UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RAYMISON RODRIGUES CARDOSO

ATERRO ESTRUTURADO COM COLUNAS DE JET GROUTING E REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS CONSTRUÍDO SOBRE SOLO MOLE: CASO DE OBRA DO ENCONTRO DE PONTE SOBRE O RIO CURIMATAÚ, BR-101/RN.

Natal/RN

2018

RAYMISON RODRIGUES CARDOSO

ATERRO ESTRUTURADO COM COLUNAS DE JET GROUTING E REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS CONSTRUÍDO SOBRE SOLO MOLE: CASO DE OBRA DO ENCONTRO DE PONTE SOBRE O RIO CURIMATAÚ, BR-101/RN.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França

Co-orientador: Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim

Natal/RN

2018

Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN

Sistema de Bibliotecas – SISBI

Catalogação da Publicação na Fonte - Biblioteca Central Zila Mamede

Cardoso, Raymison Rodrigues.
Aterro estruturado com colunas de jet grouting e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole: caso de obra do encontro de ponte sobre o rio Curimataú, BR-101/RN / Raymison Rodrigues Cardoso. - 2018.
170 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2018.
Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França.

1. Estabilidade de aterro - Dissertação. 2. Solo mole - Dissertação. 3. Jet Grouting - Dissertação. 4. Reforço de aterro - Dissertação. 5. Geossintéticos - Dissertação. I. França, Fagner Alexandre Nunes de. II. Título.

RN/UF/BCZM CDU 628.472.3

RAYMISON RODRIGUES CARDOSO

ATERRO ESTRUTURADO COM COLUNAS DE *JET GROUTING* E REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS CONSTRUÍDO SOBRE SOLO MOLE: CASO DE OBRA DO ENCONTRO DE PONTE SOBRE O RIO CURIMATAÚ, BR-101/RN.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França – Orientador

Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim – Co-orientador

Prof. Dr. Moacir Guilhermino da Silva – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Alexandre da Costa Pereira – Examinador Externo (IFRN)

Natal, 28 de março de 2018.

Aterro estruturado com colunas de *jet grouting* e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole: caso de obra do encontro de ponte sobre o rio Curimataú, BR-101/RN.

Raymison Rodrigues Cardoso

Orientador: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França
Co-orientador: Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim

RESUMO

A fundação de uma estrutura, seja um aterro rodoviário ou edificação, exige condições geotécnicas de solos estáveis, significando que o investimento estará isento de riscos. Caso inexistam, análises deverão ser feitas por engenheiro geotécnico, de modo a apresentar reduções adequadas. A presença de solo mole em qualquer terreno, seja a partir da superfície ou em camadas sub-horizontais, incorre, naturalmente, na necessidade de cálculos de estabilidade e recalques, normalmente envolvendo análise computacional. O presente estudo contribuiu para um melhor conhecimento da técnica de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de *jet grouting* encabeçadas por plataforma de transferência de carga com geossintéticos, bem como do seu comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de transferência de carga. É detalhado o local do estudo de caso e apresentada a investigação geotécnica realizada, como também apresenta-se os parâmetros adotados no projeto de construção dos aterros sobre solos moles do projeto da obra de duplicação da BR-101/RN, o chamado corredor nordeste, seu histórico e parâmetros geotécnicos. É demostrada a metodologia adotada para modelagem de reforços de estruturas rodoviária com a técnica de *jet grouting*, sendo descrito como são estimados os parâmetros utilizados na modelagem do sistema. A aplicação da metodologia proposta é apresentada utilizando como cenário geotécnico as características do subsolo da área do vale do Curimataú. Com a utilização deste modelo comparou-se numericamente os dados dos deslocamentos medidos em campo, a qual sofreu ruptura antes da intervenção estudada. Foi observada condições de ruptura e

deformações excessivas e para sua estabilização a técnica de *jet grouting* foi aplicada. O comportamento da obra foi analisado no período pós-construtivo. Para o bom desempenho de aterros sobre solo mole faz-se necessário um monitoramento, em todas as fases de sua construção, com a instalação de instrumentos de controle para acompanhar o desempenho da camada mole e do maciço, a evolução dos recalques, os deslocamentos horizontais objetivando prevenir de algum problema que venha afetar a estabilidade do aterro.

Palavras-Chave: Estabilidade de aterro; solo mole; Jet Grouting; reforço de aterro; geossintéticos.

Structured landfill with jet grouting columns and reinforced with geosynthetics built on soft ground: case study of the bridge encounter on the Curimataú River, BR-101/RN.

Raymison Rodrigues Cardoso

Adviser: Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França
Co-adviser: Prof. Dr. Enio Fernandes Amorim

ABSTRACT

A structure foundation, whether a highway or a building, requires geotechnical conditions of stable soils, meaning that the planned investment is without risk. In case if that is non-existent, the geotechnical engineer should to do a needed analysis, in order to solve possible risks. The presence of soft soil in any terrain, whether from surface or even in sub horizontal layers, naturally makes necessary a stability calculation, usually it involves computational analysis. This study contributes to a better knowledge of the landfill technique over reinforced soft soils with jet grout column, preceded for load transfer platform with geosynthetic, so as his evolutionary behavior in consolidation transfer charge process resulting time. The study case place is detailed and the made geotechnical investigation will be present. As the used parameters are presented in landfill construction project over soft soil of the work project of duplication of BR-101/RN highway, the called northeast corridor, his history and geotechnical baseline. The methodology adopted shall be demonstrated to made road structural reinforcement with jet grouting technique, being described how the estimated parameters are used in modeling of system. The application of the proposed methodology is presented using as geotechnical scenario the soil characteristics of the Vale do Curimataú área. With this model utilization, it is intended to compare numerically the displacement datas that was measured in field, this area has a failure before this intervention study. Were observed a failure conditions and excessive deformations and to stabilize it, was applied the jet grouting technique. The building behavior was analyzed in post-construction period. To a successful performance of

landfill over soft soil, it makes necessary a monitoring in all of the construction stages, with installing control instruments to follow the soft layer and massif performance, the movement soil evolution, the horizontal displacements, and prevent of some future problems that could negatively affect the landfill stability.

Key-words: Embankment stability; soft soil; Jet Grouting; embankment reinforcement; geosynthetics

Dedico este trabalho à minha família que me enche de alegria e com paciência entendeu minhas horas ausentes, tempo este necessário para elaboração deste trabalho. Agradeço o amor incondicional da minha Esposa Aleide e filhas Rayssa e Maria Lara.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos os educadores das Instituições Públicas e Privadas por onde andei e tive o prazer de ser educado. Profissionais que mesmo não tendo o devido reconhecimento moral e monetário, não se furtam a seu dever de educar a grande maioria dos jovens brasileiros dividindo com estes, através da arte de ensinar, os saberes necessários para a caminhada da vida.

Agradeço aos colegas, professores, servidores de todas as Instituições onde construí com ajuda de cada um destes, um patrimônio que levarei sempre comigo, meu saber.

Agradeço em especial, aos meus professores da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, que privilegiaram a transmissão do conhecimento e o desenvolvimento do pensamento crítico.

Agradeço especialmente aos Professores Dr. Fagner Alexandre Nunes de França, Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior, Dr. Osvaldo de Freitas Neto, Dr. Enio Fernandes Amorim e Dr. Alexandre da Costa Pereira, que despertaram meu interesse pela Geotecnia, além de dignificar a missão de lecionar engenharia, como também, agradeço aos meus amigos Eng. Tenório José de Brito, José Antoniel Campos Feitosa, Jeyvidson Diego Ferreira da Silva pelo apoio e incentivo doados ao longo dos anos da vida acadêmica e profissional, como também, ao amigo e Superintendente Regional do DNIT no Estado do Rio Grande do Norte, o Eng. Antônio Willy Vale Saldanha Filho pelo apoio promovido ao desempenho deste trabalho.

Agradeço, finalmente, em particular, aos colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRN, que tanto contribuíram com discussões técnicas de extrema relevância para meu conhecimento na área de conhecimento da Geotecnia, área esta que passou a fazer parte de minha vida deste os últimos anos da graduação.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ..... **xi**

LISTA DE TABELAS ..... **xvii**

LISTA DE EQUAÇÕES ..... **xix**

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS ..... **xxi**

Capítulo 1 ..... **23**

INTRODUÇÃO **23**

1.1. Objetivo Geral 25

1.2. Objetivos Específicos 25

1.3. Estrutura da Dissertação 26

Capítulo 2 ..... **27**

REVISÃO DA LITERATURA **27**

2.1 Solos moles 27

2.1.1 Definição 27

2.1.2 Formação geológica 28

2.1.3 Caracterização das Argilas Moles 29

2.1.4 Investigação do subsolo 31

2.2 Construção de aterro sobre solos moles 33

2.2.1 Técnicas para controle de estabilidade 35

2.2.1.1 Aterro reforçado com geossintético 35

2.2.1.2 Bermas laterais de equilíbrio 36

2.2.1.3 Construção em etapas 37

2.2.2 Técnicas para controle de recalques 38

2.2.2.1 Drenos verticais 38

2.2.2.2 Sobrecarga temporária 40

2.2.3 Técnicas de tratamento em que os aspectos de estabilidade e dos recalques são tratados 40

2.2.3.1 Aterros leves 40

2.2.3.2 Aterro sobre elementos de estacas 41

2.2.3.3 Substituição do solo 43

2.2.3.4 Plataforma de transferência de carga de geossintético sobre estacas/colunas 43

2.3 Monitoramento de aterros construídos sobre solos moles 45

2.3.1 Monitoramento dos deslocamentos verticais 46

2.3.2 Medidas dos deslocamentos horizontais 47

2.3.3 Medidas de poropressões 48

2.3.4 Medidas do ganho de resistência não drenada da argila 49

2.3.5 Monitoramento de esforços em reforços com geossintéticos 49

2.4 Melhoria do solo com *jet grouting* 50

2.4.1 Equipamentos e procedimentos 51

2.4.2 Vantagens e desvantagens 53

2.4.3 Sistemas de *jet grouting* 55

2.4.4 Características do terreno tratado 59

2.4.5 Dimensão das colunas 60

2.4.6 Resistência mecânica do material tratado 62

2.4.7 Deformabilidade 63

2.4.8 Permeabilidade 64

2.5 Geossintéticos 64

2.5.1 Definição e principais matérias primas 64

2.5.1.1 Geocélulas 67

2.5.1.2 Geocomposto 68

2.5.1.3 Geogrelha 68

2.5.1.4 Geomembrana 69
2.5.1.5 Geotêxtil 70
2.5.2 Funções 71
2.5.2.1 Drenagem 71
2.5.2.2 Filtração 72
2.5.2.3 Separação 73
2.5.2.4 Proteção 74
2.5.2.5 Reforço 75
2.5.3 Propriedades 78
2.6 Plataforma de Transferência de Carga sobre colunas 80
2.6.1 Tipos de estacas e coluna 80
2.6.2 Tipos de plataformas de transferência de carga sobre colunas 82
2.6.2.1 PTC convencional granular não reforçada 83
2.6.2.2 PTC em concreto (rígida) 83
2.6.2.3 PTC com geossintético funcionando como membrana 84
2.6.2.4 PTC em viga flexível reforçada com geossintético (método de Collin) 84
2.6.3 Mecanismos de transferência de carga 86
2.7 Casos de obras de aterros estruturados com colunas de *jet grouting* e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole 87
Capítulo 3 89
OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR-101/RN 89
3.1 Localização da obra 89
3.2 Descrição da obra 91
3.3 Estudos para elaboração do projeto 93
3.4 Projeto de Duplicação da BR-101/RN 94
3.5 Ruptura ocorrida no aterro 97

Capítulo 4 101

CASO DE OBRA: INTERVENÇÃO MEDIANTE ATERRO ESTAQUEADO 101

4.1 Descrição da obra de intervenção mediante aterro estaqueado 101

4.2 Campanha de investigação 103

4.2.1 Caracterização Geológica – Geomorfologia 105

4.2.2 Sondagens a percussão com determinação do N_{SPT} 106

4.2.3 Determinação do teor de matéria orgânica (TMO) 114

4.3 Solução de tratamento do solo mole – colunas de *jet grouting* 117

4.4 Metodologia do dimensionamento 117

4.4.1 Esforços atuantes nas colunas de *jet grouting* 118

4.4.2 Capacidade de carga 123

4.4.3 Dimensionamento das geogrelhas 126

4.4.4 Recalques admissíveis 129

4.4.4.1 Recalques das colunas 130

4.4.4.2 Recalque da geogrelha 133

4.4.5 Recalque estimado 134

4.4.6 Parâmetros de execução 135

4.4.7 Influência da matéria orgânica 138

4.4.8 Extensão do tratamento 139

4.5 Controle de qualidade das colunas de *jet grouting* 142

4.6 Instrumentação e monitoramento 151

4.6.1 Instrumentos instalados 152

4.6.2 Monitoramento 154

4.6.3 Resultados da instrumentação 154

4.6.3.1 Recalques 154

4.6.3.2 Deslocamentos horizontais 156

Capítulo 5 161

CONCLUSÕES 161

REFERÊNCIAS 163

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Técnicas executivas de aterros sobre solos moles. Fonte: Silva e França (2017) adaptada de Leroueil (1997). 34

Figura 2.2 - Aterro reforçado com geossintético. Fonte: Silva e Palmeira (1998). 36

Figura 2.3 - Berma de equilíbrio. Fonte: DNER (1998). 37

Figura 2.4 - Aterro sobre drenos verticais. Fonte: Almeida *et al*. (2007). 39

Figura 2.5 – DVP com indicação de zona perturbada (2.a) dreno instalado, (2.b) perfil A-A. Fonte: Pajouh (2014). 39

Figura 2.6 – (4.a) Diagrama de carga e recalques para aterro com material tradicional; (4.b) Diagrama de carga e recalques para aterro com material leve. Fonte: Reis e Ramos (2009). 41

Figura 2.7 – Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre estacas. Fonte: adaptado de Han e Gabr (2002) pelo autor. 45

Figura 2.8 – Esquema de uma Placa de recalque. Fonte: DNER (1998). 47

Figura 2.9 – Esquema de um inclinômetro. Fonte: DNER (1998). 48

Figura 2.10 – Esquema de piezômetros: (A) Casagrande; (B) elétrico ou de corda vibrante. Fonte: Almeida e Marques (2014). 49

Figura 2.11 – Esquema de estaleiro necessário à realização da técnica *jet grouting.* Fonte: Ribeiro (2010). 52

Figura 2.12 – Fases de execução de *jet grouting*: a) introdução da vara até à profundidade pretendida; b) início do processo de erosão com jatos a alta pressão; c) elevação da vara acompanhada com bombeamento de calda; c) repetição do processo. Fonte: www.haywardbacker.com (acesso em 18/12/2017). 53

Figura 2.13 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos. Fonte: Carreto (1999). 55

Figura 2.14 – Sistemas tradicionais de *jet grouting*. Fonte: www.haywardbacker.com (acesso em 18/12/2017). 55

Figura 2.15 – Comparação entre diferentes tipos de grauteamento de solos. a) Colunas de “solocreto” formadas pelo método de *jet grouting*; b) Massa de solo tratada pelo método convencional de grauteamento por injeção a baixa pressão. Fonte: Berger (2017). 59

Figura 2.16 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos não coesivos. Fonte: Carreto (1999). 61

Figura 2.17 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos coesivos. Fonte: Carreto (1999). 61

Figura 2.18 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura. Fonte: Pinho (2005). 67

Figura 2.19 – Geocélula. Fonte: Pereira (2011). 67

Figura 2.20 - Geocomposto. Fonte: Pereira (2011). 68

Figura 2.21 – Geogrelhas extrudadas: a) unidirecional; b) bidirecional. Fonte: Sieira (2003). 69

Figura 2.22 – Geogrelhas soldadas. Fonte: Sieira (2003). 69

Figura 2.23 – Geogrelhas tecidas. Fonte: Sieira (2003). 69

Figura 2.24 – Geomembrana. Fonte Sieira (2003). 70

Figura 2.25 - Exemplos de geotêxteis: a) tecido com tira e monofilamento; b) tecido com multifilamento e monofilamento; c) não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) não tecido termicamente ligado. Fonte: Lopes (1998). 70

Figura 2.26 – Casos típicos da aplicação de geossintéticos com funções de drenagem. Fonte: Borges (1995). 72

Figura 2.27 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como filtros. Fonte: Borges (1995). 73

Figura 2.28 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como separadores. Fonte: Borges (1995). 74

Figura 2.29 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos com funções de proteção. Fonte: Borges (1995). 75

Figura 2.30 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como material de reforço de solos. Fonte: Borges (1995). 77

Figura 2.31 – Comportamento à tração de diferentes geotêxteis. Fonte: McGown *et al.* (1981). 79

Figura 2.32 – Curvas de tração-deformação genéricas em geossintéticos: a) Geogrelha biaxial em propileno (tracionado na direção principal); b) geotêxtil tecido em polipropileno; c) geotêxtil não tecido em poliéster. Fonte: Marques (2008). 80

Figura 2.33 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de concreto armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos. Fonte: Abdullah (2006). 82

Figura 3.1 – Localização da obra. DNIT (2004), adaptado pelo autor. 90

Figura 3.2 - Seção transversal tipo projetada para o trecho entre estacas 1103 e 1144+10,00. Fonte: DNIT (2004). 90

Figura 3.3 – (a) Seção característica na região investigada e (b) perfil do N_{spt}. 92

Figura 3.4 - Seção-transversal tipo adotada ao longo do trecho. Fonte: DNIT (2004). 96

Figura 3.5– Leituras na placa de recalque – Est. 1201. 97

Figura 3.6 - Leituras piezométricas na estaca 1190. 98

Figura 3.7 - Aparência do local logo após a ruptura ocorrida em setembro de 2009. 98

Figura 3.8 - Vista longitudinal do aterro rompido. 98

Figura 4.1 – Localização do depósito estudado, elaborado com ajuda do Google Maps®. 102

Figura 4.2 – Resultados de ensaio CPT_U – Estaca 1193. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 104

Figura 4.3 - Ensaio CPT_U – Estaca 1195. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 104

Figura 4.4 - Parâmetros Geotécnicos estimados. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 104

Figura 4.5 – Delimitação da calha do estuário Curimataú de acordo com a morfologia de fundo. Fonte Souza (2004). 106

