



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

LUIS BRIAN APAZA FUENTES

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS DE PAREDE DE
CONTENÇÃO EXECUTADA COM UTILIZAÇÃO DE
JET GROUTING ARMADO - CASO DE OBRA NA
BAIXADA SANTISTA - SP**

CAMPINAS

2024

LUIS BRIAN APAZA FUENTES

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS DE PAREDE DE
CONTENÇÃO EXECUTADA COM UTILIZAÇÃO DE JET
GROUTING ARMADO – CASO DE OBRA NA BAIXADA
SANTISTA - SP**

Dissertação de Mestrado apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo da Unicamp, para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil, na área
de concentração de Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

Coorientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO LUIS BRIAN
APAZA FUENTES E ORIENTADO PELO PROF. DR. DAVID DE
CARVALHO.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2024

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

Ap13a Apaza Fuentes, Luis Brian, 1983-
Análise de deslocamentos de parede de contenção executada com
utilização de jet grouting armado - caso de obra na Baixada Santista - SP / Luis
Brian Apaza Fuentes. – Campinas, SP : [s.n.], 2024.

Orientador: David de Carvalho.
Coorientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade
de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Muro de contenção. 2. Argamassa fluida. 3. Solos argilosos. 4. Mecânica
do solo. 5. Modelagem geológica. 6. Escavações. I. Carvalho, David de, 1955-.
II. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. III. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. IV. Título.

Informações Complementares

Título em outro idioma: Analysis of containment wall displacements performed using
reinforced jet grouting - case of study in Baixada Santista - SP.

Palavras-chave em inglês:

Retaining wall
Cement grout
Clay soils
Soil mechanics
Geological modeling
Excavations

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

David de Carvalho [Orientador]

Julio Soriano

Cilmar Donizeti Baságlio

Data de defesa: 27-02-2024

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0009-0007-9189-9291>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/4354629582920771>

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS DE PAREDE DE CONTENÇÃO
EXECUTADA COM UTILIZAÇÃO DE JET GROUTING ARMADO –
CASO DE OBRA NA BAIXADA SANTISTA – SP.**

Luis Brian Apaza Fuentes

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

**Prof. Dr. David de Carvalho
Presidente e Orientador/FEAGRI/UNICAMP**

Prof. Dr. Julio Soriano – FEAGRI/UNICAMP

Prof. Dr. Cilmar Donizeti Baságlio – FECFAU/UNICAMP

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 27 de fevereiro de 2024.

*Na vida é que a vida julga. Pela perversidade que cometer
ou pela tolice que permitir.*

Amauri Valim

AGRADECIMENTOS

A Deus.

À Veroska, por tudo;

Aos meus pais Ruben e Celia que, com a minha decisão de afastar-me fisicamente transcendendo fronteiras, sofrem, mas entendem a filosofia de vida que eles mesmos me transmitiram;

Aos meus irmãos Zaida e Homard, aos meus sobrinhos aos que tentei inspirar, aos meus cunhados e à minha família toda;

Ao Professor Dr. David de Carvalho, pelo aceite em me orientar nesta dissertação, pelas palavras de força, guia académica e nobreza de sempre;

À Ludemann Engenharia. A Sérgio Ludemann, com quem coincidimos no espírito de fazer geotecnia, na prática e na teoria, mesmo que as vezes, o caminho se torne difícil;

À VLI Logística, proprietária da obra, pela disposição em realizar os ensaios e especificações do projeto e fornecer os dados que serviram como embasamento desta pesquisa. Também agradecemos à empresa construtora Costa Fortuna Fundações pela parceria e dedicação em executar os trabalhos com a mais alta qualidade técnica. É importante ressaltar que essas empresas sempre demonstraram a melhor vontade e empenharam-se nos esforços necessários para o sucesso deste projeto.

Aos professores e consultores Carlos de Souza Pinto, Faíçal Massad, Alberto Henriques Teixeira, Claudio Wole; Pérsio Leister de Almeida Barros, Cristina Smith, Waldemar Hachich e Luiz Callandrelli com quem tive a honra de compartilhar momentos técnicos e académicos e que inspiram meu caminho como engenheiro geotécnico;

Aos meus amigos Amílcar, Elizabeth, Fernando, Joyce, Raul, Juliana, Stephanie e o Augusti.

Muito obrigado a todos!

RESUMO

A presente dissertação aborda os estudos dos deslocamentos das paredes de contenção executadas por meio da metodologia de Jet Grouting Armado, utilizada para viabilizar a execução de uma escavação em Solos Fluvio Lagunares (SFL) muito moles, visando a construção de uma moega ferroviária na Baixada Santista, especificamente no Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita (TIPLAM), pertencente à VLI S.A. em Santos, SP. Com o objetivo de facilitar a montagem eletromecânica, foi projetada uma escavação sem estroncas, com um perímetro aproximado de 480,0 m e profundidades de escavação variando entre 8,5 m e 14,5 m. As contenções e o tampão de fundo da moega foram executados em maciços de Jet Grouting (JG), reforçados com perfis metálicos no caso das contenções e com tubos de aço no caso do tampão de fundo. Dessa forma, foram avaliados os parâmetros de projeto e os dimensionamentos efetuados por meio de modelos estáticos analíticos, verificações de estabilidade por equilíbrio limite e previsões de tensões e deformações, utilizando modelagem numérica pelo método dos elementos finitos (MEF). Em função da instrumentação realizada, foi possível estabelecer correlações semiempíricas entre os parâmetros de entrada e os deslocamentos reais observados na obra, objetivando determinar e comprovar os parâmetros de resistência e deformabilidade alcançados pelos maciços de JG, bem como a compatibilidade da solução inovadora proposta e executada.

PALAVRAS-CHAVE: Contenções; Jet Grouting Armado; Modelagem numérica; Solos moles.

ABSTRACT

This dissertation discusses the studies of displacements of the retaining walls performed using the reinforced Jet Grouting methodology adopted to make possible the execution of an excavation in very soft marine sediments (SFL) in order to build a railway hopper in “Baixada Santista”, specifically at the Luiz Antônio Mesquita Terminal Integrator Port (TIPLAM), belonging to VLI S.A. in Santos, SP. To facilitate the electromechanical assembly, an excavation without struts was designed, with an approximate perimeter of 480.0 m and excavation depths varying between 8.5 m and 14.5 m. The project was conceived with the retainers and the bottom cap of the hopper in Jet Grouting massif (JG) reinforced with metal beams in the case of the retainers and with steel tubes in the case of the foundation base. In this way, are evaluated the design parameters and the calculus performed through analytical static models, stability verifications by limit equilibrium and stress & strain obtained through numerical modeling in finite elements method (FEM). Due to the instrumentation carried out, it was possible to establish semi-empirical correlations between the input parameters and the real displacements observed in the work, aiming to determine and prove the resistance and deformability parameters achieved by the JG masses, as well as the suitability of the innovative solution proposed and executed.

Keywords: Retaining Wall; Reinforced Jet Grouting; Numerical modeling; Soft soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Haste de perfuração e injeção simples (Callandrelli, L. 2015).	26
Figura 2 – Equipamento de haste tripla de injeção, “triple head” (Callandrelli, L. 2015).	27
Figura 3 – Vista esquemática da tecnologia do Jet Grouting (adaptado Wang, et. al., 2013).	28
Figura 4 – Ilustração dos sistemas Jet Grouting convencionais (adaptado Wang, et. al., 2013).	28
Figura 5 – Ilustração da tecnologia Super Jet (adaptado Wang, Shen, Ho & Kim, 2013).	31
Figura 6 – Ilustração da tecnologia X-Jetting (adaptado Wang, Shen, Ho & Kim, 2013).	31
Figura 7 – Seção do interior do tubo utilizado na tecnologia MJS (adaptado Nakashima and Nakanishi et al., 1995).	32
Figura 8 – Escala de erodibilidade do solo para o Jet Grouting (adaptado Brike et al., 2004).	32
Figura 9 - Equipamento de haste tripla de injeção, “triple head” (Costa Fortuna, 2015).	33
Figura 10 - Equipamento misturador da calda de cimento, (Costa Fortuna, 2015).	33
Figura 11 - Equipamento de pressurização da calda de cimento, (Tecnivell, 2015).	34
Figura 12 – Vazão de injeção VS Pressão, (Technomine.com.br).	34
Figura 13 – Sequência de execução das Colunas JG. (Costa Fortuna, 2015).	35
Figura 14 – Tipos de solos com possibilidade de execução do JG, (adaptado Trevi Group, 2014).	37
Figura 15 – setores afetados com a Injeção da calda do JG horizontal (adaptado Wang, Shenc, e Modoni, 2019)	38
Figura 16 – Disposição dos condutos dentro da haste de injeção (adaptado Wang, Shenc, e Modoni, 2019).	39
Figura 17 – Variação em R_p/R_{ps} com respeito a r_{si} . (Wang, Shenc, e Modoni, 2019)	39
Figura 18 - Ilustração do processo de Jet Grouting horizontal (adaptado Wang, Shenc, e Modoni, 2019)	41

Figura 19 - Comparação de dados medidos e agitação prevista da superfície do solo com e sem descarga de calda na superfície (spoil), (adaptado de Wang, Shenc, e Modoni, 2019)	42
Figura 20 – Decadência de velocidade medida experimentalmente ao longo dos eixos de jatos de água submersos. (Adaptado de Modoni, Wanik, Giovinco, Bzówka, Leopardi, 2015)	44
Figura 21 – Coluna experimental com jet grouting, escavada (Obra no metrô Thessaloniki, dezembro 2013)	46
Figura 22 – Perfuração inclinada para estimativa do diâmetro da coluna (Obra no metrô Thessaloniki, dezembro 2013. Adaptado de Kimpritis et. Al 2017)	46
Figura 23 – Núcleos de perfuração inclinada (Obra no metrô Thessaloniki Metro, dezembro 2013. Adaptado de Kimpritis et. Al 2017)	47
Figura 24 - a) Movimentos lateral da parede após colocação do JG, Nankang - MRT; b) Perfil típico de Resistencia não drenada (adaptado Hsiung, Nash, Lings & Hsieh 2014),.....	50
Figura 25 - Distribuição espacial dos valores dos recalques verticais das placas no período de monitoramento 11/2010 (a) e em 07/2011 (b). (G.G. Kashevarova, O.A. Makovetskiy 2016).	51
Figura 26 – Estados de tensão de ruptura no plano meridiano a) caso 1; b) caso 2 (adaptado Namikawa, Shota, Ando & Shibata, 2017).....	55
Figura 27 – Esquemático do critério de falha no plano meridiano (adaptado Namikawa, Shota, Ando & Shibata, 2017)	56
Figura 28 - Comparação entre a resistência à compressão não confinada (UCS-Unconfined Compressive Strength) média volumétrica com o valor UCS a 2/3 do raio, (Liu, Hu, Ping Li & Li-Hua, 2017)	57
Figura 29 – A relação entre a velocidade das ondas elásticas e a resistência à compressão para o JG - São Petersburgo. (adaptado GOST 17624 - 2012)	58
Figura 30 - Influência do módulo de elasticidade no recalque do LTP no final da construção e no final da consolidação (adaptado Borgesn, Gonçalves, 2016)	60
Figura 31 - Mapeamento das tensões no final da construção: (a) caso E1, (b) caso E2 e, (c) caso E3. (Borgesn, Gonçalves, 2016)	60
Figura 32 – Reforço do Cais do Porto com microestacas e colunas de Jet Grouting (Pinto, Tomásio e Marques 2016)	61

Figura 33 – Configuração HPJG – âncora a) imagem de campo; b) configuração idealizada para análise teórica (adaptado de Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu, 2012)	63
Figura 34 – Configuração e dimensões geométricas do modelo de teste numérico (adaptado de Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu, 2012)	64
Figura 35 – Força axial da armadura ao longo do eixo da armadura para diferentes cargas de trabalho (Adaptado de Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu, 2012)	65
Figura 36 - Influência do ângulo de atrito do solo: a) curvas de deslocamento de carga para condições C1-C6; b) curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com ϕ	66
Figura 37 - Influência de G_s : a) curvas carga-deslocamento para condições E1-E6; b) curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com G_s	66
Figura 38 - Influência da resistência coesiva do solo: a) curvas carga-deslocamento para condições D1-D5; b) Curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com coesão “c”	66
Figura 39 - Influência de d_3 : a) Curvas de carga-deslocamento para condições F1-F5; b) curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com d_3	66
Figura 40 – (a) Portal norte em construção; (b) suporte final instalado. FA: área de escavação. (D. Merlini, D. Stocker, M. Falanesca, R. Schuerch 2018)	67
Figura 41 – a) Etapas de escavação da caverna; b) Sistema de monitoramento de recalques; c) Extensômetro reverso da cabeça para os deslocamentos da face. (D. Merlini, D. Stocker, M. Falanesca, R. Schuerch 2018)	68
Figura 42 – Sequência típica de construção de escavação de face completa com dossel em JG (adaptado de Ochmański M., Modoni G. Bzówka J.;2015)	69
Figura 43 – Ensaio de compressão triaxial a diferentes pressões de confinamento (50, 100 e 200 kPa) com diferentes modelos (H–hipoplástico, H+ICS-hipoplástico com tensão intergranular, MC – Mohr-Coulomb); (adaptado Ochmański M., Modoni G. Bzówka J.;2015)	70
Figura 44 – Evolução temporal das propriedades do material cimentado (Ochmański M., Modoni G. Bzówka J.;2015)	71
Figura 45 – Malha FE 3D do JGC de teste modelado usando a forma geométrica em medida real (H. M. Algin, 2016)	72
Figura 46 – geometria de disposição das colunas JG (H. M. Algin, 2016)	73
Figura 47 - Corte transversal da nova construção subterrânea do lado do edifício preservado. (Chepurnova, 2014)	74

Figura 48 - Dados processados coletados durante o monitoramento da fachada. Deslocamentos verticais ao longo do comprimento do edifício em 5 pontos. (Chepurnova, 2014)	74
Figura 49 – a) Local de teste com elementos escavados; b) Layout dos elementos do jato. (Makovetskiy O. A. 2016)	76
Figura 50 - Falha do muro de arrimo: a) Tombamento, b) Deslocamento horizontal, c) Capacidade de carga insuficiente. (Danutė Sližytė, Jurgis Medzvieckas, 2013)	79
Figura 51 – Localização do projeto, Santos, SP; (Fonte: Google Earth).....	80
Figura 52 – Área de implantação do projeto, Santos, SP; (Fonte: Google Earth).	81
Figura 53 - Planta esquemática da moega ferroviária, dimensões em metros (Fonte própria).	82
Figura 54 – Seção típica da moega no setor B, dimensões em metros (Fonte própria).	82
Figura 55 – Disposição típica das colunas JG, dimensões em metros (Fonte própria).	83
Figura 56 - Vista geral do Setor C (Fonte própria).....	83
Figura 57 - Vista do Setor A (rampa) a partir do Setor B (Fonte própria).....	84
Figura 58 - Vista Geral do Setor B, com Setor C na lateral, (Fonte própria).	84
Figura 59 – Diagrama de Fluxo dos estudos geotécnicos efetuados.....	86
Figura 60 – Mapa geológico de estado de São Paulo, Brasil.	86
Figura 61 - Variações do nível do mar nos últimos 35 mil anos (Suguio e Martin, 1981)	87
Figura 62 - Curva de variações dos paleoníveis do mar, segundo dados da plataforma continental e na planície do Rio Grande do Sul (Corrêa, 1996 et al).	87
Figura 63 – Mapa geológico da Baixada Santista (Suguio e Martin, 1978b).....	88
Figura 64 – Possíveis estágios da gênese das planícies costeiras paulistas (Suguio e Martin, 1981).....	89
Figura 65 – Baixada Santista – principais feições geográficas com a indicação da localização do projeto em azul (Massad, 2009).....	91
Figura 66 – Perfil interpretativo do padrão de sedimentação na planície de Santos (et. al. Suguio e Martin, 1978c)	91
Figura 67 - Sondagem a percussão típica (SPT-012) (relatório de investigação Ilha 12, fonte: VLI S.A).....	92

Figura 68 – Planta com a indicação da Ilha de investigação N°12, setor de implantação da obra (fonte: VLI SA.)	93
Figura 69 – Planta com as Ilhas de investigação na área de expansão do TIPLAM (fonte: VLI S.A).	93
Figura 70 - Resultado de ensaio CPTu - Ilha de investigação nº12 – Relatório CPTu - Ilha-12 (Fonte: VLI S.A. -Fugro In-Situ)	95
Figura 71 - Envoltórias da Resistencia não drenada “Su” (kPa) do solo com base nos ensaios de palheta “Relatório Vane test - Ilha-12 (elaboração própria)	96
Figura 72 - Envoltórias de Su (kPa) com base nos ensaios de palheta corrigidos (elaboração própria).....	96
Figura 73 - Estimativa de Nkt em função dos ensaios de palheta corrigidos (elaboração própria).	98
Figura 74 – Círculo de Mohn para o ensaio de compressão simples (apud Pinto, C.S 2009).....	99
Figura 75 – Diagrama do empuxo devido à sobrecarga (manual NC-03, 1980 do Metro-SP).....	102
Figura 76 - Diagrama de empuxo por sobrecarga	103
Figura 77 - Empuxo geostático em repouso (linha laranja) + Empuxo hidrostático (linha azul) é igual ao empuxo total *linha verde).....	104
Figura 78 - Empuxo ativo + Empuxo hidrostático + empuxo por sobrecarga.	106
Figura 79 – Gráfico de um modelo perfeitamente plástico (Plaxis MEF manual, 2009)	108
Figura 80 – Superfície de resistência de Mohr-Coulomb nos espaços de tensão principais ($c=0$) (Plaxis MEF manual, 2009)	110
Figura 81 – Definição de E_0 , E_{50} , e E_{ur} para resultados de ensaios triaxiais drenados, (Plaxis MEF manual, 2009).	113
Figura 82 - Esforços laterais, Força Cortante (kN/m) e Momento Fletor (kN-m/m) .	114
Figura 83 - Esforços laterais, Força Cortante (kN/m) e Momento Fletor (kN-m/m) .	115
Figura 84 - Esforços laterais, Força Cortante (kN/m) e Momento Fletor (kN-m/m) .	116
Figura 85 - Esquema de tensões à tração e compressão.	117
Figura 86 – Forças envolvidas no equilíbrio de uma lamela pela metodologia Bishop-Simplificado (et.al. Marangon 2004)	118
Figura 87 - Análise de estabilidade sem os perfis metálicos, cota de fundo -8.90 m ($FS = 1,33$)	119

Figura 88 - Análise de estabilidade seção C-C - Com os perfis metálicos, cota de fundo -8.90 m (FS = 1,83)	119
Figura 89 - Análise de estabilidade seção B-B - sem os perfis metálicos, cota de fundo -2,89 m (FS = 1,86)	120
Figura 90 - Equipamento de haste tripla, “triple head”, (Costa Fortuna, 2015).	123
Figura 91 - Haste de perfuração e injeção (Costa Fortuna, 2015).	124
Figura 92 – Layout disposto em obra com os silos de cimento para posterior mistura, bombeamento e execução das colunas JG. Foto da obra (Fonte própria)	124
Figura 93 - seção geométrica uniforme equivalente ao perfil metálico.	125
Figura 94 - Malha de elementos finitos refinada na área das colunas JG indicadas na cor verde.	127
Figura 95 - Deslocamentos horizontais - cota de fundo -8,90 m, Sentido de deslocamento.....	127
Figura 96 - Deslocamentos horizontais - cota de fundo -8,90 m.....	128
Figura 97 - Deslocamentos verticais no setor B, altura da contenção 14,50 m.	128
Figura 98 - Tensões Totais (kN/m ²).....	129
Figura 99 - Tensões de cisalhamento (kN//m ²).....	129
Figura 100 - Deslocamentos totais do perfil HP interior (mm)	130
Figura 101 - Deslocamentos horizontais do perfil HP interior (mm).....	130
Figura 102 - Forças Axiais no perfil HP interior (kN/m).....	131
Figura 103 - Forças Cortantes no perfil HP interior, (kN/m).....	131
Figura 104 – Momentos Fletores no perfil HP interior, máximo 68,68 (kN.m/m).....	132
Figura 105 - Redução ϕ -c', Fator de Segurança 4,72	133
Figura 106 - Deslocamentos horizontais do perfil HP externo (mm).....	133
Figura 107 - Forças Axiais no perfil HP externo (kN/m).....	134
Figura 108 - Forças cortantes no perfil HP externo (kN/m).....	134
Figura 109 - Momentos fletores no perfil HP externo (kN.m/m).....	135
Figura 110 - Tensões Totais (kN/m ²).....	135
Figura 111 - Forças Axiais, Forças cisalhantes e Momentos Fletores, perfil HP interno.	136
Figura 112 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios de compressão simples	139
Figura 113 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios de Lobo Carneiro ..	141
Figura 114 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios de peso específico	143

Figura 115 - Planta de Instrumentação (Fonte própria).....	144
Figura 116 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios Cross hole	146
Figura 117 - Planta com os alinhamentos dos ensaios MASW (Fonte: Costa fortuna, 2015).....	148
Figura 118 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-01	149
Figura 119 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-02	151
Figura 120 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-03	152
Figura 121 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-04	153
Figura 122 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-05	154
Figura 123 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-06	156
Figura 124 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-07	157
Figura 125 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-08	158
Figura 126 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-09	159
Figura 127 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 27	162
Figura 128 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 27	162
Figura 129 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 28	163
Figura 130 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 28	163
Figura 131 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 29	164
Figura 132 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 29	164
Figura 133 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 30	165
Figura 134 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 30	165
Figura 135 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 31	166
Figura 136 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 31	166
Figura 137 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-1 ..	175
Figura 138 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-2 ..	176

Figura 139 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-3 ..	177
Figura 140 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-4 ..	178
Figura 141 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-5 ..	179
Figura 142 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-6 ..	181
Figura 143 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-7 ..	183
Figura 144 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-8 ..	185
Figura 145 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-9 ..	187

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas dos parâmetros para os sistemas de Jet Grouting convencionais (adaptado Bruke, 2004; Lunardi, 1997)	31
Tabela 2 - Parâmetros de jateamento usados no histórico do caso (Wang, Shenc, e Modoni, 2019)	43
Tabela 3 - Controle de qualidade das Colunas de JG – Fonte, Grupo Trevi 2015....	53
Tabela 4 - Parâmetros usados para a análise dos resultados dos ensaios de campo de Bojszowy Nowe e a análise das configurações de JG, apresentadas. (H. M. Algin, 2016).....	73
Tabela 5 - Características gerais dos sedimentos que ocorrem na Baixada Santista (Massad, 2009)	90
Tabela 6 - Ensaio de Caracterização do solo mole	94
Tabela 7 - Parâmetros elásticos e de resistência favoráveis	101
Tabela 8 - Parâmetros elásticos e de resistência desfavoráveis.	101
Tabela 9 - Empuxo em repouso + empuxo hidrostático + empuxo por sobrecarga.	104
Tabela 10 - Empuxo ativo tendendo ao repouso + empuxo hidrostático + empuxo por sobrecarga.	106
Tabela 11 - Verificação por Flutuação da moega.	122
Tabela 12 – Resultados dos ensaios de compressão simples	138
Tabela 13 – Resultados dos ensaios Lobo Carneiro	140
Tabela 14 – Resultados do peso específico das amostras.....	142
Tabela 15 – Resultados dos ensaios de Cross hole.....	145
Tabela 16 – Cotas, Vs obtidos e estimativa do módulo cisalhante utilizando pesos específicos: $\gamma_{\min.} = 14,2 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_{\max.} = 15,0 \text{ kN/m}^3$	147
Tabela 17 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L1	149
Tabela 18 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L2	150
Tabela 19 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L3	152
Tabela 20 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L4	153
Tabela 21 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L5	154
Tabela 22 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L6	155
Tabela 23 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L7	156
Tabela 24 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L8	158

Tabela 25 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L9	159
Tabela 26 – Equações do crescimento do E_0 com a profundidade a partir dos ensaios MASW.....	160
Tabela 27 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n-ésima modelagem	162
Tabela 28 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+1, modelagem	163
Tabela 29 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+2, modelagem	164
Tabela 30 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+3, modelagem	165
Tabela 31 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+4, modelagem	166

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	22
1.1	JUSTIFICATIVA.....	22
1.2	OBJETIVO GERAL.....	23
1.2.1	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1	HISTÓRICO SOBRE A METODOLOGIA DO JET GROUTING	25
2.2	METODOLOGIA DO JET GROUTING.....	27
2.2.1	SISTEMAS CONVENCIONAIS DE JET GROUTING.....	27
2.2.2	PARÂMETROS OPERACIONAIS DO JET GROUTING	29
2.3	EQUIPAMENTOS	32
2.4	SEQUÊNCIA EXECUTIVA.....	35
2.5	PREPARAÇÃO E ESPECIFICAÇÕES DO FLUIDO AGLUTINANTE.....	35
2.6	PERFURAÇÃO	36
2.7	INJEÇÃO DE AGLUTINANTE.....	37
2.8	MÉTODOS PARA ESTIMAR O DIÂMETRO DE COLUNAS COM JET GROUTING	43
2.9	TESTE DAS COLUNAS DE JET GROUTING.....	52
2.10	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA GEOMECÂNICA DAS COLUNAS DE JG	54
2.11	CASOS DE OBRA E UTILIZAÇÃO DO JET GROUTING.....	61
3	MATERIAIS E MÉTODOS	80
3.1	CONCEPÇÃO DA MOEGA FERROVIÁRIA.....	80
3.1.1	MOEGA FERROVIÁRIA OBJETO DE ESTUDO.....	80
3.2	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO LOCAL DA OBRA.....	85
3.2.1	HISTÓRIA GEOLÓGICA DA BAIXADA SANTISTA	86
3.3	DESCRIÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL DA OBRA	92
3.4	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE	94
3.4.1	PARÂMETROS PARA OS SOLOS MOLES	94
3.4.2	PARÂMETROS DE CAPACIDADE DE CARGA N_k e N_{kt}	97

3.4.3	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA PARA O JET GROUTING.....	98
3.5	CÁLCULO DOS EMPUXOS TOTAIS.....	102
3.5.1	EMPUXO DE SOBRECARGA	102
3.5.2	EMPUXO EM REPOUSO	103
3.5.3	EMPUXO ATIVO TENDENDO AO REPOUSO	105
3.6	MODELO ELÁSTICO LINEAR PERFEITAMENTE PLÁSTICO (MODELO MOHR-COULOMB)	107
3.6.1	COMPORTAMENTO PERFEITAMENTE PLÁSTICO ELÁSTICO LINEAR	107
3.6.2	FORMULAÇÃO DO MODELO MOHR-COULOMB	109
3.7	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	113
3.7.1	ESQUEMAS ESTÁTICOS, PROFUNDIDADE TOTAL DE 20,55 M, (SEÇÃO A-C 6,0 M):.....	113
3.7.2	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA SEÇÃO C-E (6,0 m):.....	115
3.7.3	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA SEÇÃO C-E' (10,0M):	116
3.7.4	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA SEÇÃO F-H.	116
3.7.5	DETERMINAÇÃO DAS RESULTANTES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO:	117
3.8	ANÁLISES DE ESTABILIDADE GERAL DAS CONTENÇÕES	118
3.9	ANÁLISE DE RUPTURA DO TAMPÃO DE FUNDO	120
3.9.1	ALTURA DA CONTENÇÃO DE 14,55 M, (ESPESSURA DO TAMPÃO = 6,0 M). 120	
3.9.2	ALTURA DA CONTENÇÃO DE 8,54 M (ESPESSURA DO TAMPÃO = 4,0 M), SETOR C.....	121
3.9.3	REVISÃO POR FLUTUAÇÃO DA MOEGA, SETORES B & C:.....	122
3.10	EQUIPAMENTOS DISPONÍVEIS	123
4	MODELAGEM TENSÃO DEFORMAÇÃO DAS CONTENÇÕES.....	125
4.1.1	MODELAGEM TENSÃO-DEFORMAÇÃO COM OS REFORÇOS METÁLICOS HP – RESISTENCIA NÃO DRENADA DO SOLO, $S_u = 5+1,5Z$.	126
5	INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLE TECNOLÓGICO	137

5.1	ANÁLISES ESTATÍSTICAS	137
5.1.1	ANÁLISE ESTATÍSTICA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES SOBRE AMOSTRAS DE JET GROUTING DA OBRA	137
5.1.2	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO NA FLEXÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (ENSAIO LOBO CARNEIRO)	140
5.1.3	ANÁLISE ESTATÍSTICA DO PESO ESPECÍFICO DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS EXTRAÍDOS DO JG	141
5.1.4	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS.....	143
5.1.5	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS ENSAIOS CROSS HOLE	145
5.1.6	ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDO POR MEIO DOS ENSAIOS MASW.....	147
5.2	EQUAÇÕES DE TENDENCIA DO MODULO DE ELASTICIDADE E_0	160
5.3	RESULTADOS DAS MODELAGENS COM A VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ELASTICIDADE	160
6	CONCLUSÕES.....	167
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	169
8	APÊNDICES	174
8.1	RESULTADOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE LIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS MASW E CROSS HOLE	174
8.2	RESULTADOS DAS SONDAGENS A PERCUSSÃO NO LOCAL DA OBRA 188	
8.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS VANE TEST.....	194
8.4	ENSAIOS CPTU	222
8.5	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	225

1 INTRODUÇÃO

A presente dissertação visa descrever as análises geotécnicas efetuadas para a construção de uma Moega Ferroviária dentro do projeto de ampliação do Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita (TIPLAM) localizado em Santos-SP e de propriedade da VLI S.A.

Esta pesquisa aprofunda e descreve a metodologia executiva e aplicação do “Jet Grouting Armado” para execução das contenções e o fechamento ou “tampão” no fundo da obra. Para a construção desta obra foi utilizada tecnologia de ponta contemplando a execução de colunas Jet Grouting (JG) simples, duplas e triplas (“double head”, “triple head”), secantes entre si e num mecanismo sequencial produtivo tipo “fresh to fresh”, ou seja, contínuo na execução das contenções e do tampão de fundo, seguindo e respeitando as dimensões do projeto.

O procedimento de cálculo foi desenvolvido seguindo teorias semiempíricas clássicas da geotecnia, assim como premissas técnicas inovadoras estabelecidas na concepção inicial do projeto, as mesmas que foram executadas, instrumentadas e monitoradas, avaliando finalmente o seu comportamento quanto às suas propriedades de resistência e deformabilidade.

Para esses estudos foram efetuadas campanhas de investigação e amostragens dos maciços de JG, além da validação dos resultados através da comparação entre valores medidos em obra e as modelagens numéricas efetuadas pelo método dos elementos finitos (MEF).

1.1 JUSTIFICATIVA

Grandes escavações a céu aberto e sem sistemas de escoramento interno foram sempre uma dificuldade para o engenheiro geotécnico. A presente pesquisa visa fornecer uma solução alternativa aos sistemas de contenção empregados para amplas escavações em solos moles e de grande profundidade.

Os sistemas de contenção devem fornecer segurança durante o processo construtivo e garantir que as obras estruturais e montagens eletromecânicas sejam executadas dentro do orçamento planejado e num período de tempo adequado.

A presença de camadas de solo mole, como argila muito mole (mangue) com índice de resistência à penetração (N) de ≈ 0 golpes (N=0) obtido a partir de sondagens de simples reconhecimento “SPT” (Standard Penetration test) e de espessuras maiores a 20,0 m, demanda a adoção de um método eficiente e inovador para melhoria e estabilização do subsolo. Efetuar escavações drenadas de mais de 15,0 m de profundidade nesse tipo de solo e com o lençol freático a 1,0 m de profundidade seriam, na prática, impossíveis de serem executadas se não fossem adotadas técnicas de impermeabilização que garantam a estanqueidade da escavação durante o processo construtivo.

Para propor uma alternativa de solução eficiente e inovadora face a essas questões, a presente pesquisa procura fornecer e aprofundar no estudo de contenções em maciços de Jet grouting reforçado com perfis de aço que forneçam estabilidade embora sem estroncas e estanqueidade em escavações em solos moles abaixo do nível do lençol freático.

1.2 OBJETIVO GERAL

Fundamentar o comportamento das contenções em maciços formados por colunas de Jet Grouting (JG) armados com perfis metálicos de forma a suportar os empuxos geostáticos gerados pelo desequilíbrio de forças após a liberação de tensões causadas pela escavação no interior da moega.

1.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Caracterizar o comportamento do maciço de Jet Grouting armado e suas características de resistência e deformação.

Avaliar a interação e o comportamento da armadura metálica inserida no maciço de Jet Grouting, por meio de modelagem numérica utilizando o método dos elementos

finitos, com o objetivo de estabelecer dados sobre tensões e deformações de acordo com as características dos materiais instalados na obra.

Comparar os resultados das modelagens e análises numéricas efetuadas com os resultados experimentais da instrumentação e monitoramento da obra executada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO SOBRE A METODOLOGIA DO JET GROUTING

A técnica do Jet Grouting (JG) foi desenvolvida no Japão em meados da década de 1960. Os estudos originais foram conduzidos aproximadamente no ano 1965 pelos irmãos Yamakado. O método Chemical Churning Pile (CCP), originalmente desenvolvido por Nakanishi e colaboradores, usava grouts químicos como insumo de jateamento (Barla; Bzowka, 2013).

Em 1972, o grupo CCP no Japão desenvolveu o método “Jumbo Special Pile” (JSP) usando ar comprimido como um envelope em torno do jato de argamassa para conseguir executar diâmetros de coluna de 80 a 200 cm de diâmetro. Enquanto isso, o método “Jet Grout Pile” (JGP) foi desenvolvido simultaneamente por outro grupo privado. O JSP e JGP foram unificados em torno do ano 1980 criando o método “Jumbo Jet Special Grout” (JSG), (Barla; Bzowka, 2013). Em outro grupo de pesquisa liderado por Yahiro, também foi desenvolvido em 1970 o método “Jet Grout” (JG) (Xanthakos et al., 1994).

O método Jet Grouting é atualmente aplicado em vários ambientes de construção em engenharia. Em obras de túneis, por exemplo, é empregado geralmente para criar um reforço à frente e proteger a escavação. O JG também pode ser usado para melhorar as características do solo nas fundações em solos de baixa resistência. É inquestionável que o JG provou ser uma medida muito eficaz em condições específicas do subsolo (túneis pouco profundos, solos moles, métodos de escavação convencional). Ainda, de acordo com Hachich et. al. (1996), a tecnologia Jet Grouting é empregada no mundo inteiro como técnica de melhoramento e tratamento de maciços, entretanto, vários argumentos relacionados à sua resistência, possibilidade de armação, diâmetros e modelagem numérica ainda permanecem pouco investigados.

O conceito fundamental da tecnologia “Jet Grouting” é o emprego da força de impacto do jato hidráulico para desagregar o solo e homogeneizar esta massa utilizando um

aglutinante, transformando, desta forma, o maciço terroso natural de baixa compacidade em maciço tratado, com resistência, deformabilidade e permeabilidade adequada ao uso ao que é destinado.

Nesta tecnologia, a pressão de bombeamento do aglutinante (geralmente calda de cimento injetado) é de 200 a 500 vezes a pressão atmosférica. Inicialmente é energia de natureza potencial, que, transforma-se em energia cinética a partir da saída do aglutinante por meio de um ou mais bicos laterais (geralmente com diâmetros entre $\varnothing = 1,8$ a $4,0$ mm), diametralmente opostos em pares, localizados na extremidade inferior da haste de injeção, mais especificadamente em um utensílio chamado “hidromonitor” (Callandrelli, L. 2015).

Através dos bicos injetores o aglutinante sai a uma velocidade que atinge 200 a 320 m/s. Combinando movimentos de rotação e de translação ascendente da haste, desta forma, com os bicos jateadores são criadas formas de maciço consolidado que variam desde cilíndricas até lamelares. Isto só é possível pois, a alta energia envolvida, destrói a estrutura natural do solo erodindo-o e misturando-o homogeneamente com o fluido aglutinante adotado (Callandrelli, L. 2015).

Na Figura 1 e Figura 2 são apresentadas fotografias de campo da haste simples e tripla:



Figura 1 - Haste de perfuração e injeção simples (Callandrelli, L. 2015).



Figura 2 – Equipamento de haste tripla de injeção, “triple head” (Callandrelli, L. 2015).

2.2 METODOLOGIA DO JET GROUTING

Atualmente, existem diferentes metodologias que utilizam a técnica de injeção de aglutinantes fazendo emprego de diferentes “artifícios” que fazem possível sua melhor aplicabilidade.

2.2.1 SISTEMAS CONVENCIONAIS DE JET GROUTING

Com base nos diferentes métodos de injeção de fluidos, a tecnologia de Jet-Grouting pode ser classificada em três tipos principais (Apud Wang, Shen, Ho e Kim 2013):

- a) sistema de fluido único (apenas calda de cimento),
- b) sistema de fluido duplo (calda de cimento e ar), ou
- c) sistema de fluido triplo (água, calda de cimento e ar).

O sistema de fluido único utiliza a calda de cimento como jato de corte, assim como para alcançar a cimentação do solo erodido.

No sistema de fluido duplo, uma cobertura de ar comprimido é introduzida em torno do jato de calda de cimento para aumentar a distância de corte

No sistema de fluido triplo, a água é usada para o jato de corte, junto com uma cobertura de ar comprimido e a calda de cimento é injetada separadamente através de um bico inferior com pressão muito menor para se misturar com o solo erodido. A adoção de um fluido de menor viscosidade como a água (em comparação com o da calda) permite que a distância de corte seja ainda maior, principalmente em solos coesos. Estes sistemas são esquematizados na Figura 3 e Figura 4.

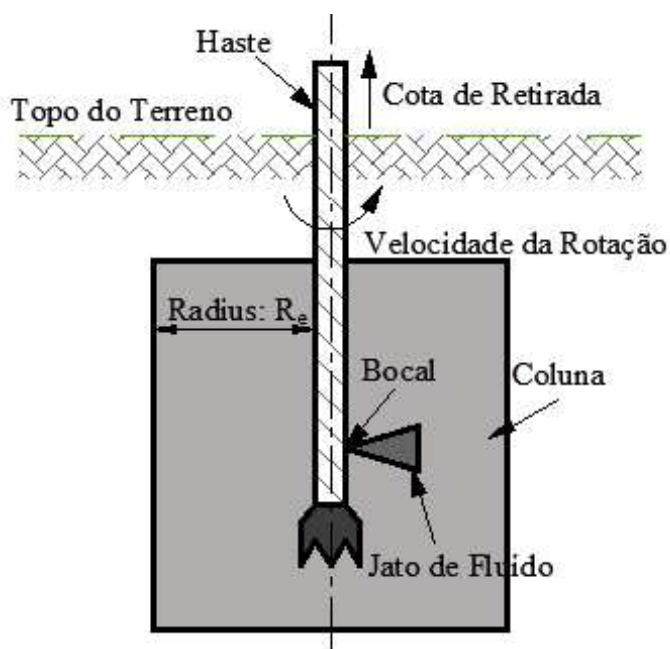


Figura 3 – Vista esquemática da tecnologia do Jet Grouting (adaptado Wang, et. al., 2013).

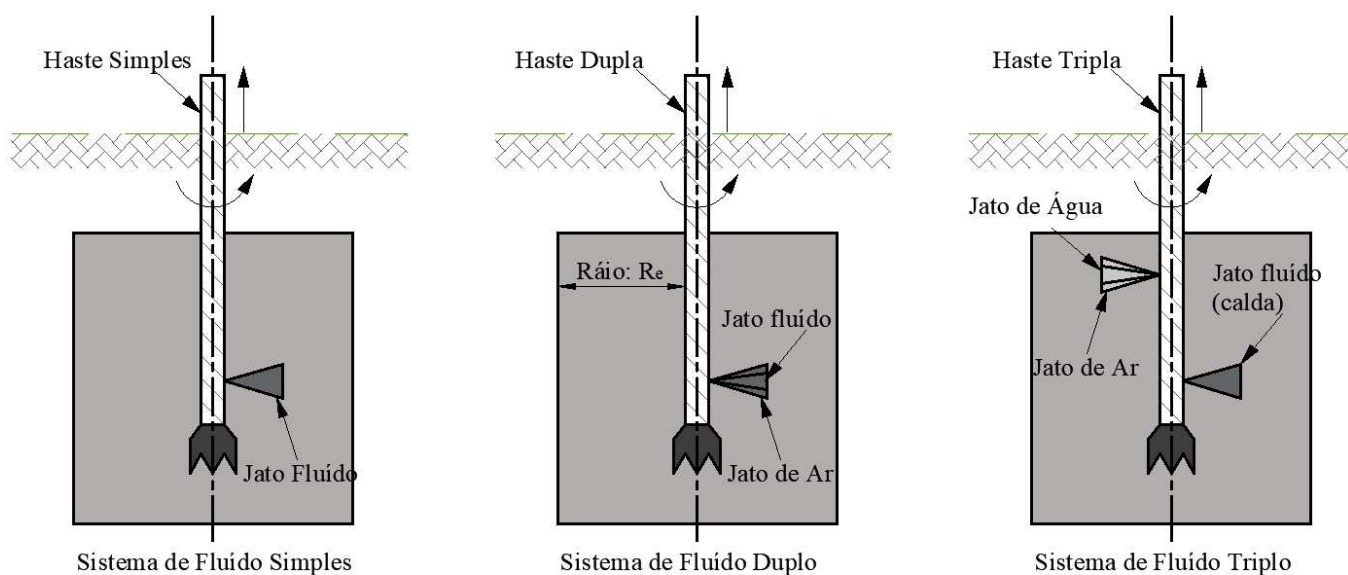


Figura 4 – Ilustração dos sistemas Jet Grouting convencionais (adaptado Wang, et. al., 2013).

2.2.2 PARÂMETROS OPERACIONAIS DO JET GROUTING

Os principais parâmetros operacionais do Jet Grouting e que regem o desempenho da injeção do jato, são:

- a) Características do fluido de Injeção (isto é, relação água-cimento da calda);
- b) Pressão e taxa de fluxo do fluido do jato;
- c) Tempo de injeção (que é uma função da velocidade de deslocamento do bico e, portanto, da taxa de retirada e velocidade de rotação);
- d) Características do bico (isto é, diâmetro do bico, número de bicos e forma do bico).

A pressão do fluido aplicada para o jato de corte varia em geral de 30 a 70 MPa para os sistemas de fluido simples e duplo. Nos sistemas de fluido triplo, a pressão de injeção típica para o jato de corte de água é de 30 a 40 MPa, enquanto a calda é introduzida com uma pressão muito mais baixa de 7 a 10 MPa e é usada apenas para se misturar com o solo erodido pela água de alta pressão do jato. A velocidade transversal do bico no sistema de fluido triplo é menor do que em sistemas de fluido simples e duplo.

Wang, Shen, Ho e Kim (2013) descrevem também técnicas desenvolvidas como a tecnologia Rodin Jet Pile (RJP) desenvolvido em Xangai e o método Twin-Jet (jato duplo) na Coreia do Sul.

O Método Twin-Jet foi criado para obter uma rápida solidificação de solos amolecidos por jato com dois tipos de ligantes, que são a pasta de cimento e o silicato de sódio, como acelerador. Esta técnica é particularmente vantajosa em aplicações de Jet Grouting horizontal pois foi desenvolvida para obter uma solidificação instantânea de solos moles usando solução de silicato de sódio. Como a mistura do solo injetado pode ser misturado dentro de 5 a 10 segundos, o solo macio pode ser rapidamente solidificado, aumentando significativamente a produtividade da operação. Essa nova tecnologia é implementada com baixo custo operacional para aumentar a eficiência do trabalho em até três vezes.

Já no **Método Rodin Jet Pile (RJP)**, os jatos de água e de calda de cimento são injetados simultaneamente sob altas pressões (Shen et al. 2009), de modo que o solo seja submetido a dois estágios de erosão, inicialmente pelo jato d'água, seguido pela erosão secundária do jato de cimento. A exposição do solo por duas vezes à ação de corte dos jatos permite a formação de uma coluna maior.

A experiência com a aplicação do método Rodin Jet Pile (RJP) nos depósitos de solo mole de Xangai indicou que colunas de grande diâmetro com mistura de alta qualidade, podem ser obtidas em solo argilosos. Em solo arenoso, embora diâmetros de coluna de até 2,0 m tenham sido obtidos, a uniformidade da mistura solo-cimento resultante na coluna foi altamente variável com resistências à compressão não confinadas variando de 0,9 a 8,1 MPa.

A experiência na Coreia do Sul sugere que o método de jato duplo pode ser aplicado com sucesso em solos arenosos. As observações de campo mostram que a uniformidade da coluna de injeção a jato foi excelente. No entanto, o movimento lateral do solo induzido pela instalação do método de jato duplo pode ser grande, até cerca de 260 mm. (Wang, Shen, Ho & Kim, 2013).

Na Figura 5 e Figura 6 são apresentados dois esquemas da haste dupla e tripla descritas nos parágrafos anteriores.

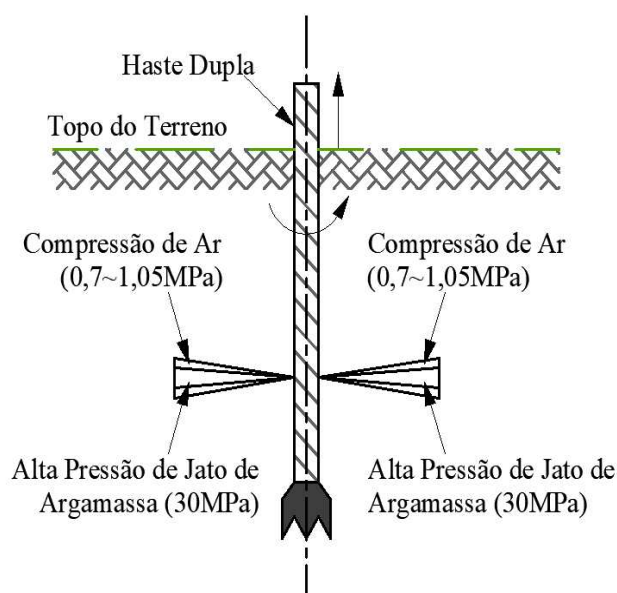


Figura 5 – Ilustração da tecnologia Super Jet
(adaptado Wang, Shen, Ho & Kim, 2013).

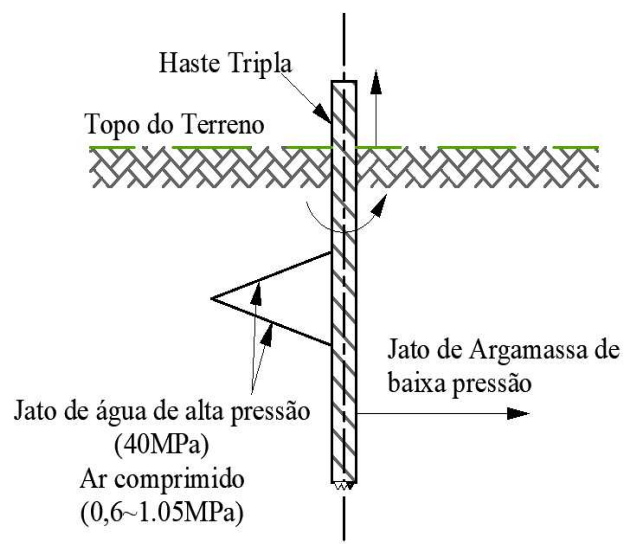


Figura 6 – Ilustração da tecnologia X-Jetting
(adaptado Wang, Shen, Ho & Kim, 2013).

A Tabela 1, mostra os parâmetros de Jet Grouting comumente adotados para três sistemas convencionais de Jet Grouting.

Tabela 1 – Faixas dos parâmetros para os sistemas de Jet Grouting convencionais (adaptado Bruke, 2004; Lunardi, 1997)

Parâmetros	Unidade	Sistema de único fluido	Sistema de fluido duplo	Sistema de três fluidos
Pressão da água	MPa	ND	ND	30-40
Vazão da água	l/min	ND	ND	80-200
Número de bicos	-	ND	ND	1-2
Diâmetro do bico	mm	ND	ND	1,5 – 3,0
Pressão do ar	MPa	ND	0,7 ~ 1,5	0,7 ~ 1,5
Vazão do ar	m³/min	ND	8 ~ 30	4 ~ 15
Pressão da calda	MPa	40 ~ 70	30 ~ 70	7 ~ 10
Vazão da calda	L/min	100 ~ 300	100 ~ 600	120 ~ 200
Densidade da calda	g/cm³	1,25 ~ 1,60	1,25 ~ 1,80	1,5 ~ 2,0
Número de bicos	-	1 ~ 6	1 ~ 2	1 ~ 3
Diâmetro do bico	mm	1,0 ~ 4,0	2,0 ~ 7,0	5,0 ~ 10,0
Taxa de retirada	cm/min	15 ~ 100	10 ~ 30	6 ~ 15
Velocidade de rotação	rpm	7 ~ 20	2 ~ 20	7 ~ 15

ND: Dado não disponível

Quanto à disposição dos condutos de água a pressão e da calda do cimento dentro da haste, pode-se esquematizar a Figura 7. Também é apresentada a escala de facilidade de erodibilidade ou rompimento do solo em função da sua consistência na Figura 8.

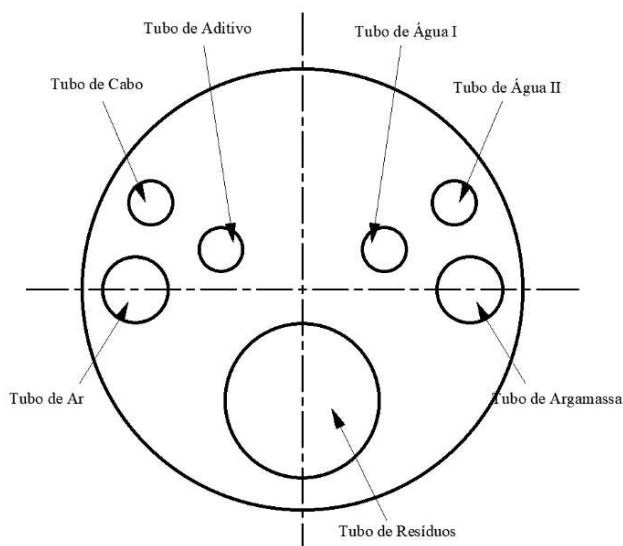


Figura 7 – Seção do interior do tubo utilizado na tecnologia MJS (adaptado Nakashima and Nakanishi et al., 1995)

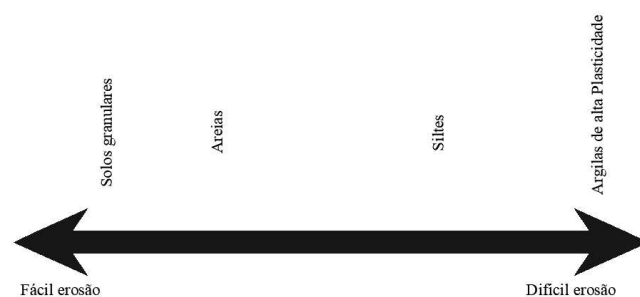


Figura 8 – Escala de erodibilidade do solo para o Jet Grouting (adaptado Brike et al., 2004)

2.3 EQUIPAMENTOS

Os equipamentos que são utilizados essencialmente são listados a seguir.

- a) Perfuratrizes Single Jet; Bi-Jet; Triple Jet;
- b) Bombas de Alta Pressão e de alta Vazão;
- c) Misturadores Automatizados com taxas monitoradas;
- d) Compressores de ar: 360 a 800 PCM (PCM = Pés cúbicos por minuto)
- e) Silos para armazenamento do cimento a granel
- f) Sistema de controle eletrônico de injeções “real time”

Na Figura 9 a Figura 11 pode-se observar fotografias de alguns destes equipamentos:



Figura 9 - Equipamento de haste tripla de injeção, “triple head” (Costa Fortuna, 2015).



Figura 10 - Equipamento misturador da calda de cimento, (Costa Fortuna, 2015).



Figura 11 - Equipamento de pressurização da calda de cimento, (Tecniwell, 2015).

Além do ganho de produtividade e qualidade utilizando-se equipamentos de ponta tecnológica para perfurações duplas e triplas, são disponibilizadas bombas de injeção de altas capacidades com potências de até 800 cv para que se atinjam altas vazões a pressões acima de 800 bar ($\cong 80$ MPa). A Figura 12 apresenta as curvas de pressão e vazão da bomba TW 600.

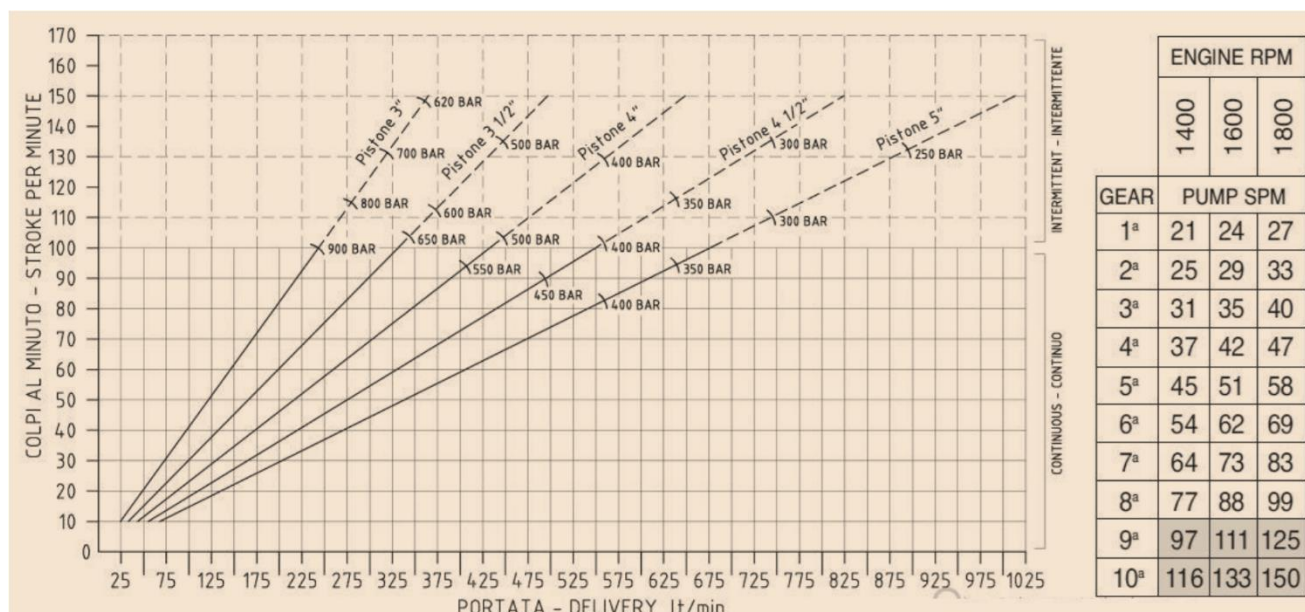


Figura 12 - Vazão de injeção VS Pressão, (Technomine.com.br).

Com esta bomba, vazões da ordem de 500 l/min podem ser alcançadas com pressões acima de 450 bar ($\cong 45,0$ MPa), (Fonte: technomine.com.br).

2.4 SEQUÊNCIA EXECUTIVA

A execução de uma coluna de Jet Grouting compreende fundamentalmente as seguintes fases construtivas e consecutivas:

- Liberação formal da coluna a ser executada, conforme sua localização topográfica e cotas, de acordo com o projeto;
- Posicionar a perfuratriz, centralizar a(s) haste(s) no(s) piquete(s) de localização da coluna, verificar a verticalidade e/ou ângulo de inclinação de acordo com a característica da coluna;
- Perfuração rotativa auxiliada por circulação de fluido apropriado até a cota de ponta projeto;
- Preparação da calda de cimento;
- Início do jateamento com parâmetros (velocidade de subida e rotação da haste, pressão da calda, etc.) pré-estabelecidos;
- Remoção do refluxo de material extravasado na superfície do terreno.

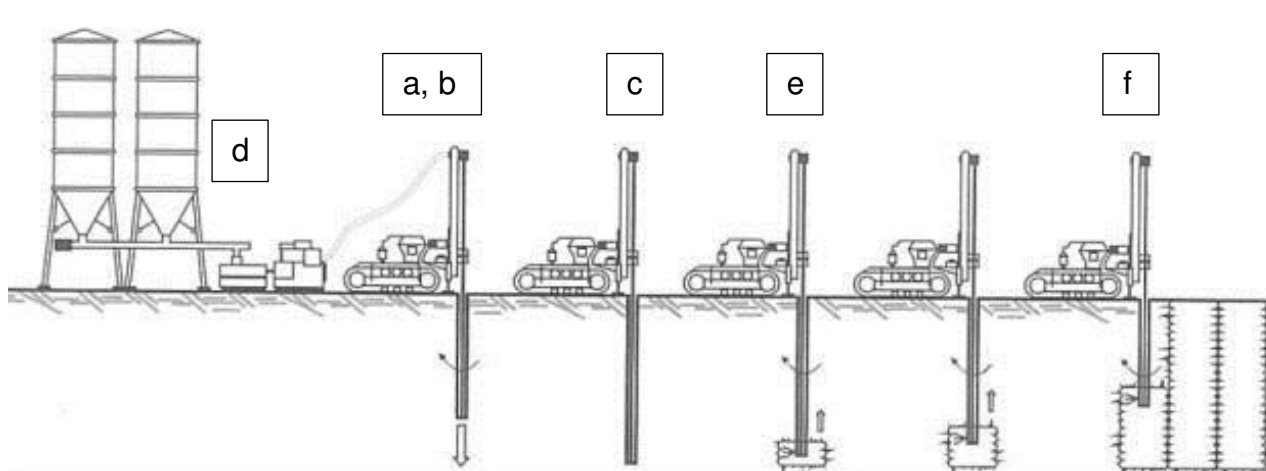


Figura 13 – Sequência de execução das Colunas JG. (Costa Fortuna, 2015).

2.5 PREPARAÇÃO E ESPECIFICAÇÕES DO FLUIDO AGLUTINANTE

Para que os parâmetros geomecânicos preconizados para as colunas sejam obtidos em relação principalmente à resistência à compressão e cisalhamento, é adotada calda de cimento, à priori sem aditivos, para a execução das injeções.

A calda de cimento é preparada inicialmente em um agitador de alta turbulência. Após preparada adequadamente é escoada para o misturador duplo, peneirada e lançada à bomba que fornecerá à mesma, toda a energia necessária à erosão do solo e a consequente formação da coluna. Misturadores automatizados de dosagem eletrônica são utilizados de forma a obter a melhor qualidade de mistura possível e a continuidade dos serviços.

A razão e o consumo são determinados com o objetivo de formar elementos cilíndricos com a menor porosidade possível, consequentemente maior impermeabilidade e resistência do maciço injetado.

2.6 PERFURAÇÃO

A haste de perfuração tem capacidade de absorver pressões de até 900 kgf/cm² (90,0 MPa). A ferramenta de corte usada depende do tipo do subsolo, conforme faixas aproximadas pelo TreviGroup na Figura 14.

Para solos sem matacões ou quando estes forem de pouca dureza (solos homogêneos) recomenda-se o uso de brocas tricônicas com elementos cortantes em vídea. Quando ocorrer matacão ou rocha de dureza média a dura, recomenda-se o uso de ferramentas diamantadas, tipo “roller bit” ou ainda martelos (Down The Hole) pneumáticos.

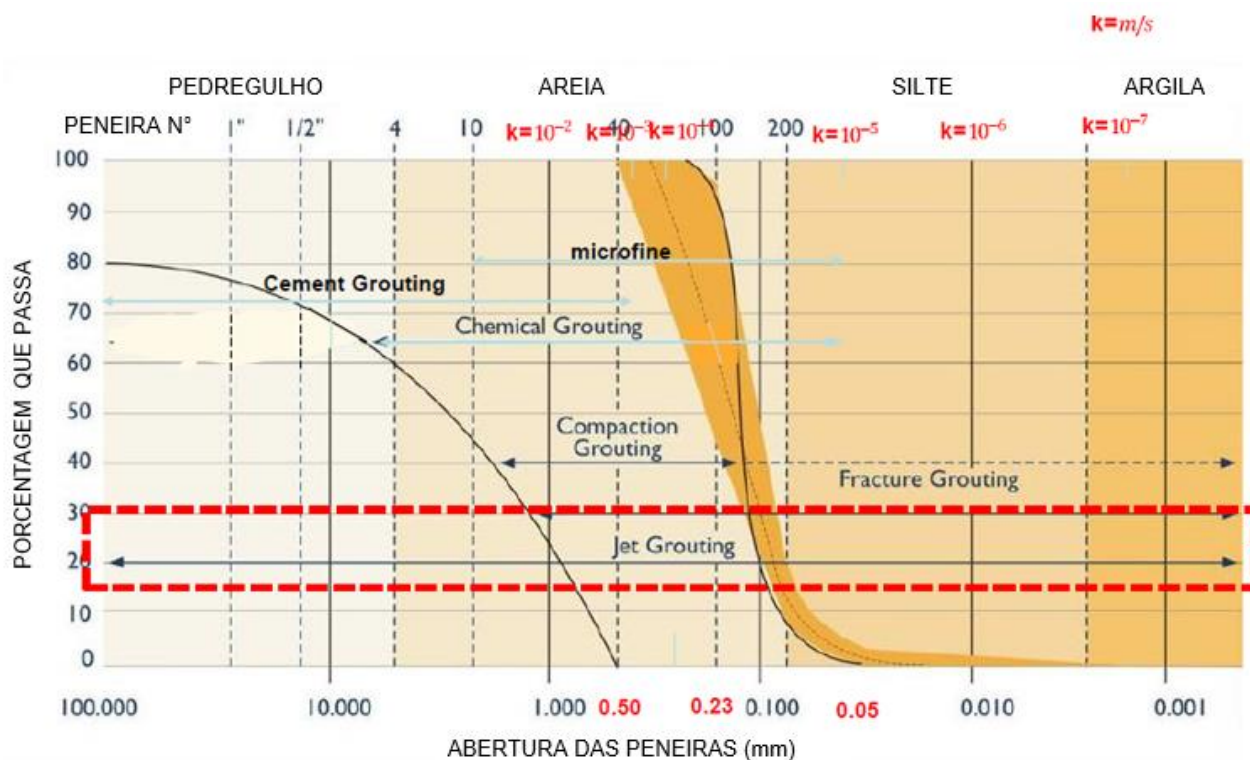


Figura 14 – Tipos de solos com possibilidade de execução do JG, (adaptado Trevi Group, 2014)

2.7 INJEÇÃO DE AGLUTINANTE

A injeção é executada através do orifício de pequeno diâmetro do hidromonitor chamado bico injetor. A injeção tem início quando a perfuração atinge a profundidade desejada. A saída axial do ar comprimido que vai ao martelo DTH é fechada por válvula automática e passa a extravasar ao redor dos bicos injetores alojados nas laterais no hidromonitor quando se inicia o bombeamento do aglutinante. Utiliza-se o artifício do ar comprimido (técnica bi-fluido) que serve de “envelope” à saída da calda sob pressão aumentando sua capacidade de alcance aferindo grandes diâmetros às colunas. Procedendo-se a injeção com os parâmetros pré-estabelecidos, se consegue obter um fuste cilíndrico com o diâmetro projetado. Testes prévios devem ser executados alternando-se parâmetros de injeção como (velocidade de subida da haste ou tempo por passo, consumo de cimento, rotação da haste e pressão) de forma a obter o resultado que mais satisfaz a condição de projeto/terreno local quanto à homogeneidade e geometria da coluna. Durante as injeções poderá haver razoável volume de refluxo de injeção, ou seja, material injetado que retorna a superfície do terreno.

Wang, Shenc e Modoni (2019) indicam que a instalação de colunas de Jet Grouting em solos finos pode causar perturbações significativas nas estruturas próximas. A injeção de alta pressão de grandes volumes de materiais de injeção, junto com a capacidade limitada de exaustão dos furos, costuma causar movimentações na superfície do solo além de deslocamentos laterais. O problema parece particularmente para colunas horizontais injetadas em profundidades relativamente rasas e em solos de granulometria fina. Os sistemas empregados para controlar a pressão na cavidade da injeção e fixar a descarga de calda, representam um método eficaz para mitigar a perturbação do solo. O método considera os parâmetros de injeção, propriedades do solo e volume de argamassa injetada. Além disso, uma nova equação é derivada para calcular o raio da zona plástica considerando o despejo descarregado. O método proposto é aplicado para interpretar as observações obtidas em dois estudos de caso reais.

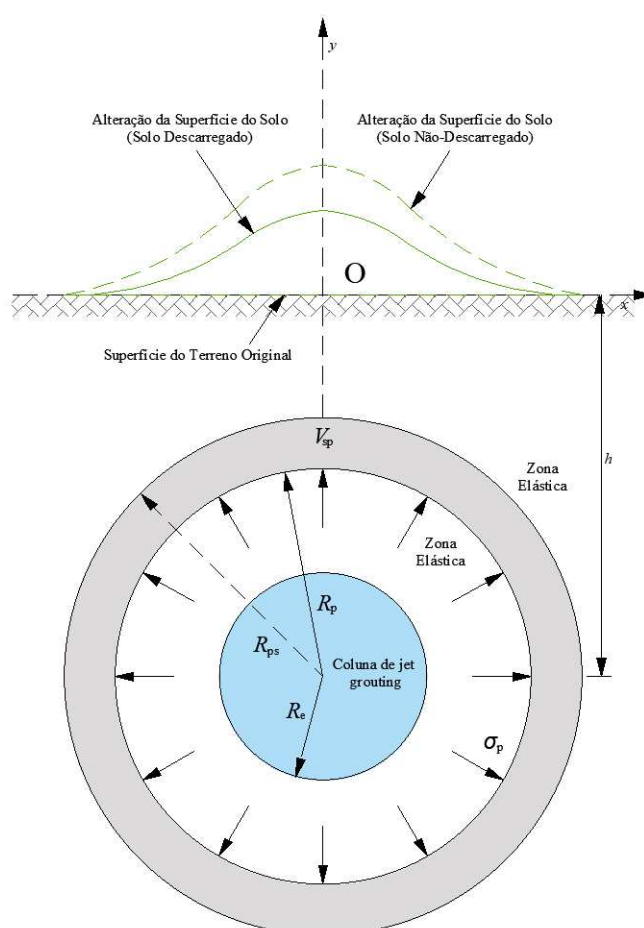


Figura 15 – setores afetados com a Injeção da calda do JG horizontal (adaptado Wang, Shenc, e Modoni, 2019)

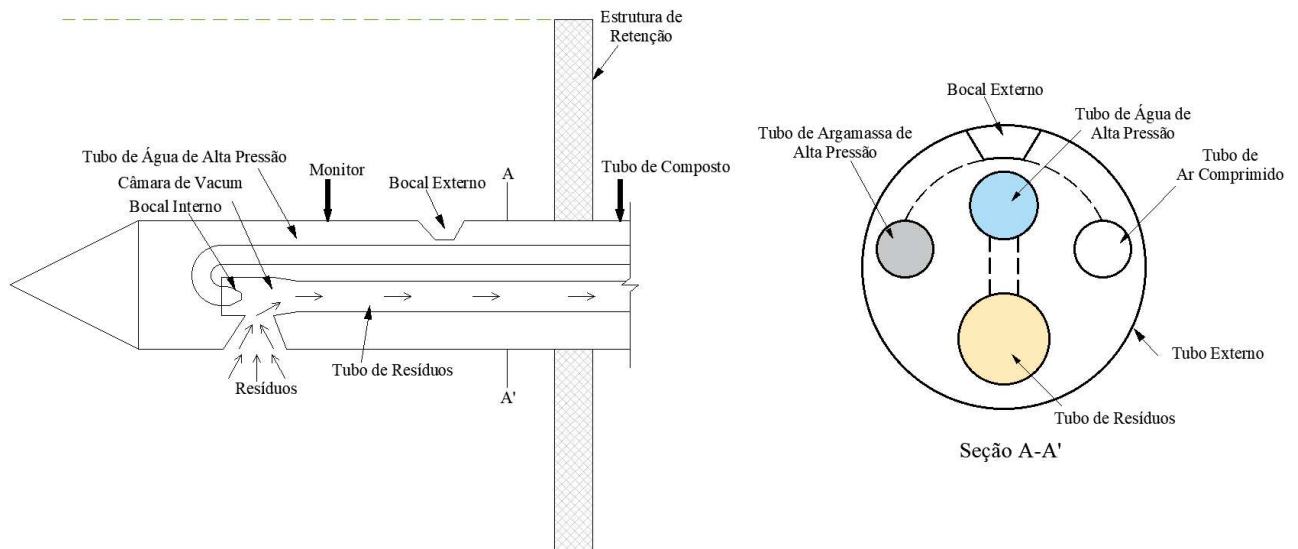


Figura 16 – Disposição dos condutos dentro da haste de injeção (adaptado Wang, Shenc, e Modoni, 2019).

$$R_p = \frac{R_{ps}}{1 + r_{si}^2} \quad (2,1)$$

$$r_{si} = V_{sp}/V_g \quad (2,2)$$

$$R_{ps} = 0.089 \sqrt{\frac{pQ/v_s}{c_u}} \quad (2,3)$$

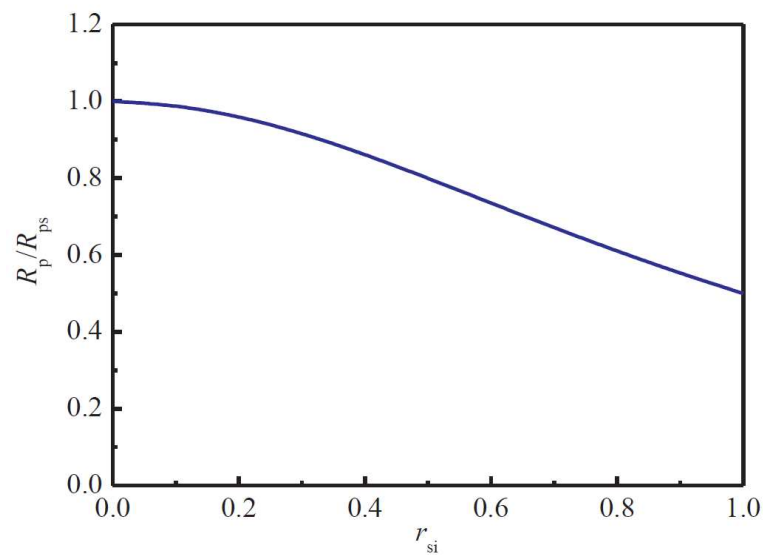


Figura 17 – Variação em R_p/R_{ps} com respeito a r_{si} . (Wang, Shenc, e Modoni, 2019)

A descarga da calda gerada durante o Jet Grouting horizontal provou ser eficaz para mitigar distúrbios no solo. Com base no método proposto por Shenc et al. (2019), é proposto um método simples para avaliar o movimento do solo causado pelo Jet Grouting horizontal. Uma nova equação é derivada para calcular o raio da zona plástica considerando o volume injetado. Além disso, o método proposto é aplicado para analisar dois casos, usando duas novas tecnologias de injeção horizontal a jato, o Método de Tubo composto e injeção horizontal a jato de descarga controlada.

Caso A: método de tubo composto

Shen et al. indica que o deslocamento da superfície do solo foi observado durante a construção de uma coluna horizontal de Jet Grouting. Durante o processo de construção, foi usada calda de alta pressão envolta em ar comprimido para erodir o solo. A profundidade de construção da coluna de Jet Grouting horizontal foi de aproximadamente 6,5 m abaixo da superfície do solo e localizada dentro de uma região de argila siltosa. Shen et al. (2017) indica que a resistência ao cisalhamento não drenada da argila siltosa era de aproximadamente 21-39 kPa, e seu peso unitário era de aproximadamente 17,3-18,7 kN/m³. O diâmetro e o comprimento da coluna de Jet Grouting horizontal foram 1,0 e 9,0 m, respectivamente.

Na Figura 18, é apresentada a disposição horizontal da injeção horizontal descrita no parágrafo anterior.

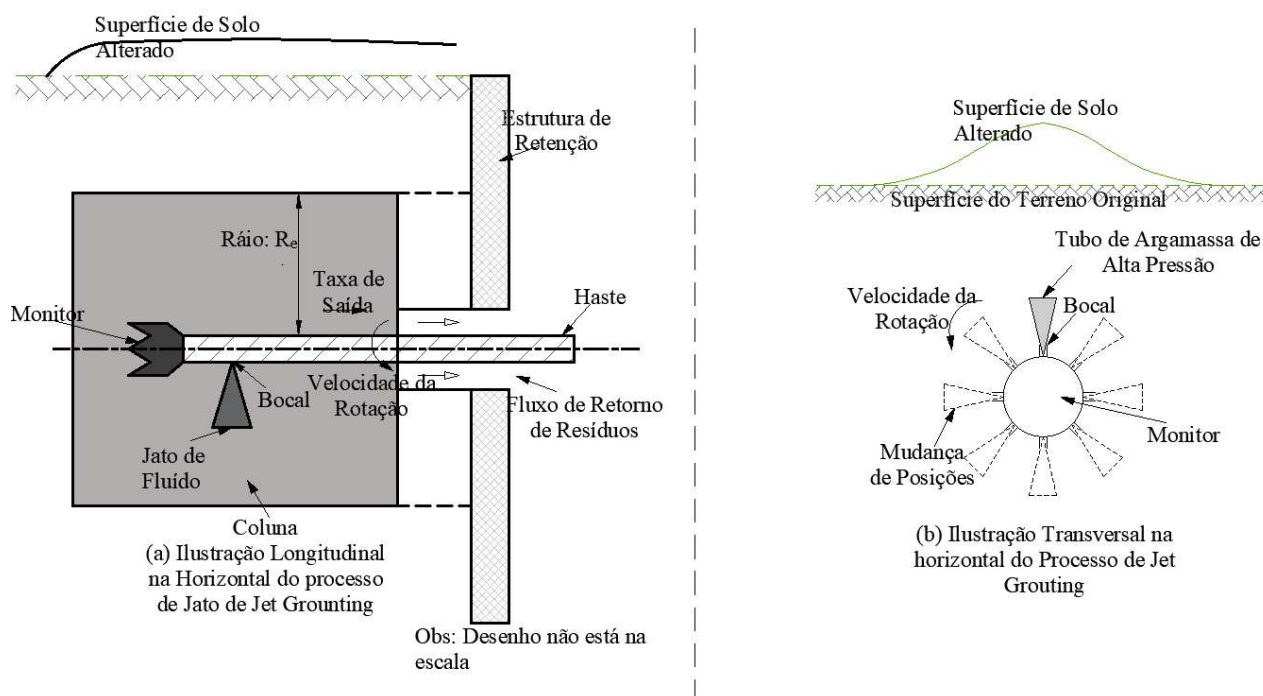


Figura 18 - Ilustração do processo de Jet Grouting horizontal (adaptado Wang, Shenc, e Modoni, 2019)

Os parâmetros do jato de injeção foram: $p = 25 \text{ MPa}$, $Q = 90 \text{ L / min}$ e $v_s = 15 \text{ cm/min}$. O volume calculado da argamassa injetada para um comprimento de coluna unitário (V_g) é $0,9 \text{ m}^3 / \text{m}$.

O valor de σ_p é calculado como 127 kPa ($c_u = 30 \text{ kPa}$ e $K_0 = 0,5$). A elevação da superfície do solo induzida pela construção de uma coluna de jet grouting horizontal pode ser calculada inserindo σ_p e R_p em equações propostas nessa pesquisa.

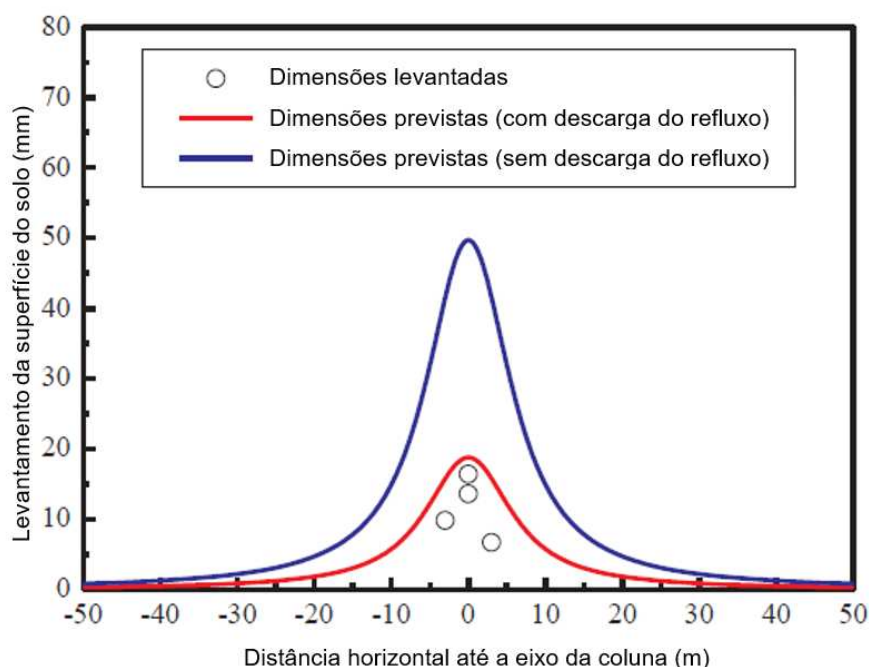


Figura 19 - Comparação de dados medidos e agitação prevista da superfície do solo com e sem descarga de calda na superfície (spoil), (adaptado de Wang, Shenc, e Modoni, 2019)

Caso B: método de Jet Grouting horizontal de descarga controlada

Segundo, Wang et al. este método pode formar um espaço anelar entre a haste e o poço, e a calda pode ser descarregada através do espaço anelar. Portanto, a pressão sobre o solo pode ser ajustada controlando o volume da calda, mitigando assim o impacto no meio circundante.

