidimensional do adensamento de Terzaghi. A Figura 187 serve para observar melhor essas diferenças, pois apresenta o grau de adensamento em função do Fator Tempo. Nota-se que o cálculo expedito se alinha com a curva tipo I de Taylor (1948, p. 237), enquanto o cálculo numérico não se ajusta a nenhum dos três tipos de curva (caso) apresentados.

Figura 187. Comparação da taxa de adensamento para fluxo vertical sobre Taylor (1948, p. 237)



Fonte: o autor

3.2. Fluxo radial

No caso de fluxo radial (com drenos verticais pré-fabricados – DVPs), os parâmetros geotécnicos adotados coincidem com a Figura 180, com as seguintes exceções:

- coeficiente de adensamento vertical e horizontal da Argila Mole adotado foi de $1E-7$ e $2E-7$ m/s², respectivamente;
- DVPs com 12 m de comprimento e 28,5 mm de diâmetro, distantes entre si em malha triangular de 0,90 m entre DVPs e instalados no mesmo momento que o aterro;

- diâmetro da zona amolgada pela cravação do DVP de dez vezes seu diâmetro (28,5 cm); e
- permeabilidade da zona amolgada 2,5 vezes menor do que na zona indeformada (natural).

Em ambos os cálculos, expedito e numérico, foi desprezado o efeito da resistência de drenagem.

3.2.1. Cálculo expedito

A magnitude dos recalques observada no caso de fluxo radial foi adotada como coincidente à calculada para fluxo exclusivamente vertical, pois a tensão transmitida ao solo é idêntica em ambos os casos.

O desenvolvimento dos recalques com o tempo foi primeiramente calculado a partir da equação de Barron (1948) abaixo para drenagem exclusivamente radial.

$$U_h = 1 - e^{\left(\frac{8 \cdot \frac{c_h \cdot t}{D^2}}{F(n) + F_s} \right)}$$

Na qual:

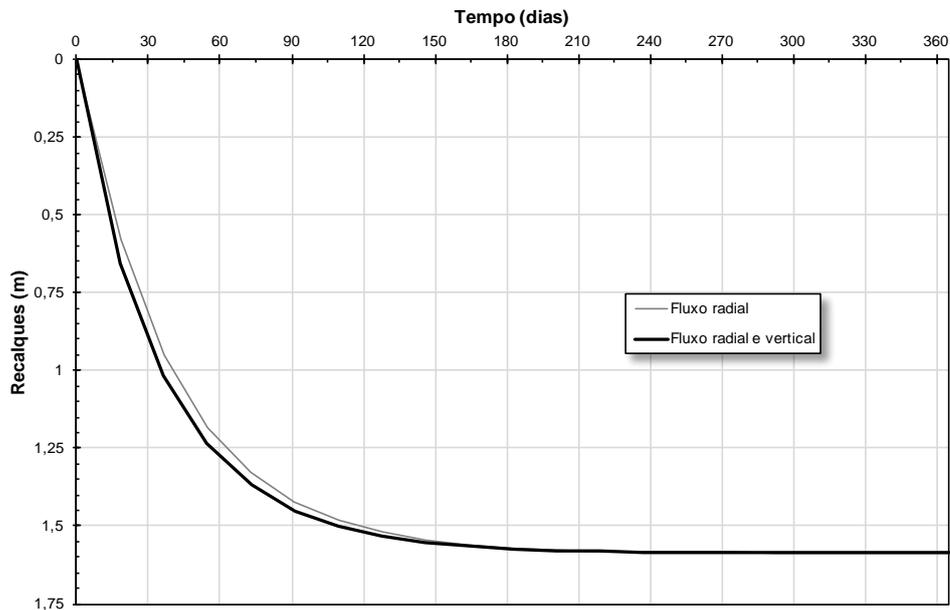
- D é o diâmetro de influência do DVP, que, para malha triangular, equivale a 1,05 vez a distância entre DVPs. Logo, $D = 0,945 \text{ m}$;
- $F(n)$ é o fator de espaçamento de geodrenos calculado por Barron (1948), portanto $F(n) = 2,756$; e
- F_s é o fator de amolgamento $\left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right)$, portanto $F_s = 3,454$.

Em sequência, foi considerado o fluxo vertical e radial combinados segundo a equação de Carrilo (1942):

$$U = 1 - (1 - U_v) \cdot (1 - U_h)$$

O resultado gráfico do recalque em função do tempo pode ser observado na Figura 188 para o fluxo exclusivamente radial e também para os fluxos vertical e radial combinados.

Figura 188. Recalques ao longo do tempo para DVP em cálculo expedito



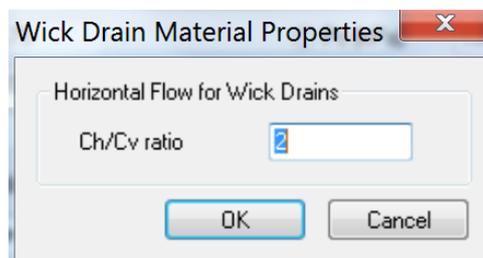
Fonte: o autor

3.2.2. Cálculo numérico

Nas Figuras 186 a 188 são apresentadas as telas do *software* nas quais foram definidas as premissas indicadas no item 3.2.

O resultado gerado pelo *software* foi então comparado com os cálculos expeditos apresentados no item 3.2.1 na Figura 192. É possível observar que, de forma análoga ao fluxo vertical, o modelo numérico apresentou uma taxa de desenvolvimento do adensamento mais “rápida” do que os cálculos expeditos descritos.