Figura 4.6 – Modelo digital do Terreno estudado. 106

Figura 4.7 - Perfil para NSPT. Fonte: Pereira et. al. (2016). 107

Figura 4.8 - Perfil para umidade do solo. Fonte: Pereira et. al. (2016). 107

Figura 4.9 - Croqui de localização das sondagens 108

Figura 4.10 - Perfil geotécnico 1 109

Figura 4.11 - Perfil geotécnico 2 110

Figura 4.12 - Perfil geotécnico 3 111

Figura 4.13 - Perfil geotécnico 4 112

Figura 4.14 - Perfil geotécnico 5 113

Figura 4.15 – (a) trincas no pavimento devido a recalques; (b) e (c) procedimento de amostragem de solo para a determinação dos perfis de umidade e teor de matéria orgânica no aterro. 115

Figura 4.16 - Perfil para o teor de matéria orgânica. 116

Figura 4.17 - Repartição da tensão nos reforços e no solo em função da espessura do colchão de repartição. Fonte: (ASIRI, 2012). 118

Figura 4.18 - Ábaco para o cálculo de qsi para argilas e siltes. Fonte: (BUSTAMANTE, 2002). 124

Figura 4.19 - Ábaco para o cálculo de qsi para areias e rochas alteradas. Fonte: (BUSTAMANTE, 2002). 125

Figura 4.20 - Esquema ilustrativo das variáveis de dimensionamento. Fonte: Abdullah (2006). 127

Figura 4.21 - Modelo da estaca e do solo associado (Sistema de fundação). 131

Figura 4.22 - Interação entre o solo e a coluna 131

Figura 4.23 - Leis de mobilização do atrito e do esforço de ponta. Fonte: (Frank e Zhao, 1982). 132

Figura 4.24 - Curva de carregamento das colunas de *jet grouting* (FoXta v3.2.4). .134

Figura 4.25 - Recalque ao longo da coluna (FoXta v3.2.4) 135

Figura 4.26 - Consumo de cimento em função da resistência à compressão desejada. Fonte: Pinto (2009)..... 136

Figura 4.27 - Relação do módulo de deformabilidade com a resistência. Fonte: Koshima (2010). 137

Figura 4.28 - Influência do teor de carbono orgânico na resistência à compressão do solo. Fonte: Thompson (1966) *apud* Kitazuma e Terashi (2013). 139

Figura 4.29 - Influência do teor de umidade inicial na resistência da mistura com agente estabilizante. Fonte: Terashi e Mitsumoto (1977)..... 139

Figura 4.30 Seção transversal representativa da solução de tratamento de Jet grouting executada na obra. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 141

Figura 4.31 - Coluna teste. 142

Figura 4.32 - (a) Pré-furo para execução da coluna de *jet grouting*; (b) execução da coluna de *jet grouting (detalhe do refluxo do solo tratado)*..... 144

Figura 4.33 – (a) Corpos de provas moldados do refluxo do solo tratado e (b) Corpos de prova após ensaios de compressão simples (material de refluxo). 145

Figura 4.34 – Detalhe da localização das colunas que tiveram corpos de prova exumados por sondagem rotativa. 147

Figura 4.35 – (a) amostra de solo tratado exumado de coluna com sondagem rotativa e (b) corpo de prova em ensaio de compressão simples. 150

Figura 4.36 - (a) Geogrelhas sendo instaladas; (b) execução das camadas do aterro sobre a camada de brita envolta pela geogrelha..... 150

Figura 4.37 - (a) Detalhe do traspasse das geogrelhas; (b) Detalhe da dobra das geogrelhas sobre a camada superior composta de brita..... 151

Figura 4.38 - Planta com locação das placas de recalque – PR e inclinômetros (Inc. S2-1, S3-1 e S4-1). 152

Figura 4.39 - Seção transversal e detalhe das placas de recalque. 153

Figura 4.40 - Seção transversal e detalhe das placas de recalque (logo após sua instalação – antes da execução do aterro final) e inclinômetro. 153

Figura 4.41 - Evolução de recalques ao longo do tempo (Cabeceira Norte). Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017). 154

Figura 4.42 - Evolução de recalques ao longo do tempo – marcos superficiais. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017). 155

Figura 4.43 - Detalhe das placas de recalque em execução. 156

Figura 4.44 - Detalhe das placas de recalque executada (caixa de acesso). 156

Figura 4.45 - Inclinômetro S2-1. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017). 157

Figura 4.46 - Inclinômetro S3-1. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017). 158

Figura 4.47 - Inclinômetro S4-1. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017). 159

Figura 4.48 – (a) Detalhe do inclinômetro (início da leitura de campo) e (b) Detalhe da profundidade de leitura (monitoramento dos deslocamentos horizontais – no caso 20 m). 160

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Consistência das argilas (TEIXEIRA, 1974). 30

Tabela 2.2 Consistência e resistência das argilas em função da compressão simples (Das, 2007).....30

Tabela 2.3 – Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles. Almeida e Marques (2014). 32

Tabela 2.4 - Principais vantagens e desvantagens do *jet grouting*. Carreto (1999)..54

Tabela 2.5 – Equipamento utilizado nos diferentes sistemas de *jet grouting* – jato simples, jato duplo e jato triplo. Carreto (1999).....57

Tabela 2.6 – Principais características dos sistemas de *jet grouting*. Carreto (1999), adaptado pelo autor. 58

Tabela 2.7 – Resistência à compressão de materiais tratados por *jet grouting.* adaptado de Carreto (2000) pelo autor. 63

Tabela 2.8 – Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações. Bouazza *et al. (*2002) adaptado de Koerner (1998). 77

Tabela 2.9 – Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros. Collin (2004) *apud* Marques (2008).....81

Tabela 2.10 – Métodos que permitem a construção de aterros sobre solos moles. Adaptado de Borba, 2007, pelo autor.....85

Tabela 3.1 – Caracterização geotécnica dos solos analisados. Fonte: Pereira *et al*. (2012). 93

Tabela 3.2 – Resultados de ensaios de adensamento (Método Pacheco Silva) Fonte: Pereira *et al.* (2012).....93

Tabela 3.3 – Resultado dos ensaios triaxiais, UU. Pereira *et al.* (2012). 94

Tabela 4.1 - Dados de entrada. Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). ..121

Tabela 4.2 - Alternativas de malha de colunas de *jet grouting* – (1/2). Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 121

Tabela 4.3 - Alternativas de malha de colunas de *jet grouting* – (2/2). Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 122

Tabela 4.4 - Características mecânicas das geogrelhas analisadas. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 128

Tabela 4.5 - Fatores de redução para as geogrelhas. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016). 128

Tabela 4.6 – Resultados dos parâmetros de injeção das colunas testes. 143

Tabela 4.7 – Resultados de ensaios de compressão simples do solo tratado obtidos a partir de corpos de prova exumados por sondagem rotativa e do refluxo do material tratado. 146

Tabela 4.8 – Tensão de cisalhamento do solo tratado obtidos a partir da resistência a compressão simples dos corpos de prova exumados por sondagem rotativa. 148

LISTA DE EQUAÇÕES

(4.1).....119
(4.2).....119
(4.3).....119
(4.4).....119
(4.5).....119
(4.6).....120
(4.7).....120
(4.8).....120
(4.9).....120
(4.10).....120
(4.11).....120
(4.12).....120
(4.13).....120
(4.14).....120
(4.15).....121
(4.16).....123
(4.17).....123
(4.18).....124
(4.19).....124
(4.20).....125
(4.21).....128
(4.22).....129
(4.23).....129
(4.24).....130

(4.25).....131
(4.26).....131
(4.27).....131
(4.28).....131
(4.29).....131
(4.30).....132
(4.31).....132
(4.32).....133
(4.33).....133
(4.34).....133
(4.35).....133
(4.36).....133

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

Ac	Atividade da argila
CC	Índice de compressão
CS	Índice de descompressão
e_0	Índice de vazios inicial
IP	Índice de plasticidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
UU	Ensaio triaxial não drenado com ruptura não drenada (unconsolidated undrained)
S_u	Resistência não drenada da camada de argila
w	Umidade natural do solo
Z	Profundidade
γ	Peso específico natural
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
τ	Tensão cisalhante
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT_U	Ensaio de piezocone
DNER	Departamento nacional de estradas e rodagem
DNIT	Departamento nacional de infraestrutura de transportes
PAC	Programa de Aceleração do Crescimento

SPT	*Standard penetration test*
TMO	Taxa de matéria orgânica
VANE Test	Ensaio de palheta

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre solos moles constitui desafio tradicional para a Engenharia Geotécnica, pois existem várias questões relacionadas com a sua instabilidade global e local, instabilidade de taludes, pressões laterais e elevados recalques (totais e diferenciais) que se processam lentamente ao longo do tempo.

Enquanto que para os solos granulares, graças à sua elevada permeabilidade, a alteração do seu estado de tensão total reflete-se de imediato no estado de tensão efetiva, para os solos argilosos saturados, a baixa permeabilidade não permite a dissipação instantânea das pressões neutras, gerando-se assim excessos de pressão de água nos poros, que se dissipam com a consequente alteração dos estados de tensão e deformação do maciço. Por este efeito, o comportamento do aterro em maciços argilosos apresenta uma dependência temporal, traduzindo-se em recalques no aterro bem como no maciço envolvente que se processam lentamente no tempo e assumem valores elevados a longo prazo.

Esses efeitos diferidos no tempo dependem dos excessos de pressão neutra instalados durante a construção do aterro, que, por sua vez, são função de diversos fatores (ex. propriedades mecânicas e hidráulicas do solo; história de tensão do maciço; duração do processo construtivo; rigidez da estrutura de reforço, permeabilidade do maciço, condições de fronteira hidráulica). Assim, deve-se atentar para o baixo fator de segurança durante e no final do processo construtivo, dado, nessas fases, o carregamento ser máximo e a resistência do maciço de fundação ser mínima, aumentando com o decorrer do tempo.

Diversas técnicas construtivas foram desenvolvidas com o objetivo de desviar desses inconvenientes, aumentando o fator de segurança à ruptura do aterro. Exemplos dessas técnicas incluem a introdução de bermas laterais de equilíbrio, a pré-carga ou a sobrecarga temporal, a remoção/substituição do solo mole, o reforço com geossintéticos, a utilização de drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia), o reforço com colunas de brita, a construção do aterro por fases, o reforço com colunas

rígidas e plataformas de transferência de carga sobre colunas, etc., podendo ser combinadas entre si.

O método de reforço de solos moles através de Plataformas de Transferência de Carga (PTC), sobre colunas, tem a vantagem de reduzir os recalques totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro, além de permitir o aumento da garantia de estabilidade do aterro e possibilitar sua construção numa única etapa, evitando intervalos de tempo prolongados (SANDRONI, 2006).

Segundo Gangakhedkar (2004), a PTC convencional granular não-reforçada necessita que as colunas sejam menos espaçadas e que possuam uma maior área na base do aterro, para transferir maior carga do aterro para as colunas, evitando deformações superficiais causadas pelos grandes recalques diferenciais entre o topo das colunas. A PTC convencional granular não-reforçada necessita de colunas inclinadas nos limites do aterro para resistir às tensões laterais. A PTC com geossintético, devido à sua maior eficiência na transferência de todas as cargas do aterro para as colunas e à sua resistência à tração (na direção horizontal), possibilita maiores espaçamentos entre elas não necessitando de colunas inclinadas nas zonas mais laterais. Em resultado da elevada resistência à tração dos geossintéticos, a introdução desses materiais sobre solos moles, aumenta a capacidade de carga, a estabilidade dos taludes, reduz os recalques diferenciais e oferece resistência aos empuxos laterais nos limites do aterro.

Da análise de vários projetos, Han (1999) verificou que para PTC convencional granular não reforçada a percentagem de cobertura de estacas é de 60% a 70%, enquanto que para a PTC com geossintético esse valor pode ser bastante reduzido.

Diversos tipos de colunas podem ser usados no sistema de reforço com plataformas de transferência de carga, designadamente colunas de aço, colunas de madeira, estacas de concreto pré-fabricadas, colunas de *jet grouting*, colunas de deep soil mixing, etc. A técnica de *jet grouting* é uma técnica de injeção de solos relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos uma grande aceitação em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções de colunas.

No Brasil, o estudo desses aterros é de fundamental importância, pois ao longo de toda a costa do país e nas várzeas dos rios, é fácil encontrar depósitos de argila mole, impondo com isso, diversos desafios aos engenheiros geotécnicos. Desafios tais como vencer a ruptura do aterro e seu recalque excessivo.

Sabe-se que a tarefa do engenheiro geotécnico não se finaliza na fase de projeto, pelo contrário, continua durante a execução do aterro e após a sua conclusão, isso se faz através do monitoramento e interpretação adequada da instrumentação, visando comparar se os cálculos e hipóteses de projeto se verificam na realidade. Precisa-se avaliar as obras construídas para fazer projetos ainda melhores.

Esta dissertação contribui para um melhor conhecimento do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de *jet grouting* encabeçadas por plataforma de transferência de carga com geossintéticos, utilizando como base comparativa os relatórios técnicos dispostos pelo DNIT a respeito dos problemas observados, das soluções propostas e aplicadas bem como os recalques medidos, em um aterro do Lote 2 da duplicação da rodovia BR101, a qual utilizou das técnicas aqui mencionadas para tratar as susceptíveis deformações excessivas do aterro que fora construído sobre uma camada de argila orgânica que atingia uma espessura de até 14,00 metros de profundidade, seguida de uma substrato arenoso de espessura indefinida, aspectos estes que serão melhor detalhados na revisão literária. Pretende-se, também, contribuir com o avanço do conhecimento da técnica de *jet grouting* para aplicação em futuras obras, e deste modo, contribuir com o desenvolvimento do setor de infraestrutura do país.

1.1. Objetivo Geral

O presente estudo tem como objetivo a avaliação do desempenho mecânico e funcional de um aterro rodoviário construído sobre de espessa camada de argila mole na rodovia BR-101/RN, além de descrever a obra de duplicação dessa importante rodovia para o corredor nordeste no Brasil.

1.2. Objetivos Específicos

Confrontar os resultados de estimativa de recalque calculados com os resultados obtidos em campo pela instrumentação, considerando a previsão dos

recalques por método computacional comparando-os com as leituras promovidas nos instrumentos instalados no aterro.

No contexto das investigações geotécnicas, foi descrito a metodologia construtiva da solução de *jet grouting* em aterro na obra de duplicação na BR 101/RN, bem como, a descrição dessa importante obra, verificando também, a resistência a compressão simples das colunas de *jet grouting* por duas formas de coletas de corpos de prova do solo tratado.

1.3. Estrutura da Dissertação

Além do Capítulo 1 que aborda os objetivos, a justificativa e relevância deste trabalho, a presente dissertação está estruturada seguindo a sequência descrita a seguir, sendo, no Capítulo 2 aonde é tratado sobre as técnicas para melhoramento de solos por grauteamento. Este capítulo apresenta as principais técnicas de melhoramento de solos e descreve de forma mais detalhada a técnica de melhoramento de solos denominada *jet grouting*. No Capítulo 3 é detalhado o local do estudo de caso e apresenta a investigação geotécnica realizada, como também, os parâmetros adotados no projeto de construção dos aterros sobre solos moles do projeto da obra de duplicação da BR-101/RN, seu histórico e ruptura do aterro ocorrido. No Capítulo 4 é apresentado o estudo de caso de um aterro sobre solo mole estruturado com colunas de *jet grouting* e reforçado com geogrelhas, executado na obra de duplicação da BR-101/RN, e ainda, é verificado a aplicação da metodologia proposta, utilizando como cenário geotécnico as características do subsolo da área do vale do Curimataú. É discutido sobre o desempenho do aterro sobre solo mole através do monitoramento, com a instalação de instrumentos de controle para acompanhar o desempenho da camada mole e do maciço, a evolução dos recalques e os deslocamentos horizontais que tem a finalidade de prevenir-se de algum problema que venha afetar a estabilidade do aterro. É verificando, também, a resistência a compressão simples das colunas de *jet grouting* por duas formas de coletas de amostras do solo tratado. Por fim, no Capítulo 5 são apresentados as conclusões deste estudo, assim como são propostas algumas sugestões para a elaboração de futuras pesquisas que deem prosseguimento ao assunto.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo é feita uma revisão da literatura acerca de aterros construídos sobre solos moles reforçados com colunas, aonde se descreve os diferentes tipos de plataformas de transferência de carga, dando-se evidência ao sistema aterro estruturado com colunas de *jet grouting* e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole.

2.1 Solos moles

2.1.1 Definição

Massad (2010) afirma que solos moles são os solos sedimentares com baixa resistência a penetração (valores de SPT não superiores a 4 golpes), em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível. São em geral, argilas moles ou areias argilosas fofas, de deposição recente, isto é, formadas durante o quaternário.

Solo mole é o material encontrado em deposito de solo com presença predominante de partículas siltosas ou argilosas, com formação geológica recente, e é encontrado geralmente em estado normalmente adensado ou ligeiramente pré-adensado.

Considerados extremamente problemáticos, do ponto de vista geotécnico, por possuir características de grande compressibilidade, baixa resistência, pequena permeabilidade e baixa consistência, por essa razão esse tipo de solo é objeto de frequentes estudos em projeto de engenharia.

São solos cujas propriedades físicas podem variar, resultando, com isso, em mudanças de comportamento dentro de um mesmo depósito.

Contudo, por não obedecer a nenhum sistema de classificação tradicional de solos, essas definições não servem como base para a classificação detalhada de um depósito, servindo como simples delimitador geral da presença de depósitos de baixa resistência e alta compressibilidade.

2.1.2 Formação geológica

Da formação geológica do solo pode-se conhecer e compreender melhor algumas de suas propriedades, como a granulometria, permeabilidade, homogeneidade e resistência, entre outros aspectos, englobando a rocha de onde é originário, os processos que levaram a sua formação, o seu transporte e sua deposição.

Os solos são formados devido à decomposição das rochas através de alterações causadas por diversas processos de intemperismo, e que com isso determinarão a composição e estrutura dos solos.

A partir da alteração química das rochas, os argilominerais, formam partículas microscópicas que possuem formas complexas com elevada superfície especifica, ocasionando uma hiper sensibilidade a água. O comportamento desses depósitos depende diretamente da quantidade que ele apresenta dessas partículas e do mineral presente em sua formação. Após a decomposição da rocha ocorre o processo de transporte, por ação da água, vento ou gravidade, e o processo de deposição.