Wang et al. informa uma resistência à compressão não confinada de argila siltosa de aproximadamente 55-65 kPa. O peso unitário da argila siltosa era de aproximadamente 18,2–18,8 kN/m³.

Os parâmetros de jateamento para essas colunas horizontais estão listados na Tabela 2:

Tabela 2 - Parâmetros de jateamento usados no histórico do caso (Wang, Shenc, e Modoni, 2019)

Parâmetros	Unidade	Valores
Pressão de injeção da água	MPa	22 – 25
Vazão da água	L/min	75 – 90
Pressão de injeção da calda	MPa	5 – 8
Vazão de injeção da calda	L/min	55 – 65
Pressão de compressão do ar	MPa	0,70
Velocidade de retirada da haste	m/min	0,20
Velocidade de rotação da haste	r/min	12

O volume calculado da calda injetada por unidade de comprimento de coluna (V_g) é $0,713\text{m}^3/\text{m}$. Usando os valores de R_p e R_{ps} são calculados em 1,14 e 1,75 m, respectivamente. O valor de σ_p é calculado ser 60,8 kPa ($c_u = 30$ kPa e $K_0 = 0,5$).

2.8 MÉTODOS PARA ESTIMAR O DIÂMETRO DE COLUNAS COM JET GROUTING

Modoni, Wanik, Giovinco, Bzówka, Leopardi, (2015) efetuaram uma pesquisa sobre um modelo numérico de volume finito simulando a difusão turbulenta de injeção submersa. O modelo foi utilizado para realizar um estudo paramétrico, variando os parâmetros de injeção dentro da faixa típica do Jet Grouting e avaliando sua influência na distribuição de velocidade. Os resultados dos cálculos numéricos foram interpretados com uma função matemática que relaciona a distribuição de velocidade ao diâmetro do bico e composição do fluido. Os efeitos do isolamento do fluido injetado com um jato de ar coaxial também foram investigados para entender os princípios dos sistemas de injeção de jato de fluido duplo e triplo.

A difusão é fortemente governada pela razão entre a inércia do jato e a troca de tensão nos limites do jato, responsável pela dissipação de energia. A relação entre esses dois termos, expressa pelo número de Reynold no bico, é capaz de explicar grande parte

da fenomenologia observada, pois foi possível capturar o papel das diferentes variáveis.

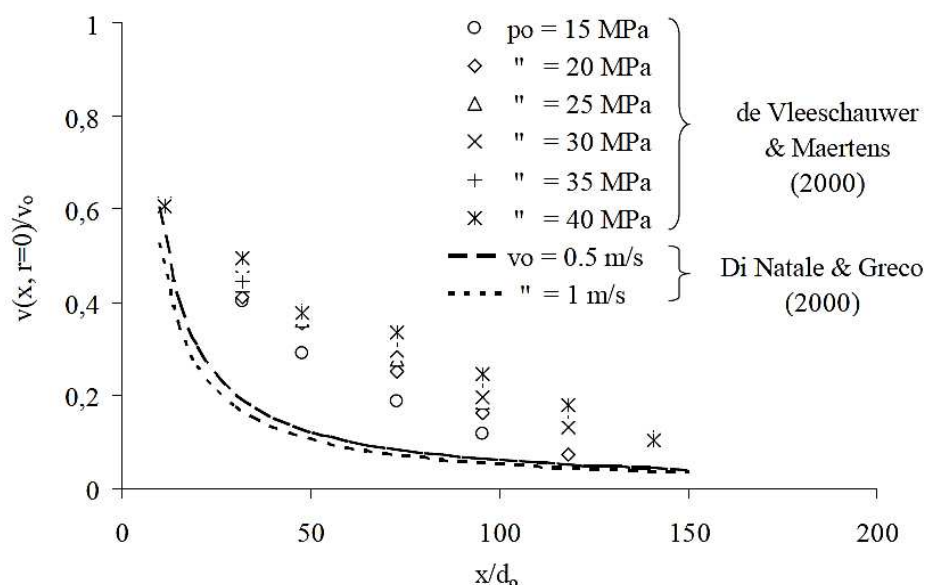


Figura 20 – Decadência de velocidade medida experimentalmente ao longo dos eixos de jatos de água submersos. (Adaptado de Modoni, Wanik, Giovinco, Bzówka, Leopardi, 2015)

A respeito da composição do fluido injetado, o estudo mostrou que fluidos mais densos e menos viscosos permitem atingir dimensões maiores das colunas. Um efeito hidrodinâmico positivo pode ser obtido através da redução da relação cimento-água, mas deve-se considerar também que esta modificação afetará a resistência final do material endurecido. Uma solução mais eficaz seria adicionar agentes fluidificantes à mistura injetada, desde que não afetem a resistência da calda de cimento, (Modoni, Wanik, Giovinco, Bzówka, Leopardi, 2015).

Uma preocupação principal no controle de qualidade das operações de Jet Grouting é a estimativa do diâmetro final da coluna e se ela varia ao longo de seu comprimento. O tipo de solo junto com suas condições específicas influencia o método que pode ser usado para estimar ou medir o diâmetro da coluna.

Nesse sentido, Kimpritis, Standing & Thurner, (2017), elaboraram uma lista com os principais métodos disponíveis para prever e/ou medir o diâmetro da coluna de injeção a jato, os mesmos que estão listados abaixo.

1. Escavação (Figura 21).
2. Perfuração do núcleo: vertical ou inclinada (Figura 22 e Figura 23).
3. Método térmico: onde medindo no local a temperatura durante o processo de cura do agente ligante (cimento) ao longo do centro da coluna injetada, o diâmetro alcançado e a quantidade de cimento na coluna podem ser calculados (Meinhard et al. 2007, seguindo o trabalho de Brandstätter et al., 2002).
4. Pinças da coluna de injeção: são dispositivos mecânicos que são abaixados para a coluna injetada, imediatamente após sua construção, e os braços abertos para medir o diâmetro (Getec, 2004).
5. Barras pintadas: são instaladas verticalmente no chão ao redor do centro da coluna a distâncias aproximadamente iguais ao diâmetro esperado da coluna.
6. Hidrofonos: são instalados no solo (em locais semelhantes aos do método das barras pintadas) e o diâmetro da coluna é estimado a partir da intensidade do som gravada e da forma do diagrama do som produzido ('plana', 'placa', 'onda' ou 'pico') (Leible, 2011).
7. Modelos de cálculo empíricos: baseados na densidade do rejunte misto e do estrago do solo que vêm à superfície durante o processo de jateamento (Lesnik, 2003).
8. Métodos geofísicos: p. o Método do Cilindro Elétrico® (CYLJET) (Frappin e Vernhes, 2011).
9. Método de análise de ondas: neste método, a avaliação do diâmetro da coluna de Jet Grouting é baseada em uma abordagem de análise de ondas elásticas (Schorr et al., 2007)
10. Teoria do fluxo cinemático turbulento: nesta abordagem, a capacidade de erosão do rejunte de injeção de alta pressão é avaliada usando uma equação semi-empírica, cujas constantes são determinadas a partir de resultados de experimentos e ensaios anteriores. Assim, é definida uma relação entre o diâmetro alcançado, os parâmetros do JG e as propriedades do solo. (Wang et al., 2012)
11. Abordagem analítica: o cálculo do diâmetro é baseado em modelos teóricos (Modoni et al., 2006).



Figura 21 – Coluna experimental com jet grouting, escavada (Obra no metrô Thessaloniki, dezembro 2013)

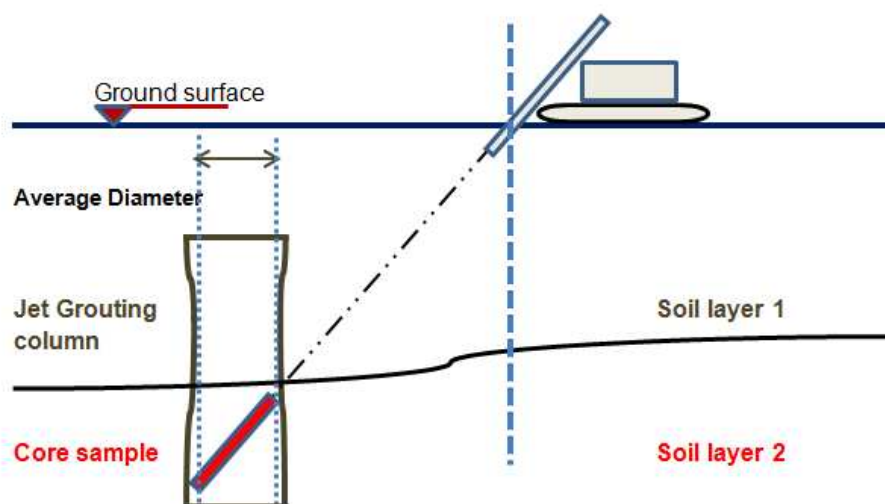


Figura 22 – Perfuração inclinada para estimativa do diâmetro da coluna (Obra no metrô Thessaloniki, dezembro 2013. Adaptado de Kimpritis et. Al 2017)



Figura 23 – Núcleos de perfuração inclinada (Obra no metrô Thessaloniki Metro, dezembro 2013. Adaptado de Kimpritis et. Al 2017)

Os métodos disponíveis para medir o diâmetro das colunas JG podem ser classificados em três grupos principais:

- Aqueles em que é realizada uma inspeção visual física (por exemplo: método 1, colunas expostas (Figura 21); ou método 2, perfuração de núcleo (Figura 22).
- Aqueles em que não há verificação visual (métodos 3 a 9).
- Aqueles em que o diâmetro é calculado com base em abordagens teóricas (métodos 10 e 11).

Para melhorar a precisão do modelo, os dados foram divididos em quatro grupos com base em faixas de valores da velocidade de elevação do monitor ($\dot{z}$). As quatro expressões da análise de regressão são apresentadas abaixo e representam as duas categorias de solo coletivamente.

$$\text{Range 1 } (10 \leq \dot{z} < 15): D = -0.040\dot{z} + 0.861\rho_{JG} + 0.010 \cdot \text{SPT} \quad (2.4)$$

$$\text{Range 2 } (15 \leq \dot{z} \leq 20): D = +0.044\dot{z} + 0.615\rho_{JG} - 0.002q_u + 0.001 \cdot \text{SPT} \quad (2.5)$$

$$\text{Range 3 } (20 < \dot{z} < 30): D = +0.046\dot{z} + 0.844\rho_{JG} - 0.007q_u - 0.013 \cdot \text{SPT} \quad (2.6)$$

$$\text{Range 4 } (30 \leq \dot{z}): D = -0.012\dot{z} + 0.938\rho_{JG} + 0.002q_u + 0.003 \cdot \text{SPT} \quad (2.7)$$

Onde:

ρ_{JG} = Peso específico do JG

SPT = Número de golpes do ensaio “Standard Penetration test”

q_u = Resistência à compressão simples da amostra do JG

$\dot{z}$ = Velocidade de elevação do monitor (haste) durante a injeção da calda de cimento.

D = Diâmetro da coluna de JG

O método térmico foi amplamente utilizado, em conjunto com o método de perfuração com núcleo inclinado, em dois canteiros de obras que fazem parte do Metrô de Thessaloniki. Correlacionando os dados de ambos demonstrou que o método térmico funciona bem, prevendo diâmetros dentro de uma faixa de $\pm 12\%$ do diâmetro real, prevendo quase exatamente em solos silto/argilosos e subestimando em solos arenosos e com cascalho.

Uma descoberta comum é que os diâmetros sempre são marcadamente maiores quando o Jet Grouting é realizado em solos predominantemente granulares, sendo todos os outros fatores iguais. Análises de regressão linear foram realizadas, combinando os fatores, para desenvolver expressões empíricas para estimar o diâmetro da coluna da forma Kimpritis, Standing & Thurner, (2017).

$$D = \alpha_1 \dot{z} + \alpha_2 \rho_{JG} + \alpha_3 q_u + \alpha_4 SPT \quad (2,8)$$

onde α_1 , α_2 , α_3 , α_4 são as variáveis de regressão. As expressões desenvolvidas para os dois locais e as variáveis operacionais de injeção adotadas neles fornecem uma maneira razoavelmente precisa (o erro de precisão está na faixa de $\pm 0,11m$) e uma maneira prática de estimar o diâmetro das colunas JG a um custo mínimo durante uma sequência de produção estendida.

A principal variável de entrada necessária no local é a densidade do material da calda em estado fresco que pode ser facilmente determinada usando técnicas de amostragem úmida.

Ochmańska, Modonib & Bzówkac, (2015), elaboraram uma pesquisa para determinar o diâmetro real de colunas de JG propondo um método baseado em Redes Neurais

Artificiais (RNA). Consiste em treinar um código de computador com um conjunto de observações experimentais e em usar as correlações estabelecidas entre variáveis de entrada e saída para prever ocorrências futuras. Após uma breve introdução dos princípios e limitações das RNAs, o artigo descreve o procedimento lógico seguido para a seleção das variáveis que melhor descrevem o mecanismo de formação de colunas. Para sua aplicação prática, foi produzido um conjunto de gráficos de projeto onde são expressos os diâmetros médios das colunas, para todos os sistemas de injeção e tipos de solo, em função do índice de penetração do solo NSPT e da energia específica do tratamento.

Flora, Modoni, Lirer & Croce, (2013) propõem uma expressão simples para prever o diâmetro médio das colunas criadas com Jet Grouting de fluido simples, duplo e triplo, considerando a energia de injeção e a resistência do solo. A composição dos fluidos injetados é levada em consideração com base na análise teórica da difusão turbulenta dos jatos submersos. Em vez de considerar separadamente a energia do jato de ar que envolve o fluido de corrosão, é introduzido um parâmetro simples que representa o efeito benéfico do ar na redução da dissipação energética na superfície externa do jato. Dessa forma, é proposta uma nova expressão da energia cinética específica do jato a qualquer distância do bico. Na expressão proposta para prever o diâmetro das colunas de injeção, a resistência do solo é considerada por meio dos resultados do ensaio de penetração, em termos de N_{SPT} e q_c .

Para Hsiung, Nash, Lings & Hsieh (2014), não é incomum que o Jet Grouting resulte em uma elevação considerável do solo, embora grandes movimentos laterais pareçam ser menos comuns. Tais movimentos resultam de altas pressões de injeção desenvolvidas em profundidade devido à restrição do refluxo. Nestas circunstâncias, particularmente em argilas, é provável que o solo irá fraturar preferencialmente perpendicular ao menor esforço total. Assim, em argilas normalmente consolidadas onde $K_o < 1$, seria de esperar a formação inicial de fraturas preenchidas com calda, o que resultaria em deslocamento lateral do solo e das paredes. Posteriormente, à medida que as tensões laterais se acumulam para exceder as tensões verticais, a fratura seria horizontal e o movimento vertical. Em contraste, em argilas

sobreadensadas em que $K_o > 1$, as fraturas sempre seriam horizontais e os movimentos associados verticais.

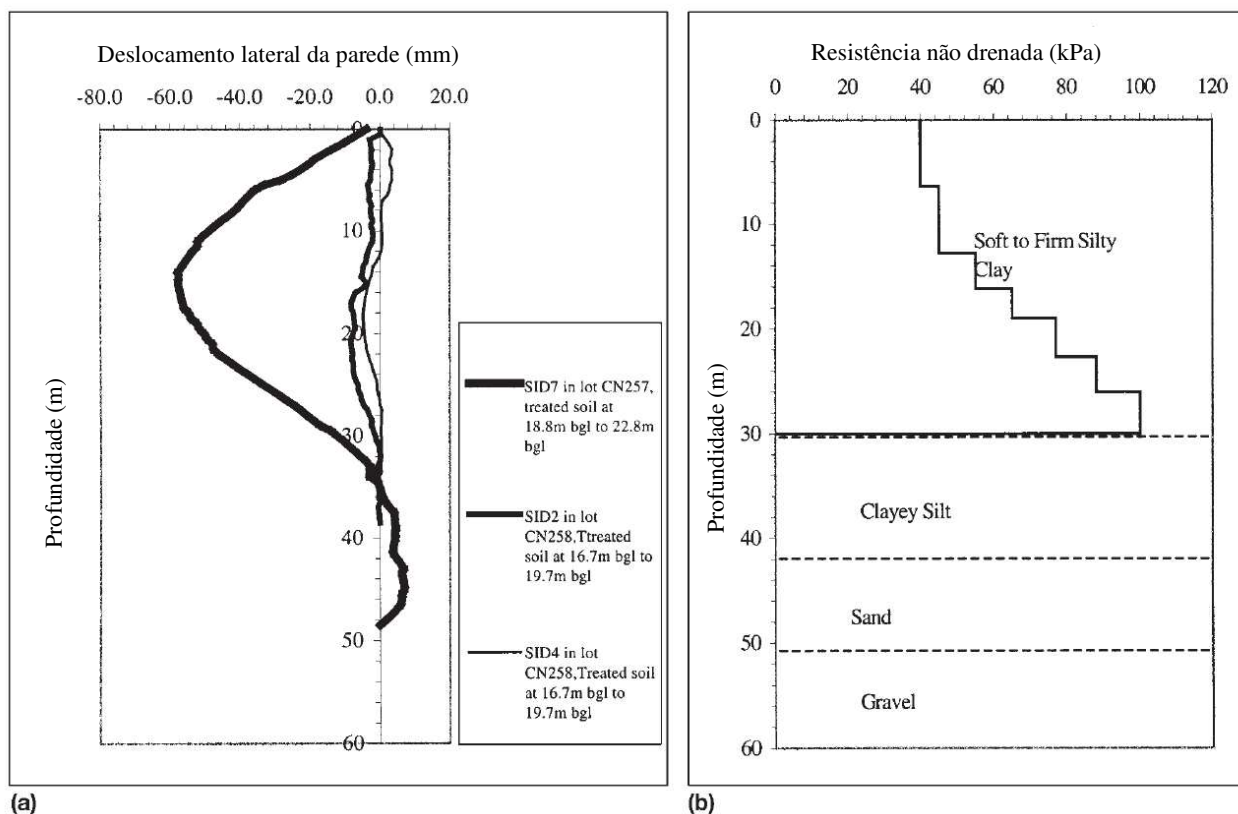


Figura 24 - a) Movimentos lateral da parede após colocação do JG, Nankang - MRT; b) Perfil típico de Resistência não drenada (adaptado Hsiung, Nash, Lings & Hsieh 2014),

Durante a produção do SCE, suas propriedades são afetadas por muitos fatores, como falta de homogeneidade do solo, consumo de cimento, proporção de água e cimento, profundidade da localização do elemento, velocidade de tração do monitor, tempo de retirada do monitor, diâmetro dos bicos aplicados.

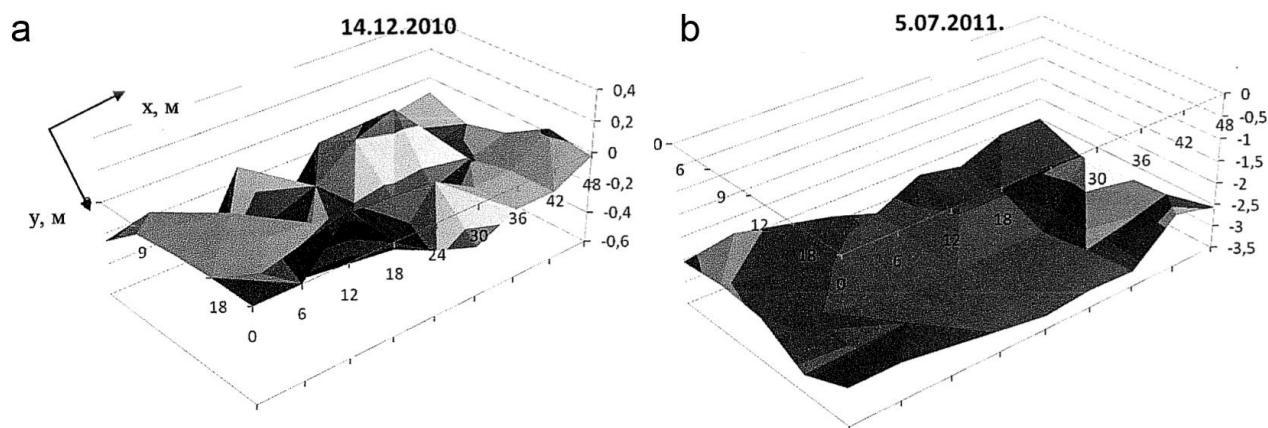


Figura 25 - Distribuição espacial dos valores dos recalques verticais das placas no período de monitoramento 11/2010 (a) e em 07/2011 (b). (G.G. Kashevarova, O.A. Makovetskiy 2016).

Nesse caso, o módulo elástico de elementos variou entre 200 e 340 MPa. A razão de Poisson foi aceita como igual a 0,2, uma vez que os elementos solo-cimento são executados como elementos de concreto de baixa resistência à compressão com resistência à compressão uniaxial de 2,0 MPa aos 28 dias de idade.

No trabalho efetuado por Modoni, Wanik, Giovinco, Bzówka & Leopardi, (2015), foram pesquisadas se a capacidade erosiva do jato e as dimensões das colunas são de fato fortemente determinadas pela propagação do jato no espaço fora do bico. No entanto, devido à velocidade particularmente alta envolvida no fenômeno, a medição é muito difícil, mesmo com os dispositivos experimentais mais avançados.

Foi modelado numericamente um volume finito simulando a difusão turbulenta de jatos submersos e foi calibrado inicialmente com um conjunto de dados experimentais relatados na literatura. O modelo foi então utilizado para realizar um estudo paramétrico, variando os parâmetros de injeção dentro da faixa típica do Jet Grouting e avaliando sua influência na distribuição de velocidade. Os resultados dos cálculos numéricos foram interpretados com uma função matemática que relaciona a distribuição de velocidade ao diâmetro do bico, velocidade de entrada e composição do fluido. Os efeitos do isolamento do fluido injetado com um jato de ar coaxial também foram investigados para entender os princípios dos sistemas de injeção de fluido duplo e triplo.

Esse estudo mostrou que a difusão é fortemente governada pela razão entre a inércia do jato e a troca de tensão nos limites do jato, responsável pela dissipação de energia. A relação entre esses dois termos, expressa pelo número de Reynold no bico, é capaz de explicar grande parte da fenomenologia observada, pois foi possível capturar o papel das diferentes variáveis.

De fato, foi dada uma formulação matemática simples para modelar a distribuição de velocidade no caso de jet-grouting de fluido único com condições de entrada variáveis (diâmetro do bico, velocidade de entrada e composição da calda). A partir dessa relação é visto que o poder erosivo do jato pode ser aumentado significativamente aumentando o diâmetro e a velocidade de injeção do bico, embora seja necessário considerar que ambas as medidas e, principalmente, o aumento de “do”, determinam taxas de fluxo maiores que podem se transformar em soluções menos econômicas. Deve-se buscar um equilíbrio, para otimizar a eficiência do tratamento. No que diz respeito à composição do fluido injetado, o estudo realizado mostrou que fluidos mais densos e menos viscosos permitem atingir dimensões maiores das colunas. Um efeito hidrodinâmico positivo pode ser obtido através da redução da relação cimento-água, mas deve-se considerar também que esta modificação afetará a resistência final do material endurecido. Uma solução mais eficaz seria adicionar agentes fluidificantes à mistura injetada, desde que não afetem a resistência da calda de cimento.

Finalmente, a análise realizada permitiu quantificar os efeitos positivos da proteção do fluido de corte com um jato de ar coaxial, que está na ponta de sistemas de injeção dupla. Uma análise mais aprofundada demonstraria até que ponto esse efeito pode ser mantido e possivelmente otimizado, por exemplo qual é a taxa ideal de fluxo de ar ou se há alguma vantagem em mudar a direção do fluxo de ar. (Modoni, Wanik, Giovinco, Bzówka & Leopardi, 2015).

2.9 TESTE DAS COLUNAS DE JET GROUTING

É de prática em obra, efetuar dois tipos de testes para aferição geométrica e geomecânica em elementos isolados. Após período de cura adequado (normalmente 7 dias para injeções em depósitos marinhos) é realizada uma escavação perimetral às colunas expondo-as em uma profundidade de até aproximadamente 4,0 m.

Para acompanhamento diário de produção em campo são necessários manter um levantamento dos dados das colunas, como:

- a) Identificação da coluna (diâmetro; nº, linha, locação);
- b) Descrição geológica do material escavado;
- c) Diâmetro do bico utilizado na injeção;
- d) Relação água / cimento;
- e) Consumo de cimento;
- f) Pressão e vazão da calda de cimento;
- g) Velocidade de subida da haste;
- h) Passo da subida (cm);
- i) Velocidade de rotação da haste;
- j) Controle da verticalidade;
- k) Observações sobre a execução (perfuração e injeção);
- l) Horários de início e término de perfuração e injeção;

Em recomendações efetuadas pelo Grupo Trevi (2015), a sequência de atividades para garantir a devida qualidade das colunas JG dentro de um projeto é composto pelas seguintes etapas:

Tabela 3 - Controle de qualidade das Colunas de JG – Fonte, Grupo Trevi 2015.

Antes da execução	Durante a execução	Depois da execução
• Ensaios de laboratório sobre amostras dos solos; • Sondagens a percussão, CPTU, Vane test, geofísicos (onde aplicável e adequado); • Ensaios sobre amostras da água do subsolo para determinação do PH e determinação das propriedades contaminantes onde recomendável	• Reologia; • Fluxo de retorno; • Registro e controle dos parâmetros de execução; • Controle topográfico; • As-built 3D	• Extração de amostras de JG; • Ensaios de compressão sobre amostras; • Verificação das regiões com calor de exsudação do JG injetado – Mapeamento térmico; • Ensaios de Cross Hole e ensaios sísmicos

2.10 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA GEOMECÂNICA DAS COLUNAS DE JG

Numa pesquisa elaborada por Comodromosa, Papadopoulou, Georgiadis, (2018), num projeto onde foram adotadas lajes/maciços de Jet-Grouting, usadas para apoiar escavações, foi analisado o comportamento pós-pico do tampão de fundo, apresentando um estudo de caso de uma escavação de uma nova estação de metrô de Thessaloniki. As fraquezas da laje de fundo decorrentes de imperfeições geométricas foram avaliadas primeiro com base em observações no local e num processo de controle in situ e nos ensaios em amostras extraídas. As variações estatísticas acima mencionadas foram então introduzidas em análises numéricas tridimensionais (3D) que forneceram o efeito de redução do módulo de Young (módulo de elasticidade) da laje devido à presença de bolsas de solo nas zonas injetadas.

Verificou-se assim, que o efeito da variação espacial é preponderante no campo dos esforços e tensões do que no campo dos deslocamentos. Deve-se ressaltar que, quando os parâmetros de resistência residual (com amolecimento) são utilizados para a laje/tampão, são observadas grandes diferenças nos deslocamentos e forças, em comparação com as análises nas quais o comportamento pós-pico é adequadamente considerado. Pelo contrário, quando parâmetros de resistência de pico são utilizados (sem amolecimento), é observado um aumento notável nas forças calculadas e nos momentos fletores, enquanto uma redução menos significativa é observada nos deslocamentos calculados.

Namikawa, Shota, Ando & Shibata, (2017) elaboraram uma pesquisa para estudar a envolvente de ruptura mais adequada para uma mistura de solo-cimento nos estados de tração e compressão baseados em ensaios triaxiais drenados sob pressões de confinamento efetivas. O resultado experimental mostrou que a falha de tração ocorreu a pressões de confinamento efetivas baixas, enquanto a falha de cisalhamento ocorreu a pressões de confinamento efetivas altas. Neste estudo, conclui-se que a falha por tração é dominada pela tensão principal efetiva menor e o critério de falha de Mohr-Coulomb é adotado para a falha por cisalhamento, indicando que o critério de falha proposto é adequado para solos tratados com cimento.

As relações experimentais de tensão-deformação variaram com a pressão de confinamento efetiva (r_{0c}). O valor absoluto da deformação axial no pico de tensão aumentou significativamente com o aumento de (r_{0c}). No caso 1 ($q_u = 0,5$ MPa), as superfícies de ruptura dos corpos de prova com baixas tensões de confinamento efetivas foram perpendiculares à tensão de tração aplicada, enquanto as superfícies de fratura inclinadas foram formadas nos corpos de prova com pressões de confinamento efetivas mais altas. Entretanto, a falha de tração foi somente observada no caso 2 ($q_u = 1,2$ MPa). Esses resultados indicam que o modo de falha que aparece no ensaio triaxial depende da resistência da amostra e da pressão efetiva de confinamento.

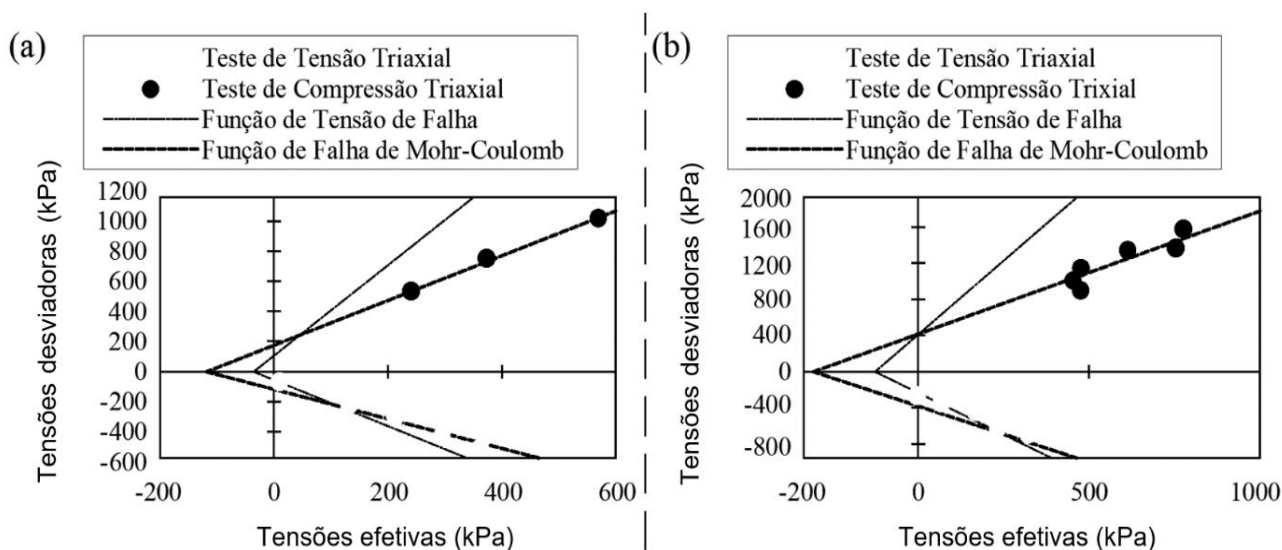


Figura 26 – Estados de tensão de ruptura no plano meridiano a) caso 1; b) caso 2 (adaptado Namikawa, Shota, Ando & Shibata, 2017)

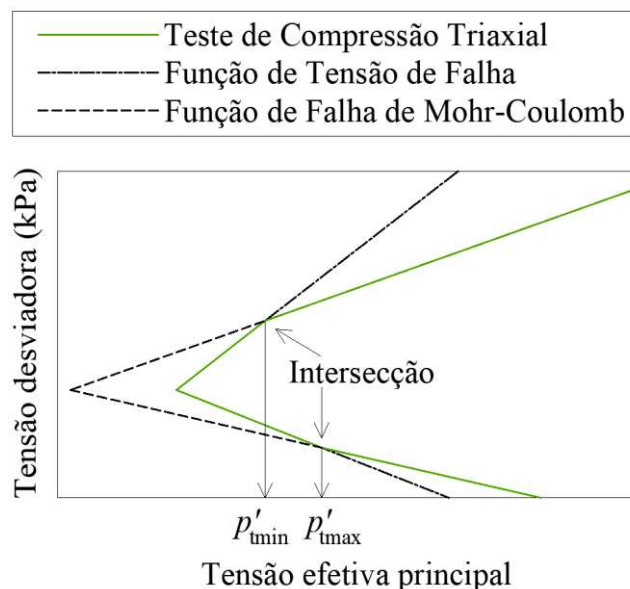


Figura 27 – Esquemático do critério de falha no plano meridiano (adaptado Namikawa, Shota, Ando & Shibata, 2017)

No trabalho de Liu, Hu, Ping Li & Li-Hua (2017), a análise de elementos finitos é usada para modelar uma coluna de solo-cimento sujeita a compressão axial com parâmetros de resistência aleatórios espacialmente que são atribuídos nos pontos de integração para simular a heterogeneidade. Os autores indicam que a resistência à compressão não confinada média do volume pode ser prevista com sucesso pela resistência à compressão não confinada à distância de dois terços do raio dentro de uma coluna de solo-cimento. Este estudo considerou duas fontes principais de heterogeneidade na resistência à compressão não confinada de uma coluna de solo-cimento sob compressão axial, a saber, uma estrutura geral determinística (isto é, MT - tendência média) e uma estrutura aleatória sobreposta à tendência média.

A média da resistência geral pode ser determinada como 0,85 vezes a resistência à compressão média não confinada das amostras do núcleo e o coeficiente de variação pode ser estimado como metade do valor das amostras do núcleo. Além disso, é recomendado que a amostragem ocorra a uma distância de dois terços do raio do centro da coluna, conforme pode ser observado na Figura 28.

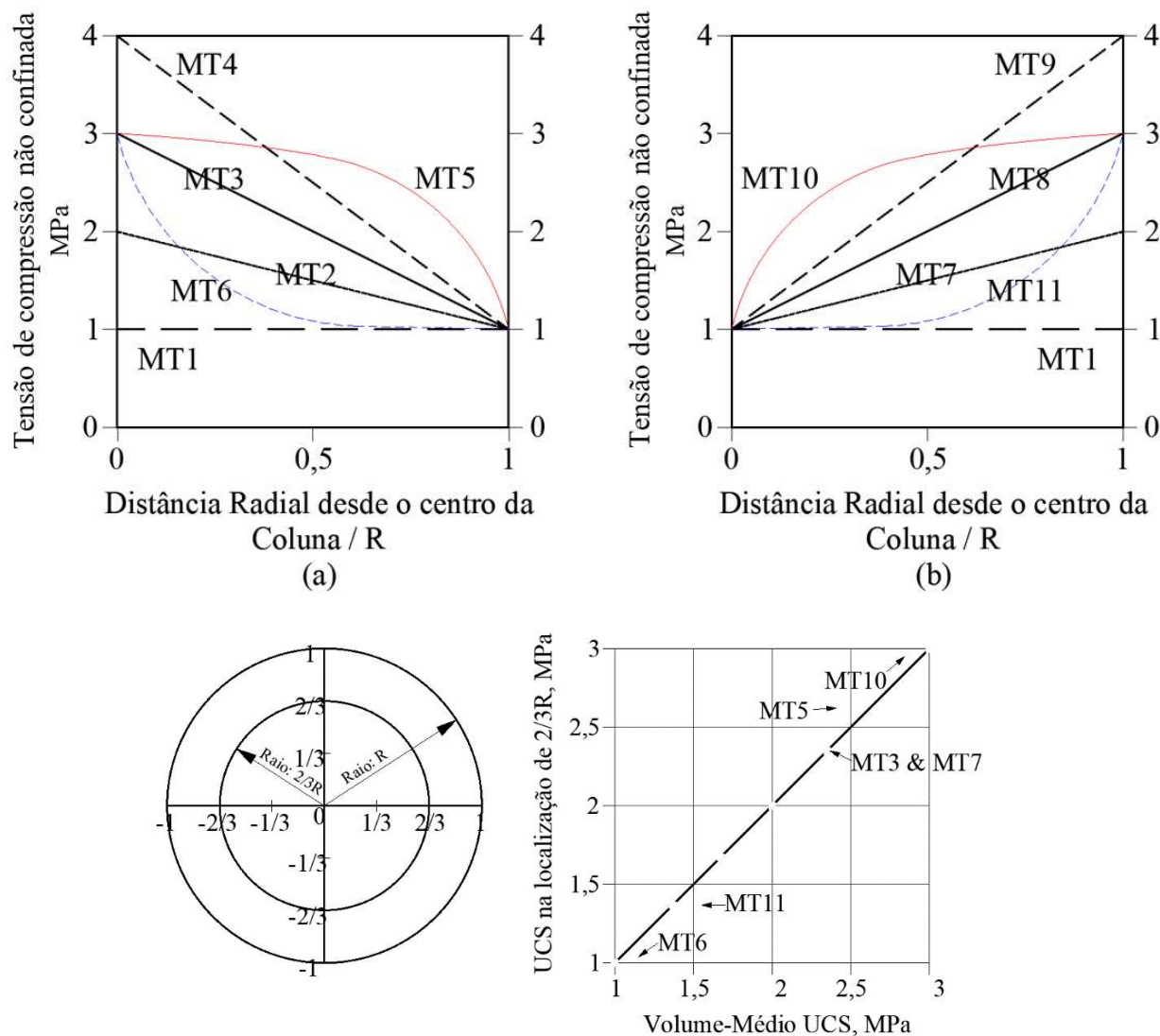


Figura 28 - Comparação entre a resistência à compressão não confinada (UCS- Unconfined Compressive Strength) média volumétrica com o valor UCS a 2/3 do raio, (Liu, Hu, Ping Li & Li-Hua, 2017)

Conforme mostram as figuras anteriores, foram consideradas 11 tendências médias (MT) típicas de Resistência à compressão não confinada (UCS), das quais as tendências médias MT1 - MT6 representam casos mais rígidos internos e o restante representa casos mais rígidos externos. Em todos os casos, o UCS mínimo foi definido em 1 MPa para simplificar.

Na Rússia, foi elaborada uma investigação com base na norma GOST 17624-2012, (apud. GOST 17624 Concrete. Ultrasonic method of strength determination, Governmental Standart, Rusia; 2012) para o controle de qualidade do maciço injetado,

discutindo se, o método de sondagem possui maior eficiência do que a amostragem de núcleo.

A justificativa da pesquisa foi o uso do método tradicional de extração de núcleos rotativos submetido a ensaios de laboratório comparado com núcleos de solo-cimento injetados e testados a compressão uniaxial. Não leva em consideração dois fatores. O Primeiro – a mistura solo-cimento a jato é muito menos sólida e homogênea em comparação com o concreto. O segundo - a amostra do núcleo não é protegida do contato com o tubo rotativo e vibratório e sujeita a abrasão e esmagamento. Portanto, a força da mistura solo-cimento por jato determinada pelo núcleo é muito menor do que a indicada no projeto.

No anel viário em torno de São Petersburgo, centenas de amostras de núcleos de Jet-Grout, após a medição da velocidade da onda elástica, foram testadas quanto à compressão em função do tipo de solo natural substituído. A dependência da calibração "velocidade da onda elástica v - resistência à compressão R " para o solo-cimento injetado, mostrado na Figura 29, foi aproximada por uma função da forma:

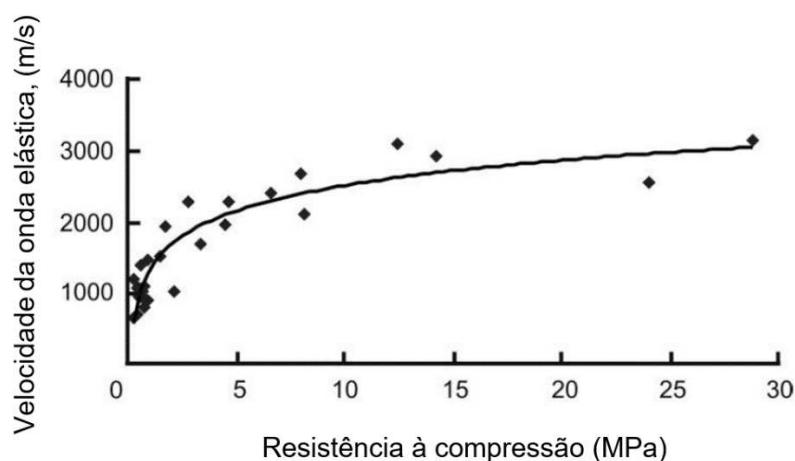


Figura 29 – A relação entre a velocidade das ondas elásticas e a resistência à compressão para o JG - São Petersburgo. (adaptado GOST 17624 - 2012)

O resultado da pesquisa levou às seguintes conclusões:

- a) O método geofísico entre os orifícios perfurados no solo ou entre os tubos embutidos instalados no reforço antes da concretagem, permite verificar e

monitorar as condições das barreiras de proteção em cortinas de argamassa durante a construção das minas e obras subterrâneas.

- b) Características do aparelho de ressonância, incluindo a faixa de frequência de operação e pressão sonora na frente do pulso de onda elástica foram selecionados de acordo com as propriedades elásticas do material da mistura.
- c) A determinação da resistência da injeção do solo e do concreto por meio de furos cruzados no local elimina a necessidade de amostras de núcleos das colunas.

Borgesn, Gonçalves, (2016) elaboraram um estudo sobre a utilização de colunas de Jet Grouting com diferentes valores de elasticidade, disposição geométrica e sobre argilas adensadas. Pode-se identificar similaridade quanto aos valores de elasticidade e deformações.

Foram considerados três valores para o módulo elástico da coluna: $E1=150$ MPa, $E2=1500$ MPa e $E3=15000$ MPa. Desde valores muito elevados (semelhante a colunas de concreto) e muito difíceis de atingir até os geralmente relatados com menor resistência. A Figura 30 a seguir, mostra a influência do módulo elástico da coluna (E) no recalque na base da Plataforma de Transferência de Carga (LTP) no final da construção. Como esperado, o recalque diminui com o incremento de E ; no entanto, a diminuição é mais significativa quando E varia de 150 kPa para 1500 kPa do que de 1500 kPa para 15000 kPa. Isso mostra que a influência de E é mais significativa para materiais com valores baixos para o módulo de elasticidade do JG do que para materiais com valores altos (como o concreto).

A **Figura 30** mostra o recalque da superfície superior do LTP (base da laje), que é muito semelhante nos casos $E2$ e $E3$ (corroborando, conforme indicado acima, que a influência do módulo elástico da coluna) é menos significativo para altos valores de E) e praticamente uniforme em todos os casos representados.

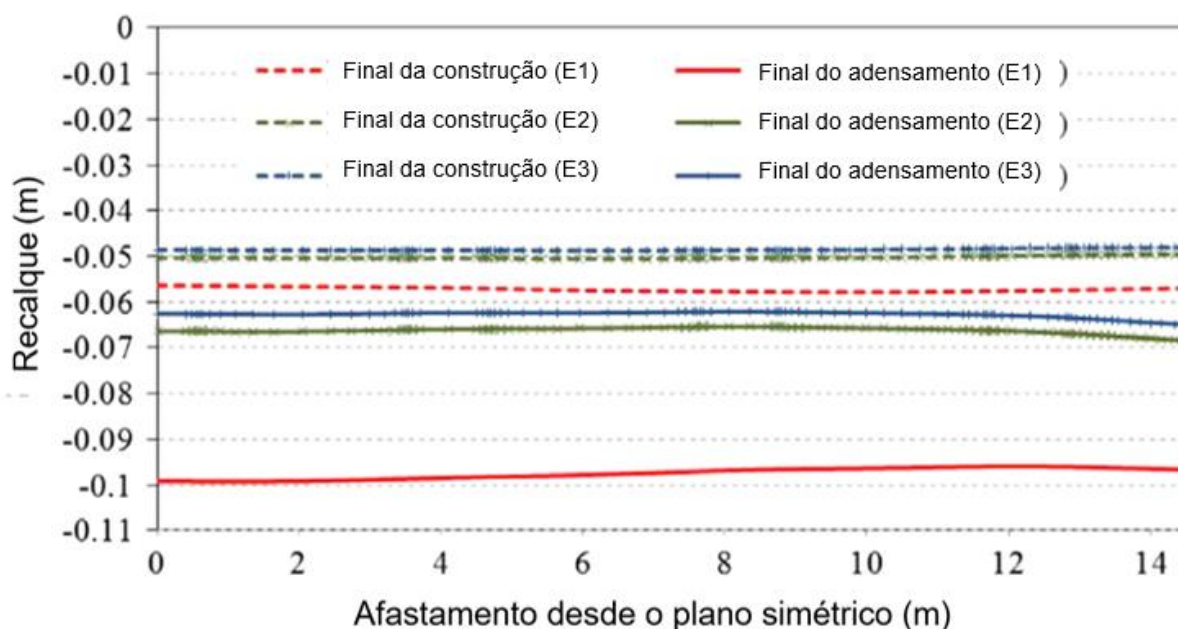


Figura 30 - Influência do módulo de elasticidade no recalque do LTP no final da construção e no final da consolidação (adaptado Borgesn, Gonçalves, 2016)

A Figura 31 ilustra a influência do módulo elástico da coluna no nível de tensão no solo no final da construção. Esta figura mostra que a área do solo mole no estado crítico é muito maior no caso E1 do que nos casos E2 e E3, apontando que a menor tensão de cisalhamento é transferida para o solo mole nesses dois últimos casos.

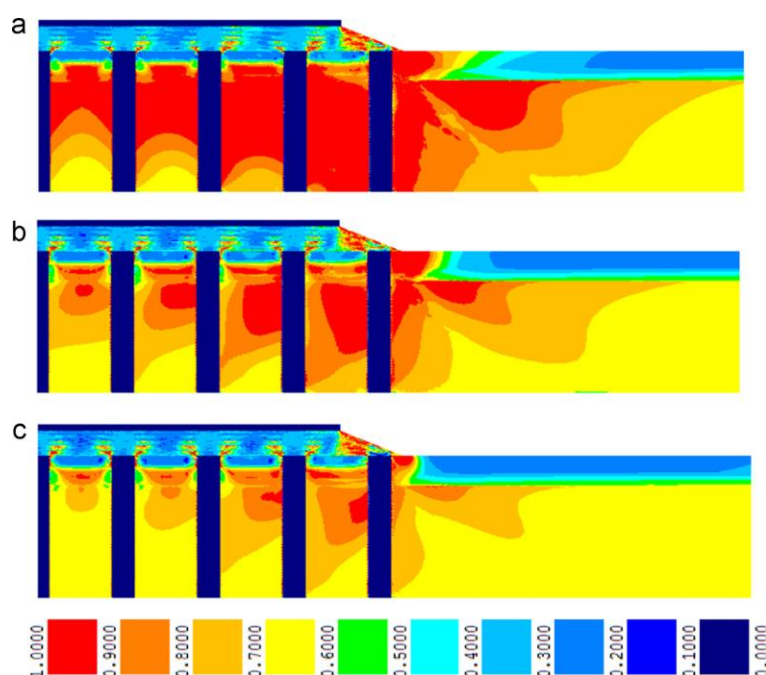


Figura 31 - Mapeamento das tensões no final da construção: (a) caso E1, (b) caso E2 e, (c) caso E3. (Borgesn, Gonçalves, 2016)

2.11 CASOS DE OBRA E UTILIZAÇÃO DO JET GROUTING

Como um caso real, Pinto, Tomásio e Marques (2016) relatam o caso de uma obra de um terminal portuário, onde o aterro foi construído sobre uma Plataforma de Transferência de Carga (LTP), localizado também sobre colunas de Jet Grouting de $\varnothing 1,5$ m, usado como solução para melhoria de solo e fundação, instalada durante a maré baixa. Por motivos de durabilidade, foi adotado o cimento pozolânico, com uma proporção de 550 kg/m^3 , para obter uma resistência à compressão não confinada (UCS) de cerca de $3,7 \text{ MPa}$ e um Módulo de Young de $0,5 \text{ GPa}$.

A fim de otimizar seu comprimento total, as micro estacas autoperfurantes foram seladas dentro de colunas de JG de $\varnothing 0,6$ m, conforme Figura 32.

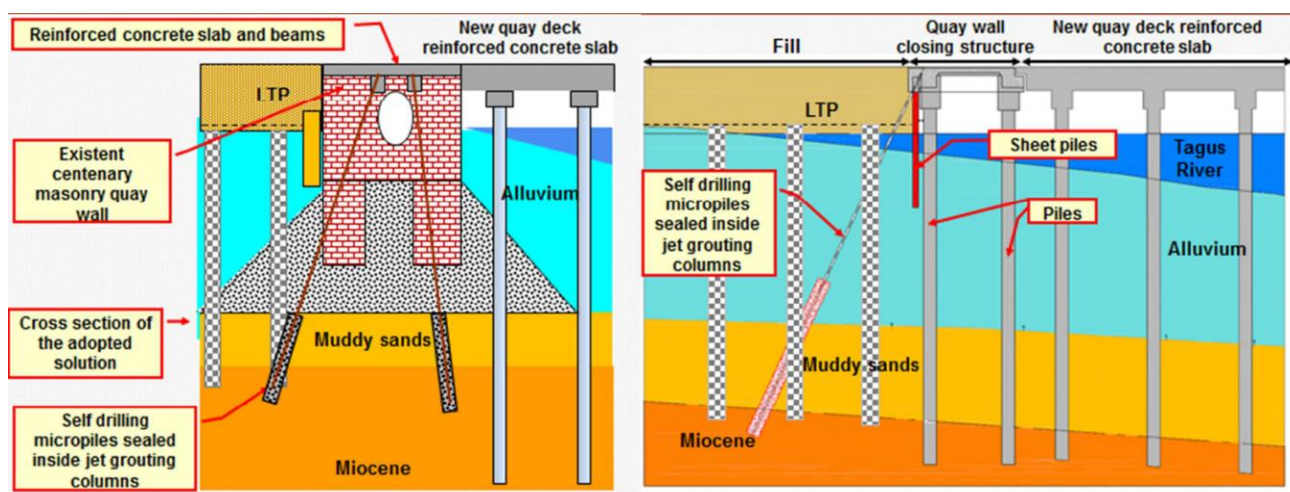


Figura 32 – Reforço do Cais do Porto com microestacas e colunas de Jet Grouting (Pinto, Tomásio e Marques 2016)

Neste projeto, foi empregada a possibilidade de reforçar as colunas com perfis de aço, (microestacas) a fim de resistir melhor aos esforços de cisalhamento, tração e compressão devido a momentos fletores, além de facilitar a conexão aos elementos estruturais e de cobertura mais rígidos, como lajes ou vigas.

Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu apresentam um extenso estudo sobre um método para estimar o comportamento mecânico de colunas de jet grouting injetadas a pressões elevadas. Este trabalho trata sobre um tipo de ancoragem formado pelo Jet Grouting de alta pressão (HPJG-Anchor), cujo comportamento de carga-deslocamento é

estudado. Os modelos de transferência de carga para a resistência final e resistência ao atrito são estabelecidos analiticamente, respectivamente, usando a teoria de expansão da cavidade e o método de deslocamento por cisalhamento. Esses modelos de transferência de carga podem considerar efetivamente as características não lineares de transferência de carga e o comportamento acoplado-desacoplado da interface JG-solo.

Os resultados dos testes de campo apresentados por Zeng QY, Yang XY, Yang CY. mostram que existem cinco modos de falha potencial na prática de engenharia:

- (a) Ruptura da armadura (fio de aço ou barra de aço).
- (b) Deslizamento na interface graute-solo. Quando a resistência ao escoamento do reforço e a resistência de ligação da interface argamassa-âncora são adequadas, o deslizamento pode ocorrer exatamente na interface argamassa-solo ou em uma face em forma de anel imediatamente fora da interface argamassa-solo e o solo na frente do segmento sub-injetado cederá sob a extrusão do segmento sub-injetado.
- (c) Arrancamento do reforço. Se a resistência de ligação da interface argamassa-âncora não for alta o suficiente, o reforço dentro da faixa do segmento sub-injetado será puxado ao longo da interface argamassa-âncora. Para HPJG-âncoras com segmentos sub-injetado de grande diâmetro e pequeno comprimento, este modo de falha é bastante provável de acontecer.
- (d) (b) + (c) modo de falha combinado. As condições deste modo estão entre as do modo (b) e do modo (c). Parte da interface argamassa-âncora é desacoplada e, enquanto isso, o deslizamento ocorre na interface argamassa-solo.
- (e) Deslizamento integral ao longo de uma face de deslizamento formada no solo circundante. Em contraste, este modo é raro na prática. Ocorre apenas quando a profundidade de incrustação do segmento sub-injetado é muito pequena.

A configuração do HPJG - Anchor é mostrada na Figura 33:

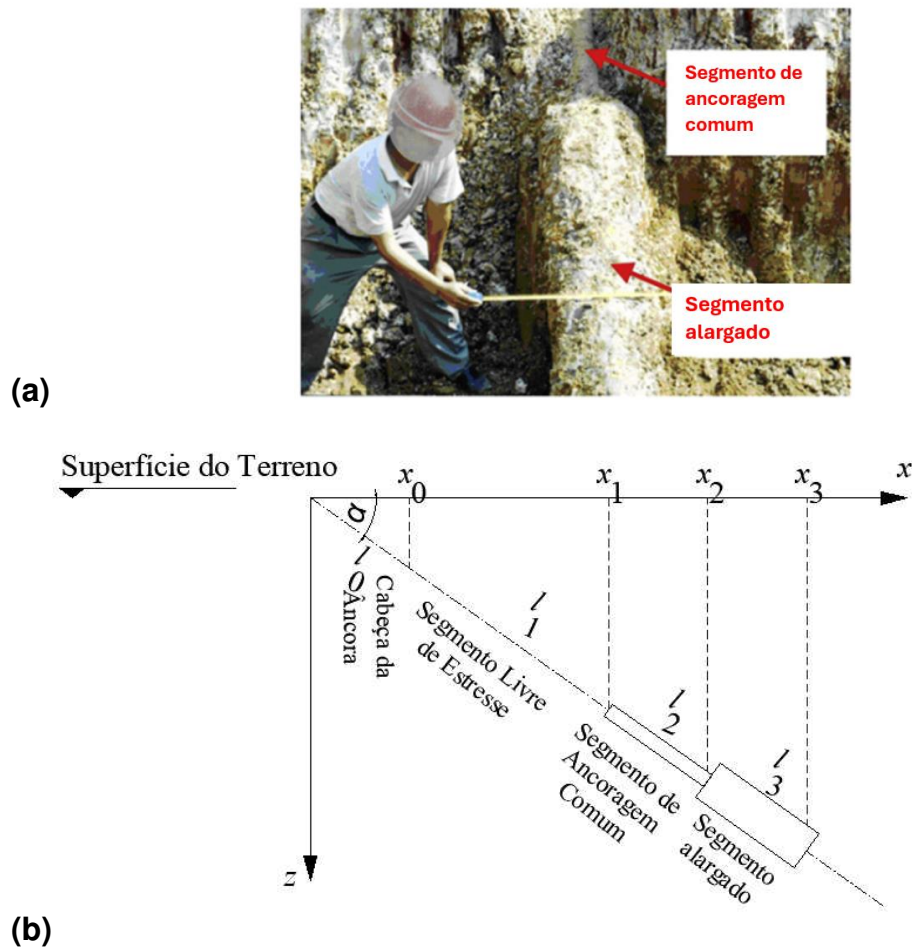


Figura 33 – Configuração HPJG – âncora a) imagem de campo; b) configuração idealizada para análise teórica (adaptado de Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu, 2012)

Para o modo de falha (b), é apresentado o método de cálculo para analisar a resistência final.

$$q_{b,u} = p_u(1 + \tan \phi \tan(45^\circ + \phi/2)) + c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (2,9)$$

$$p_u = \sigma_0 + \frac{4c_u}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{G_s}{c_u} \right) \right] \quad (2,10)$$

Os modelos de transferência de carga propostos neste trabalho não consideram a influência da resistência final e da resistência ao atrito entre si. Na realidade, essa interação existe e diminuirá levemente a resistência total mobilizada para um determinado deslocamento axial da cabeça da ancoragem. Assim, para os projetos controlados por deformações, esse efeito pode ser reduzido, reduzindo adequadamente o módulo do solo em, conservadoramente, de 5 a 10%.

Embora os modelos de transferência de carga neste documento sejam propostos para o modo de falha (b), ainda é válido para a fase antes que o cabo de aço seja fraturado ou a interface argamassa-ancoragem seja desacoplada.

Conforme pode ser observado na Figura 34, as âncoras HPJG também são empregadas para apoiar escavações profundas combinadas com estacas metálicas de alta rigidez ou paredes diafragma. Nesse caso, o segmento sub-injetado deve ser colocado em um estrato estável fora da faixa de influência principal da escavação profunda.

No geral, o deslocamento exigido da cabeça da âncora para mobilizar uma alta resistência é grande e a maior parte é induzida pelo alongamento elástico do segmento de tensão livre. Assim, para os projetos controlados por deformação, a técnica de protensão pode ser usada para eliminar efetivamente o alongamento elástico do segmento de tensão livre.

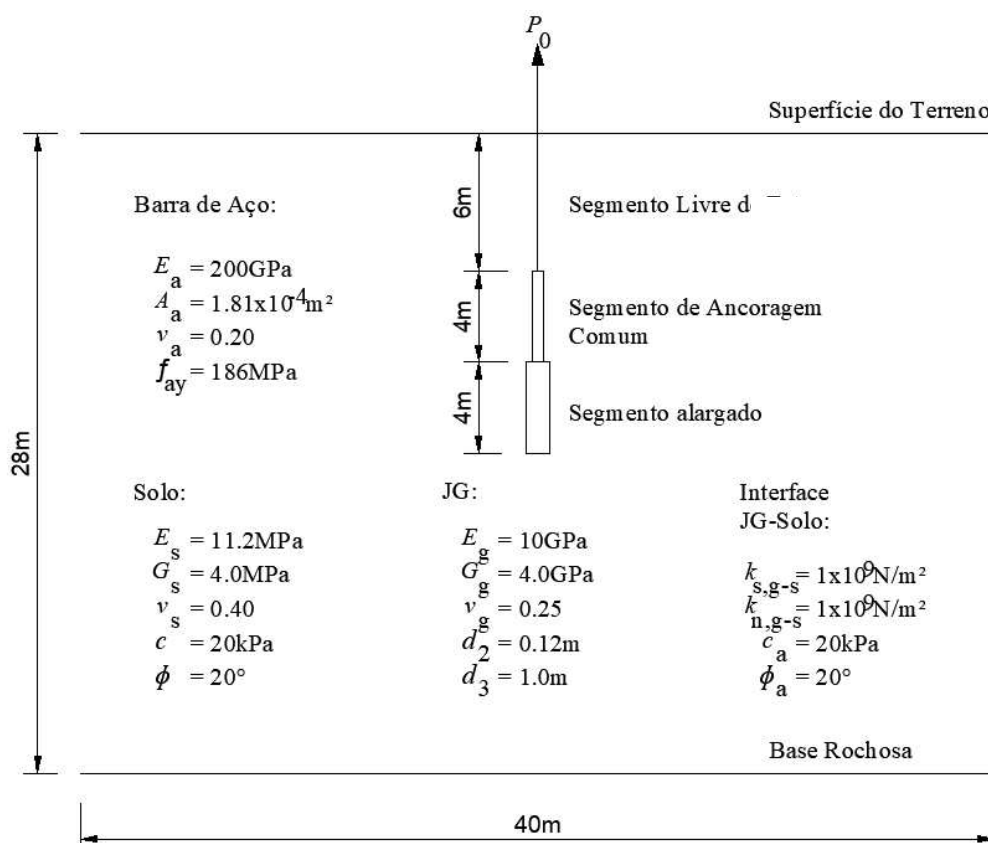


Figura 34 – Configuração e dimensões geométricas do modelo de teste numérico (adaptado de Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu, 2012)

Com base nos modelos de transferência de carga, um método não-linear de transferência de carga foi desenvolvido para prever o comportamento de carga - deslocamento das âncoras HPJG, de forma a interpretar os resultados a diferentes estágios de carregamento, conforme pode ser observado na Figura 35:

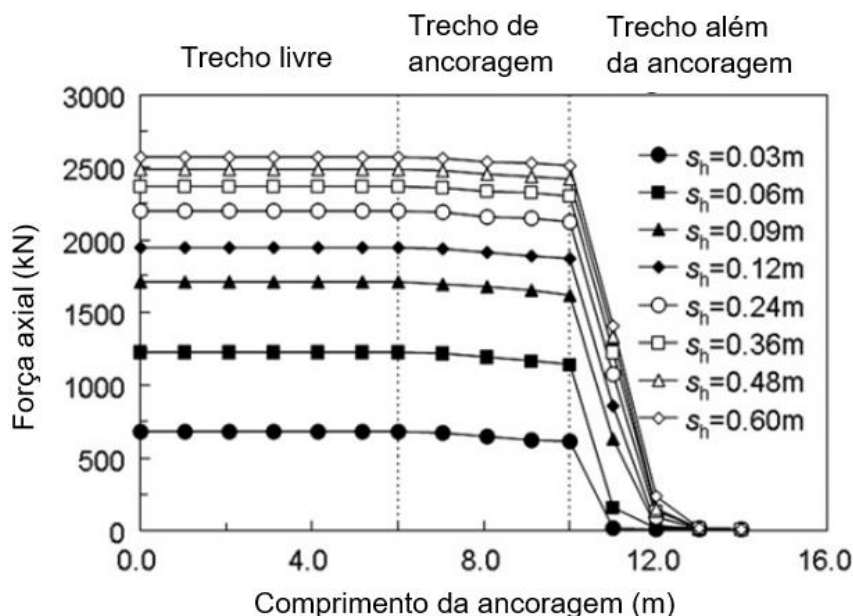


Figura 35 – Força axial da armadura ao longo do eixo da armadura para diferentes cargas de trabalho (Adaptado de Zhang, Zheng, Li, Zhang e Yu, 2012)

Com o alongamento do segmento de tensão livre, a capacidade de suporte de uma âncora HPJG aumenta, enquanto o efeito do controle de deslocamento diminui primeiro e depois aumenta. Enquanto isso, o efeito do controle de deslocamento pode ser efetivamente aumentado através do fortalecimento adequado do segmento de tensão livre. Obviamente, existe um valor limite para o número de fios/barras de aço. Um segmento de tensão livre excessivamente reforçado levará a um aumento óbvio do custo de construção, mas a um pequeno aumento do deslocamento. Com o aumento do ângulo de atrito do solo, a capacidade de suporte de uma âncora HPJG aumenta de maneira não linear e a taxa de incremento aumenta gradualmente, enquanto aumenta linearmente ou aproximadamente linearmente com a força coesiva e o módulo de cisalhamento do solo circundante. Além disso, a capacidade de suporte de uma âncora HPJG aumenta de maneira não linear com o diâmetro do segmento sub-injetado. Estes resultados são mostrados na Figura 36 a Figura 39

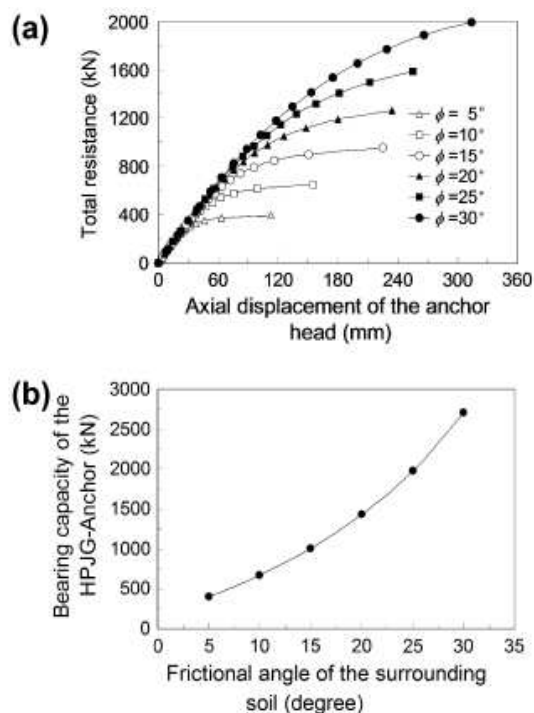


Figura 36 - Influência do ângulo de atrito do solo: a) curvas de deslocamento de carga para condições C1-C6; b) curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com ϕ

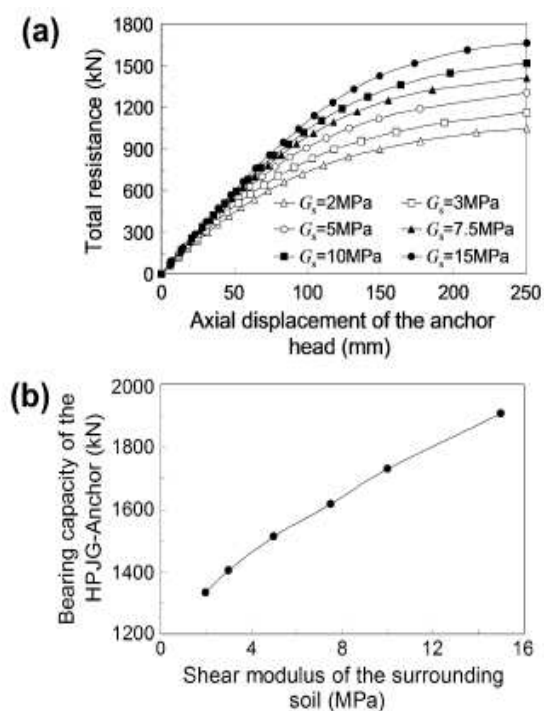


Figura 37 - Influência de G_s : a) curvas carga-deslocamento para condições E1-E6; b) curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com G_s

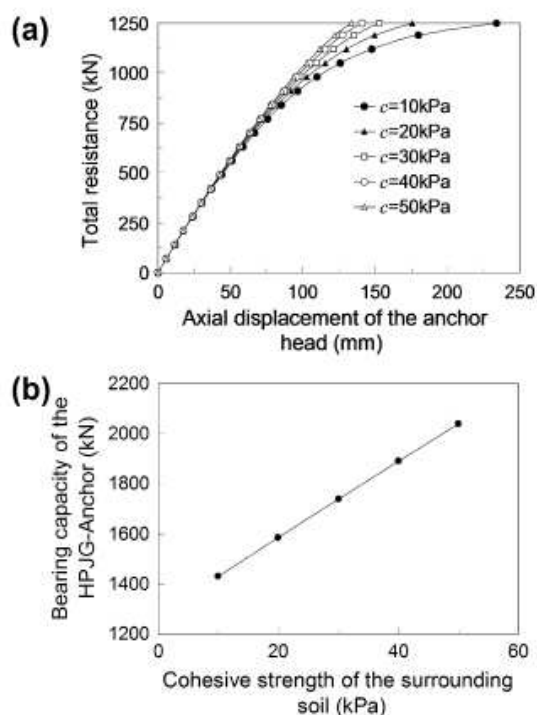


Figura 38 - Influência da resistência coesiva do solo: a) curvas carga-deslocamento para condições D1-D5; b) Curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com coesão " c "

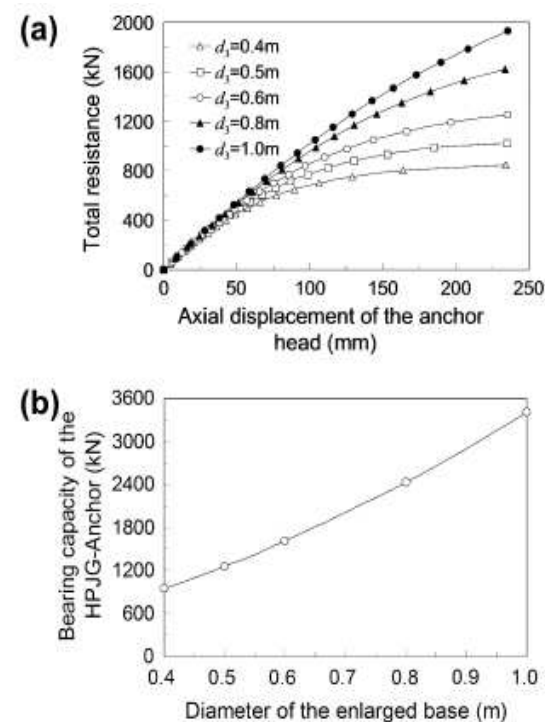


Figura 39 - Influência de d_3 : a) Curvas de carga-deslocamento para condições F1-F5; b) curva de variação do deslocamento axial da cabeça da ancoragem com d_3 .

Um outro caso de obra com emprego de colunas Jet Grouting (JG) foi o utilizado no túnel base de Ceneri na parte sul da linha ferroviária plana que atravessam os Alpes suíços (D. Merlini, D. Stocker, M. Falanesca, R. Schuerch 2018). O fator mais crítico do projeto foi a construção de um túnel em solo mole, constituído por um aterro de rodovia. Foram instaladas Colunas JG verticais de fluido único para apoios dos pilares.

Os pilares de concreto armado para suporte da estrutura do túnel foram apoiados em um corpo de colunas verticais de JG. Através desses elementos, a carga que atua nas vigas de coroamento do túnel é transferida para os pilares de concreto e subsequentemente desviada diretamente para o leito sólido através do corpo da fundação executado em JG. O suporte da face foi garantido por injeção de colunas reforçadas com barras de aço; as âncoras de aço forneceram um suporte confiável na direção longitudinal do túnel e o JG proporciona uma resistência ao cisalhamento nas superfícies deslizantes de blocos potencialmente instáveis.

O fator mais importante foi o trabalho de injeção do JG horizontal, que foi analisado em todos os campos de provas ao longo do túnel. Essas análises não só objetivaram encontrar os parâmetros de injeção, mas também analisar o movimento de levantamento e assentamento na superfície causado por injeções de alta pressão. Quando o trabalho de injeção começou, ocorreram alguns assentamentos inesperados, devido a razões geológicas (ou seja, a injeção de solo muito macio). Para o monitoramento do deslocamento da face, foi utilizado o extensômetro de cabeça reversa (UR).

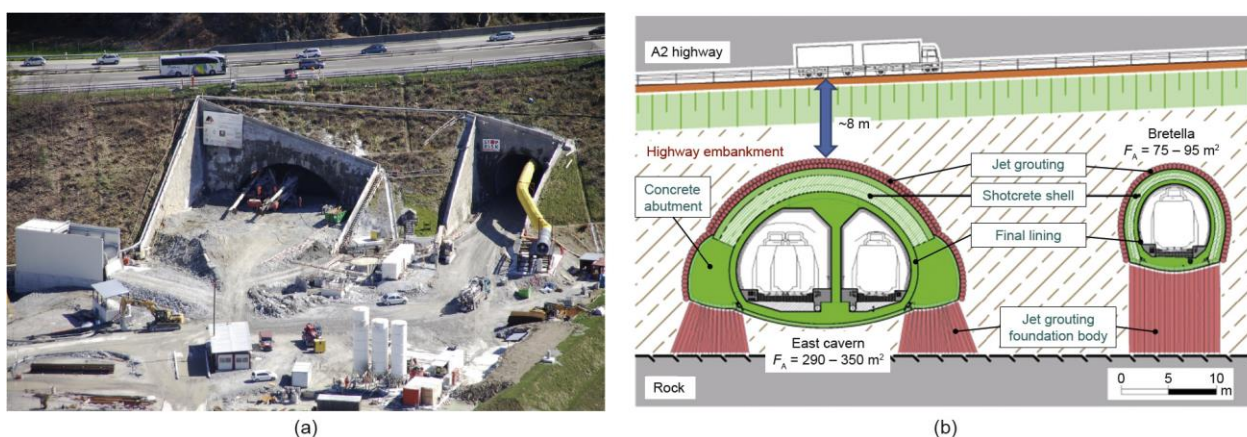


Figura 40 – (a) Portal norte em construção; (b) suporte final instalado. FA: área de escavação. (D. Merlini, D. Stocker, M. Falanesca, R. Schuerch 2018).

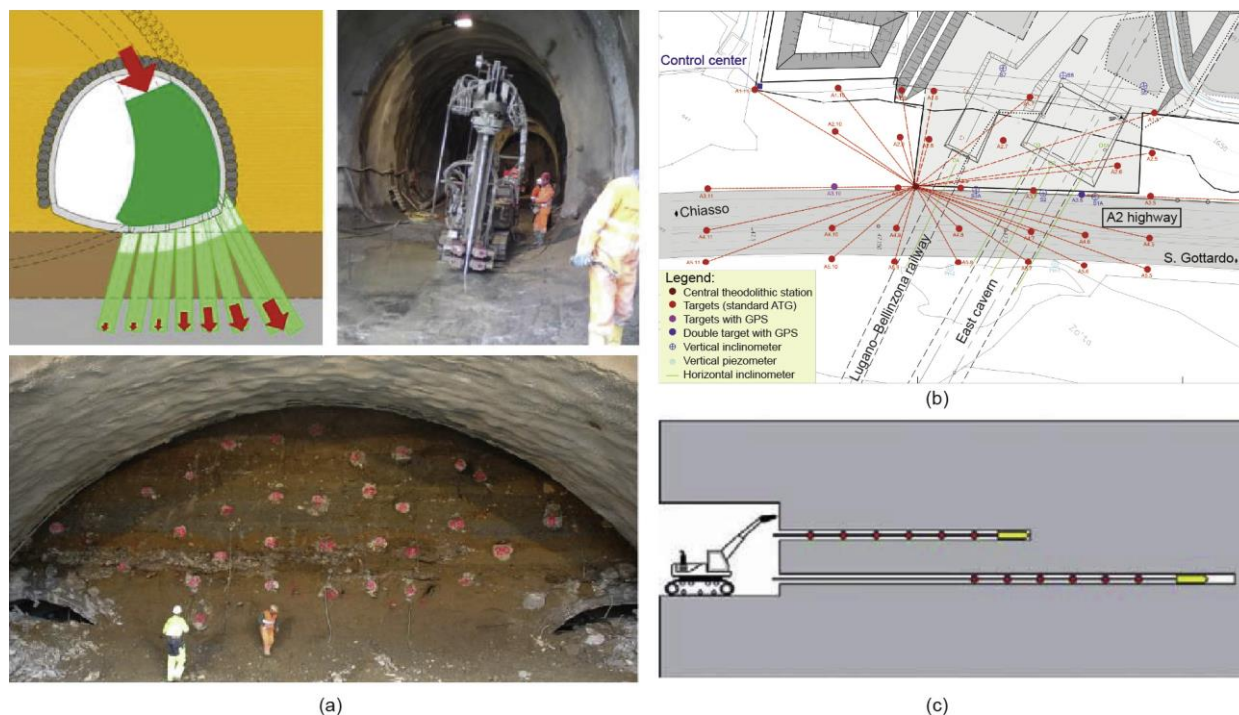


Figura 41 – a) Etapas de escavação da caverna; b) Sistema de monitoramento de recalques; c) Extensômetro reverso da cabeça para os deslocamentos da face. (D. Merlini, D. Stocker, M. Falanesca, R. Schuerch 2018)

O papel do modelo constitutivo do solo investigado comparando os resultados obtidos com um modelo linear elástico-perfeitamente plástico, um modelo hipo-plástico e uma versão aprimorada deste último modelo, reproduzindo melhor a não-linearidade nos estágios iniciais do carregamento. Como é necessário um dossel rebocado a jato, concreto provisório pulverizado e revestimento permanente de concreto armado para suportar e transferir cargas logo após sua instalação. Os resultados da análise destacam a natureza tridimensional dos mecanismos de deformação que ocorrem perto da frente de escavação, os efeitos produzidos pelas diferentes operações de tunelamento, o papel dos diferentes elementos estruturais e a não linearidade e a dependência do tempo no comportamento mecânico dos diferentes materiais.

A simulação realizada com o modelo tridimensional com HYPO+ISC demonstrou a ação positiva de coberturas de Jet Grouting e âncoras nas faces para garantir a estabilidade e limitar a perturbação ao ambiente circundante, podendo ressaltar o seguinte:

- O dossel absorve grande parte das cargas induzidas pela escavação, desenvolvendo um padrão de forças normais.
- O revestimento de concreto projetado, inserido a alguma distância da frente da escavação, reforça o dossel que absorve a tensão resultante da escavação dos setores subsequentes.

Conforme esquematizado na Figura 42, graças à alta rigidez circunferencial desse sistema articulado, a convergência interna da cavidade do túnel, os efeitos resultantes no nível do solo tornam-se toleráveis, ainda com a ajuda da ação das ancoragens da face. O efeito cinemático mais notável observado no túnel é o movimento rígido descendente produzido por uma deformação do solo perto do pé do dossel. As possíveis medidas de solução poderiam consistir em um reforço da fundação do dossel ou na instalação antecipada do revestimento final.

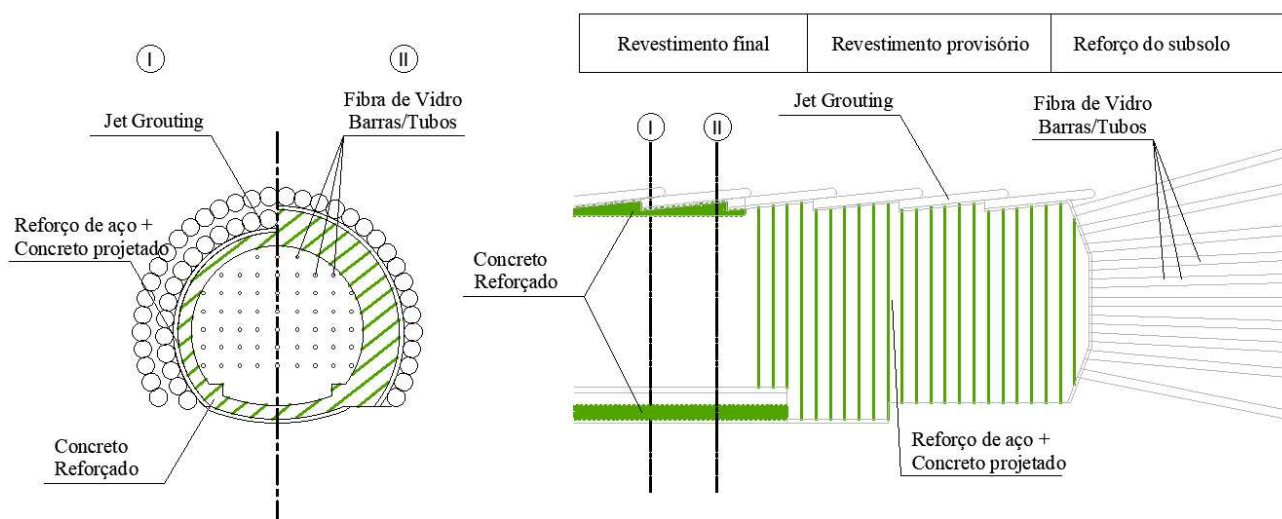


Figura 42 – Sequência típica de construção de escavação de face completa com dossel em JG (adaptado de Ochmański M., Modoni G. Bzówka J; 2015)

Nesta obra, a injeção do graute foi efetuada à pressão de 0,5 MPa. Cada âncora tinha 24 m de comprimento, seção circular de 5,0 cm de diâmetro, módulo de Young igual a 12 GPa e resistência à tração de 500 MPa. O dossel foi criado com grauteamento a jato de fluido único, injetando para cada vão, 71 colunas parcialmente sobrepostas de 13 m de comprimento, 0,6 m de diâmetro e estendidas a uma distância mútua de centro a centro de 0,5 m, conforme apresentado na Figura 42.