Figura 189. Premissa do coeficiente de adensamento horizontal



Fonte: o autor

Figura 190. Parâmetros geotécnicos inseridos no modelo numérico

The 'Soil Properties' dialog box for 'Argila Mole' contains the following parameters:

- Name:** Argila Mole
- Color:** Yellow
- Hatch:** Black
- Unit Weight (kN/m³):** 14
- Sat. Unit Wt. (kN/m³):** 14
- Poisson Ratio:** 0.2
- Immediate Settlement:**
 - Es (kPa):** 10000
 - E_{sur} (kPa):** 10000
- Primary Consolidation:**
 - Material Type:** Non-Linear
 - Cc:** 0.75
 - Cr:** 0.075
 - e₀:** 2
 - Pc (kPa):** 100
 - OCR:** 1
 - OCM (kPa):** 0
 - Time-dependent Consolidation Analysis:**
 - Cv (m²/s):** 1e-007
 - K (m/s):** 1e-009
 - B-bar:** 1
 - C_{vr} (m²/s):** 1e-007
 - K_r (m/s):** 1e-009
- Secondary Consolidation:**
 - Method:** Standard
 - Ca:** 0.03
 - Car:** 0.03
- Properties vary by depth:**
- Strain based Cc, Cr and Ca:**
- Layer Modulus...:**
- Wick Drains...:**
- Show only used properties:**

Fonte: o autor

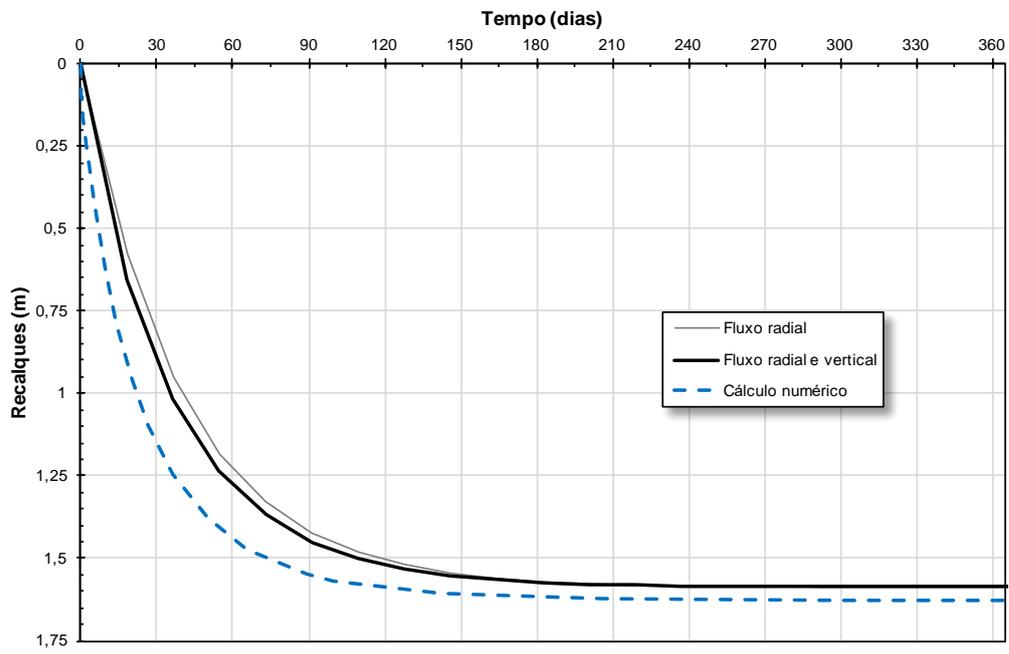
Figura 191. Premissas dos DVPs

The 'Wick Drain Properties' dialog box contains the following parameters:

- Installation stage:** Stage 1 = 0 d
- Cross-Section Shape:**
 - Circular:** Diameter: 0.0285 m
 - Strip:** Width: 0.1 m Thickness: 0.003 m
- Drain spacing:** 0.9 m
- Drain length:** 12 m
- Drain pattern:** Triangular Square
- Smear zone:**
 - Ratio of diameter of smear zone to diameter of drain:** 10
 - Ratio of undisturbed to smear zone permeability:** 2.5
- Well resistance:**
 - Double drainage:**
 - Discharge capacity:** 20 m³/d

Fonte: o autor

Figura 192. Resultado em formato recalque-tempo



Fonte: o autor

ANEXO B – INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE (JEOPROBE)

Autor: Jeoprobe Geotecnia Especializada, Colômbia

- Coeficiente de consolidación (C_h)

Para estimar el coeficiente de consolidación se empleó la ecuación propuesta por Teh & Houlsby, 1989) que se presenta a continuación

$$T = \frac{C_h \cdot t}{r^2 \sqrt{I_r}}$$

Donde C_h el coeficiente de consolidación, t es el tiempo transcurrido, r el radio desde el eje de la sonda hasta el sensor de medición, I_r es el índice de rigidez que se define como:

$$I_r = \frac{G_{50}}{c_u}$$

Siendo G_{50} el módulo de corte al 50% de la carga de falla, y C_u la resistencia al corte no drenada.

La interpretación del C_h se realizó de acuerdo a las recomendaciones propuestas por (Robertson, y otros, 1992) que se resumen en la siguiente metodología:

1. Se grafica la curva de disipación en función del exceso de presión de poros normalizado (U) contra la raíz cuadrada del tiempo ($t^{0,5}$). La presión adimensional U se calcula como:

$$U = \frac{(u_t - u_0)}{(u_i - u_0)}$$

Donde u_t es la presión medida en el tiempo t , u_0 es la presión de equilibrio, u_i es la presión inicial máxima registrada en el ensayo.

2. Se define el valor de u_0 con base en la información que haya del nivel freático del sitio o simplemente se determina como la presión a la cual se estabiliza la curva de disipación.