A formação dos depósitos de solos moles depende, em sua maioria, do carregamento de partículas através das águas de rios, lagoas e marés, que sofreram mudanças de níveis e de superfícies ao longo do tempo.

O processo mais frequente desse tipo de formação é a sedimentação das partículas em suspensão, que foram carregadas em conjunto com a água. Isso ocorre quando a velocidade do curso d´água se iguala a velocidade de deposição da partícula (condição para a deposição em ambiente de baixa energia), fazendo com que o curso d´água não consiga manter suspensas algumas dessas partículas. A deposição acontece sistematicamente com a queda da velocidade das correntes, reduzindo assim o potencial transporte de partículas na água.

2.1.3 Caracterização das Argilas Moles

Para que se possa compreender o que é um solo mole ou de baixa consistência, precisa-se compreender um pouco sobre a classificação dos solos. Do ponto de vista da engenharia, o objetivo da classificação dos solos é de poder estimar o provável comportamento do solo, ou pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema, segundo PINTO, (2000).

Ainda segundo Pinto (2000), existem várias maneiras de se classificar os solos, como, por exemplo, sob o aspecto de sua cor e origem, mas sob a perspectiva da engenharia civil, os solos são classificados em função das características dos grãos que compõem os mesmos. Faz-se a classificação por grupos que apresentam comportamento semelhante.

O mesmo autor comenta ainda que, para se analisar as características das partículas, levam-se em conta dois fatores: tamanho dos grãos (granulometria) e características dos argilominerais, como a plasticidade (comportamento do solo em presença de água, medido através dos limites de Atterberg).

Ainda segundo a análise de Pinto (2000), os solos podem ser classificados, com base na granulometria e nos Limites de Atterberg (O Índice de grupo é a grandeza que relaciona a granulometria com os Limites de Atterberg) em:

- Solos granulares: pedregulhos ou areias;
- Solos lateríticos;
- Solos finos: siltes e argilas;
- Solos residuais e transportados;
- Aterros e Solos compactados;
- Solos orgânicos;

Dentre estes tipos de solo, considera-se solo mole ou de baixa consistência os solos finos, como alguns tipos de argila e siltes argilosos e para que possam ser caracterizados como moles, é necessária uma avaliação da sua consistência.

A consistência de um solo pode ser avaliada pelo NSPT e pelo ensaio de compressão simples.

Segundo Teixeira (1972), argilas e siltes argilosos são classificados em função do NSPT (nº de golpes necessários para penetração no solo dos 30 cm finais do amostrador padrão no ensaio SPT – Standard Penetration Test) de acordo com a Tabela 2.1:

Tabela 2.1 – Consistência das argilas (TEIXEIRA, 1974).

N_{SPT}	Classificação
< 2	Muito mole
2 – 4	Mole
4 – 8	Média
8 – 15	Rija
15 – 30	Muito rija
> 30	Dura

Assim, conclui-se que em relação ao Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT}), solos moles são argilas ou siltes argilosos que apresentam N_{SPT} menor ou igual a 4.

Segundo Das (2007), a consistência das argilas pode ser definida em função do ensaio de compressão simples. O mesmo autor correlaciona a resistência das mesmas com a sua consistência, conforme mostra a Tabela 2.2:

Tabela 2.2 Consistência e resistência das argilas em função da compressão simples (Das, 2007).

q_u (kN / m2)	Consistência
0 a 24	Muito mole
24 a 48	Mole
48 a 96	Média (o)
96 a 192	Rija (o)
192 a 383	Muito rija (o)
> 383	Dura (o)

q_u – tensão última atuante no solo: dividindo este valor por um determinado coeficiente de segurança, obtém-se a tensão admissível no solo ou taxa de trabalho.

2.1.4 Investigação do subsolo

Na prática de investigação geotécnica de bons projetos de Engenharia, é comum buscar-se as melhores opções para estimar o comportamento do solo de fundação. Mas, como descrito por Schnaid (2012), em decorrência da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, estabelecer um plano racional de investigação constitui a etapa crítica de projeto. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser considerados durante o processo de investigação geotécnica e da seleção dos critérios necessários à solução do problema.

Os projetos executivos são, em termos de projeto, a última resposta dos engenheiros projetistas às restrições impostas pelo tipo de obra e aos problemas possíveis para a execução da obra. Anteriormente a este, são realizados os anteprojetos e o projeto básico para estudos de viabilidade da obra. Sabendo que na obra em questão se encontram solos moles e que para execução da rodovia serão construídos aterros tem-se por referência normativa o documento “Projeto de Aterros sobre Solos Moles para Obras Viárias (DNER-PRO 381)”.

Segundo o DNER (1998), na fase de projeto básico há necessidade de caracterizar, com a máxima qualidade possível, os depósitos de solos moles identificando extensões, espessuras e propriedades geotécnicas. No entanto, nem sempre concentrar os esforços na investigação realizada no projeto básico é suficiente em se tratando de obras sobre depósitos de argila mole. Conforme SCHNAID (2000), um programa de investigações complementares pode ser necessário durante a fase de projeto e também durante a execução da obra.

A investigação pode ser dividida em dois tipos de ensaios, sendo qualificado como de campo e de laboratório. Ambos devem ser executados para a elaboração de um projeto de aterro sobre solos moles conforme preconiza a norma DNER-PRO 381 (DNER, 1998). Antes de se verificar quais são estes ensaios é importante ter conhecimento das vantagens e desvantagens dos mesmos, conforme Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles. Almeida e Marques (2014).

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	Condições de contorno bem definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume ensaiado
	Trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	-
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas (exceção pressiômetro auto-cravante)
	Medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Ensaiado maior volume de solo	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção SPT)

Como mostrado na Tabela 2.3, os dois tipos possuem uma série de vantagens e desvantagens e por isso é importante saber que a melhor opção é buscar correlações entre os dois tipos de ensaios nas estimativas de parâmetros do comportamento do solo. Ortigão (2007) comenta sobre os ensaios de campo afirmado que as principais vantagens dos mesmos são a rapidez e o fato de eliminarem o amolgamento ou perturbação de amostragem, transporte e da preparação do corpo-de-prova, o que é impossível evitar no caso de amostras destinadas a ensaios de laboratório. Entretanto, perde-se o controle das condições de tensão, deformação e drenagem, bem conhecidas nos ensaios de laboratório, mas impossíveis de serem controladas integralmente no campo.

2.2 Construção de aterro sobre solos moles

Comuns em todo o litoral brasileiro e em áreas de depósito aluvionares, os depósitos de solos moles ganharam destaque no Brasil e no mundo, devido ao aumento da densidade populacional dos centros urbanos. Com isso, tornou-se imprescindível a expansão e o melhoramento da infraestrutura de transportes dos países, sendo necessário a construção de aterros sobre solos instáveis que, hoje em dia, são comuns na Engenharia Geotécnica. Práticas de construção deficientes nesse tipo de trabalho podem levar a falhas ou deformação excessiva do aterro, o que pode comprometer a sua função, conforme relata ARAÚJO *et al.* (2012).

A problemática desse tipo de obra envolve não apenas recalques excessivos, como também a ocorrência de ruptura. Os recalques são originados pela alta compressibilidade dos solos moles, podendo causar grandes deformações nos aterros, enquanto que a ruptura da estrutura ocorre devido à baixa resistência não drenada desse tipo de material, que pré-determina um nível de carregamento máximo a ser colocado.

O reforço do solo torna-se indispensável em situações onde há a possibilidade de recalques elevados ou ruptura, e sua função é promover o melhoramento das características do solo, como resistência ao cisalhamento, compressibilidade, capacidade de carga e densidade.

Existem diversos métodos que permitem minimizar o impacto dos fatores que podem levar à ruptura global ou ao ineficaz desempenho em termos de deslocamentos.

Os resultados obtidos dependem da solução adotada. No entanto, a solução mais adequada não se resume a aspetos meramente técnicos, econômicos ou de tempo, resultando sempre do confronto desses parâmetros com aspetos construtivos e de disponibilidades de maquinário e mão-de-obra.

Diversas técnicas executivas são aplicadas e estudadas no mundo todo. A Figura 2.1, adaptada de Leroueil (1997), mostra um resumo das soluções mais comuns e clássicas que ajudam no beneficiamento do solo, indicadas para problemas de estabilidade e recalque.

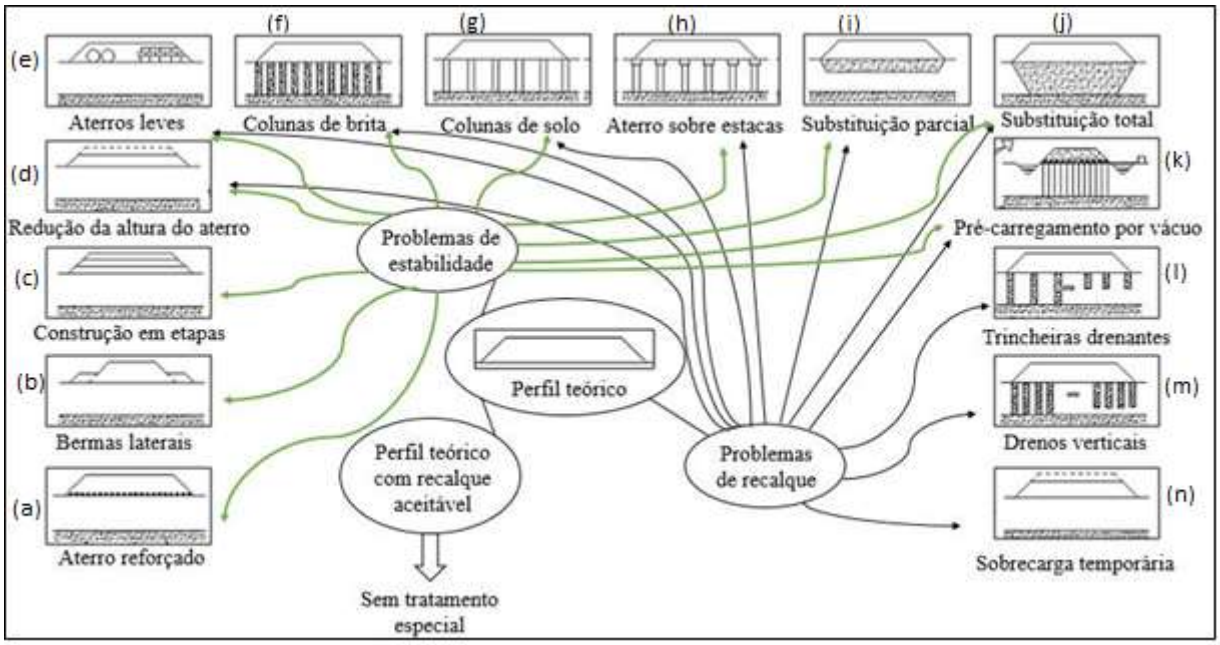


Figura 2.1 – Técnicas executivas de aterros sobre solos moles. Fonte: Silva e França (2017) adaptada de Leroueil (1997).

Segundo Almeida e Marques (2014), a escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos; utilização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos.

A Figura 2.1 apresenta alguns métodos construtivos de aterros sobre solos moles utilizados para solucionar ou minimizar os problemas de recalques e de estabilidade. Alguns métodos comtemplam o controle de recalques; outros, o controle de estabilidade. A maioria dos métodos comtempla as duas questões. No caso de solos muito moles, é comum o uso de reforço de geossintético associado a maioria das alternativas apresentadas na Figura 2.1.

Ainda de acordo com Almeida e Marques (2014), restrições de prazo podem inviabilizar técnicas como as de aterros convencionais (Fig. 2.1, (a), (b), (c), (d), (n)) ou sobre drenos verticais (Fig. 2.1, (k), (l)), favorecendo técnicas de aterros sobre elementos de estacas (Fig. 2.1, (f), (g), (h)) ou de aterros leves (Fig. 2.1, (e)), os quais, entretanto, tem custos elevados. A remoção do solo mole pode ser utilizada quando a espessura da camada for pequena (Fig. 2.1, (i), (j)) e as distâncias de transportes não forem grandes. Em áreas urbanas, a dificuldade na obtenção de áreas para a

disposição do material de escavação, além da questão ambiental associada a esta disposição.

Restrições de espaço podem também inviabilizar o uso de bermas (Fig. 2.1, (b)), particularmente no caso de vias urbanas. A geometria dos aterros e as características geotécnicas são fatores muito variáveis, e a metodologia construtiva a ser adotada deve ser analisada para cada caso.

A seguir são apresentadas as técnicas para controle de recalques e melhoria da estabilidade para evitar rupturas, como também, serão apresentadas as técnicas em que os dois aspectos serão tratados. A todos os métodos estão associadas vantagens e desvantagens. Os mais rápidos acarretam, normalmente, custos mais elevados, outros necessitam de um longo período de tempo até surgirem os efeitos desejados, sendo menos dispendiosos.

2.2.1 Técnicas para controle de estabilidade

2.2.1.1 Aterro reforçado com geossintético

Segundo o DNER (1998) o reforço atua na estabilidade do aterro e na redução de deslocamentos laterais, mas sem nenhuma influência significativa nos recalques.

A função dos geossintéticos é melhorar as propriedades mecânicas do solo, permitindo que este suporte um esforço cisalhante maior do que seria possível no caso do geossintético não ser utilizado. Desta forma, quando o carregamento corresponde ao peso próprio do solo, tal como num aterro sobre solo mole, a inclusão do reforço pode permitir a construção de um aterro mais íngreme.

Este método consiste na inclusão na base do aterro de materiais poliméricos, de elevada resistência e rigidez, conforme pode-se ver na Figura 2.2, aumentando-se o fator de segurança do sistema em termos de estabilidade global, durante o processo executivo e nas fases subsequentes de adensamento do solo de fundação, segundo SILVA E PALMEIRA (1998).

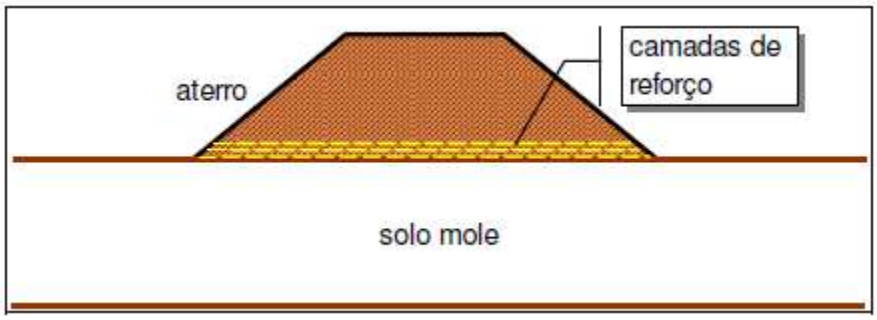


Figura 2.2 - Aterro reforçado com geossintético. Fonte: Silva e Palmeira (1998).

2.2.1.2 Bermas laterais de equilíbrio

Bermas de equilíbrio são plataformas laterais de contrapeso, construídas junto ao aterro principal e são responsáveis por criar um momento contrário ao de ruptura provocado pela carga do aterro. A construção dessas plataformas laterais de contrapeso apresenta bons resultados, pois estas são construídas junto ao aterro, criando um momento resistente, que, se opondo ao momento de ruptura gerado pela carga do aterro, colabora com a resistência ao cisalhamento próprio do solo compressível, como relatado por CAPUTO (1988).

As bermas de equilíbrio, Figura 2.3, são utilizadas em situações em que se exige minimizar a inclinação de uma obra de terra (como um aterro), fazendo com que o fator de segurança (Fs) contra a ruptura aumente, sendo que os projetos de bermas são feitos por tentativas e erros, em que se varia a geometria dentro da situação até chegar ao Fs desejado, segundo DNER (1998). Ou seja, esta solução pode ser adotada para aumentar o fator de segurança quanto à ruptura, instalando-se reforços, em geral Geossintéticos na base do aterro, quando há restrições ao comprimento das bermas, ou para reduzir os volumes de terraplenagem, com o objetivo de aumentar o fator de segurança e de distribuir melhor as tensões.

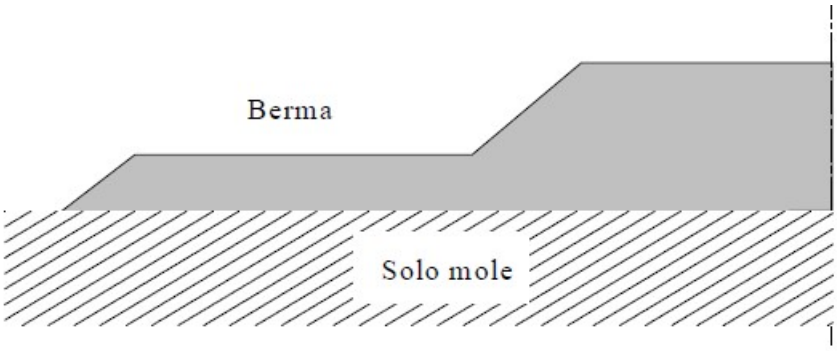


Figura 2.3 - Berma de equilíbrio. Fonte: DNER (1998).

É possível também evitar o deslocamento dos materiais instáveis, durante a execução do aterro, utilizando bermas de equilíbrio, visto que elas servem de contrapeso aos empuxos resultantes da carga do aterro principal, segundo ALMEIDA *et al.* (2007).

Sendo assim, conforme Caputo (1988) o cálculo da altura das bermas será feito em função da altura crítica do aterro, respeitando a resistência ao cisalhamento do solo da camada de fundação. As bermas evitam a formação dos bulbos e o deslocamento do material instável, bem como o afundamento do material de boa qualidade do aterro, obtendo-se um processo de estabilização rápido e econômico.

2.2.1.3 Construção em etapas

Como os recalques nos solos são em função da sobrecarga causada pelo aterro (sendo este fato ainda mais evidente na presença de solos compressíveis), em alguns casos pode-se analisar a possibilidade da redução da altura do aterro e assim diminuir a sobrecarga sobre o terreno.

Contudo, dependendo do projeto, a redução da altura pode não ser uma solução. Assim, em determinadas situações diminuir a altura do aterro não será possível. Com a altura não podendo ser alterada, e se o aterro não for estável para ser construído em uma única etapa, ele será construído em etapas.