Em segundo lugar, a análise dos assentamentos revelou a necessidade de simular corretamente a não linearidade da resposta do solo desde os estágios iniciais do carregamento. Os modelos que não são totalmente refinados (por exemplo, os hipoplástico) tendem a propagar deformações a distâncias muito grandes e produzem assentamentos mais altos, enquanto os modelos lineares (por exemplo, Mohr Coulomb, MC) são sensíveis ao relaxamento de tensão induzido pela escavação e geram uma elevação no solo mascarando outros efeitos relevantes. No entanto, quando acontecem movimentos rígidos, é obtido um padrão confiável de deformação para a proteção formada pelo Jet Grouting. Como consequência prática, as forças estruturais podem ser previstas mesmo com o modelo de Mohr – Coulomb (MC).

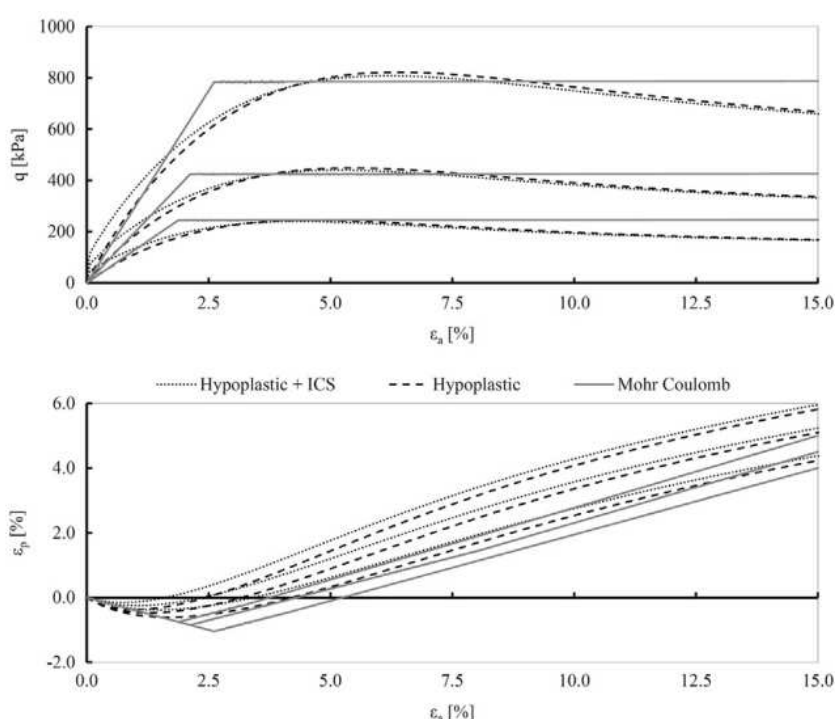


Figura 43 – Ensaio de compressão triaxial a diferentes pressões de confinamento (50, 100 e 200 kPa) com diferentes modelos (H–hipoplástico, H+ICS-hipoplástico com tensão intergranular, MC – Mohr-Coulomb); (adaptado Ochmański M., Modoni G. Bzówka J.;.2015)

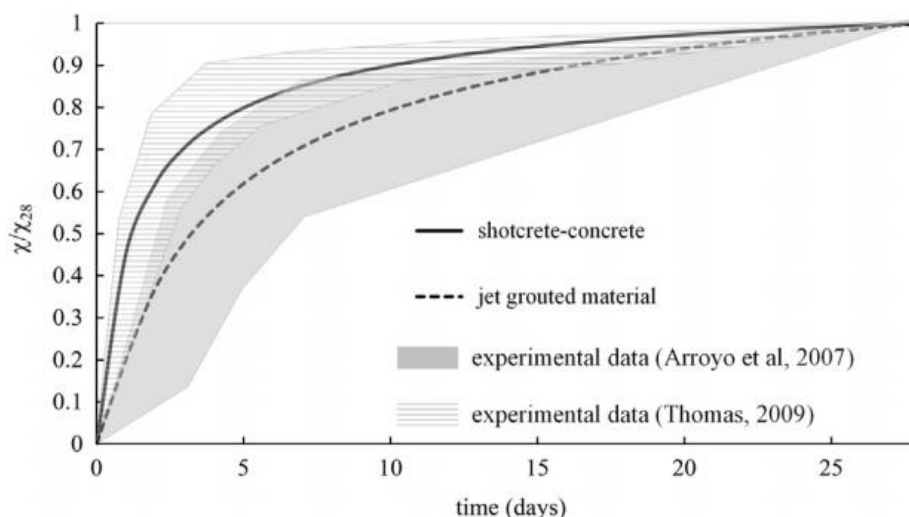


Figura 44 – Evolução temporal das propriedades do material cimentado (Ochmański M., Modoni G. Bzówka J.; 2015)

Ochmański M., Modoni G. Bzówka J. apontam ainda que, a instalação muito precisa das colunas efetuada através de modelos tridimensionais, ou seja, considerando sua sequência exata de injeção, não é estritamente necessária, pois o endurecimento do material injetado é relativamente rápido e o dossel se comporta como um todo, começando a adsorver cargas logo após sua execução.

Algin (2016) elaborou uma pesquisa com o uso do Jet Grouting como elemento de suporte de fundações que trouxe a necessidade de definir um sistema de bloco de fundação com colunas em jet grouting (JGR) que difere do projeto tradicional devido aos efeitos das colunas de Jet Grouting (JGCs).

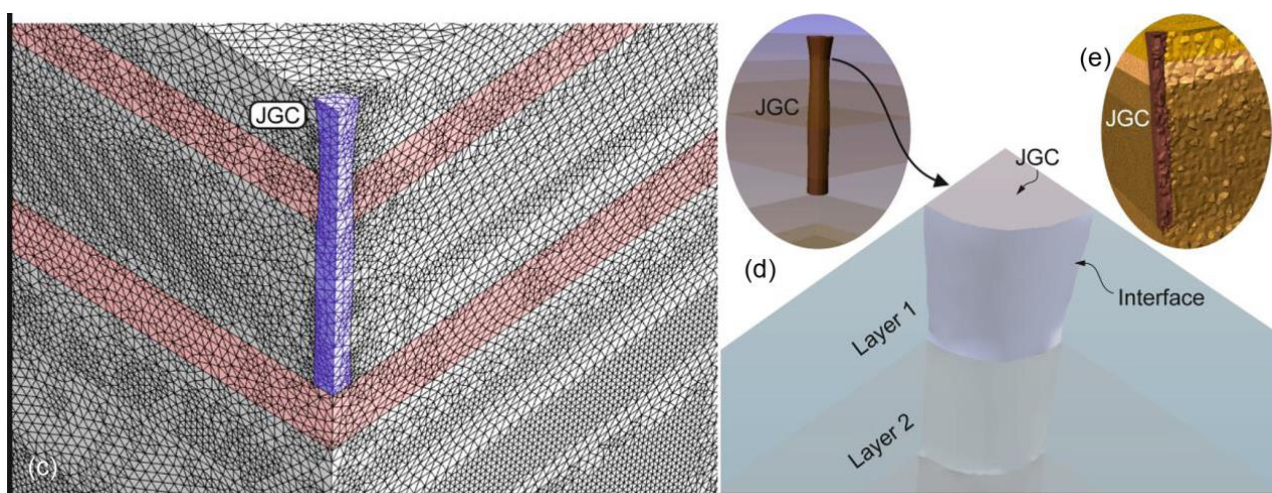
O Método da superfície de resposta foi utilizado na análise de otimização múltipla para apresentar a solução do projeto otimizado, contabilizando as restrições para os fatores considerados e as respostas. O projeto otimizado de um sistema JGR completo depende claramente das condições do subsolo, das propriedades JGC, da espessura do bloco de fundação, das configurações do projeto e dos comprimentos JGC sob o núcleo e a área das arestas.

O aumento no comprimento das JGCs sob a área central causa um aumento na tensão axial máxima para os valores mais altos do espaçamento JGC e também aumenta a tensão vertical máxima na base das JGCs sob a área da aresta, enquanto

geralmente reduz a tensão máxima na base dos JGCs sob a área central porque altas cargas são transferidas da superfície dos JGCs sob a área central. Também causa uma tendência geral de redução da tensão vertical nas áreas laterais e núcleo, devido ao aumento na área lateral superficial das JGCs.

O aumento no comprimento das JGCs na área central também causa uma tendência geral de redução no recalque médio, recalque diferencial e momento máximo de flexão do bloco.

- a) comprimento na área do núcleo
- b) comprimento na área da aresta
- c) espessura do bloco de concreto; e
- d) o efeito de restrições de projeto nos eixos de sobreposição 2D correspondentes.



**Figura 45 – Malha FE 3D do JGC de teste modelado usando a forma geométrica em medida real
(H. M. Algin, 2016)**

Tabela 4 - Parâmetros usados para a análise dos resultados dos ensaios de campo de Bojszowy Nowe e a análise das configurações de JG, apresentadas. (H. M. Algin, 2016)

Material	γ (kN/m ³)	$E_{50\%}$ (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ (°)
Soil (hardening soil)	18,4 - 19,2	Fig. 49 (b)	$3 \times E_{50}$	0,2	Fig. 49 (a)	0	Fig. 49 (a)
JG (Mohr Coulomb)	25	3200	-	0,19	0	4000	0
Raft (linear elastic)	25	33000	-	0,2	-	-	-
Cushion (hardening soil)	24	40	$3 \times E_{50}$	0,2	37	0	7

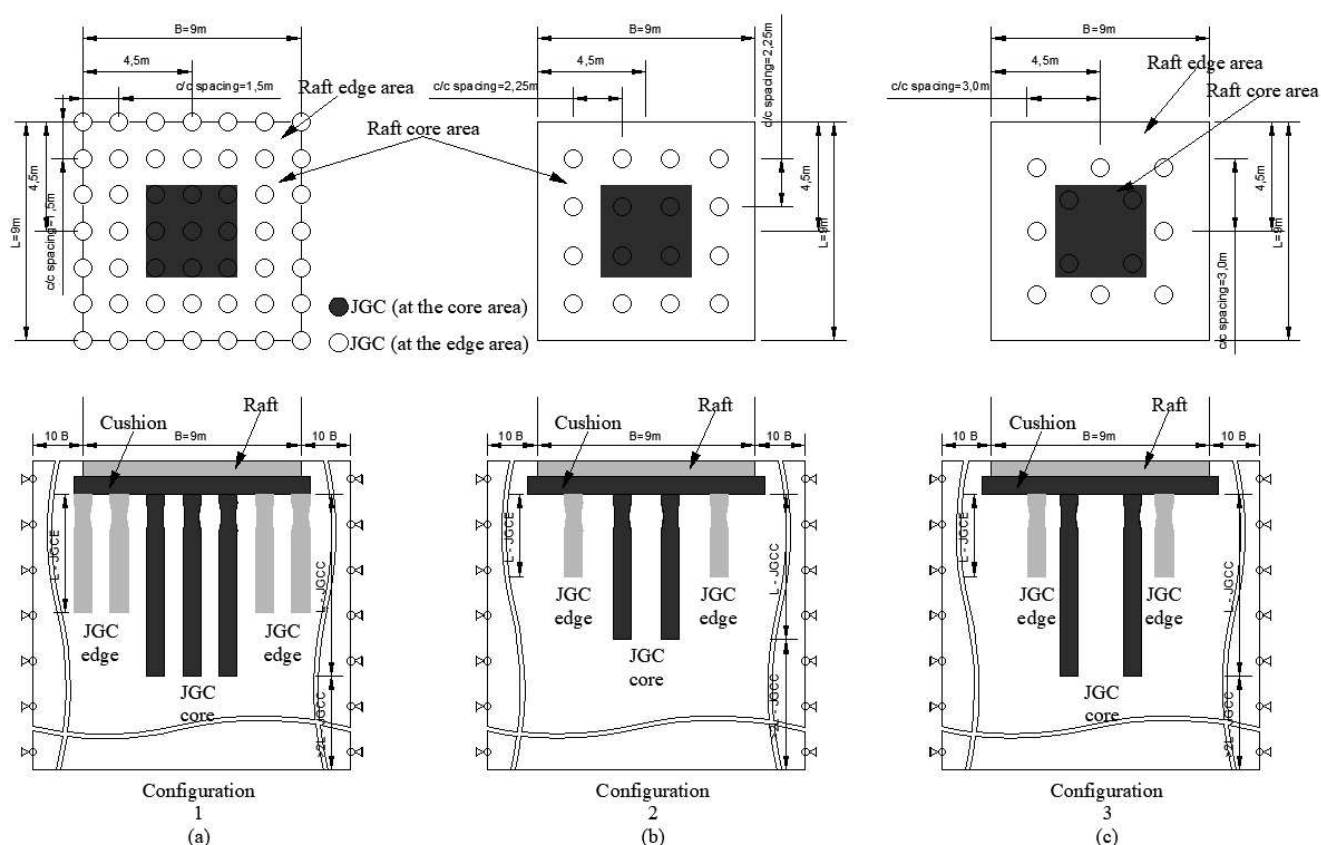


Figura 46 – geometria de disposição das colunas JG (H. M. Algin, 2016)

Chepurnova, (2014) elaborou e descreveu o monitoramento de obra a fim de evitar deformações excessivas das estruturas adjacentes no curso das atividades de escavação de valas para moldar a parede diafragma e em prol da preservação dos edifícios em caso de amolecimento do solo sob a colocação das fundações.

Assim, foi decidido prosseguir com o suporte por meio de estacas furadas $\varnothing=159$ e 180 mm e colunas de Jet Grouting $\varnothing = 600$ mm (jet-1) como uma vedação conjunta entre elas.

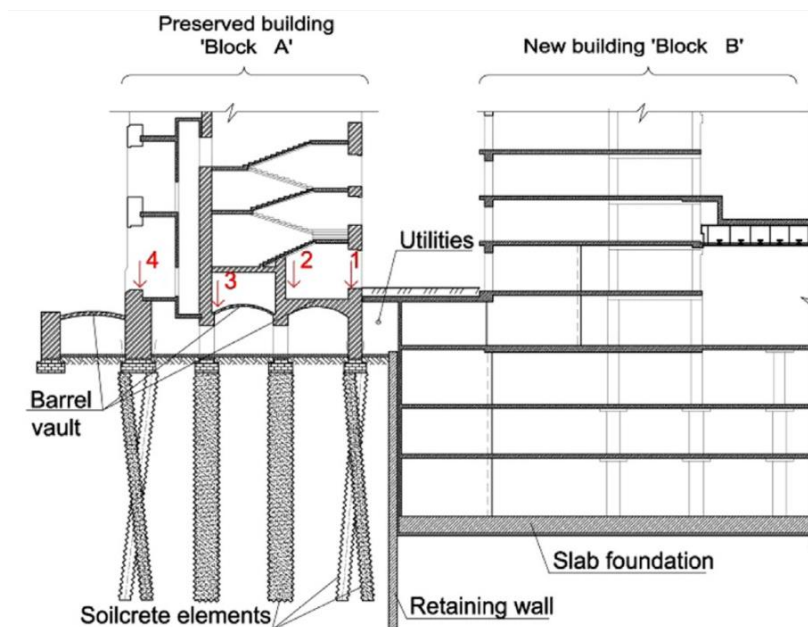


Figura 47 - Corte transversal da nova construção subterrânea do lado do edifício preservado. (Chepurnova, 2014)

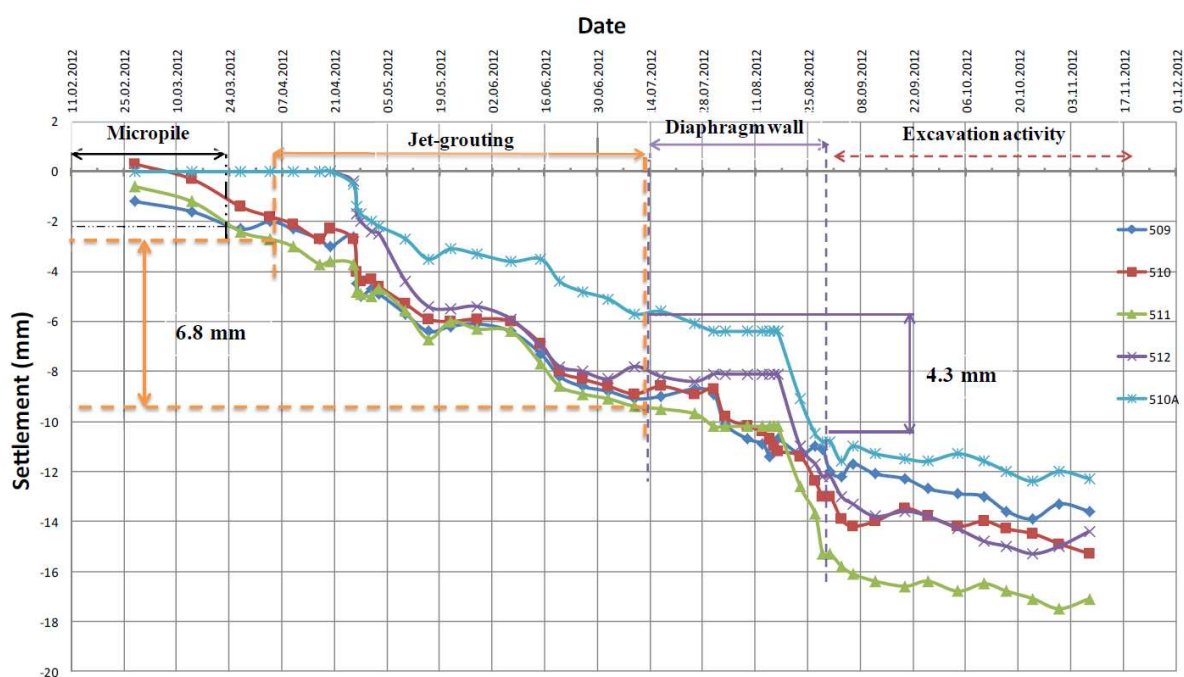


Figura 48 - Dados processados coletados durante o monitoramento da fachada. Deslocamentos verticais ao longo do comprimento do edifício em 5 pontos. (Chepurnova, 2014)

A modelagem foi elaborada por meio de um modelo linear elástico (Mohr Coulomb) e um modelo avançado (endurecimento do solo). O valor dos assentamentos adicionais dos edifícios adjacentes na fase de escavação dos dois modelos foi de 9,0 e 10,0 mm.

No segundo estágio, após o concreto das micro-estacas ganhar 70% de resistência, foram executadas colunas de Jet Grouting. O valor máximo dos assentamentos monitorados resultante da sustentação dos edifícios adjacentes dentro dos limites do local de desenvolvimento foi superior a 10 mm.

O valor numérico obtido é comparado com os dados de monitoramento e não resultou inferior a 3 mm. Além disso, os valores de assentamento previstos devido às atividades de escavação são comparados com as medições reais de campo em relação a uma distância desprezível (menos de 2,0 m) entre o edifício existente e a nova estrutura. Os assentamentos monitorados medidos e previstos concordaram muito bem validando a escolha do espaçamento das colunas de JG para reforçar as fundações do bloco. Portanto, faz sentido considerar o provável valor mínimo dos assentamentos medidos nesses locais.

O exemplo da aplicação da técnica de Jet Grouting para sustentar as fundações de alvenaria consideradas neste estudo demonstrou a importância de levar em consideração o valor do deslocamento induzido por sustentação, especialmente quando um valor real do deslocamento incremental pode ser superestimado ou subestimado para algumas razões.

O programa de controle de qualidade foi criado para elementos de jato durante o processo de estabilização da fundação, que incluiu: determinação das melhores variáveis de processo para garantir o diâmetro garantido de um elemento de jato em todos os elementos de engenharia e geológicos e também determinação de características físicas e mecânicas propriedades do material obtido (cimento no solo).

De acordo com o programa, no canteiro de obras foram executados quatro elementos solo-cimento com «Jet-2» da superfície do solo na profundidade. Os elementos foram realizados com o consumo de cimento de 600, 650, 800 e 900 kg, respectivamente,

para um metro de injeção do solo estabilizado. O layout dos elementos é mostrado na Figura 49 a seguir.



Figura 49 – a) Local de teste com elementos escavados; b) Layout dos elementos do jato.
(Makovetskiy O. A. 2016)

Após o desenvolvimento da resistência do cimento-solo (7 dias), os elementos executados foram escavados em todo o seu perímetro, a fim de determinar seu diâmetro real. Com um consumo de 600 kg/m³, o diâmetro executado foi de 1000 a 1200 mm. Durante a execução do trabalho com o consumo de cimento de 650, 800, 900 kg / m, o diâmetro real dos elementos é definitivamente superior a 1200 mm.

Foram coletadas 12 amostras de cada elemento de solo-cimento nas profundidades de 2,0; 3,0; 4,0; 6,0; 7,0; 8,0; 9,0; 10,5; 12,0 12,5 m desde a superfície do solo (Figura 49). As amostras selecionadas do JG foram testadas com a idade de endurecimento de 7 e 14 dias.

A determinação da resistência à compressão ($R_{\text{compr.}}$) e do módulo de tensão-deformação (E) foi realizada no equipamento de ensaios universal “Zwick2-250”, de acordo com a norma Russa “GOST-84” e “GOST-91”. O processamento estatístico dos resultados dos testes permitiu definir os valores médios da resistência à compressão do solo-cimento e do módulo de elasticidade, materializados em cada elemento com diferentes valores de consumo de cimento. A resistência à compressão do solo-cimento ($R_{\text{compr.}}$) Está dentro da faixa: 3,2 a 5,3 MPa para EGE-2 (solo mole); 8,0 a 9,0 MPa para EGE-3 (areia); 3,4 a 3,8 MPa para EGE-4 (argila). O módulo de

tensão-deformação do solo-cimento (E) está dentro da faixa: 1,5 a 2,0 HPa para EGE-2 (solo mole); 4,0 a 4,4 HPa para EGE-3 (areia); 1,5 a 2,0 HPa para EGE-4 (argila).

A melhoria das propriedades físicas e mecânicas do solo da fundação foi alcançada pela instalação de “calda” na base da placa - elementos de reforço solo-cimento com diâmetro de 1,3 a 1,5 m, com espaçamento entre os eixos de 2,5 a 2,8 m. Nesse caso, os elementos solo-cimento trabalham em uma massa unificada com o solo circundante sob toda a superfície da placa e não são considerados como um elemento de estaca, fornecendo a carga nas camadas subjacentes com sua ponta.

As propriedades físicas e mecânicas de um elemento separado de cimento-solo foram determinadas: densidade do material $\gamma = 23$ a 25 kN/m³; resistência à compressão do projeto - $R = 3,5$ a 4,0 MPa; módulo tensão-deformação - $E = 350$ a 400 MPa. As características de deformação representadas dessa geomassa aumentaram consideravelmente. Especificamente, o módulo de deformação total aumentou nos valores $E = 60,0$ a 80,0 MPa em comparação com os valores do módulo de deformação do solo natural $E = 15,0$ a 25,0 MPa.

No caso das contenções, quando a altura das paredes de contenção é pequena, é razoável instalar paredes de contenção por gravidade. A tecnologia de injeção a jato é também usada para instalar estacas na areia, com pressão de 30 a 40 MPa. O diâmetro das estacas de injeção a partir das quais são construídos muros de contenção depende da escolha da altura da parede e do ângulo de atrito interno na areia. A influência da interação entre a superfície da parede e o solo na estabilidade é de 10% a 35% (Danutė Sližytė, Jurgis Medzvieckas, 2013).

O tipo de muro de contenção depende de muitos fatores, entre os quais pode-se citar:

- a) A área e funcionalidade do canteiro de obras, tamanho, condições geotécnicas, profundidade da escavação, etc;
- b) Utilizando a tecnologia de injeção a jato, são formadas paredes reforçadas com estacas prancha como armadura rígida ou barras de reforço central

- c) De acordo com o tipo de solo e os parâmetros de injeção, é possível prever o diâmetro da coluna de injeção;
- d) As propriedades do material;
- e) As propriedades do material podem ser melhoradas usando a calda de cimento.

No entanto, o uso da calda de cimento ainda não é generalizado, pois ainda existem itens a serem pesquisados e formulações a serem definidas pois as únicas referências até o momento estão baseadas na experiência, e não em formulações.

A escavação do solo na parede frontal ocorre quando a parede está na posição de projeto, reduz o volume de escavação e o tempo de instalação das paredes de contenção. No entanto, paredes embutidas usando estacas devido à ação do momento fletor devem ser reforçadas.

Paredes de contenção em colunas de injeção a jato e com altura adequada podem ser tratadas como paredes de gravidade. Isso permite reduzir o volume da quantidade de escavação e a duração da construção da obra.

As principais condições que sempre devem ser consideradas ao garantir a estabilidade das paredes de contenção por gravidade são indicadas a seguir e esquematizadas na Figura 50:

- a) a estabilidade contra o tombamento;
- b) a estabilidade contra o deslizamento;
- c) a capacidade de suporte do solo de fundação.

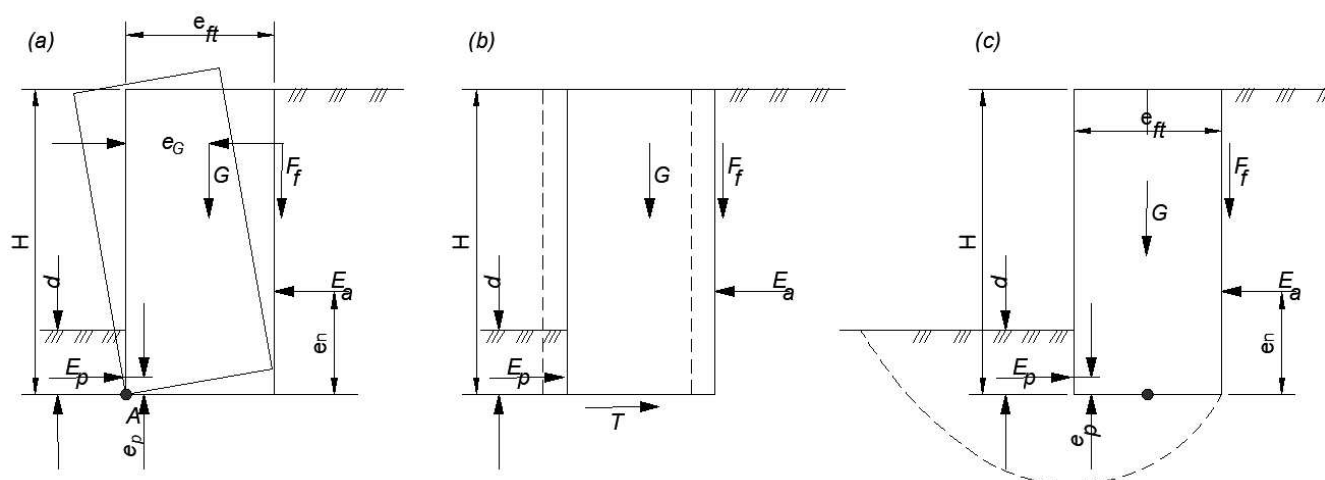


Figura 50 - Falha do muro de arrimo: a) Tombamento, b) Deslocamento horizontal, c) Capacidade de carga insuficiente. (Danutė Sližytė, Jurgis Medzvieckas, 2013)

Onde:

- e_{ft} : Largura do maciço JG da contenção
- G : Peso do maciço JG
- d : Ficha, abaixo do nível da escavação
- E_a : Empuxo ativo
- E_p : Empuxo passivo
- H : Altura total da contenção
- F_t : Força de atrito na região de contato entre o maciço JG e o solo lateral
- e_n : Altura de atuação do empuxo ativo com respeito à base da contenção
- e_p : Altura de atuação do empuxo passivo com respeito à base da contenção

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CONCEPÇÃO DA MOEGA FERROVIÁRIA

As moegas são estruturas empregadas para recepção de produto a granel. Existem diferentes metodologias para a sua construção, as mesmas que dependem principalmente das dimensões da obra, tipos de carga veicular (ferroviária ou rodoviária) que será recebida, meio geotécnico e layout de implantação.

3.1.1 MOEGA FERROVIÁRIA OBJETO DE ESTUDO

A presente dissertação discorre sobre as características técnicas do projeto e execução de uma escavação profunda em solos muito moles para permitir a construção de uma moega ferroviária no Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita – TIPLAM, pertencente à VLI S.A., localizado em Santos – SP, entre os anos de 2015 e 2016. Vide Figura 51 e Figura 52. As contenções e tampão do fundo desta moega foram executadas em maciços de Jet Grouting (JG) armados. Esta metodologia inovadora resultou na solução técnico – econômica mais vantajosa. Esta obra, embora o tamanho do empreendimento, foi provisória e serviu de apoio na construção da estrutura definitiva do projeto.

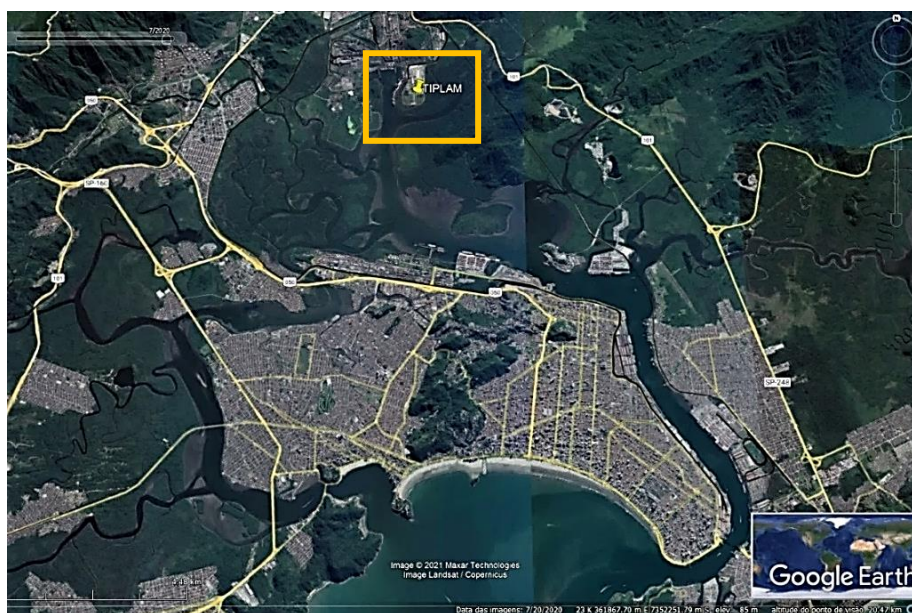


Figura 51 – Localização do projeto, Santos, SP; (Fonte: Google Earth).



Figura 52 – Área de implantação do projeto, Santos, SP; (Fonte: Google Earth).

O desafio foi executar uma escavação em formato de planta em “L”, num perímetro aproximado de 480 m, com as dimensões indicadas na Figura 53, e profundidades variando entre 8,5 m e 14,5 m, conforme mostrado na Figura 54. A sustentação lateral da escavação foi realizada através da execução de colunas de Jet Grouting (JG) injetadas e com disposição secante uma da outra (veja Figura 55).

O maciço de JG formado, foi reforçado por perfis metálicos no caso das contenções e por tubos tipo API no caso do tampão de fundo, de forma a suportar os empuxos laterais e esforços de subpressão, respectivamente.

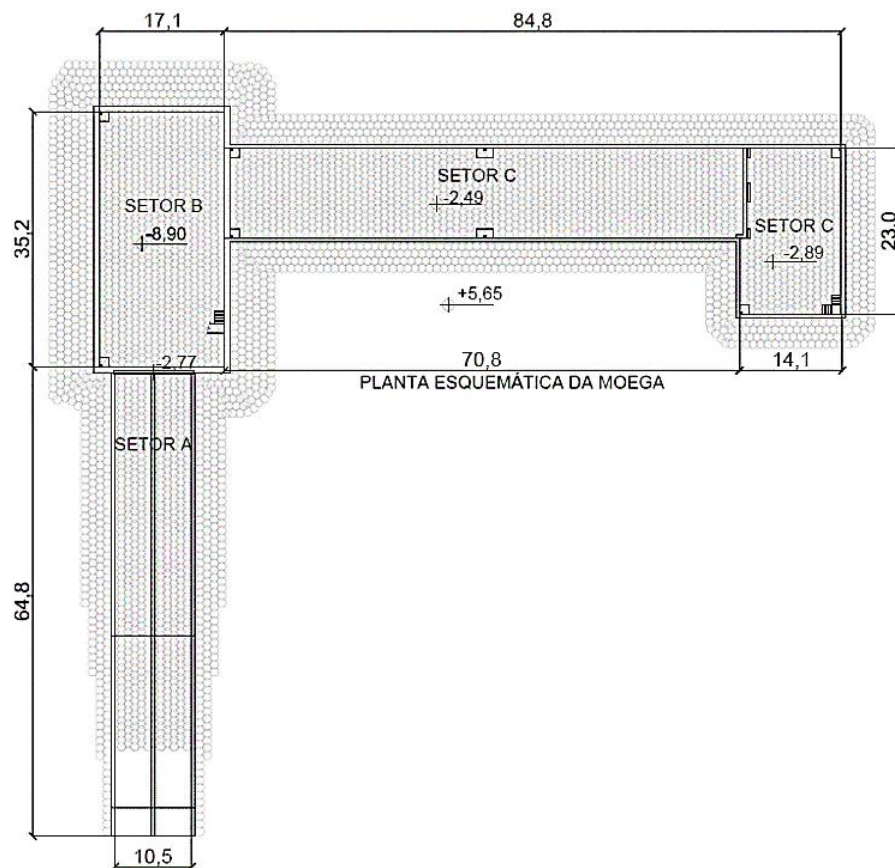


Figura 53 - Planta esquemática da moega ferroviária, dimensões em metros (Fonte própria).

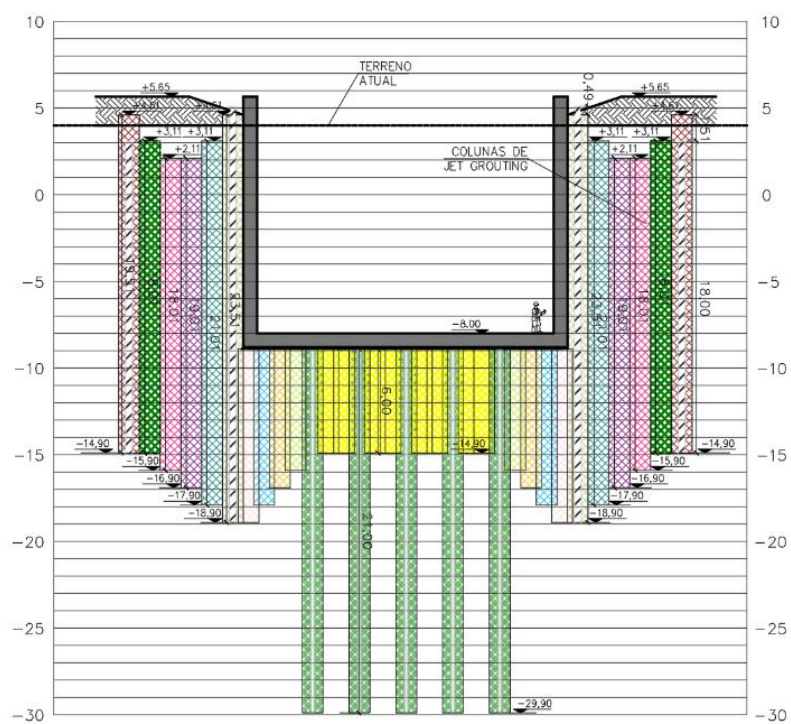


Figura 54 - Seção típica da moega no setor B, dimensões em metros (Fonte própria).

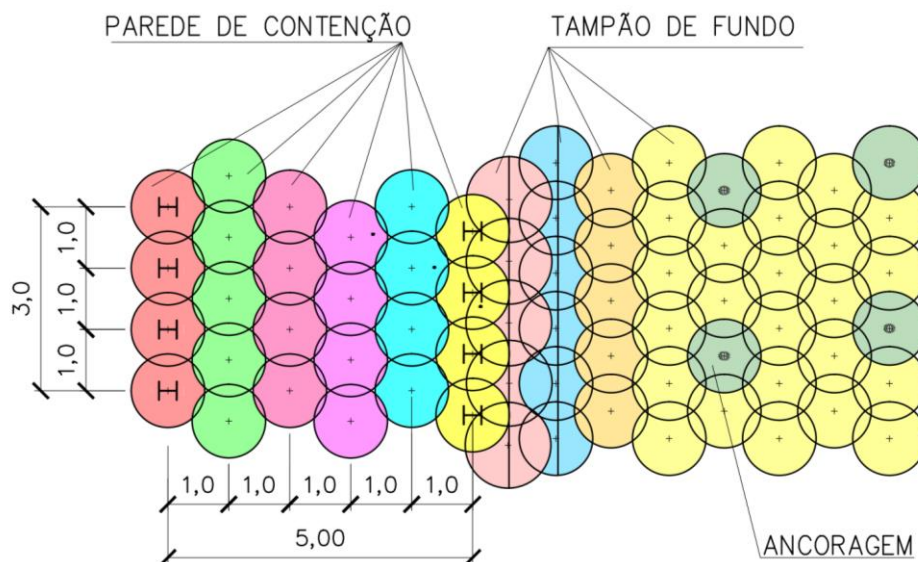


Figura 55 – Disposição típica das colunas JG, dimensões em metros (Fonte própria).

Para implantação desta obra, foram efetuadas uma série de ensaios do subsolo conforme apresentado adiante, os quais foram analisados de forma a obter uma correta interpretação do meio geológico do subsolo local na Baixada Santista – SP. Na Figura 56 à Figura 58 apresentam-se fotos da obra no processo executivo.



Figura 56 - Vista geral do Setor C (Fonte própria).



Figura 57 - Vista do Setor A (rampa) a partir do Setor B (Fonte própria).



Figura 58 - Vista Geral do Setor B, com Setor C na lateral, (Fonte própria).

É de praxe construtiva em obras que utilizam a técnica do Jet Grouting, previamente à execução dos serviços, a realização de testes para que possam ser confirmadas as diretrizes indicadas nas especificações técnicas das misturas com as premissas

indicadas no projeto, quanto à geometria alcançada e condicionantes geomecânicas atingidas.

Para previsão do comportamento dos maciços que seriam executados, foram realizadas modelagens através de modelos numéricos pelo método dos elementos finitos através do programa Plaxis V9, de forma a reproduzir o comportamento geomecânico das contenções e o tampão de fundo. A malha de elementos finitos é composta por triângulos de 15 nódulos, com densidade incrementada na região próxima aos reforços armados da contenção assim como nos limites de escavação. Em função da natureza de deformação planar ou 2D dos modelos, deslocamentos horizontais são evitados nos limites verticais e laterais do modelo. Também são impedidos os deslocamentos verticais no limite inferior. Nenhuma restrição é imposta ao limite superior.

Foi considerado o comportamento elasto-plástico com critérios de falha de Mohr-Coulomb para as diferentes camadas de solo e o maciço de JG. Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises numéricas são apresentados na Tabela 7 e foram derivadas da caracterização geotécnica resultante dos ensaios efetuados.

A seguir serão descritos os itens analisados no processo de estudo para implantação desta obra.

3.2 DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO LOCAL DA OBRA

Inicialmente, para o adequado estudo do meio geotécnico e geológico do local é seguida uma sequência de ensaios e testes a serem efetuados sobre o subsolo da área em que foi implantada a obra. Estes ensaios e os seus respectivos parâmetros resultantes, estão apresentados no seguinte diagrama de fluxo utilizado para a presente obra, objeto de estudo:

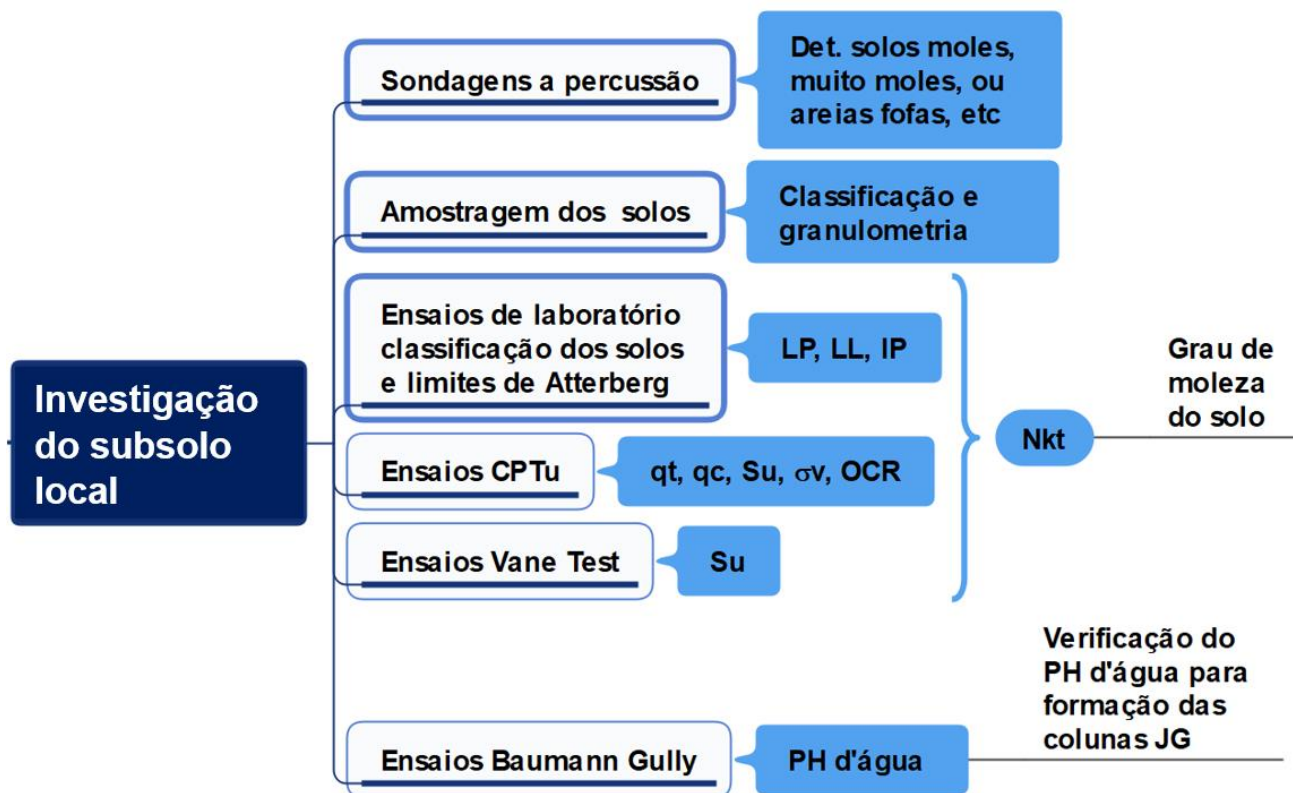


Figura 59 – Diagrama de Fluxo dos estudos geotécnicos efetuados.

3.2.1 HISTÓRIA GEOLÓGICA DA BAIXADA SANTISTA

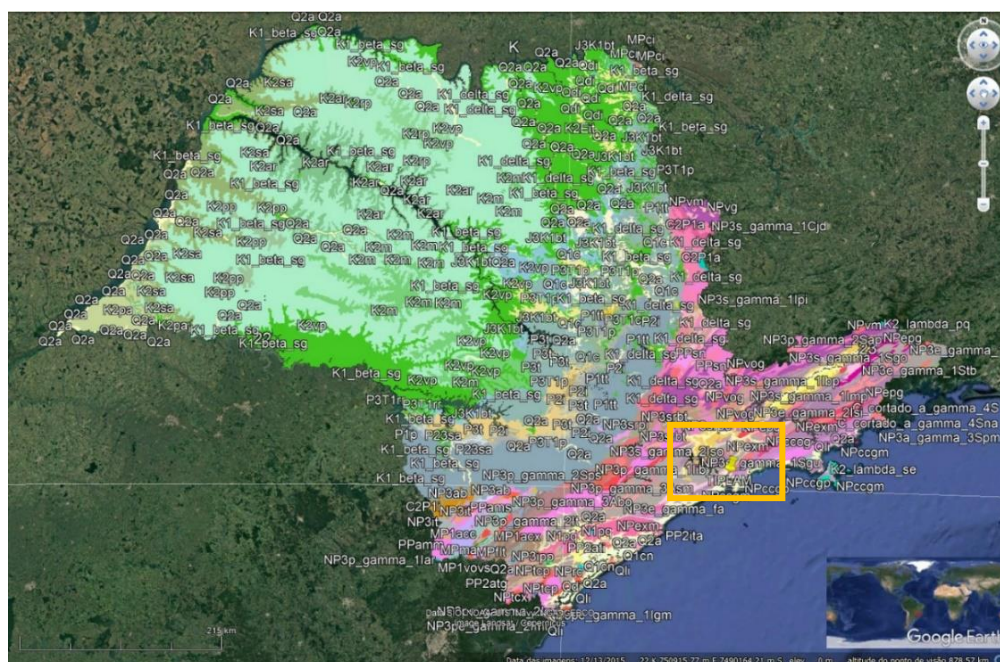


Figura 60 – Mapa geológico de estado de São Paulo, Brasil.

Segundo Faïçal Massad (2014), o entendimento da história geológica dos sedimentos da baixada santista não é simples. No entanto, os conhecimentos geológicos sobre a região evoluíram nas últimas décadas com o descobrimento das “ondas” de transgressões marinhas entremeadas por regressões marinhas nos últimos 8 mil anos na costa oeste da Suécia, e as oscilações rápidas e negativas do nível do mar (N. M.) registradas em períodos de cem a mil anos no litoral Nordeste, Centro e Sul do Brasil. As transgressões que ocorreram há cerca de 120 mil anos deixaram suas marcas em várias partes do litoral brasileiro, e as flutuações do N.M. foram responsáveis pela formação de sedimentos que datam do Pleistoceno, diferindo em suas características geotécnicas dos sedimentos Holocênicos, que se depositaram após a última glaciação.

A seguir são apresentadas as Figura 61 e Figura 62, que esquematizam a variação do nível do mar nos últimos 35000 anos e os possíveis estágios da gênese das planícies costeiras paulistas, onde localiza-se o projeto, para melhor entendimento.



Figura 61 - Variações do nível do mar nos últimos 35 mil anos (Suguio e Martin, 1981)

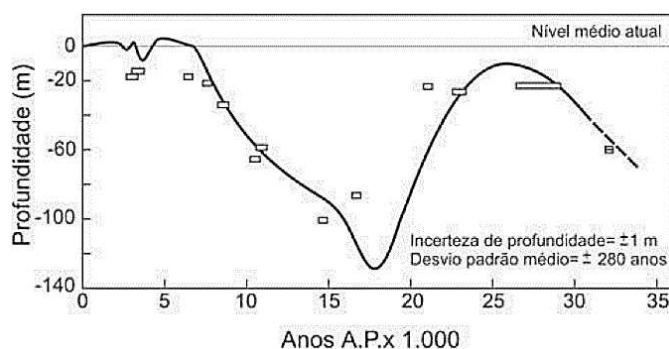


Figura 62 - Curva de variações dos paleoníveis do mar, segundo dados da plataforma continental e na planície do Rio Grande do Sul (Corrêa, 1996 et al).

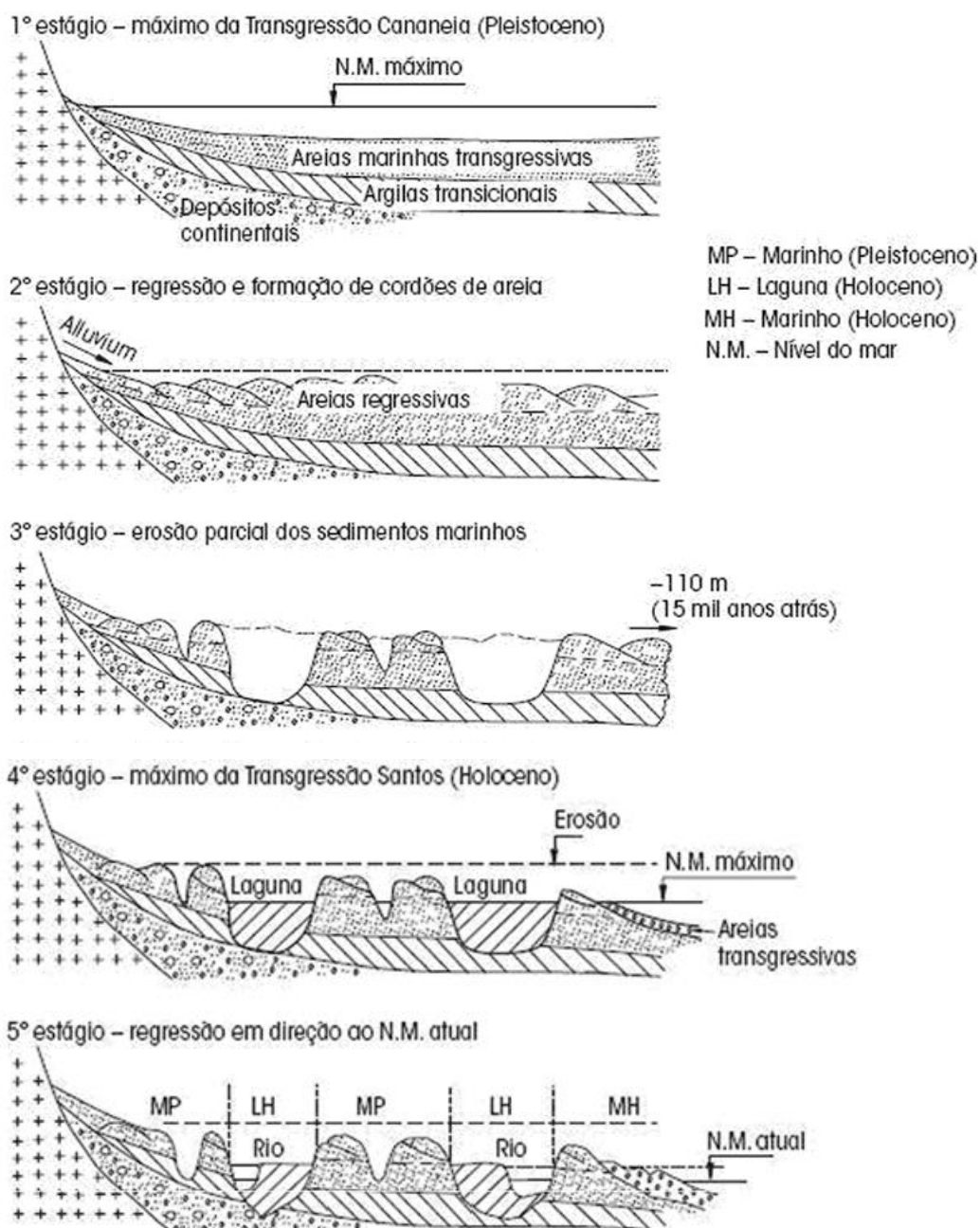


Figura 64 – Possíveis estágios da gênese das planícies costeiras paulistas (Suguio e Martin, 1981)

Tabela 5 - Características gerais dos sedimentos que ocorrem na Baixada Santista (Massad, 2009)

Época	Sedimentos	Características gerais
Pleisto-ceno	Areias	Terraços alçados de 6 a 7 m acima do n. m. Amareladas na superfície e marrom-escuras a pretas, em profundidade.
	Argilas transicionais (ATs)	Ocorrem a 20-35 m de profundidade, às vezes 15 m, ou até menos. Argilas médias a rijas, com folhas vegetais carbonizadas (et. al. Teixeira, 1960a) e com nódulos de areia quase pura, quando argilosas, ou bolotas de argilas, quando arenosas (Petri e Suguio, 1973).
Holo-ceno	Areias	Terraços de 4 a 5 m acima do N. M. Não se apresentam impregnados por matéria orgânica. Revelam a ação de dunas.
	Argilas de SFL	Deposição pelo recapeamento dos sedimentos pleistocênicos ou sob a influência dos rios. Acentuada heterogeneidade, disposição mais ou menos caótica de argilas muito moles a moles (regiões “conturbadas”).
	Argilas de mangues	Sedimentos sobre os SFL. Alternâncias, de forma caótica, de argilas arenosas e areias argilosas.

O projeto localiza-se na Baixada Santista, geopoliticamente na região Santos, , conforme mostrado nas Figura 65 e Figura 66 a seguir:

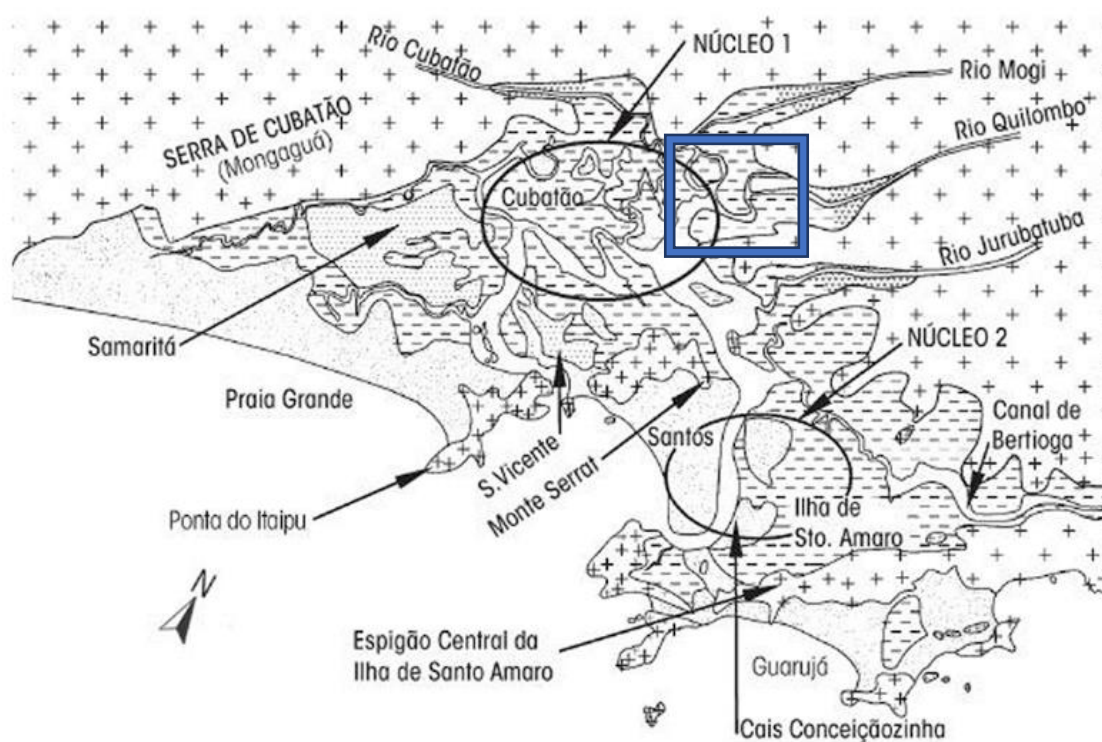


Figura 65 – Baixada Santista – principais feições geográficas com a indicação da localização do projeto em azul (Massad, 2009).

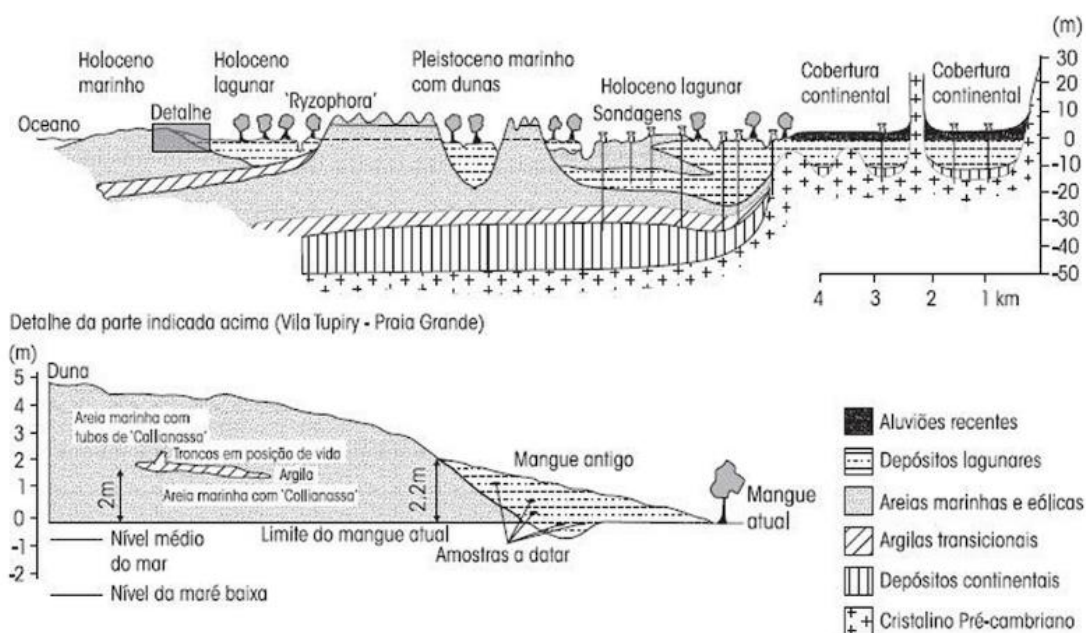


Figura 66 – Perfil interpretativo do padrão de sedimentação na planície de Santos (et. al. Suguio e Martin, 1978c)

3.3 DESCRIÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL DA OBRA

O local onde o projeto foi executado, está localizado sobre uma camada de sedimentos flúvio-lagunares (SFL) compostos por uma argila siltosa com matéria orgânica e fragmentos de conchas de consistência muito mole ($N_{spt} < 1$) com profundidade de 25,0 m, sobrejacente a uma camada de solo residual composta por uma areia grossa com pedregulhos de medianamente compacta a compacta, com resistência crescente com a profundidade, conforme pode ser visto em um boletim típico apresentado na Figura 67 a seguir. O lençol freático foi detectado na superfície do terreno, cota +4,0 m.

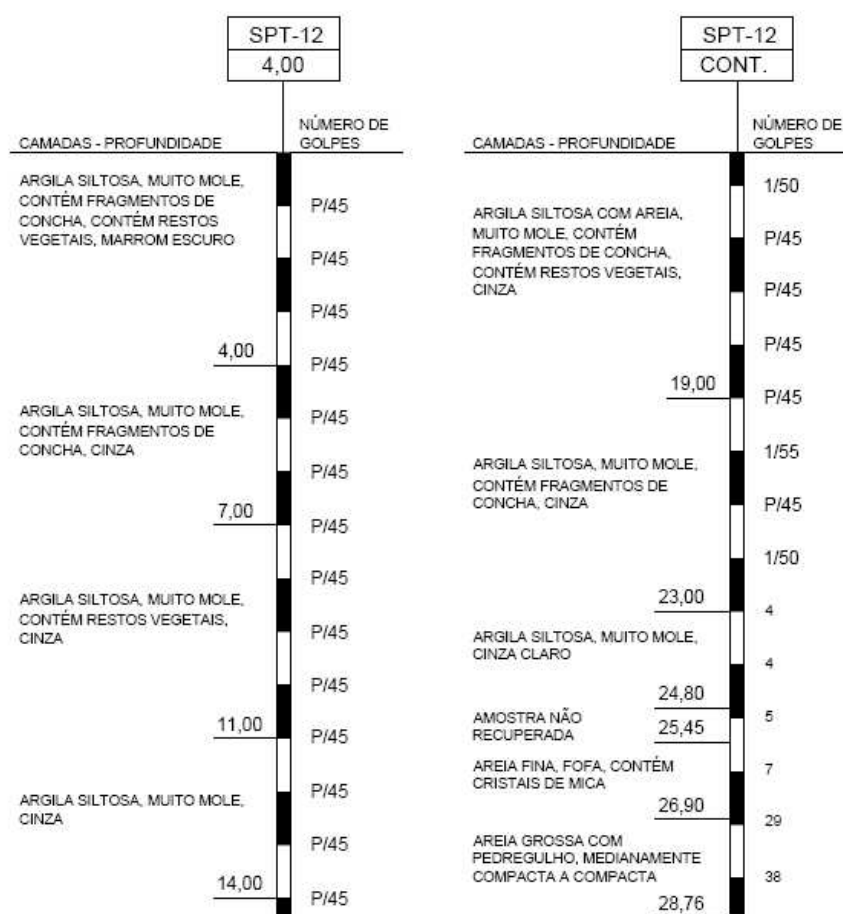


Figura 67 - Sondagem a percussão típica (SPT-012) (relatório de investigação Ilha 12, fonte: VLI S.A)

O TIPLAM, é conformado por um conjunto de edificações e obras para as quais foram efetuadas sondagens a percussão assim como outros ensaios do de caracterização do subsolo local. Desta forma, foram projetadas “Ilhas de investigação” locadas em diferentes setores do TIPLAM. Para a obra da moega foram disponibilizados os

resultados da Ilha N°12, que abrange o setor de implantação da moega ferroviária. Vide Figura 68 e Figura 69:

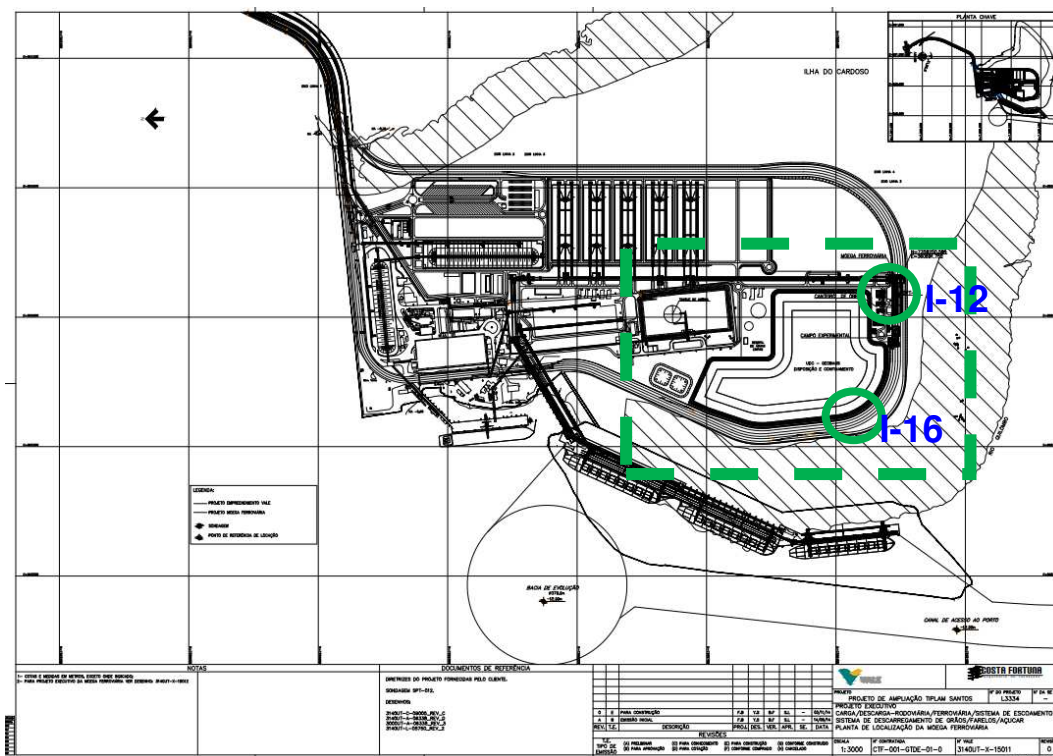


Figura 68 – Planta com a indicação da Ilha de investigação N°12, setor de implantação da obra (fonte: VLI SA.)

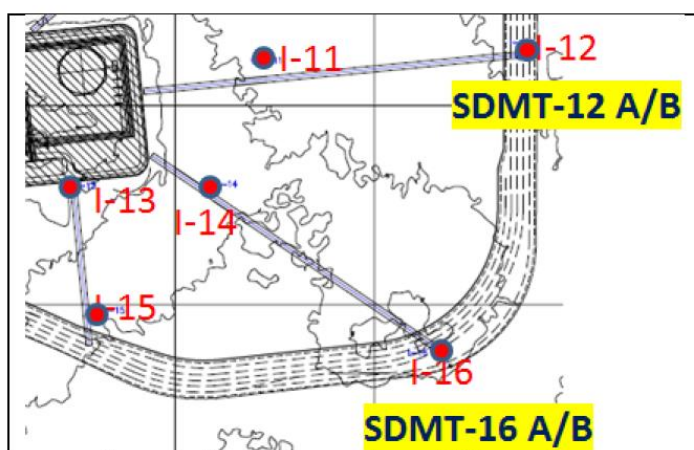


Figura 69 – Planta com as Ilhas de investigação na área de expansão do TIPLAM (fonte: VLI S.A.).

3.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE

3.4.1 PARÂMETROS PARA OS SOLOS MOLES

Foram elaborados ensaios de caracterização dos solos moles do local, sobre as amostras extraídas nas sondagens a percussão e por amostragem de corpos indeformados, a saber:

- **Caracterização física dos solos:** Granulometria, peso específico (kN/m^3), porcentagem de umidade (%).
- **Limites de Atterberg – Limites de consistência:** ensaio de limite líquido, Ensaio de limite plástico, Índice de Plasticidade.
- **Ensaio triaxiais:** Coesão (kN/m^2), ângulo de atrito.

Foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 6:

Tabela 6 - Ensaio de Caracterização do solo mole

LOCAL	Prof. (m)	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO						TRIAXIAIS CIU	
		LL	LP	IP	%<2 μ	γ_n (kN/m^3)	h (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)
ILHA 12	3	147	41	106	44	13,2	152%	3,0	26
	10	133	44	89	60	13,7	128%	7,0	23
	15	93	37	56	30	14,9	82%	13,0	20
	20	142	42	100	60	13,8	103%	0,0	35

Fonte: “Relatório CPTu - Ilha-12 VLI S.A.” – Ilha de investigação nº12

Além dos ensaios de caracterização, na área do projeto foram efetuadas:

- **Sondagens a percussão:** numa quantidade de 08 ensaios SPT;
- **Ensaio de palheta, Vane-test:** 04 ensaios com leituras a cada 3,0 m, indo até os 26,0 m de profundidade cada um, e;
- **Ensaio CPTu:** 04 ensaios, cuja tendência e valores típicos quanto à resistência na ponta a atrito lateral, estão apresentados na Figura 70 a seguir.

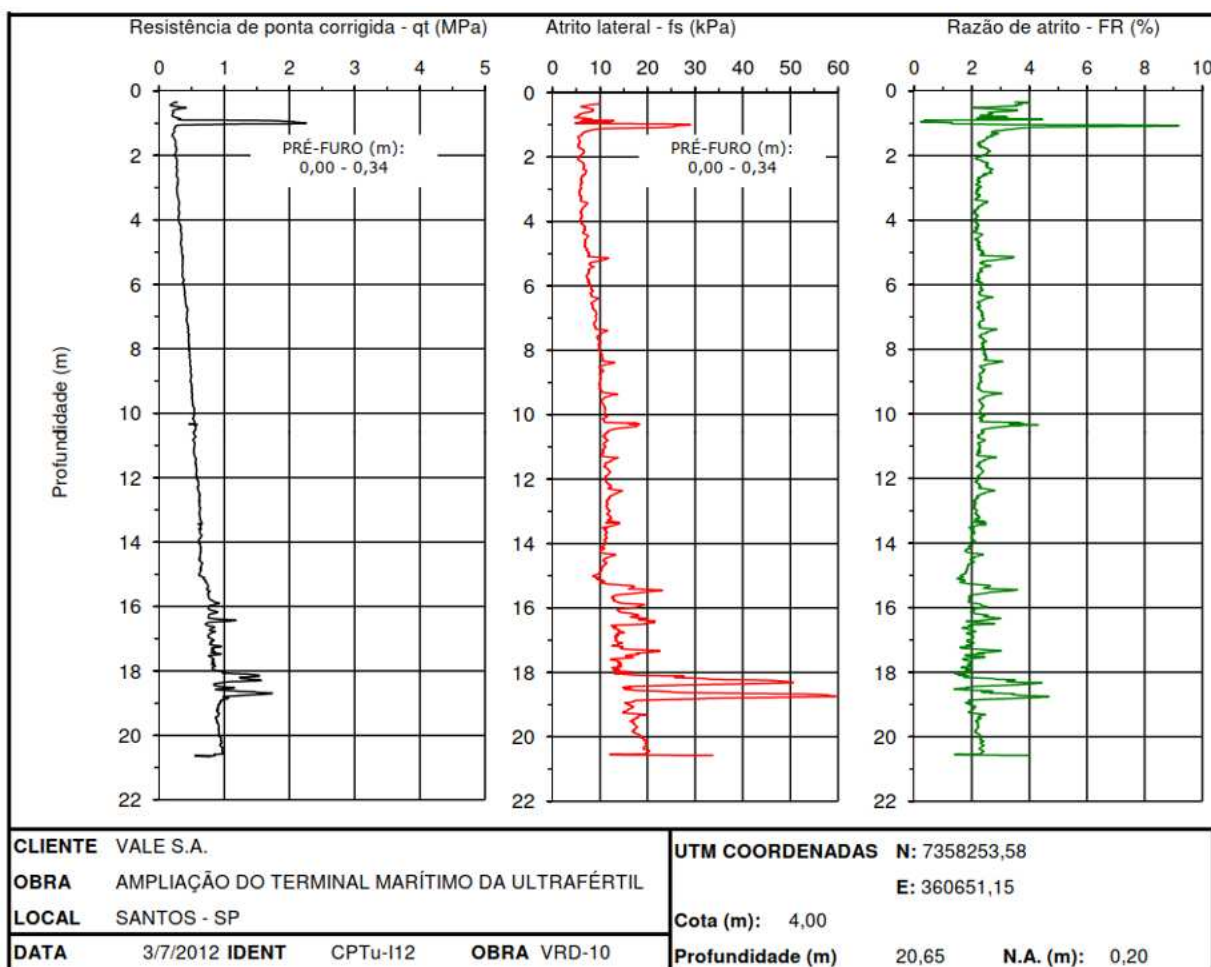


Figura 70 - Resultado de ensaio CPTu - Ilha de investigação nº12 – Relatório CPTu - Ilha-12
(Fonte: VLI S.A. -Fugro In-Situ)

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram extraídos dos ensaios de palheta e correlações com os ensaios CPTu e os ensaios de caracterização do solo mole executados no local, além da comparação com dados disponíveis na bibliografia, tendo sido possível estimar uma faixa de variação da resistência não drenada (S_u) para o Solo Fluvio Lagunar (SFL), vide Figura 71. Além da linha de tendência de S_u , foi possível aproximar a coesão efetiva e do ângulo de atrito efetivo para as camadas de aterro de conquista superficial e do solo residual no embasamento (SR).

Com os valores limites de IP apresentados na Tabela 6 e os resultados dos ensaios de palheta, foi aplicada a correção de Bjerrum e esses valores corrigidos foram plotados no gráfico da Figura 72, comparando-os com as equações de resistência adotadas em projeto como sendo as envoltórias de mínima e máxima resistência não drenada (S_u).

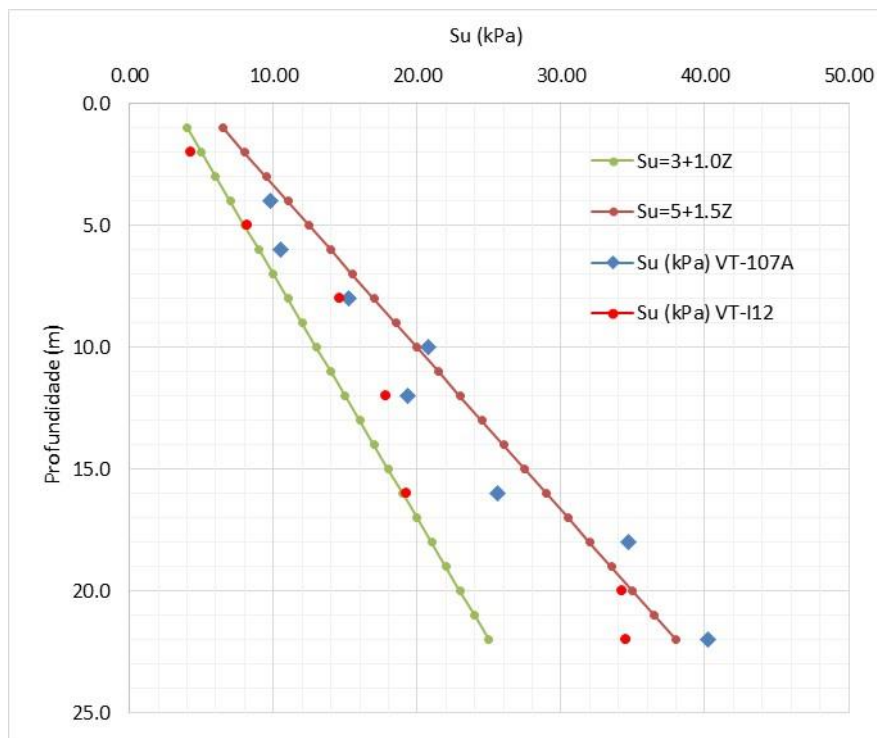


Figura 71 - Envoltórias da Resistência não drenada "Su" (kPa) do solo com base nos ensaios de palheta "Relatório Vane test - Ilha-12 (elaboração própria)

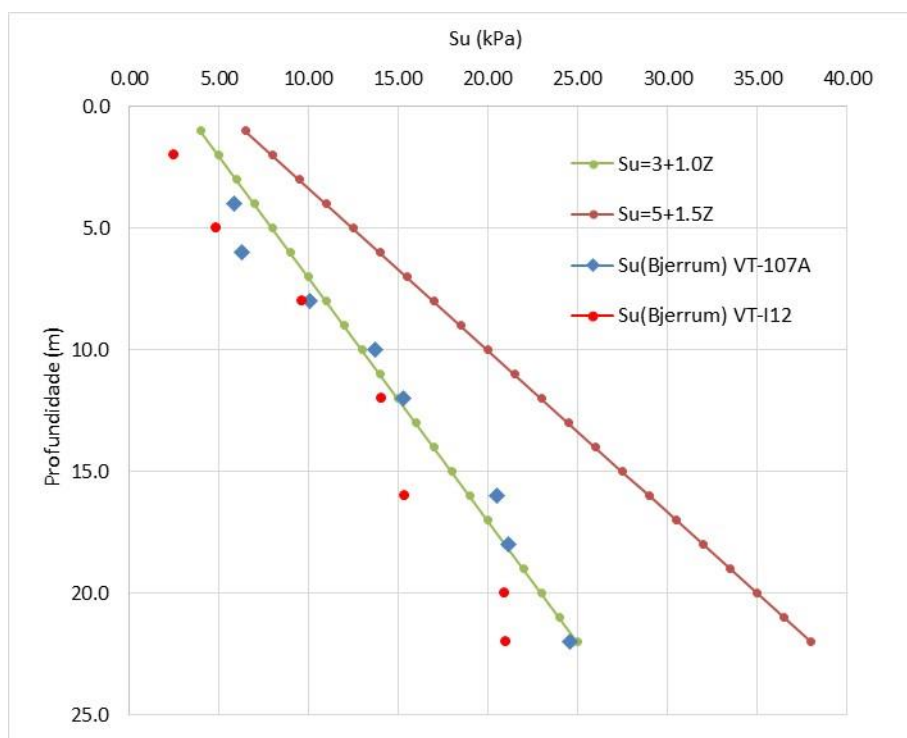


Figura 72 - Envoltórias de Su (kPa) com base nos ensaios de palheta corrigidos (elaboração própria).

3.4.2 PARÂMETROS DE CAPACIDADE DE CARGA N_k e N_{kt}

Para depósitos argilosos, a estimativa do valor de N_k (ou, N_{kt} , fatores de capacidade de carga do solo) pode ser obtida através da aplicação das teorias de equilíbrio-limite ou através do método de trajetórias de deformações. No caso mais simples, relaciona-se a medida de resistência de ponta do cone q_c (ou, q_t) com a resistência não drenada S_u medida através de ensaios de Palheta, possibilitando a determinação direta dos fatores de cone, (Schnaid, F., 2000).

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{S_u} \quad (3,1)$$

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_u} \quad (3,2)$$

Com base nos resultados obtidos dos ensaios de palheta, foi possível estimar o valor de N_{kt} para os ensaios CPTu conforme apresentado na Figura 73 a seguir. Para um valor comum de $N_{kt}=20$, extraído de Schnaid, F., 2000 e Façal M., 2009., foi obtida a envoltória de $S_u = 5,0+1,5z$, considerada como envoltória de máxima resistência. Porém, com os valores realmente obtidos nos ensaios de palheta, foi obtido um valor de $N_{kt}=30$, parâmetro para o qual não foi encontrada referência similar na bibliografia, e que conduz a $S_u = 3,0+1,0z$, considerada a envoltória de mínima resistência.