3. Se calcula la diferencia entre la presión inicial (u_i) y la presión de equilibrio (u_0), y a partir de la curva se define el tiempo para el 50% de la disipación, $u_{50}=(u_i+u_0)/2$
4. Se usa el valor de t_{50} y los valores de T listados en la Tabla 1 para calcular el valor de C_h a partir de la ecuación 1.

Tabla 1. Factores tiempo T para análisis de consolidación.

Tipo de medición	Factor de tiempo modificado
u_1	0,118
u_2	0,245

▪ Clasificación del suelo (I_c)

Con base en la información del piezocono se calcularon 5 parámetros geotécnicos que se interpretaron teniendo en cuenta diferentes correlaciones en función del tipo de suelo que se identificó. Para realizar la clasificación del tipo de suelo se utilizó la metodología propuesta por (Jefferies & Davies, 1993) en la cual se calcula el índice de clasificación del cono (I_c), que se determina a partir de los parámetros normalizados del cono como:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log[Q(1 - B_q)]\}^2 + [1,5 + 1,3 \log(F)]^2}$$

Donde Q , B_q y F se definen como:

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100$$

y los valores de q_t , f_s y u_2 son la resistencia por punta, la resistencia por fuste y la presión de poros respectivamente. Estos valores se miden directamente con la sonda

del piezocono. La clasificación se realiza dependiendo del valor de I_c , de acuerdo con la Tabla 2 que se presenta a continuación.

Tabla 2. Número de zona de acuerdo con la clasificación de (Robertson, 1990).

Clasificación	Número de zona*	Rango del índice I_c
Arcillas orgánicas	2	$I_c > 3,22$
Arcillas	3	$2,82 < I_c < 3,22$
Mezclas de limos	4	$2,54 < I_c < 2,82$
Mezclas de arenas	5	$1,90 < I_c < 2,54$
Arenas	6	$1,25 < I_c < 1,90$
Gravas arenosas	7	$I_c < 1,25$
* Número de zona de acuerdo con la clasificación de Robertson (1990).		

- Velocidad de onda de corte (V_s)

Para limos y arcillas se utilizó la expresión propuesta por (Mayne & Rix, 1995)

$$V_s = 1,75 \cdot q_t^{0,627}$$

Donde q_t , es la resistencia total por punta expresada en kPa.

Para arenas y gravas que no tengan cementación se consideró la correlación propuesta por (Baldy, Belloti, Ghionna, Jamiolkowski, & LoPresti, 1989).

$$V_s = 277 \cdot q_t^{0,627} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0,27}$$

Donde q_t , es la resistencia total por punta expresada en MPa, y σ'_{v0} es el esfuerzo vertical efectivo expresado en MPa.

- Peso unitario (γ_t)

El cálculo del peso unitario total se realizó con base en los valores de velocidad de onda de corte de acuerdo a la correlación propuesta por (Mayne P., 2006).

$$\gamma_t = 8,32 \cdot \log(V_s) - 1,61 \cdot \log(z)$$

Donde γ_t es el peso unitario total (kN/m³), V_s es la velocidad de onda de corte (m/s), y z es la profundidad de medición (m). Los valores de peso unitario se limitaron a un valor mínimo de 12kN/m³.

▪ Módulo de corte (G , G_{50})

Con base en los valores de V_s y peso unitario se calcularon los valores del módulo de corte a bajas deformaciones G_0 , mediante la siguiente ecuación:

$$G_0 = \frac{V_s^2 \cdot \gamma_t}{g}$$

Donde G_0 es el módulo de corte a bajas deformaciones, v_s es la velocidad de onda de corte, γ_t es el peso unitario total y g es la aceleración de la gravedad.

Considerando que el valor de G_0 es el módulo de corte a niveles bajos de deformación, se utilizó la metodología propuesta por (Burns & Mayne, 1996) para estimar el valor del módulo de corte al 50% de la carga de falla (G_{50}). En la Figura 1 se presenta el factor de reducción G/G_0 en función de la relación q/q_{ult} . Para la interpretación se usó una relación $q/q_{ult}=0.5$ por lo cual se tiene un factor de reducción de 0.18.

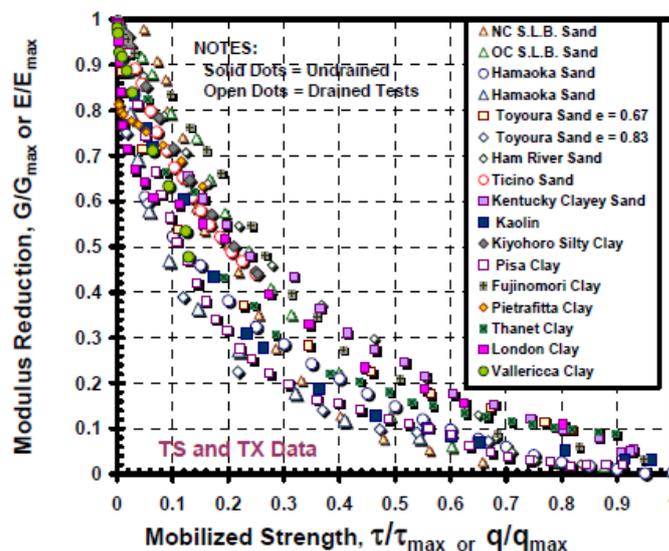


Figura 1. Curvas monotónicas de reducción de modulo medidas en arcillas y arenas.