Este método pode ser executado em duas ou três etapas. A primeira etapa do aterro deve atingir a altura crítica (no mínimo), pois se, isto não ocorrer, o aterro não possuirá estabilidade para as próximas etapas; sendo que nesta etapa parte das

poropressões são dissipadas e existe ganho de resistência deste. Para que seja possível a execução das próximas etapas é necessário aguardar que o solo atinja os níveis de resistência estabelecidos em projeto.

O estudo da estabilidade de aterros efetuados em etapas leva em consideração as tensões totais, antes de ser colocada a próxima camada de aterro é feita uma estimativa da resistência da camada de fundação da argila, de acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014).

De acordo com os mencionados autores, a estabilidade deve ser verificada para cada camada, e para essa avaliação é necessário o acompanhamento do desempenho da obra, por meio de instrumentação geotécnica e ensaios de campo para os ajustes necessários ao projeto. Os ganhos de resistência não drenada são estimados previamente em projeto e devem ser verificados por meio de ensaios de palheta realizados antes da colocação de cada etapa construtiva.

A principal vantagem deste método é o ganho paulatino de resistência do solo compressível ao longo do tempo. Contudo, os prazos para estabilização dos recalques, maiores do que em outros métodos construtivos (como o de bermas de equilíbrio), e a necessidade de monitoramento rigoroso do ganho de resistência, são as principais desvantagens deste método construtivo

2.2.2 Técnicas para controle de recalques

2.2.2.1 Drenos verticais

Segundo Almeida e Marques (2014), os primeiros drenos verticais utilizados eram de areia, os quais foram substituídos pelos drenos verticais pré-fabricados, também denominados geodrenos fibroquímicos. Os geodrenos são plásticos com ranhuras em forma de canaleta envolvido em filtro geossintético, conforme detalhe da Figura 2.4.

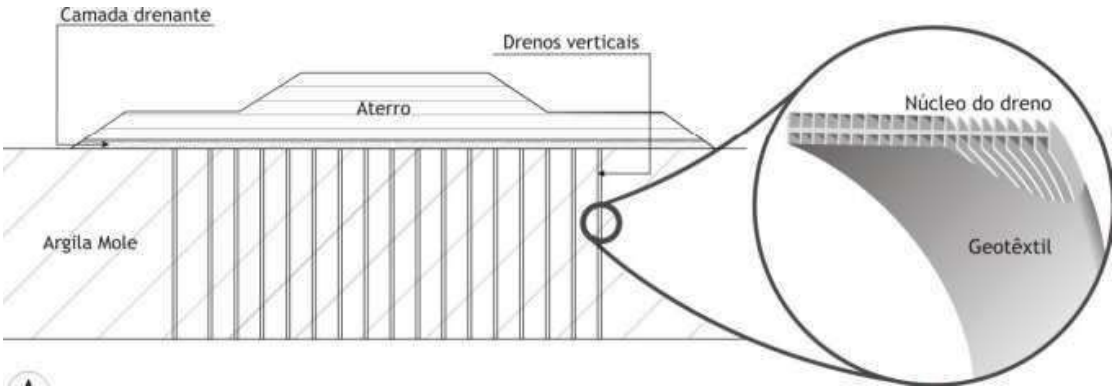


Figura 2.4 - Aterro sobre drenos verticais. Fonte: Almeida *et al*. (2007).

Os drenos verticais pré-fabricados, ou como pode ser visto em DNER (1998), os geodrenos, são elementos drenantes constituídos de materiais sintéticos com 100 mm de largura e 3 a 5 mm de espessura e grande comprimento. São cravados verticalmente no terreno, dispostos em malha, de forma a permitir a drenagem e acelerar os recalques. O objetivo de sua aplicação é reduzir o comprimento de drenagem, reduzindo também o tempo de consolidação.

O fato do mandril perfurar o solo para implantação do geodreno gera um estresse no solo, principalmente próximo ao mandril. Essa perturbação significativa pode diminuir a permeabilidade do solo na região afetada, chamada de zona de amolgamento *(smear zone)*, segundo PAJOUH (2014). A Figura 2.5 mostra a indicação dessa zona no dreno vertical pré-fabricado.

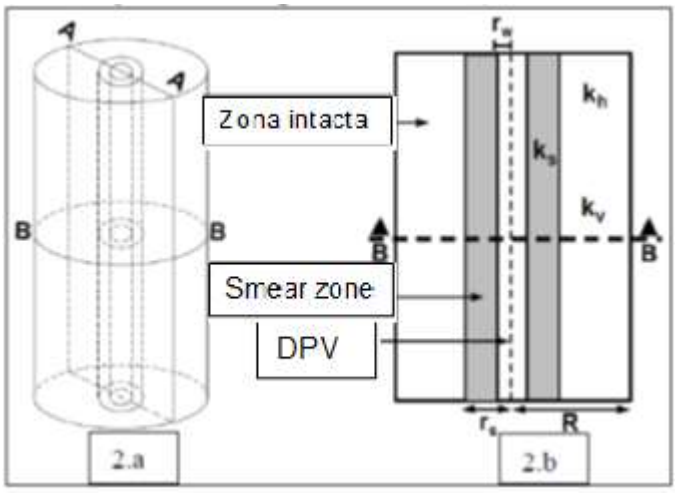


Figura 2.5 – DVP com indicação de zona perturbada (2.a) dreno instalado, (2.b) perfil A-A. Fonte: Pajouh (2014).

Ainda, segundo Pajouh (2014), podem estar associados a outras técnicas que resultem em parâmetros do solo mais aceitáveis. Concomitantemente ao pré-carregamento à vácuo, os drenos transmitem a pressão a vácuo para as camadas de solo mais profundas, reduzindo o tempo de consolidação do solo e de finalização da construção. Por não influenciar na estabilidade da inclinação, os Drenos Profundos Verticais DPV's se associam às colunas de brita e estacas, por exemplo, para garantir que não ocorra o rompimento da estrutura. Além disso, o uso combinado com camadas de geossintéticos pode reduzir significativamente os deslocamentos, tensões e os momentos de flexão sobre as estacas de fundação.

2.2.2.2 Sobrecarga temporária

Almeida e Marques (2014), afirmaram que a sobrecarga temporária tem dois objetivos fundamentais: a aceleração de recalques por adensamento primário e a compensação dos recalques por compressão secundária, de forma a minimizar os recalques pós-construtivos. A parcela da sobrecarga utilizada para compensação de recalques pode ser considerada permanente, pois vai ser incorporada ao corpo do aterro na sua configuração final, e a sobrecarga temporária é aquela removida após o tempo previsto em projeto.

Ainda segundo Almeida e Marques (2014), em geral, utilizam-se os geodrenos associados à sobrecarga temporária.

2.2.3 Técnicas de tratamento em que os aspectos de estabilidade e dos recalques são tratados

2.2.3.1 Aterros leves

Esse tipo de solução faz uso de materiais chamados de leves no corpo do aterro, que permitem aliviar as cargas verticais, evitando grandes recalques e perda de estabilidade, e acelerando o tempo de construção. A Figura 2.6 mostra um esquema de comparação da funcionalidade entre o material tradicional e o leve.

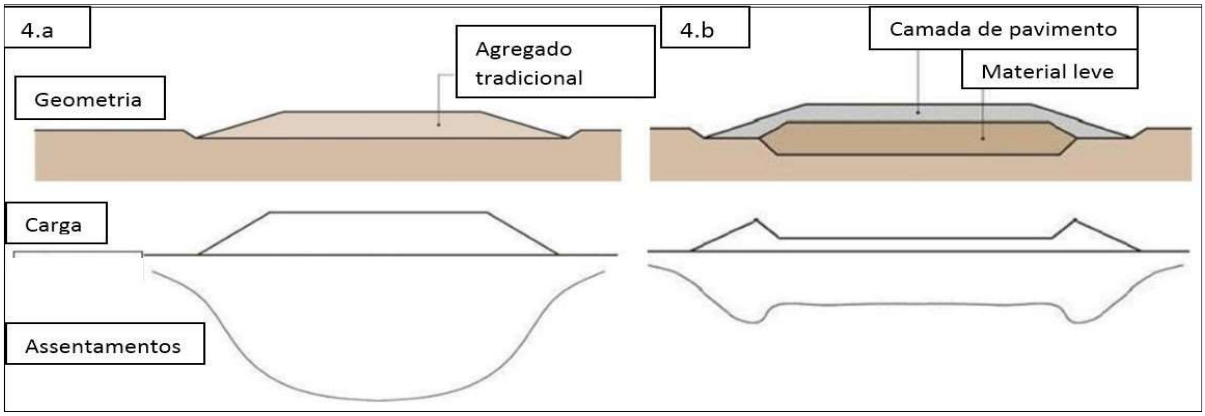


Figura 2.6 – (4.a) Diagrama de carga e recalques para aterro com material tradicional; (4.b) Diagrama de carga e recalques para aterro com material leve. Fonte: Reis e Ramos (2009)

Esses materiais têm como característica principal o baixo peso específico, devido a elevada porosidade. Os mais conhecidos e utilizados são o poliestireno expandido (EPS), argila expandida e espuma de vidro, conforme relatado por PATRIARCA (2012), mas também há estudos com pneus picados, serragem e tubos de concreto vazados.

Para evitar rupturas é necessário proteger o material leve com mantas impermeabilizantes na parte superior, para evitar contato com material solvente, fixa-lo, para evitar deslocamentos e promover o uso conjunto com geodrenos na base do aterro, para a remoção de água em caso de elevação do nível da água.

2.2.3.2 Aterro sobre elementos de estacas

Almeida *et al* (2007) registraram que aterro sobre elementos de estacas são aqueles em que parte ou a totalidade do carregamento do aterro é transmitida para o solo de fundação mais competente, subjacente ao deposito mole. O objetivo do estaqueamento é transferir para um subsolo mais resistente o carregamento o qual o solo compressível ficaria sujeito, o que limita recalques. Esses aterros podem ser apoiados sobre estacas ou colunas dos mais variados materiais, ver Figura 2.6. A distribuição de tensões do aterro para as estacas ou colunas é feita por meio de uma plataforma com capitéis, geogrelhas ou lajes. Esse tipo de solução minimiza e pode até eliminar os recalques, além de melhorar a estabilidade do aterro.

De acordo com Almeida e Marques (2014) o aterro por colunas granulares (colunas de brita e solo, por exemplo), além de produzir menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação com um aterro convencional ou sobre drenos, também promove a dissipação de poropressões por drenagem radial, acelerando o recalque e aumentando a resistência ao cisalhamento.

O aterro convencional sobre estacas usa o efeito do arqueamento, permitindo que as tensões do aterro sejam distribuídas para as estacas. A eficácia do arqueamento aumenta proporcionalmente com a altura de aterros distribuindo o carregamento para os capitéis e as estacas. Para aumentar o espaçamento das estacas, utiliza-se geogrelhas sobre os capitéis, segundo Almeida e Marques (2014). Ainda segundo os autores, fundamentalmente, deve ser avaliado o carregamento horizontal nas estacas, por conta de adensamento de aterros vizinhos ao aterro estruturado, e para um desempenho global que seja satisfatório, é usualmente recomendado que a espessura do aterro seja igual ou maior do que 70% do vão entre capitéis. A Figura 2.6 mostra o esquema de um aterro estruturado com estacas, capitéis e geogrelha.

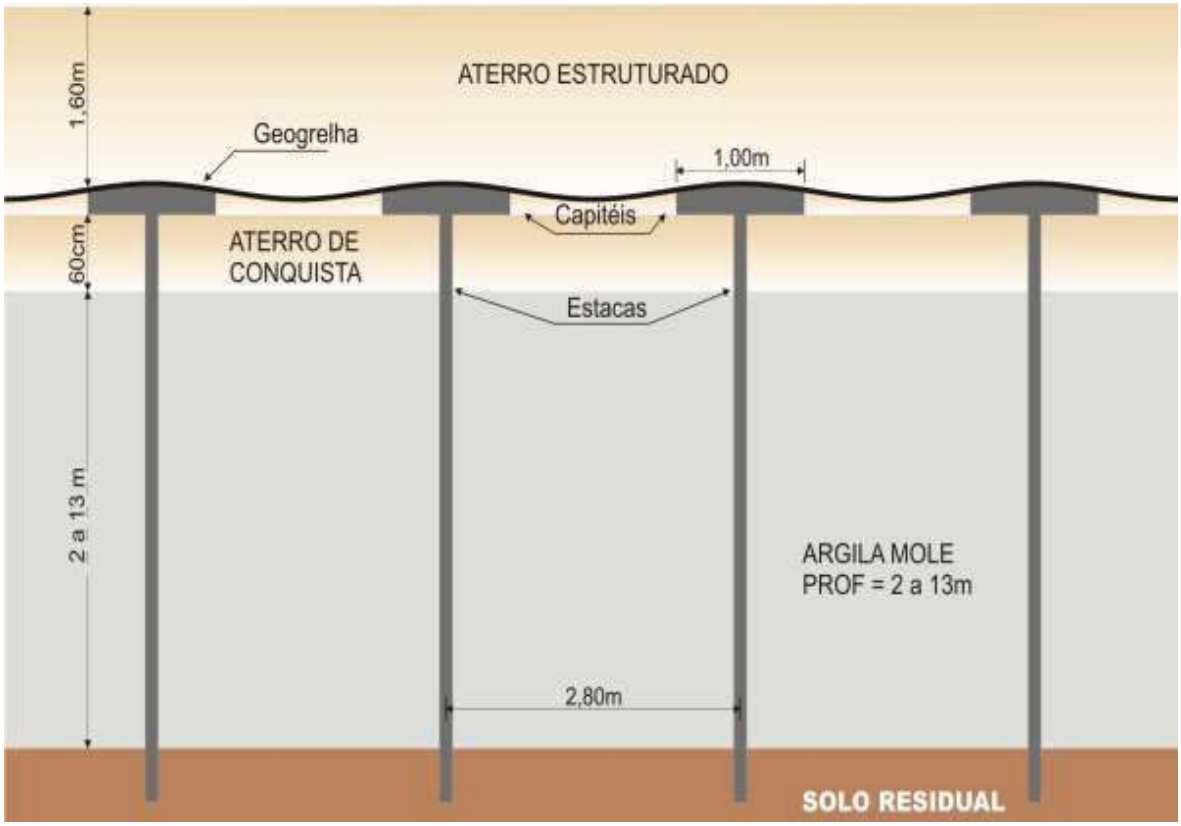


Figura 2.6. Aterro estruturado com estacas, capitéis e geogrelha. Fonte: Almeida *et al.*, (2007).

Para se conseguir o acesso dos equipamentos para cravação das estacas, em locais onde existe a presença de argilas moles sem camada de aterro na superfície, é realizado primeiramente um aterro de conquista. A construção de capitéis é a próxima fase do processo; os capitéis podem ser feitos acima ou dentro do aterro de conquista, logo após a execução dos capitéis inicia-se a instalação do geossintético, sendo este posto acima dos capitéis.

Tem como vantagem a diminuição do tempo de execução do aterro, pois o seu alteamento pode ser feito um uma única etapa, em prazo relativamente curto. Por outro lado, em geral, este método acaba por precisar de muitas estacas, elevando assim o preço da obra.

2.2.3.3 Substituição do solo

A técnica de substituição do solo é um método eficaz, porém a remoção da camada de solo mole para substituição por materiais alternativos depende de sua espessura, pois a relação custo/benefício precisa ser analisada. Camadas profundas necessitam de mais mão-de-obra especializada e mais material para preenchimento, além de ocasionar um grande impacto ambiental, devido a exigência de encontrar um local adequado para deposição do material retirado.

De acordo com Almeida e Marques (2014), a técnica de substituição de solo é indicada como viável para camadas de solo mole de até 4,0 m de espessura. O processo executivo consiste na formação de um aterro de conquista com o material que preencherá a escavação, para permitir a circulação dos equipamentos sem danos ao solo. Em seguida, é feita a remoção do solo acompanhada do uso de drenos e bombas que desviam a água da escavação. Por fim, preenche-se com o material escolhido, que é compactado em etapas.

2.2.3.4 Plataforma de transferência de carga de geossintético sobre estacas/colunas

O sistema de reforço de aterros por meio de uma plataforma de transferência de carga de geossintético sobre estacas é considerado uma boa solução de

engenharia na garantia da estabilidade da obra. Trata-se de um método que conjuga o método de reforço com colunas/estacas (que utiliza o efeito de arco do material granular do aterro) com o método do reforço de aterros com geossintéticos, permitindo uma melhor transferência de cargas para as colunas, melhorando, por sua vez, o comportamento global da obra, segundo ALMEIDA *et al*. (2007).

Através da introdução do geossintético na base do aterro há uma maior transferência das cargas para as colunas, que se traduz numa redução das cargas que solicitam o solo de fundação. Deste modo, os recalques diferenciais entre as colunas e o solo de fundação são também menores. Sendo menor a carga transmitida ao solo de fundação, o espaçamento entre as colunas de reforço pode ser maior, tornando menor o custo total do sistema, segundo ABDULLAH (2006).

Segundo Almeida e Marques (2014), aterro sobre elementos de estacas ou estruturado é a denominação genérica dada ao aterro suportado por estacas. Os aterros denominados estruturados são aqueles em que parte ou a totalidade do carregamento devido ao aterro é transmitida para o solo de fundação mais competente, subjacente ao depósito mole.

O aterro estruturado pode ser apoiado sobre estacas ou colunas dos mais variados materiais, através de diferentes processos construtivos. A distribuição de tensões do aterro para estacas ou colunas é feita por meio de uma plataforma com capitéis, geogrelhas ou lajes. Esse tipo de solução minimiza ou, dependendo da solução adotada, elimina os recalques, além de melhorar a estabilidade do aterro. Uma vantagem desse método construtivo é a diminuição do tempo de execução do aterro, pois o seu alteamento pode ser realizado em uma só etapa, em um prazo relativamente curto, de acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014). As aplicações mais ajustadas para as plataformas de transferência de carga sobre estacas se encontra expostas na Figura 2.7.