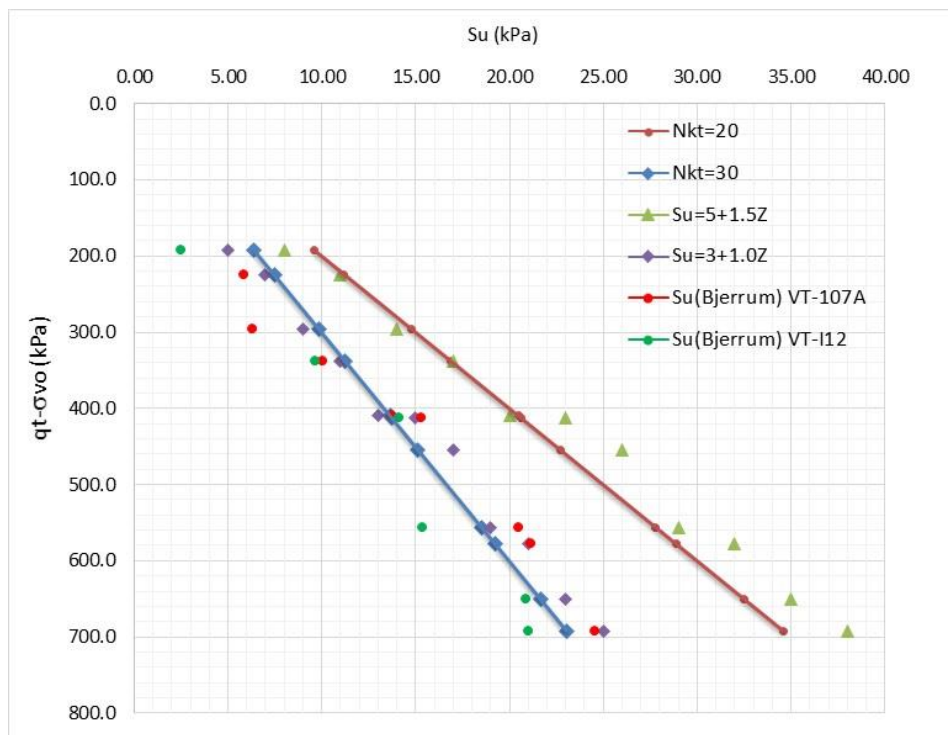


Figura 73 - Estimativa de Nkt em função dos ensaios de palheta corrigidos (elaboração própria).

Em função da presença deste solo argiloso muito mole, desde a superfície até os 30 m de profundidade, aproximadamente, foi necessário prever nos estudos a execução de um aterro de conquista, com altura média de 1,70 m até a cota de instalação da obra, a fim de permitir a montagem do canteiro e o tráfego dos equipamentos de execução da obra.

3.4.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA PARA O JET GROUTING

Considera-se o círculo de Mohr resultante do ensaio à compressão simples do elemento de solo-cimento, de tensão última q_u , conforme mostra a Figura 74:

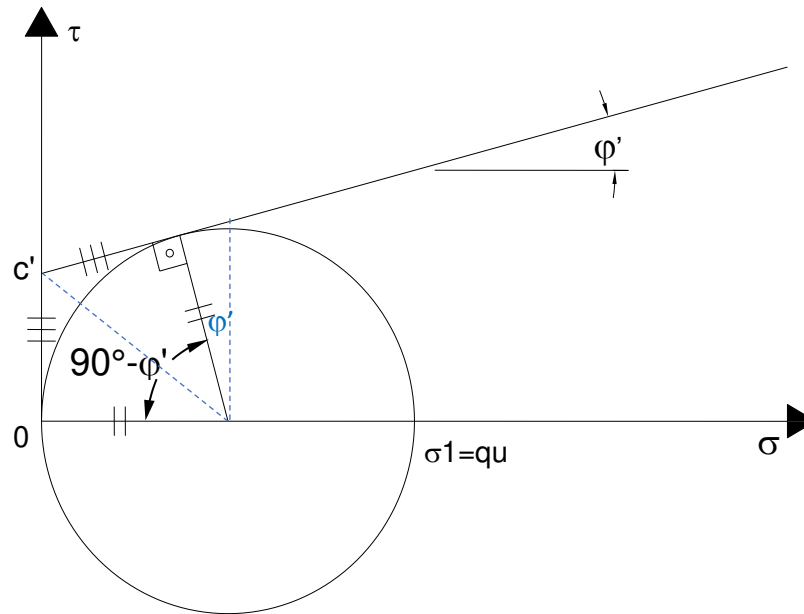


Figura 74 – Círculo de Mohr para o ensaio de compressão simples (apud Pinto, C.S 2009)

Adotando um ângulo de atrito $\varphi' \neq 0$, construindo uma envoltória de resistência do tipo:

$$\tau = c' + \sigma \tan (\varphi') \quad (3,3)$$

que tangencie o círculo de Mohr (cujo raio é $r = q_u/2$), obtém-se a seguinte coesão c' :

$$c' = \frac{q_u}{2} \tan \left(\frac{90^\circ - \varphi'}{2} \right) \quad (3,4)$$

Para as verificações no estado limite último, como premissa de projeto, adotou-se como resistência à compressão simples mínima nas colunas de Jet Grouting, $q_u = 2,0$ MPa.

Utilizando esse valor de q_u e adotando um ângulo de atrito de 38° , tomada como média estatística para misturas de Jet Grouting com argilas, segundo Teixeira (1987) e frequentemente obtido na prática, obteve-se a seguinte coesão característica a ser adotada:

$$c' = 487,74 \text{ kPa} \cong 488,0 \text{ kPa} \quad (3,5)$$

Para as verificações no estado limite de serviço, adotou-se como resistência à compressão de dimensionamento um Fator de segurança de $FS=2,0$, por se tratar de

uma obra de escavação a grande profundidade em solos moles e com a circulação de pessoas no seu interior no período da construção das estruturas definitivas, assim:

$$f_{cd} = \frac{q_u}{2} = 1000 \text{ kPa.} \quad (3,6)$$

Para esta resistência à compressão de dimensionamento, a coesão de dimensionamento foi de $c' \cong 244,0 \text{ kPa}$

Para a resistência característica média à tração na flexão adotou-se o seguinte valor:

$$f_{tfk} = 0,25 \times q_u \text{ (Teixeira, 1987)} \quad (3,7)$$

$$f_{tfk} = 0,25 \times 2000 = 500 \text{ kPa}$$

Assim, a resistência de dimensionamento à tração na flexão é de:

$$f_{tfd} = \frac{f_{tfk}}{2} = 250 \text{ kPa} \quad (3,8)$$

Conforme descrito nos itens anteriores, os parâmetros das camadas do subsolo do terreno onde foi construída a obra, variaram dentro de uma faixa de valores, as quais estão mostradas na Tabela 7 e Tabela 8.

A mudança e preponderância dos parâmetros concentra-se na camada de solo fluvio lagunar (SFL), de início considerado com 25 m de espessura.

Para o dimensionamento em questão, foi realizado um estudo de tensão-deformação da estrutura utilizando o método dos elementos finitos (MEF). O software utilizado para a análise foi o Plaxis 2D, V9.0, construindo um modelo evolutivo, considerando as fases de execução da escavação. Os parâmetros de elasticidade utilizados para as análises estão apresentados também na Tabela 7 e Tabela 8.

Foram admitidas duas condições de empuxo geostático. A primeira condição verificada é de empuxo em repouso com o coeficiente de empuxo $k_0 = 0,64$, conforme será mostrado no item 3.5.2.

Outra condição verificada foi utilizando um coeficiente de empuxo ativo tendendo ao repouso, tendo sido obtido um valor de $k_a \rightarrow k_0 = 0,59$, o que é detalhado no item 3.5.3

Para tornar possível obter os comportamentos máximos e mínimos para a contenção, os cálculos foram feitos combinando os valores máximos dos parâmetros de resistência com o coeficiente de empuxo mínimo ($k_a \rightarrow k_0 = 0,59$) e os valores mínimos dos parâmetros de resistência com os empuxos máximos = 0,64, conforme resumido na Tabela 7 e Tabela 8.

Tabela 7 - Parâmetros elásticos e de resistência favoráveis

PARÂMETRO	ATERRO	SFL	SOLO RESIDUAL	JET GROUTING
Coesão (kPa)	10	$Su' = 5 + 1,5z$	30	488
Ângulo de Atrito Efetivo (°)	28	18	30	38
Módulo de Elasticidade E_{50} (kPa)	3000	3500	25000	560000
Peso Específico natural (kN/m³)	18,0	14,0	19,0	15,0
Coeficiente de Poisson (ν)	0,32	0,45	0,30	0,30
Coeficiente de empuxo ($k_a \rightarrow k_0$)	0,36	0,59	0,33	-

Tabela 8 - Parâmetros elásticos e de resistência desfavoráveis.

PARÂMETRO	ATERRO	SFL	SOLO RESIDUAL	JET GROUTING
Coesão (kPa)	10	$Su' = 3 + 1,0z$	30	244
Ângulo de Atrito Efetivo (°)	28	18	30	38
Módulo de Elasticidade E_{50} (kPa)	3000	1500	25000	280000
Peso Específico natural (kN/m³)	18,0	13,8	19,0	14,0
Coeficiente de Poisson (ν)	0,32	0,45	0,30	0,30
Coeficiente de empuxo ($k_a \rightarrow k_0$)	0,53	0,64	0,50	-

Os parâmetros de deformabilidade dos solos foram extraídos inicialmente dos dados disponíveis na bibliografia, em especial os dados atualizados fornecidos por Teixeira E. H. (1987) que estabelecem uma relação entre a resistência a compressão simples e o módulo de elasticidade E_{50} , apresentada na equação 3.9:

$$E_{50} = 280 \times q_u \quad (3.9)$$

3.5 CÁLCULO DOS EMPUXOS TOTAIS

Foram empregados os parâmetros mostrados na Tabela 7. Estes parâmetros geotécnicos também foram utilizados na modelagem por elementos finitos.

3.5.1 EMPUXO DE SOBRECARGA

A sobrecarga aplicada devido ao tráfego dos equipamentos para a execução das obras foi de 15 kPa, aplicada em uma faixa de 5,0 m de largura e distanciada a 1,0 m da parede de contenção em JG.

O cálculo para a determinação do diagrama de empuxo foi feito conforme a formulação explicitada no manual NC-03 do Metrô (1980), conforme expressão e Figura 75.

$$e_H = \frac{p''}{\pi} \times \left[\beta_2 - \beta_1 + \frac{1}{2} \times (\text{sen}(2\beta_1) - \text{sen}(2\beta_2)) \right] \quad (3,10)$$

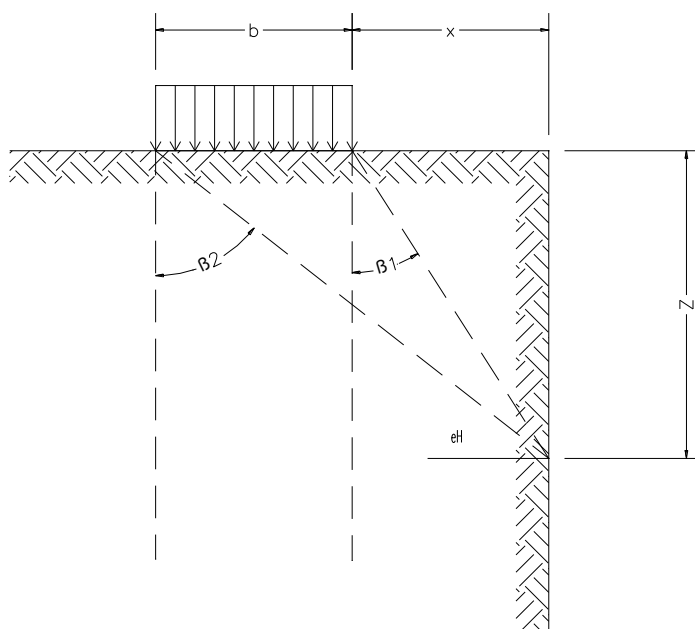


Figura 75 – Diagrama do empuxo devido à sobrecarga (manual NC-03, 1980 do Metro-SP).

Para efeito de cálculo o diagrama de empuxo obtido foi simplificado conforme apresentado na Figura 76:

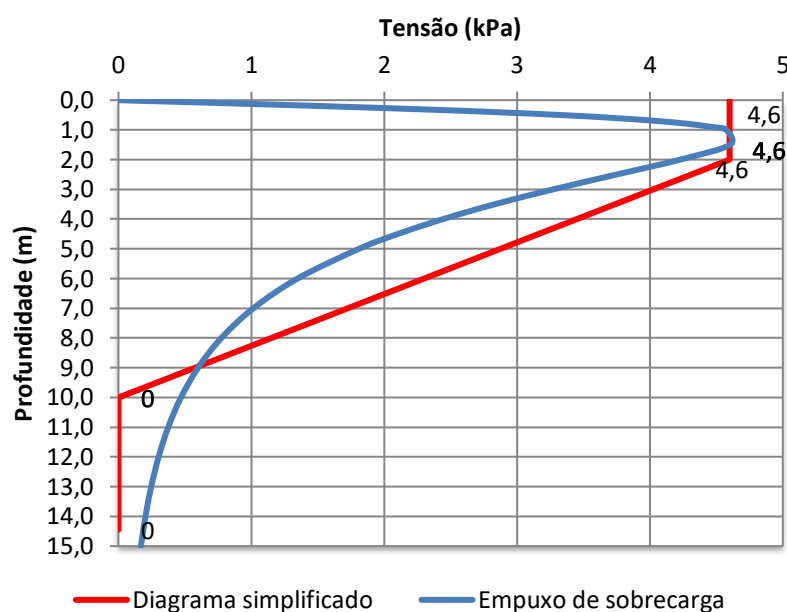


Figura 76 - Diagrama de empuxo por sobrecarga

3.5.2 EMPUXO EM REPOUSO

Os valores das tensões desenvolvidas pelos empuxos em repouso, pressão neutra e empuxo de sobrecarga estão apresentados na Tabela 9, e o diagrama está desenhado na Figura 77.

Para o coeficiente do empuxo em repouso, foram utilizados os resultados informados no relatório “Estimativas do K_o , através do SDMT – Dilatômetro Marchetti Sísmico”, fornecido pelo professor Façal Massad em 2014 e elaborados sob solicitação da VLI S.A. Indica-se que o grau de sobre adensamento da camada de solo fluvio lagunar varia de 1,21 a 1,39, pelo que para os cálculos foram utilizadas: $(1,21 + 1,39) / 2 = 1,30$. Segundo a equação $K_o = 0,57 \cdot OCR^{0,45}$, (fornecida no mesmo documento), obteve-se um K_o (SDMTs) = 0,64.

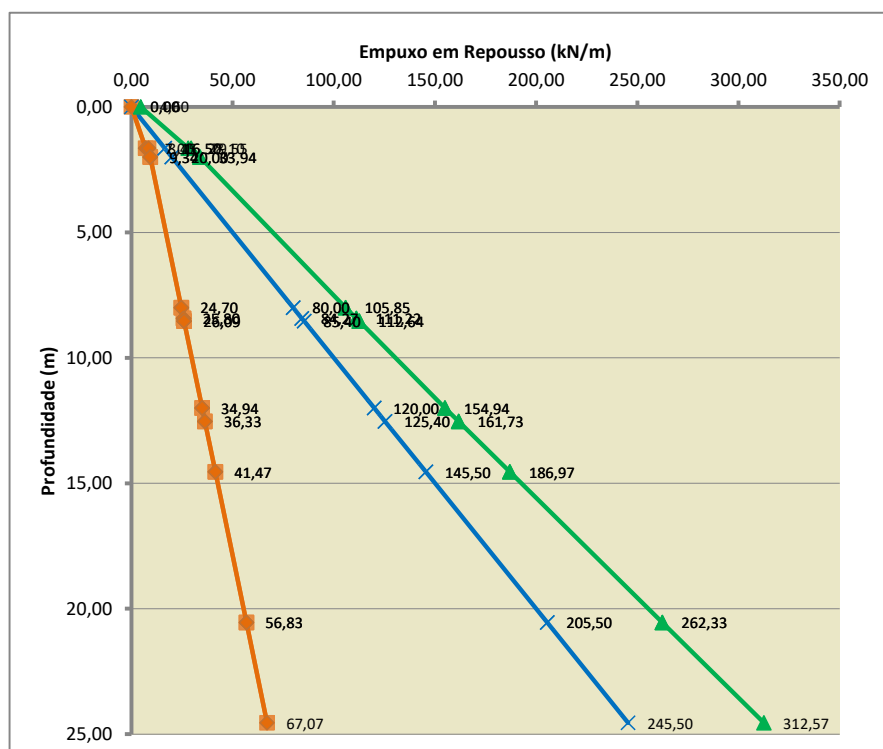
$$\text{Tensão vertical:} \quad \sigma_v = \gamma \cdot Z \quad (3,11)$$

$$\text{Tensão horizontal:} \quad \sigma_h = k_o \cdot \sigma_v \quad (3,12)$$

$$\sigma_h = k_o \cdot \gamma \cdot Z \quad (3,13)$$

Tabela 9 - Empuxo em repouso + empuxo hidrostático + empuxo por sobrecarga.

Camada	Espessura	cota	Profundidade	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k_0	Tensão efetiva Vertical σ_v' (kPa)	Tensão efetiva horizontal σ_h' (kPa)	Resultado (kN/m)	Ponto de aplicação da força	empuxo hidrostático u (kPa)	Resultado (kN/m)	Ponto de aplicação da força	Empuxo Sobrecarga (kN/m)	TOTAL (Kn/m)	Resultado x Camada (kN)
										870,49	15,96		3013,51	16,367			3913,06
Aterro existente	1,65	5,65	0,00	18	28	10	0,531	0,00	0,00	5,78	1,10	0,00	13,61	1,10	4,60	4,60	26,98
		4,00	1,65					13,20	7,00			16,50			4,60	28,10	
SFL 1	0,35	4,00	1,65	14	18	3	0,640	13,20	8,45	3,11	1,828	16,50	6,39	1,83	4,60	29,55	11,11
		3,65	2,00					14,60	9,34			20,00			4,60	33,94	
SFL2	6,00	3,65	2,00	14	18	3,35	0,640	14,60	9,34	102,14	5,451	20,00	300,00	5,60	4,60	33,94	419,39
		-2,35	8,00					38,60	24,70			80,00			1,15	105,85	
SFL 3	0,43	-2,35	8,00	14	18	9,35	0,640	38,60	24,70	10,78	8,215	80,00	35,07	8,22	1,15	105,85	46,34
		-2,78	8,43					40,31	25,80			84,27			1,15	111,22	
SFL 4	0,11	-2,78	8,43	14	18	9,777	0,640	40,31	25,80	2,93	8,484	84,27	9,59	8,48	1,15	111,22	12,65
		-2,89	8,54					40,76	26,09			85,40			1,15	112,64	
SFL 5	3,46	-2,89	8,54	14	18	9,89	0,640	40,76	26,09	105,58	10,354	85,40	355,34	10,37	1,15	112,64	462,91
		-6,35	12,00					54,60	34,94			120,00			0,00	154,94	
SFL 6	0,54	-6,35	12,00	14	18	13,35	0,640	54,60	34,94	19,24	12,272	120,00	66,26	12,27	0,00	154,94	85,50
		-6,89	12,54					56,76	36,33			125,40			0,00	161,73	
SFL 7	2,01	-6,89	12,54	14	18	13,89	0,640	56,76	36,33	78,19	13,567	125,40	272,25	13,57	0,00	161,73	350,44
		-8,90	14,55					64,80	41,47			145,50			0,00	186,97	
SFL 8	6,00	-8,90	14,55	14	18	15,9	0,640	64,80	41,47	294,91	17,706	145,50	1053,00	17,72	0,00	186,97	1347,91
		-14,90	20,55					88,80	56,83			205,50			0,00	262,33	
SFL 9	4,00	-14,90	20,55	14	18	21,9	0,640	88,80	56,83	247,81	22,6051	205,50	902,00	22,61	0,00	262,33	1149,81
		-18,90	24,55					104,80	67,07			245,50			0,00	312,57	

**Figura 77 - Empuxo geostático em repouso (linha laranja) + Empuxo hidrostático (linha azul) é igual ao empuxo total *linha verde).**

3.5.3 EMPUXO ATIVO TENDENDO AO REPOUSO

Os valores das tensões desenvolvidas pelo empuxo ativo tendendo ao repouso, pressão neutra e empuxo por sobrecarga estão apresentados na Tabela 10, e o diagrama está desenhado na Figura 78.

Para o empuxo ativo tendendo ao repouso a formulação utilizada foi a mostrada a seguir. Esta formulação foi adotada tomando como um coeficiente intermediário entre o coeficiente de empuxo ativo e o coeficiente de empuxo em repouso, adaptado à formulação de Rankine:

$$\sigma = \gamma \times h \times (k_a \rightarrow k_0) - 2 \times c \times \sqrt{(k_a \rightarrow k_0)} \quad (3,14)$$

Onde:

γ = peso específico do solo (kN/m³)

H = profundidade (m)

C = coesão kPa

$k_a \rightarrow k_0$ = Coeficiente de empuxo ativo tendendo ao repouso.

Para a estimativa do coeficiente de empuxo ativo, foi utilizada a seguinte expressão:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3,15)$$

Considerando o ângulo de atrito efetivo da camada de SFL de $\phi' = 18^\circ$, obteve-se $k_a = 0,53$

Assim, como será considerado um coeficiente de empuxo ativo tendendo ao repouso, adotamos:

$$k_a \rightarrow k_0 = \left(\frac{0,64 + 0,53}{2} \right) = 0,59 \quad (3,16)$$

Tabela 10 - Empuxo ativo tendendo ao repouso + empuxo hidrostático + empuxo por sobrecarga.

Camada	Espessura (m)	Cota (m)	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k_a	Empuxo geostático σ' (kPa)	Resultado (kN/m)	Raiz (tensão zero em)	Ponto de aplicação da força (m)	Empuxo hidráulico u (kPa)	Resultado (kN/m)	Ponto de aplicação da força (m)	Empuxo Sobrecarga (kN/m)	TOTAL (kN/m)	Resultado x Camada (kN/m)
								691,62			16,51	3013,51	16,37			3.718,29	
Aterro existente	1,650	5,65	0,00	18	28	10	0,361	-12,02	0,000	4,161	0,000	0,00	13,613	1,100	4,60	-7,42	5,31
		4,00	1,65					-7,25				16,50			4,60	13,85	
SFL 1	0,350	4,00	1,65	14	18	3	0,590	3,18	1,257	0,303	1,832	16,50	6,388	1,831	4,60	24,28	9,25
		3,65	2,00					4,01				20,00			4,60	28,61	
SFL 2	6,000	3,65	2,00	14	18	3	0,590	4,01	66,513	0,303	5,639	20,00	300,000	5,600	4,60	28,61	383,76
		-2,35	8,00					18,17				80,00			1,15	99,32	
SFL 3	0,427	-2,35	8,00	14	18	3	0,590	18,17	7,972	0,303	8,215	80,00	35,072	8,215	1,15	99,32	43,53
		-2,78	8,43					19,17				84,27			1,15	104,59	
SFL 4	0,113	-2,78	8,43	14	18	3	0,590	19,17	2,182	0,303	8,484	84,27	9,586	8,484	1,15	104,59	11,90
		-2,89	8,54					19,44				85,40			1,15	105,99	
SFL 5	3,460	-2,89	8,54	14	18	3	0,590	19,44	81,389	0,303	10,370	85,40	355,342	10,367	1,15	105,99	438,72
		-6,35	12,00					27,61				120,00			0,00	147,61	
SFL 6	0,540	-6,35	12,00	14	18	3	0,590	27,61	15,251	0,303	12,272	120,00	66,258	12,272	0,00	147,61	81,51
		-6,89	12,54					28,88				125,40			0,00	154,28	
SFL 7	2,010	-6,89	12,54	14	18	3	0,590	28,88	62,816	0,303	13,570	125,40	272,255	13,570	0,00	154,28	335,07
		-8,90	14,55					33,62				145,50			0,00	179,12	
SFL 8	6,000	-8,90	14,55	14	18	3	0,590	33,62	244,222	0,303	17,724	145,50	1053,000	17,721	0,00	179,12	1.297,22
		-14,90	20,55					47,78				205,50			0,00	253,28	
SFL 9	4,000	-14,90	20,55	14	18	3	0,590	47,78	210,015	0,303	22,610	205,50	902,000	22,609	0,00	253,28	1.112,01
		-18,90	24,55					57,22				245,50			0,00	302,72	

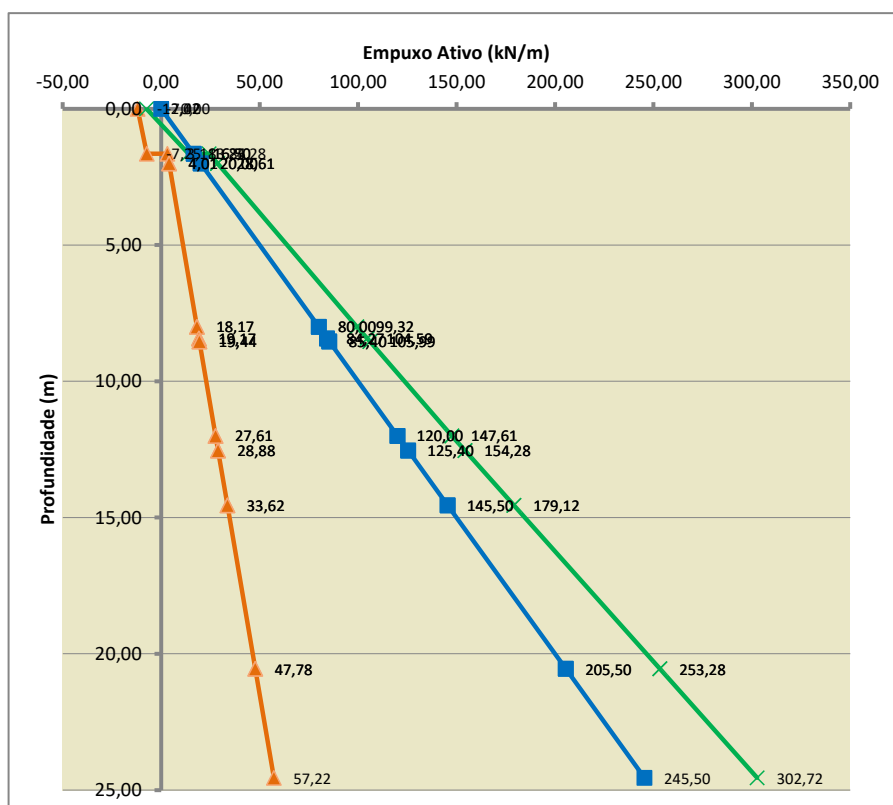


Figura 78 - Empuxo ativo + Empuxo hidrostático + empuxo por sobrecarga.

3.6 MODELO ELÁSTICO LINEAR PERFEITAMENTE PLÁSTICO (MODELO MOHR-COULOMB)

Os solos se comportam de maneira não linear quando submetidos a mudanças de esforços e ou tensões. Ou seja, a rigidez do solo depende, pelo menos, do nível de tensão e da trajetória de tensões. O modelo de Mohr-Coulomb, no entanto, é um modelo perfeitamente elastoplástico, que pode ser usado sim, para interpretar aproximadamente o comportamento do solo. A parte elástica linear do modelo de Mohr-Coulomb é baseada na lei de Hooke de elasticidade isotrópica. A parte perfeitamente plástica é baseada no critério de falha de Mohr-Coulomb, formulado em uma estrutura de plasticidade anexa, porém não associada, (*Plaxis MEF manual, 2009*).

A plasticidade envolve o desenvolvimento de cepas irreversíveis. Assim, no processamento efetuado pelo programa MEF, para avaliar se a plasticidade ocorre ou não em um cálculo, uma função de escoamento, “f”, é introduzida como uma função da tensão e da deformação. O limite plástico está relacionado com a condição $f = 0$. Esta condição pode frequentemente ser apresentada como uma superfície no espaço de tensão principal. Um modelo perfeitamente plástico é um modelo constitutivo com uma envolvente fixa, ou seja, uma envolvente que é totalmente definida pelos parâmetros do modelo e não é afetada pelo esforço (plástico). Para estados de tensão representados por pontos dentro da envolvente, o comportamento é puramente elástico e todas as deformações são reversíveis.

3.6.1 COMPORTAMENTO PERFEITAMENTE PLÁSTICO ELÁSTICO LINEAR

O princípio básico da elastoplasticidade é que as tensões e proporções de deformação, são decompostas em uma parte elástica e uma parte plástica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3,17)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (3.18)$$

A lei de Hooke é usada para relacionar as proporções de tensão com as proporções de deformação elástica, o que leva a:

$$\sigma' = D^e \dot{\epsilon}^e = D^e (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^p) \quad (3.19)$$

De acordo com a teoria clássica da plasticidade, as taxas de deformação plástica são proporcionais à derivada da função de escoamento em relação às tensões. Isso significa que as taxas de deformação plásticas podem ser representadas como vetores perpendiculares à envolvente. Essa forma clássica da teoria é referida como plasticidade associada. No entanto, para as funções de escoamento do tipo Mohr-Coulomb, a teoria da plasticidade associada superestima a dilatação. Portanto, além da função de escoamento, é introduzida uma função potencial de plasticidade “g”. O caso $g \neq f$ é denotado como plasticidade não associada. Em geral, as taxas de deformação plástica são escritas como:

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (3.20)$$

Onde λ é o multiplicador plástico. Para o comportamento puramente elástico λ é zero, enquanto no caso do comportamento plástico λ é positivo:

$$\lambda = 0 \quad \text{para: } f < 0 \quad \text{ou: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \dot{\epsilon} \leq 0 \quad (\text{Elasticidade}) \quad (3.21a)$$

$$\lambda > 0 \quad \text{para: } f = 0 \quad \text{e: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \dot{\epsilon} > 0 \quad (\text{Plasticidade}) \quad (3.21b)$$

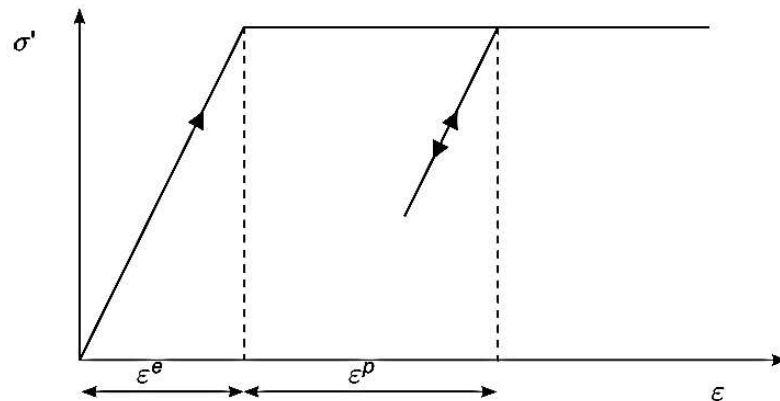


Figura 79 – Gráfico de um modelo perfeitamente plástico (Plaxis MEF manual, 2009)

Essas equações podem ser usadas para obter a seguinte relação entre as taxas de tensão efetiva e as taxas de deformação para o comportamento perfeitamente elastoplástico (Smith & Griffiths, 1982; Vermeer & Borst, 1984).

$$\dot{\sigma}' = (D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e) \dot{\varepsilon} \quad (3.22)$$

Onde:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (3.23)$$

O parâmetro α é usado como um comutador. Se o comportamento do material é elástico, conforme definido pela Eq. (3.4a), o valor de α é igual a zero, enquanto para plasticidade, como definido pela Eq. (3.4b), o valor de α é igual a unidade.

A teoria de plasticidade acima é restrita a envolventes lisas e não cobre um contorno de escoamento de múltiplas superfícies como presente no modelo completo de Mohr-Coulomb. Para tal superfície de escoamento, a teoria da plasticidade foi estendida por Koiter (1960) e outros para explicar vértices de fluxo envolvendo duas ou mais funções de potencial plástico:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \sigma'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \sigma'} + \dots \quad (3.24)$$

Similarmente, várias funções de escoamento quase independentes ($f_1, f_2, \dots$) são usadas para determinar a magnitude dos multiplicadores ($\lambda_1, \lambda_2, \dots$).

3.6.2 FORMULAÇÃO DO MODELO MOHR-COULOMB

O modelo constitutivo de escoamento de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb para estados gerais de tensão. De fato, esta condição garante que a lei de atrito de Coulomb seja obedecida em qualquer plano dentro de um elemento.

A condição de escoamento completo de Mohr-Coulomb consiste em seis funções de escoamento quando formuladas em termos de tensões principais (Smith & Griffiths, 1982) do tipo:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\text{sen } \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3,25)$$

Os dois parâmetros do modelo plástico que aparecem nas funções de escoamento são os conhecidos ângulo de atrito “ φ ” e a coesão “ c ”. A condição $f_i = 0$ para todas as funções de escoamento juntas (onde f_i é usado para denotar cada função de escoamento individual) representa um cone hexagonal fixo no espaço de tensão principal, conforme mostrado na Figura 81.

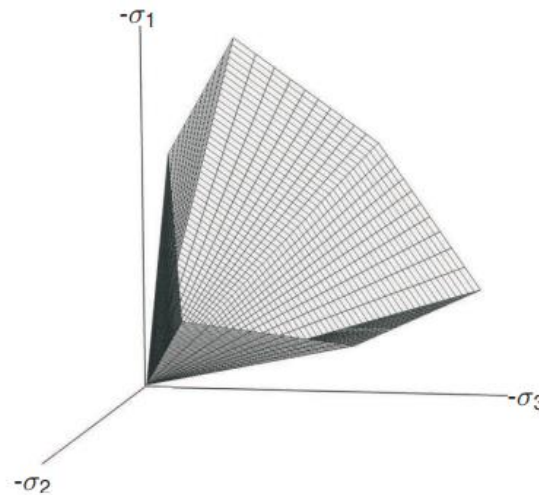


Figura 80 – Superfície de resistência de Mohr-Coulomb nos espaços de tensão principais (c=0) (Plaxis MEF manual, 2009)

Em adição às funções de escoamento, seis potenciais funções plásticas são definidas para o modelo Mohr-Coulomb, do tipo:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\text{sen } \psi \quad (3.26)$$

As funções de potencial plástico contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatação “ ψ ”. Esse parâmetro é necessário para modelar incrementos de

deformação volumétrica plástica positiva (dilatância) conforme observado realmente para solos densos.

Ao implementar o modelo de Mohr-Coulomb para estados gerais de tensão, é necessário um tratamento especial para a interseção de duas superfícies de escoamento. Alguns programas usam uma transição suave de uma superfície de escoamento para outra, isto é, o arredondamento dos cantos (Smith & Griffiths, 1982). A forma exata do modelo completo de Mohr-Coulomb pode ser implementada, usando uma transição brusca de uma superfície de escoamento para outra.

Para $c > 0$, o critério padrão de Mohr-Coulomb permite a deformação. De fato, os esforços de tração admissíveis aumentam com a coesão. Na realidade, o solo não pode sustentar nenhum ou apenas pequenos esforços de tração. Esse comportamento pode ser incluído em uma análise especificando o esforço de cisalhamento. Neste caso, os círculos de Mohr com tensões principais positivas não são permitidos. O esforço de cisalhamento introduz três funções de escoamento adicionais, definidas como:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma'_t \leq 0 \quad (3.27a)$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma'_t \leq 0 \quad (3.27b)$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma'_t \leq 0 \quad (3.27c)$$

Quando este procedimento de esforço de cisalhamento é empregado, a tensão de tração admissível, σ_t , é, por padrão, igual a zero, mas esse valor pode ser alterado.

Para estados de tensão dentro da superfície de escoamento, o comportamento é elástico e obedece à lei de Hooke, ou seja, obedece a lei para elasticidade linear isotrópica. Assim, além dos parâmetros de plasticidade c , ϕ e ψ , é necessária a definição do módulo elástico de Young “E” e coeficiente de Poisson “v”. O modelo descrito aqui é oficialmente chamado de modelo elástico perfeitamente plástico linear com critério de falha de Mohr-Coulomb. Por simplicidade, esse modelo é chamado de modelo Mohr-Coulomb.

3.6.2.1 PARÂMETROS BÁSICOS DO MODELO MOHR-COULOMB

O modelo linear elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb requer de parâmetros que são geralmente familiares para a maioria dos engenheiros geotécnicos e que podem ser obtidos a partir de ensaios em amostras de solo. Esses parâmetros estão listados abaixo:

E : Módulo de Young (kN/m^2)

ν : Coeficiente de Poisson

c : Coesão (kN/m^2)

ϕ : Ângulo de atrito ($^\circ$)

ψ : Ângulo de dilatância ($^\circ$)

σ_t : Resistência ao cisalhamento (kN/m^2)

Em vez de usar o módulo de Young como um parâmetro de rigidez, os parâmetros de rigidez alternativos podem ser utilizados:

G : Módulo de Cisalhamento (kN/m^2)

E_{oed} : Módulo edométrico (kN/m^2)

Os parâmetros podem ser parâmetros efetivos (indicados por um sinal principal (')) ou parâmetros não drenados (indicados por um índice u), dependendo do tipo de drenagem dos materiais.

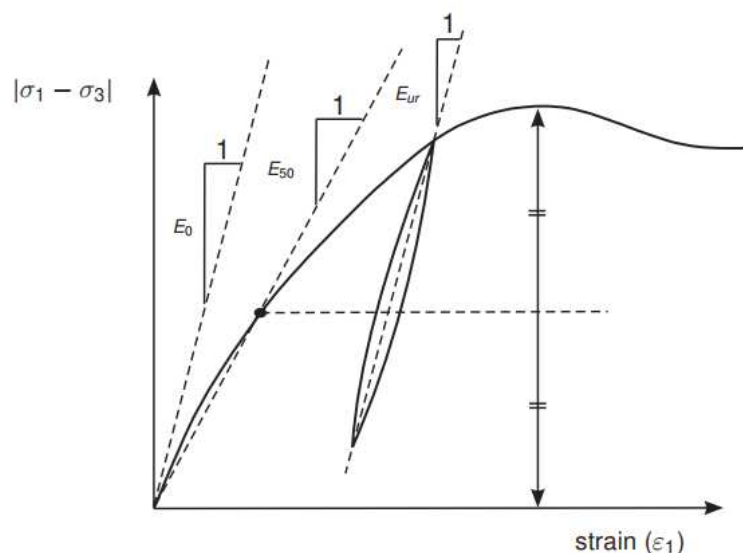


Figura 81 – Definição de E_0 , E_{50} , e E_{ur} para resultados de ensaios triaxiais drenados, (Plaxis MEF manual, 2009).

3.7 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Em função das dimensões do projeto estrutural definitivo, a estrutura provisória em maciços de JG reforçado com perfis de aço, necessitou de análises e solução que garantisse a estanqueidade, suporte aos empuxos e segurança, conforme mostra a seguinte sequência de cálculo.

3.7.1 ESQUEMAS ESTÁTICOS, PROFUNDIDADE TOTAL DE 20,55 M, (SEÇÃO A-C 6,0 M):

Analogamente aos itens anteriores, verificou-se primeiramente as tensões de tração e compressão na seção A-C da parede de contenção (cota de fundo da escavação), a fim de verificar dessa forma a sua estabilidade.

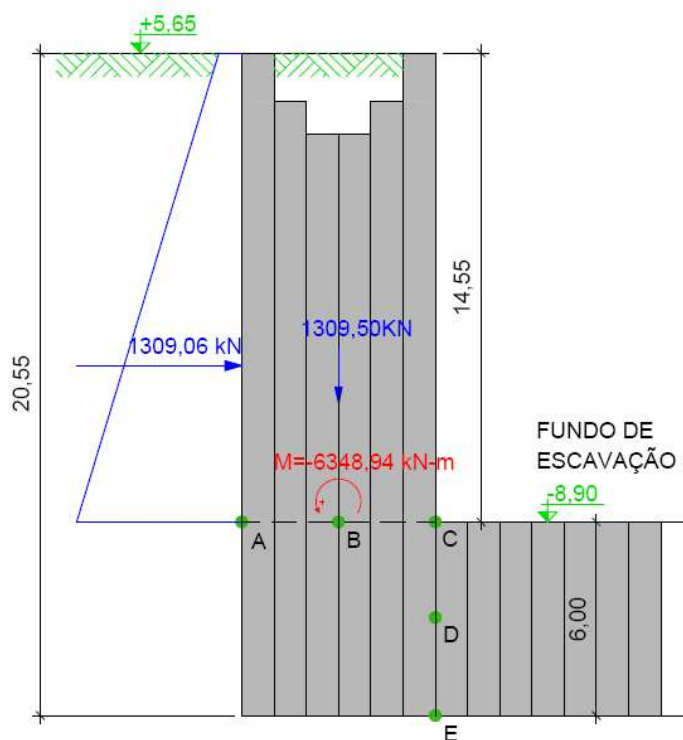


Figura 82 - Esforços laterais, Força Cortante (kN/m) e Momento Fletor (kN-m/m)

$$\sum M_B = 0 \rightarrow \sigma = \frac{P}{L} \pm \frac{M}{w} \quad (3,28)$$

$$\sigma = -839,91 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma = +1276,41 \frac{kN}{m^2}$$

Onde:

$\sum M_B$: Somatório de momentos fletores em torno do ponto B (kN.m/m)

σ : tensão máxima e mínima aplicada no plano A-C (kN/m²)

P : Peso do maciço de JG desde a superfície até o nível A-C (kN)

L : largura da contenção (m)

M : Momento fletor atuante em torno do ponto B (kN.m/m)

Como as tensões de tração e compressão obtidas superam as tensões máxima admissíveis para as colunas JG respectivamente ($f_{tk}=250$ kPa e $f_{ck}=1000$ kPa), foi necessário utilizar uma armadura nas faces externa e interna da parede de contenção.

3.7.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA SEÇÃO C-E (6,0 m):

Uma segunda verificação foi determinar as tensões atuantes entre a parede e o tampão de fundo no plano vertical, verificando a possibilidade de tombamento da parede em relação ao tampão de fundo. Assim, verificamos o plano C-E.

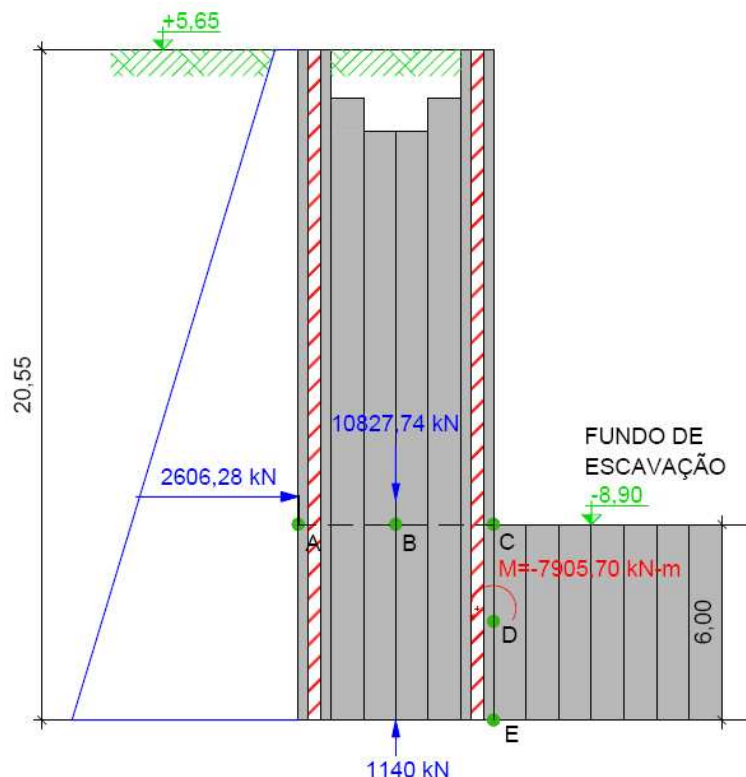


Figura 83 - Esforços laterais, Força Cortante (kN/m) e Momento Fletor (kN-m/m)

$$\sigma = -883,22 \frac{kN}{m^2} \qquad \sigma = +1752,0 \frac{kN}{m^2}$$

Como a tensão de tração e compressão obtidas superam as tensões máxima admissíveis para as colunas JG respectivamente ($f_{tk}=250$ kPa e $f_{ck}=1000$ kPa), foi necessário incrementar a área de contato ou união entre a parede de contenção e o tampão de fundo, de modo a distribuir as tensões e diminuir os esforços à tração por unidade de área.

3.7.3 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA SEÇÃO C-E' (10,0M):

O comprimento vertical de união entre a contenção e o tampão de fundo foi incrementado então em 4,0 m, passando a laje de fundo a apresentar 10,0 m de espessura nesta ligação. Os esforços de tração e compressão resultantes dessa mudança, foram:

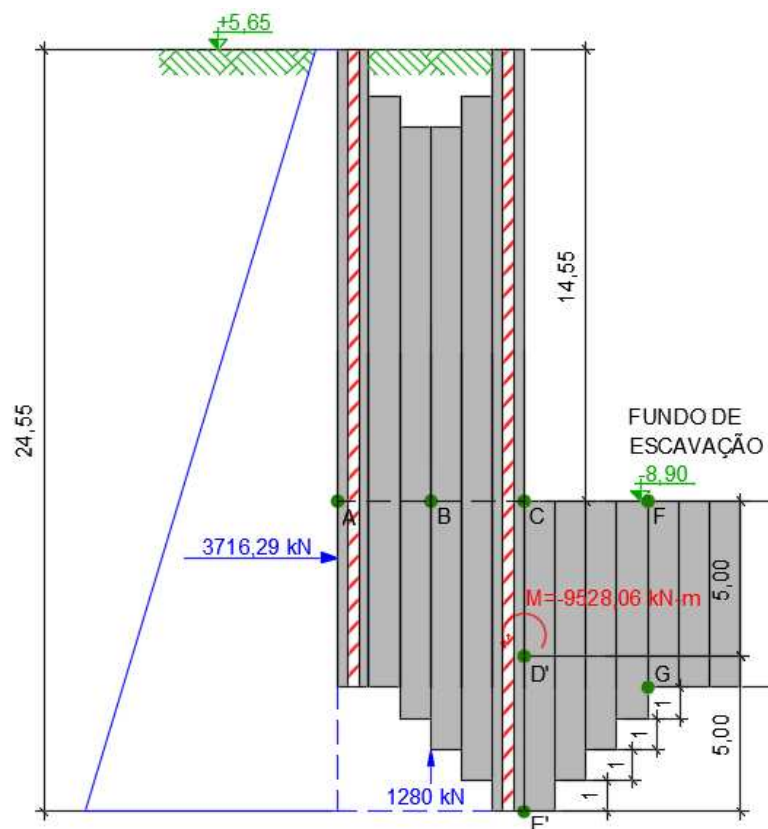


Figura 84 - Esforços laterais, Força Cortante (kN/m) e Momento Fletor (kN-m/m)

$$\sigma = -173,37 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma = +943,43 \frac{kN}{m^2}$$

As tensões resultantes à tração e compressão são aceitáveis respectivamente e, portanto, o esquema de união apresentado na Figura 84 resultou adequado.

3.7.4 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA SEÇÃO F-H.

A seguir, foram verificadas as tensões na nova seção de menor área, (seção F-H, 6,0 m), de modo a aferir sua segurança como resultado do incremento da área de ligação

entre a parede de contenção e o tampão de fundo. Os esforços de tração e compressão resultantes foram:

$$\sigma = +664,21 \frac{kN}{m^2} \qquad \sigma = +575,23 \frac{kN}{m^2}$$

As tensões resultantes foram de compressão na seção F-H e menores a 1,0 MPa, portanto, a nova configuração da união parede de contenção-laje de fundo é adequada.

3.7.5 DETERMINAÇÃO DAS RESULTANTES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO:

O cálculo das resultantes à tração e compressão e consequentemente o dimensionamento do perfil de aço a ser utilizado na parede de contenção, por causa dos esforços de tração e de compressão superiores aos máximos aceitáveis, conforme explicado no item 3.7.3 também foi efetuado.

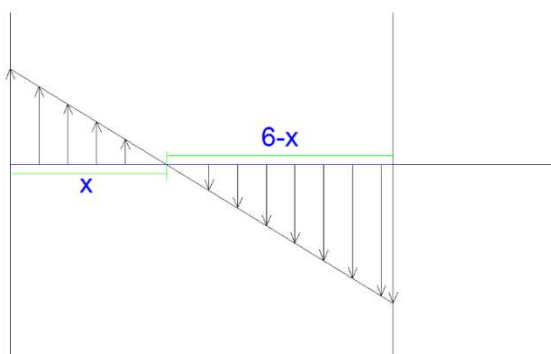


Figura 85 - Esquema de tensões à tração e compressão.

$$\sigma = -839,91 \frac{kN}{m^2} \qquad \sigma = +1276,41 \frac{kN}{m^2}$$

$$= \frac{(839,91 \frac{kN}{m^2})}{x} = \frac{(1276,41 \frac{kN}{m^2})}{6-x} \rightarrow x = 2,38m$$

$$\rightarrow \text{Força resultante a tração: } T = \frac{(2,38 \times 839,91)}{2} = 1000,01 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{Força resultante a Compressão: } C = \frac{(3,62 \times 1276,41)}{2} = 2310,30 \text{ kN}$$

3.8 ANÁLISES DE ESTABILIDADE GERAL DAS CONTENÇÕES

Neste item, estão apresentadas as saídas gráficas das análises de estabilidade, verificando o fator de segurança em ruptura de superfície circular, nas situações de não utilizar os perfis metálicos e utilizando os perfis (HP310x93). Para a realização destas análises, foi utilizado o software Slide 5.0 da Rocscience, com busca automática da superfície crítica, e os cálculos foram realizados utilizando o método de Bishop Simplificado.

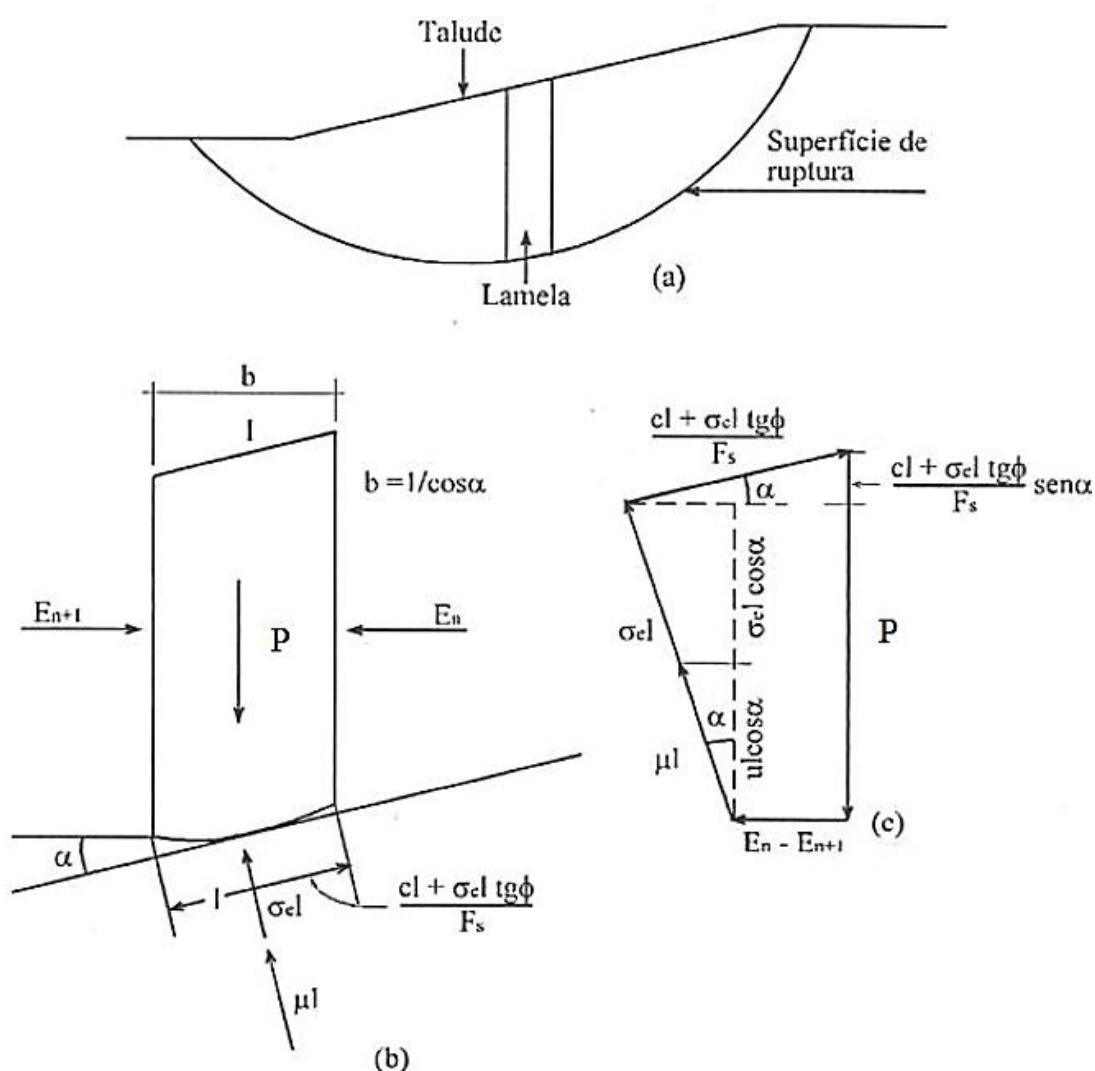


Figura 86 – Forças envolvidas no equilíbrio de uma lamela pela metodologia Bishop-Simplificado (et.al. Marangon 2004)

Saídas gráficas das análises de estabilidade com os parâmetros de resistência na condição favorável, $S_u=5+1,5z$.

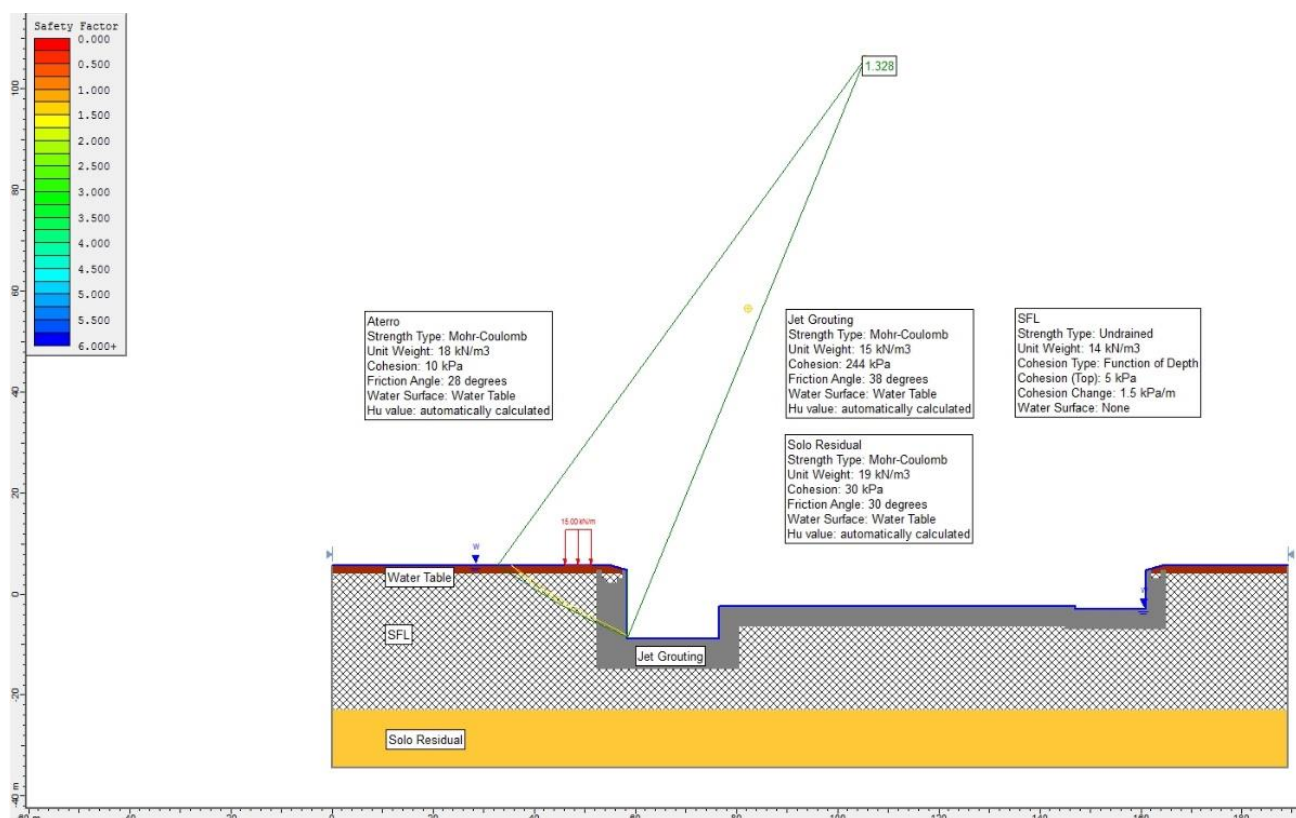


Figura 87 - Análise de estabilidade sem os perfis metálicos, cota de fundo -8.90 m (FS = 1,33)

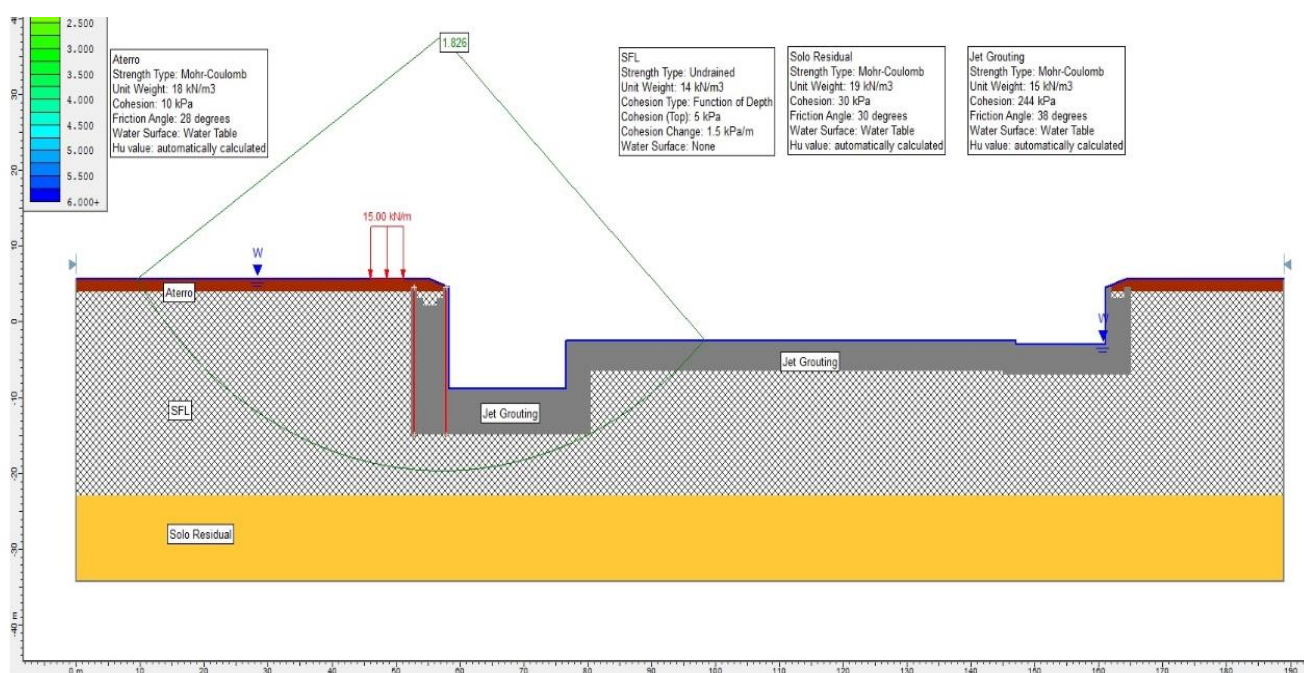


Figura 88 - Análise de estabilidade seção C-C - Com os perfis metálicos, cota de fundo -8.90 m (FS = 1,83)

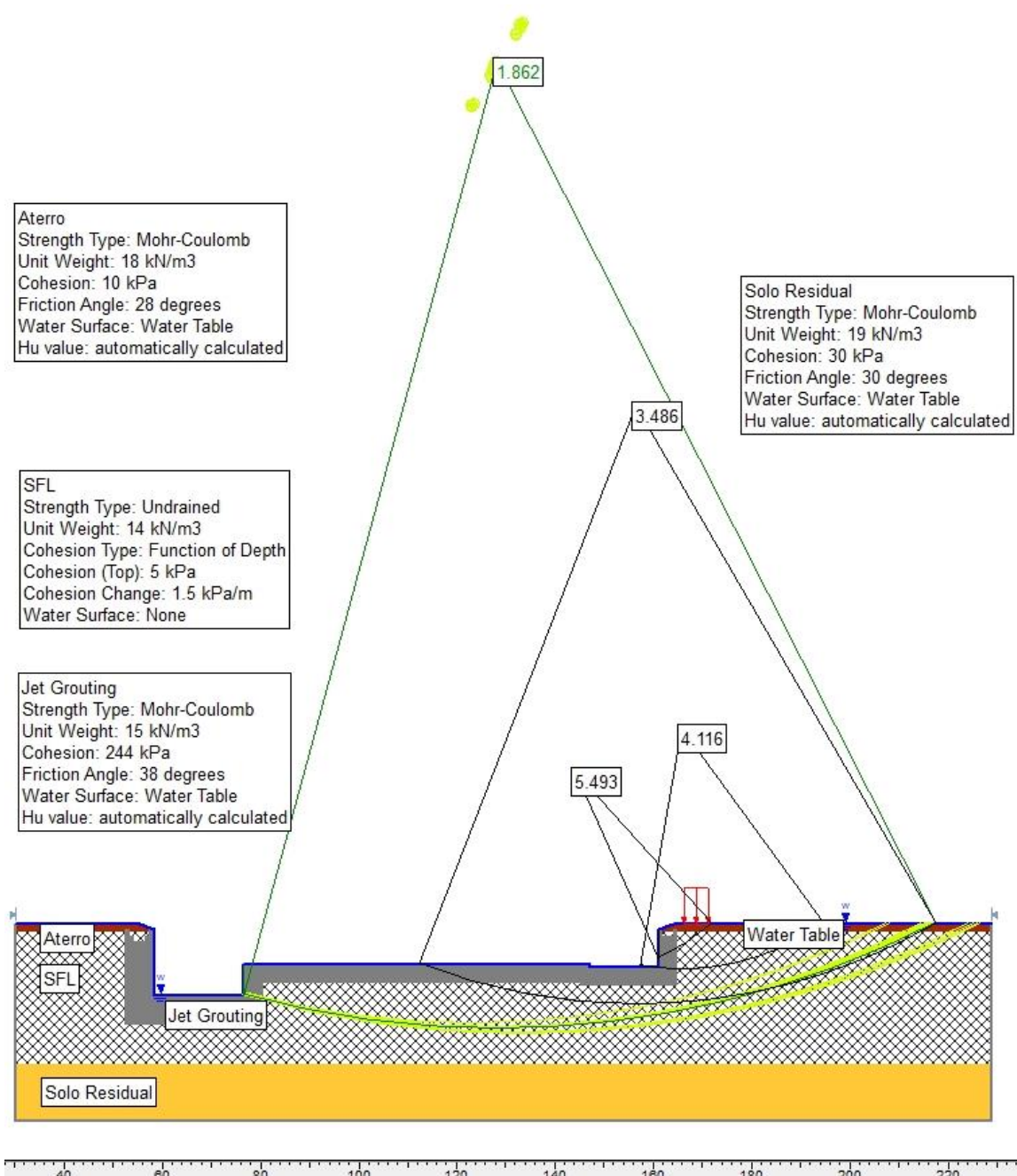


Figura 89 - Análise de estabilidade seção B-B - sem os perfis metálicos, cota de fundo -2,89 m (FS = 1,86)

3.9 ANÁLISE DE RUPTURA DO TAMPÃO DE FUNDO

3.9.1 ALTURA DA CONTENÇÃO DE 14,55 M, (ESPESSURA DO TAMPÃO = 6,0 M).

Área de aplicação da força: $A = 18,20 \times 36,50 = 664,30 \text{ m}^2$

Perímetro útil resistente: $P = 2 \times (18,20 + 36,50) = 109,40 \text{ m}$

Pressão hidrostática aplicada no fundo da laje, considerando a cota do Nível freático: +4,00 m.

$$u = +4 + 8,90 + 6,0 = 18,90 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 189,00 \text{ kPa}$$

Força Solicitante: $F_s = A \times u = 664,30 \times 189,00 = 125.552,70 \text{ kN}$

Coesão adotada do Jet grouting: $c' = 244 \text{ kPa}$

Força de coesão resistente:

$$F_{R,coesão} = P \times c' \times esp = 109,40 \times 244 \times 6,0 \times 0,50 = 80.080,8 \text{ kN}$$

Peso próprio do tampão: $PP = A \times esp \times \gamma = 664,30 \times 6,0 \times 15,0 = 59.787 \text{ kN}$

Força resistente total: $F_R = F_{R,coesão} + PP = 139.867,80 \text{ kN}$

Fator de segurança: $f_s = \frac{F_R}{F_s} = \frac{139.867,80}{125.552,7} = 1,11$

3.9.2 ALTURA DA CONTENÇÃO DE 8,54 M (ESPESSURA DO TAMPÃO = 4,0 M), SETOR C

Área de aplicação da força: $A = 70,95 \times 13,50 + 23,99 \times 15,00$

$$A = 957,825 + 359,85 = 1317,675 \text{ m}^2$$

Perímetro útil resistente: $P = 2 \times 70,95 + 2 \times 23,99 + 2 \times 15 = 219,88 \text{ m}$

Pressão hidrostática aplicada no fundo da laje, considerando a cota do Nível freático: +4,00 m

$$u = +4,0 + 2,35 + 4,0 = 10,35 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 103,50 \text{ kPa}$$

Força Solicitante: $F_s = A \times u = 1317,675 \times 103,50 = 136.379,36 \text{ kN}$

Coesão adotada do Jet grouting: $c' = 244 \text{ kPa}$

Força de coesão resistente:

$$F_{R,coesão} = P \times c' \times esp = 219,88 \times 244 \times 4,0 \times 0,50 = 107.301,44 \text{ kN}$$

Peso próprio do tampão:

$$PP = A \times esp \times \gamma = 1317,675 \times 4,0 \times 15,0 = 79.060,50 \text{ kN}$$

Força resistente total: $F_R = F_{R,coesão} + PP = 186.361,94 \text{ kN}$

3.10 EQUIPAMENTOS DISPONÍVEIS

Segundo Callandrelli I., (2015) da “Costa Fortuna engenharia de fundações”, os equipamentos que são utilizados no mercado brasileiro essencialmente são os mostrados a seguir>

- a) Perfuratriz B 125 BI-JET
- b) Perfuratriz TW 55 – Triple Jet
- c) Perfuratriz TW 30 – Single Jet
- d) Bombas de Alta Pressão e Vazão: TW 351; TW 400; TW 600
- e) Misturadores Automatizados: TW 20 e TW 30
- f) Compressores de ar: 360 e 600pcm
- g) Silos para armazenamento do cimento a granel com capacidade mínima de 60 tf.
- h) Sistema de controle eletrônico de injeções durante a execução das colunas.



Figura 90 - Equipamento de haste tripla, “triple head”, (Costa Fortuna, 2015).



Figura 91 - Haste de perfuração e injeção (Costa Fortuna, 2015).



Figura 92 – Layout disposto em obra com os silos de cimento para posterior mistura, bombeamento e execução das colunas JG. Foto da obra (Fonte própria)

4 MODELAGEM TENSÃO DEFORMAÇÃO DAS CONTENÇÕES

Para efetuar os cálculos das deformações e para verificar as tensões obtidas através dos esquemas estáticos, foram elaborados modelos tensão x deformação através da análise numérica da estrutura utilizando o método dos elementos finitos (MEF). O software utilizado para esta análise foi o Plaxis 2D, V9.0 de propriedade da empresa consultora Ludemann Engenharia – São Paulo, considerando critério de ruptura de Mohr-Coulomb e um modelo evolutivo, simulando as fases construtivas previstas.

Para a modelagem do perfil de aço adotado como reforço nas contenções da Moega, o programa Plaxis V9.0, requer da introdução de parâmetros equivalentes para uma seção geometricamente uniforme, conforme apresentado na Figura 93, cujo processo de equivalência é obtido a partir dos parâmetros originais do elemento (Perfil HP310x93,0):

- Módulo de elasticidade do aço (E) = 200 GPa,
- Área transversal do elemento, (A) = 119,2 cm²,
- Base do elemento equivalente (b , geralmente de 1,0 m) e,
- Espessura equivalente (h), que; no caso de uma seção retangular uniforme é a espessura do elemento:

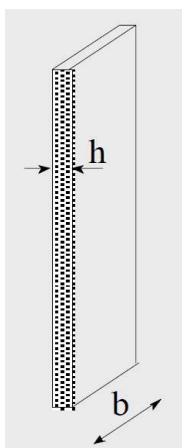


Figura 93 - seção geométrica uniforme equivalente ao perfil metálico.

Assim, partindo-se da Inercia de um elemento retangular, tem-se:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (4,1)$$

$$h = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (4,2)$$

$$E_{Equiv.} = \frac{EA}{h \times b} \quad (4,3)$$

$$EI = E_{Equiv.} \frac{h^3 \times b}{12} \quad (4,4)$$

$$EA = E_{Equiv.} \times h \times b \quad (4,5)$$

$$h = \sqrt{12 \frac{200GPa \times 19682 \times 10^{-8}}{200GPa \times 119,2 \times 10^{-4}}} = 0,445 \text{ m.}$$

$$E_{Equiv.} = \frac{200GPa \times 119,2 \times 10^{-4}}{0,445 \times 1,0} = 5355735763 \text{ Pa}$$

$$EI = 39364 \quad \text{kN/m}^2$$

$$EA = 2384000 \quad \text{kN/m}$$

Baseado nestes parâmetros equivalentes, são calculados os demais parâmetros da seção equivalente, como o módulo resistente (w):

$$w = \frac{b \times h^2}{6} = 0,033 \quad (4,6)$$

Com estes resultados, são verificados as forças e os momentos fletores resultantes nos perfis de aço (com dimensões equivalentes).

As saídas gráficas das simulações estão apresentadas na Figura 94 à Figura 111.

4.1.1 MODELAGEM TENSÃO-DEFORMAÇÃO COM OS REFORÇOS METÁLICOS HP – RESISTENCIA NÃO DRENADA DO SOLO, $S_u = 5+1,5Z$.

Em todos os modelos foram considerados elementos de interface entre o solo e as colunas JG com resistência nula a tração, resultando nos valores das deformações e tensões apresentados nas figuras a seguir.

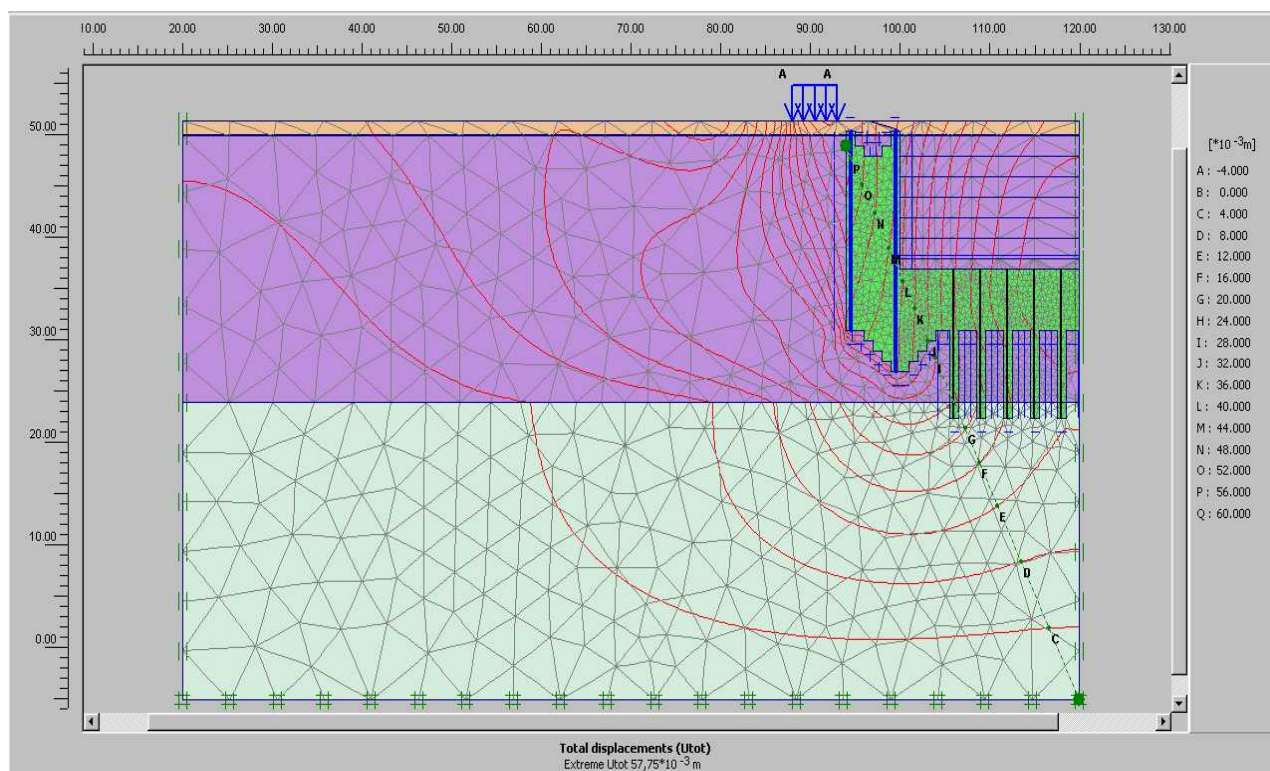


Figura 94 - Malha de elementos finitos refinada na área das colunas JG indicadas na cor verde.

Apresenta-se na Figura 95 a Figura 97, as saídas gráficas de uma das seções modeladas, na mesma que é possível observar, em escala distorcida, as deformações estimadas.

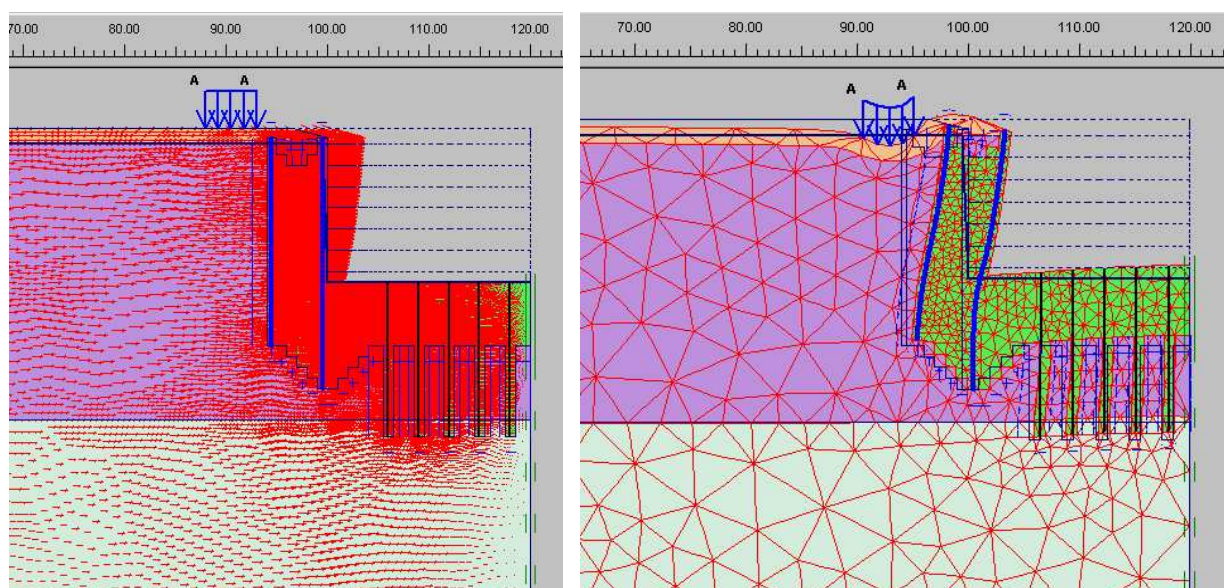


Figura 95 - Deslocamentos horizontais - cota de fundo -8,90 m, Sentido de deslocamento.