De manera que el módulo G_{50} se calcula como:

$$G_{50} = 0,18 \cdot G_0$$

- Ángulo de fricción interna (ϕ)

La obtención del ángulo de fricción se hizo con base en la correlación propuesta por (Kulhawy & Mayne, 1990)

$$\phi = 17,6 + 11 \cdot \log \left(\frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}}} \right)$$

Donde, q_t es la resistencia total por punta expresada en kPa, σ'_{v0} es el esfuerzo vertical efectivo en kPa, σ_{atm} es la presión atmosférica en kPa. Los valores de ϕ únicamente se reportan para materiales granulares cuyo valor de $I_c \geq 5$.

- Resistencia no drenada (C_u)

La resistencia no drenada se calcula en materiales finos cuyo valor de $I_c < 5$. Para estimar la resistencia no drenada se usa la siguiente relación:

$$C_u = \frac{(q_t - \sigma'_{v0})}{N_{kt}}$$

Donde, q_t es la resistencia total por punta expresada en kPa, σ'_{v0} es el esfuerzo vertical efectivo en kPa, y N_{kt} es un factor empírico que varía entre 10 y 20. Para la interpretación se usó un valor $N_{kt} = 14$.

- Esfuerzo de preconsolidación y relación de sobre consolidación (OCR)

Para determinar el esfuerzo de preconsolidación en los materiales finos ($I_c < 5$) se empleó la correlación propuesta por (Mayne & Brown, 2003) en la se calcula el valor de σ_p en función del módulo de corte G_0 , y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v).

$$\sigma_p = 0,161 \cdot G_0^{0,478} \cdot \sigma'_v{}^{0,42}$$

Las unidades de los diferentes parámetros deben estar en kPa.

Finalmente la relación de sobreconsolidación se calcula a partir del esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo como:

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'_v}$$

BIBLIOGRAFÍA

- Baldy, G., Belloti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., & LoPresti, D. (1989). Modulus of sands from CPT and DMT. *Proceedings of 12th International Conference of Soil Mechanics & Foundation Engineering*, 165-170.
- Burns, S., & Mayne, P. (1996). Small- and high-strain measurements of in-situ soil properties using the seismic cone penetrometer. *Transportation Research Record 1548*, 81-88.
- Jefferies, M. G., & Davies, M. P. (1993). Use to CPTu to estimate equivalent SPT N60. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 458-468.
- Kulhawy, F., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundations design*. Palo Alto, California: Electric Power Research Institute.
- Mayne, P. (2006). In-Situ test calibrations for evaluating soil parameters. *Characterization & engineering properties of natural soils II*.
- Mayne, P. W., & Rix, G. (1995). Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in clays. *Soils & Foundations*, 107-110.
- Mayne, P., & Brown, D. A. (2003). Site characterization of piedmont residuum of North America. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 1323-1339.
- Robertson, P. K. (1990). Soil Clasification Using Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal*, 151-158.
- Robertson, P. K., Sully, J. P., Woeller, D. J., Lunne, T., Powell, J., & Gillespie, D. G. (1992). Estimating coeficient of consolidation from piezocone test. *Canadian Geotechnical Journal*, 551-557.
- Teh, C. I., & Houslyby, G. T. (1989). *An analytical study of the cone penetration test in clay*. Oxford: OUEL Report No 1800/89.

ANEXO C - NORMA COLOMBIANA DE ENSAIO SPT

Título original: I.N.V.E -111-07 Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido

Autor: Instituto Nacional de Vías (INVÍAS), Colômbia.

1. OBJETO

1.1 Este método describe el procedimiento generalmente conocido como Ensayo de Penetración Normal (Standard Penetration Test - SPT), para penetrar un muestreador de tubo partido con el fin de obtener una muestra representativa del suelo y una medida de la resistencia de dicho suelo, a la penetración del muestreador.

1.2 Los valores establecidos en unidades SI deben considerarse como la norma.

1.3 Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien la emplee, el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la aplicación de limitaciones regulatorias, con anterioridad a su uso.

Nota 1.– La norma de ensayo ASTM D6066 “Determinación de la resistencia a la penetración normalizada de arenas para evaluar el potencial de licuación” se puede emplear al analizar arenas sueltas por debajo del nivel del agua freática para estudios de licuefacción o cuando se requiere un alto nivel de cuidado al perforar estos suelos. Esta práctica provee información sobre métodos de perforación, aspectos variables entre equipos, correcciones de energía y normalización del conteo de los golpes.

2. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS APLICABLES

2.1 *Cabezote* – La pieza cilíndrica que el martillo o pesa golpea y a través del cual se transmite la energía a las varillas o tubos de perforación.

2.2 *Malacate de rotación* – El cilindro o tambor de rotación o torno, alrededor del cual el operador enrolla un cable para subir y dejar caer el martillo, halando y aflojando sucesivamente el cable envuelto alrededor del cilindro.

2.3 Varillas o tubos de perforación – Varillas o tubos empleados para transmitir hasta abajo, la fuerza y el giro a la broca de perforación, mientras se perfora el hueco. También se emplean para avanzar por simple percusión y lavado.

2.4 Martinete – Conjunto de equipos consistente en un martillo o pesa, guía para la caída de éste, cabezote, y cualquier sistema que haga caer el martillo.

2.5 Martillo o pesa – Es la parte del martinete consistente en una pesa que produce el impacto, la cual se levanta y suelta sucesivamente para que al caer, proporcione la energía necesaria para efectuar el muestreo y la penetración.

2.6 Sistema de caída del martillo o pesa – La parte del martinete mediante la cual el operador logra el levantamiento y la caída del martillo o pesa para producir el golpe.

2.7 Guía para la caída del martillo o pesa – Aquella parte del martinete empleada para dirigir la caída del martillo.

2.8 Valor de N – Cuenta del número de golpes que representa la resistencia a la penetración del tubo partido en el suelo. El valor de N , relacionado como golpes por pie, es igual a la suma del número de golpes requeridos para hincar el tomamuestras en el intervalo de profundidad de 150 a 450 mm (6 a 18") (ver la Sección 6.3).