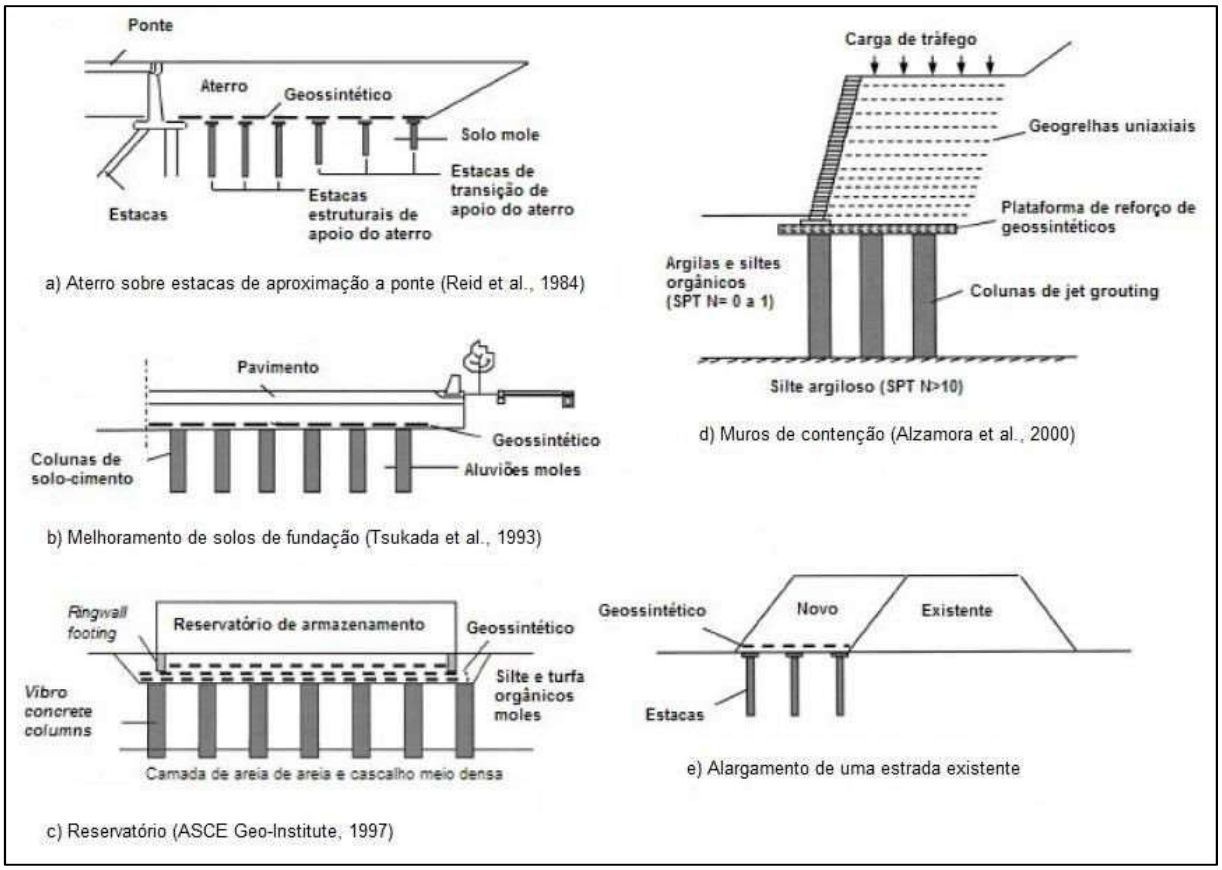


Figura 2.7 – Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre estacas.
Fonte: adaptado de Han e Gabr (2002) pelo autor.

2.3 Monitoramento de aterros construídos sobre solos moles

Toda obra rodoviária importante em solos moles deve ser instrumentada, seja pela sua extensão e profundidade da camada mole, seja pela baixa resistência da camada mole, ou pela necessidade de se acompanhar os recalques, conforme DNER (1998).

Os objetivos de um programa de instrumentação são:

- Acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;
- Monitorar poropressões geradas durante a construção e sua velocidade de dissipação;
- Acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- Monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- Verificar a adequação de um método construtivo.

2.3.1 Monitoramento dos deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais podem ser monitorados superficialmente ou em profundidade.

Os marcos superficiais são os instrumentos mais simples para registro dos deslocamentos verticais. Elementos metálicos ou de concreto, de pequena dimensão, são instalados em pequenas valas na superfície do aterro. Estes elementos possuem um pino, visível, que servirá como mira. O monitoramento dos deslocamentos é feito por acompanhamento topográfico. As placas de recalque (Figura 2.8) têm função e monitoramento semelhantes aos marcos que é a de auxiliar a verificação dos deslocamentos verticais.

Entretanto, as placas são instaladas antes do lançamento do aterro. Uma haste, conectada à placa, atravessa a camada de solo, tornando-se visível em superfície. A haste deve estar protegida externamente por um tubo, impedindo assim o contato direto e atrito entre a haste e o solo.

Os extensômetros magnéticos são instrumentos que permitem o acompanhamento dos deslocamentos verticais e horizontais no interior da massa de solo. Estes instrumentos são compostos de tubo de PVC e de anéis magnéticos ou alvos, também denominados aranhas. Estes alvos são fixados no terreno, de maneira a possibilitar o monitoramento dos deslocamentos na região através da passagem de uma sonda. No caso do extensômetro horizontal, o tubo é instalado horizontalmente no terreno antes do lançamento do aterro.

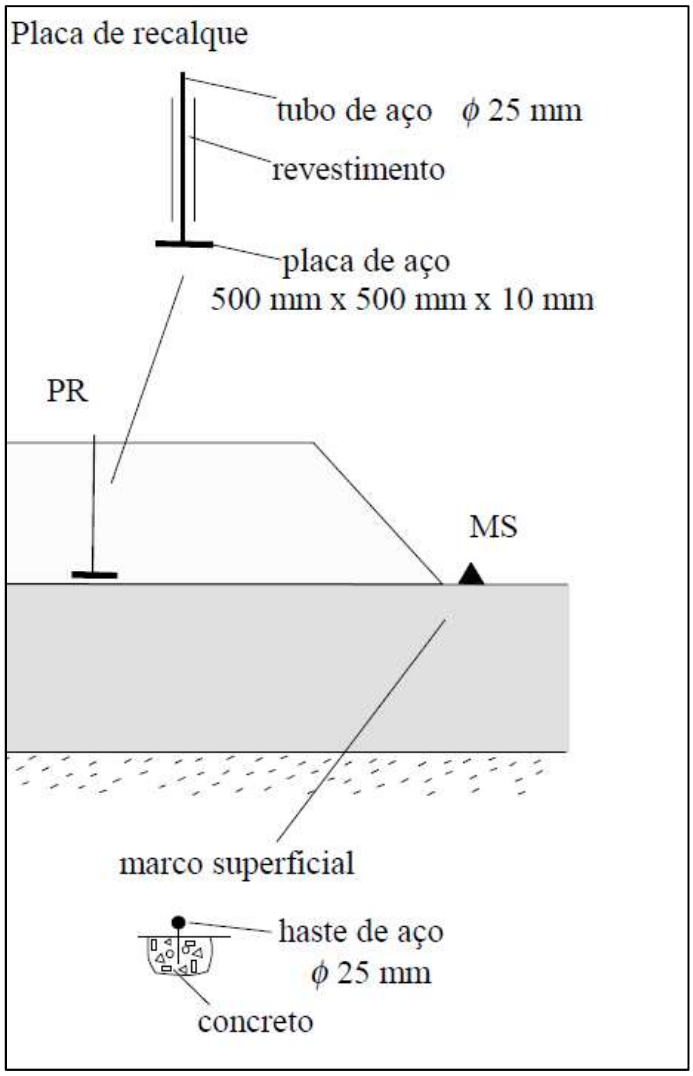


Figura 2.8 – Esquema de uma Placa de recalque. Fonte: DNER (1998).

2.3.2 Medidas dos deslocamentos horizontais

Os inclinômetros são os instrumentos mais utilizados para medir os deslocamentos horizontais em solos. Um tubo de plástico ou alumínio, com ranhuras diametralmente opostas (que servem de guia), é inserido em um furo de sondagem e os deslocamentos são monitorados por uma sonda (Figura 2.9). A base do tubo deve ser instalada em uma camada rígida (em geral rocha), mantendo-se fixa ao longo do tempo. Os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento.

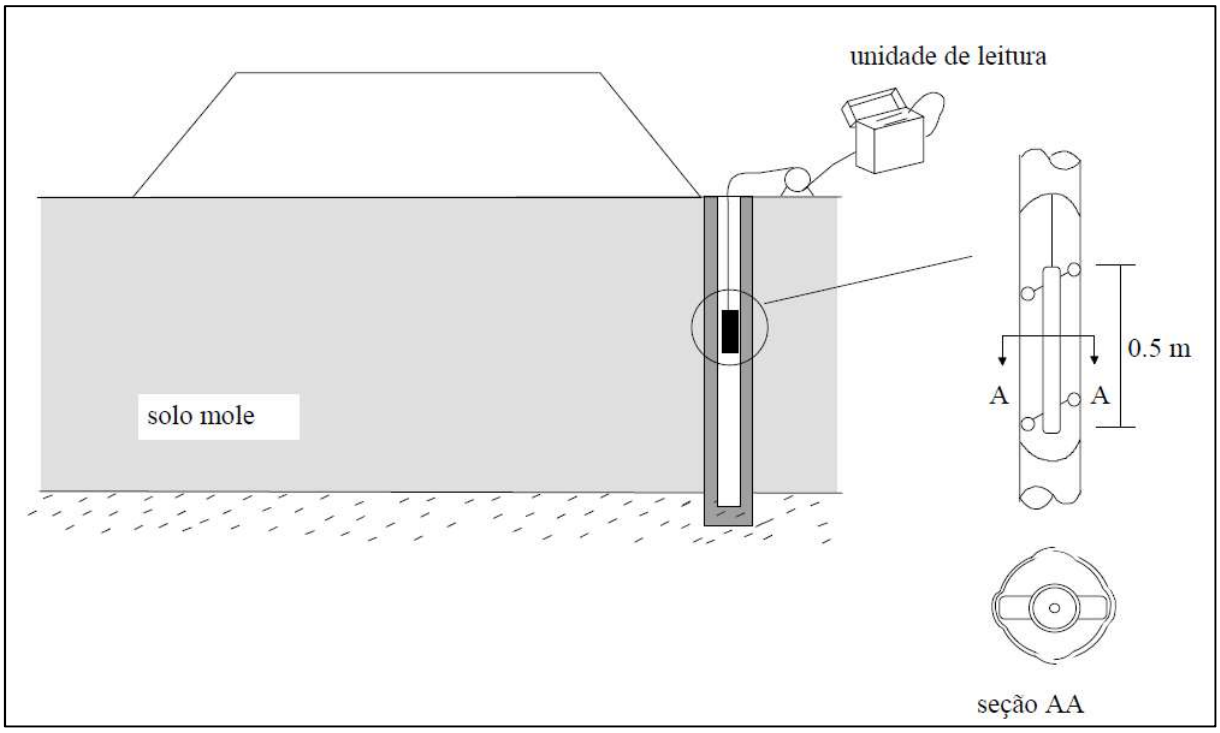


Figura 2.9 – Esquema de um inclinômetro. Fonte: DNER (1998).

2.3.3 Medidas de poropressões

As medidas de poropressões são realizadas por piezômetros dos mais diversos tipos. O piezômetro mais utilizado em aterros sobre solos moles é o de Casagrande de ponta aberta (Figura 2.10 – A). Na ponta do piezômetro (profundidade de instalação), há um filtro composto de um tubo em PVC perfurado envolto em geotêxtil para minimizar a colmatação, de acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014).

Os piezômetros elétricos e os de corda vibrante, conforme Figura 2.10 - B, embora mais onerosos, apresentam menor tempo de resposta do que o de Casagrande, visto que, neste último, é necessário que o tubo piezométrico se preencha de água para se obter a leitura. Também não interferem com o processo de compactação do aterro no seu entorno, ao contrário do tubo piezométrico, que deve ter proteção. Além disso, permitem as medidas de poropressões negativas que ocorrem no pré-carregamento por vácuo. Por outro lado, é possível realizar ensaio de permeabilidade *in situ* no piezômetro Casagrande, o que não ocorre com o elétrico, segundo ALMEIDA E MARQUES (2014).

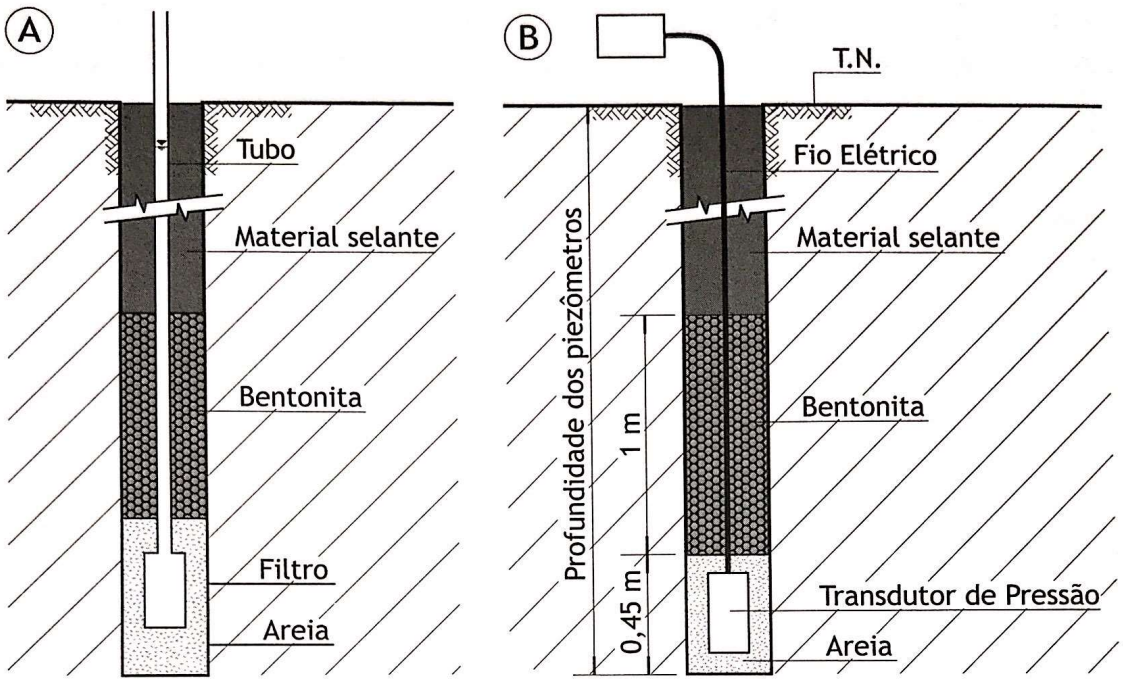


Figura 2.10 – Esquema de piezômetros: (A) Casagrande; (B) elétrico ou de corda vibrante. Fonte: Almeida e Marques (2014).

2.3.4 Medidas do ganho de resistência não drenada da argila

Em geral, a medida do ganho da resistência não drenada de uma argila é realizada ao final da fase de adensamento prevista para uma etapa de carregamento.

Cabe ressaltar que na estimativa do ganho de resistência de projeto deve ser considerado o efeito da submersão na tensão efetiva ao final da etapa, analisando-se uma nova geometria, em que se consideram as espessuras alteradas da camada de argila mole, ou seja, o perfil de *Su* fica deformado em função dos recalques que ocorrem. Nesse caso, a instalação de extensômetros auxilia a interpretação desses resultados, pois é possível distinguir qual foi a deformação de cada camada e associar ao ganho de resistência, segundo ALMEIDA E MARQUES (2014).

2.3.5 Monitoramento de esforços em reforços com geossintéticos

Os instrumentos empregados nas medidas de esforços em reforços são dimensionados especificamente para o reforço em questão. No Brasil, a poucos

relatos de reforços instrumentados para medição de esforços, segundo ALMEIDA E MARQUES (2014).

Almeida *et al*. (2007) descrevem a instrumentação de um aterro estruturado sobre estacas, capitéis e geogrelhas. A medida dos esforços de tração na geogrelha foi efetuado fixando-se três sensores por meio de um conector composto por uma barra de aço acoplada a uma esfera, sendo que o seu interior movimenta-se livremente em todas as direções. Esse elemento foi utilizado para que não ocorresse momento no conjunto. Os sensores são protegidos por um tubo rígido de PVC após a sua instalação.

Magnani *et al*. (2009) descrevem a instrumentação de um aterro reforçado sobre solos moles, onde células de carga foram instaladas no reforço com o objetivo de medir os esforços de tração, e dimensionadas para suportar os esforços construtivos das atividades de terraplenagem e superar os efeitos de relaxação de geossintéticos. Essas células foram conectadas em uma faixa de 1,5 m de largura de geossintético, de forma que as fibras do geossintético estivessem alinhadas e depois protegidas com resina epóxi.

As instrumentações descritas por Almeida *et al*. (2007) e Magnani *et al.* (2009) foram preparadas artesanalmente em laboratório, visando o uso específico do estudo. Atualmente a instrumentação com fibras óticas está sendo cada vez mais utilizada para esse tipo de monitoramento.

2.4 Melhoria do solo com *jet grouting*

O *jet grouting* é uma técnica de melhoria de solos, inicialmente desenvolvida na década de setenta, no Japão, Reino Unido e na Itália, e que, após vários processos evolutivos ao longo do tempo, tornou-se amplamente difundida em todo mundo. Esta tecnologia foi introduzida no Brasil por GUATTERI em 1980 (ABRAMENTO *et al.,*1998).

Ela consiste em uma técnica de melhoria das características geotécnicas do solo, sem escavação prévia, através da injeção de calda de cimento a altas pressões (de 20 a 40 MPa). Para tal, são utilizados um ou mais jatos horizontais e verticais que, devido à sua elevada energia cinética, têm a capacidade de desagregar a estrutura

natural do terreno, promovendo intensa mistura das partículas de solo com calda de cimento. Deste processo resulta um material com melhores características mecânicas e de menor permeabilidade do que o terreno original (RIBEIRO, 2010).

A tecnologia *jet grouting* representa uma alternativa às soluções tradicionais de reforço/melhoramento de solos como é o caso das fundações de estacas de concreto. A possibilidade de tratar uma gama ampla de solos, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações são algumas das suas vantagens, que ganham especial importância em zonas urbanas (CARRETO, 1999 e FALCÃO *et al.*, 2000).

Uma vez que o *jet grouting*, se trata de uma técnica muito versátil de reforço de solos, ela apresenta um elevado espectro de aplicação podendo ser empregue na construção de túneis, em escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas de estanqueidade de barragens, consolidação de terrenos, estabilização de taludes, selagem de aterros constituídos por materiais contaminados, podendo em algumas situações, desempenhar simultaneamente mais de uma função (MARQUES, 2008).