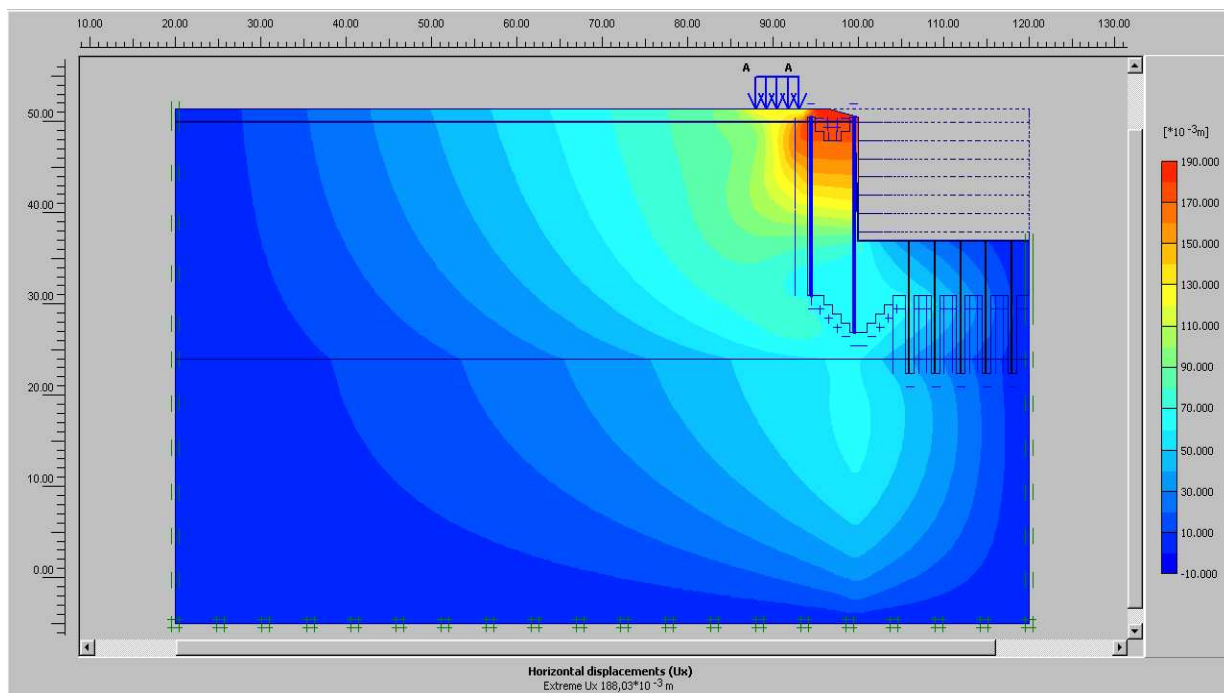


Figura 96 - Deslocamentos horizontais - cota de fundo -8,90 m.

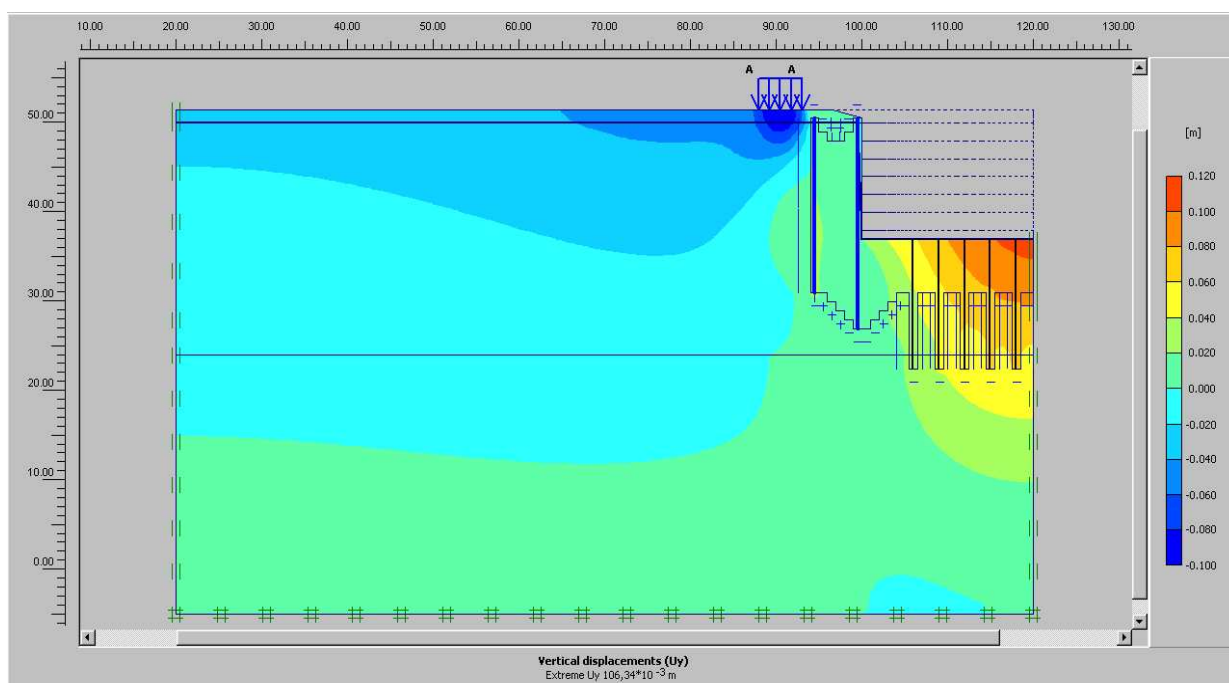


Figura 97 - Deslocamentos verticais no setor B, altura da contenção 14,50 m.

Na Figura 98 e Figura 99 podem-se observar as tensões obtidas, notando a convergência com os valores obtidos nos modelos estáticos.

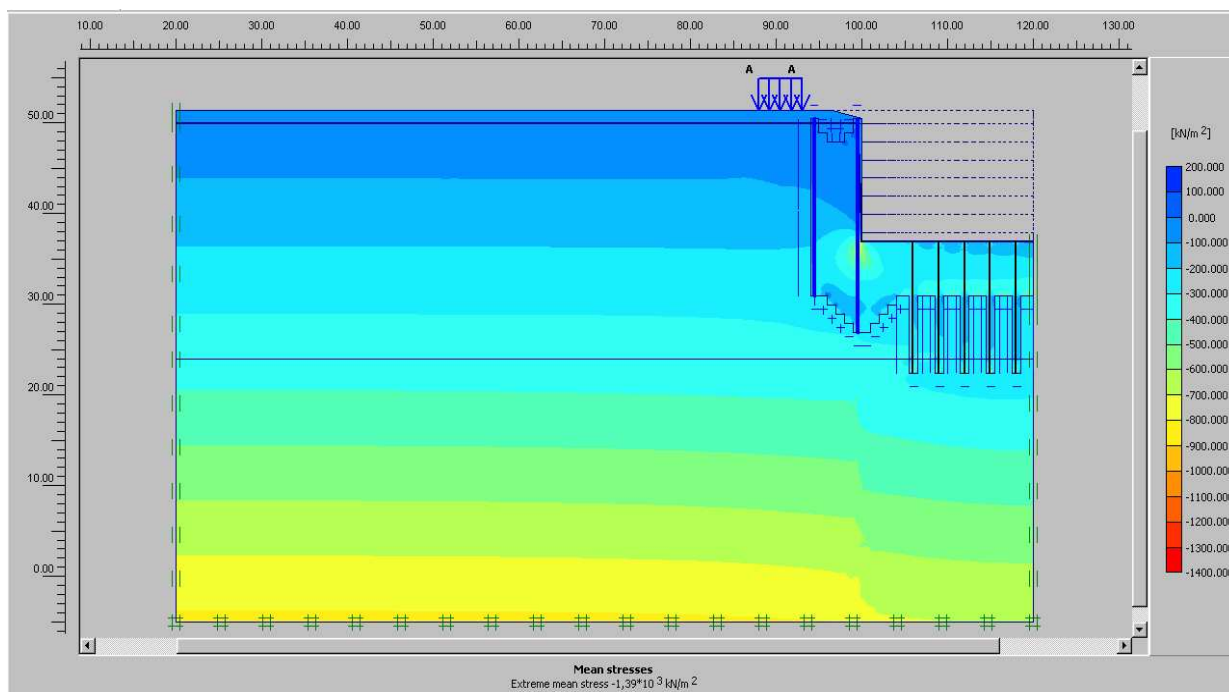


Figura 98 - Tensões Totais (kN/m²).

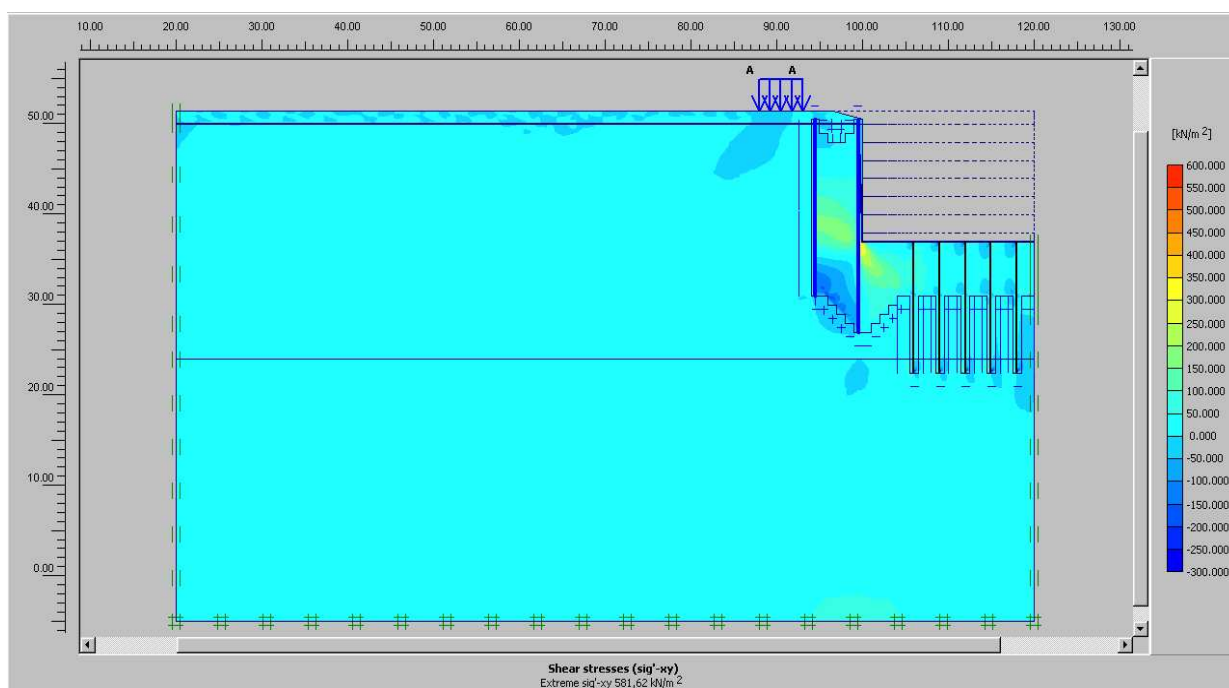


Figura 99 - Tensões de cisalhamento (kN/m²)

Na Figura 100 e Figura 101 podem-se observar os deslocamentos obtidos nos perfis metálicos modelados.

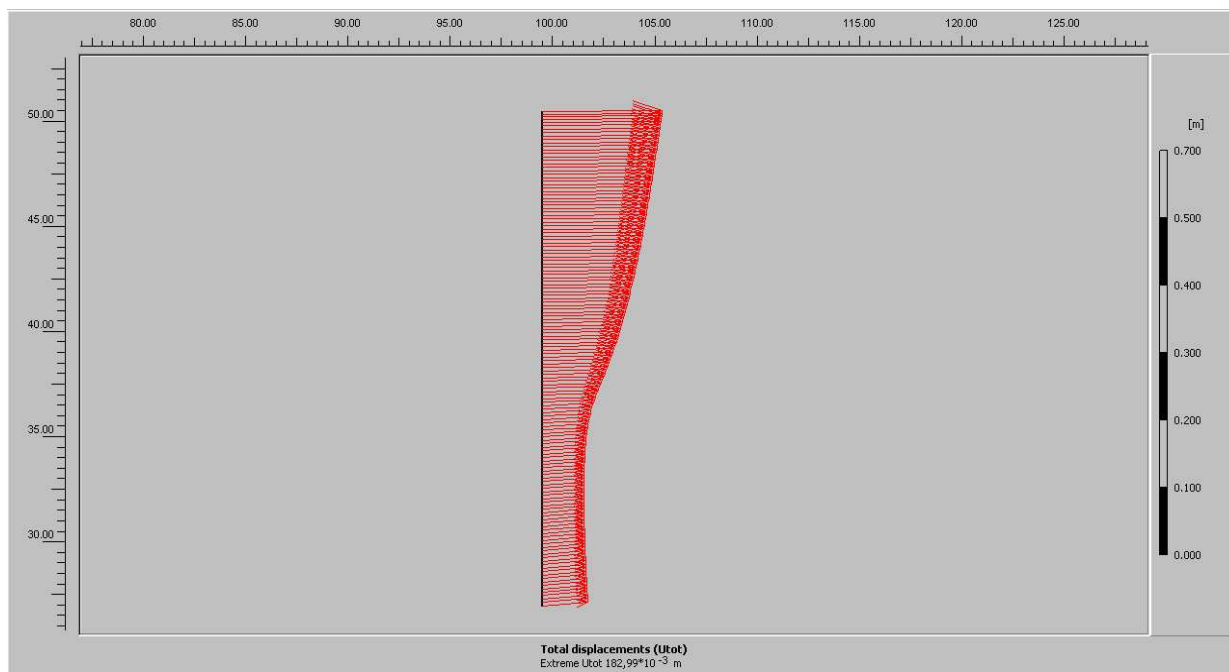


Figura 100 - Deslocamentos totais do perfil HP interior (mm)

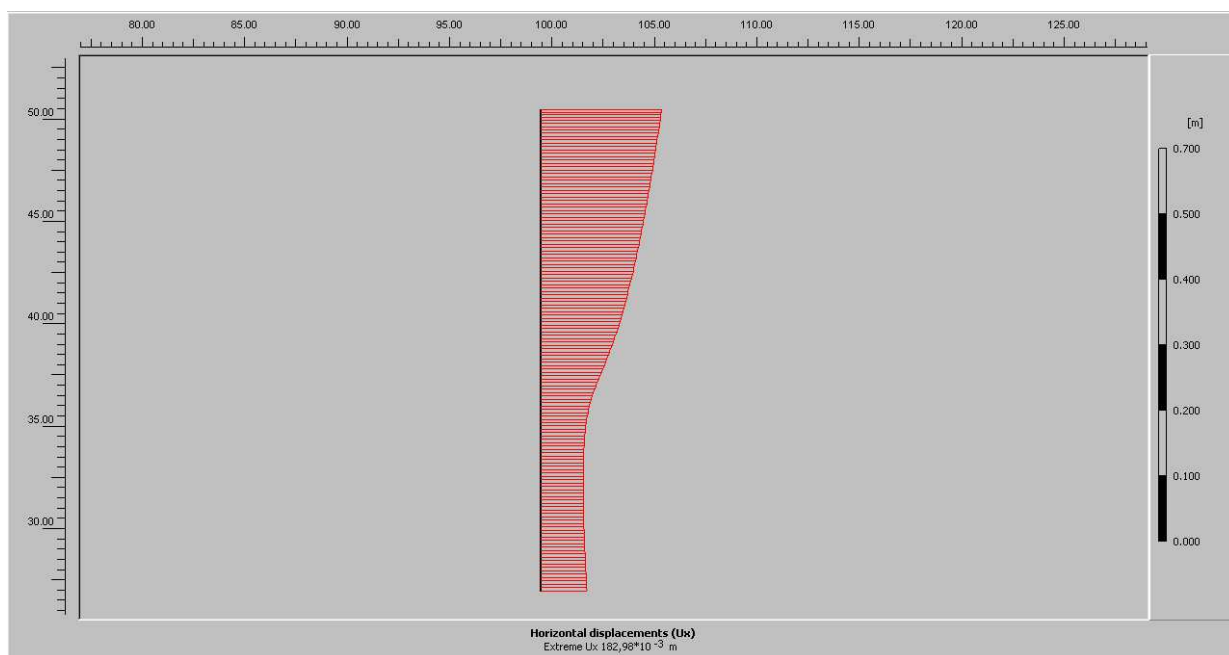


Figura 101 - Deslocamentos horizontais do perfil HP interior (mm).

Na Figura 102 a Figura 104 apresenta-se os gráficos de momentos fletores, forças cortantes e forças axiais atuantes nos perfis metálicos.

Assim, obtiveram-se valores similares aos que haviam sido obtidos pelos esquemas estáticos.

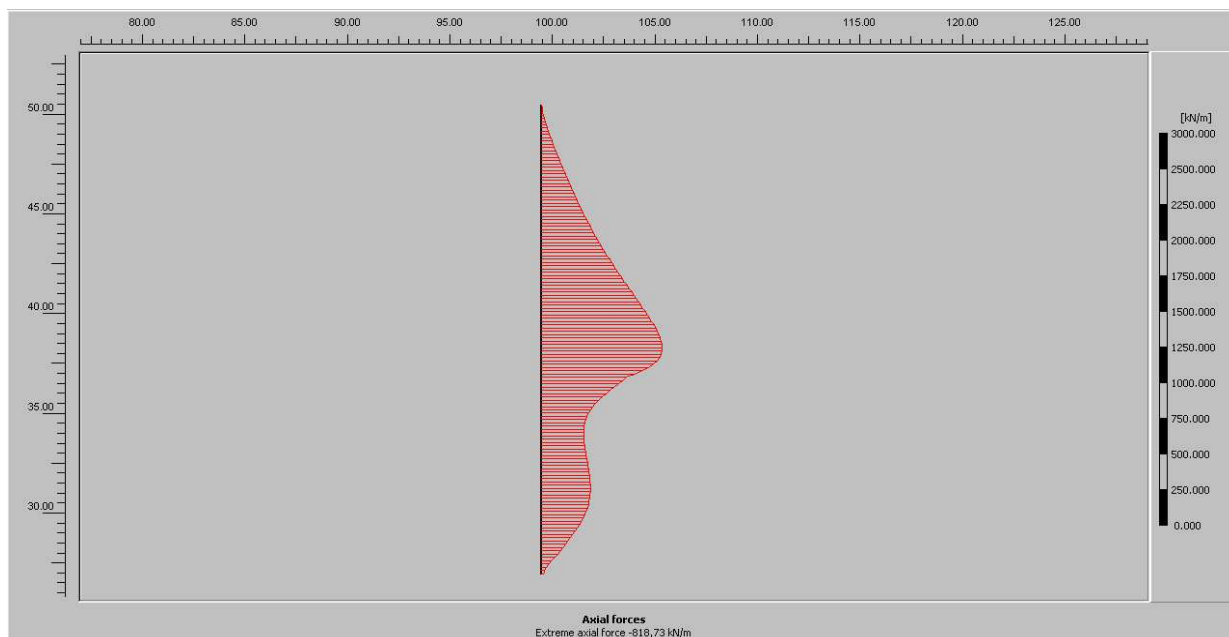


Figura 102 - Forças Axiais no perfil HP interior (kN/m).

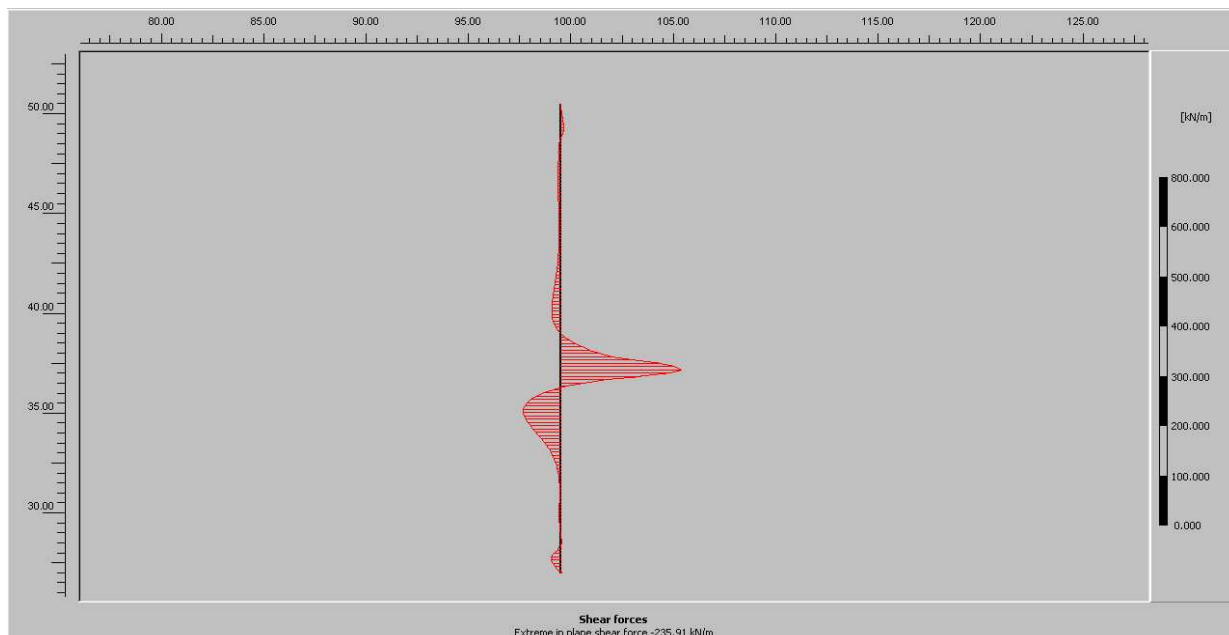


Figura 103 - Forças Cortantes no perfil HP interior, (kN/m).

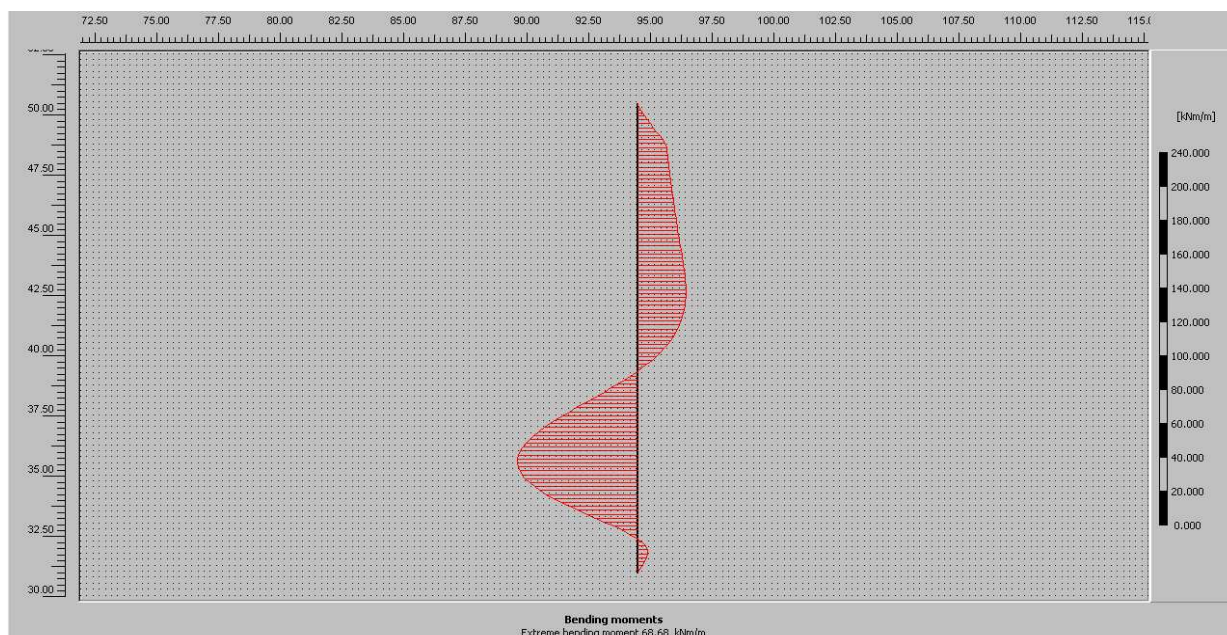


Figura 104 – Momentos Fletores no perfil HP interior, máximo 68,68 (kN.m/m).

Utilizando os mesmos modelos numéricos, foi elaborado o processamento denominado “ ϕ' - c' reduction”, que consiste na redução sucessiva e iterativa dos parâmetros c' e ϕ' chegando num fator de segurança quanto à estabilidade face à ruptura geral, conforme pode ser visto na Figura 105. O resultado indica um coeficiente de segurança de $FS=4,72$ para a estabilidade geral, plenamente aceitável para a solução adotada, conforme a norma NBR 6122/2019, “Projeto e execução de fundações”, que indica um mínimo de $FS>3,0$ para este tipo de estruturas.

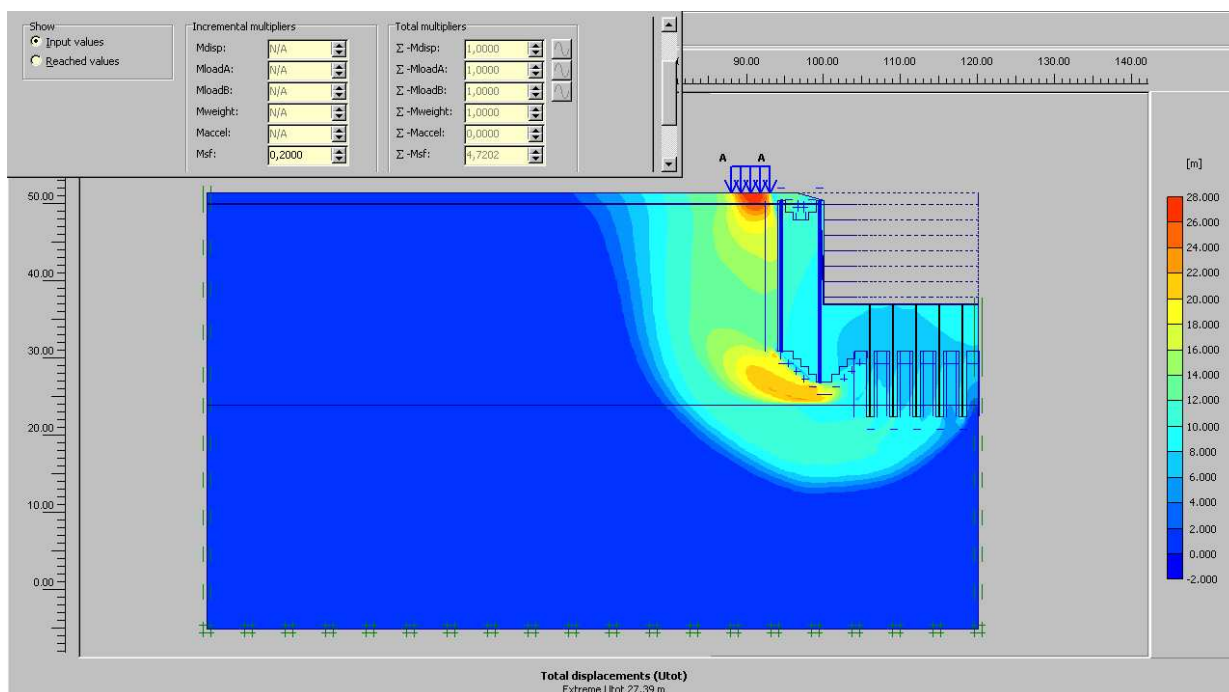


Figura 105 - Redução ϕ -c', Fator de Segurança 4,72

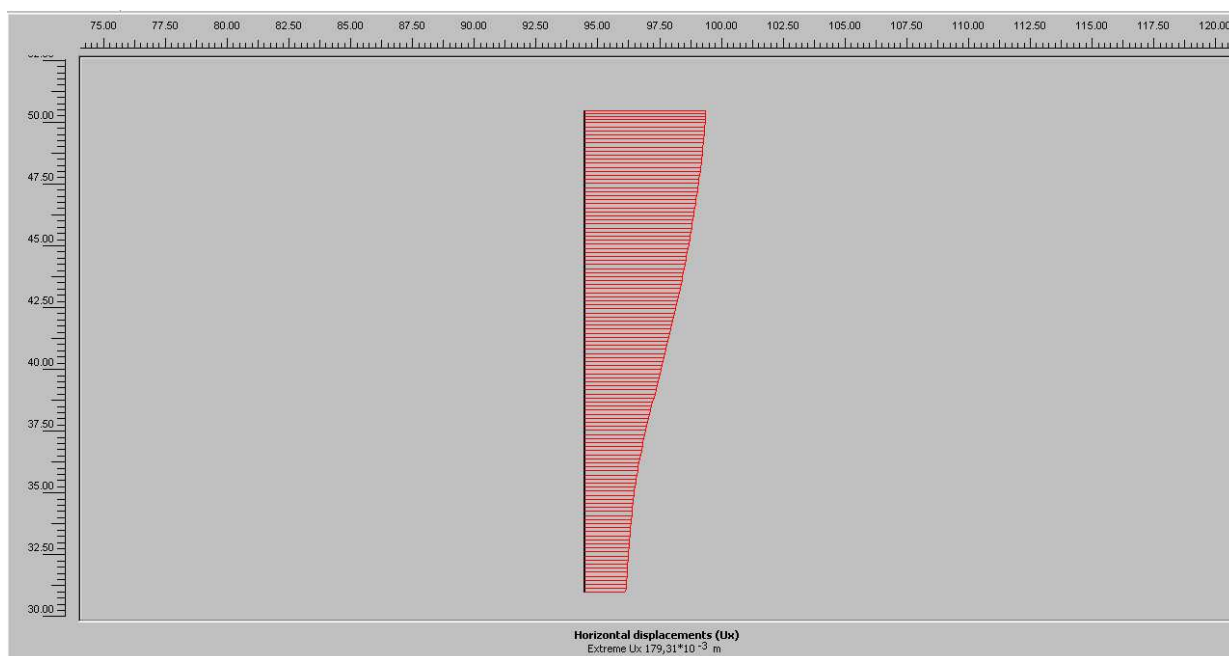


Figura 106 - Deslocamentos horizontais do perfil HP externo (mm).

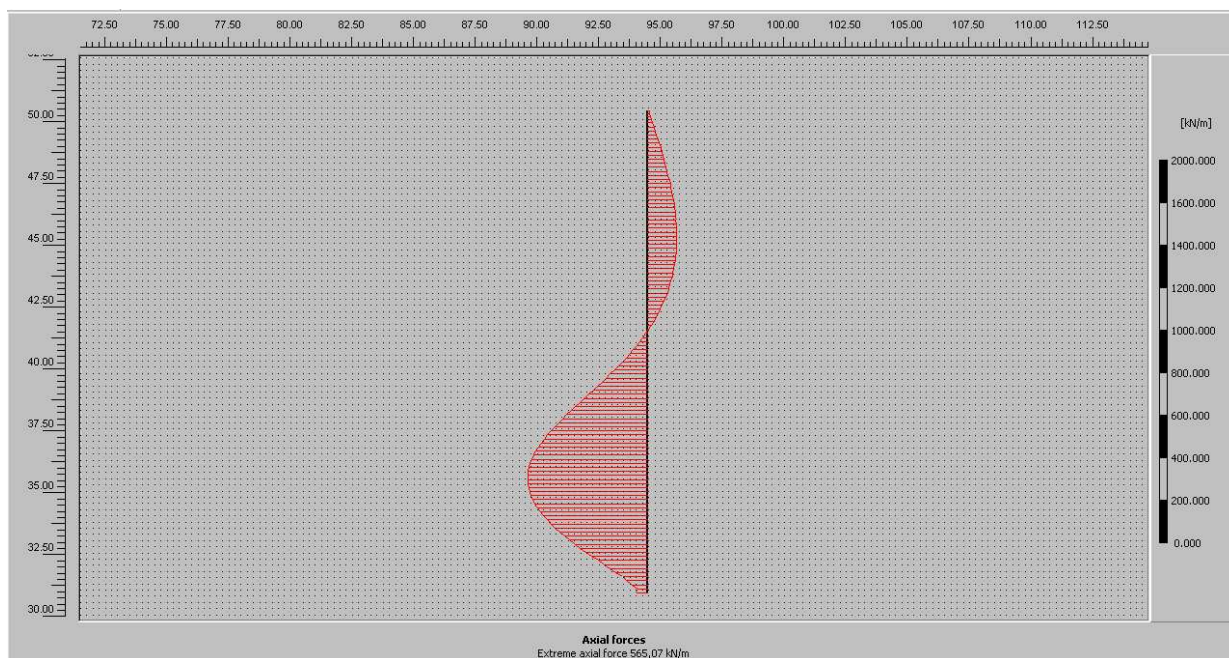


Figura 107 - Forças Axiais no perfil HP externo (kN/m).

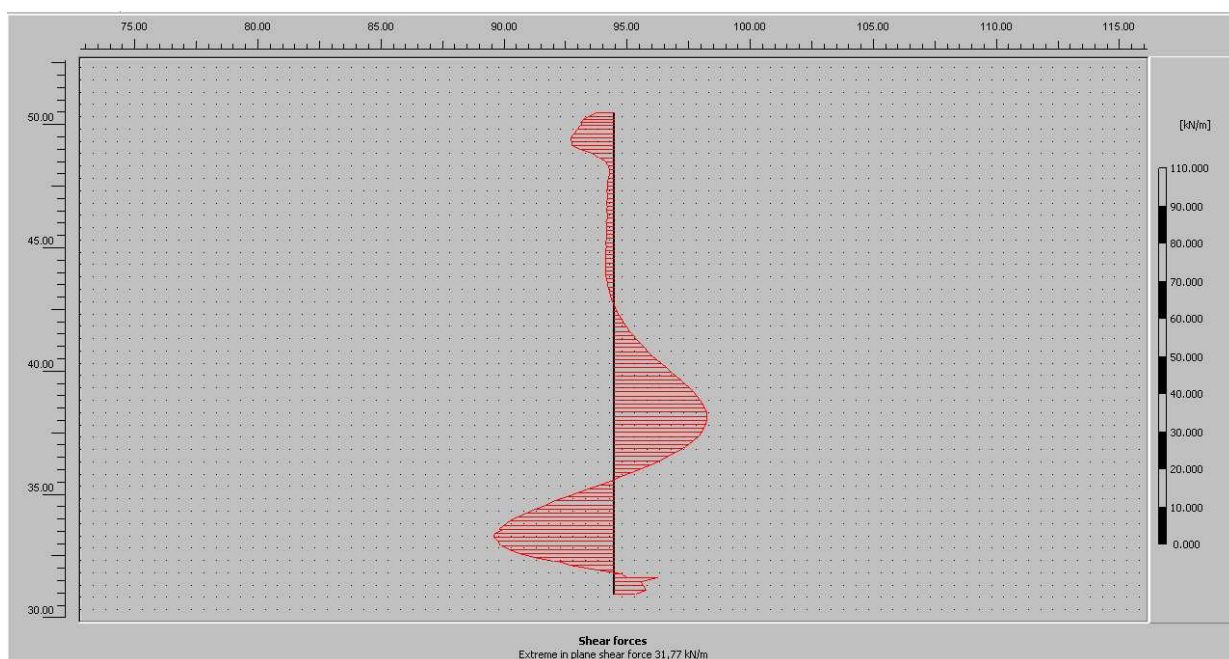


Figura 108 - Forças cortantes no perfil HP externo (kN/m).

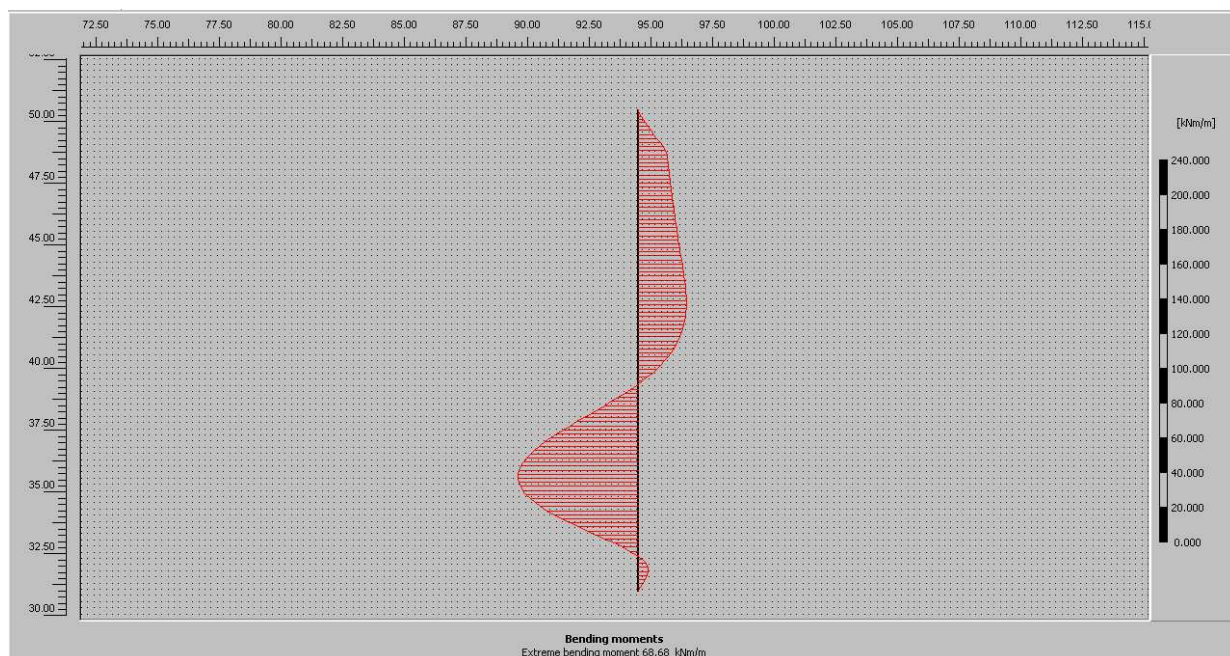


Figura 109 - Momentos fletores no perfil HP externo (kN.m/m).

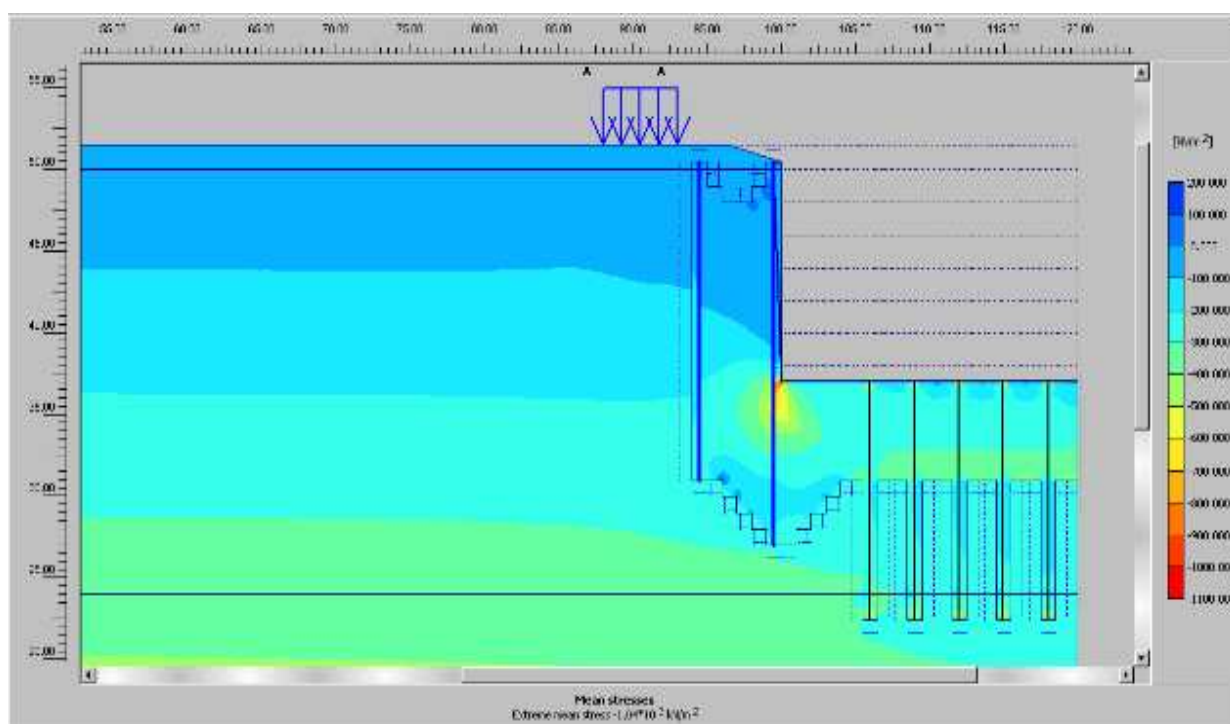


Figura 110 - Tensões Totais (kN/m²)

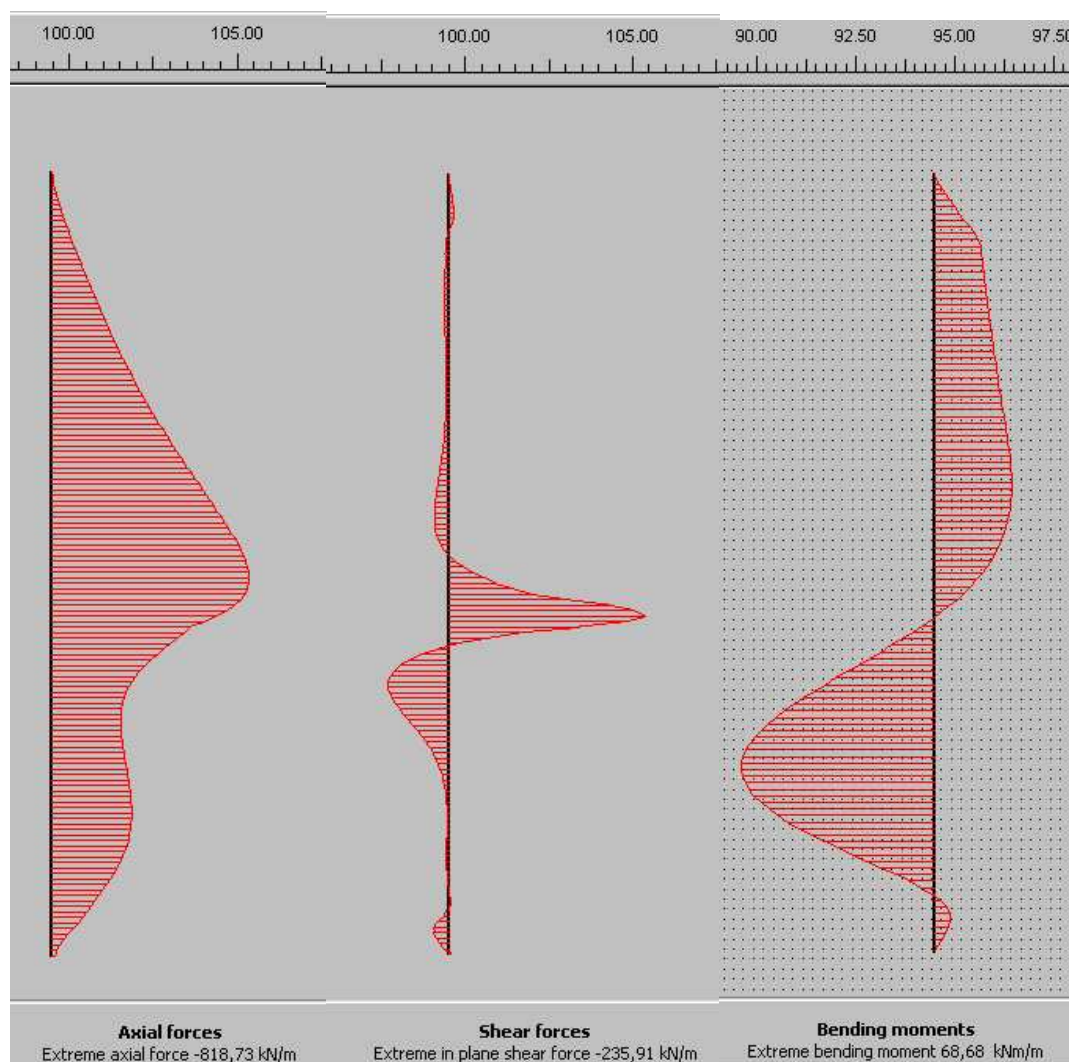


Figura 111 - Forças Axiais, Forças cisalhantes e Momentos Fletores, perfil HP interno.

Em diante, apresenta-se a sequência de análises e estudos adicionais que foram efetuados para avaliar o comportamento das contenções e tampão de fundo, executados em maciços de Jet Grouting armados.

5 INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLE TECNOLÓGICO

Durante a execução da obra, foram retiradas sistematicamente amostras das colunas executadas através de sondas rotativas. Estas amostras ensaiadas e levadas até a ruptura, resultaram numa resistência média à compressão simples de 1,96 MPa e numa resistência média à tração de 0,40 MPa, entre outros parâmetros estatisticamente determinados, conforme será mostrado neste capítulo.

5.1 ANÁLISES ESTATÍSTICAS

Os dados resultantes dos ensaios geofísicos e os resultados dos ensaios efetuados nas amostras extraídas em diferentes locais da Moega ferroviária, foram avaliados estatisticamente de forma a obter valores com um grau de confiabilidade mais acurado.

5.1.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES SOBRE AMOSTRAS DE JET GROUTING DA OBRA

Foram efetuados ensaios de compressão simples sobre amostras extraídas a diferentes profundidades da moega ferroviária, de forma a aferir sua resistência real alcançada em obra.

Número de amostras	N = 48
Graus de liberdade	n = 47
Média	u = 2,181
Desvio padrão	S = 0,761
Distribuição "t de student"	t = 2,0117 Bicaudal; para 95% de confiança
Resistencia à compressão obtida $\sigma = 1,958$ MPa	

Nas tabelas a seguir:

Ft. D, Ft Di	= Resultado para um corpo de prova
Ft Dm	= Resultado para a média das amostras

Tabela 12 – Resultados dos ensaios de compressão simples

ITEM	COLUNA DE JG	CORPO DE PROVA	Ft. D (MPa)	Ft.Di-Ft.Dm	(Ft.Di-Ft.Dm)^2
1	A 318	1	1,35	-0,83	0,691
2		2	2,41	0,23	0,052
3		5	3,41	1,23	1,510
4		6	1,22	-0,96	0,924
5		7	2,49	0,31	0,095
6		8	3,44	1,26	1,584
7	A 338	1	1,32	-0,86	0,742
8		2	2,26	0,08	0,006
9		3	1,94	-0,24	0,058
10		5	3,55	1,37	1,873
11		7	3,03	0,85	0,720
12		8	1,77	-0,41	0,169
13	A 94/111	1	2,6	0,42	0,175
14		2	3,47	1,29	1,661
15		3	0,69	-1,49	2,224
16		4	1	-1,18	1,395
17		5	1,05	-1,13	1,280
18	B-427	1	3,85	1,67	2,785
19	B-507	1	3,40	1,22	1,485
20	B-1283	2	2,29	0,11	0,012
21	B-246	2	1,85	-0,33	0,110
22		4	2,37	0,19	0,036
23		5	1,71	-0,47	0,222
24	B-338 / B-421	1	1,09	-1,09	1,191
25		2	2,59	0,41	0,167
26		3	2,78	0,60	0,359
27		4	1,72	-0,46	0,213
28		5	1,67	-0,51	0,261
29		6	2,55	0,37	0,136
30		6	2,06	-0,12	0,015
31		8	1,92	-0,26	0,068
32		10	1,52	-0,66	0,437
33		11	2,01	-0,17	0,029
34		11	2,70	0,52	0,269
35		12	2,00	-0,18	0,033
36		13	2,95	0,77	0,591

37	B-385	1	2,40	0,22	0,048
38		2	1,28	-0,90	0,812
39		3	1,72	-0,46	0,213
40		4	2,43	0,25	0,062
41	C-1360	1	1,84	-0,34	0,116
42		2	1,47	-0,71	0,506
43	C-1394	1	1,28	-0,90	0,812
44	C-1445	1	3,26	1,08	1,164
45		2	2,74	0,56	0,312
46		3	1,96	-0,22	0,049
47		4	2,39	0,21	0,044
48		6	1,90	-0,28	0,079

As "curvas S" apresentadas nos itens a seguir, é uma representação gráfica de um processo de ordenamento sequencial dos resultados, onde pode se observar o valor ao 50% ou média aritmética dos resultados.

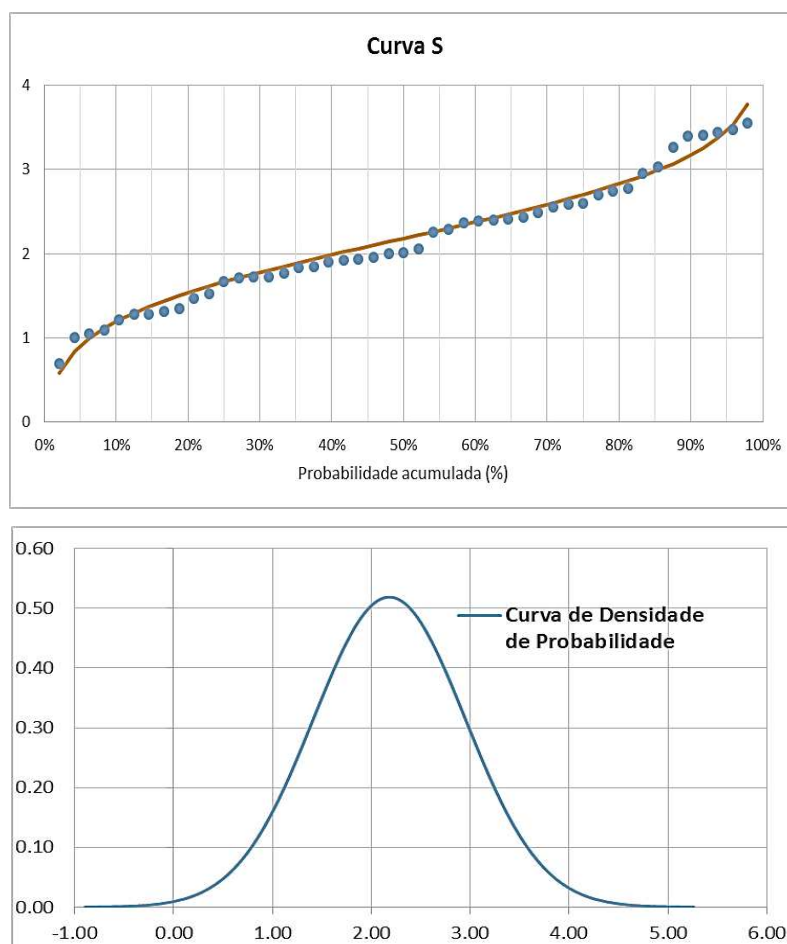


Figura 112 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios de compressão simples

5.1.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO NA FLEXÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (ENSAIO LOBO CARNEIRO)

A análise dos resultados dos ensaios Lobo Carneiro, são apresentados a seguir:

Número de amostras	N = 18
Graus de liberdade	n = 17
Média	u = 0,458
Desvio padrão	S = 0,112
Distribuição “t de student’	t = 2,1098 Bicaudal; para 95% de confiança
Resistencia à compressão obtida T	= 0,4004 MPa

Tabela 13 – Resultados dos ensaios Lobo Carneiro

ITEM	COLUNA DE JG	CORPO DE PROVA	Ft. D (MPa)	Ft.Di-Ft.Dm	(Ft.Di-Ft.Dm)^2
1	A 318	6	0,24	-0,22	0,047
2		7	0,47	0,01	0,000
3	A 338	2	0,33	-0,13	0,016
4		5	0,46	0,00	0,000
5		7	0,60	0,14	0,020
6	B-388 / B-421	1	0,42	-0,04	0,001
7		3	0,43	-0,03	0,001
8		4	0,29	-0,17	0,028
9		6	0,61	0,15	0,023
10		9	0,50	0,04	0,002
11		11	0,48	0,02	0,000
12	B-385	5	0,38	-0,08	0,006
13	C-1445	1	0,49	0,03	0,001
14		5	0,56	0,10	0,010
15	B-507	2	0,39	-0,07	0,005
16	B-1283	1	0,44	-0,02	0,000
17	C-246	1	0,71	0,25	0,064
18		3	0,44	-0,02	0,000

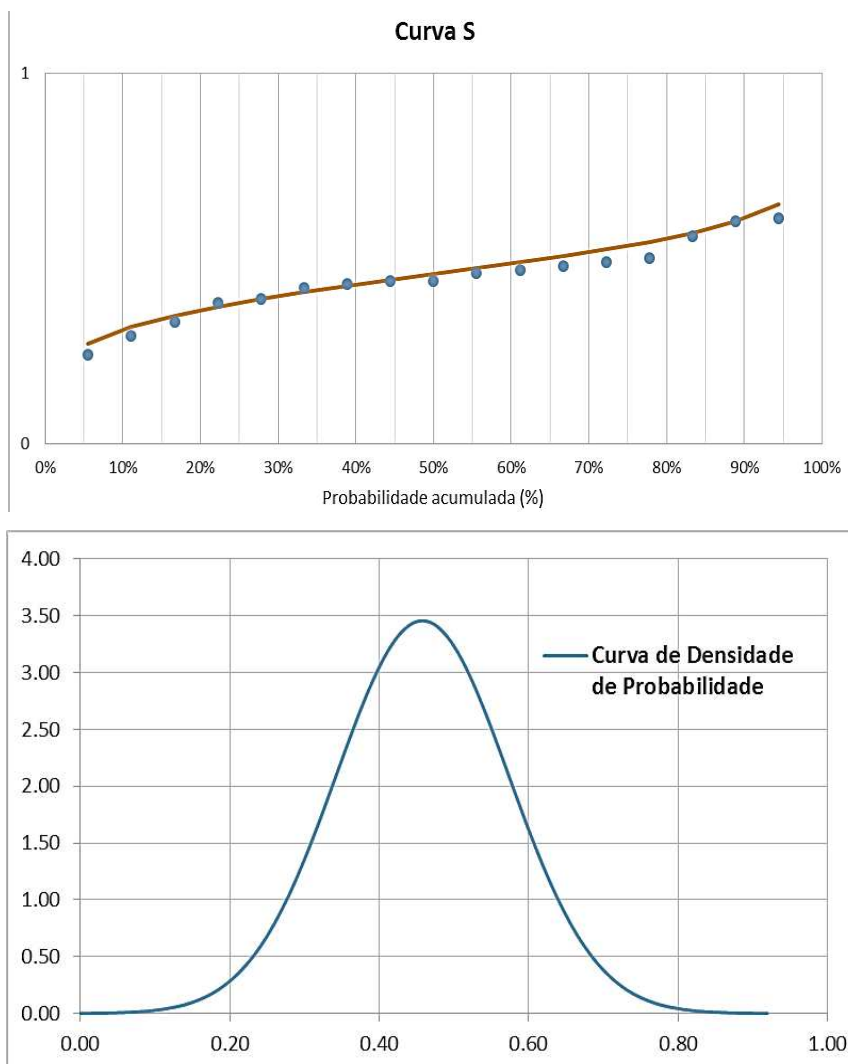


Figura 113 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios de Lobo Carneiro

5.1.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA DO PESO ESPECÍFICO DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS EXTRAÍDOS DO JG

Número de amostras	N = 30
Graus de liberdade	n = 29
Média	u = 14,470
Desvio padrão	S = 0,851
Distribuição “t de student”	t = 2,045 Bicaudal; para 95% de confiança
Resistencia à compressão obtida $\gamma = 14,147 \text{ kN/m}^3$	

Tabela 14 – Resultados do peso específico das amostras

ITEM	COLUNA	CORPO DE PROVA	P. Especif. (kN/m3)	(P.Esp.Di)-(P.Esp.Dm)	(P.Esp.Di-P.Esp.Dm)^2
1	A-318	1	15,50	1,03	1,061
2		2	16,30	1,83	3,349
3		5	15,40	0,93	0,865
4		6	13,60	-0,87	0,757
5		7	15,50	1,03	1,061
6		8	14,10	-0,37	0,137
7	A-338	1	13,00	-1,47	2,161
8		2	13,30	-1,17	1,369
9		3	15,00	0,53	0,281
10		5	14,20	-0,27	0,073
11		7	14,10	-0,37	0,137
12		8	14,50	0,03	0,001
13	A-94/A-111	1	13,70	-0,77	0,593
14		2	14,60	0,13	0,017
15		3	15,40	0,93	0,865
16		4	15,90	1,43	2,045
17		5	13,10	-1,37	1,877
18	B-338 / B-421	1	13,10	-1,37	1,877
19		2	14,80	0,33	0,109
20		3	15,10	0,63	0,397
21		4	14,30	-0,17	0,029
22		5	13,40	-1,07	1,145
23		6	14,20	-0,27	0,073
24		6	14,40	-0,07	0,005
25		8	13,90	-0,57	0,325
26		10	14,30	-0,17	0,029
27		11	14,90	0,43	0,185
28		11	15,40	0,93	0,865
29		12	14,70	0,23	0,053
30		13	14,40	-0,07	0,005

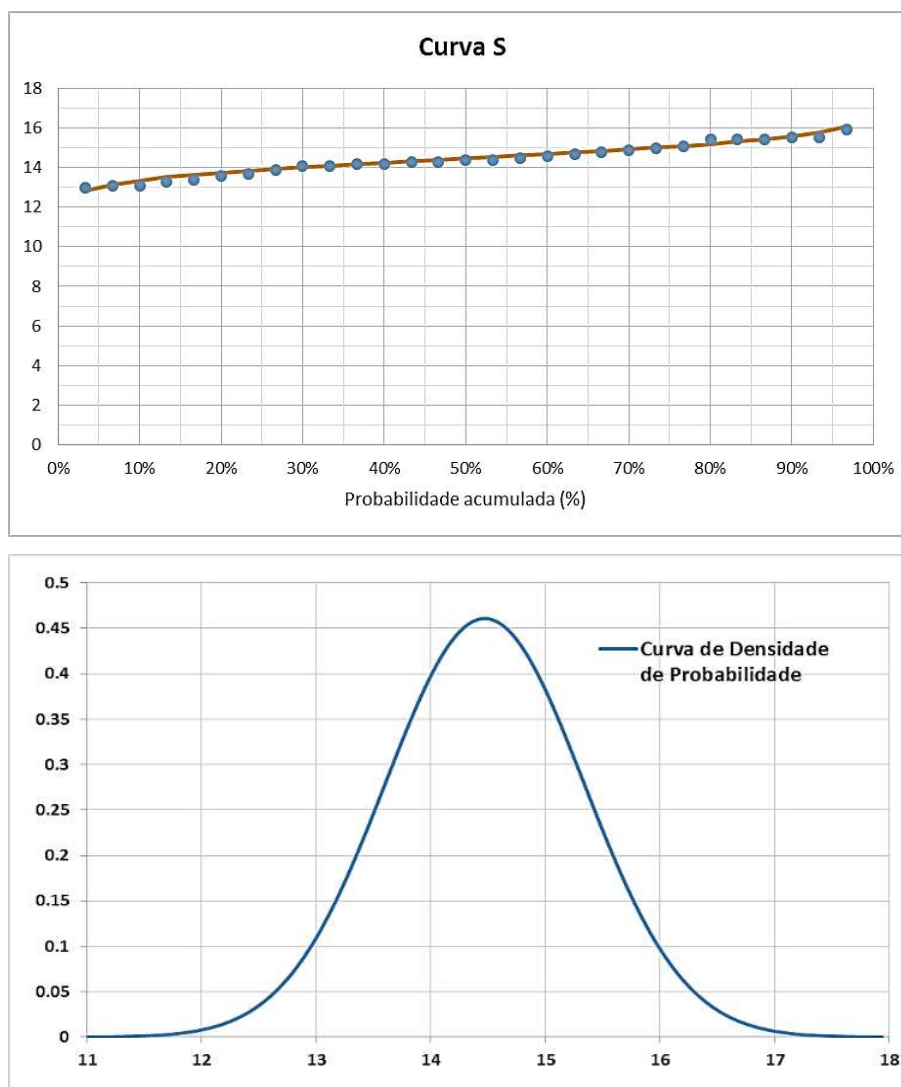


Figura 114 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios de peso específico

5.1.4 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS

Também foi executada a investigação através de ensaios geofísicos, utilizando-se o método Cross Hole e o método “Multichannel Analysis of Surface Waves” (MASW). Estes ensaios foram executados nos maciços de JG logo após o período de cura dos maciços e anteriormente ao início das escavações.

5.1.4.1 INSTRUMENTAÇÃO

Foi efetuado um plano de instrumentação prevendo a instalação de 6 inclinômetros, posicionados nas contenções e 25 pinos de convergência instalados no topo das colunas, conforme indicado na planta esquemática da Figura 115.

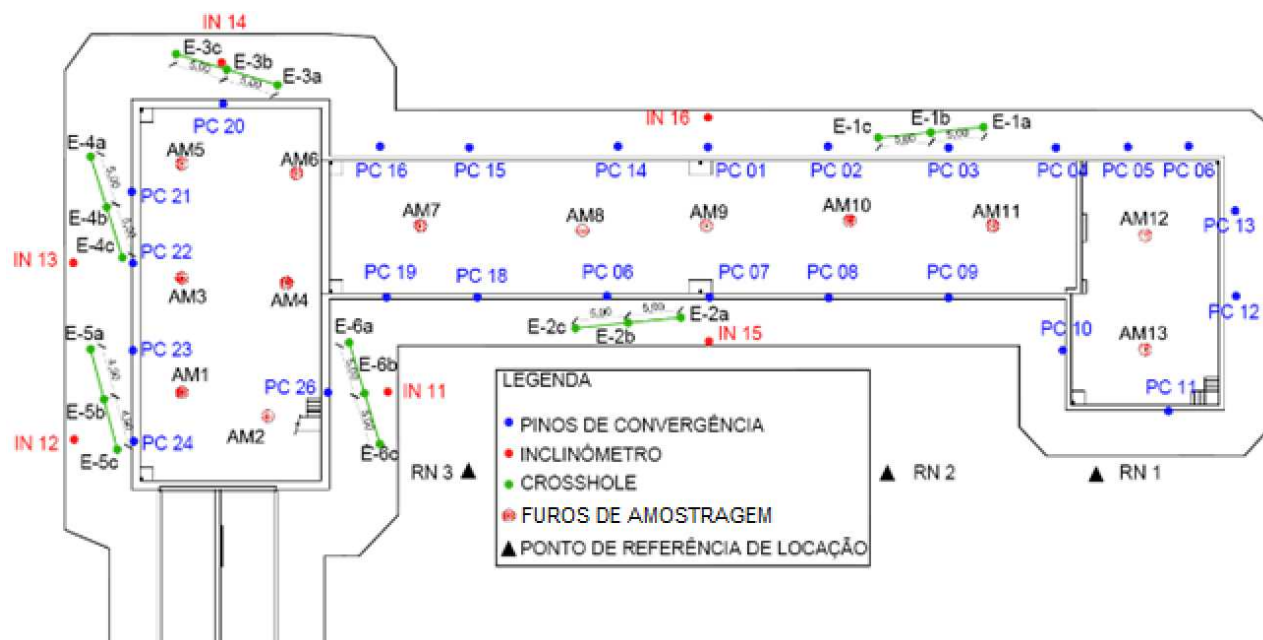


Figura 115 - Planta de Instrumentação (Fonte própria).

Os resultados dos ensaios Cross Hole e MASW são denominados parâmetros elásticos dinâmicos ou de baixa deformabilidade quando comparados a outros tipos de ensaios, principalmente os ensaios estáticos, como o do ensaio triaxial. Para se calcular os valores de G_0 (módulo cisalhante inicial) é necessário o valor do peso específico. Desta forma, em função da análise estatística apresentada no item 5.1.1, o peso específico encontra-se preponderantemente na faixa entre 14,2 kN/m³ a 15,0 kN/m³. Sendo assim, os parâmetros de elasticidade foram estimados dentro de um intervalo mínimo e máximo para cada cota investigada, conforme apresentado na Tabela 16. A locação das seções Cross Hole ensaiadas está indicada na Figura 115.

A partir do módulo cisalhante inicial foi possível determinar o módulo de deformabilidade inicial E_0 através da seguinte expressão:

$$G = \frac{Vs^2 \times \gamma}{g \times 1000} \quad (4,7)$$

$$E = \frac{Vs^2 \times 2\gamma \times (1+v)}{g \times 1000} \rightarrow \text{Assim: } E = G \times 2 \times (1+v) \quad (4,8)$$

onde:

V_s = velocidade de propagação da onda transversal (m/s)

γ = peso específico do material (kN/m³)

ν = coeficiente de Poisson (adimensional)

G= módulo de cisalhamento (MPa)

E = módulo de elasticidade ou módulo de Young (MPa)

g = gravidade (m/s²)

5.1.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS ENSAIOS CROSS HOLE

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de Cross hole

ITEM	ENSAIO	COTA (m)	E.Di (MPa)	E.Di-E.Dm	(E.Di-E.Dm)^2
1	E - 1	2	2651,54	129,80	16847,17
2			2943,24	421,50	177661,86
3			3285,87	764,13	583889,46
4			2743,76	222,02	49291,62
5		-1,5	1165,26	-1356,48	1840047,07
6			1165,26	-1356,48	1840047,07
7			1078,74	-1443,00	2082239,33
8			1114,60	-1407,14	1980044,59
9		-3,7	1662,99	-858,75	737455,18
10			1780,48	-741,26	549469,15
11			1685,54	-836,20	699236,08
12			1708,55	-813,19	661282,68
13	E - 2	2	2697,06	175,32	30735,62
14			2289,04	-232,70	54147,28
15			2678,71	156,97	24639,11
16			2325,52	-196,22	38501,29
17		-1,5	3520,97	999,23	998451,23
18			4090,86	1569,12	2462132,76
19			3844,23	1322,49	1748983,27
20			3692,00	1170,26	1369507,86
21		-3,7	3051,24	529,50	280369,63
22			3073,55	551,81	304496,34
23			3165,29	643,55	414162,61
24			3107,48	585,74	343094,01

Número de amostras	$N = 24$
Graus de liberdade	$n = 23$
Média	$u = 2521,74$
Desvio padrão	$S = 896,445$
Distribuição “t de student”	$t = 2,069$ Bicaudal; para 95% de confiança
Resistencia à compressão obtida	$E_{CH} = 2135,06 \text{ kN/m}^2$

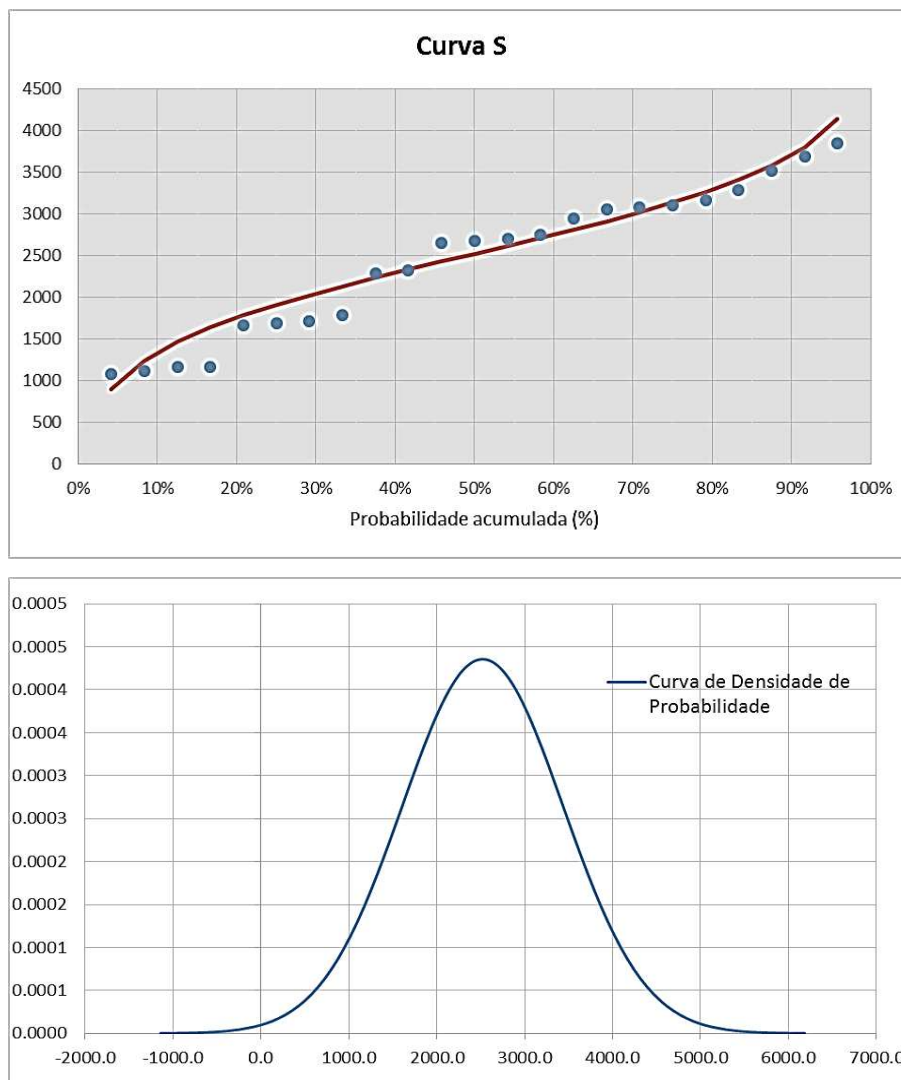


Figura 116 – Gráficos estatísticos dos resultados dos ensaios Cross hole

Tabela 16 – Cotas, Vs obtidos e estimativa do módulo cisalhante utilizando pesos específicos:

$$\gamma_{\min.} = 14,2 \text{ kN/m}^3 \text{ e } \gamma_{\max.} = 15,0 \text{ kN/m}^3.$$

ENSAIO PONTO E1 (Furos E1a, E1b e E1c)						
Cota (m)	Prof. (m)	Vs (m/s)	Gmin (MPa)	Gmax (MPa)	E0 min (kPa)	E0 max (kPa)
2,0	4,5	885	1113	1176	2894	3058
-1,5	7,9	553	434	458	1128	1191
-3,7	11,5	738	773	817	2010	2124
ENSAIO PONTO E2 (Furos E2a, E2b e E2c)						
Cota (m)	Prof. (m)	Vs (m/s)	Gmin (MPa)	Gmax (MPa)	E0 min (MPa)	E0 max (MPa)
2,0	4,8	816	945	999	2457	2597
-1,5	8,3	1012	1454	1535	3780	3991
-4,2	11,1	916	1192	1259	3099	3273

Adotando-se um coeficiente de Poisson de $\nu = 0,30$ os módulos de elasticidade E_0 obtidos pelos ensaios geofísicos variaram entre um mínimo de 1.128,0 MPa a um máximo de 3.991,0 MPa. Entretanto, estes são os módulos tangentes iniciais (E_0). No entanto, os modelos numéricos utilizam o módulo secante a 50% da tensão de escoamento (E_{50}).

5.1.6 ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDO POR MEIO DOS ENSAIOS MASW

Baseados nos resultados dos ensaios “*Multichannel Analysis of Surface Waves*” (MASW) executados em diferentes profundidades no perímetro das contenções e no tampão de fundo, foi possível aproximar equações para o módulo de elasticidade em função da profundidade de leitura, conforme será apresentado adiante neste capítulo.

Foi possível estabelecer equações do incremento ou uniformidade do módulo de elasticidade em profundidade, entretanto, deve-se reforçar que para chegar a resultados com maior acurácia, novas pesquisas deverão ser elaboradas efetuando campanhas com leitura da velocidade V_p , ou seja, no sentido vertical dos maciços.

Tabela 17 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L1

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,6	711,14	1248,35	1248,35	567,69	722,78	1073,70	1073,70	1237,64	174,20	613,71	633,58	845,89	352,43	643,95
1,4	1052,36	1376,77	1376,77	294,82	606,03	1412,64	670,22	1233,52	150,34	650,67	105,48	811,78	502,71	523,73
2,3	911,67	1402,32	1402,32	380,86	491,80	1434,43	1138,46	1152,08	294,92	338,77	460,57	855,29	468,95	586,58
3,5	767,07	1200,03	1200,03	2968,40	1670,62	663,51	1590,08	292,98	956,95	377,78	863,30	1140,98	748,93	711,83
5,0	958,14	288,98	288,98	177,24	1742,63	367,67	1907,89	960,26	1354,34	1265,59	819,09	920,98	602,25	575,89
6,9	762,62	214,99	214,99	996,18	1461,82	1322,84	1590,08	2224,69	1193,34	1440,31	975,07	1127,00	592,36	787,57
9,2	683,44	1019,62	1019,62	1677,42	415,41	3104,51	2457,06	3991,38	746,40	1607,68	1327,68	1640,93	1114,64	1002,23
12,2	1921,83	1972,73	1972,73	2644,49	1109,95	3665,79	3396,56	3810,62	1509,02	1021,88	1174,79	2200,04	1032,34	1608,50
15,8	3658,50	1791,32	1791,32	3847,53	2293,38	3494,89	3541,08	2824,39	2309,83	281,82	326,79	2378,26	1260,96	1655,72
19,8	7562,89	4928,07	4928,07	8424,22	5017,80	5772,73	4149,27	6182,19	4693,57	2607,06	2216,30	5134,74	1854,51	4072,10

De forma a observar visualmente a tendência destes valores de elasticidade através da média aritmética e com o 95% de confiança de serem obtidos os valores de elasticidade, foram efetuados os gráficos apresentados na Figura 118.

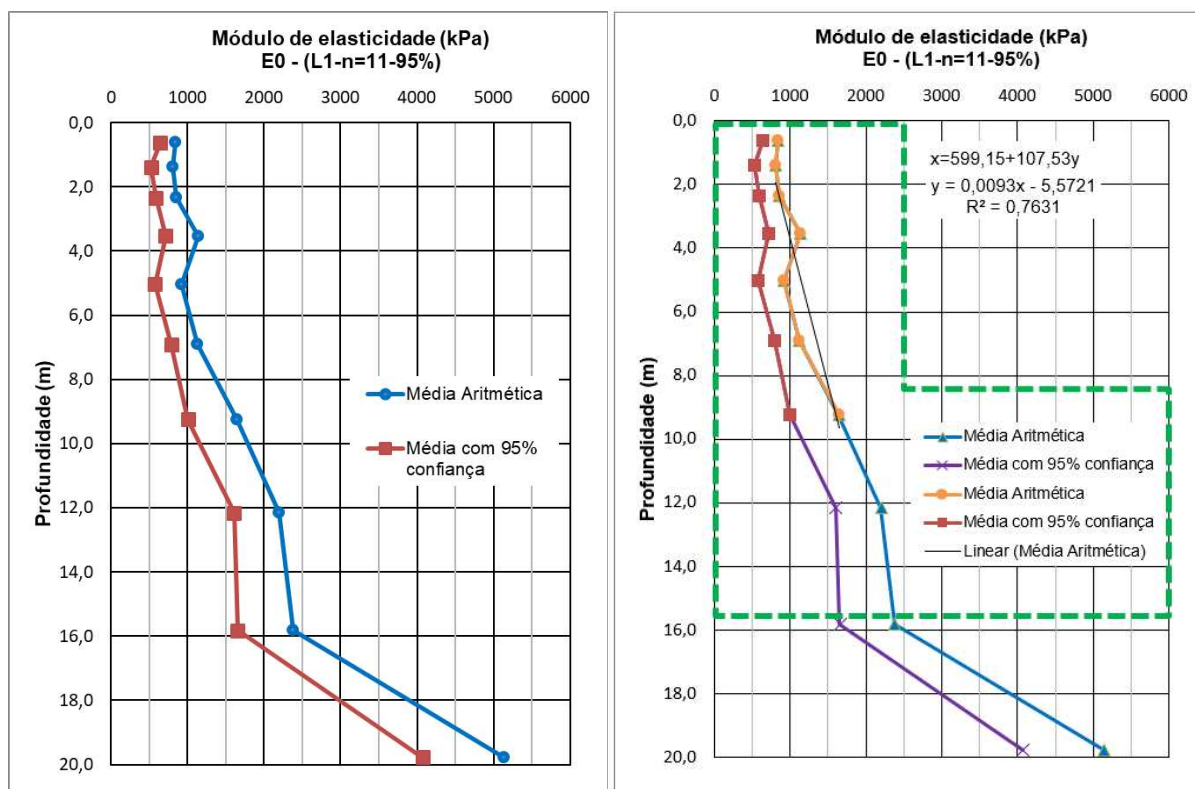


Figura 118 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-01

As linhas tracejadas em verde indicam a posição aproximada das contenções em JG e o tampão do fundo da moega.

5.1.6.2 Resultados do ensaio MASW-L2

Nos ensaios, onde foram efetuados 03 alinhamentos verticais com leituras por nível de profundidade, a média estatística resulta distorcida (ou numericamente negativa) devido à ordem de grandeza do desvio padrão. Desta forma, para estes ensaios, foi adotada a média aritmética dentre os 3 valores, como pode ser observado nos resultados do presente ensaio MASW-L2.