2.9 ΔN – El número de golpes obtenidos en cada uno de los intervalos de 150 mm (6") de la penetración del muestreador (ver Sección 6.3).

2.10 Número de vueltas del cable – El ángulo de contacto total entre el cable y el malacate de rotación, desde el comienzo del aflojamiento del cable por el operador, hasta la caída del martillo, dividido por 360° (ver Figura 1).

2.11 Varillas o tubos de muestreo – Varillas o tubos que conectan el dispositivo del martinete con el muestreador.

2.12 S.P.T – Abreviatura para el ensayo de penetración normal, con la cual se puede hacer referencia a este método.

3. USO Y SIGNIFICADO

3.1 Este método proporciona una muestra de suelo para investigación y ensayos de laboratorio a partir de un muestreador, el cual puede producir gran alteración en la muestra debido a deformación por corte.

3.2 El método es ampliamente usado en la gran mayoría de proyectos de exploración geotécnica y, por lo tanto, pueden existir correlaciones locales de la cuenta de golpes N, con el comportamiento en ingeniería de obras de tierra y fundaciones.

4. EQUIPO

4.1 *Equipo de perforación* – Será aceptable cualquier equipo de perforación, de potencia y características tales que produzca los resultados deseados. Los siguientes aditamentos del equipo, se consideran satisfactorios para el avance de una perforación en el subsuelo.

4.1.1 Se pueden emplear brocas o puntas cola de pescado, cincel, estrella, aguda, etc., con diámetros menores de 162 mm (6.5") y mayores de 56 mm (2.2"), con equipos de perforación o de percusión y lavado, rotatorio para abrir el orificio, o para el avance del revestimiento de perforación. Para evitar la alteración del suelo subyacente, no se permiten brocas o puntas de descarga de fondo y solamente se permiten brocas de descarga lateral.

4.1.2 Las brocas ciegas apisonadoras cónicas, con diámetros menores de 162 mm (6.5") y mayores de 56 mm (2.2"), se pueden emplear con equipos de rotación o para el avance del revestimiento, si se desvía la descarga del lodo de perforación.

4.1.3 Las barrenas de espiral continua de vástago vacío, con o sin un dispositivo de broca en el centro, pueden emplearse para perforar el hueco. El diámetro interior de las barrenas de vástago vacío deberá ser menor de 162 mm (6.5") y mayor de 56 mm (2.2").

4.1.4 Las barrenas u hoyadoras manuales, de cuchara sólida, carrera continua, menores de 162 mm (6.5") y mayores de 56 mm (2.2") de diámetro, pueden emplearse si el suelo del hueco no se derrumba formando cavidades y atascando el tomamuestras o los tubos de perforación durante el muestreo.

4.2 Varillas (tubería) para muestreo – Tubos de perforación de acero con uniones para conectar el muestreador de tubo partido al cabezote y la guía, sobre los cuales cae la pesa (martillo).

El tubo para muestrear deberá tener una rigidez (proporcional al momento de inercia) igual o mayor que el de una similar de tamaño "A" ("A" es un tubo de acero con diámetro exterior de 41.2 mm = 1 5/8" y un diámetro interior de 28.5 mm = 1 1/8").

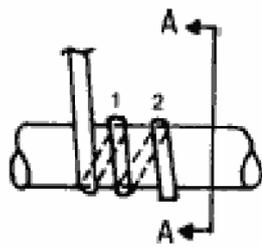
Nota 2.- Investigaciones recientes y ensayos comparativos indican que el tipo de tubería empleada, con rigideces que varían desde las de tamaño "A" hasta las de tamaño "N", tendrá generalmente un efecto despreciable sobre los valores de N hasta profundidades no menores de 30 metros (100 pies).

4.3 *Muestreador de tubo partido* – Deberá construirse con las dimensiones indicadas en la Figura 2. La zapata guía o punta deberá ser de acero endurecido y reemplazarse o repararse cuando se torne dentada o se distorsione. Se permite el uso de una camisa interior delgada, para producir un diámetro interior constante de 35 mm (1 3/8"), pero si se usa, esto deberá anotarse en el registro de la perforación. Se permite el empleo de una canastilla retenedora de la muestra, lo cual deberá anotarse en el registro.

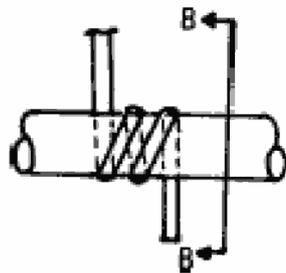
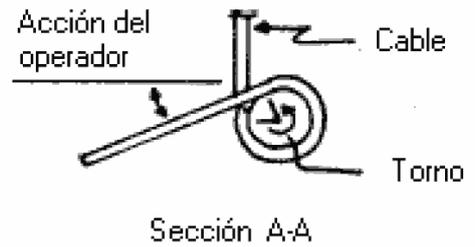
Nota 3.- Tanto la teoría como los datos disponibles de ensayos, sugieren que los valores de N se pueden aumentar en un 10 a 30% cuando se usa camisa interior.

4.4 *Martinete o equipo de hincado* – Figura 3

4.1.5 *Martillo y cabezote* – El martillo deberá pesar 63.5 ± 1 kg (140 ± 2 libras) y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el cabezote y poner en contacto el acero con el acero cuando cae. Se deberá emplear una guía para permitir caída libre. Los martillos empleados con malacate y cable, deberán tener una capacidad libre de levantamiento de por lo menos 100 mm (4"). Por razones de seguridad, se aconseja el empleo de un dispositivo de martillo con cabezote interior.