2.4.1 Equipamentos e procedimentos

O equipamento necessário à execução desta técnica é composto por:

- Central de calda de cimento;
- Bomba de injeção a alta pressão;
- Compressor (sistemas JET 2 e JET 3)
- Sonda hidráulica com torre;
- Varas de *jet grouting*;
- Mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba a alta pressão;

Relativamente ao procedimento de *jet grouting*, representado esquematicamente na Figura 2.11, este é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico. Seguidamente, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com auxílio de um jato de água vertical, até

atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

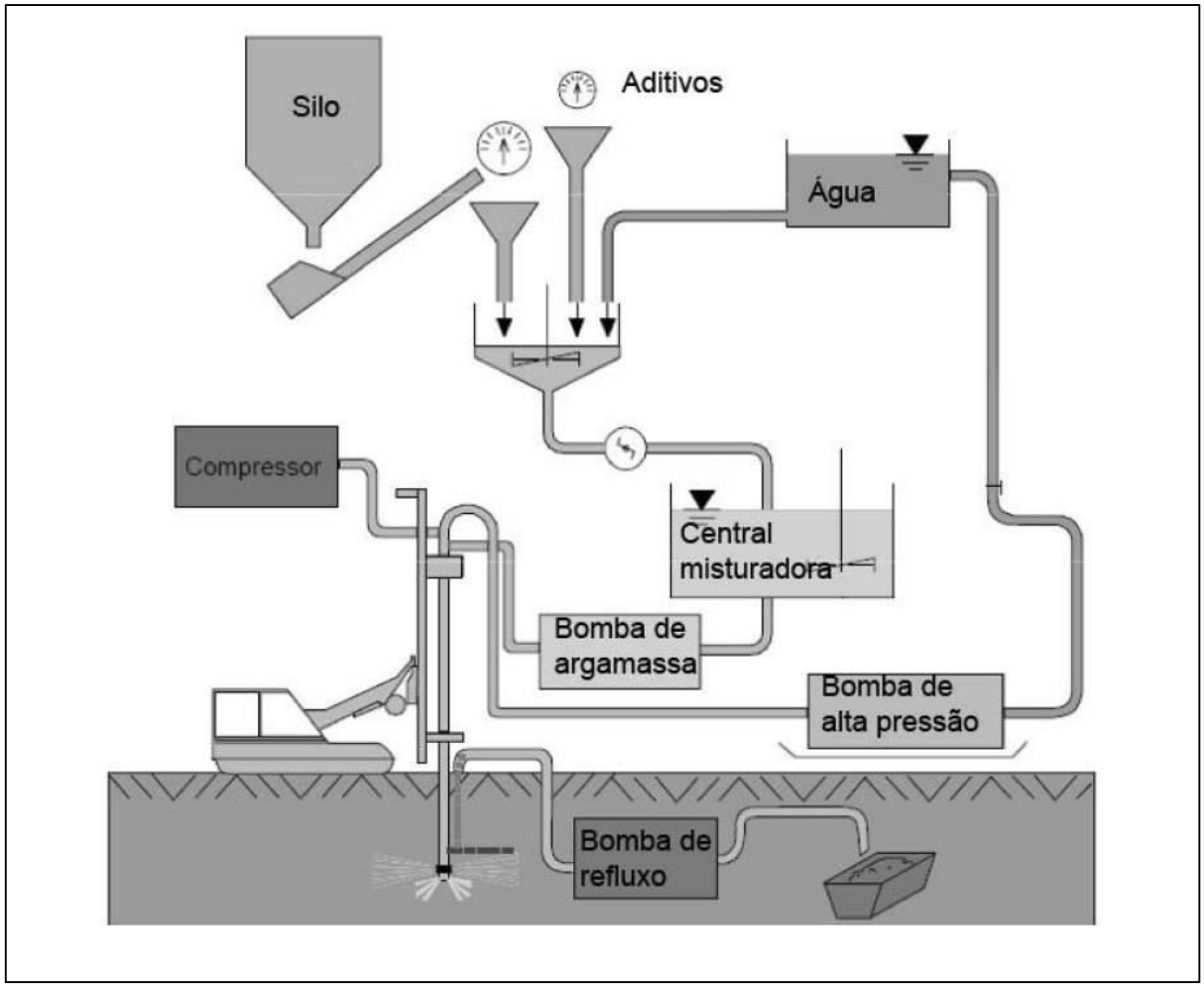


Figura 2.11 – Esquema de estaleiro necessário à realização da técnica *jet grouting.* Fonte: Ribeiro (2010).

A fase seguinte difere dependendo do tipo de geometria pretendida. No caso de pretender-se um elemento cilíndrico, imprime-se à vara um movimento rotacional e começa-se a bombeamento de calda no seu interior, ao mesmo tempo que se sobe a vara a velocidade constante, para que cada período de tempo corresponda a uma ascensão da vara de um comprimento fixo (passo vertical). Finalizada a realização da coluna retira-se a vara do furo e preenche-se o mesmo com calda por gravidade até seu topo. Quando se pretende efetuar um corpo de geometria plana (painel) o processo é semelhante, no entanto a ascensão da vara é realizada sem o movimento

rotacional (CARRETO, 1999). A Figura 2.12 ilustra as fases de execução de *jet grouting.*

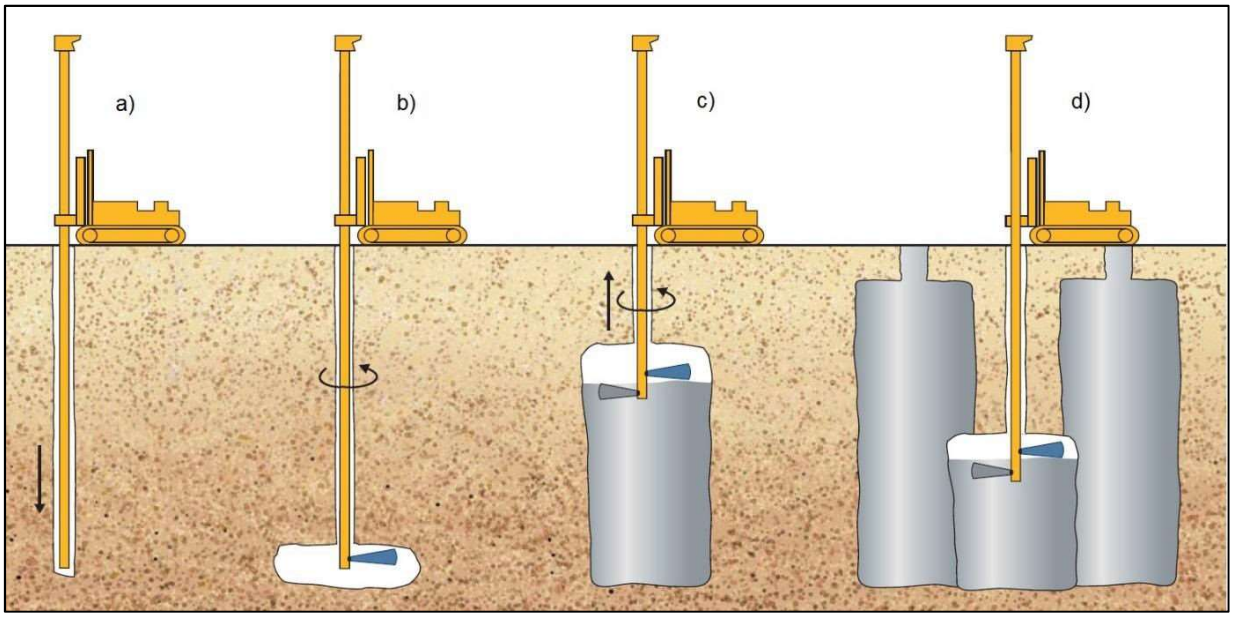


Figura 2.12 – Fases de execução de *jet grouting*: a) introdução da vara até à profundidade pretendida; b) início do processo de erosão com jatos a alta pressão; c) elevação da vara acompanhada com bombeamento de calda; c) repetição do processo. Fonte: www.haywardbacker.com (acesso em 18/12/2017).

2.4.2 Vantagens e desvantagens

De acordo com Carreto (1999) as vantagens e desvantagens da aplicação desta técnica de reforço de solos são descritas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Principais vantagens e desvantagens do *jet grouting*. Carreto (1999).

Vantagens	Desvantagens
Grande versatilidade, uma vez que pode ser aplicada a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho a argilas permitindo também o tratamento de rochas brandas;	A elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparada com o concreto
Grande aplicabilidade, uma vez que os equipamentos são de dimensões reduzidas permitindo o tratamento em espaços muito pequenos, como por exemplo em escavações, túneis ou cavas, assim como em locais de difícil acessibilidade;	A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo pode ser minimizado com aceleradores de pega
A viabilidade da execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;	
Permite o tratamento a cotas inferiores ao nível freático, sendo, no entanto, necessário garantir a pega;	O controle deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície
Possibilidade de tratar solos heterogéneos, através da adaptação dos parâmetros do tratamento a cada um dos solos ao longo do processo;	
A incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;	Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna
A aplicação da técnica não produz vibrações e produz baixo nível de ruído;	Dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo)
Possibilidade de obter diversas geometrias.	A realização de colunas verticais está limitada a profundidades não superiores a 15 – 20 m

Através da Figura 2.13 indicam-se os limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos. Esta Figura confirma a versatilidade da técnica em comparação com os métodos de injeção tradicionais.

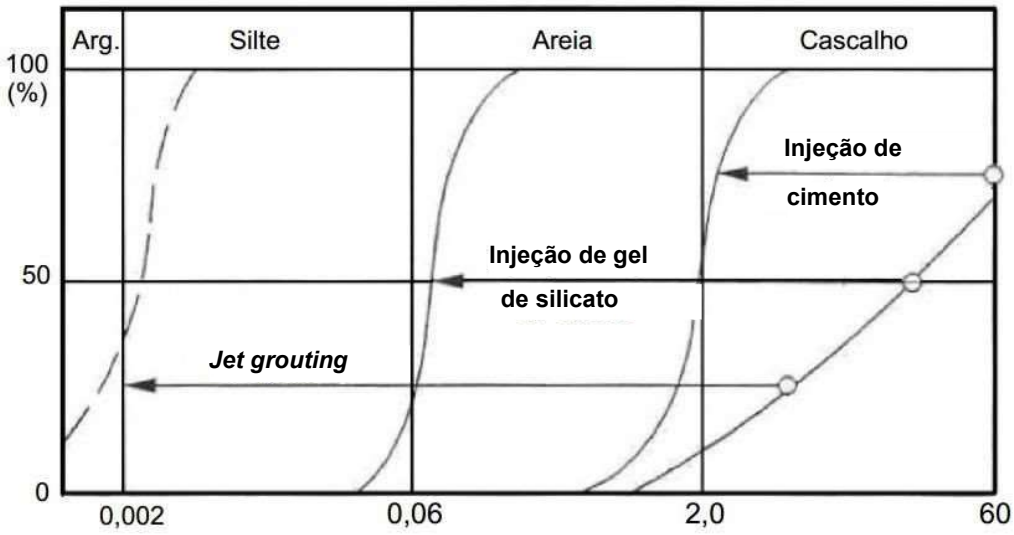


Figura 2.13 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos. Fonte: Carreto (1999).

2.4.3 Sistemas de *jet grouting*

A técnica de *jet grouting* subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que se representam na Figura 2.14 São designados por sistema de jato simples (JET1), sistema de jato duplo (JET2) e sistema de jato triplo (JET3). A seleção do sistema mais apropriado depende, geralmente, do tipo de solo e das características mecânicas que se pretendem obter para as colunas de *jet grouting*.

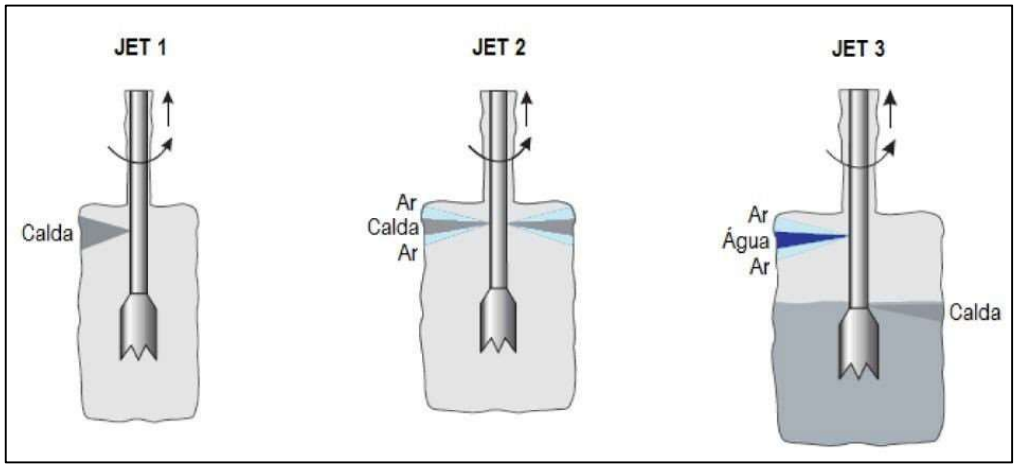


Figura 2.14 – Sistemas tradicionais de *jet grouting*. Fonte: www.haywardbacker.com (acesso em 18/12/2017).

No sistema de jato simples (JET1) são utilizados um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para simultaneamente desagregar e misturar com as partículas de solo. O seu campo de aplicação encontra-se restrito aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores ao intervalo entre 5 a 10 golpes e a solos não coesivos com valores de SPT inferiores a 20 golpes. Esta restrição é explicável pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à ação do jato. Efetivamente, na desagregação/cisalhamento dos solos é necessário empregar um nível de energia cinética que é demasiado elevado em terrenos que não se enquadram nos limites anteriores, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jato duplo (JET2) difere do anterior pela utilização de ar comprimido envolvendo o jato de calda. A ação desagregadora e de mistura/aglutinação é, de igual forma, exercida pelo jato de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jato. O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jato simples. Este sistema é mais eficaz em solos coesivos do que o sistema de jato simples. O método JET2 pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas, a areias e a solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10 golpes.

Relativamente ao sistema de jato triplo (JET3) consiste na separação das ações de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. Assim, o sistema triplo é constituído por três jatos com as seguintes funções:

- Jato de ar – tem a função de envolver o jato de água e amplificar seu efeito desagregador;
- Jato de calda – tem a função de injetar a calda que será misturado com o solo e dar origem ao corpo consolidado;
- Jato de água – tem a função de destruir a estrutura do terreno.

Para o efeito são utilizadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, em solos com valores de SPT inferiores a 15 golpes (CARRETO, 1999).

Na Tabela 2.5 indicam-se os equipamentos utilizados na aplicação de cada um dos três sistemas de *jet grouting*.

Tabela 2.5 – Equipamento utilizado nos diferentes sistemas de *jet grouting* – jato simples, jato duplo e jato triplo. Carreto (1999).

Equipamento	Jato simples	Jato duplo	Jato triplo
Silo de cimento	✓	✓	✓
Depósito de água	✓	✓	✓
Dosificador para controle da mistura	✓	✓	✓
Central de fabricação da mistura	✓	✓	✓
Bomba de injeção de alta pressão (calda)	✓	✓	✓
Compressor (ar)	-	✓	✓
Bomba de injeção de alta pressão (ar)	-	-	✓
Mangueiras de injeção	✓	✓	✓
Equipamento de perfuração e injeção e	✓	✓	✓

Vale ressaltar ainda que, com o sistema de jato simples obtêm-se colunas com diâmetros inferiores às que resultam dos outros sistemas. As colunas resultantes da aplicação do sistema JET1 são caracterizadas por uma boa uniformidade e o seu diâmetro varia entre 0,3 e 1,2 m. Os sistemas duplo e triplo permitem obter colunas com diâmetro maior, devido à utilização de ar comprimido no fluido desagregador, variando os diâmetros entre 0,6 e 2,0 m para o sistema JET2 e 0,8 e 3,0 m para as colunas realizadas com jato triplo (CARRETO, 1999).

A Tabela 2.6 apresenta uma breve descrição das principais características dos sistemas tradicionais de *jet grouting*.

Tabela 2.6 – Principais características dos sistemas de *jet grouting*. Carreto (1999), adaptado pelo autor.

Método	Princípios básicos	Principais etapas do procedimento	Limites de aplicação	Diâmetro das colunas
Jato simples	Utiliza um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jato de água vertical. 2) Injeção: terminada a furação inicia-se o bombeamento de calda que é injetada através de um ou mais bico localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com movimento rotacional	Solos coesivos com N_{SPT} < 5 a 10 Solos não coesivos com N_{SPT} < 20	0,3 a 1,2 m
Jato duplo	Utiliza um ou mais jatos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se as partículas de solo desagregadas	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jato de água vertical. 2) Injeção: terminada a furação inicia-se o bombeamento de calda envolvida por ar que é injetada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada a longo do furo com movimento rotacional	Solos coesivos com N_{SPT} < 10 Solos não coesivos com N_{SPT} < 50	0,6 a 2,0 m
Jato triplo	Utiliza um jato horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efetuada por um jato de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jato de água vertical. 2) Injeção: terminada a furação inicia-se a injeção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injeção de calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional, o jato de água vai desagregando o solo, enquanto o jato de calda inferior mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade	Solos coesivos com N_{SPT} < 15 Solos não coesivos com N_{SPT} < 50	0,8 a 3,0 m

2.4.4 Características do terreno tratado

A técnica de *jet grouting* resulta numa mistura parcial do solo com calda de cimento, e não numa substituição completa do solo, pelo que o resultado final depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição do solo, da uniformidade de execução do tratamento, assim como dos parâmetros de procedimento, entre os quais a pressão, o caudal da calda de injeção, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação.

Posto isto, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado, nomeadamente, em termos da sua resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao cisalhamento. Os valores estabelecidos em projeto deverão ser confirmados através de um controle na fase de obra, com a execução de um grupo de colunas de ensaio, realizadas nas mesmas condições que as colunas definitivas e que permitirão aferir as características do material tratado e, caso necessário, alterar os valores dos parâmetros de procedimento (MARQUES, 2008). A Figura 2.15 ilustra a forma final de algumas colunas, evidenciando as dificuldades citadas anteriormente.