Tabela 18 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L2

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,7	353,54	684,14	1335,71	791,13	499,75	-240,73
1,6	235,93	494,50	1335,97	688,80	575,18	-498,81
2,6	380,07	689,55	1365,16	811,59	503,76	-228,54
4,0	949,54	1112,93	814,18	958,89	149,59	650,01
5,7	1570,04	1154,88	267,12	997,35	665,59	-376,93
7,8	1407,41	2133,00	135,86	1225,42	1010,93	-861,90
10,4	455,38	2830,46	135,86	1140,57	1472,18	-1899,13
13,7	229,30	1779,09	135,86	714,75	922,93	-1190,86
17,9	899,80	734,40	135,86	590,02	401,91	-239,83
22,3	3427,37	9396,00	149,79	4324,39	4687,92	-5355,00

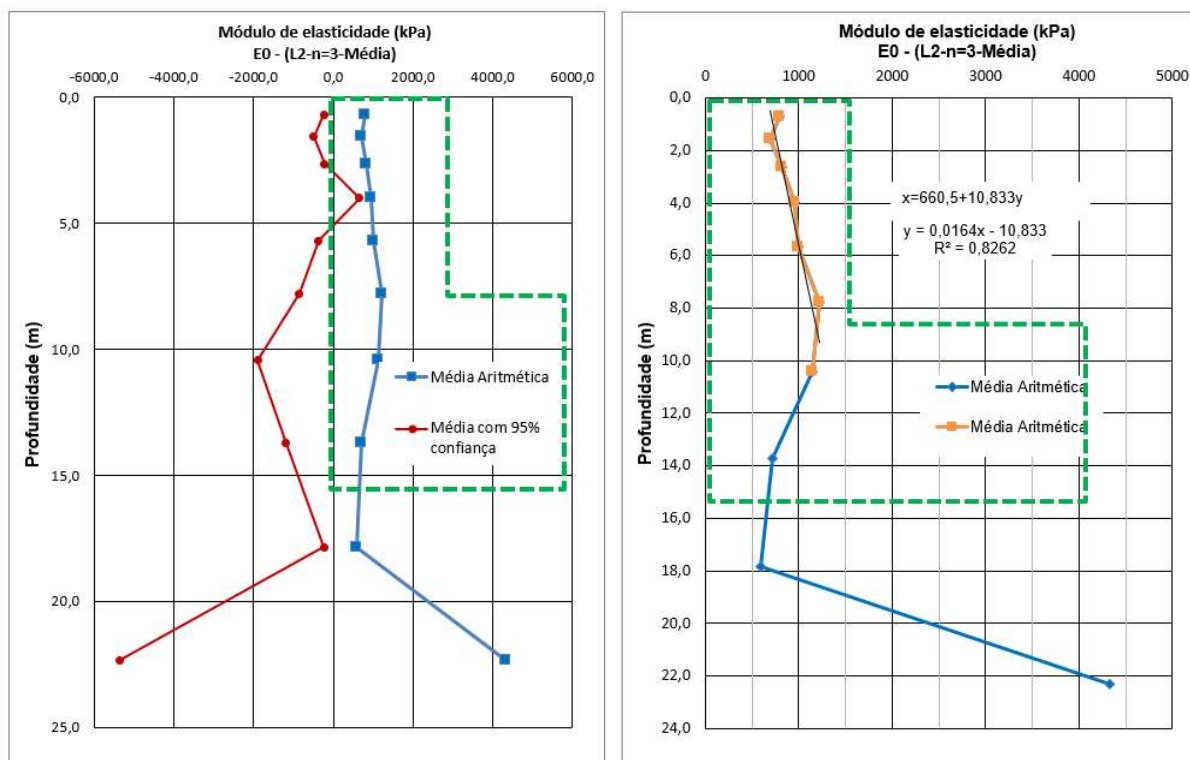


Figura 119 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-02

As linhas tracejadas em verde indicam a posição aproximada das contenções em JG e o tampão do fundo da moega, na região onde foi efetuado o ensaio.

5.1.6.3 Resultados do ensaio MASW-L3

Nos ensaios MASW-L3, MASW-L4 e MASW-L5 foram efetuados 03 alinhamentos verticais com leituras por nível de profundidade. A média estatística resulta distorcida (ou numericamente negativa) devido à ordem de grandeza do desvio padrão. Assim, foi adotada a média aritmética dentre os 3 valores, como pode ser observado nos resultados mostrados na Figura 120, Figura 121 e Figura 122.

Tabela 19 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L3

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,7	142,629	293,989	149,716	195,445	85,415	19,083
1,7	186,439	230,157	203,467	206,688	22,036	161,189
2,8	303,477	74,147	35,711	137,778	144,780	-161,157
4,3	477,143	263,599	209,145	316,629	141,651	24,156
6,1	447,225	415,486	447,082	436,598	18,283	398,848
8,3	751,612	526,320	753,949	677,294	130,752	407,323
11,1	1910,021	570,271	1058,346	1179,546	678,048	-220,455
14,6	3078,429	859,077	1334,351	1757,286	1168,561	-655,504
19,0	4093,287	1462,321	1308,678	2288,095	1565,228	-943,712

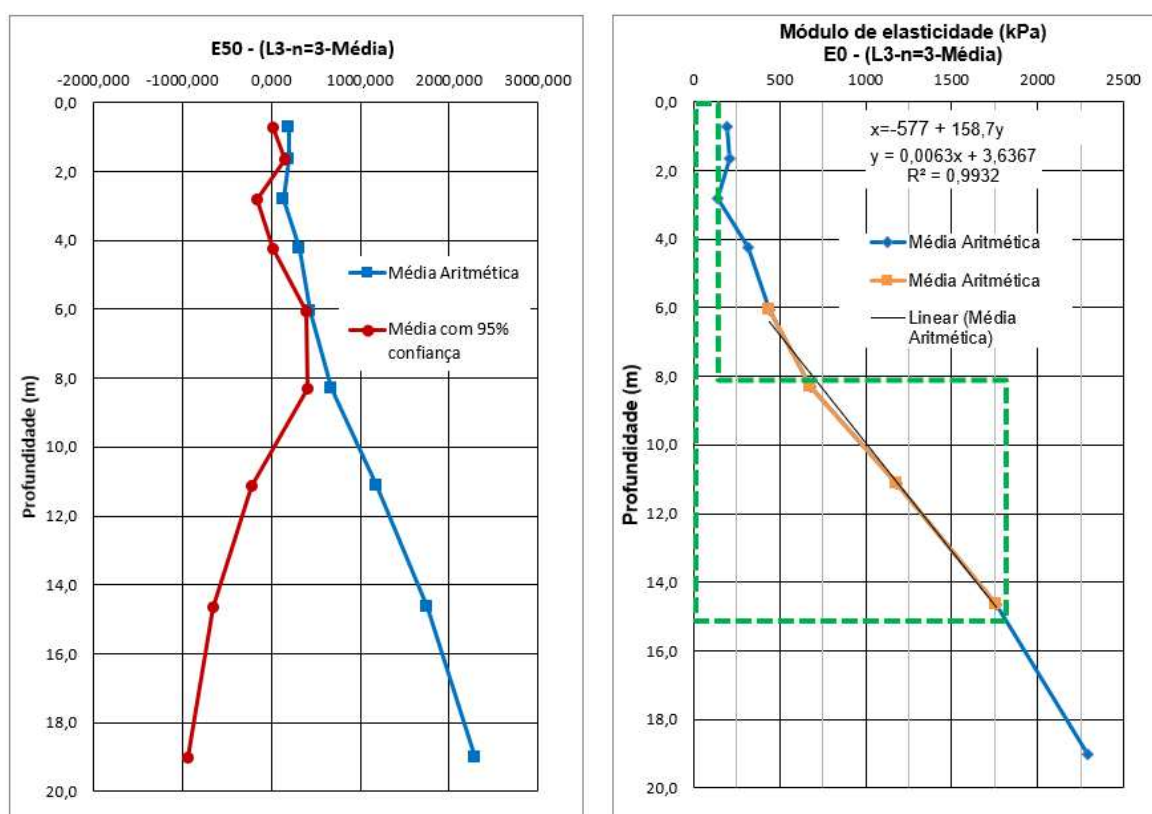


Figura 120 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-03

Nos gráficos, as linhas tracejadas em verde indicam a posição aproximada das contenções em JG e o tampão do fundo da moega.

5.1.6.4 Resultados do ensaio MASW-L4

Tabela 20 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L4

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,6	361,70	796,65	465,52	541,29	227,16	72,26
1,4	477,70	819,16	830,63	709,17	200,54	295,11
2,3	1868,99	722,10	1580,54	1390,54	596,59	158,74
3,5	2926,55	2058,71	2592,70	2525,99	437,75	1622,14
5,0	2013,80	8476,81	2508,13	4332,91	3597,22	-3094,46
6,8	1451,08	2411,48	1075,64	1646,06	688,93	223,59
9,2	417,11	1105,35	534,15	685,53	368,25	-74,81
12,1	1945,44	1914,59	2296,96	2052,33	212,42	1613,74
15,7	1342,81	1177,24	790,28	1103,44	283,56	517,96
19,6	9279,07	6891,25	2945,63	6371,98	3198,49	-232,11

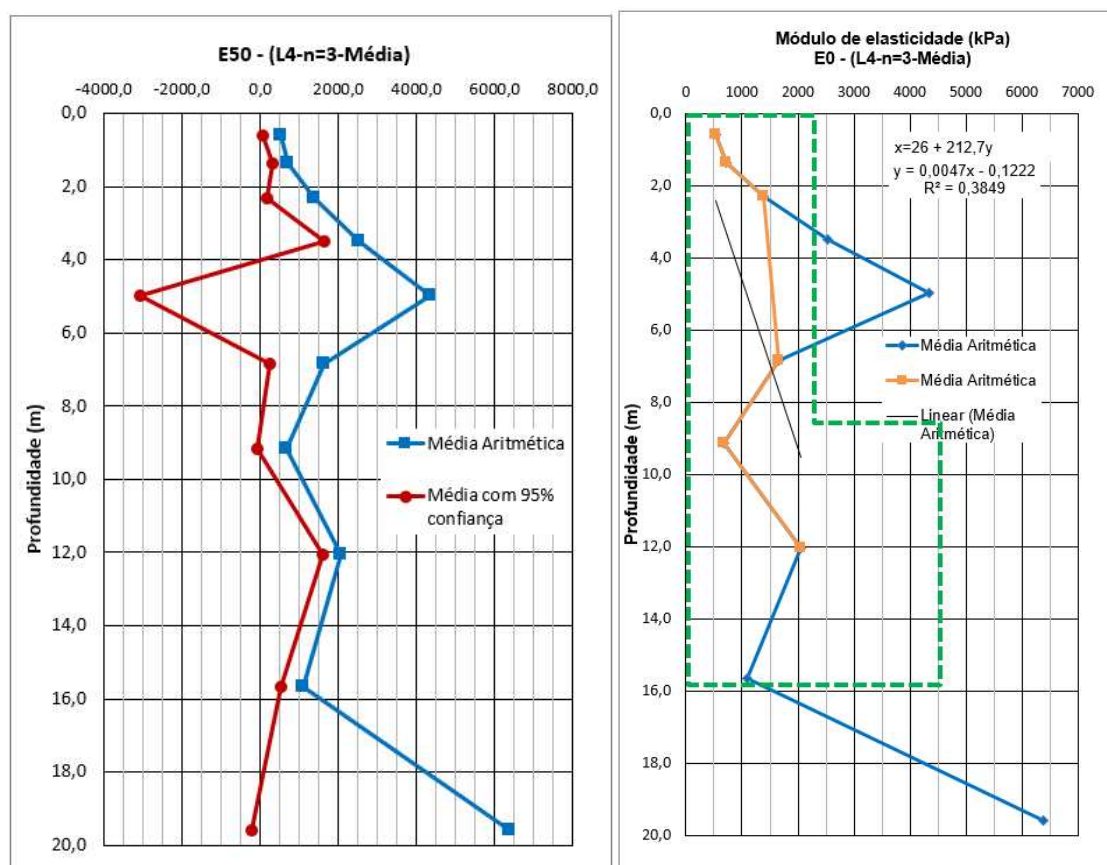


Figura 121 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-04

5.1.6.5 Resultados do ensaio MASW-L5

Tabela 21 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L5

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,4	248,595	1684,656	1102,493	1011,914	722,302	-479,461
1,0	349,428	2431,375	1861,488	1547,430	1075,918	-674,074
1,7	1047,553	2372,847	1843,623	1754,674	667,110	377,259
2,6	1187,455	624,874	2042,778	1285,036	713,971	-189,137
3,7	568,950	1256,296	796,985	874,077	350,098	151,212
5,0	3211,481	1742,626	305,712	1753,273	1452,914	-1246,633
6,7	670,805	1705,300	1050,247	1142,117	523,331	61,569
8,8	321,285	2876,221	1873,158	1690,221	1287,254	-967,639
11,5	831,288	3559,587	1909,506	2100,127	1374,102	-737,053
14,4	4280,833	6487,437	4339,862	5036,044	1257,290	2440,052

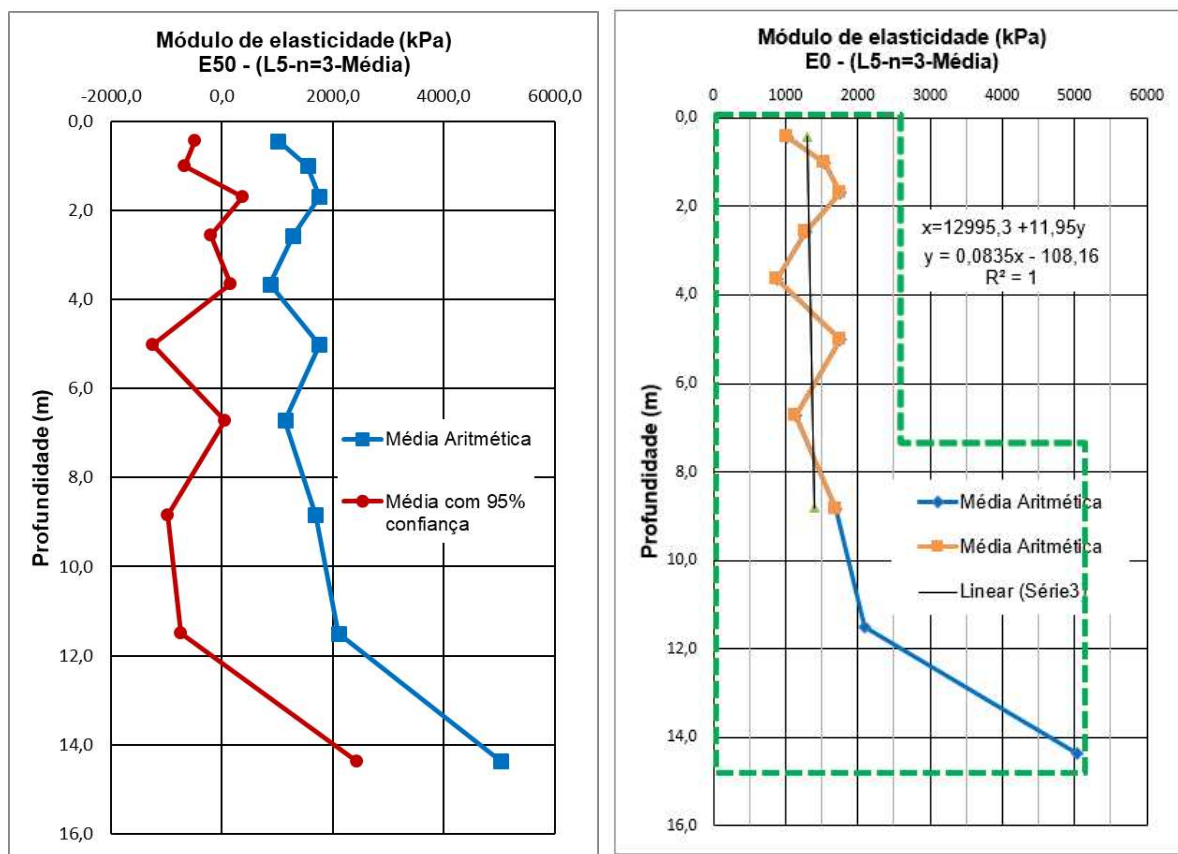


Figura 122 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-05

5.1.6.6 Resultados do ensaio MASW-L6

No ensaio MASW-L6, foram efetuadas leituras em 7 alinhamentos verticais e em cotas diferentes, indo desde os 0,6 m até os 19,8 m de profundidade, conforme apresentado na Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 24. À direita apresenta-se a média aritmética desses 7 resultados de módulos de elasticidade e o seu respectivo desvio padrão e média com o 95% de confiança numa análise estatística efetuada pelo método “t-student” com curva de distribuição de probabilidade contínua, simétrica e campaniforme.

Tabela 22 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L6

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,8	668,39	384,94	504,74	268,84	507,10	347,41	355,62	433,86	134,54	327,14
1,8	700,55	405,96	621,38	474,53	625,15	652,69	370,76	550,15	130,72	446,46
3,1	739,94	810,78	859,52	1038,44	1017,70	1312,50	654,31	919,03	222,19	742,78
4,6	957,36	1388,30	1170,38	1347,30	847,00	1618,54	868,81	1171,10	294,54	937,46
6,6	1034,37	1448,57	1330,53	1774,98	879,97	857,50	1122,75	1206,95	332,22	943,43
9,0	550,67	1376,50	977,97	451,25	940,88	478,55	739,21	787,86	335,08	522,07
12,1	807,49	560,65	482,24	533,47	940,88	501,20	626,65	636,08	173,42	498,52
15,9	967,28	577,47	875,19	1095,15	1054,54	1111,13	269,02	849,97	315,26	599,90
20,7	81,77	813,98	795,23	506,06	409,09	416,86	620,78	520,54	254,13	318,95
25,9	514,66	1957,47	799,31	809,00	909,96	2570,05	938,71	1214,17	751,10	618,37

Para observar a tendência destes valores de elasticidade através da média aritmética e com o 95% de confiança de serem obtidos os valores de elasticidade, foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 123, Figura 124 e Figura 125.

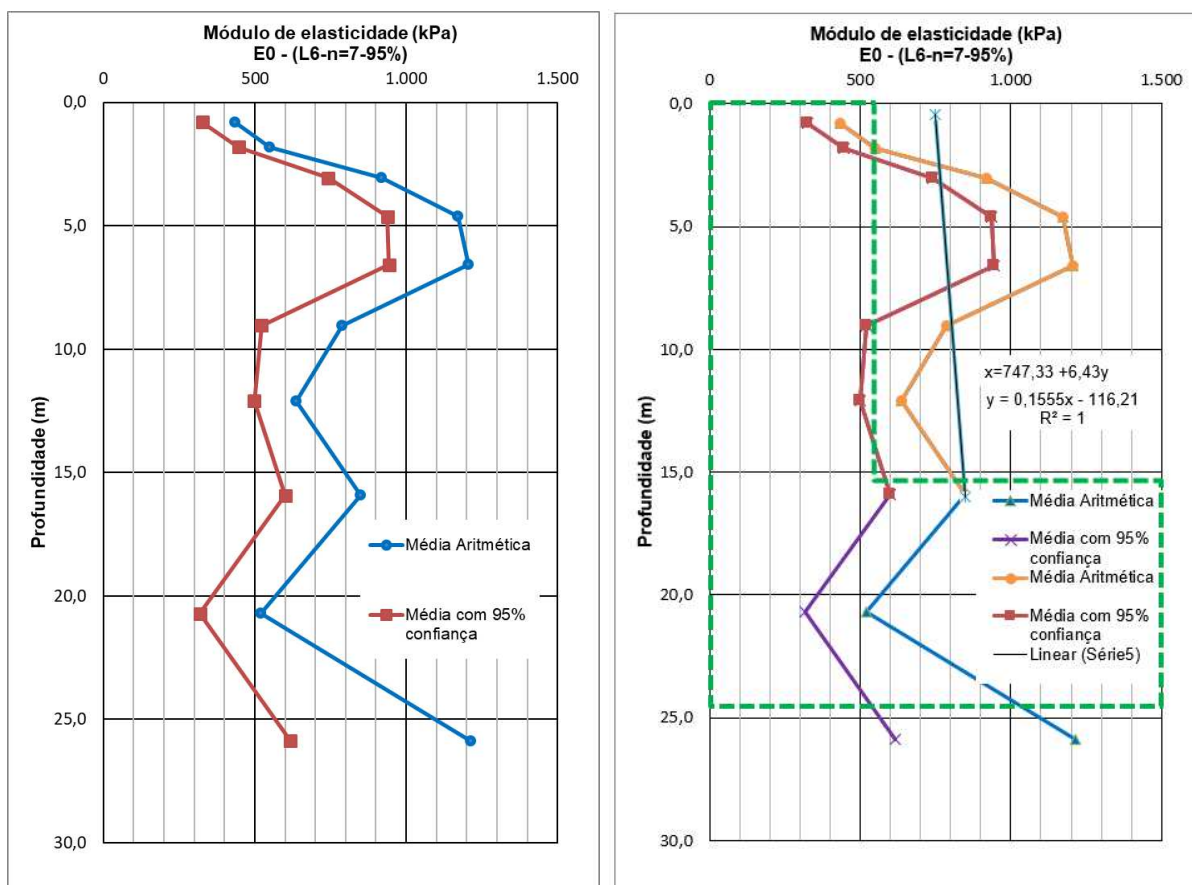


Figura 123 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-06

5.1.6.7 Resultados do ensaio MASW-L7

Tabela 23 – Resultados para E₀ a partir do ensaio MASW-L7

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% de confiança
0,7	497,08	495,50	207,86	550,99	817,80	350,41	146,86	438,07	227,01	258,00
1,5	484,35	482,68	428,82	514,44	748,28	756,29	234,51	521,34	182,78	376,35
2,6	493,01	348,95	994,20	879,59	311,97	1268,21	581,25	696,74	358,78	412,15
3,9	872,87	655,34	3086,74	1182,75	656,86	1523,07	814,01	1255,95	865,08	569,74
5,5	1190,55	1134,00	541,51	1583,50	1463,05	1069,71	770,62	1107,56	364,20	818,67
7,6	1030,61	743,47	457,37	1539,32	2149,41	212,41	547,60	954,31	681,12	414,03
10,2	515,27	957,67	524,08	767,19	215,21	872,72	159,91	573,15	310,89	326,55
13,4	495,27	371,10	632,48	401,66	809,56	1238,13	1081,58	718,54	338,73	449,85
17,4	899,71	422,70	2112,88	486,19	1486,00	413,06	513,82	904,91	658,23	382,78
21,8	2841,16	1635,01	6230,05	2310,47	4141,47	2760,01	1960,59	3125,54	1587,85	1866,01

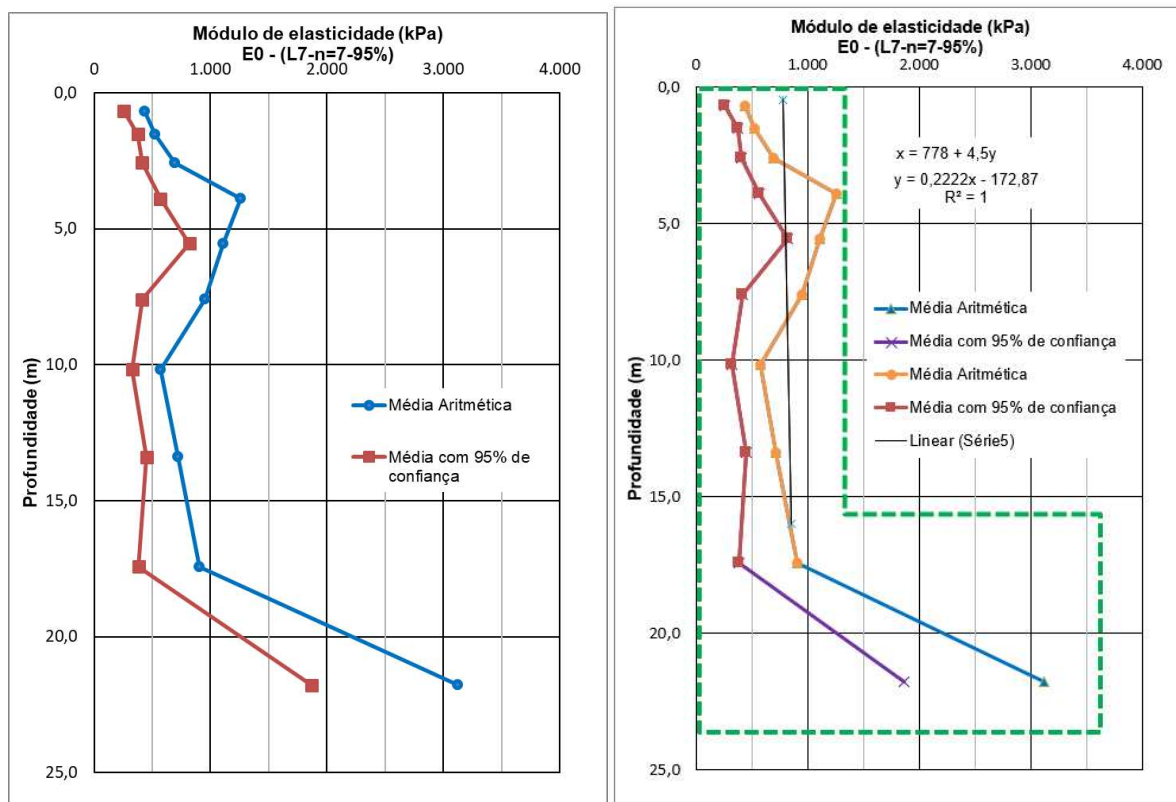


Figura 124 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-07

As linhas tracejadas em verde indicam a posição aproximada das contenções em JG e o tampão do fundo da moega.

5.1.6.8 Resultados do ensaio MASW-L8

Tabela 24 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L8

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% de
0,7	99,40	254,29	246,24	210,04	103,76	359,31	59,76	190,40	107,22	105,35
1,6	222,48	234,13	251,59	570,36	148,45	174,85	303,71	272,23	140,85	160,50
2,7	163,34	78,15	186,41	128,89	190,09	189,49	256,24	170,37	55,77	126,13
4,0	51,53	168,79	651,73	491,83	517,95	2401,96	112,55	628,05	815,17	-18,57
5,7	334,20	170,22	367,46	89,27	77,18	120,60	181,74	191,52	115,77	99,69
7,9	214,34	118,37	144,36	358,01	141,32	347,30	207,39	218,73	98,04	140,96
10,5	134,69	252,10	266,66	146,14	648,33	159,81	531,27	305,57	203,58	144,09
13,8	280,01	170,90	395,38	498,61	934,54	297,47	818,21	485,02	287,86	256,68
18,0	733,72	658,23	523,32	949,70	1154,54	174,58	996,39	741,50	330,38	479,43
22,5	1794,03	1943,63	1472,61	2353,23	2683,67	1531,02	2783,99	2080,31	533,13	1657,42

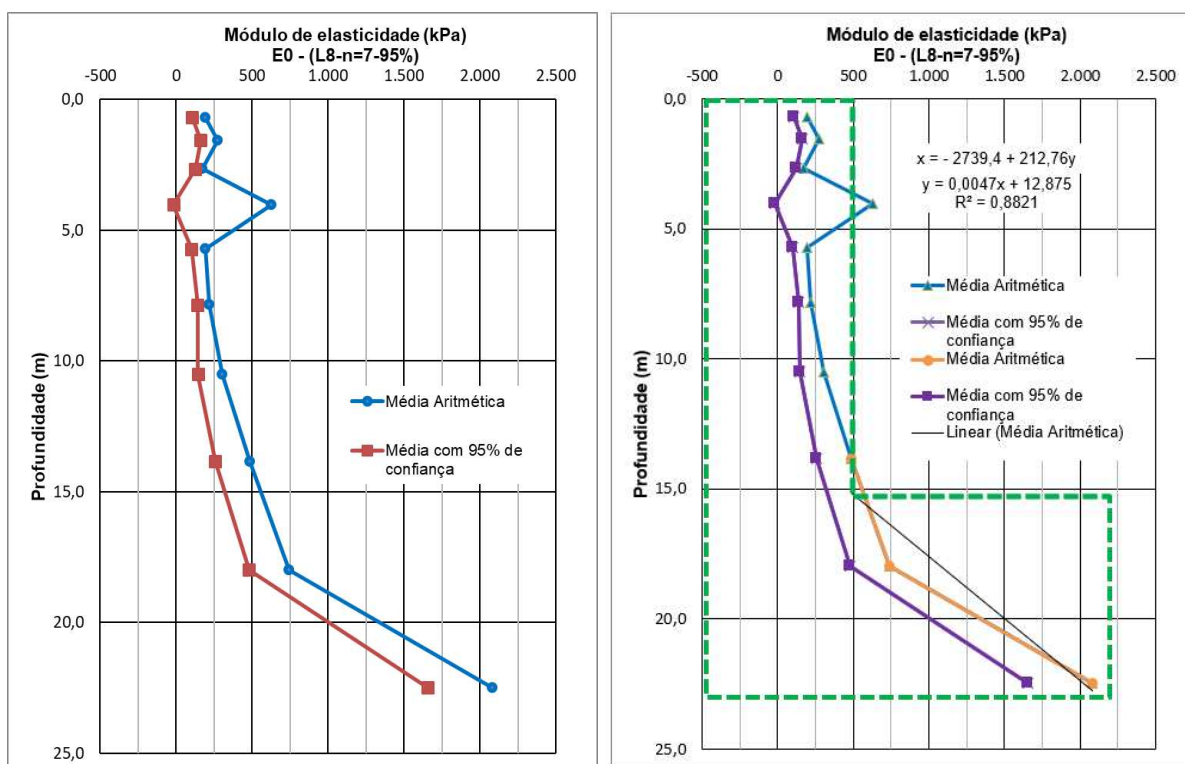


Figura 125 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-08

5.1.6.9 Resultados do ensaio MASW-L9

Tabela 25 – Resultados para E_0 a partir do ensaio MASW-L9

Prof. (m)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	Média Aritmética	Desv. Stand.	Média com 95% confiança
0,8	98,78	461,06	614,73	417,00	264,33	593,68	290,00	391,37	186,35	243,55
1,7	665,27	913,28	895,43	583,21	441,27	474,50	298,98	610,28	231,22	426,86
2,9	499,30	945,32	1460,06	824,57	1661,57	325,66	536,44	893,28	503,93	493,54
4,3	98,78	555,49	1252,70	862,25	1774,19	1131,25	1572,47	1035,30	581,41	574,12
6,2	703,66	220,68	548,77	1570,81	844,15	3467,59	1767,61	1303,32	1101,75	429,39
8,5	917,42	663,77	592,27	515,49	421,15	2155,20	1425,96	955,89	626,93	458,60
11,3	1139,03	1226,75	1102,49	694,36	3147,48	543,04	920,83	1253,42	871,00	562,52
14,9	1213,42	2519,96	754,46	889,25	3925,98	951,09	310,16	1509,19	1268,40	503,06
19,4	1072,94	413,74	675,70	450,85	4723,73	2550,50	1147,90	1576,48	1566,39	333,98
24,2	1854,44	1949,69	2417,19	871,43	7877,74	6129,23	1232,84	3190,37	2699,98	1048,67

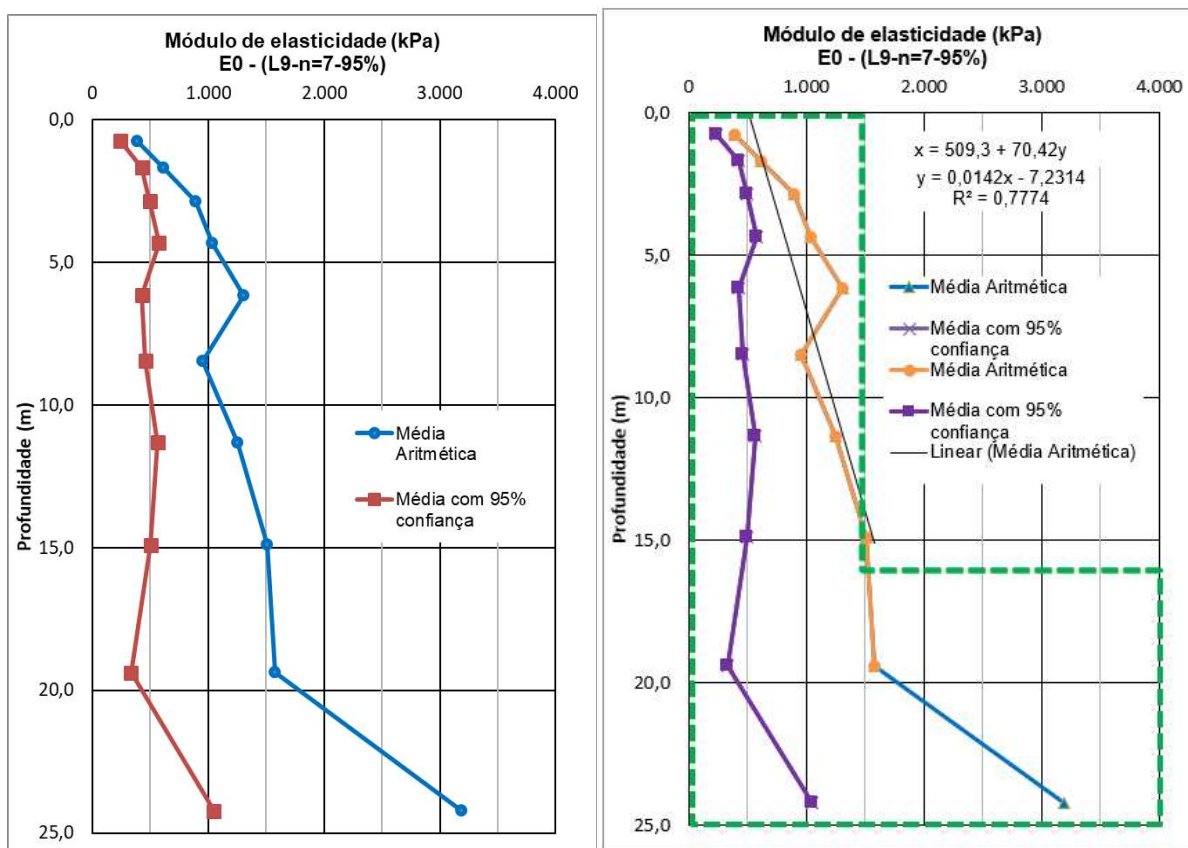


Figura 126 – Resultados da análise estatística e por média aritmética para o Módulo de elasticidade a partir dos ensaios MASW-09

5.2 EQUAÇÕES DE TENDENCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E_0

As equações de aproximação resultantes dos ensaios efetuados conforme apresentados no item anterior, são apresentadas na Tabela 26. Os valores de elasticidade “ E_0 ” estão apresentados em mega pascais (MPa) e a profundidade “ z ” em metros (m).

Tabela 26 – Equações do crescimento do E_0 com a profundidade a partir dos ensaios MASW

TIPO DE ENSAIO	SETOR	LOCALIZAÇÃO DO ENSAIO	EQUAÇÃO PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE
MASW - L1	C	CONTENÇÃO	$E_0 = 599,15 + 107,53z$
MASW - L2	C	CONTENÇÃO	$E_0 = 660,5 + 10,833z$
MASW - L3	C	FUNDO	$E_0 = 577 + 158,7z$
MASW - L4	C	CONTENÇÃO	$E_0 = 26 + 212,7z$
MASW - L5	C	CONTENÇÃO	$E_0 = 1295,3 + 11,95z$
MASW - L6	B	CONTENÇÃO	$E_0 = 747,33 + 6,43z$
MASW - L7	A-B	CONTENÇÃO	$E_0 = 778 + 4,5z$
MASW - L8	B	CONTENÇÃO	$E_0 = 2739,4 + 212,76z$
MASW - L9	B	FUNDO	$E_0 = 509 + 70,42z$

5.3 RESULTADOS DAS MODELAGENS COM A VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ELASTICIDADE

Em função dos resultados obtidos para o módulo de elasticidade dos maciços de Jet grouting, avaliou-se a deformabilidade das contenções por meio das análises numéricas dos setores B e C da moega ferroviária, em alturas de contenção de 15,0 m e 8,6 m, respectivamente.

O processo de modelagem numérica foi extenso e apresentou diferentes resultados quanto ao comportamento tensão – deformação dos maciços de JG. As modelagens cujos resultados se aproximaram mais daquelas deformações monitoradas em obra, estão apresentadas na Figura 127 à Figura 136. Nestas figuras serão apresentados

os resultados das análises numéricas em linhas laranja e em linhas azuis os deslocamentos medidos em obra.

Os parâmetros de resistência e deformabilidade com os que as linhas laranja foram obtidas estão apresentados nas tabelas contiguas às figuras. Como o intuito desta pesquisa é chegar a parâmetros médios equivalentes para toda a moega, os parâmetros modelados deverão ser avaliados tanto para inclinômetros do setor B e do setor C. Assim, são apresentados os resultados de deformação do inclinômetro 13 e do inclinômetro 15 correspondentes aos setores B e C, respectivamente.

Em função do extenso número de modelagens elaborados nesta pesquisa em procura dos parâmetros mais acurados para os maciços de JG, as tabelas apresentadas a seguir, mostram uma sequência começando pela modelagem de ordem “n” e as subsequentes chamadas de $n+1$, $n+2$, etc, respectivamente.

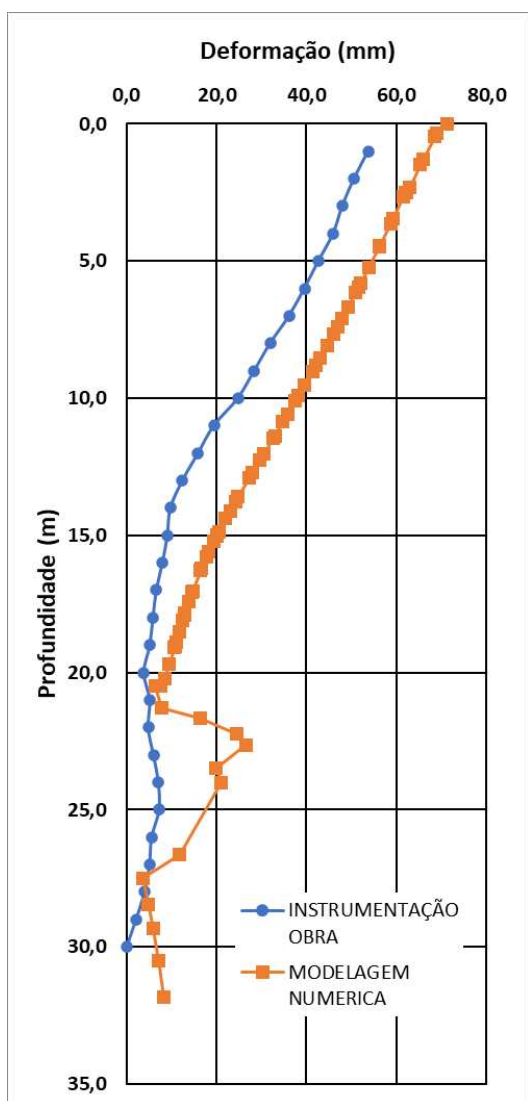


Figura 127 – Inclínômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 27

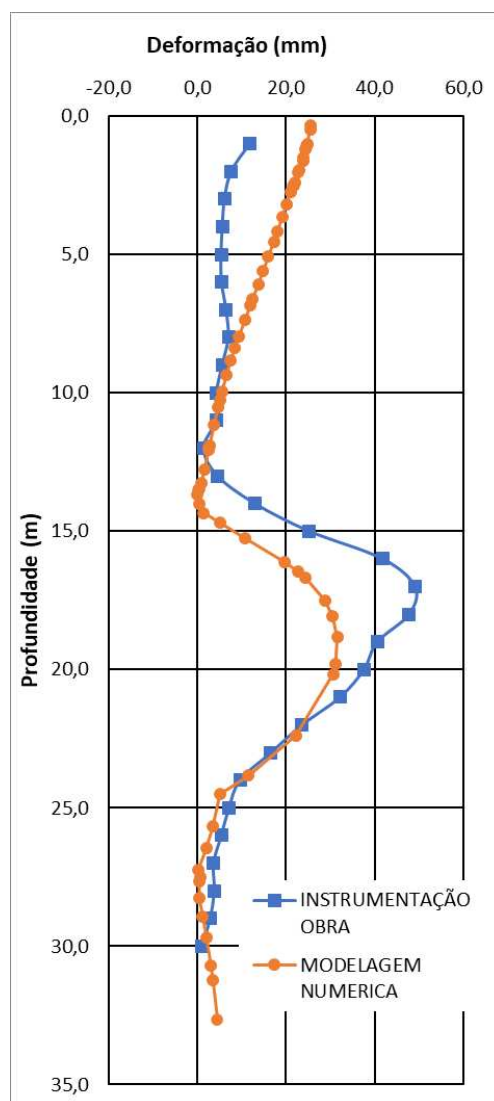


Figura 128 – Inclínômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 27

Tabela 27 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n-ésima modelagem

Camada	Condição	Peso específico		Permeabilidade		Coef. Poisson	Coesão efetiva	Ângulo de atrito	Ângulo de dilatação	Mod. Elastic.
		γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y					
		kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	-	kN/m ²	°	°	kPa
ATERRO	Drenado	18	18,5	0,2	0,05	0,32	10	25	0	5,0
SFL	Não drenado	13,8	14,5	0,01	0,003	0,45	5	18	0	1,50
JG	Não drenado	15	15,1	0,003	0,001	0,30	244	38	8	500,0
SOLO RESIDUAL	Drenado	19	19,5	0,01	0,003	0,30	30	30	0	60,0
AT	Drenado	16,5	17	1,5	1	0,30	10	25	0	5,001

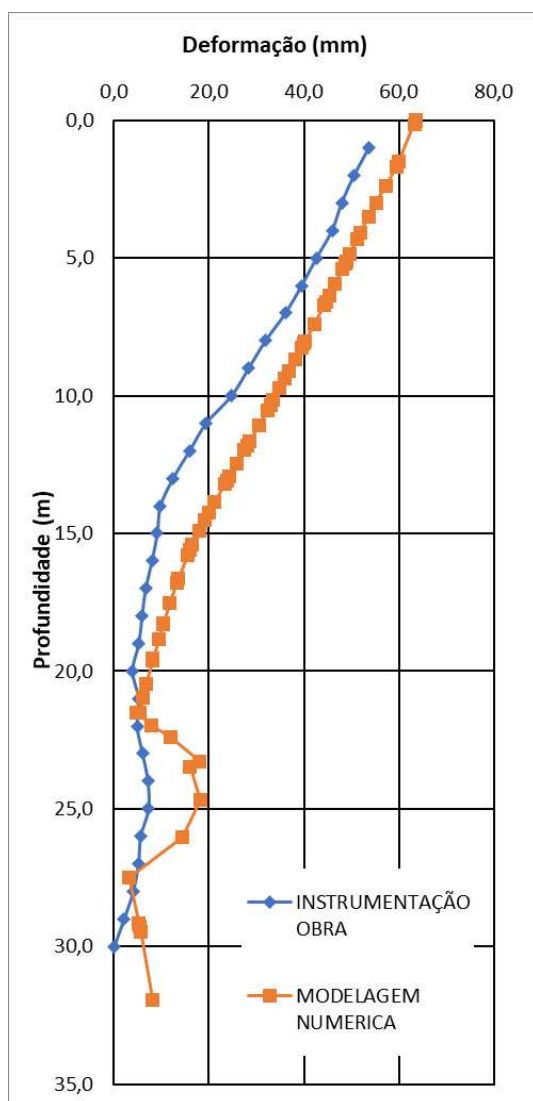


Figura 129 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 28

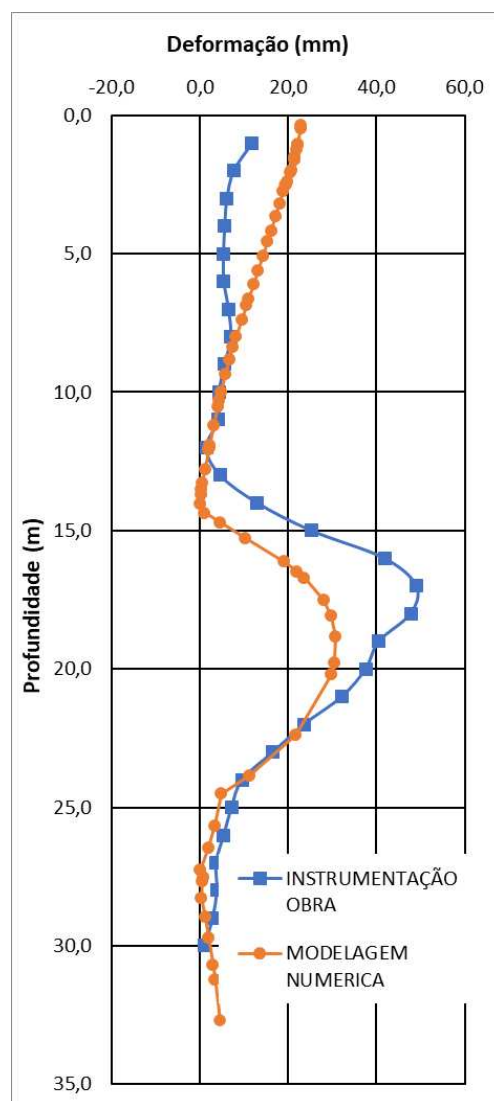


Figura 130 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 28

Tabela 28 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+1, modelagem

Camada	Condição	Peso específico		Permeabilidade		Coef. Poisson	Coesão efetiva	Ângulo de atrito	Ângulo de dilatação	Mod. Elastic.
		γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y					
		kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	-	kN/m ²	°	°	kPa
ATERRO	Drenado	18	18,5	0,2	0,05	0,32	10	25	0	5,0
SFL	Não drenado	13,8	14,5	0,01	0,003	0,45	5	18	0	1,50
JG	Não drenado	15	15,1	0,003	0,001	0,30	244	38	8	600,0
SOLO RESIDUAL	Drenado	19	19,5	0,01	0,003	0,30	30	30	0	60,0
AT	Drenado	16,5	17	1,5	1	0,30	10	25	0	5,0

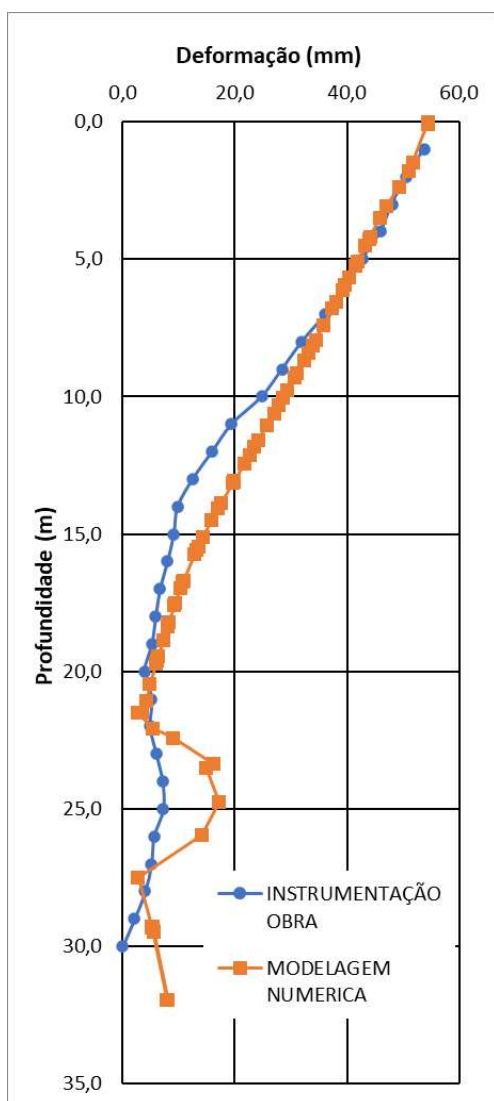


Figura 131 – Inclinômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 29

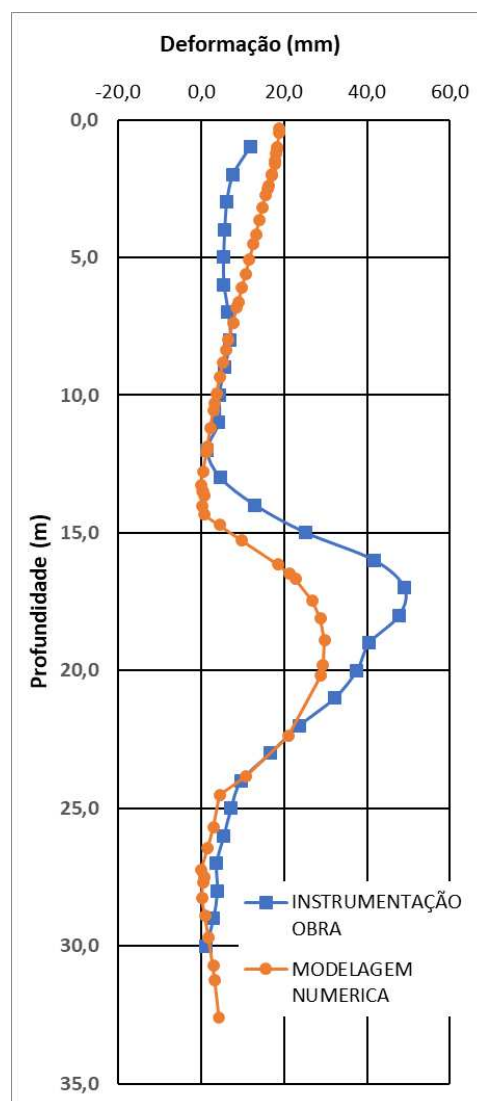


Figura 132 – Inclinômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 29

Tabela 29 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+2, modelagem

Camada	Condição	Peso específico		Permeabilidade		Coef. Poisson	Coessão efetiva	Ângulo atrito	Ângulo dilatação	Mod. Elastic.
		γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	ν	c'	ϕ	ω	$E_{ref.}$
		kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	-	kN/m ²	°	°	kPa
ATERRO	Drenado	18	18,5	0,2	0,05	0,32	10	25	0	5,0
SFL	Não drenado	13,8	14,5	0,01	0,003	0,45	5	18	0	1,50
JG	Não drenado	15	15,1	0,003	0,001	0,30	244	38	8	800,0
SOLO RESIDUAL	Drenado	19	19,5	0,01	0,003	0,30	30	30	0	60,0
AT	Drenado	16,5	17	1,5	1	0,30	10	25	0	5,0

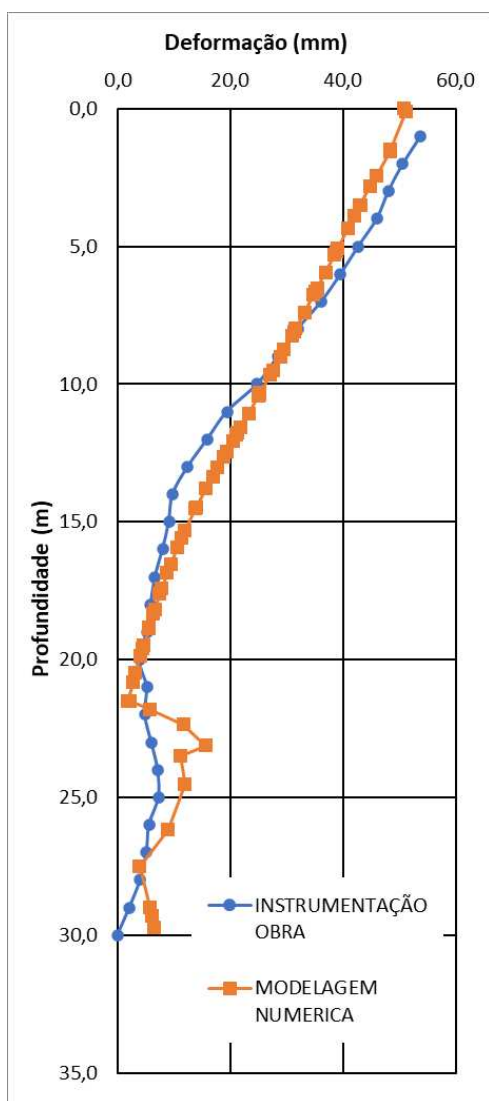


Figura 133 – Inclínômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 30

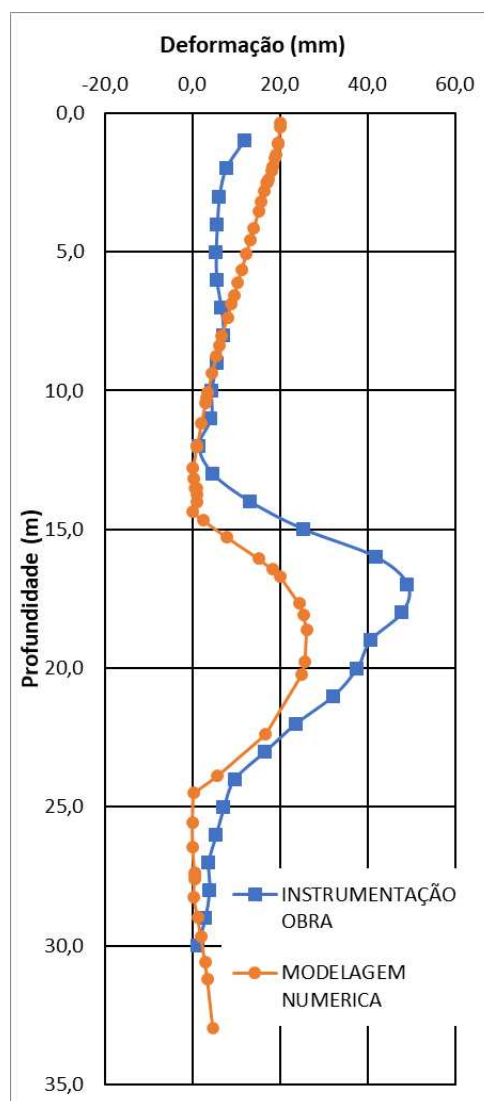


Figura 134 – Inclínômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 30

Tabela 30 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+3, modelagem

Camada	Condição	Peso específico		Permeabilidade		Coef. Poisson	Coessão efetiva	Ang. atrito	Ang. dilat.	Mod. Elastic.	Taxa increm. "E"
		γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	ν	c'	ϕ	ω	$E_{ref.}$	E_{inc}
		kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	-	kN/m ²	°	°	kPa	kPa/m
ATERRO	Drenado	18	18,5	0,2	0,05	0,32	10	25	0	5,0	0
SFL	Não drenado	13,8	14,5	0,01	0,003	0,45	5	18	0	1,50	0
JG	Não drenado	15	15,1	0,003	0,001	0,30	244	38	8	600,0	25
SOLO RESIDUAL	Drenado	19	19,5	0,01	0,003	0,30	30	30	0	60,0	0
AT	Drenado	16,5	17	1,5	1	0,30	10	25	0	5,0	0

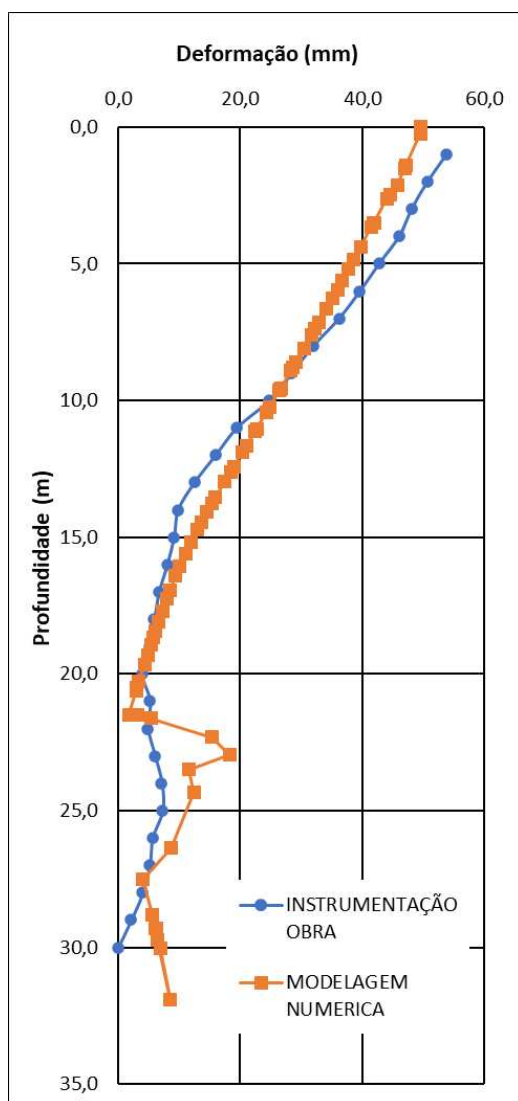


Figura 135 – Inclínômetro I-13 – setor B e FEM com parâmetros da Tabela 31

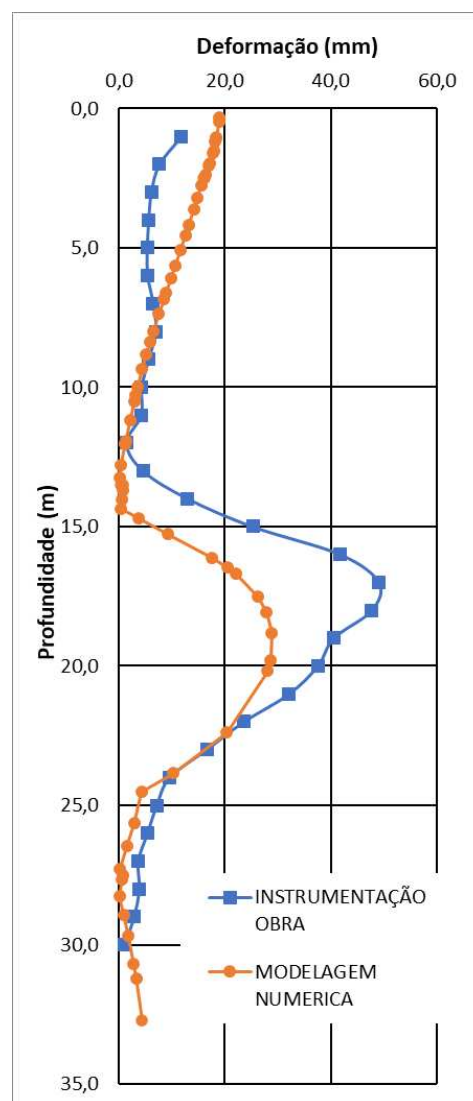


Figura 136 – Inclínômetro I-15 – setor C e FEM com parâmetros da Tabela 31

Tabela 31 – Parâmetros de resistência e elasticidade para a n+4, modelagem

Camada	Condição	Peso específico		Permeabilidade		Coef. Poisson	Coessão efetiva	Ang. atrito	Ang. dilat.	Mod. Elastic.	Taxa increm. "E"
		γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	ν	c'	ϕ	ω	$E_{ref.}$	E_{inc}
		kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	-	kN/m ²	°	°	kPa	kPa/m
ATERRO	Drenado	18	18,5	0,2	0,05	0,32	10	25	0	5,0	0
SFL	Não drenado	13,8	14,5	0,01	0,003	0,45	5	18	0	1,50	0
JG	Não drenado	15	15,1	0,003	0,001	0,30	244	38	8	550,0	30
SOLO RESIDUAL	Drenado	19	19,5	0,01	0,003	0,30	30	30	0	60,0	0
AT	Drenado	16,5	17	1,5	1	0,30	10	25	0	5,0	0

6 CONCLUSÕES

Em função dos resultados obtidos em campanhas de amostragens e ensaios apresentados no item 5.1, foi possível confirmar a relação entre o módulo de elasticidade secante a 50% da tensão de ruptura e a resistência à compressão simples das colunas de JG, ou seja, foi validada a expressão: $E_{50} = 280 \cdot q_u$.

Conforme pode ser observado nos gráficos “Profundidade x deformação” do item 5.2, os valores encontrados para o módulo de elasticidade “ E_{50} ” encontram-se na faixa entre 500 MPa e 1500 MPa, com uma predominância para valores entre 500 MPa e 1000 MPa. Estes valores apresentam uma leve tendência de crescimento com a profundidade até a cota do tampão de fundo, onde a contenção possui espessuras de 4,0 m ou 6,0 m, nos setores C e B, respectivamente. Já para o trecho do tampão de fundo os resultados para E_{50} crescem rapidamente mostrando que, possivelmente, os ensaios encontram-se influenciados pela espessura do JG injetado no tampão de fundo. Ou seja, no trecho injetado do tampão de fundo a espessura do JG é muito maior do que nas contenções, o que pode interferir nos resultados dos ensaios pois trata-se de um meio mais consolidado.

Caso sejam lidas somente as ondas de cisalhamento horizontais “ V_s ”, como na presente pesquisa, pode-se estabelecer uma relação direta entre o módulo cisalhante inicial G_0 e o módulo secante E_{50} para fins de calibração dos modelos numéricos. No presente caso, utilizando-se o peso específico médio obtido nos corpos de prova de $\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, foi obtido um módulo cisalhante inicial médio de $G_0 = 1.095,4 \text{ MPa}$. Considerando que para um coeficiente de Poisson de 0,3 resulta numa relação $E_0 = 2,6 G_0$, obtendo um valor médio de $E_0 = 2.848 \text{ MPa}$. Levando em conta que a resistência média obtida nas amostras retiradas das colunas foi de $q_u = 1,96 \text{ MPa}$ e tendo sido validada a relação $E_{50} = 280 \cdot q_u$, pode-se inferir para este caso um valor de $E_{50} = 549 \text{ MPa}$. Assim, para este caso específico obteve-se a uma relação de $E_{50} = (549 / 1.095,4) \times G_0$, ou seja, $E_{50} = 0,5 \times G_0$. Da mesma maneira, pode-se também apresentar para este caso a relação $E_{50} = (549 / 2848) \times E_0$, ou seja, $E_{50} \cong 0,2 \times E_0$.

Pode-se afirmar que o valor da aderência entre os perfis metálicos das contenções e os tubos do tampão de fundo com as colunas de JG, adotado como sendo $2/3$ da coesão efetiva das colunas JG, foi satisfatório pois não foram observados levantamentos do tampão de fundo nem desprendimentos nas contenções.

Um item importante a ser indicado e resultante do extenso processo de modelagem numérica, é o módulo de elasticidade edométrico do solo mole (E_{edom}), ou seja, da argila flúvio lagunar (SFL). Devido à situação não drenada desta argila, a diferença entre as tensões principais máximas e mínimas, se manteve, uma vez que não houve variação no volume de vazios pois, por um lado o solo manteve-se saturado devido à cota do nível do mar, e do outro, a contenção em Jet Grouting com permeabilidade muito baixa.

A deformabilidade muito baixa do maciço de JG armado, aproximadamente de 54 mm no setor B e de 13 mm no setor C (no topo das contenções) resultaram em porcentagens de deformação de 0,37% e 0,15% da altura das contenções de 14,5 e 8,5 m, respectivamente.

Para um controle de campo da qualidade e integridade dos maciços de JG, podem ser utilizados ensaios geofísicos tipo Cross-hole e MASW, desde que sejam medidas velocidades verticais (V_p) e horizontais (V_s) a fim de permitir a avaliação dos módulos cisalhante inicial G_0 e módulo tangente inicial E_0 , além de ser possível neste caso aferir também o coeficiente de Poisson.

O efeito do Jet Grouting pode ser efetivamente simulado pelo Método dos Elementos Finitos em condições de deformação plana e por meio do Modelo Constitutivo de Mohr Coulomb.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **“Solo - sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio”**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **“Projeto e execução de fundações”**. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11.682 - **“Estabilidade de encostas”**, Rio de Janeiro, 2009.

ALEXEY ARKHIPOV **“Check and monitoring of condition of concrete slurry wall, jet grouting and frozen soil fences by crosshole sounding method in underground construction”**. 15th International scientific conference “Underground Urbanisation as a Prerequisite for Sustainable Development”, Geodiagnostika LLC, Vitebskiy Petersburg, Russia. Elsevier Ltd, 2016;

ALEXANDRE PINTO, RUI TOMÁSIO, GONÇALO MARQUES **“Ground Improvement with Jet Grouting Solutions at the New Cruise Terminal in Lisbon, Portugal”**. Advances in Transportation Geotechnics 3. The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG), 2016;

ALEKSANDRA CHEPURNOVA **“Assessing the influence of jet-grouting underpinning on the nearby buildings”** Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP), Moscow, Russia. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Elsevier B.V. 2014;

BARLA M., BZOWKA J., **“Comparing Numerical Alternatives to Model Jet Grouting in Tunnels”**; Department of Structural, Building and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino, Italy; 2013;

BIN CHEN BENSON HSIUNG, D. F. T. NASH, M. L. LINGS, AND H. S. HSIEH **“Effects of Jet Grouting on Adjacent Ground and Structures”** Ing Hieng Wong and Teoh Yaw Poh Univ. of Bristol, Bristol; Dept. of Constr. Engrg., National YunLin Univ.

of Technology and Science. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001;

BOWLES, Joseph E., **“Foundation Analysis and Design 5th Edition”** (1988);

COSTA FORTUNA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Callandrelli N. L., **“Ultrafertil – Moega Ferroviária, Apresentação técnica metodológica”**, 2014;

DAVIDE MERLINI, DANIELE STOCKER, MATTEO FALANESCA, ROBERTO SCHUERCH **“The Ceneri Base Tunnel: Construction Experience with the Southern Portion of the Flat Railway Line Crossing the Swiss Alps”**. Engineering journal, Elsevier LTD. 2018;

EMILIOS M. COMODROMOSA, MELLO C. PAPADOPOULOU, KONSTANTINOS GEORGIADIS **“Design procedure for the modelling of jet-grout column slabs supporting deep excavations”** Computers and Geotechnics journal, Elsevier Ltd. 2018;

FLORA A., MODONI G., LIRER S. and CROCE P. **“The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results”** Géotechnique journal October, <https://www.researchgate.net/publication/259338518>, 2013;

HALIL MURAT ALGIN, **“Optimised design of jet-grouted raft using response surface method”**. Harran University, Civil Engineering Department, Osmanbey, Turkey. Computers and Geotechnics journal, Elsevier Ltd. 2016;

HACHICH Waldemar - FALCONI Frederico F. - Outros. **“Fundações - Teoria e Prática”**. Editora: Pini. (1999)

JOSÉ LEITÃO BORGES, MARCO SILVA GONÇALVES **“Jet-grout column-reinforced soft soils incorporating multilayer geosynthetic-reinforced platforms”** Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. Soils and Foundations journal, Elsevier Ltd. 2016;

KASHEVAROVA G.G., MAKOVETSKIY O.A. (2016). **“Analysis of Experimental and Estimated Jet-Grouted Soil Mass Deformations”** Perm National Research Polytechnic University, Komsomolskiy, Russia. International Conference on Industrial Engineering ICIE, 2016;

KARSTUNEN & LEONE (2008) **“Excavations and Foundations in Soft Soils ,HansGeorg Kempfert Berhane - Scotland”**;

KIMPRITIS, T., STANDING, J.R. AND THURNER, R. **“Estimating column diameters in jet grouting processes”** Keller Hellas S.A., Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, Keller Grundbau GmbH, Technical and Commercial Director Middle East and Turkey, 2013;

MASSAD, Façal. **Solos marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas.** São Paulo: Oficina de Textos. (2009);

MODONI G., WANIK L., GIOVINCO G., BZÓWKA J., LEOPARDI A. **“Numerical analysis of submerged flows for jet grouting”** The Silesian University of Technology (Poland) and University of Cassino and Southern Lazio (Italy). <https://www.researchgate.net/publication/273379308>, 2015;

NC-03/80 – **“Documento técnico - Companhia do Metropolitano de São Paulo (1980)”**;

OLEG MAKOVETSKIY, STANISLAV ZUEV, **“Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting”** 15th International scientific conference “Underground Urbanisation as a Prerequisite for Sustainable Development”, Geodiagnostika LLC, Vitebskiy Petersburg, Russia. Elsevier Ltd. 2018;

OCHMAŃSKI M., MODONI G., BZÓWKA J. **“Prediction of the diameter of jet grouting columns with artificial neural networks”** Soils and Foundations journal, Elsevier Ltd. 2015;

OCHMAŃSKI M., MODONI G., BZÓWKA J. **“Numerical analysis of tunnelling with jet-grouted canopy”**. The Japanese Geotechnical Society. Production and hosting by Elsevier B.V. 2015;

PLAXIS 2D –**Manuals V-9, Netherlands**, Material models, Reference Manual, 2010;

PAVLOVIC M. N., **“Reinforced jet-grouted piles. Part I, Analysis and Design”**; Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings 163(5):299–308, (2010)

RONG-JUN ZHANG, JUN-JIE ZHENG, PEI-YING LI, JUAN ZHANG, SHUN YU. **“A method for predicting mechanical behaviour of HPJG-Anchors – Part II: Prediction procedure, verifications and parametric studies”**. Institute of Geotechnical and Underground Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan, China, (2016);

SCHNAID Fernando, ODEBRECHT Edgar **“Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações - 2ª ed.”** (2000);

SHEN, S.L., LUO, C.Y., XIAO, X.C., WANG, J.L., **Improvement efficacy of RJP method in Shanghai soft deposit**. In: Han, J., Zheng, G., Schaefer, V.R., Huang, M.S. (Eds.), Advances in Ground Improvement. Geotechnical Special Publication No. 188. American Society of Civil Engineers, Reston, 2009.