(a) Aproximadamente 1 3/4 vueltas en el sentido inverso de las agujas del reloj



(b) Aproximadamente 2 1/4 vueltas en el sentido de las agujas del reloj

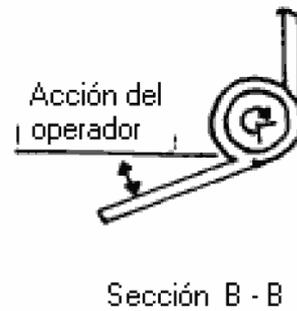
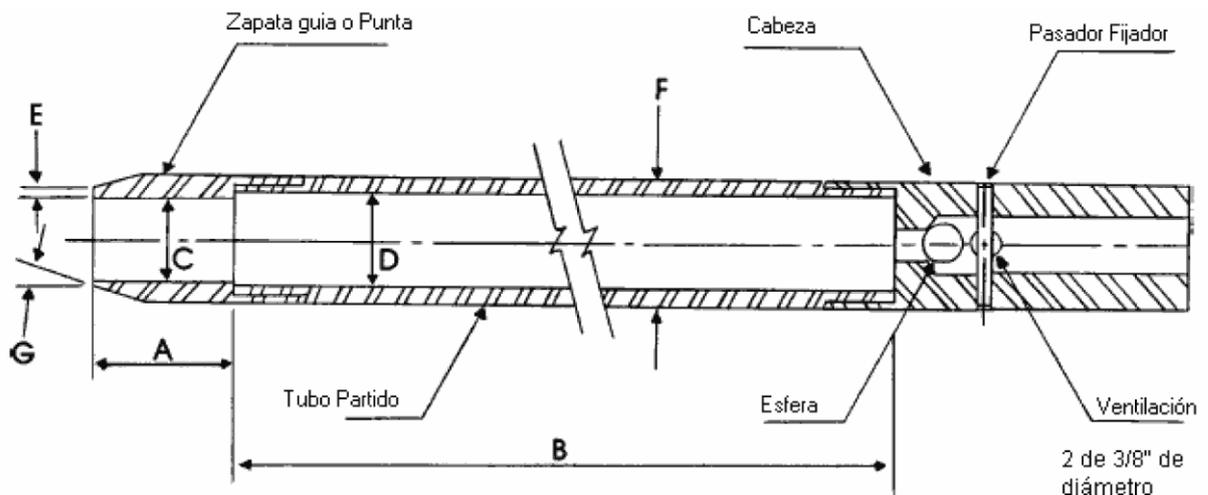


Figura 1. Definiciones del número de vueltas del cable y del ángulo para: a) movimiento o rotación contrario a las agujas del reloj; b) rotación en el mismo sentido de las agujas del reloj.



- A = 25 a 50 mm
- B = 0.457 a 0.762 m
- C = 34.93 ± 0.13 mm
- D = 38.1 ± 1.3 - 0.0 mm
- E = 2.54 ± 0.25 mm
- F = 50.8 ± 1.3 - 0.0 mm
- G = 16 a 23°

Figura 2 . Muestreador de tubo partido

Nota 4.- Se sugiere que la guía del martillo esté marcada permanentemente, para permitir al operador o al inspector, el uso de la altura correcta de caída del martillo.

4.1.6 Sistema de caída del martillo – Se puede emplear malacate o tambor, cable de recorrido, semiautomático, o sistema automático de caída del martillo, previendo que la caída del dispositivo no cause penetración del muestreador mientras se ajusta y se levanta el martillo.

4.5 Equipo accesorio – Se deben proporcionar accesorios tales como marcadores, recipientes para muestras, parafina, hojas para datos y dispositivos para medir el nivel freático de acuerdo con las exigencias del Proyecto.

5. PROCEDIMIENTO DE PERFORACIÓN

5.1 La perforación se deberá avanzar por incrementos, de manera que permita una toma de muestras intermitente o continua. Generalmente, los intervalos y profundidades de ensayos se encuentran estipulados. Típicamente, el intervalo escogido es de 1.5 m (5 pies) o menos en estratos homogéneos, con su respectivo muestreo a cada cambio de estrato.

5.2 Se podrá aceptar cualquier procedimiento de perforación que proporcione un agujero limpio y estable, antes de insertar el muestreador, y que garantice que el ensayo de penetración se efectúa sobre suelos esencialmente inalterados.

Se deberán considerar las condiciones subterráneas esperadas, cuando se escoge el método de perforación. Los procedimientos siguientes se pueden considerar aceptables:

5.2.1 Método de perforación de orificio abierto.

5.2.2 Método de empleo de broca de espiral continua con vástago vacío.

5.2.3 Método de perforación con lavado.

5.2.4 Método de empleo de broca de espiral continua con vástago sólido.

5.3 Algunos métodos de perforación producen orificios inaceptables. El proceso de inyección por medio de un muestreador de tubo abierto para luego sacar la muestra al llegar a la profundidad deseada no está permitido. El método con broca sólida de

espiral continuo no debe usarse para el avance de la perforación por debajo del nivel del agua freática ni por debajo del lecho confinador superior de un estrato confinado no cohesivo que recibe presión de aguas artesianas. El entubado no debe llegar por debajo de la profundidad del muestreo, antes de realizarse el muestreo. No se permite la perforación con brocas de descarga hacia abajo. Tampoco se permite adelantar la perforación para futura introducción del muestreador sólo por medio de muestreos previos con el muestreador SPT.