Figura 2.15 – Comparação entre diferentes tipos de grauteamento de solos. a) Colunas de “solocreto” formadas pelo método de *jet grouting*; b) Massa de solo tratada pelo método convencional de grauteamento por injeção a baixa pressão. Fonte: Berger (2017).

A grande experiência do tratamento de terrenos através da técnica de *jet grouting* permite estabelecer, para cada tipo de solo, a faixa de variação de algumas características do material melhorado. Deste modo, os valores estabelecidos em projeto devem ser aferidos e confirmados em fase de obra através de um controle rigoroso do procedimento.

2.4.5 Dimensão das colunas

Com base nos dados recolhidos nas várias aplicações práticas da técnica, vários autores, propuseram gráficos que relacionam o diâmetro das colunas com os parâmetros de procedimento (MARQUES, 2008), em função dos seguintes fatores:

- As características do solo;
- O tipo de sistema de *jet grouting*;
- A energia aplicada na desagregação do solo.

Em qualquer tipo de solo, o sistema de jato triplo permite obter diâmetros maiores que os outros sistemas, seguindo-se o sistema de jato duplo e os menores diâmetros correspondem ao sistema de jato simples.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de *jet grouting* (CARRETO, 1999). A resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos não coesivos.

O diâmetro das colunas realizadas em solos não coesivos é superior ao das colunas efetuadas em solos coesivos, para o mesmo valor do ensaio SPT e qualquer que seja o sistema utilizado. Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de N_{SPT} são expressos nos gráficos das Figuras 2.16 e 2.17, cuja elaboração foi feita com base nos estudos de diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e a JJGA – “Japan Jet Grout Association” (CARRETO, 1999).

Relativamente aos parâmetros de procedimento, com o sistema de jato simples, em qualquer tipo de solo, o diâmetro das colunas cresce com o aumento

da pressão de injeção da calda. O aumento da velocidade de subida da vara resulta naturalmente, numa diminuição do diâmetro da coluna.

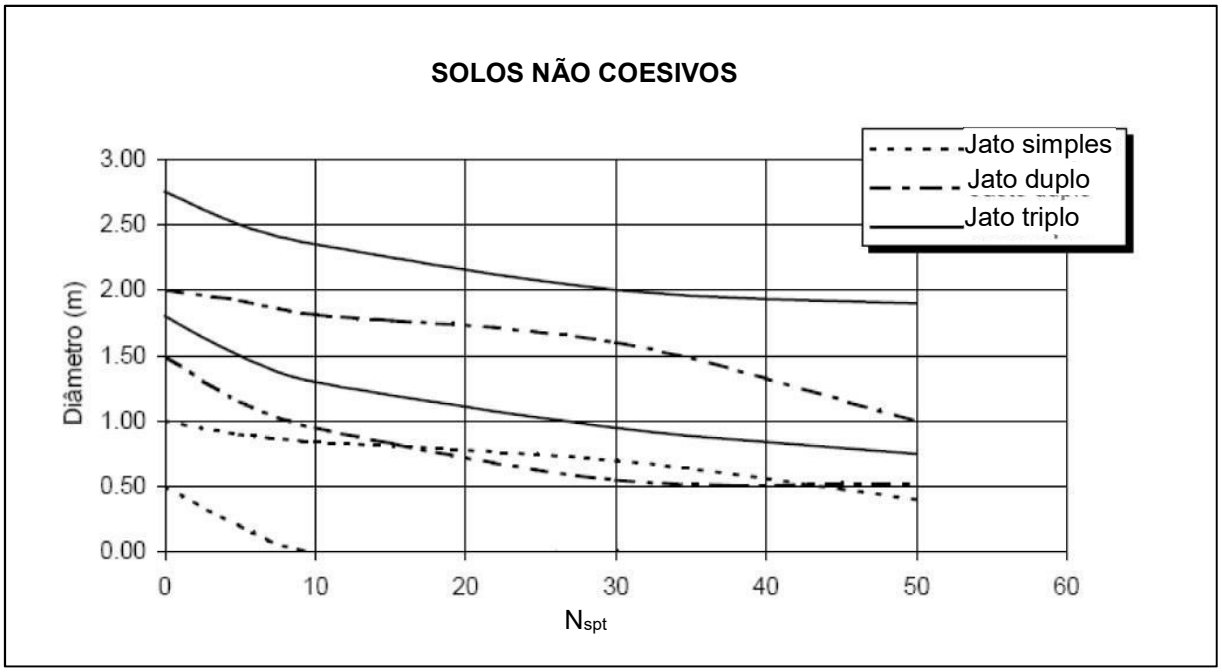


Figura 2.16 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos não coesivos. Fonte: Carreto (1999).

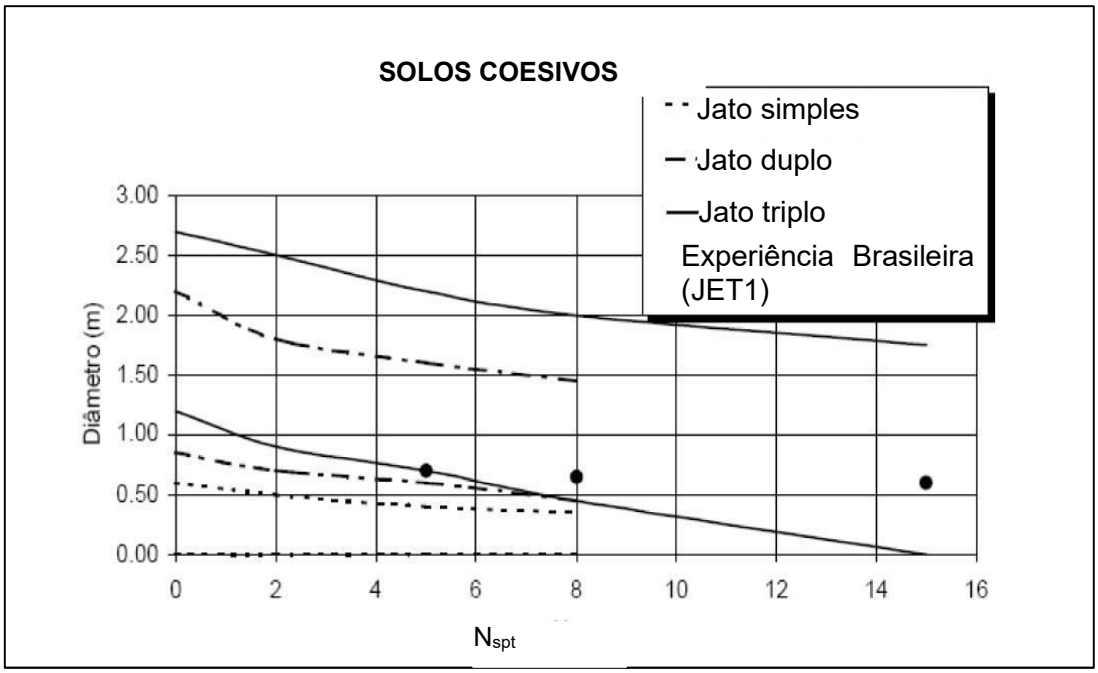


Figura 2.17 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos coesivos. Fonte: Carreto (1999).

2.4.6 Resistência mecânica do material tratado

A resistência do solo tratado é um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento do sistema de *jet grouting* para algumas das suas possíveis aplicações, como é o caso do reforço de fundações (MARQUES, 2008).

Os fatores que principalmente influenciam a resistência mecânica das colunas de *jet grouting* são os seguintes:

- O solo "*in situ*";
- O tipo de sistema de *jet grouting* usado;
- O tempo de impacto do jato;
- A composição da calda de cimento.

Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos quando tratados pelo mesmo sistema de *jet grouting*. Em solos coesivos quanto maior é o teor de água natural do solo, menor é a resistência final do material tratado.

Os diferentes sistemas de *jet grouting* traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda de cimento. Os valores de resistência obtidos variam, então, de método para método. Em solos arenosos os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jato simples. Em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jato triplo. O sistema de jato duplo é geralmente o sistema em que se obtém resistências mais baixas.

A resistência do material tratado, qualquer que seja o tipo de solo, cresce com o aumento do tempo de impacto. Quanto maior é o volume de calda injetada por unidade de volume de material, maior é a resistência à compressão não confinada do material.

Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência. Logo, quanto maior for a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material tratado.

A dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca a ainda maior utilização da solução de *jet grouting* no reforço de solos. A previsão do valor de resistência à compressão simples é

dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado; à difícil quantificação do teor em água do material tratado, função da água "*in situ*", da relação água/cimento da calda, da drenagem de água da coluna ou da ocorrência de consolidação por ação do peso próprio do material tratado; e pela heterogeneidade deste, que pode ter origem na heterogeneidade do próprio solo, na falta de controle dos parâmetros de injeção ou na mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (CARRETO, 1999).

Importa também referir, que a resistência ao cisalhamento do solo, objeto de tratamento por *jet grouting* é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (CARRETO, 1999).

Apesar da dificuldade de caracterizar as características resistentes do material tratado, Carreto (2000), através de diversos elementos bibliográficos, realizou uma síntese dos valores de resistência à compressão simples de diferentes materiais objeto de tratamento por *jet grouting*, sem diferenciar o tipo de sistema utilizado. A Tabela 2.7 expõe esta compilação.

Tabela 2.7 – Resistência à compressão de materiais tratados por *jet grouting.* adaptado de Carreto (2000) pelo autor.

Autores/data	A/C	Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa)				
		Argila orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Baumann *et al.* (1984)	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Teixeira *et al.* (1987)	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
Paviani (1989)	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Welsh e Burke (1991)	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Guatteri *et al.* (1994)	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-
JJGA (1995)	-	0,3	1	1 a 3	-	-

2.4.7 Deformabilidade

Os valores do módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se por uma grande dispersão. O material tratado por *jet grouting* em solos arenosos apresenta menor deformabilidade que em solos coesivos

A “Japan Jet Grout Association” (1995) (JJGA) recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples (CARRETO, 1999):

- Solos arenosos: $E_{50\%}$ = 100 a 300 MPa
- Solos argilosos: $E_{50\%}$ = 100 MPa
- Argilas orgânicas: $E_{50\%}$ = 30 Mpa

2.4.8 Permeabilidade

Na maior parte dos casos, com a técnica de *jet grouting*, os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos são bastante baixos, da ordem de valores entre 10^{-8} a 10^{-11} m/s, independentemente do solo tratado (MARQUES, 2008).

2.5 Geossintéticos

2.5.1 Definição e principais matérias primas

Segundo a NBR 12553 (ABNT, 2003), geossintético é a “denominação genérica de produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvidos para utilização em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, entre as quais se destacam: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial”. Segundo Koerner (2005) a qualidade na fabricação, a agilidade na instalação, alta resistência aos esforços físicos são características positivas que determinam a utilização desse tipo de material nos projetos.

Os geossintéticos mais empregados como materiais de reforço do solo são as geogrelhas e os geotêxteis tecidos e não tecidos (PIMENTEL, 2007). Apresentam-se na forma de manta, tira, ou estrutura tridimensional, e são utilizados em contato com o solo ou com outros materiais em aplicações da engenharia civil, geotécnica e ambiental.

Os geossintéticos tem sido amplamente utilizados para reforço do solo por apresentarem praticidade, economia, facilidade de execução e eficiência, além de estarem dispostos em diversas opções que se adaptam a qualquer situação, podendo ser aplicados em as vias de comunicação, as obras hidráulicas, aterros, campos desportivos, estruturas de suporte, taludes, defesa contra a erosão ou túneis (BORGES, 1995).

Palmeira (1999) diz que os benefícios da presença desse reforço são: distribuição de tensões mais favorável para o solo mole; aceleração do processo de adensamento, caso o reforço seja drenante; execução de taludes mais íngremes; e aumento do fator de segurança.

Podem atuar simultaneamente junto aos PVDs, colunas de brita, estacas, aterros leves e outras técnicas usuais. Diante de uma classificação de diversos tipos de geossintéticos, os principais utilizados em solos e que atuam como reforço são os geotêxteis, geogrelhas e geocélulas.

A maioria dos geossintéticos é constituída por materiais designados por plásticos, mais concretamente por termoplásticos (materiais orgânicos sintéticos derivados do petróleo). Os materiais termoplásticos, usados em geossintéticos são compostos poliméricos, cujo monómero-base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogénio. Através de vários processos químicos, os monómeros podem unir-se, formando longas cadeias moleculares. Este processo é chamado de polimerização e o produto final é um polímero.

Os geossintéticos diferem entre si não só pelos materiais constituintes, mas também pelo seu processo de fabricação. As propriedades finais do geossintético estão diretamente relacionadas com a composição química (tipo de polímero) e com a estrutura que o constitui (BORGES, 1995).

Na fabricação dos geossintéticos, podem ser utilizados diversos tipos de polímeros, sendo os mais utilizados:

- Poliamida (PA)
- Policloreto de Vinilo (PVC);
- Poliéster (PT);
- Poliestireno (PS);
- Polietileno (PE);
- Polipropileno (PP);
- Politereftalato de etileno (PET).

Em geral, embora as propriedades do polímero possam ser melhoradas pela inclusão de aditivos durante o processo de formação, são os poliésteres que apresentam maior resistência e melhor comportamento no tempo (LOPES, 1992).

Segundo Tavares (2009), o poliéster e a poliamida são pouco suscetíveis à fluência, enquanto que o polipropileno e o polietileno são polímeros mais suscetíveis. Este comportamento pode ser minimizado por tratamento físico-químico do material, e/ou através da garantia em projeto que o geossintético não atinge a ruptura por fluência ao longo da sua vida útil.

A seleção do tipo de geossintético mais adequado para adoção como sistema de reforço irá depender da sua rigidez, resistência à tração e da previsão da sua deformação a curto e longo prazo. Os valores de deformação devem ser limitados a 6% (BS8006, 1995) no momento da construção e a 2% (BS8006, 1995) durante a vida útil da obra (longo prazo). Estes limites permitem reduzir os recalques diferenciais no aterro durante a sua utilização.

De acordo com o processo de fabricação, podem-se obter diferentes tipos de geossintéticos. Na Figura 2.18 é apresentada uma proposta de classificação dos principais tipos de geossintéticos segundo Pinho (2005). Especificam-se a seguir alguns dos geossintéticos mais correntes.

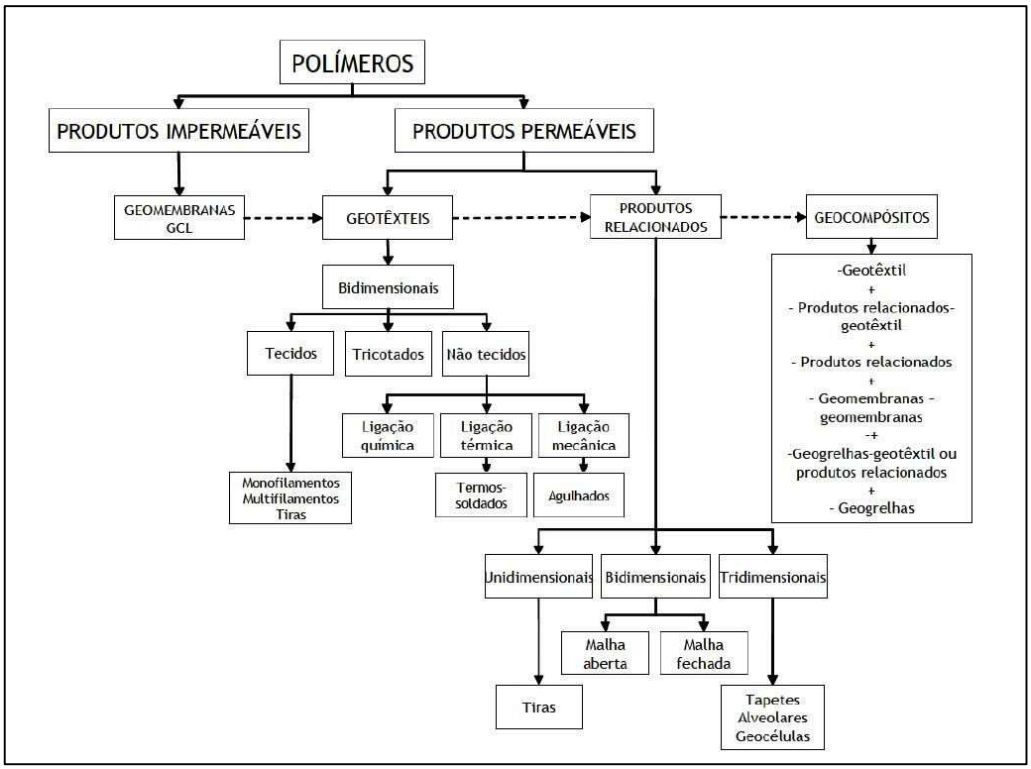


Figura 2.18 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura. Fonte: Pinho (2005).

2.5.1.1 Geocélulas

As geocélulas (Figura 2.19) apresentam configuração de tipo de um favo de mel, com elevada espessura e grande volume de vazios que serão preenchidos por solo. Esse solo ficará confinado lateralmente pelas paredes de cada célula. A sua principal aplicação é a proteção superficial do solo contra a erosão, necessitando de ser fabricados com materiais resistentes.

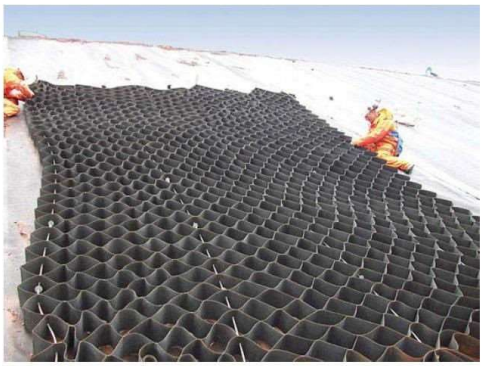


Figura 2.19 – Geocélula. Fonte: Pereira (2011).

2.5.1.2 Geocomposto

O geocomposto (Figura 2.21) é um produto formado pela sobreposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica (SIEIRA, 2003).

Figura 2.20 - Geocomposto. Fonte: Pereira (2011).

2.5.1.3 Geogrelha

A geogrelha (Figura 2.21, 2.22 e 2.23) é uma estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem uma eficaz interação com o solo, especialmente quando este é granular, proporcionando-o confinamento. É constituída por elementos resistentes à tração, sendo considerada unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas numa direção, e bidirecional quando apresenta uma elevada resistência à tração nas duas direções principais.