SOUZA PINTO, Carlos De **“Curso básico de mecânica dos solos - 3ª ed. p. 35-115”** (2006);

TEIXEIRA A. H., **“Improvement of Soft Clays by Jet Grouting Technology”** Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, (1987);

TREVIGROUP, Borgatti C., **Jet Grouting technology and Application**, Hong Kong, 2016

TSUTOMU NAMIKAWA, SHOTA HIYAMA, YOSHIYA ANDO, TAIHEI SHIBATA
“Failure behavior of cement-treated soil under triaxial tension conditions” Soils and Foundations journal 57, Elsevier Ltd. 2017;

TECHNOMINE, Manuals Execution Proceedings, London, U.K. 2014

WANG Z.F., SHEN S.L., HO C.E. AND KIM Y.H. **“Jet Grouting Practice: an Overview”**. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University and State Key Laboratory of Ocean Engineering, China. Arup, Water Street, New York, USA; Korea Foundation Technology (KFT) Co., Ltd., Anyang, Korea. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 2013, Vol. 44 No. 4;

WAN CHAI, (2012) **“Advanced Course on Computational Geotechnics”**;

VLI S.A. - FUGRO IN SITU **“Ensaaios de Caracterização, Ilha 12 – Cubatão - Snatos” 2014;**

YONG LIU, JUN HU, YU-PING LI, LI-HUA LI **“Statistical evaluation of the overall strength of a soil-cement column under axial compression”** Construction and Building Materials journal, Elsevier Ltd. 2017;

ZHI-FENG WANG, SHUI-LONG SHEN, GIUSEPPE MODONI **“Enhancing discharge of spoil to mitigate disturbance induced by horizontal jet grouting in clayey soil: Theoretical model and application”** Computers and Geotechnics journal. Elsevier B.V. 2019;

8 APÊNDICES

8.1 RESULTADOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE LIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS MASW E CROSS HOLE

Peso específico do material (Tf/m3)	Peso específico do material (kN/m3)	Gravidade (m/seg2)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 7.5m		Progressiva 10.5m		Progressiva 13.5m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
5,7	-0,6	435	711,138	576	1248,351	576	1248,351
4,9	-1,4	529	1052,363	605	1376,773	605	1376,773
4,0	-2,3	492	911,669	610	1402,316	610	1402,316
2,8	-3,5	451	767,074	565	1200,028	565	1200,028
1,3	-5,0	505	958,143	277	288,981	277	288,981
-0,6	-6,9	450	762,622	239	214,993	239	214,993
-2,9	-9,2	426	683,438	521	1019,618	521	1019,618
-5,9	-12,2	715	1921,825	724	1972,734	724	1972,734
-9,5	-15,8	986	3658,502	690	1791,323	690	1791,323
-13,5	-19,8	1418	7562,891	1144	4928,072	1144	4928,072

MASW L8 (Nas mesmas cotas)							
Progressiva 16.5m		Progressiva 19.5m		Progressiva 22.5m		Progressiva 28.5m	
Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
388	567,687	438	722,781	534	1073,697	534	1073,697
280	294,819	401	606,027	613	1412,636	422	670,220
318	380,861	361	491,799	617	1434,426	550	1138,461
888	2968,399	666	1670,625	420	663,510	650	1590,082
217	177,236	680	1742,631	313	367,673	712	1907,887
514	996,185	623	1461,824	593	1322,835	650	1590,082
668	1677,422	332	415,406	908	3104,509	808	2457,058
838	2644,490	543	1109,952	987	3665,786	950	3396,565
1011	3847,528	781	2293,377	964	3494,887	970	3541,083
1496	8424,218	1155	5017,796	1238	5772,729	1050	4149,266

MASW L8 (Nas mesmas cotas)							
Progressiva 40.5m		Progressiva 45m		Progressiv 49.5m		Progressiva 54m	
Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
573	1237,636	215	174,200	404	613,708	410	633,581
573	1233,517	200	150,339	416	650,665	167	105,484
553	1152,076	280	294,920	300	338,770	350	460,571
279	292,976	504	956,947	317	377,776	479	863,297
505	960,256	600	1354,339	580	1265,585	467	819,089
769	2224,694	563	1193,339	619	1440,315	509	975,068
1030	3991,379	445	746,404	654	1607,680	594	1327,677
1006	3810,622	633	1509,016	521	1021,884	559	1174,792
866	2824,388	783	2309,829	274	281,815	295	326,787
1282	6182,191	1117	4693,567	832	2607,056	767	2216,305

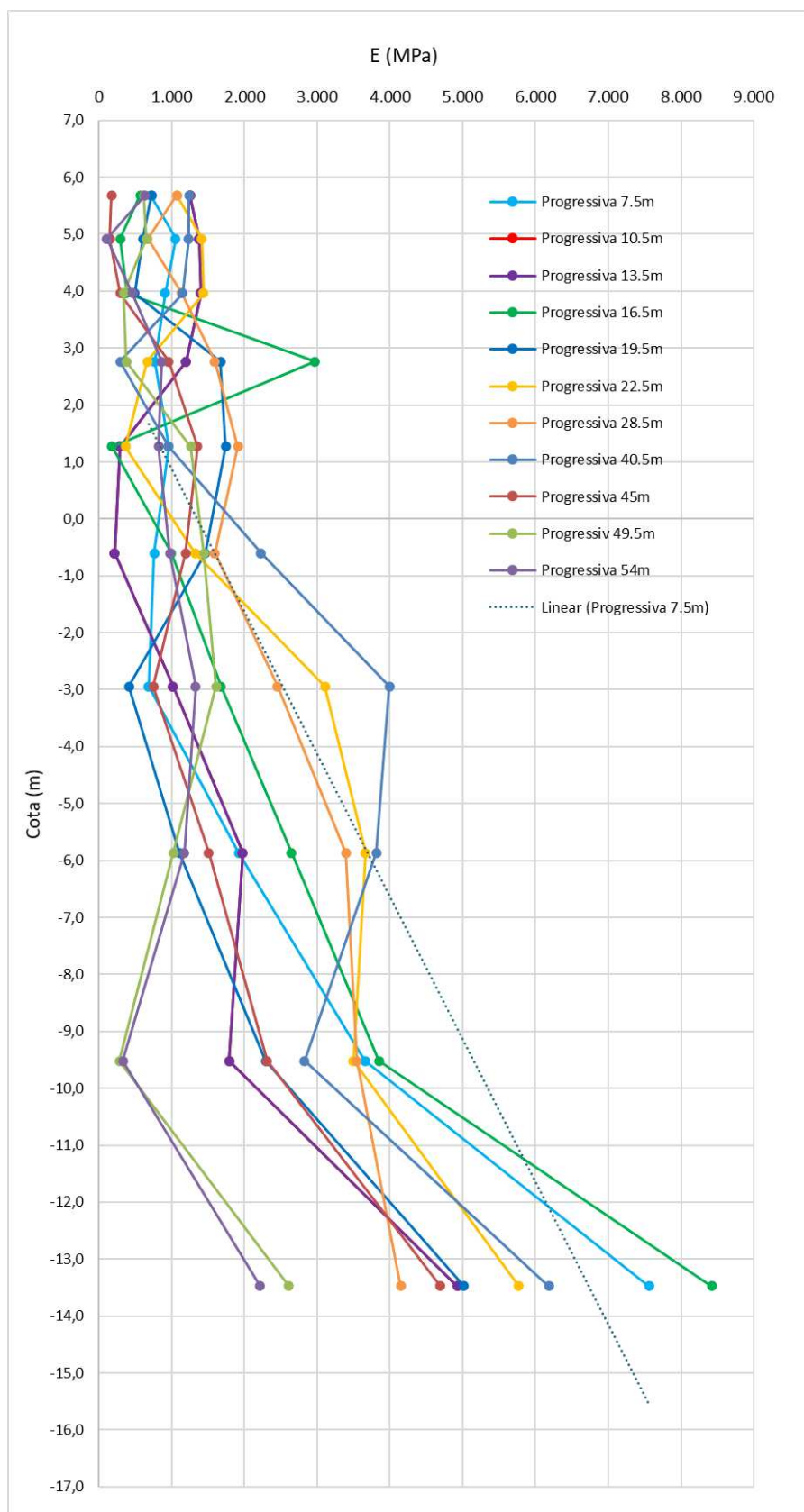


Figura 137 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-1

Peso específico do material (Tf/m3)	Peso específico do material (kN/m3)	Gravidade (m/seg2)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 5m		Progressiva 11m		Progressiva 17.5m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
5,6	-0,7	306	353,538	426	684,138	596	1335,710
4,7	-1,6	250	235,925	362	494,502	596	1335,965
3,7	-2,6	318	380,066	428	689,550	602	1365,156
2,3	-4,0	502	949,541	544	1112,934	465	814,184
0,6	-5,7	646	1570,037	554	1154,884	266	267,122
-1,5	-7,8	612	1407,407	753	2133,001	190	135,863
-4,1	-10,4	348	455,383	867	2830,462	190	135,863
-7,4	-13,7	247	229,305	688	1779,088	190	135,863
-11,6	-17,9	489	899,797	442	734,396	190	135,863
-16,0	-22,3	954	3427,375	1580	9396,003	200	149,789

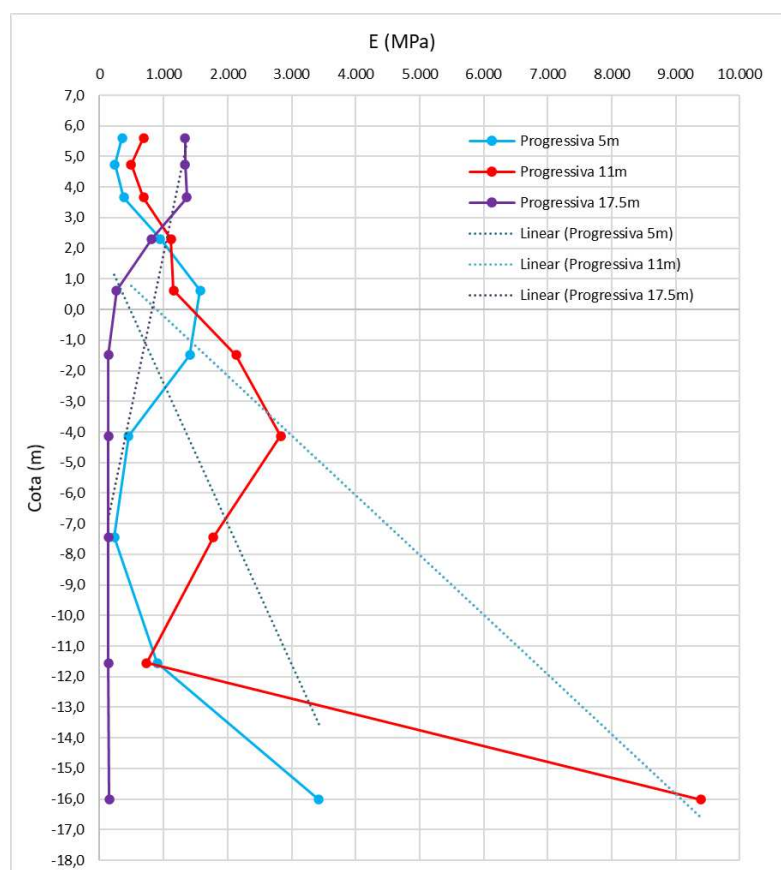


Figura 138 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-2

Peso específico do material (Tf/m ³)	Peso específico do material (kN/m ³)	Gravidade (m/seg ²)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 6m		Progressiva 15m		Progressiva 22.5m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
5,6	-0,7	195	142,629	279	293,989	199	149,716
4,6	-1,7	223	186,439	247	230,157	233	203,467
3,5	-2,8	284	303,477	140	74,147	97	35,711
2,0	-4,3	356	477,143	265	263,599	236	209,145
0,2	-6,1	345	447,225	332	415,486	345	447,082
-2,0	-8,3	447	751,612	374	526,320	448	753,949
-4,8	-11,1	712	1910,021	389	570,271	530	1058,346
-8,3	-14,6	904	3078,429	478	859,077	595	1334,351
-12,7	-19,0	1043	4093,287	623	1462,321	590	1308,678

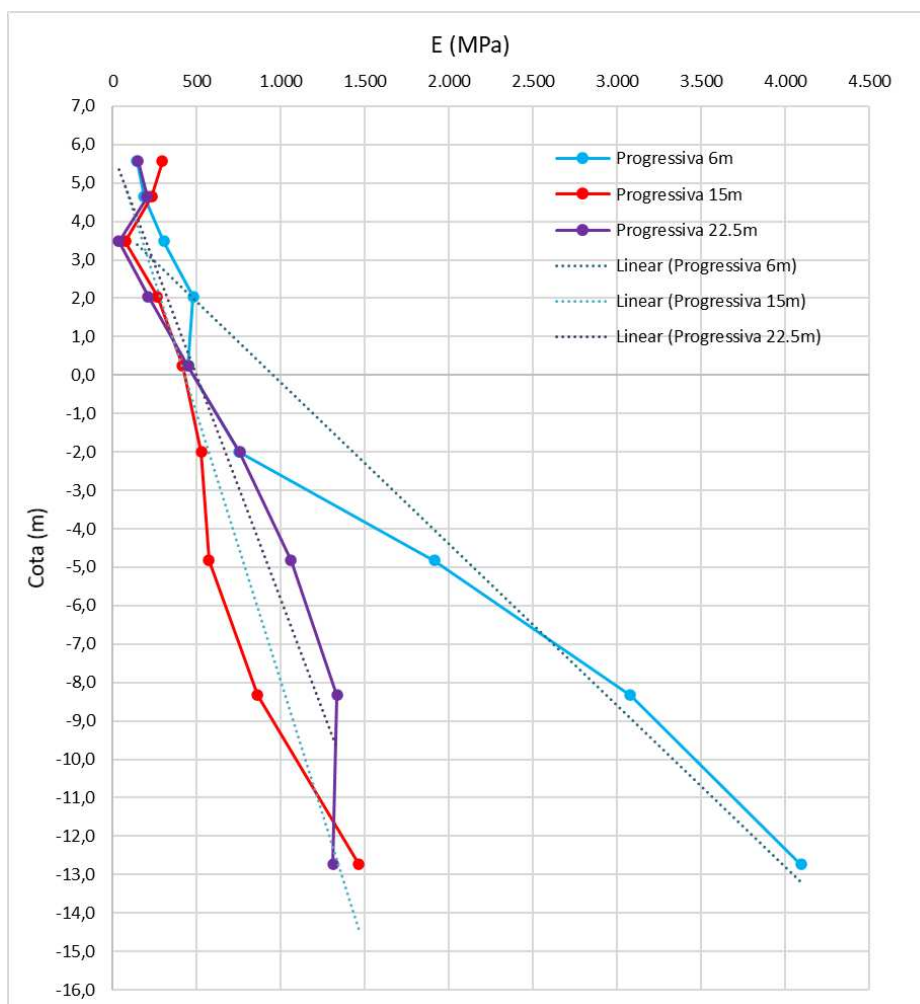


Figura 139 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-3

Peso específico do material (Tf/m3)	Peso específico do material (kN/m3)	Gravidade (m/seg2)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 6m		Progressiva 15m		Progressiva 22.5m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
5,7	-0,6	310	361,696	460	796,649	352	465,516
4,9	-1,4	356	477,704	467	819,163	470	830,634
4,0	-2,3	705	1868,992	438	722,098	648	1580,536
2,8	-3,5	882	2926,547	740	2058,708	830	2592,705
1,3	-5,0	731	2013,796	1501	8476,812	816	2508,128
-0,5	-6,8	621	1451,077	800	2411,475	535	1075,640
-2,9	-9,2	333	417,106	542	1105,346	377	534,152
-5,8	-12,1	719	1945,440	713	1914,587	781	2296,956
-9,4	-15,7	597	1342,813	559	1177,241	458	790,279
-13,3	-19,6	1570	9279,067	1353	6891,251	885	2945,628

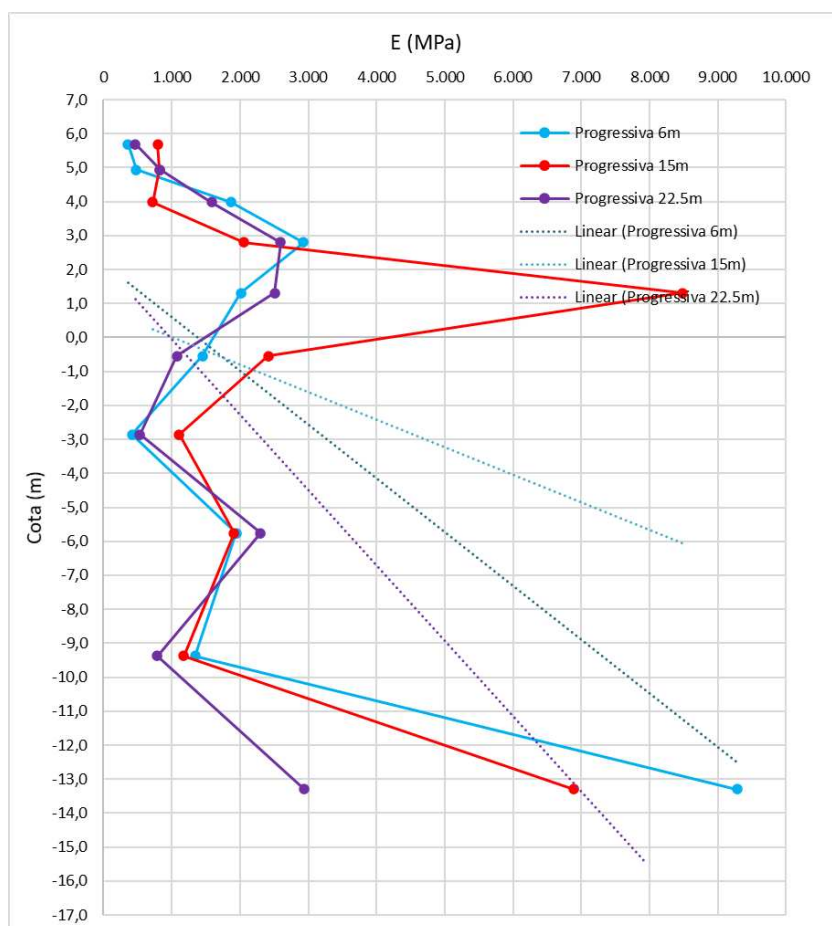


Figura 140 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-4

Peso específico do material (Tf/m ³)	Peso específico do material (kN/m ³)	Gravidade (m/seg ²)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 7.5m		Progressiva 15m		Progressiva 22.5m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
5,9	-0,4	257	248,595	669	1684,656	541	1102,493
5,3	-1,0	305	349,428	804	2431,375	703	1861,488
4,6	-1,7	528	1047,553	794	2372,847	700	1843,623
3,7	-2,6	562	1187,455	407	624,874	737	2042,778
2,6	-3,7	389	568,950	578	1256,296	460	796,985
1,3	-5,0	924	3211,481	680	1742,626	285	305,712
-0,4	-6,7	422	670,805	673	1705,300	528	1050,247
-2,5	-8,8	292	321,285	874	2876,221	705	1873,158
-5,2	-11,5	470	831,288	973	3559,587	712	1909,506
-8,1	-14,4	1067	4280,833	1313	6487,437	1074	4339,862

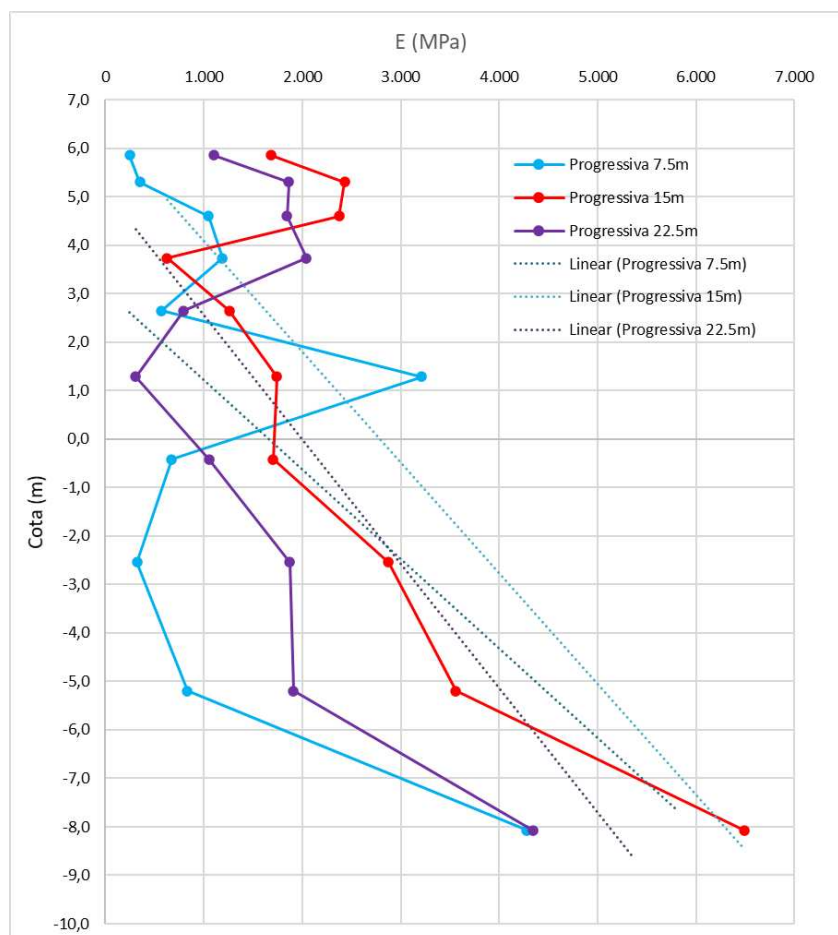


Figura 141 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-5

Peso específico do material (Tf/m ³)	Peso específico do material (kN/m ³)	Gravidade (m/seg ²)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 9m		Progressiva 12m		Progressiva 15m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
6,1	-0,8	421	668,389	320	384,940	366	504,742
5,1	-1,8	431	700,547	328	405,960	406	621,376
3,8	-3,1	443	739,939	464	810,781	478	859,520
2,3	-4,6	504	957,365	607	1388,296	558	1170,376
0,3	-6,6	524	1034,371	620	1448,569	595	1330,526
-2,1	-9,0	383	550,668	605	1376,499	510	977,971
-5,2	-12,1	463	807,487	386	560,654	358	482,236
-9,0	-15,9	507	967,284	392	577,466	482	875,188
-13,8	-20,7	147	81,771	465	813,978	460	795,226
-19,0	-25,9	370	514,662	721	1957,467	461	799,314

MASW - L8 (Nas mesmas cotas)							
Progressiva 18m		Progressiva 22.5m		Progressiva 24m		Progressiva 27m	
Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
267	268,840	367	507,102	304	347,408	307	355,615
355	474,528	408	625,153	416	652,692	314	370,760
525	1038,435	520	1017,699	591	1312,503	417	654,313
598	1347,299	474	847,001	656	1618,536	480	868,811
687	1774,976	484	879,967	477	857,496	546	1122,747
346	451,248	1393	7303,144	357	478,554	443	739,215
376	533,474	2852	30608,481	365	501,195	408	626,648
539	1095,147	529	1054,538	543	1111,130	267	269,021
367	506,058	330	409,094	333	416,863	406	620,783
464	808,997	492	909,962	826	2570,051	499	938,710

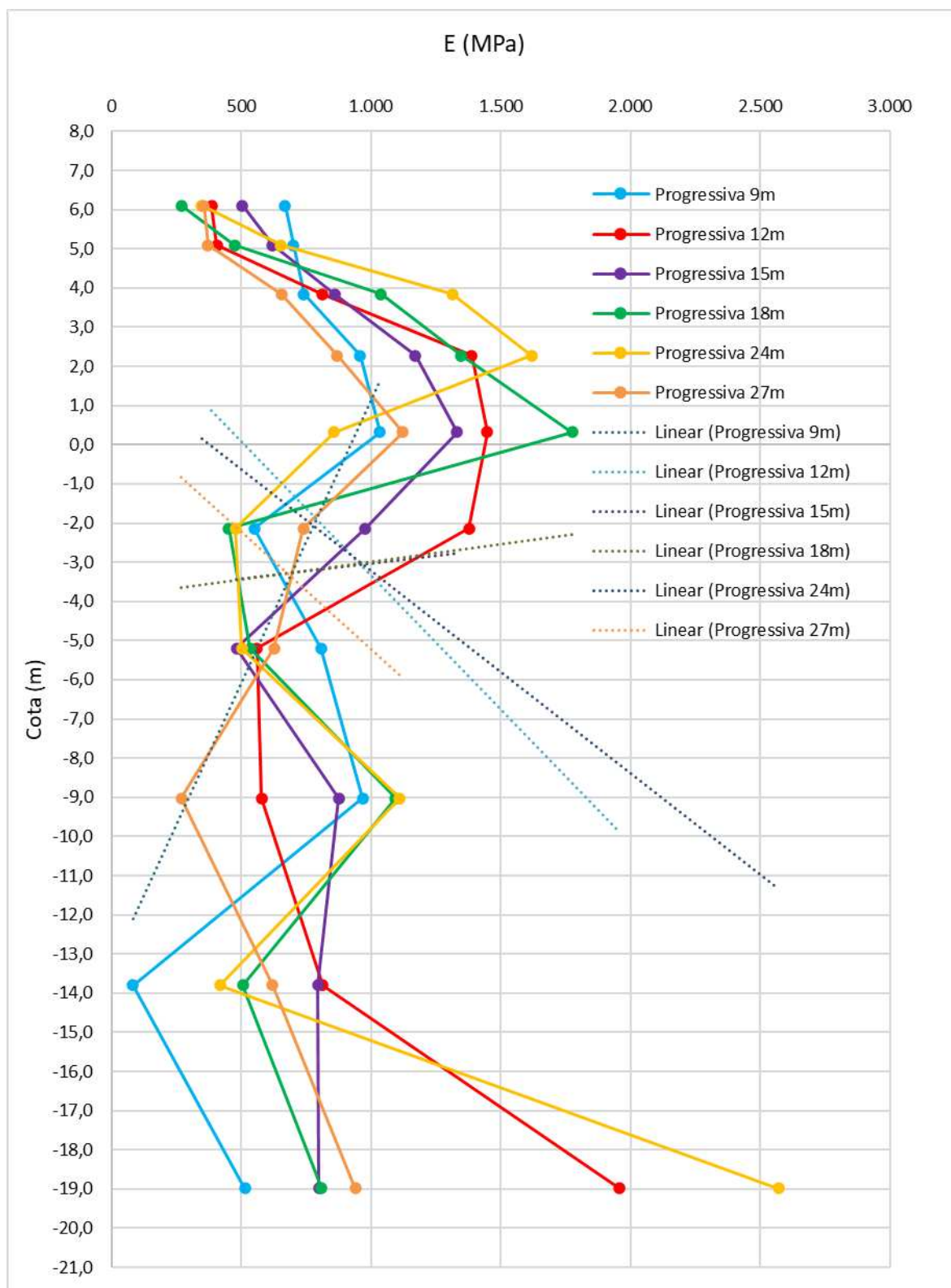


Figura 142 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-6

Peso específico do material (Tf/m3)	Peso específico do material (kN/m3)	Gravidade (m/seg2)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 12.5m		Progressiva 17.5m		Progressiva 22.5m	
		Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)
6,2	-0,7	363	497,078	363	495,498	235	207,857
5,4	-1,5	359	484,350	358	482,678	338	428,816
4,3	-2,6	362	493,013	304	348,951	514	994,199
3,0	-3,9	482	872,870	417	655,337	906	3086,740
1,4	-5,5	562	1190,547	549	1134,002	379	541,513
-0,7	-7,6	523	1030,610	444	743,474	349	457,372
-3,3	-10,2	370	515,269	504	957,668	373	524,076
-6,5	-13,4	363	495,272	314	371,095	410	632,482
-10,5	-17,4	489	899,705	335	422,697	749	2112,876
-14,9	-21,8	869	2841,157	659	1635,015	1287	6230,046

MASW - L8 (Nas mesmas cotas)							
Progressiva 27.5m		Progressiva 32.5m		Progressiva 37.5m		Progressiva 42.5m	
Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)
383	550,990	466	817,798	305	350,412	198	146,857
370	514,442	446	748,279	448	756,292	250	234,512
483	879,589	288	311,967	580	1268,210	393	581,249
561	1182,753	418	656,858	636	1523,070	465	814,009
649	1583,498	623	1463,048	533	1069,708	453	770,622
640	1539,322	756	2149,415	238	212,410	381	547,597
451	767,186	239	215,206	482	872,721	206	159,908
327	401,658	464	809,556	574	1238,132	536	1081,583
359	486,185	628	1485,997	331	413,059	369	513,819
784	2310,472	1049	4141,469	856	2760,009	722	1960,590

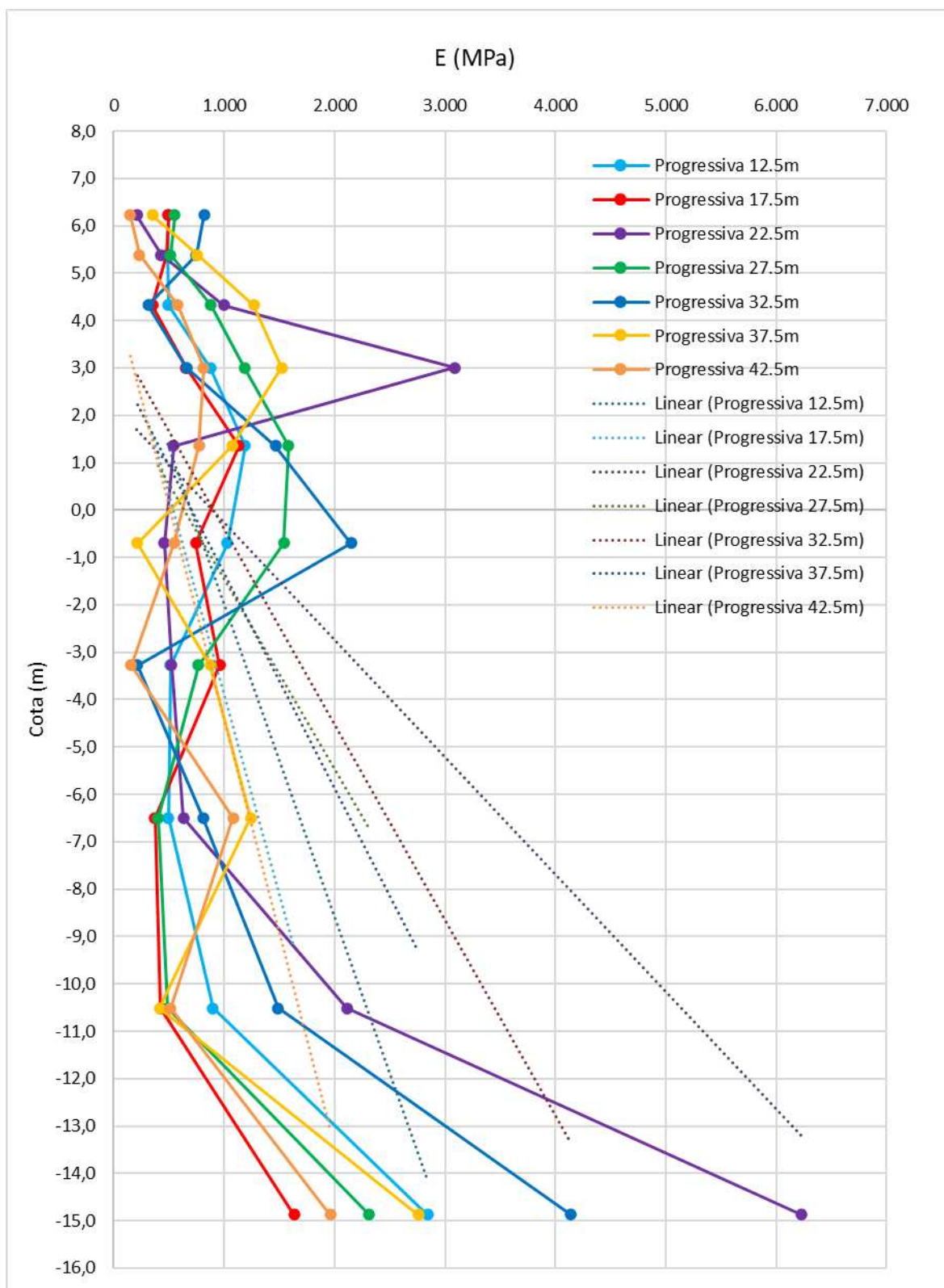


Figura 143 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-7

Peso específico do material (Tf/m3)	Peso específico do material (kN/m3)	Gravidade (m/seg2)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 12.5m		Progressiva 17.5m		Progressiva 22.5m	
		Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)
6,2	-0,7	163	99,397	260	254,288	256	246,237
5,3	-1,6	243	222,480	249	234,135	259	251,593
4,2	-2,7	208	163,335	144	78,146	223	186,409
2,9	-4,0	117	51,527	212	168,791	416	651,733
1,2	-5,7	298	334,199	213	170,218	312	367,462
-0,9	-7,9	239	214,342	177	118,366	196	144,361
-3,6	-10,5	189	134,692	259	252,103	266	266,657
-6,9	-13,8	273	280,008	213	170,900	324	395,383
-11,1	-18,0	442	733,724	418	658,226	373	523,315
-15,6	-22,5	690	1794,034	719	1943,633	626	1472,614

MASW - L8 (Nas mesmas cotas)							
Progressiva 27.5m		Progressiva 32.5m		Progressiva 37.5m		Progressiva 42.5m	
Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)	Vs (m/s)	E(Mpa)
236	210,044	166	103,761	309	359,313	126	59,759
389	570,356	199	148,451	216	174,850	284	303,714
185	128,887	225	190,093	224	189,489	261	256,238
362	491,826	371	517,951	799	2401,965	173	112,551
154	89,267	143	77,176	179	120,600	220	181,743
308	358,014	194	141,324	304	347,303	235	207,394
197	146,137	415	648,329	206	159,811	376	531,275
364	498,611	498	934,538	281	297,469	466	818,208
502	949,704	554	1154,538	215	174,577	515	996,394
791	2353,231	844	2683,671	638	1531,020	860	2783,994

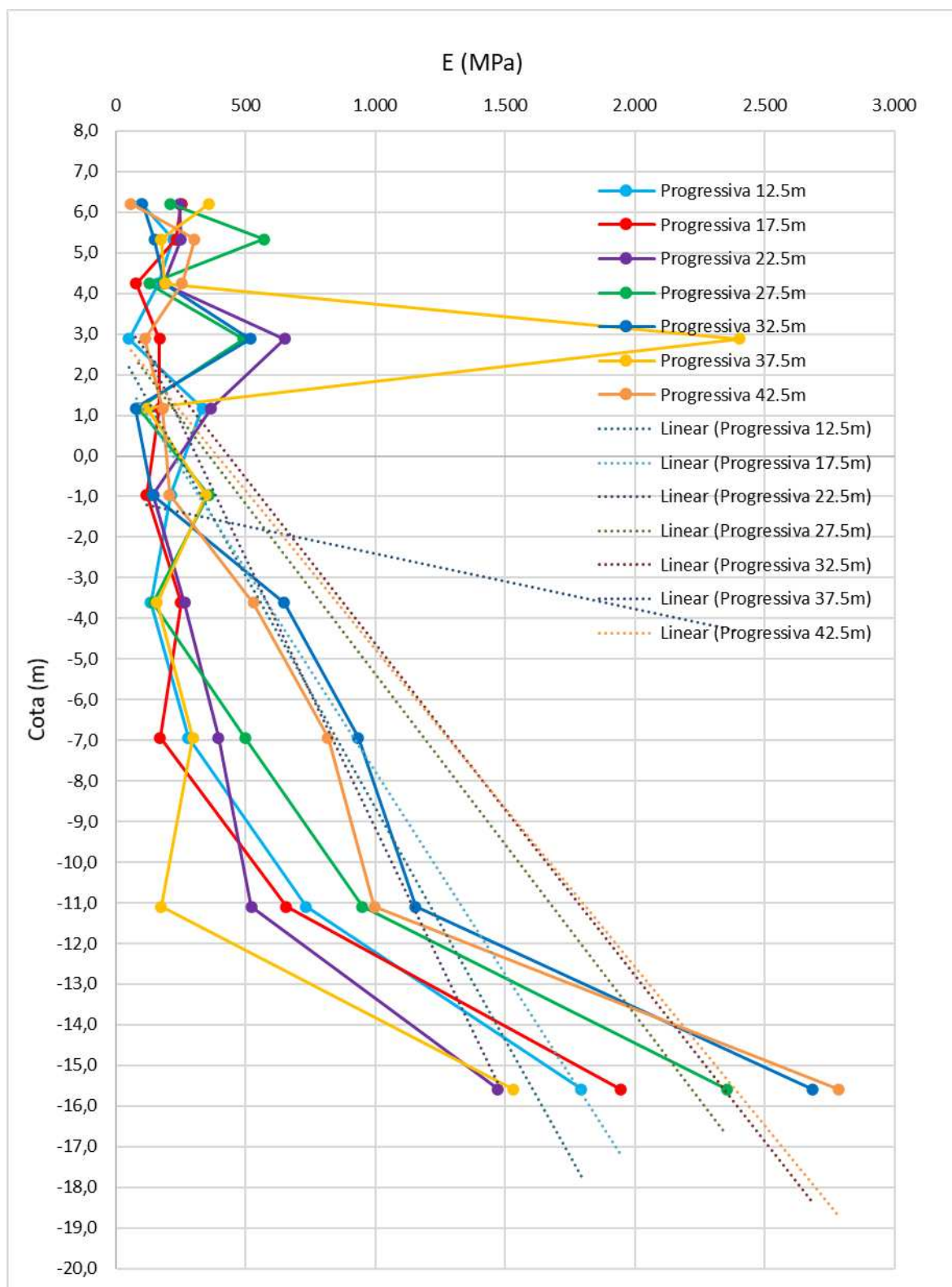


Figura 144 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-8

Peso específico do material (Tf/m3)	Peso específico do material (kN/m3)	Gravidade (m/seg2)	Modulo de Poisson (b)
1,42	14,2	9,81	0,3

MASW - L8							
Cota (m)	Profundidade (m)	Progressiva 12.5m		Progressiva 17.5m		Progressiva 22.5m	
		Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
6,1	-0,8	162	98,782	350	461,056	404	614,733
5,2	-1,7	420	665,268	493	913,285	488	895,430
4,0	-2,9	364	499,302	501	945,315	623	1460,060
2,6	-4,3	162	98,782	384	555,486	577	1252,703
0,7	-6,2	432	703,655	242	220,683	382	548,772
-1,6	-8,5	494	917,416	420	663,769	397	592,269
-4,4	-11,3	550	1139,028	571	1226,748	541	1102,488
-8,0	-14,9	568	1213,424	818	2519,965	448	754,464
-12,5	-19,4	534	1072,941	332	413,740	424	675,701
-17,3	-24,2	702	1854,444	720	1949,691	801	2417,190

MASW - L8 (Nas mesmas cotas)							
Progressiva 27.5m		Progressiva 32.5m		Progressiva 37.5m		Progressiva 42.5m	
Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)	Vs (m/s)	E (Mpa)
333	417,003	265	264,334	397	593,677	278	289,997
394	583,206	342	441,274	355	474,496	282	298,981
468	824,570	664	1661,575	294	325,663	378	536,443
479	862,252	687	1774,191	548	1131,252	646	1572,468
646	1570,810	474	844,150	960	3467,588	685	1767,613
370	515,494	335	421,150	757	2155,204	616	1425,962
430	694,358	915	3147,480	380	543,039	495	920,827
486	889,247	1021	3925,978	503	951,088	287	310,163
346	450,846	1120	4723,725	823	2550,495	552	1147,903
481	871,435	1447	7877,744	1276	6129,226	572	1232,845

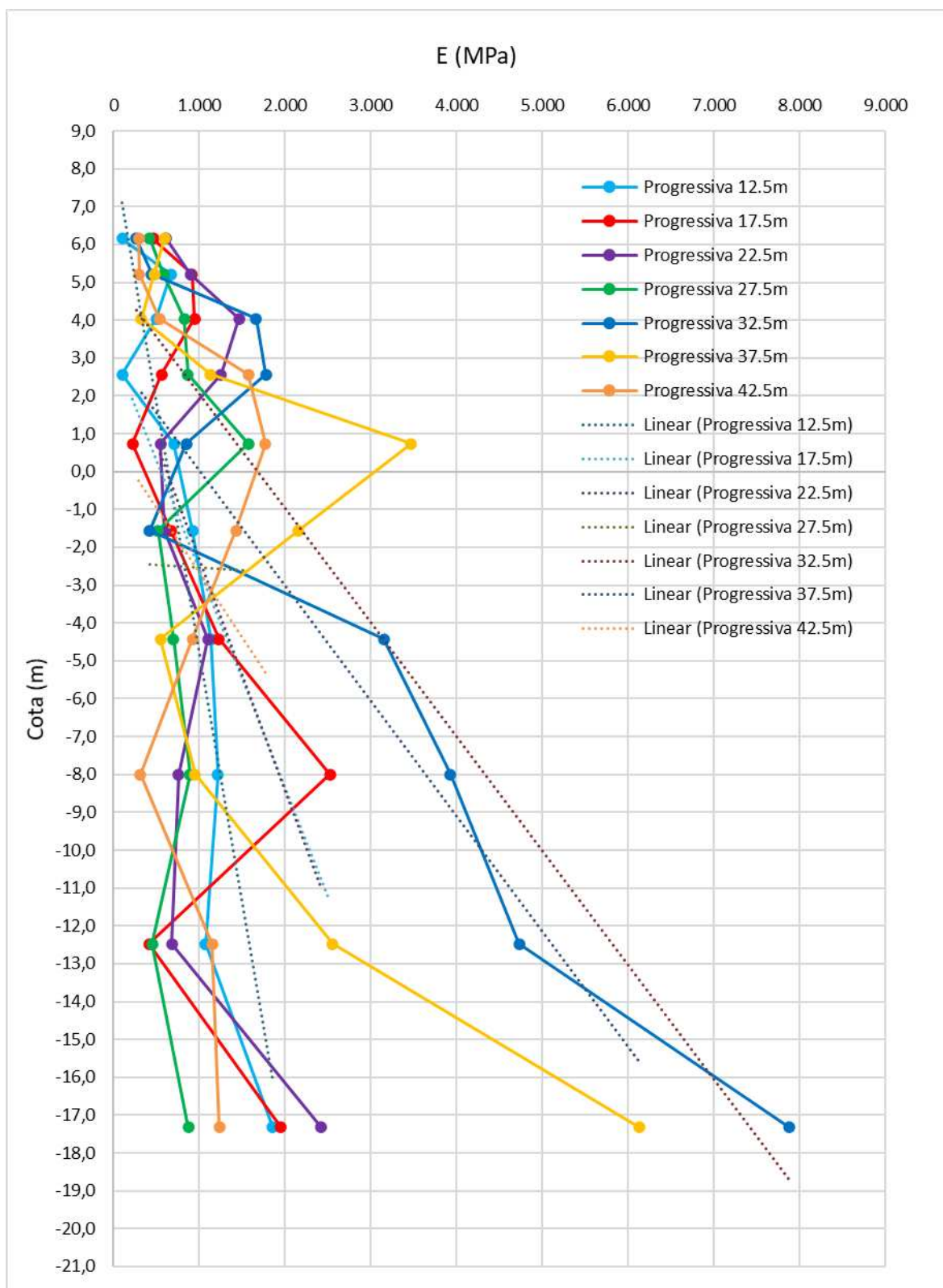


Figura 145 - Crescimento do módulo de elasticidade em profundidade MASW-9

8.2 RESULTADOS DAS SONDAGENS A PERCUSSÃO NO LOCAL DA OBRA

 FUGRO IN SITU GEOTECHNICA			SONDAGEM A PERCUSSÃO												VRD-10-GRE-01 ANEXOS							
CLIENTE: VALE S/A																						
OBRA: AMPLIAÇÃO DO TERMINAL MARÍTIMO DA ULTRAFÉRTIL																						
LOCAL: SANTOS-SP																						
ESCALA: 1:100 INÍCIO: 12/07/2012 TÉRMINO: 18/07/2012 GEÓLOGO: RAFAEL RODRIGUES CREA: 50632134/1																						
SONDAGEM: SPT-11 COTA: 5,00 COORDENADAS: E 380846,00 N 7358518,00																						
NÍVEL D'ÁGUA 24 HRS	AMOSTRA	COTA (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)										CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA						
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	60											
0		5													0,00 m a 1,00 m - Argila siltsosa, contém restos vegetais, marrom escuro	SEGMENTO COMPOSIÇÃO						
1		4	P/45												1,00 m a 4,00 m - Argila siltsosa, muito mole, contém restos vegetais, contém cristais de mica, cinza escuro							
2		3	P/45																			
3		2	P/45																			
4		1	P/45																			
5		0	P/45												4,00 m a 6,00 m - Argila siltsosa, muito mole, contém fragmentos de concha, contém cristais de mica, cinza escuro							
6		-1	P/45																			
7		-2	P/45												6,00 m a 15,00 m - Argila siltsosa, muito mole, cinza							
8		-3	P/45																			
9		-4	P/45																			
10		-5	P/45																			
11		-6	P/45																			
12		-7	P/45																			
13		-8	P/45																			
14		-9	P/45																			
15		-10	P/45																			
16		-11	P/45												15,00 m a 17,00 m - Argila siltsosa, contém cristais de mica, contém fragmentos de concha, cinza							
17		-12	2	2																		
18		-13	P/45												17,00 m a 22,00 m - Argila siltsosa, muito mole, cinza							
19		-14	P/45																			
20		-15	P/45																			
LEITURA INTERVALO (N/alm)			MÉTODO DE AVANÇO (m)			LAVAGEM POR TEMPO - 10 MIN			OBS: BOLETINS DE CAMPO E AMOSTRAS ESTARÃO DISPONÍVEIS NA EMPRESA POR UM PERÍODO DE 60 DIAS.													
1: 24hrs - 0,00			1: LAVADORA			PRINC. DE INÍCIO (cm): 28,62																
2:			LAVAGEM			ESTÁGIO 1 (cm): 3,00																
3:			REVESTIMENTO			ESTÁGIO 2 (cm): 1,00																
			USO DE BENTONITA			ESTÁGIO 3 (cm): 0,00																
			FUGA DE ÁGUA:																			

SPT-11

 FUGRO IN SITU GEOTECHNICA			SONDAGEM A PERCUSSÃO												VRD-10-GRE-01 ANEXOS			
CLIENTE: VALE S/A																		
OBRA: AMPLIAÇÃO DO TERMINAL MARÍTIMO DA ULTRAFÉRTIL																		
LOCAL: SANTOS-SP																		
ESCALA: 1:100 INÍCIO: 12/07/2012 TÉRMINO: 18/07/2012 GEÓLOGO: RAFAEL RODRIGUES CREA: 5063213401																		
SONDAGEM: SPT-11 COTA: 5,00 COORDENADAS: E 980846,00 N 7358518,00																		
NÍVEL D'ÁGUA 24 hrs	AMOSTRA	COTA (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)											CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA	
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	60							
20		-15														17.00 m a 22.00 m - Argila silteosa, muito mole, cinza		
21		-16	P/45															
22		-17	P/45															22.00 m a 23.00 m - Argila silteosa, mole, cinza claro
23		-18	P/45															23.00 m a 24.00 m - Argila silteosa, muito mole, cinza
24		-19	2	2														24.00 m a 26.00 m - Argila silteosa, muito mole a médio, cinza claro
25		-20	2	3														
26		-21	4	7												26.00 m a 28.66 m - Areia, pouco compacta a muito compacta, contém cristais de mica, cinza		
27		-22	5	9														
28		-23	23	36														
29		-24																
30		-25															Sondagem Limitada pelo IMPENETRÁVEL POR TREPANAÇÃO Limite da Sondagem: 28,66m Diâmetro da Perfuração: N Diâm. Int. do Revestimento: 2.5" Diâm. Ext. do amostrador: 2"	
31	-26																	
32	-27																	
33	-28																	
34	-29																	
35	-30																	
36	-31																	
37	-32																	
38	-33																	
39	-34																	
40	-35																	
LEITURA INTERVALO (N/m)			MÉTODO DE AVANÇO (m)			LAVAGEM POR TEMPO - 10 MIN											OBS: BOLETINS DE CAMPO E AMOSTRAS ESTARÃO DISPONÍVEIS NA EMPRESA POR UM PERÍODO DE 60 DIAS.	
1: 24hrs - 0,00			T. CAVADURA			PROF. DE INÍCIO (m): 28,62												
2:			LAVAGEM			ESTÁGIO 1 (cm): 3,00												
3:			REVESTIMENTO			ESTÁGIO 2 (cm): 1,00												
			USO DE BERTONITA			ESTÁGIO 3 (cm): 0,00												
			FUGA DE ÁGUA:															

SPT-11, continuação

FUGRO		SONDAGEM A PERCUSSÃO										VRD-10-GR-01 ANEXOS					
CLIENTE: VALE S/A																	
OBRA: AMPLIAÇÃO DO TERMINAL MARÍTIMO DA ULTRAFÉRTIL																	
LOCAL: SANTOS-SP																	
ESCALA: 1:100 INÍCIO: 20/07/2012 TÉRMINO: 24/07/2012 GEÓLOGO: RAFAEL RODRIGUES CREA: 5063213401																	
SONDAGEM: SPT-12 COTA: 4,00 COORDENADAS: E 380651,15 N 7358253,58																	
NÍVEL D'ÁGUA 24 hrs	AMOSTRA	COTA (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)											CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	60						
0		4														0.00 m a 4.00 m - Argila siltosa, muito mole, contém fragmentos de concha, contém restos vegetais, marrom escuro	RECORTE CORRELATIVO
1		3	P/45														
2		2	P/45														
3		1	P/45														
4		0	P/45														
5		-1	P/45													4.00 m a 7.00 m - Argila siltosa, muito mole, contém fragmentos de concha, cinza	
6		-2	P/45														
7		-3	P/45														
8		-4	P/45													7.00 m a 11.00 m - Argila siltosa, muito mole, contém restos vegetais, cinza	
9		-5	P/45														
10		-6	P/45														
11		-7	P/45														
12		-8	P/45													11.00 m a 14.00 m - Argila siltosa, muito mole, cinza	
13		-9	P/45														
14		-10	P/45														
15		-11	1/50													14.00 m a 19.00 m - Argila siltosa com areia, muito mole, contém fragmentos de concha, contém restos vegetais, cinza	
16		-12	P/45														
17		-13	P/45														
18		-14	P/45														
19		-15	P/45														
20		-16	1/55													19.00 m a 23.00 m - Argila siltosa, muito mole, contém fragmentos de concha, cinza	

LEITURA INTERVALO (s)	MÉTODO DE AVANÇO (m)	LAVAGEM POR TEMPO - 10 MIN	OBS: BOLETINS DE CAMPO E AMOSTRAS ESTARÃO DISPONÍVEIS NA EMPRESA POR UM PERÍODO DE 60 DIAS.
1: 24hs - 0,00	1 CAVADURA	PROF. DE INÍCIO (m): 28,70	
2: -	LAVAGEM	ESTÁGIO 1 (cm): 4,00	
	REVESTIMENTO	ESTÁGIO 2 (cm): 2,00	
	USO DE BENTONITA	ESTÁGIO 3 (cm): 0,00	
	FUGA DE ÁGUA		

SPT-12

 FUGRO IN SITU GEOTECHNICA			SONDAGEM A PERCUSSÃO												VRD-10-GR-01 ANEXOS																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
CLIENTE: VALE S/A																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
OBRA: AMPLIAÇÃO DO TERMINAL MARITIMO DA ULTRAFÉRTIL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
LOCAL: SANTOS-SP																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
ESCALA: 1:100 INÍCIO: 20/07/2012 TÉRMINO: 24/07/2012 GEÓLOGO: RAFAEL RODRIGUES CREA: 5063213401																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
SONDAGEM: SPT-12 COTA: 4,00 COORDENADAS: E 380651,15 N 7358253,58																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
NÍVEL D'ÁGUA 24 hrs	AMOSTRA	COTA (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)											CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	60																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												

SPT-12, continuação

		SONDAGEM A PERCUSSÃO										VRD-10-GRE-01 ANEXOS					
CLIENTE: VALE S/A																	
OBRA: AMPLIAÇÃO DO TERMINAL MARÍTIMO DA ULTRAFÉRTIL																	
LOCAL: SANTOS-SP																	
ESCALA: 1:100 INÍCIO: 24/07/2012 TÉRMINO: 26/07/2012 GEÓLOGO: RAFAEL RODRIGUES CREA: 5063213401																	
SONDAGEM: SPT-14 COTA: 5,50 COORDENADAS: E 360522,00 N 7358564,00																	
NÍVEL D'ÁGUA 24 m/s	AMOSTRA	COTA (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)											CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	60						
0		5														0.00 m a 1.00 m - Argila siltosa com restos vegetais muito mole, marrom escuro.	RECORRENTE CORRELACION
1		4	P/70													1.00 m a 11.00 m - Argila siltosa com restos vegetais, muito mole, cinza.	
2		3	P/67														
3		2	P/78														
4		1	P/65														
5		0	P/65														
6		-1	P/75														
7		-2	P/75														
8		-3	P/87														
9		-4	P/80														
10		-5	P/68														
11		-6	P/56														
12		-7	P/65													11.00 m a 17.00 m - Argila siltosa, muito mole, cinza.	
13		-8	P/72														
14		-9	P/57														
15		-10	P/60														
16		-11	P/55														
17		-12	2/45													17.00 m a 19.00 m - Argila siltosa, muito mole, cinza claro.	
18		-13	2/45														
19		-14	2	2												19.00 m a 24.00 m - Argila siltosa, muito mole, cinza.	
20			2	3													

LEITURA: INTERVALO N.A(m)	MÉTODO DE AVANÇO (m)	LAVAGEM POR TEMPO - 10 MIN	OBS: BOLETINS DE CAMPO E AMOSTRAS ESTARÃO DISPONÍVEIS NA EMPRESA POR UM PERÍODO DE 60 DIAS.
1: 24hs - 0,00	T. CAVADORA:	PROF. DE INÍCIO (m): 28,45	
2:	LAVAGEM: 0,00 28,47	ESTÁGIO 1 (cm): 1,00	
3:	REVESTIMENTO: 12,55	ESTÁGIO 2 (cm): 1,00	
	USO DE BENTONITA:	ESTÁGIO 3 (cm): 0,00	
	FUGA DE ÁGUA:		

SPT-14

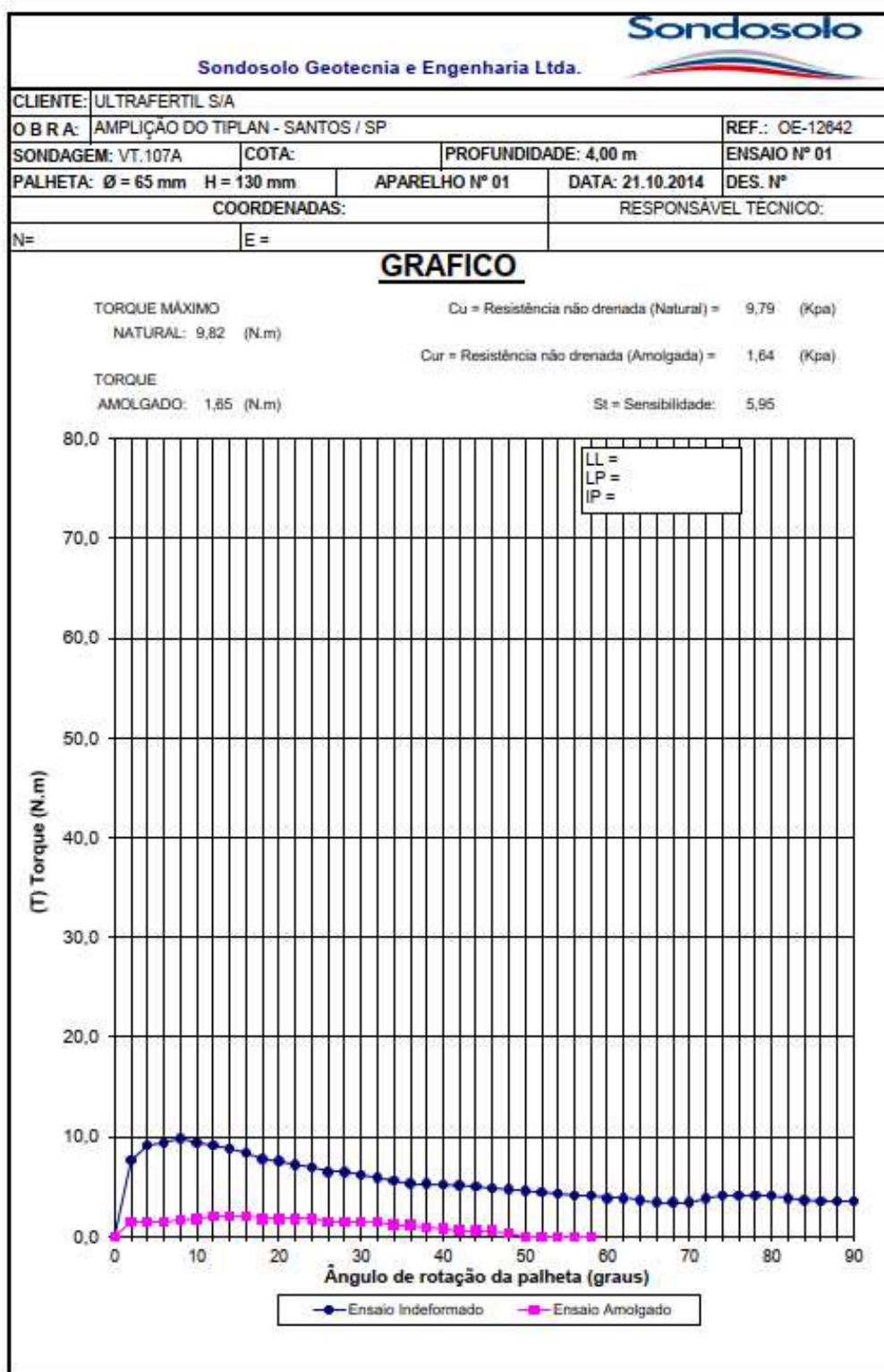
 FUGRO IN SITU GEOTECHNICA			SONDAGEM A PERCUSSÃO												VRD-10-GR-01 ANEXOS			
CLIENTE: VALE S/A																		
OBRA: AMPLIAÇÃO DO TERMINAL MARÍTIMO DA ULTRAFÉRTIL																		
LOCAL: SANTOS-SP																		
ESCALA: 1:100 INÍCIO: 24/07/2012 TÉRMINO: 26/07/2012 GEÓLOGO: RAFAEL RODRIGUES CREA: 5063213401																		
SONDAGEM: SPT-14 COTA: 5,50 COORDENADAS: E 360522,00 N 7358564,00																		
NÍVEL D'ÁGUA 2,4 m	AMOSTRA	COTA (m)	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)											CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA	
			INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	60							
20		-15														19,00 m a 24,00 m - Argila silteosa, muito mole, cinza.		
21		1	2															
22		2/45	-															
23		2	2															
24		4	4															
25		-19														24,00 m a 26,65 m - Argila silteosa com areia, mole a rija, cinza.	SOLTEIRO CONSISTENTE	
26		3	5															
27		10	14															
28		-21														26,65 m a 28,47 m - Areia média com pedregulhos, medianamente compacta, cinza.		
29		9	16															
30		9	19															
31		-23																
32		-24																
33		-25																
34		-26																
35		-27																
36		-28																
37		-29																
38		-30																
39		-31																
40		-32																
41		-33																
42		-34																
43		-35																
44		-36																
45		-37																
46		-38																
47		-39																
48		-40																
49		-41																
50		-42																
51		-43																
52		-44																
53		-45																
54		-46																
55		-47																
56		-48																
57		-49																
58		-50																
59		-51																
60		-52																
61		-53																
62		-54																
63		-55																
64		-56																
65		-57																
66		-58																
67		-59																
68		-60																
69		-61																
70		-62																
71		-63																
72		-64																
73		-65																
74		-66																
75		-67																
76		-68																
77		-69																
78		-70																
79		-71																
80		-72																
81		-73																
82		-74																
83		-75																
84		-76																
85		-77																
86		-78																
87		-79																
88		-80																
89		-81																
90		-82																
91		-83																
92		-84																
93		-85																
94		-86																
95		-87																
96		-88																
97		-89																
98		-90																
99		-91																
100		-92																
101		-93																
102		-94																
103		-95																
104		-96																
105		-97																
106		-98																
107		-99																
108		-100																
109		-101																
110		-102																
111		-103																
112		-104																
113		-105																
114		-106																
115		-107																
116		-108																
117		-109																
118		-110																
119		-111																
120		-112																
121		-113																
122		-114																
123		-115																
124		-116																
125		-117																
126		-118																
127		-119																
128		-120																
129		-121																
130		-122																
131		-123																
132		-124																
133		-125																
134		-126																
135		-127																
136		-128																
137		-129																
138		-130																
139		-131																
140		-132																
141		-133																
142		-134																
143		-135																
144		-136																
145		-137																
146		-138																
147		-139																
148		-140																
149		-141																
150		-142																
151		-143																
152		-144																
153		-145																
154		-146																
155		-147																
156		-148																
157		-149																
158		-150																
159		-151																
160		-152																
161		-153																

SPT-14, continuação

8.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS VANE TEST

 Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:	ULTRAFERTIL S/A				
O B R A:	AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP				PREFIXO: OE-12642
SONDAGEM:	VT.107A	PROFUNDIDADE.: 4,00 m			ENSAIO Nº 01
PALHETA:	Ø = 65 mm H = 130 mm	APARELHO Nº 01	DATA: 27.10.2014	DES. Nº	
COORDENADAS				RESPONSÁVEL TÉCNICO	
N =	E =				
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	13,00	2,50	7,84	1,47
4	40	15,50	2,50	9,11	1,47
6	60 (1 min)	16,00	2,50	9,41	1,47
8	80	16,70	2,80	9,82	1,85
10	100	16,00	3,00	9,41	1,78
12	120 (2 min)	15,50	3,50	9,11	2,08
14	140	15,00	3,50	8,82	2,08
16	160	14,20	3,50	8,35	2,08
18	180 (3 min)	13,20	3,00	7,78	1,78
20	200	12,80	3,00	7,53	1,78
22	220	12,20	3,00	7,17	1,78
24	240 (4 min)	11,80	3,00	6,94	1,78
26	260	11,00	2,50	6,47	1,47
28	280	11,00	2,50	6,47	1,47
30	300 (5 min)	10,50	2,50	6,17	1,47
32	320	10,00	2,50	5,88	1,47
34	340	9,50	2,00	5,59	1,18
36	360 (6 min)	9,00	2,00	5,29	1,18
38	380	9,00	1,50	5,29	0,88
40	400	8,80	1,30	5,17	0,78
42	420 (7 min)	8,70	1,00	5,12	0,59
44	440	8,50	1,00	5,00	0,59
46	460	8,20	1,00	4,82	0,59
48	480 (8 min)	8,00	0,50	4,70	0,29
50	500	7,80	0,00	4,59	0,00
52	520	7,50	0,00	4,41	0,00
54	540 (9 min)	7,30	0,00	4,29	0,00
56	560	7,00	0,00	4,12	0,00
58	580	7,00	0,00	4,12	0,00
60	600 (10 min)	6,50		3,82	
62	620	6,50		3,82	
64	640	6,20		3,65	
66	660 (11 min)	5,80		3,41	
68	680	5,80		3,41	
70	700	5,80		3,41	
72	720 (12 min)	6,50		3,82	
74	740	7,00		4,12	
76	760	7,00		4,12	
78	780 (13 min)	7,00		4,12	
80	800	7,00		4,12	
82	820	6,50		3,82	
84	840 (14 min)	6,20		3,65	
86	860	6,00		3,53	
88	880	6,00		3,53	
90	900 (15 min)	6,00		3,53	

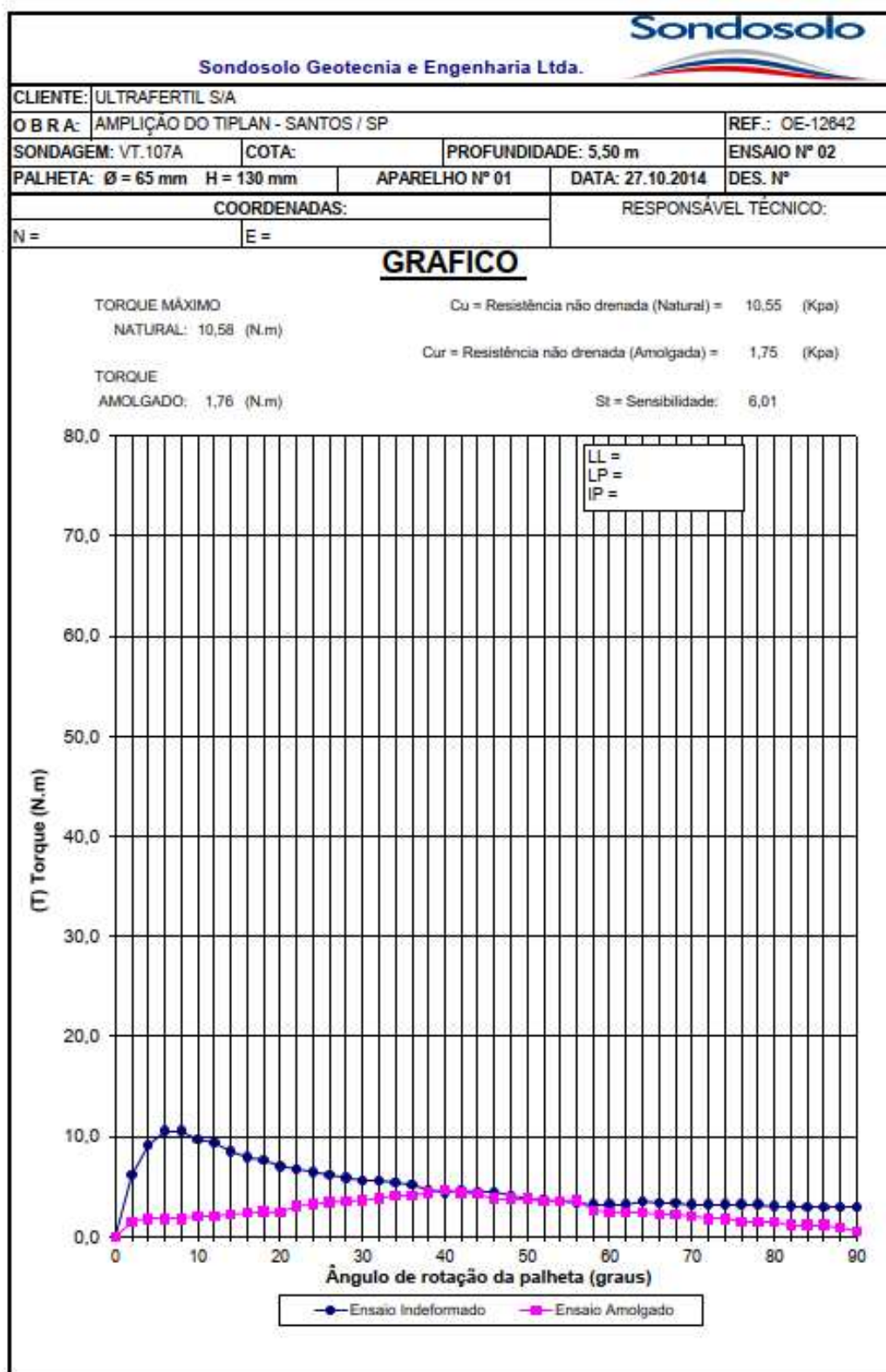
VT-107A, prof. 4,0 m



VT-107A, 4,0 m, gráfico

Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:	ULTRAFERTIL S/A				
O B R A:	AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP			PREFIXO: OE-12642	
SONDAGEM:	VT.107A	PROFUNDIDADE: 5,50 m	ENSAIO Nº 02		
PALHETA:	Ø = 65 mm H = 130 mm	APARELHO Nº 01	DATA: 27.10.2014	DES. Nº	
COORDENADAS:			RESPONSÁVEL TÉCNICO		
N =	E =				
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	10,50	2,50	6,17	1,47
4	40	15,50	3,00	9,11	1,78
6	60 (1 min)	18,00	3,00	10,58	1,78
8	80	18,00	3,00	10,58	1,78
10	100	16,50	3,50	9,70	2,08
12	120 (2 min)	16,00	3,50	9,41	2,08
14	140	14,50	3,80	8,53	2,23
16	160	13,50	4,00	7,94	2,35
18	180 (3 min)	13,00	4,20	7,64	2,47
20	200	12,00	4,10	7,06	2,41
22	220	11,50	5,20	6,78	3,06
24	240 (4 min)	11,00	5,50	6,47	3,23
26	260	10,50	5,90	6,17	3,47
28	280	10,00	6,00	5,88	3,53
30	300 (5 min)	9,50	6,20	5,59	3,65
32	320	9,50	6,50	5,59	3,82
34	340	9,20	7,00	5,41	4,12
36	360 (6 min)	8,80	7,00	5,17	4,12
38	380	8,00	7,50	4,70	4,41
40	400	7,50	8,00	4,41	4,70
42	420 (7 min)	7,80	7,50	4,59	4,41
44	440	7,50	7,30	4,41	4,29
46	460	7,50	6,50	4,41	3,82
48	480 (8 min)	7,00	6,50	4,12	3,82
50	500	6,50	6,50	3,82	3,82
52	520	6,30	6,00	3,70	3,53
54	540 (9 min)	6,00	6,00	3,53	3,53
56	560	5,80	6,20	3,41	3,65
58	580	5,50	4,50	3,23	2,65
60	600 (10 min)	5,50	4,00	3,23	2,35
62	620	5,50	4,00	3,23	2,35
64	640	6,00	4,00	3,53	2,35
66	660 (11 min)	5,80	3,80	3,41	2,23
68	680	5,80	3,80	3,41	2,23
70	700	5,50	3,50	3,23	2,08
72	720 (12 min)	5,50	3,00	3,23	1,78
74	740	5,50	3,00	3,23	1,78
76	760	5,50	2,50	3,23	1,47
78	780 (13 min)	5,50	2,50	3,23	1,47
80	800	5,20	2,50	3,06	1,47
82	820	5,20	2,00	3,06	1,18
84	840 (14 min)	5,00	2,00	2,94	1,18
86	860	5,00	2,00	2,94	1,18
88	880	5,00	1,50	2,94	0,88
90	900 (15 min)	5,00	1,00	2,94	0,59

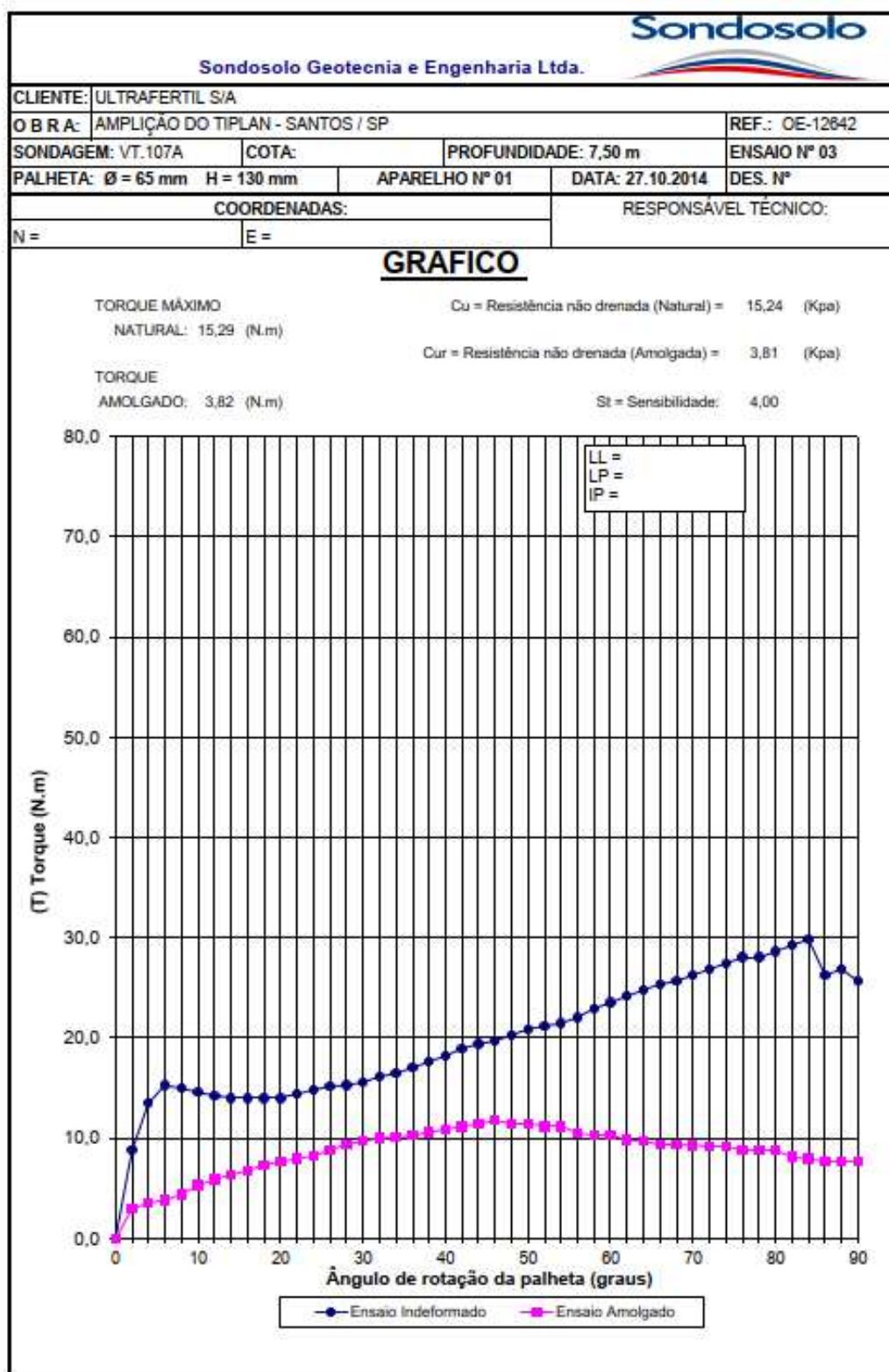
VT-107A, prof. 5,50 m



VT-107A, prof. 5,50 m, gráfico

Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:	ULTRAFERTIL S/A				
O B R A:	AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP			PREFIXO: OE-12642	
SONDAGEM: VT.107A		PROFUNDIDADE.: 7,50 m		ENSAIO Nº 03	
PALHETA: Ø = 65 mm H = 130 mm		APARELHO Nº 01	DATA: 27.10.2014	DES. Nº	
COORDENADAS:			RESPONSÁVEL TÉCNICO		
N =		E =			
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	15,00	5,00	8,82	2,94
4	40	23,00	6,00	13,52	3,53
6	60 (1 min)	26,00	6,50	15,29	3,82
8	80	25,50	7,50	14,99	4,41
10	100	24,80	9,00	14,58	5,29
12	120 (2 min)	24,20	10,00	14,23	5,88
14	140	23,80	10,80	13,99	6,35
16	160	23,80	11,50	13,99	6,76
18	180 (3 min)	23,80	12,50	13,99	7,35
20	200	23,80	13,00	13,99	7,64
22	220	24,50	13,50	14,41	7,94
24	240 (4 min)	25,20	14,00	14,82	8,23
26	260	25,80	15,00	15,17	8,82
28	280	26,00	16,00	15,29	9,41
30	300 (5 min)	26,50	16,50	15,58	9,70
32	320	27,50	17,00	16,17	10,00
34	340	28,00	17,20	16,46	10,11
36	360 (6 min)	29,00	17,50	17,05	10,29
38	380	30,00	18,00	17,64	10,58
40	400	31,00	18,50	18,23	10,88
42	420 (7 min)	32,20	19,00	18,93	11,17
44	440	33,00	19,50	19,40	11,47
46	460	33,50	20,00	19,70	11,76
48	480 (8 min)	34,50	19,50	20,29	11,47
50	500	35,50	19,50	20,87	11,47
52	520	36,00	19,00	21,17	11,17
54	540 (9 min)	36,50	19,00	21,46	11,17
56	560	37,50	17,80	22,05	10,47
58	580	39,00	17,50	22,93	10,29
60	600 (10 min)	40,00	17,50	23,52	10,29
62	620	40,50	16,70	24,18	9,82
64	640	41,50	16,50	24,78	9,70
66	660 (11 min)	42,50	16,00	25,37	9,41
68	680	43,00	16,00	25,67	9,41
70	700	44,00	15,80	26,27	9,29
72	720 (12 min)	45,00	15,50	26,87	9,11
74	740	46,00	15,50	27,46	9,11
76	760	47,00	15,00	28,06	8,82
78	780 (13 min)	47,00	15,00	28,06	8,82
80	800	48,00	15,00	28,66	8,82
82	820	49,00	13,80	29,25	8,11
84	840 (14 min)	50,00	13,50	29,85	7,94
86	860	44,00	13,00	26,27	7,64
88	880	45,00	13,00	26,87	7,64
90	900 (15 min)	43,00	13,00	25,67	7,64

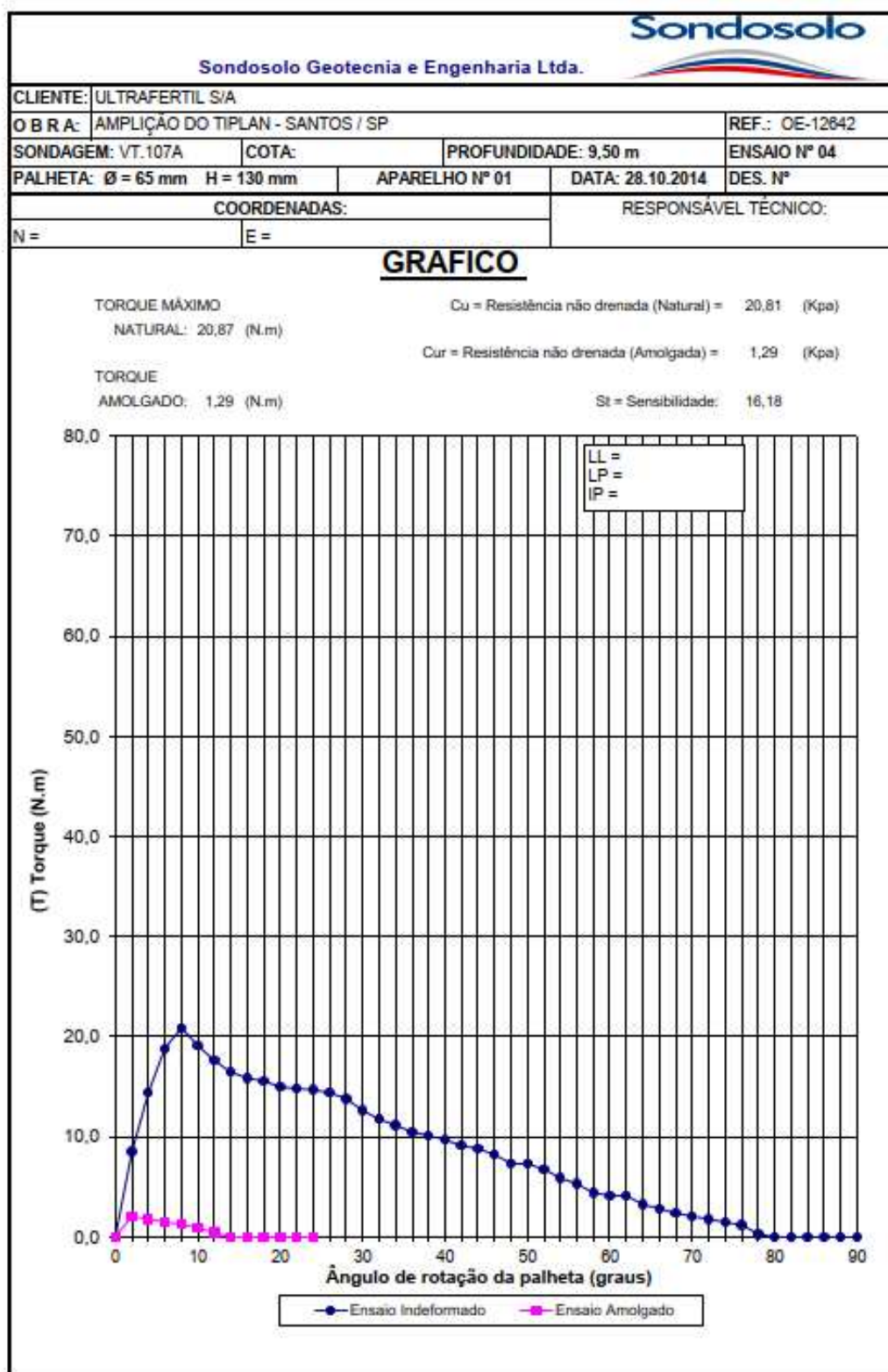
VT-107A, prof. 7,50 m



VT-107A, prof. 7,50 m, gráfico

 Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:		ULTRAFERTIL S/A			
O B R A:		AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP		PREFIXO: OE-12642	
SONDAGEM: VT.107A		PROFUNDIDADE.: 9,50 m		ENSAIO N° 04	
PALHETA: Ø = 65 mm H = 130 mm		APARELHO N° 01		DATA: 28.10.2014 DES. N°	
COORDENADAS:				RESPONSÁVEL TÉCNICO	
N =		E =			
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	14,50	3,50	8,53	2,08
4	40	24,50	3,00	14,41	1,78
6	60 (1 min)	32,00	2,50	18,82	1,47
8	80	35,50	2,20	20,87	1,29
10	100	32,50	1,50	19,11	0,88
12	120 (2 min)	30,00	0,80	17,64	0,47
14	140	28,00	0,00	16,46	0,00
16	160	27,00	0,00	15,88	0,00
18	180 (3 min)	26,50	0,00	15,58	0,00
20	200	25,50	0,00	14,99	0,00
22	220	25,20	0,00	14,82	0,00
24	240 (4 min)	25,00	0,00	14,70	0,00
26	260	24,50		14,41	
28	280	23,50		13,82	
30	300 (5 min)	21,50		12,64	
32	320	20,00		11,76	
34	340	19,00		11,17	
36	360 (6 min)	17,80		10,47	
38	380	17,20		10,11	
40	400	16,50		9,70	
42	420 (7 min)	15,50		9,11	
44	440	15,00		8,82	
46	460	14,00		8,23	
48	480 (8 min)	12,50		7,35	
50	500	12,50		7,35	
52	520	11,50		6,76	
54	540 (9 min)	10,00		5,88	
56	560	9,00		5,29	
58	580	7,50		4,41	
60	600 (10 min)	7,00		4,12	
62	620	7,00		4,12	
64	640	5,50		3,23	
66	660 (11 min)	4,80		2,82	
68	680	4,00		2,35	
70	700	3,50		2,06	
72	720 (12 min)	3,00		1,76	
74	740	2,50		1,47	
76	760	2,00		1,18	
78	780 (13 min)	0,50		0,29	
80	800	0,00		0,00	
82	820	0,00		0,00	
84	840 (14 min)	0,00		0,00	
86	860	0,00		0,00	
88	880	0,00		0,00	
90	900 (15 min)	0,00		0,00	

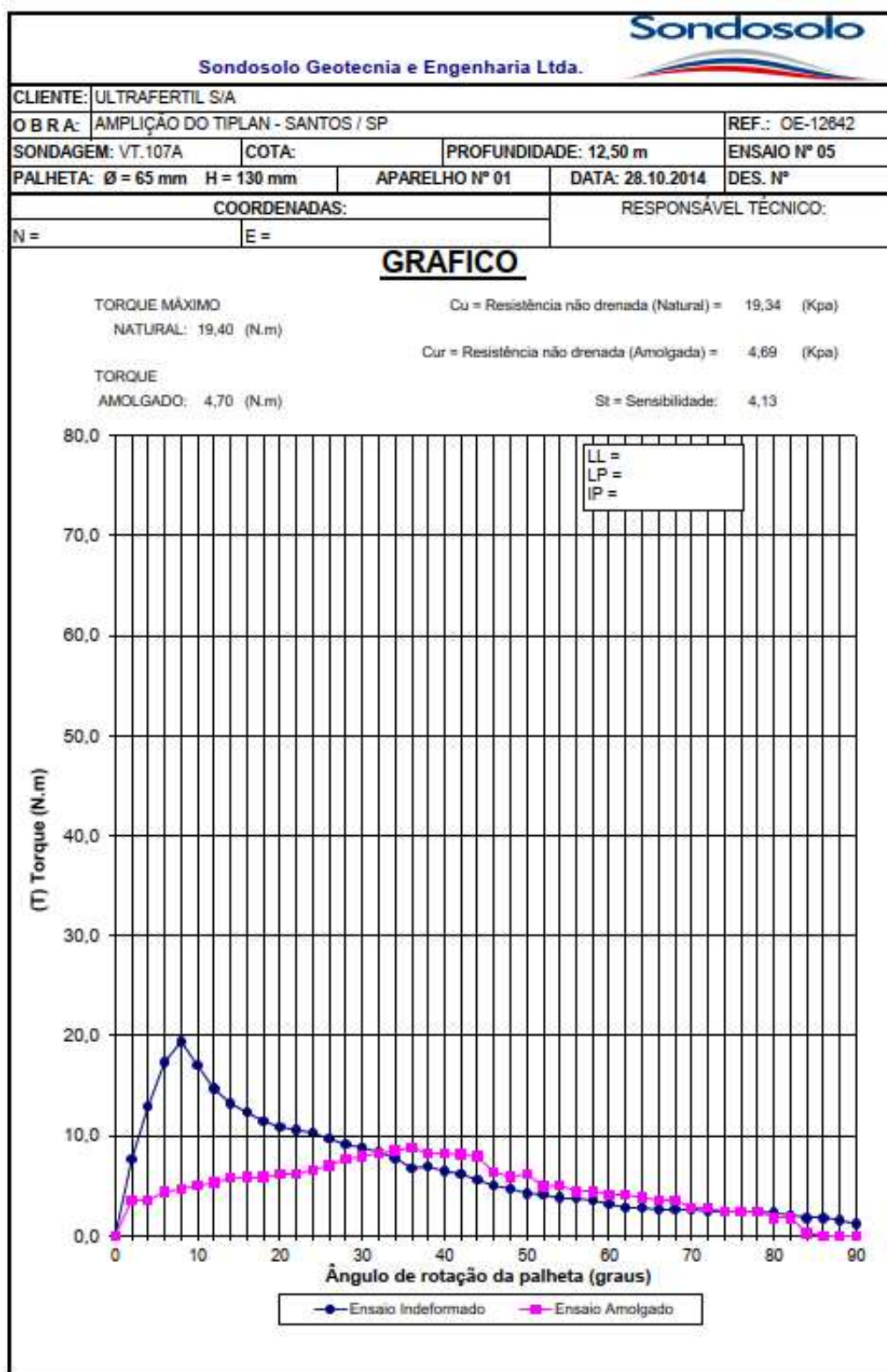
VT-107A, prof. 9,50 m



VT-107A, prof. 9,50 m, gráfico

 Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:	ULTRAFERTIL S/A				
O B R A:	AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP	PREFIXO: OE-12642			
SONDAGEM: VT.107A	PROFUNDIDADE.: 12,50 m	ENSAIO Nº 05			
PALHETA: Ø = 65 mm H = 130 mm	APARELHO Nº 01	DATA: 28.10.2014	DES. Nº		
COORDENADAS:			RESPONSÁVEL TÉCNICO		
N =	E =				
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	13,00	6,00	7,64	3,53
4	40	22,00	6,00	12,94	3,53
6	60 (1 min)	29,50	7,40	17,35	4,35
8	80	33,00	8,00	19,40	4,70
10	100	29,00	8,50	17,05	5,00
12	120 (2 min)	25,00	9,00	14,70	5,29
14	140	22,50	9,80	13,23	5,76
16	160	21,00	10,00	12,35	5,88
18	180 (3 min)	19,50	10,00	11,47	5,88
20	200	18,50	10,50	10,88	6,17
22	220	18,00	10,50	10,58	6,17
24	240 (4 min)	17,50	11,20	10,29	6,59
26	260	16,50	12,00	9,70	7,06
28	280	15,50	13,00	9,11	7,64
30	300 (5 min)	15,00	13,50	8,82	7,94
32	320	14,20	14,00	8,35	8,23
34	340	13,20	14,50	7,76	8,53
36	360 (6 min)	11,50	15,00	6,76	8,82
38	380	11,80	14,00	6,94	8,23
40	400	11,00	14,00	6,47	8,23
42	420 (7 min)	10,50	13,80	6,17	8,11
44	440	9,50	13,50	5,59	7,94
46	460	8,50	10,80	5,00	6,35
48	480 (8 min)	8,00	10,00	4,70	5,88
50	500	7,20	10,50	4,23	6,17
52	520	7,00	8,40	4,12	4,94
54	540 (9 min)	6,50	8,50	3,82	5,00
56	560	6,50	7,50	3,82	4,41
58	580	6,00	7,50	3,53	4,41
60	600 (10 min)	5,40	7,00	3,18	4,12
62	620	4,80	7,00	2,82	4,12
64	640	4,80	6,50	2,82	3,82
66	660 (11 min)	4,50	6,00	2,65	3,53
68	680	4,50	6,00	2,65	3,53
70	700	4,50	4,80	2,65	2,82
72	720 (12 min)	4,20	4,70	2,47	2,76
74	740	4,00	4,00	2,35	2,35
76	760	4,00	4,00	2,35	2,35
78	780 (13 min)	4,00	4,00	2,35	2,35
80	800	3,90	3,00	2,29	1,76
82	820	3,50	3,00	2,06	1,76
84	840 (14 min)	3,00	0,50	1,76	0,29
86	860	3,00	0,00	1,76	0,00
88	880	2,60	0,00	1,53	0,00
90	900 (15 min)	2,00	0,00	1,18	0,00