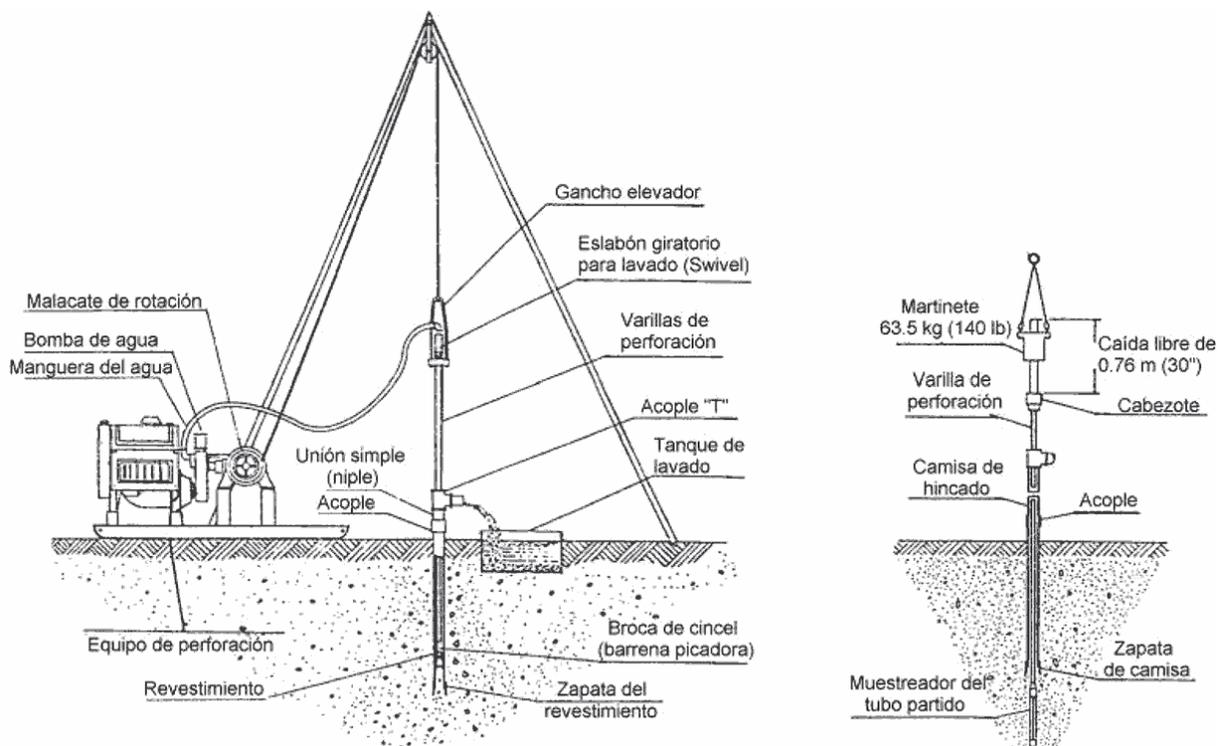


Figura 3. Esquema general del equipo de perforación.

La cabeza del muestreador es ventilada para evitar el aumento de presión durante el muestreo y debe mantenerse limpia. Una válvula de retención de bola de acero está localizada en la cabeza, para prevenir que la presión de agua descendente afecte la muestra. La obstrucción de los orificios de ventilación o el retiro de la válvula de retención causan la pérdida de la muestra.

5.4 El nivel del fluido de perforación dentro del hueco o dentro de los barrenos de vástago vacío debe mantenerse en o sobre el nivel freático del sitio durante todo el tiempo que dure la perforación, la remoción de la tubería y el muestreo.

6. MUESTREO Y PROCEDIMIENTOS DE ENSAYO

6.1 Después que haya avanzado la perforación hasta la profundidad deseada y que se haya limpiado en tal forma que se garantice que el material por ensayar no se encuentra alterado, se prepara el muestreo con la secuencia de operaciones que se indica a continuación:

6.1.1 Se conecta el tubo partido a la tubería de perforación y se baja dentro del hueco, dejándolo caer suavemente, sin permitir que se introduzca dentro del suelo que va a ser muestreado.

6.1.2 Se coloca el martillo en posición y se instala el cabezote en la parte superior de la tubería de perforación.

6.1.3 Se deja en reposo el peso muerto del muestreador, tubería y cabezote, sobre el fondo del hueco y se aplica un golpe de asentamiento. Si se hallan recortes excesivos en el fondo del hueco, se extrae el muestreador y la tubería para eliminar los recortes.

6.1.4 Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.15 m (6") de manera que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente para cada incremento de 0.15m (6").

6.2 Se hinca el muestreador con golpes del martillo de 63.5kg (140 lb), con caída de 0.76 m (30"); se cuenta el número de golpes aplicados a cada incremento de 0.15 m (6"), hasta cuando ocurra una de las siguientes condiciones:

6.2.1 Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0.15 m (6") vistos en la Sección 6.1

6.2.2 Que se haya aplicado un total de 100 golpes para 0.30 m (12").

6.2.3 Que no se observe avance del muestreador mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.

6.2.4 Que el muestreador avance 0.45 m (18") completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes, descritas anteriormente.

6.3 Se registra el número de golpes requeridos para efectuar cada 0.15 m (6") de penetración o de la fracción correspondiente. Se considera que los primeros 0.15 m (6") son para una penetración de asentamiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer avance de 0.15 m (6") de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o "valor N".

Si el muestreador se introduce menos de 0.45 m (18"), el número de golpes para completar cada incremento de 0.15 m (6") y para cada incremento parcial deberá anotarse en el registro de la perforación.

Para incrementos parciales, la penetración se deberá informar con aproximación a 25 mm (1"), en adición al número de golpes. Si avanza el muestreador por debajo del fondo del hueco bajo el peso estático de la tubería de perforación o bajo el peso de ésta más el peso estático del martillo, deberá anotarse esta información en el registro de la perforación.

6.4 La elevación y caída del martillo de 63.5 kilogramos (140 libras), se deberá efectuar empleando cualquiera de los siguientes métodos:

6.4.1 Empleando para la caída del martillo un sistema semiautomático ó automático que levante los 63.5 kilogramos (140 libras) del martillo y los deje caer sin ningún obstáculo en $0.76 \text{ m} \pm 25 \text{ mm}$ (30 ± 1.0 ").

6.4.2 Empleando un malacate o cilindro de rotación para halar un cable atado al martillo. Cuando se usa el método del cable con malacate o cilindro de rotación el sistema y la operación deberán cumplir con lo siguiente:

El cilindro de rotación deberá estar esencialmente libre de polvo, aceite o grasa y tener un diámetro dentro del intervalo de 150 a 250 mm (6 a 10").

El malacate deberá operarse a una velocidad mínima de 100 rpm, o la velocidad aproximada de rotación deberá informarse en el registro de la perforación.

No deberán emplearse más de $2 \frac{1}{4}$ vueltas de cable sobre el cilindro del malacate durante la ejecución del ensayo de penetración, como se muestra en la Figura 1.

Nota 5.- El operador generalmente deberá emplear $1 \frac{3}{4}$ o $2 \frac{1}{4}$ vueltas del cable, dependiendo de si éste se pone en contacto en la parte superior ($1 \frac{3}{4}$ vueltas) o en el fondo ($2 \frac{1}{4}$ vueltas) del

cilindro de rotación. Generalmente se sabe y acepta que más de 2 3/4 vueltas de cable impiden la caída adecuada del martillo y no se deberán emplear para efectuar el ensayo. El cilindro de rotación del cable se deberá mantener en una condición relativamente seca, limpia y sin desgaste.

Para cada golpe del martillo, el operador deberá emplear un levantamiento y una caída de 0.76 m (30"). La operación de halar y aflojar el cable deberá efectuarse rítmicamente sin mantener el cable en la parte superior de la carrera.

6.5 Se saca el muestreador a la superficie y se abre. Se registra el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recobrada. Se describe la muestra de suelo recobrada, en cuanto a su composición, color, estratificación y condición; se coloca luego una o más partes representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados para el ensayo de humedad, sin que se compacte o distorsione cualquier estratificación aparente.

Se sella cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Se colocan etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad, la cuenta de golpes para cada incremento de 15 mm (6") y la descripción del material. Se protegen las muestras contra cambios extremos de temperatura. Si hubiere un cambio de suelo dentro del muestreador, se debe emplear un frasco para cada estrato y se anota su localización dentro del muestreador.

7. INFORME

7.1 La información de la perforación deberá registrarse en el campo y deberá incluir lo siguiente:

7.1.1 Nombre y localización de la obra.

7.1.2 Nombres del grupo: Ingeniero supervisor, laboratorista inspector, operador, auxiliar y ayudantes.

7.1.3 Tipo y marca del equipo de perforación.

7.1.4 Condiciones meteorológicas.

7.1.5 Fechas de iniciación y conclusión del sondeo.

7.1.6 Número de la perforación y su localización (abscisa y coordenadas o distancias a algún eje de referencia).

7.1.7 Cota de la perforación, comúnmente con relación a un perfil del sitio de la obra.

7.1.8 Método de avance y limpieza de la perforación.

7.1.9 Método para mantener abierto el hueco de la perforación.

7.1.10 Profundidad hasta el nivel de agua, hasta el nivel de pérdida de agua, hasta el nivel artesiano; tiempo y fecha de cuando se hicieron las respectivas lecturas o anotaciones.

7.1.11 Localización de los cambios de estratos.

7.1.12 Tamaño del revestimiento, profundidad de la parte revestida de la perforación.

7.1.13 Equipo y método de hinca del muestreador.

7.1.14 Tipo de muestreador, su longitud y diámetro interior (anótese el empleo de camisa interior de pared delgada).

7.1.15 Tamaño, tipo y longitud de la tubería de muestreo.

7.1.16 Observaciones.

7.2 Los datos obtenidos para cada muestra deberán anotarse en el campo y deberán incluir lo siguiente:

7.2.1 Profundidad y/o número de la muestra.

7.2.2 Descripción del suelo.

7.2.3 Cambios de estratos dentro de la muestra.

7.2.4 Penetración del muestreador y longitudes recobradas.

7.2.5 Número de golpes para cada 0.15 m (6"), o incremento parcial.

8. PRECISIÓN Y TOLERANCIAS

8.1 *Precisión* – No se ha determinado un estimativo válido de procedimientos de prueba.

8.2 *Tolerancias* – Puesto que no hay material de referencia para este método de prueba, no puede haber un informe de tolerancias.

8.3 Variaciones en valores N de 100 por ciento o más han sido observadas al emplear diferentes aparatos y perforadores, para el ensayo de penetración en perforaciones adyacentes en la misma formación de suelo. La opinión actual, basada en la experiencia en el campo, indica que al usar el mismo aparato y el mismo perforador, los valores N en el mismo suelo se pueden reproducir con un coeficiente de variación cercano a 10 por ciento.

8.4 El empleo de equipos defectuosos, tales como un yunque extremadamente grande o dañado, un tambor oxidado, un tambor de baja velocidad, un cable viejo, aceitoso o gastado y pobremente lubricado pueden contribuir de manera significativa a diferencias en los valores N obtenidos entre distintos operadores y diferentes equipos de perforación.

8.5 La variabilidad en los valores N producida por los diferentes operadores y diferentes equipos de perforación puede reducirse midiendo la parte de la energía del martilleo liberada a los vástagos del muestreador y ajustando el valor N en base de energías comparativas.

9. NORMAS DE REFERENCIA

ASTM D 1586-99

AASHTO T 206-03