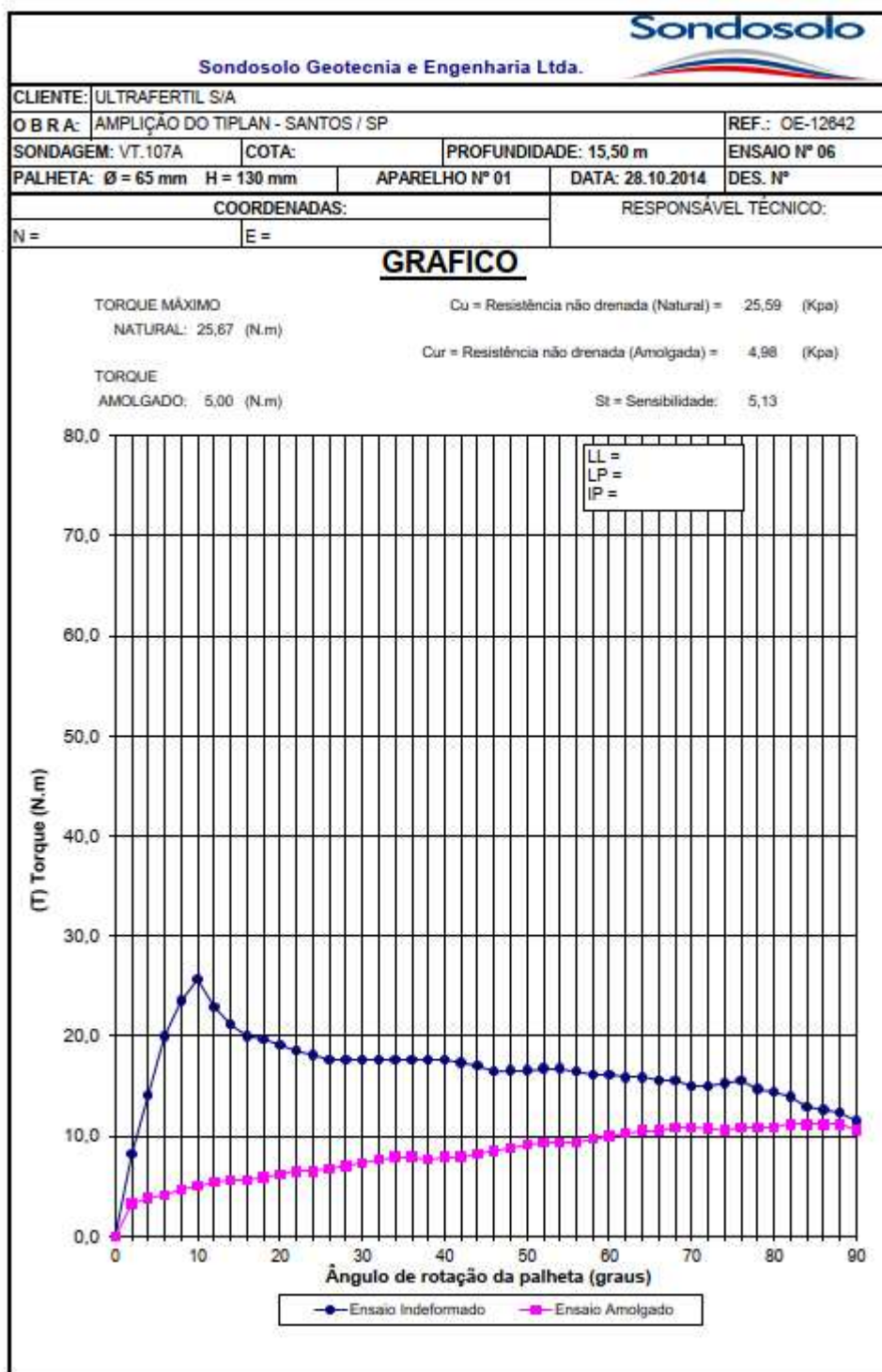
VT-107A, prof. 12,50 m



VT-107A, prof. 12,50 m, gráfico

 Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:	ULTRAFERTIL S/A				
O B R A:	AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP	PREFIXO: OE-12642			
SONDAGEM: VT.107A	PROFUNDIDADE.: 15,50 m	ENSAIO Nº 06			
PALHETA: Ø = 65 mm H = 130 mm	APARELHO Nº 01	DATA: 28.10.2014	DES. Nº		
COORDENADAS:		RESPONSÁVEL TÉCNICO			
N =	E =				
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	14,00	5,50	8,23	3,23
4	40	24,00	8,50	14,11	3,82
6	60 (1 min)	34,00	7,00	19,99	4,12
8	80	40,00	8,00	23,52	4,70
10	100	43,00	8,50	25,67	5,00
12	120 (2 min)	39,00	9,20	22,93	5,41
14	140	36,00	9,50	21,17	5,59
16	160	34,00	9,50	19,99	5,59
18	180 (3 min)	33,50	10,00	19,70	5,88
20	200	32,50	10,50	19,11	6,17
22	220	31,50	11,00	18,52	6,47
24	240 (4 min)	30,80	11,00	18,11	6,47
26	260	30,00	11,50	17,64	6,76
28	280	30,00	12,00	17,64	7,06
30	300 (5 min)	30,00	12,50	17,64	7,35
32	320	30,00	13,00	17,64	7,64
34	340	30,00	13,50	17,64	7,94
36	360 (6 min)	30,00	13,50	17,64	7,94
38	380	30,00	13,00	17,64	7,64
40	400	30,00	13,50	17,64	7,94
42	420 (7 min)	29,50	13,50	17,35	7,94
44	440	29,00	14,00	17,05	8,23
46	460	28,00	14,50	16,46	8,53
48	480 (8 min)	28,20	15,00	16,58	8,82
50	500	28,20	15,50	16,58	9,11
52	520	28,50	16,00	16,76	9,41
54	540 (9 min)	28,50	16,00	16,76	9,41
56	560	28,00	16,00	16,46	9,41
58	580	27,50	16,50	16,17	9,70
60	600 (10 min)	27,50	17,00	16,17	10,00
62	620	27,00	17,50	15,88	10,29
64	640	27,00	18,00	15,88	10,58
66	660 (11 min)	26,50	18,00	15,58	10,58
68	680	26,50	18,50	15,58	10,88
70	700	25,50	18,50	14,99	10,88
72	720 (12 min)	25,50	18,30	14,99	10,76
74	740	26,00	18,00	15,29	10,58
76	760	26,50	18,50	15,58	10,88
78	780 (13 min)	25,00	18,50	14,70	10,88
80	800	24,50	18,50	14,41	10,88
82	820	23,70	19,00	13,94	11,17
84	840 (14 min)	22,00	19,00	12,94	11,17
86	860	21,50	19,00	12,64	11,17
88	880	21,00	19,00	12,35	11,17
90	900 (15 min)	19,60	18,00	11,52	10,58

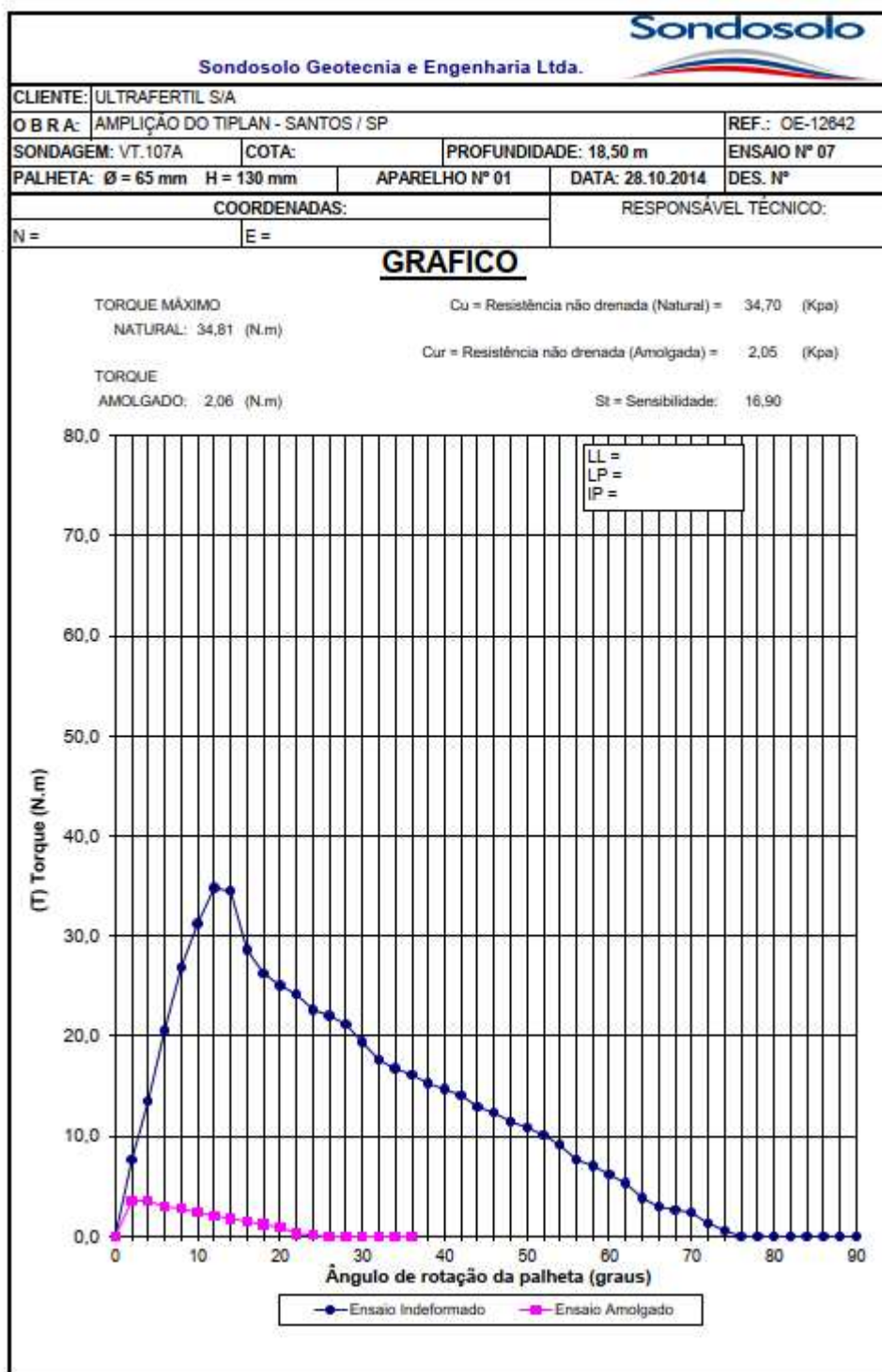
VT-107A, prof. 15,50 m



VT-107A, prof. 15,50 m, gráfico

Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:	ULTRAFERTIL S/A				
O B R A:	AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP			PREFIXO: OE-12642	
SONDAGEM:	VT.107A	PROFUNDIDADE.: 18,50 m		ENSAIO Nº 07	
PALHETA:	Ø = 65 mm H = 130 mm	APARELHO Nº 01	DATA: 28.10.2014	DES. Nº	
COORDENADAS:			RESPONSÁVEL TÉCNICO		
N =		E =			
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	13,00	6,00	7,64	3,53
4	40	23,00	6,00	13,52	3,53
6	60 (1 min)	35,00	5,00	20,58	2,94
8	80	45,00	4,60	26,87	2,82
10	100	52,50	4,00	31,24	2,35
12	120 (2 min)	58,50	3,50	34,81	2,08
14	140	58,00	3,00	34,51	1,78
16	160	48,00	2,50	28,66	1,47
18	180 (3 min)	44,00	2,00	26,27	1,18
20	200	42,00	1,50	25,07	0,88
22	220	40,50	0,50	24,18	0,29
24	240 (4 min)	38,50	0,20	22,64	0,12
26	260	37,50	0,00	22,05	0,00
28	280	36,00	0,00	21,17	0,00
30	300 (5 min)	33,00	0,00	19,40	0,00
32	320	30,00	0,00	17,84	0,00
34	340	28,50	0,00	16,76	0,00
36	360 (6 min)	27,50	0,00	16,17	0,00
38	380	26,00		15,29	
40	400	25,00		14,70	
42	420 (7 min)	24,00		14,11	
44	440	22,00		12,94	
46	460	21,00		12,35	
48	480 (8 min)	19,50		11,47	
50	500	18,50		10,88	
52	520	17,20		10,11	
54	540 (9 min)	15,50		9,11	
56	560	13,00		7,64	
58	580	12,00		7,06	
60	600 (10 min)	10,50		6,17	
62	620	9,00		5,29	
64	640	6,50		3,82	
66	660 (11 min)	5,00		2,94	
68	680	4,50		2,65	
70	700	4,00		2,35	
72	720 (12 min)	2,20		1,29	
74	740	1,00		0,59	
76	760	0,00		0,00	
78	780 (13 min)	0,00		0,00	
80	800	0,00		0,00	
82	820	0,00		0,00	
84	840 (14 min)	0,00		0,00	
86	860	0,00		0,00	
88	880	0,00		0,00	
90	900 (15 min)	0,00		0,00	

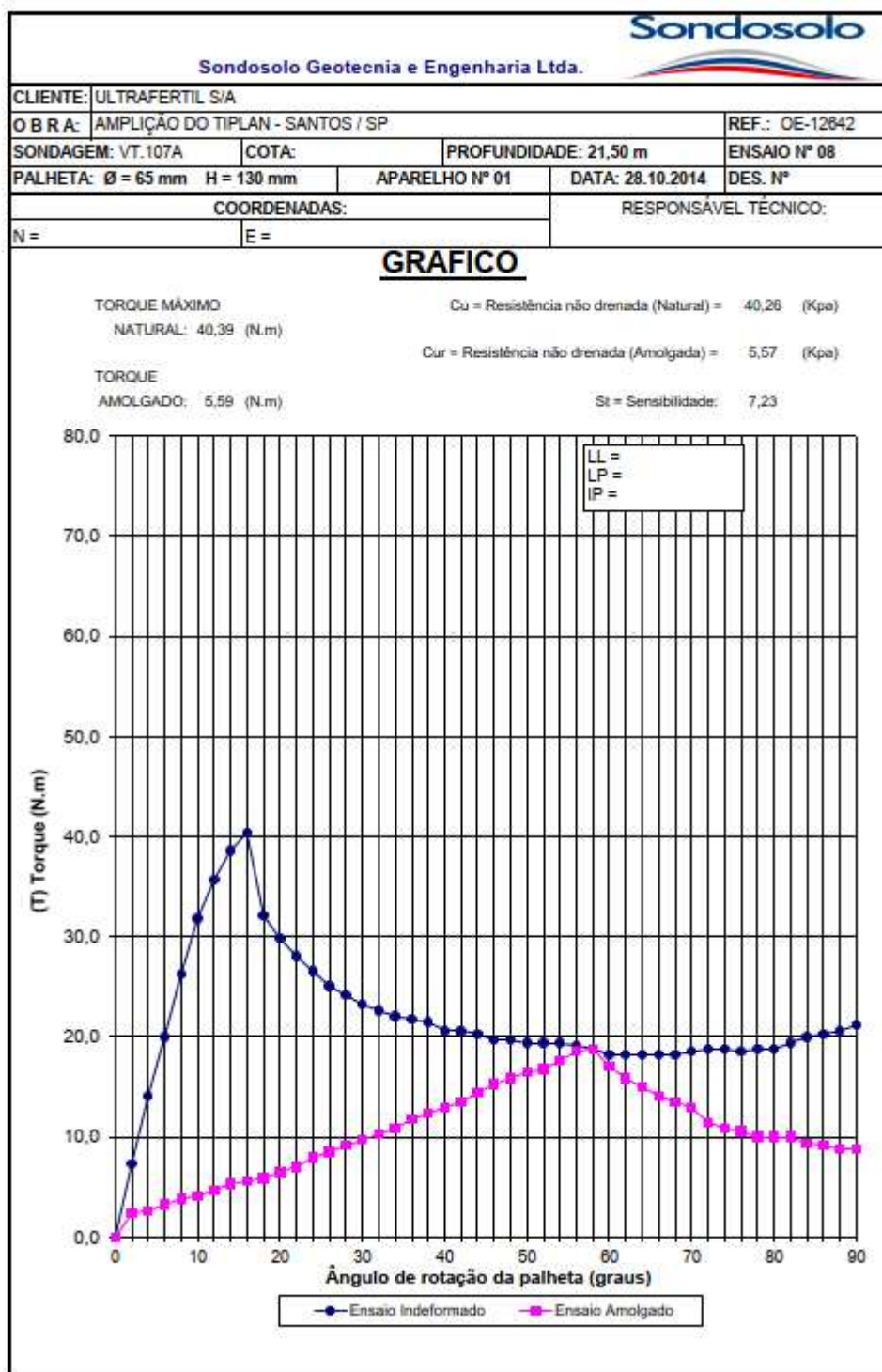
VT-107A, prof. 18,50 m



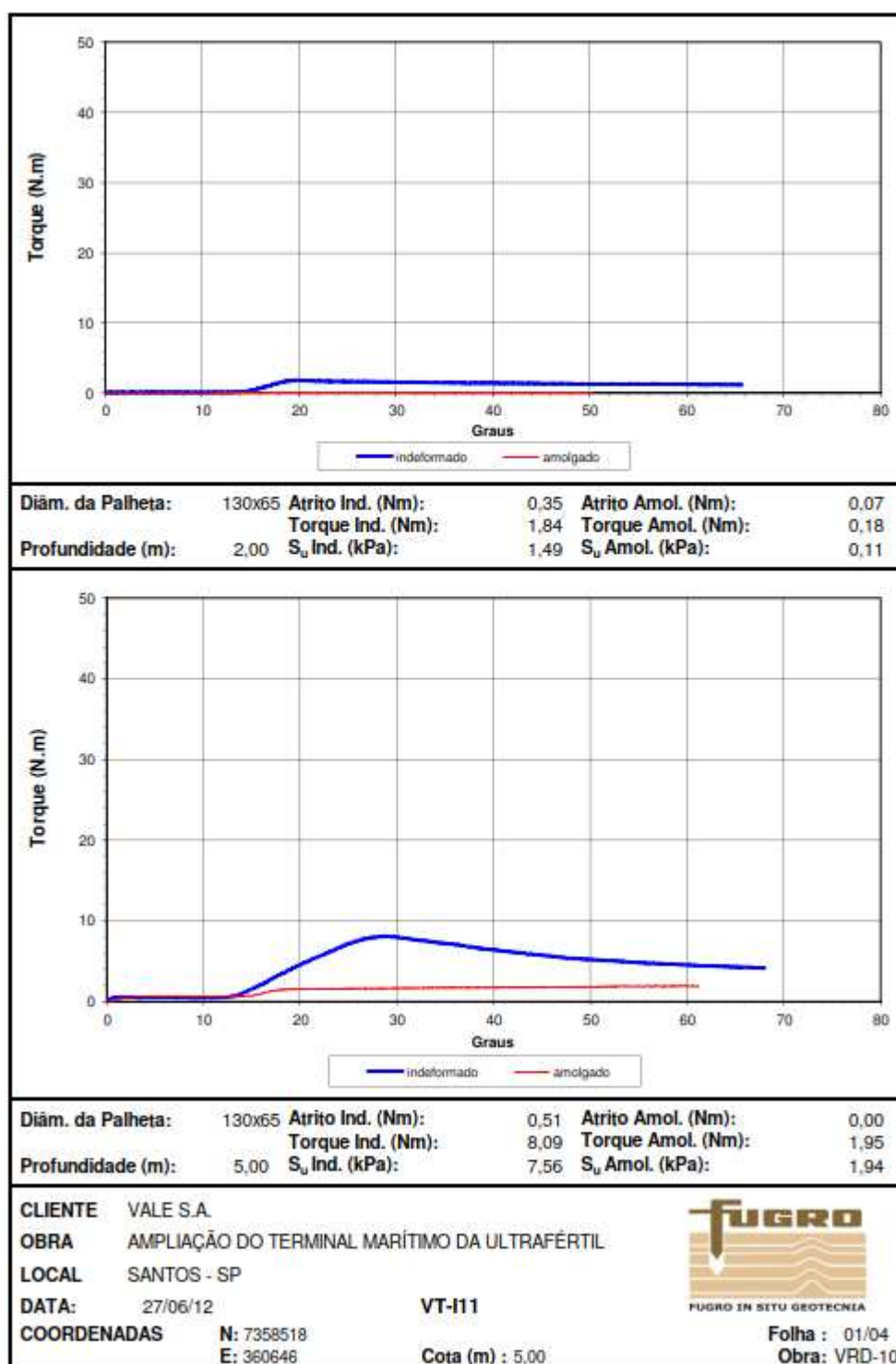
VT-107A, prof. 18,50 m, gráfico

 Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda.					
CLIENTE:		ULTRAFERTIL S/A			
O B R A:		AMPLIÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP		PREFIXO: OE-12642	
SONDAGEM: VT.107A		PROFUNDIDADE: 21,50 m		ENSAIO N° 08	
PALHETA: Ø = 65 mm H = 130 mm		APARELHO N° 01		DATA: 28.10.2014 DES. N°	
COORDENADAS:				RESPONSÁVEL TÉCNICO	
N =		E =			
PLANILHA DE CALCULO					
ÂNGULO DE ROTAÇÃO (GRAUS)	TEMPO (segundos)	MOLA (DIVISÃO)		TORQUE (N.m)	
		A. NATURAL	A. AMOLGADA	A. NATURAL	A. AMOLGADA
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	20	12,50	4,00	7,35	2,35
4	40	24,00	4,50	14,11	2,65
6	60 (1 min)	34,00	5,50	19,99	3,23
8	80	44,00	6,50	26,27	3,82
10	100	53,50	7,00	31,83	4,12
12	120 (2 min)	60,00	8,00	35,70	4,70
14	140	65,00	9,00	38,61	5,29
16	160	68,00	9,50	40,39	5,59
18	180 (3 min)	54,00	10,00	32,13	5,88
20	200	50,00	11,00	29,85	6,47
22	220	47,00	12,00	28,06	7,06
24	240 (4 min)	44,50	13,50	26,57	7,94
26	260	42,00	14,50	25,07	8,53
28	280	40,50	15,50	24,18	9,11
30	300 (5 min)	39,50	16,50	23,23	9,70
32	320	38,50	17,50	22,84	10,29
34	340	37,50	18,50	22,05	10,88
36	360 (6 min)	37,00	20,00	21,76	11,76
38	380	36,50	21,00	21,46	12,35
40	400	35,00	22,00	20,58	12,94
42	420 (7 min)	35,00	23,00	20,58	13,52
44	440	34,50	24,50	20,29	14,41
46	460	33,50	26,00	19,70	15,29
48	480 (8 min)	33,50	27,00	19,70	15,88
50	500	33,00	28,00	19,40	16,46
52	520	33,00	28,50	19,40	16,76
54	540 (9 min)	33,00	30,00	19,40	17,64
56	560	32,50	31,50	19,11	18,52
58	580	32,00	32,00	18,82	18,82
60	600 (10 min)	31,00	29,00	18,23	17,05
62	620	31,00	27,00	18,23	15,88
64	640	31,00	25,50	18,23	14,99
66	660 (11 min)	31,00	24,00	18,23	14,11
68	680	31,00	23,00	18,23	13,52
70	700	31,50	22,00	18,52	12,94
72	720 (12 min)	32,00	19,50	18,82	11,47
74	740	32,00	18,50	18,82	10,88
76	760	31,50	18,00	18,52	10,58
78	780 (13 min)	32,00	17,00	18,82	10,00
80	800	32,00	17,00	18,82	10,00
82	820	33,00	17,00	19,40	10,00
84	840 (14 min)	34,00	16,00	19,99	9,41
86	860	34,50	15,50	20,29	9,11
88	880	35,00	15,00	20,58	8,82
90	900 (15 min)	36,00	15,00	21,17	8,82

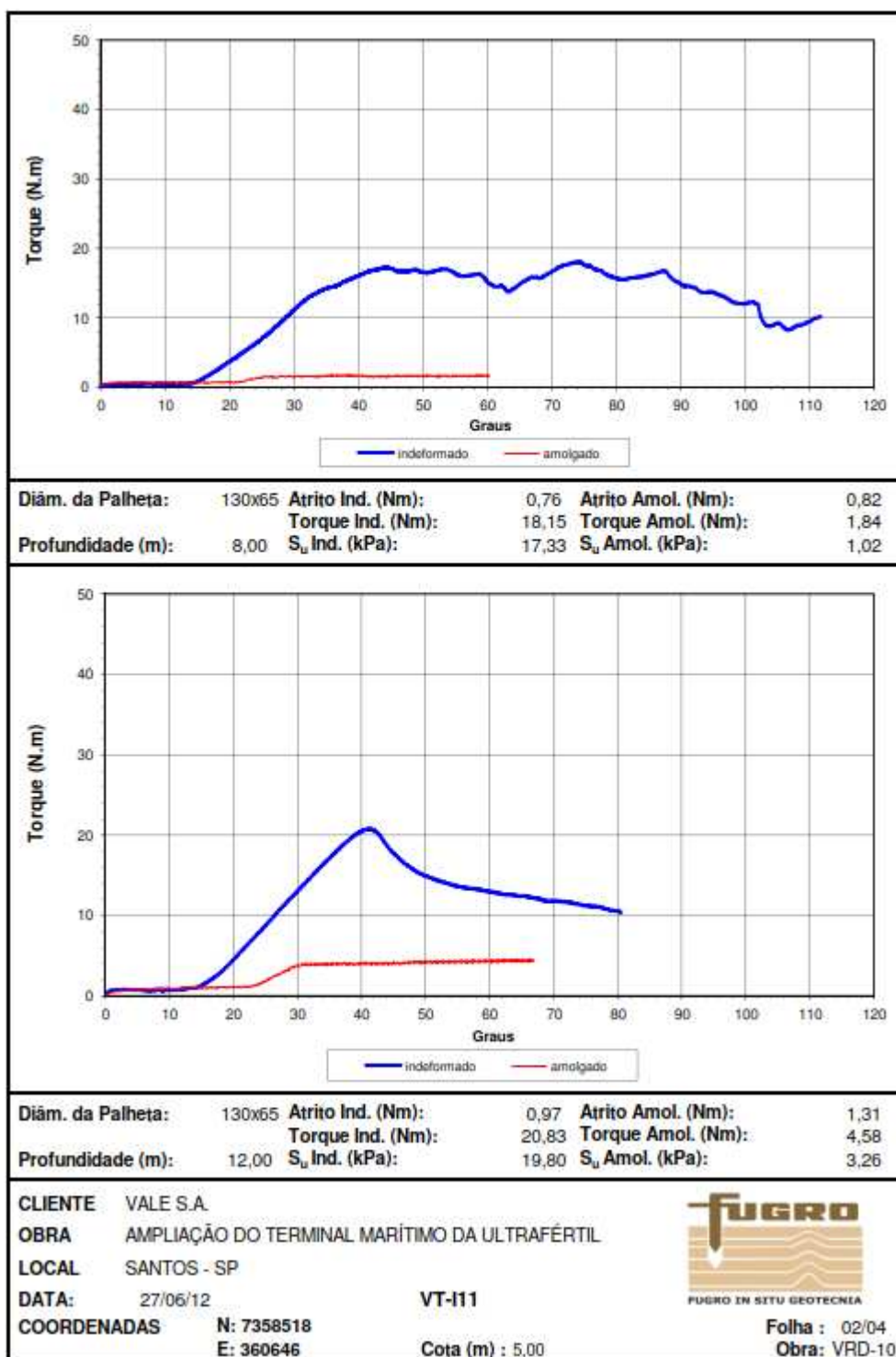
VT-107A, prof. 21,50 m



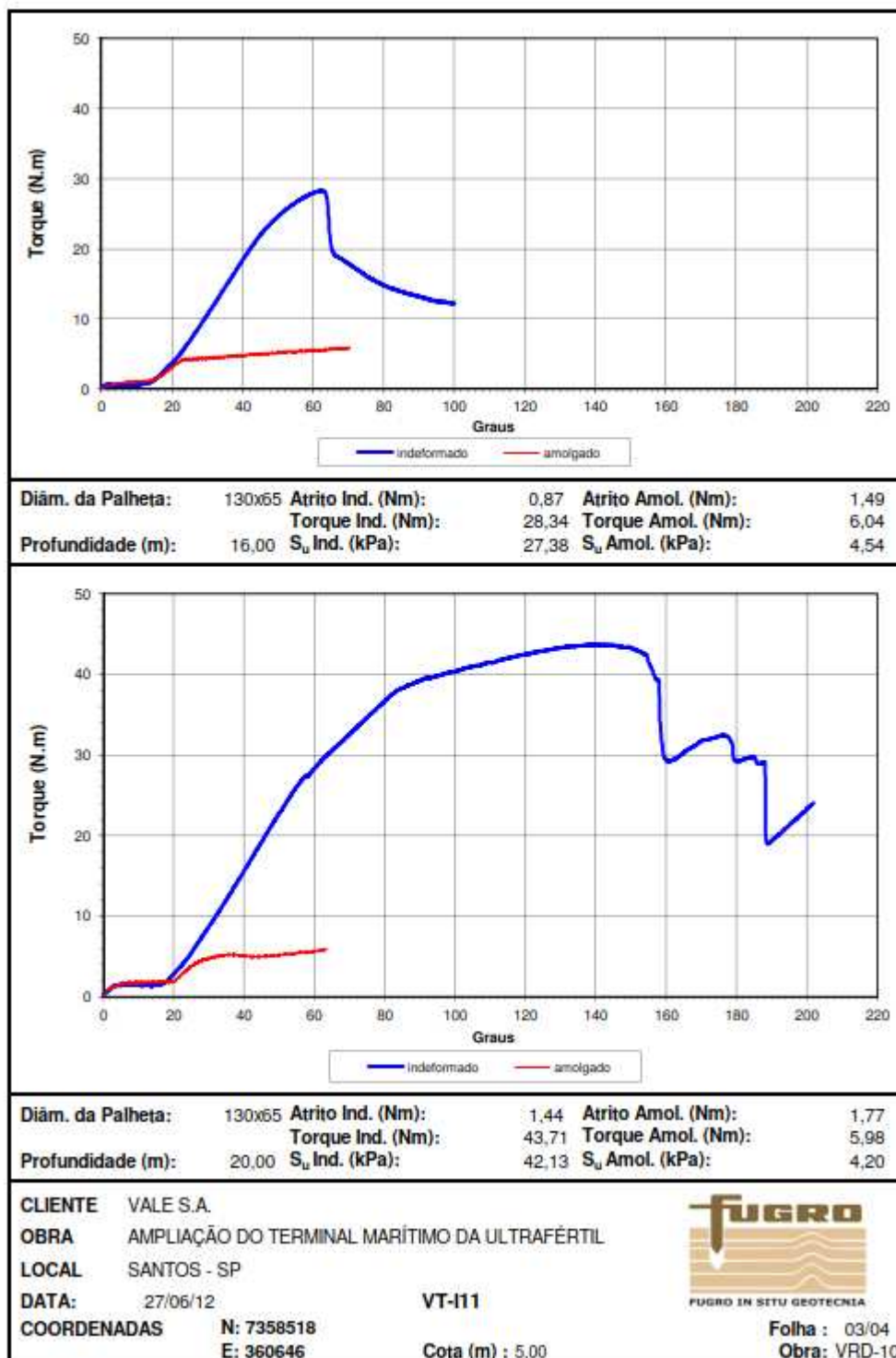
VT-107A, prof. 21,50 m, gráfico



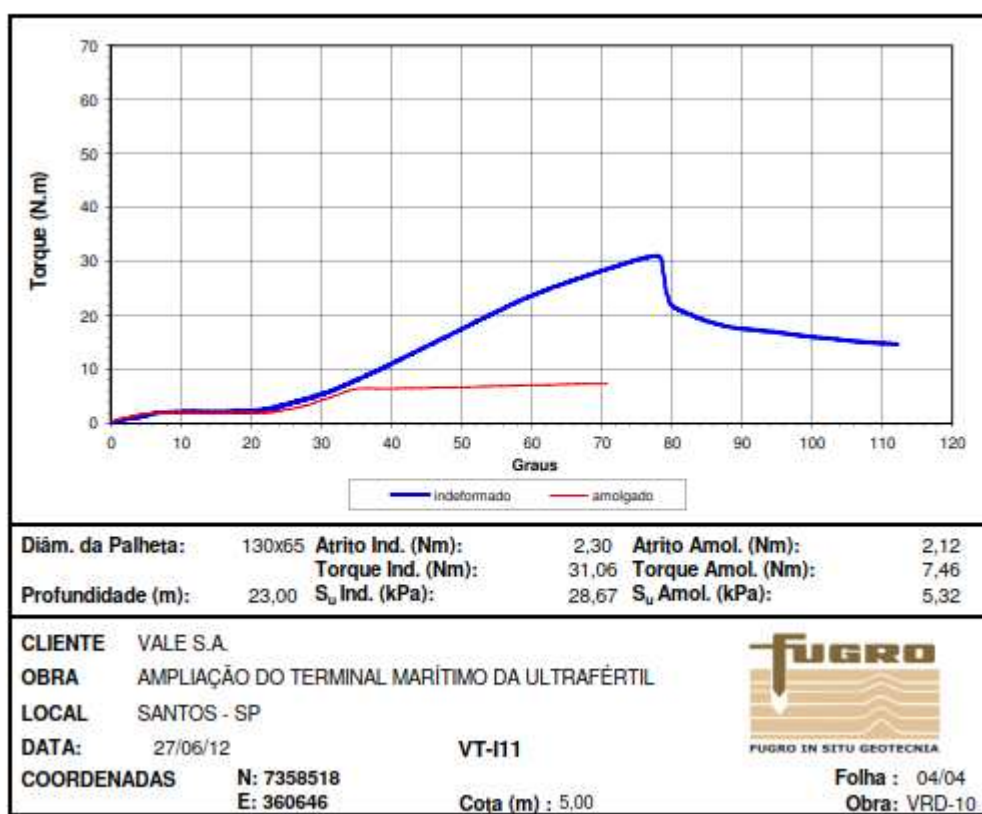
VT-I11, gráficos, prof. 2,0 m e 5,0 m



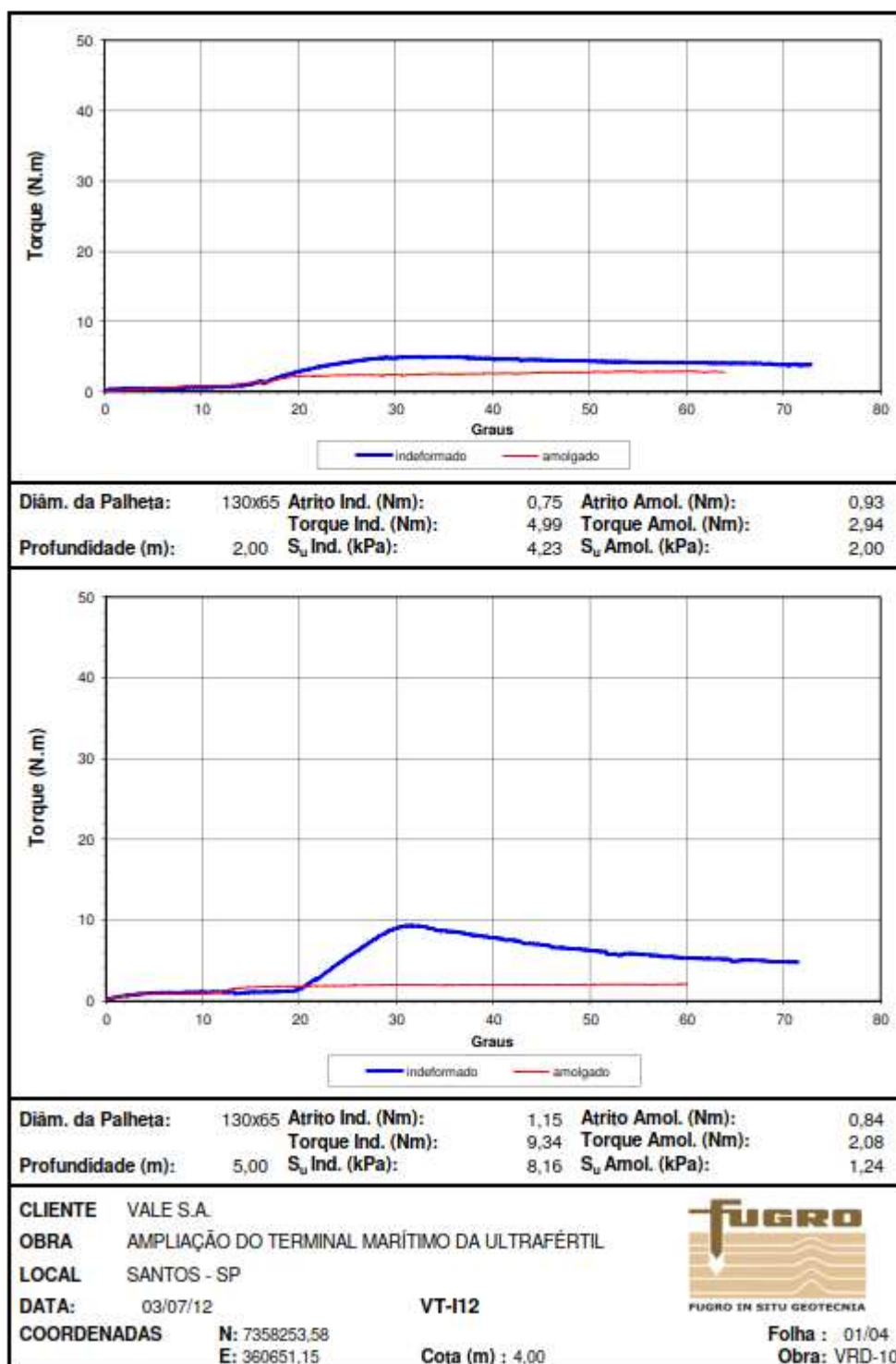
VT-I11, gráficos, prof. 8,0 m e 12,0 m



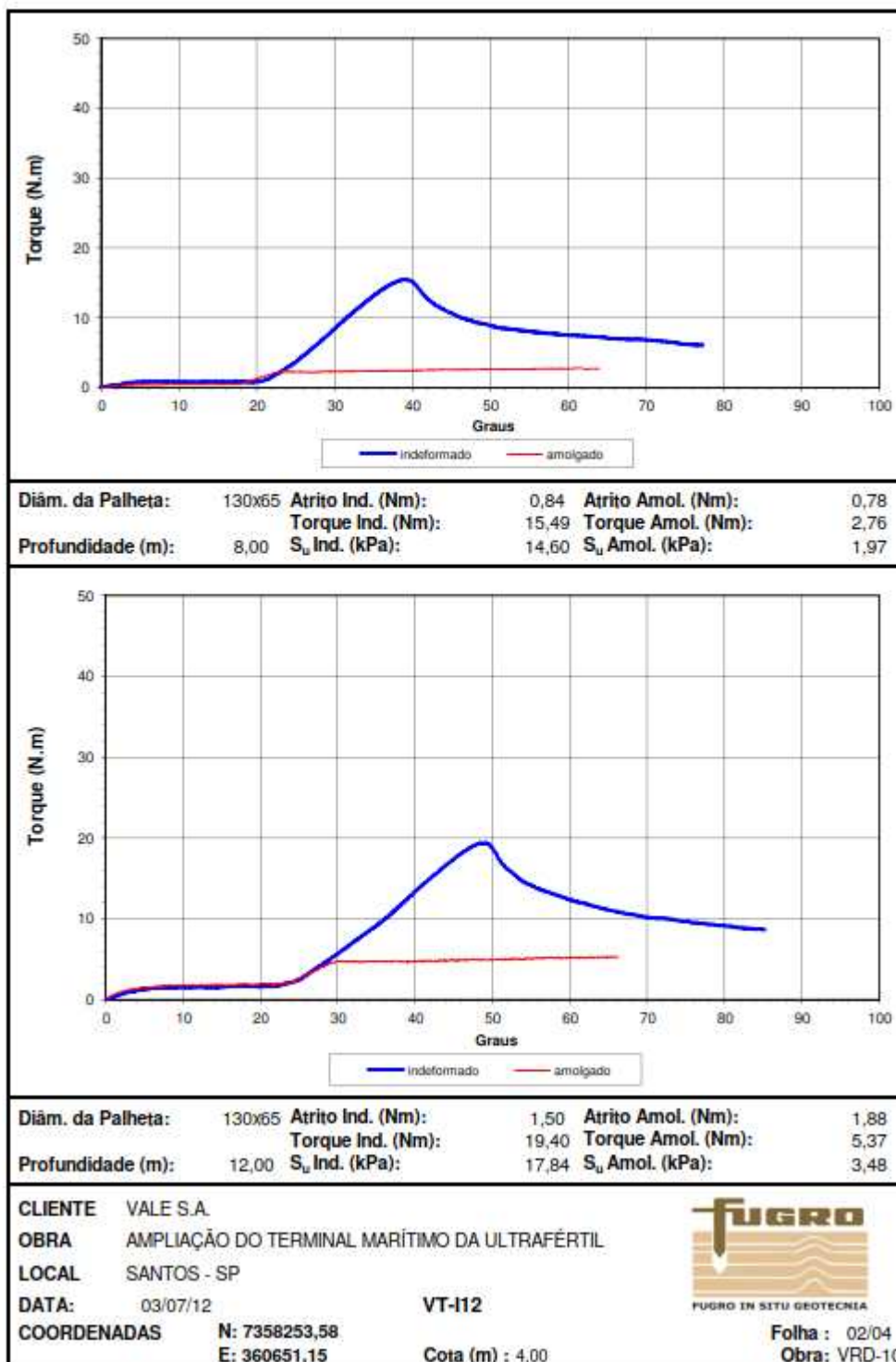
VT-I11, gráficos, prof. 16,0 m e 20,0 m



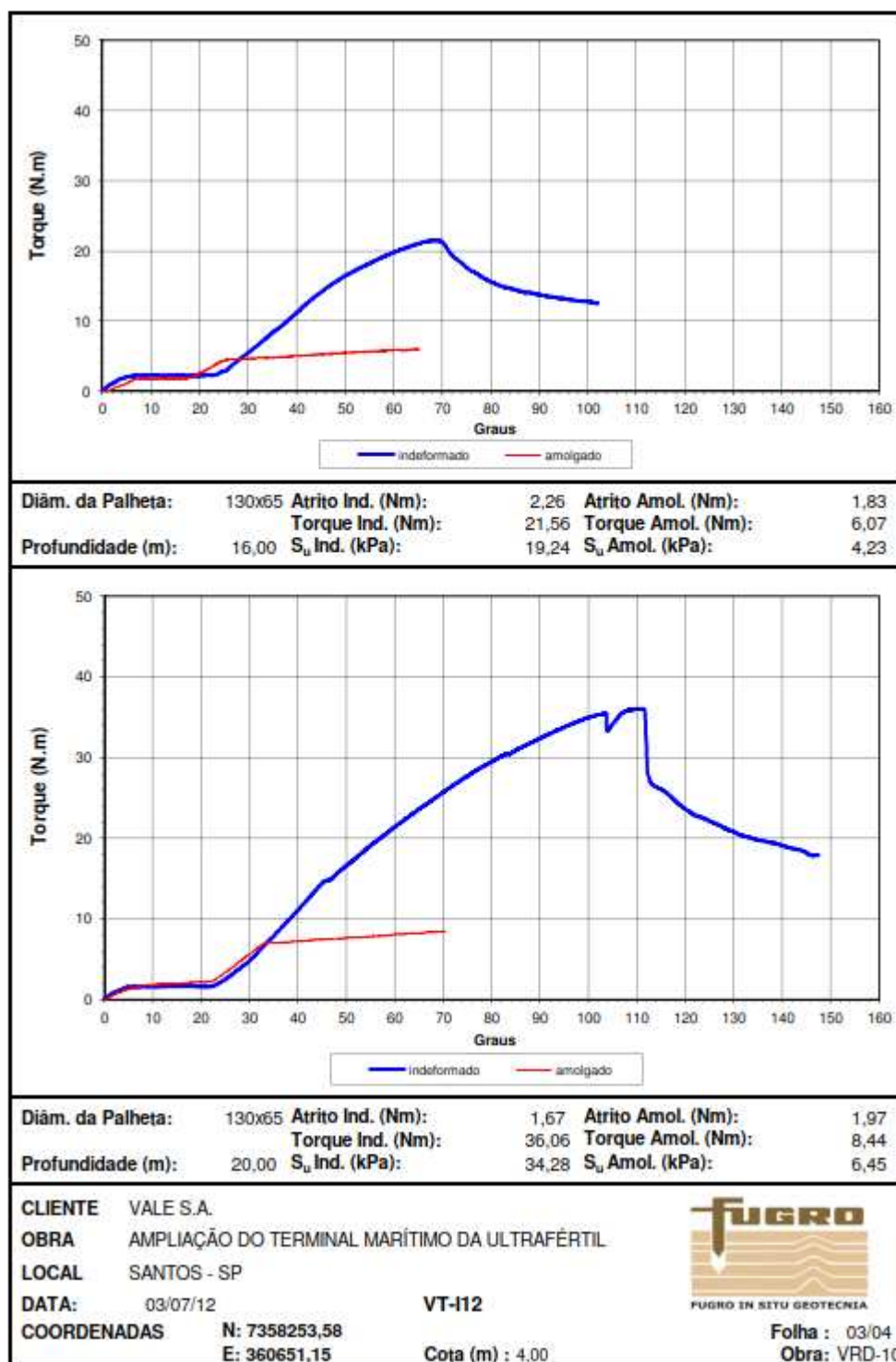
VT-I11, gráfico, prof. 23,0 m



VT-I12, gráficos, prof. 2,0 m e 5,0 m



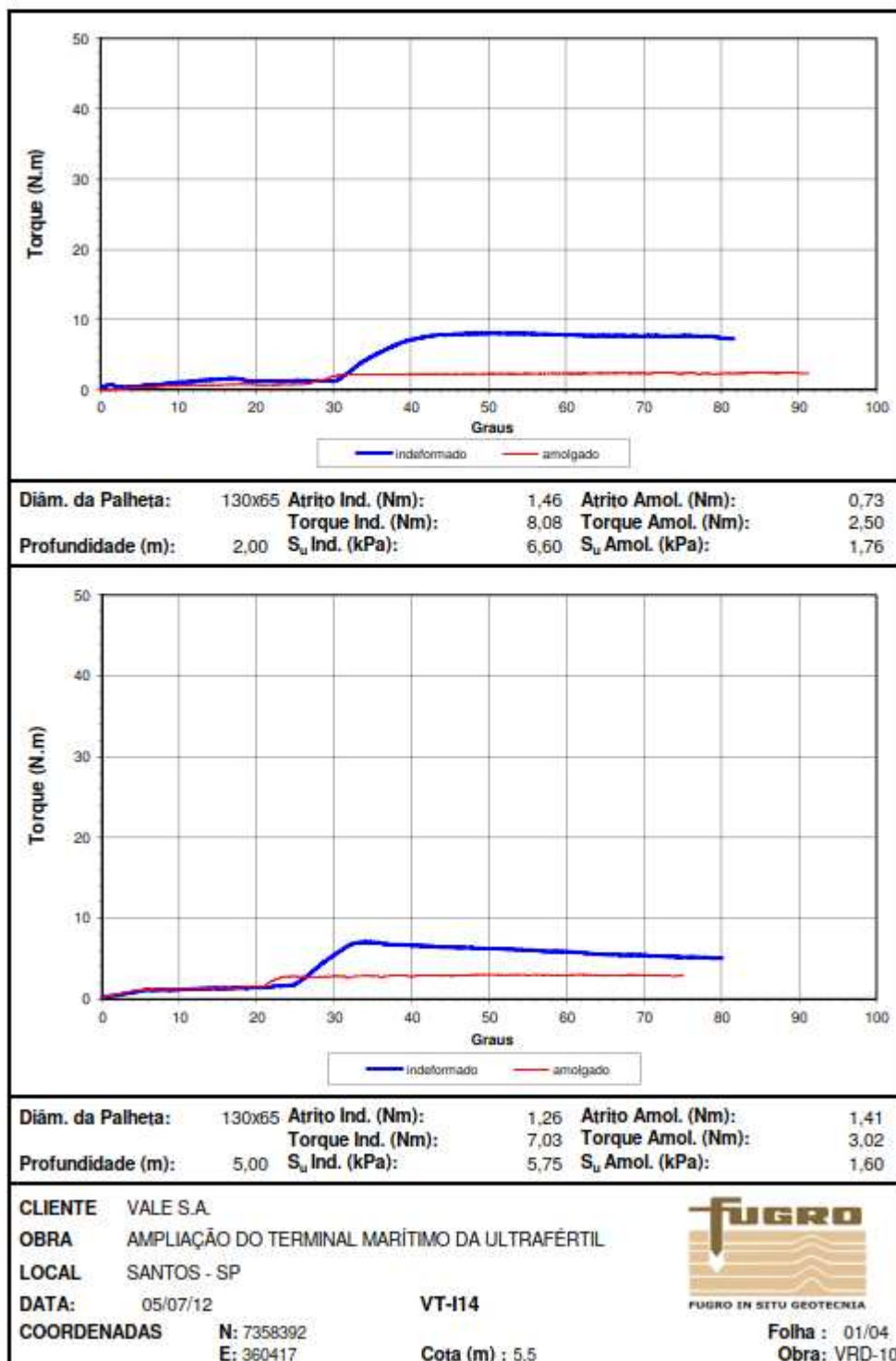
VT-I12, gráficos, prof. 8,0 m e 12,0 m



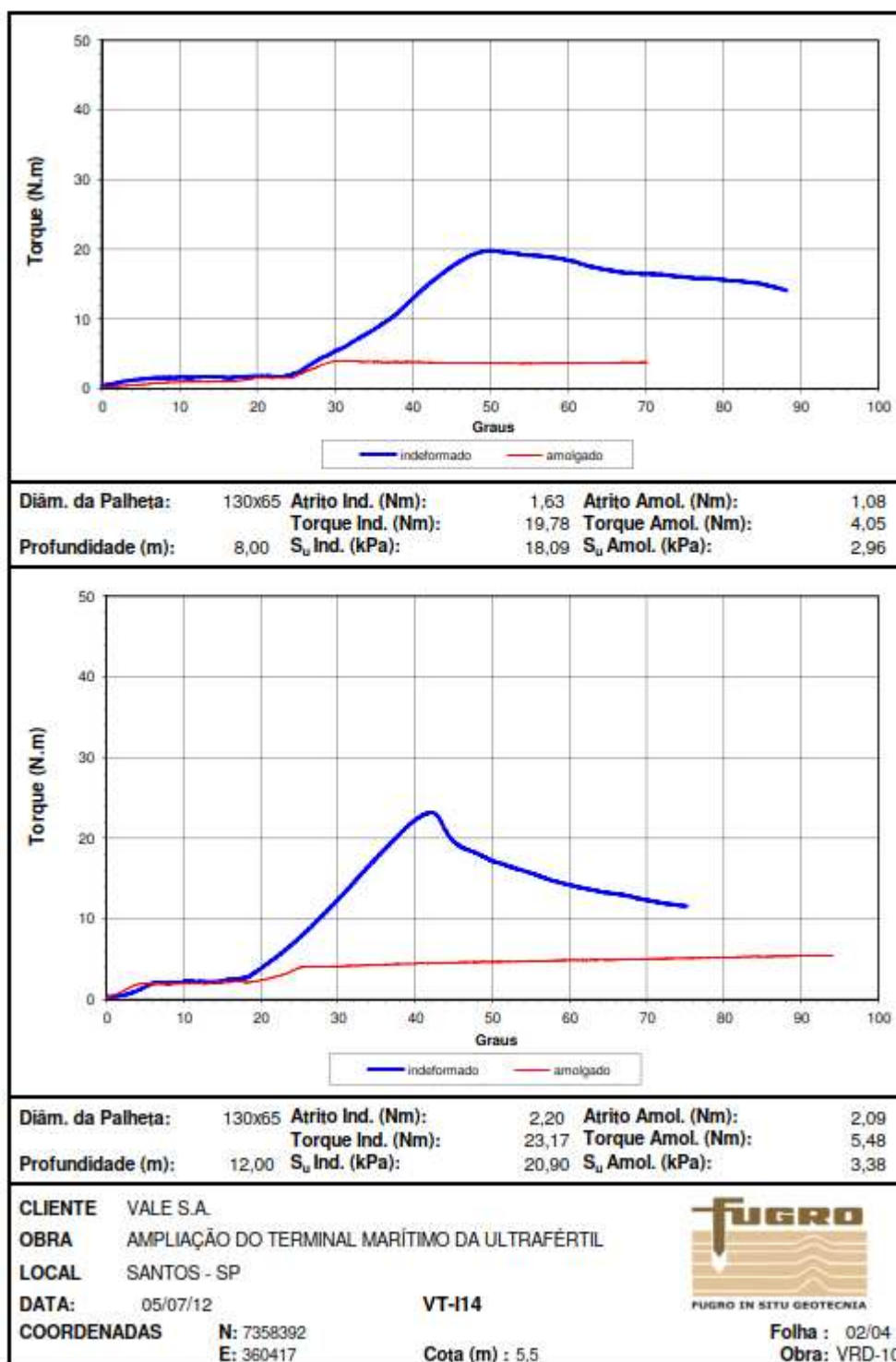
VT-112, gráficos, prof. 16,0 m e 20,0 m



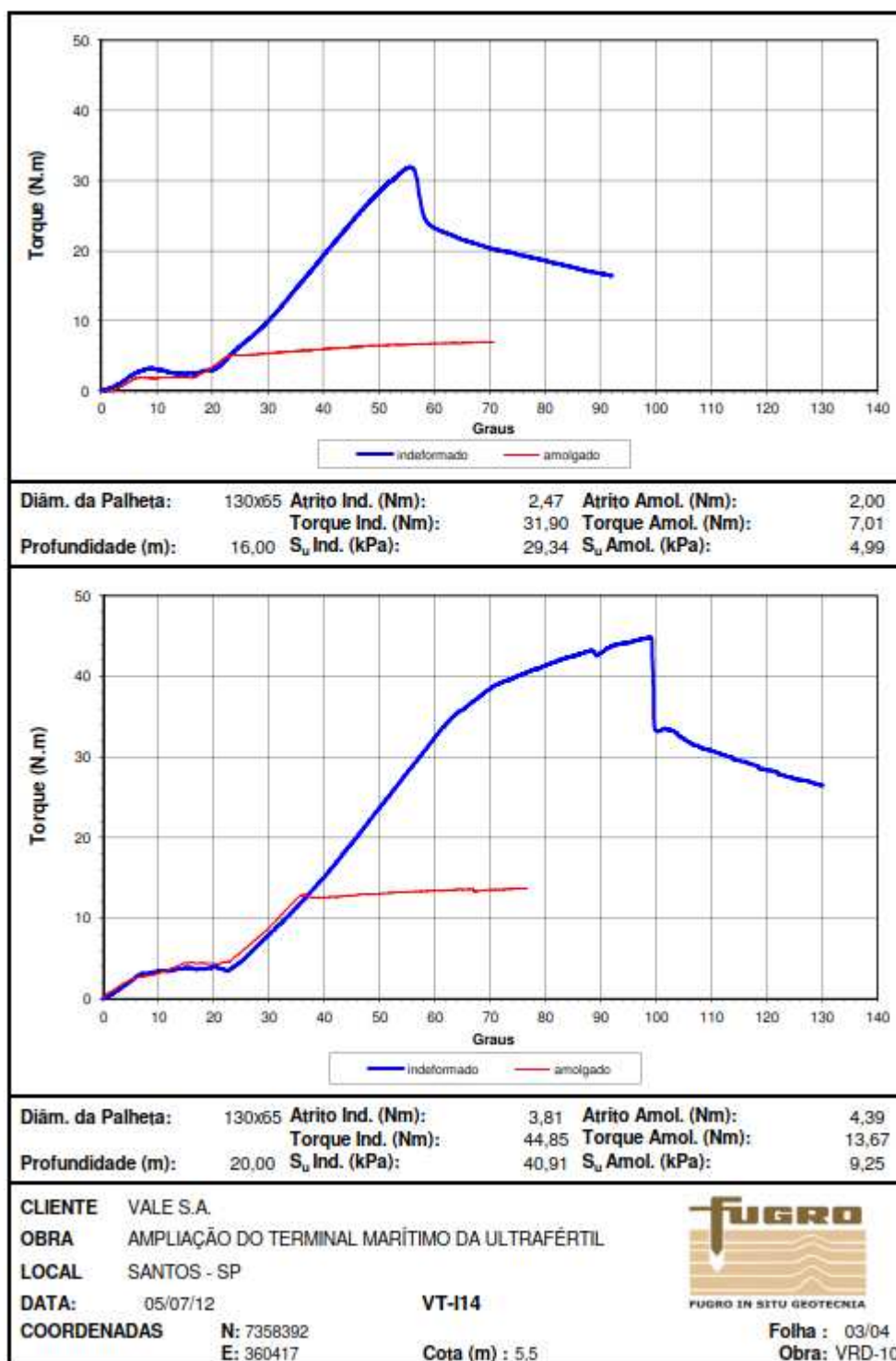
VT-I12, gráfico, prof. 23,0 m



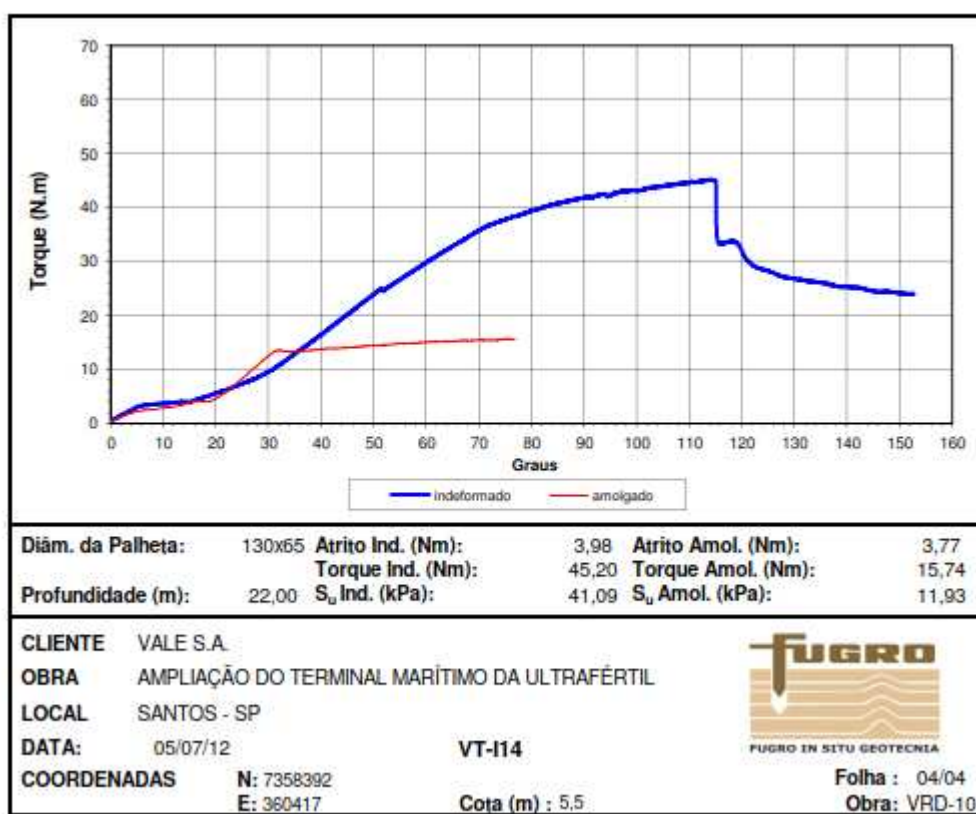
VT-I14, gráficos, prof. 2,0 m e 5,0 m



VT-I14, gráficos, prof. 8,0 m e 12,0 m

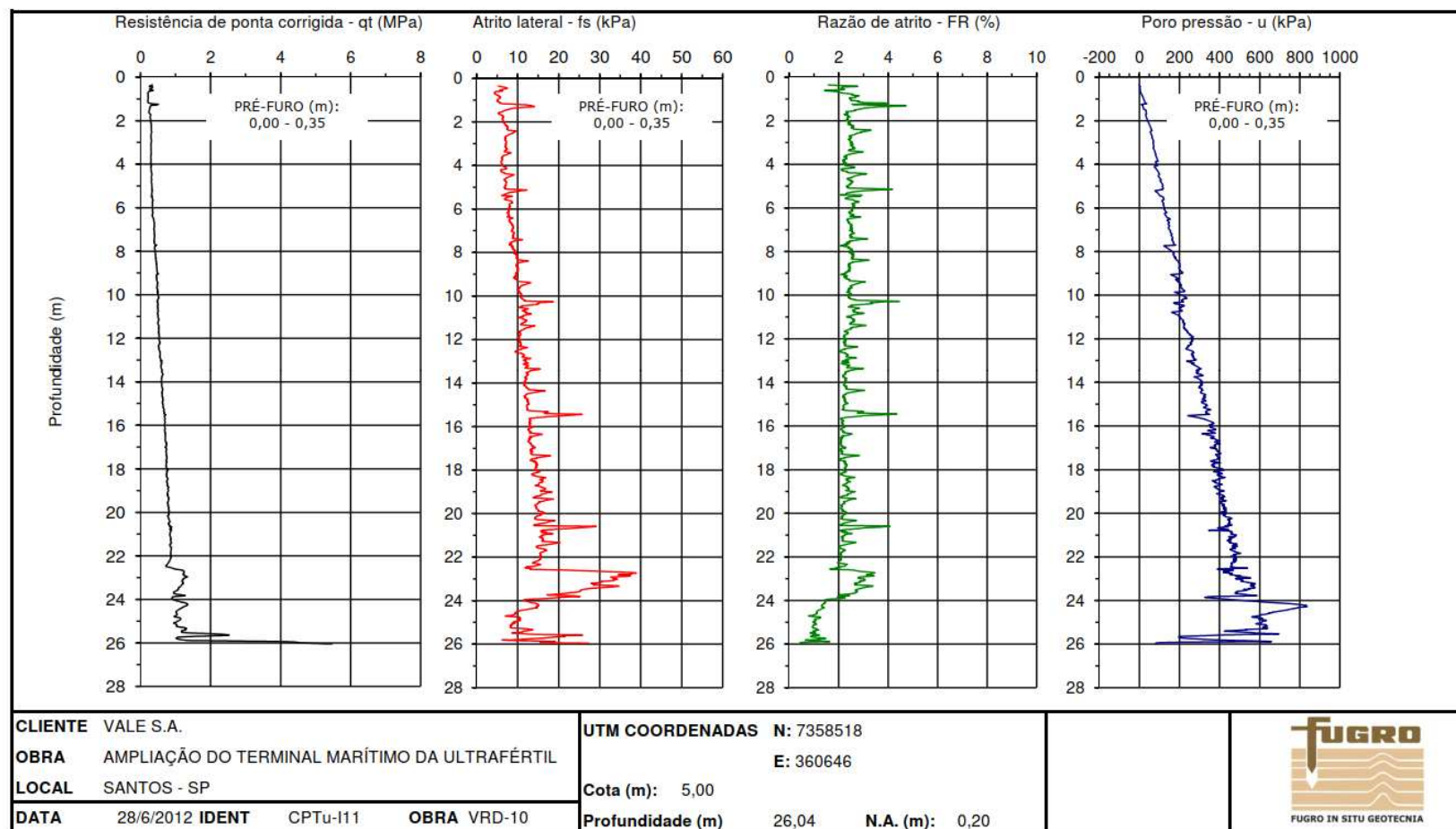


VT-114, gráficos, prof. 16,0 m e 20,0 m

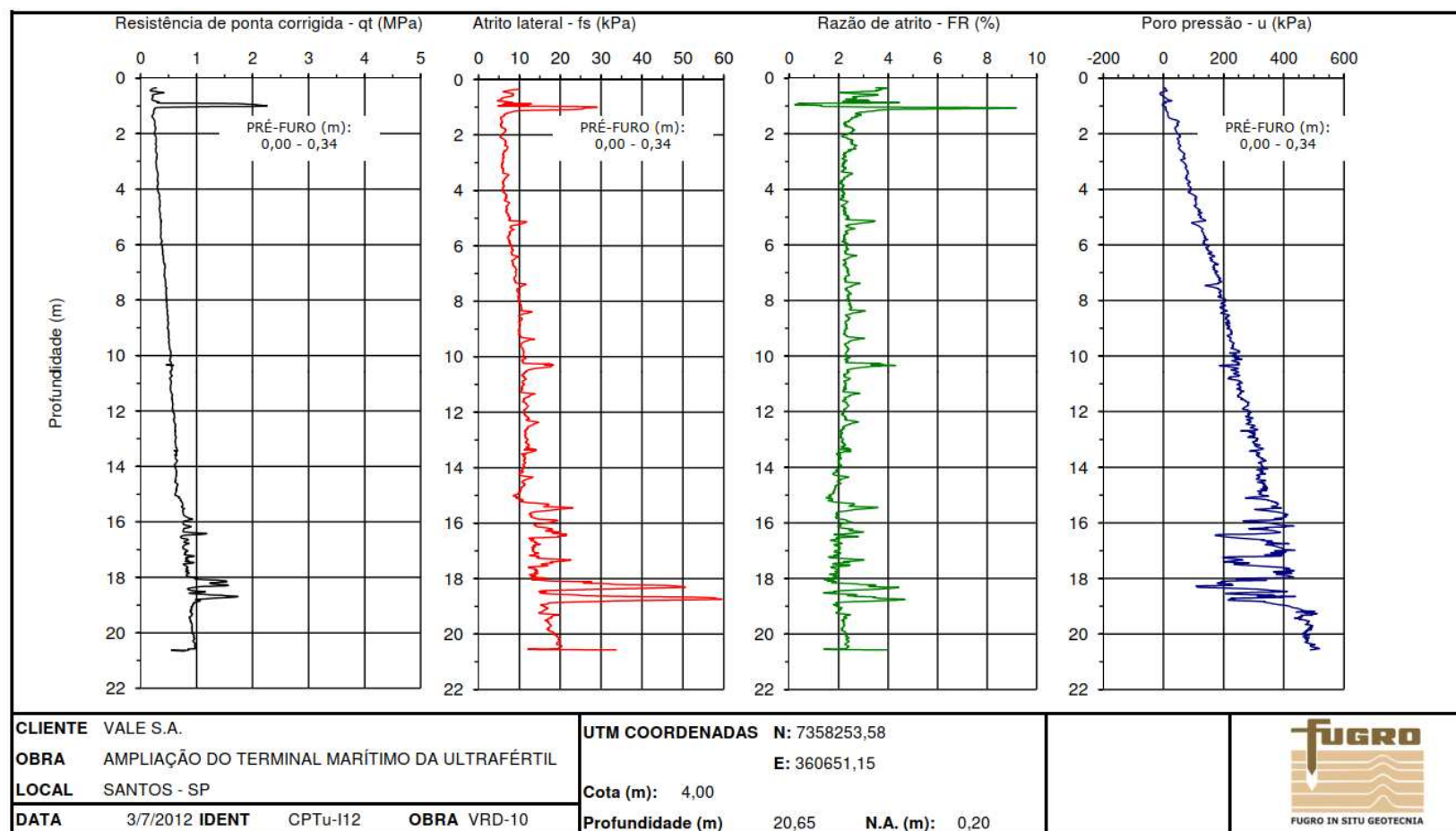


VT-I14, gráfico, prof. 22,0 m

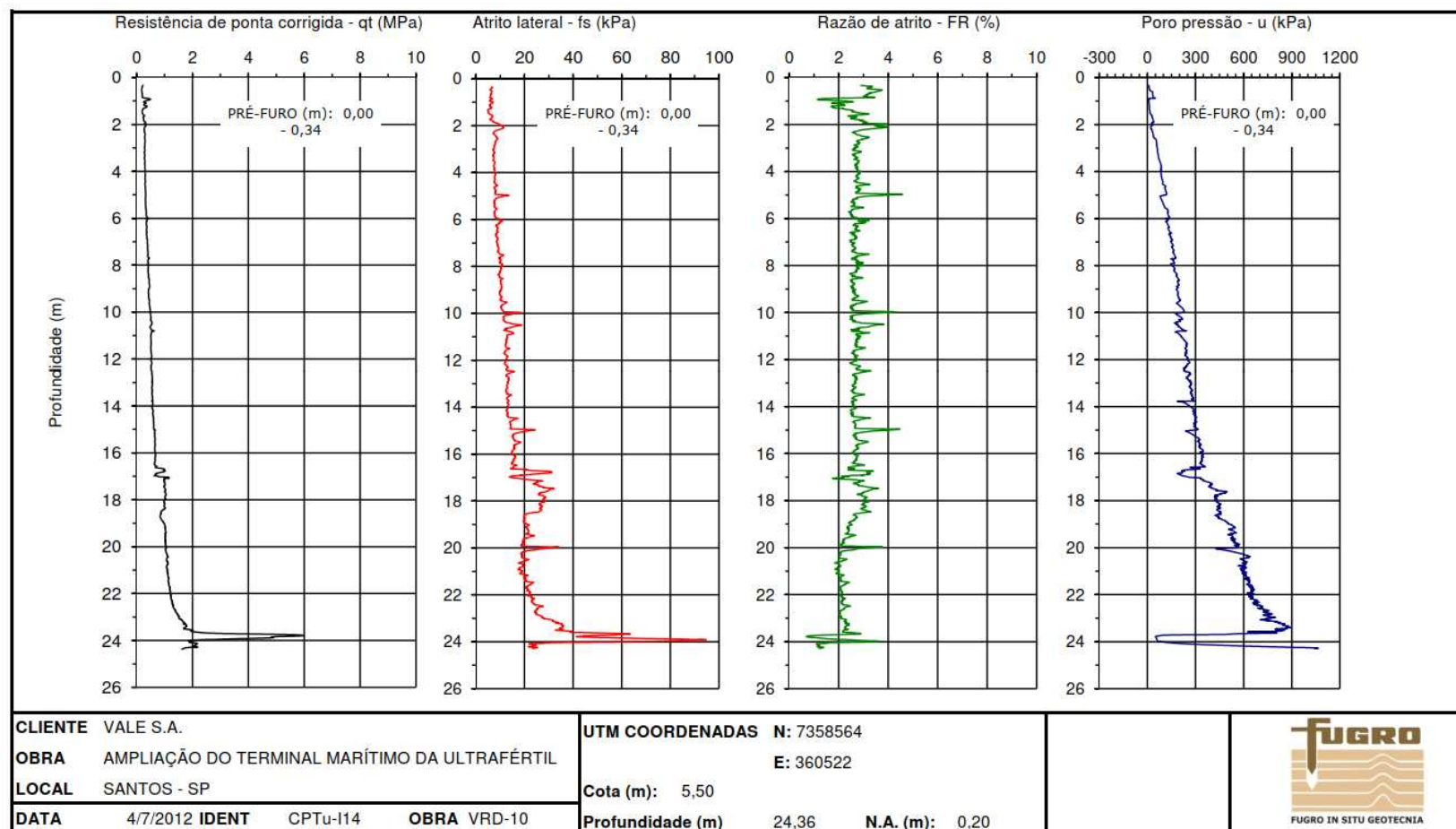
8.4 ENSAIOS CPTU



CPTu – I11



CPTu – I12



CPTu – I14

8.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

CLIENTE:	VALE	
O B R A:	TIPLAM, ÁREA DA MOEGA - CONTENÇÃO SETOR B	
DATA:	21/07/2015 e 22/07/2015	

QUADRO RESUMO ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM CHUMBADORES

Nº CHUMBADOR	DIÂMETRO FURO	DIÂMETRO CHUMBADOR AÇO CA 50	COMPRIMENTO BARRA	TIPO PREENCHIMENTO	CARGA MÁXIMA	OBS
1	2"	25 mm	2,0 m	RESINA - Hilti	5,0 T	Arrancamento da barra
2	2"	25 mm	2,0 m	RESINA - Hilti	5,0 T	Arrancamento da barra
3	6"	25 mm	2,0 m	Argamassa 40 MPa	20,2 T	Ruptura dos fios da rosca
4	6"	25 mm	2,0 m	Argamassa 40 MPa	23,4 T	Cisalhamento da barra na região da rosca
5	6"	25 mm	4,0 m	Argamassa 40 MPa	25,0 T	Ruptura dos fios da rosca
6	6"	25 mm	4,0 m	Argamassa 40 MPa	19,6 T	Cisalhamento da barra na região da rosca
7	6"	25 mm	6,0 m	Argamassa 40 MPa	17,0 T	A viga de reação apresentou inclinação por falta de suporte no terreno, acarretando entortamento no chumbador e ocorreu deformação de 9mm na barra. Com isso o ensaio foi finalizado
8	6"	25 mm	6,0 m	Argamassa 40 MPa	20,2 T	Cisalhamento da barra na região da rosca

CROQUI ESQUEMÁTICO

○ 1	○ 2
○ 3	○ 4
○ 5	○ 6
○ 7	○ 8


RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA.

 Instrumentos para controle e monitoramento
 e serviços de engenharia

CERTIFICADO DE AFERIÇÃO DO MANÔMETRO N.º 289/15

São Paulo, 20 de Julho de 2015.

 À
SONDOSOLO GEOTÉCNICA E ENGENHARIA LTDA.
 END. ESTRADA DA SERVIDÃO, S/N. PQ. IMPERADOR,
 CEP: 13.052-700 - CAMPINAS - SP.

At. Sr. Daniel/Roseli PEDIDO: 19694 OBRA: 2128.

Prezado (a) Sr. (a),

 Vimos por meio desta informar a V.Sas. que a **RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA.**, mantém em sua sede o Manômetro Padrão em referência, aferido periodicamente em laboratório credenciado, exclusivamente para aferição de nossos manômetros, no **CARREGAMENTO**.

 Salientamos que segundo o item 5.7.1.5 da Norma NBR 5629, para execução de tirantes é necessária a aferição do conjunto **"MANÔMETRO/MACACO/BOMBA HIDRÁULICA"** em laboratório credenciado RBC, sendo **VÁLIDA a aferição do laboratório**.

 Ref.: Manômetro Padrão nº 03
 Certificado de Calibração ABNT Nº CAL-123061/15

DESCRIÇÃO

Manômetro c/glicerina Carga Max. 700 kgf/cm² (divisão 0,5 kgf/cm²)	Data da Calibração: 17/07/15
01 Bomba Manual de Protensão Tipo 3	Nº 11
01 Macaco Protensão MP 5-4B CURSO=250 mm/ÁREA=126,40 cm²	Nº 16

RESULTADOS

Pressão indicada (kgf/cm²)	Padrão nº 03 (Medida) kgf/cm²	Manômetro nº 703 (enviado à obra) kgf/cm²
00	0,00	00
50	50,05	50,0
100	100,05	100,0
150	150,00	150,5
200	200,00	200,5
250	249,80	250,5
300	349,60	349,5
350	349,60	350,5
400	399,45	399,5
450	449,50	450,0
500	499,40	500,0
550	549,60	549,0
600	599,50	599,0

Atenciosamente,

 Aprovado por: Nivaldo Aparecido Vicente
 Engenheiro Mecânico
 CREA 5061205527 - 2ª Região

 São Paulo
 Rua Regente, 62
 04290-020 - São Paulo - SP
 Fone: (11) 3363-4000 / Fax: 3363-7772

www.rudloff.com.br

 Curitiba
 Rua Padre Antônio, 247
 84030-290 - Curitiba - PR
 Tel: (41) 3363-4000 / Fax: 3363-4000