As geogrelhas unidirecionais são especificamente usadas quando a ação a resistir é unidirecional. Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas (SIEIRA, 2003). Têm uma função de especial importância no reforço de aterros sobre colunas.

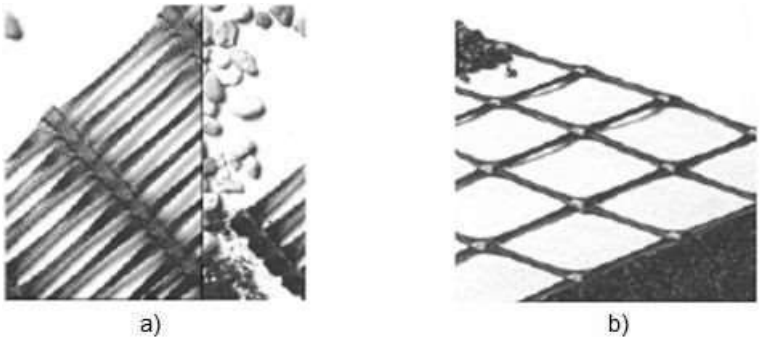


Figura 2.21 – Geogrelhas extrudadas: a) unidirecional; b) bidirecional. Fonte: Sieira (2003).

Figura 2.22 – Geogrelhas soldadas. Fonte: Sieira (2003).

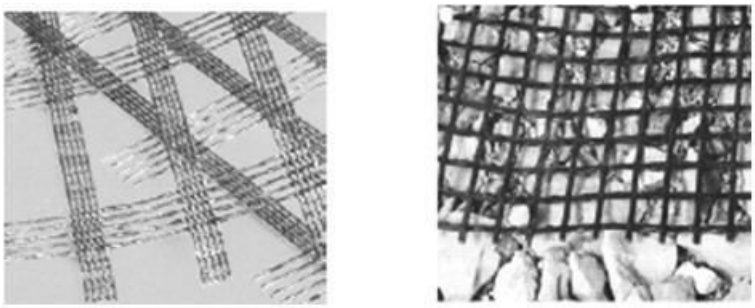


Figura 2.23 – Geogrelhas tecidas. Fonte: Sieira (2003).

2.5.1.4 Geomembrana

As geomembranas (Figura 2.24), são produtos bidimensionais, de permeabilidade muito baixa, compostos predominantemente por asfaltos, elastómeros ou plastómeros, utilizados geralmente com função de impermeabilização (Sieira, 2003). Têm aplicação frequente em muros de suporte, canais e outras instalações para contenção de líquidos.

Figura 2.24 – Geomembrana. Fonte Sieira (2003).

2.5.1.5 Geotêxtil

O geotêxtil é um produto bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos ou fios, formando estruturas de diferentes tipos conforme o processo de fabricação, podendo desempenhar diversas funções numa obra geotécnica. De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não-tecidos (ligados por processos mecânicos, químicos ou térmicos), tecidos ou tricotados.

O seu processo de fabricação permite a disposição das fibras de uma forma aleatória (geotêxtil não tecido), bem como numa forma regular formando uma malha (geotêxtil tecido), apresentando-se na Figura 2.25 alguns exemplos de geotêxteis.

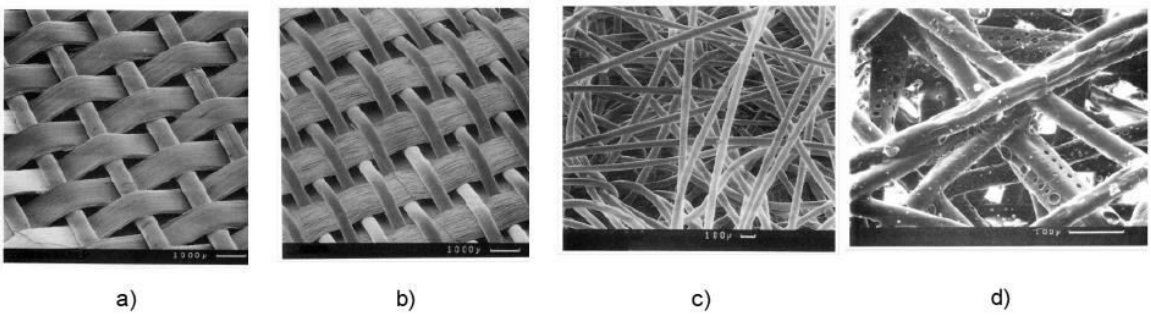


Figura 2.25 - Exemplos de geotêxteis: a) tecido com tira e monofilamento; b) tecido com multifilamento e monofilamento; c) não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) não tecido termicamente ligado. Fonte: Lopes (1998).

2.5.2 Funções

Uma vez que os geossintéticos têm vindo a ser utilizados cada vez mais intensamente, em obras geotécnicas, o primeiro aspecto a considerar consiste na definição das funções que estes irão exercer.

Por função entende-se uma ação específica que o geossintético deve desempenhar como forma de atingir os objetivos da sua aplicação, a qual depende de certas propriedades suas.

Este tipo de material pode desempenhar várias funções, das quais se destacam: drenagem, filtragem, separação, proteção e reforço. A seguir faz-se uma breve descrição de como são desempenhadas cada uma destas funções, dando maior importância ao reforço, objeto de estudo particular neste trabalho.

2.5.2.1 Drenagem

Consiste em coletar, transportar e evacuar a água dos solos através do geossintético colocado quer à superfície, quer em profundidade. Referem-se como exemplos de aplicação (BORGES, 1995):

- Telas drenantes (geocomposto) em barragens de terra (Figura 2.26.a);
- Drenos entre duas geomembranas para recolher os fluidos que possam atravessar uma delas (Figura 2.26.b);
- Sistema de revestimento de túneis; nesta aplicação o geotêxtil funciona também como proteção, prevenindo eventuais furos na geomembrana (Figura 2.26.c);
- Drenos pré-fabricados colocados nas faces interiores de muros de suporte ou encontro de pontes (Figura 2.26.d);
- Drenos horizontais em aterros saturados (Figura 2.26.e);
- Dreno horizontal na base de um aterro sobre solos moles saturados (Figura 2.26.f);
- Drenos verticais para aceleração do processo de consolidação de solos argilosos moles (Figura 2.26.g);

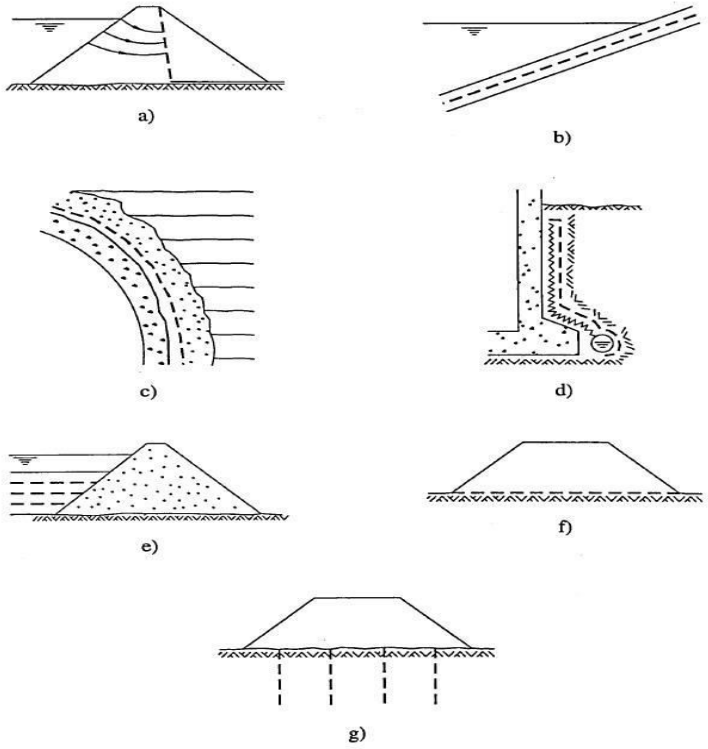


Figura 2.26 – Casos típicos da aplicação de geossintéticos com funções de drenagem. Fonte: Borges (1995).

2.5.2.2 Filtração

Os geossintéticos no desempenho desta função permitem a passagem dos fluidos perpendicularmente aos seus planos, evitando o arrastamento das partículas sólidas. A filtragem pode ser considerada em duas situações distintas: para evitar o arrastamento de partículas em suspensão; no interior de maciços terrosos, permitindo a passagem de água, mas impedindo a passagem de partículas sólidas. Como exemplos de aplicação de geossintéticos com função de filtragem destacam-se (BORGES, 1995):

- Valas drenantes de areia envolvidas em geotêxtil (Figura 2.27.a);
- Tubagens perfuradas, envolvidas em geotêxtil (Figura 2.27.b);
- Filtros entre solos e gabiões (Figura 2.27.c);
- Filtros entre as duas zonas de uma barragem de terra e enrocamento (Figura 2.27.d);

- Filtros entre um aterro permeável e os solos moles de fundação (Figura 2.27.e);
- Proteções de margens de rios, ribeiros, canais de irrigação, etc., funcionando como filtro entre o solo natural da base e o enrocamento superior de proteção (Figura 2.27.f);
- Filtros para prevenção da erosão da base de escavações, abaixo do nível freático (Figura 2.27.g).
- Drenos pré-fabricados constituídos por um revestimento em geotêxtil envolvendo um núcleo de plástico (Figura 2.27.d e Figura 2.27.g);

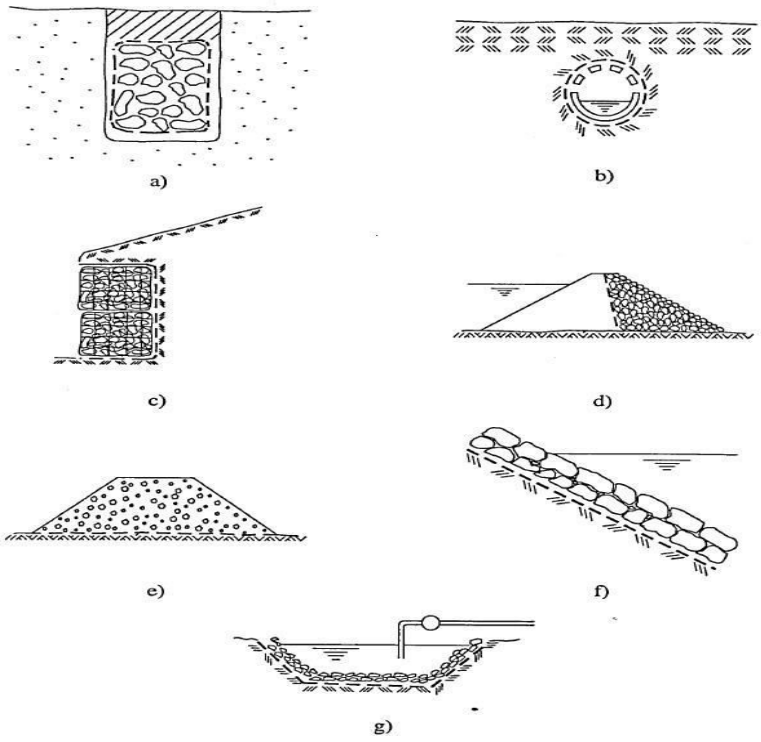


Figura 2.27 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como filtros. Fonte: Borges (1995).

2.5.2.3 Separação

Colocado entre dois solos com características geotécnicas distintas, o geossintético impede que as partículas dos dois solos se misturem ou se interpenetrem. Referem-se aos seguintes exemplos de aplicação (BORGES, 1995):

- Geotêxtil colocado entre o lastro de uma via-férrea e o solo de fundação (Figura 2.28.a);
- Geotêxtil colocado na base de um pavimento térreo (Figura 2.28.b);
- Geotêxtil colocado entre camadas distintas de uma estrada não pavimentada (Figura 2.28.c);
- Geotêxtil colocado entre camadas distintas de uma estrada pavimentada (Figura 2.28.d);
- Geotêxtil colocado debaixo de água entre solos lodosos e blocos de enrocamento, na construção de diques (Figura 2.28.e);
- Geotêxtil colocado entre uma fundação de solos finos e um aterro de solos granulares (Figura 2.28.f).

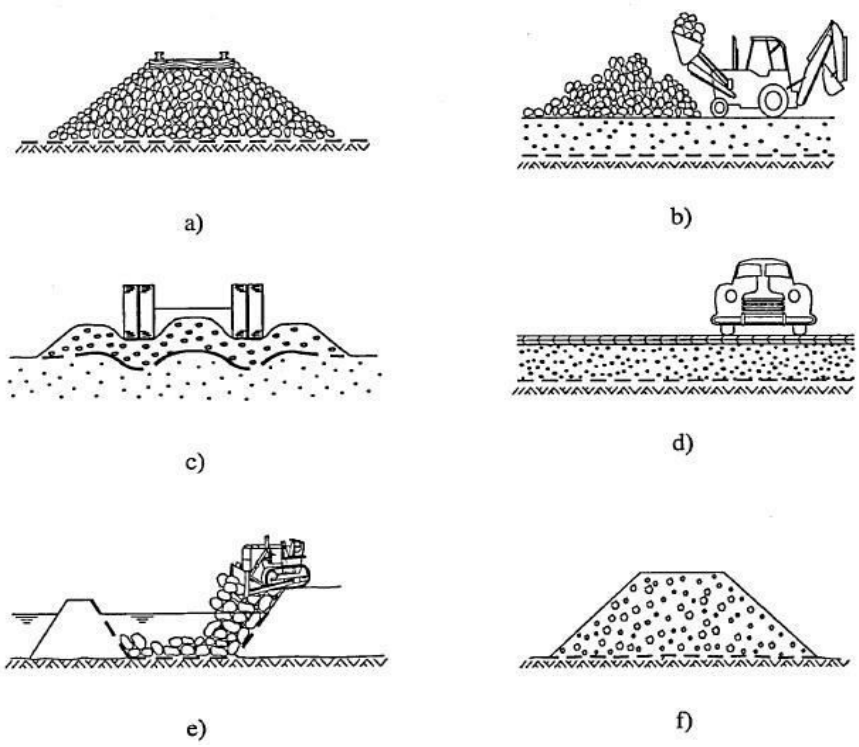


Figura 2.28 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como separadores.
Fonte: Borges (1995).

2.5.2.4 Proteção

Consiste na redistribuição e uniformização de tensões ou de deformações transmitidas ao material protegido, reduzindo as solicitações localizadas. A proteção

pode ser considerada em duas situações distintas: sobre os maciços, conferindo proteção da ação dos agentes atmosféricos ou de tráfego; entre dois materiais, de modo a evitar que um deles seja danificado pela ação das cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro. Como exemplos de aplicação destacam-se (BORGES, 1995):

- Proteção de geomembranas, através de geotêxteis, para evitar que sejam perfuradas pela ação de pedras (Figura 2.29.a);
- Proteção de geomembranas, por geotêxteis, para evitar que sejam danificadas pelos solos ou drenos de areia sobrejacentes (Figura 2.29.b);
- Proteção de pavimentos asfálticos novos, por geotêxteis, de forma a minimizar a propagação de fendas do pavimento pré-existente (Figura 2.29.c);
- Proteção superficial de taludes contra a erosão (vento, chuva, etc.) (Figura 2.29.d).

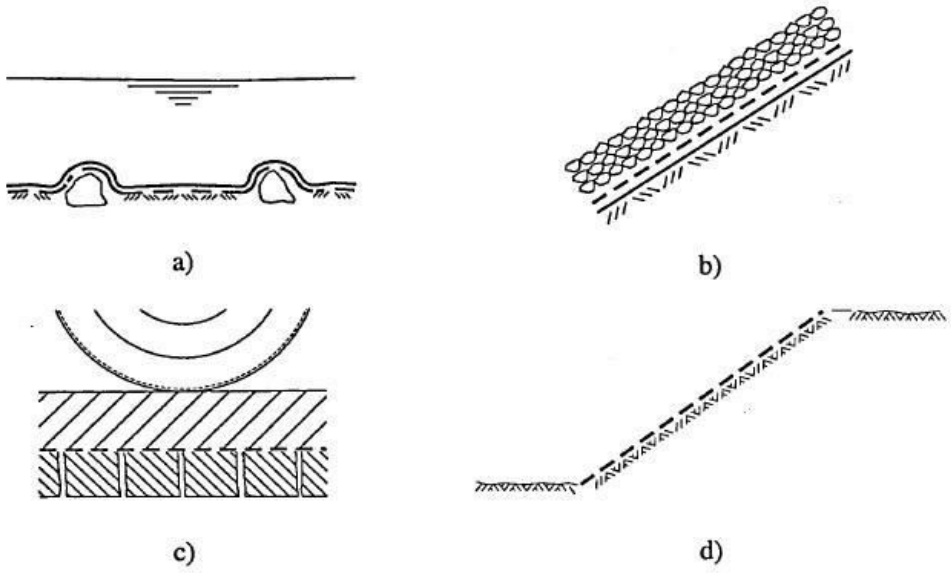


Figura 2.29 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos com funções de proteção. Fonte: Borges (1995).

2.5.2.5 Reforço

A função de reforço pode ser exercida em duas situações: quando os geossintéticos exercem ação mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados

entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre elas; e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tração. Assim, quando os geossintéticos desempenham a função de reforço, as suas propriedades mecânicas são fundamentais, bem como a sua evolução no tempo. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo–reforço seja adequada, pois é através delas que se desenvolvem as interações necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura composta. Destacam-se os seguintes exemplos de aplicação (BORGES, 1995):

- Geotêxteis colocados sobre fendas para suportar geomembranas não reforçadas sobre as quais se exercem pressões (ação de membrana) (Figura 2.30.a);
- Geotêxteis em estradas não pavimentadas para evitar o levantamento dos solos da base, entre as rodas dos veículos (Figura 2.30.b);
- Geossintéticos na base de aterros sobre solos argilosos moles (Figura 2.30.c);
- Geossintéticos em taludes de aterros (Figura 2.30.d);
- Estruturas de suporte constituídas por solos reforçados com faces de concreto (Figura 2.30.e) ou realizadas pelos próprios geossintéticos (Figura 2.30.f);
- Geossintéticos em aterros sobre aberturas (passagens subterrâneas, condutos, etc.) (Figura 2.30.g).

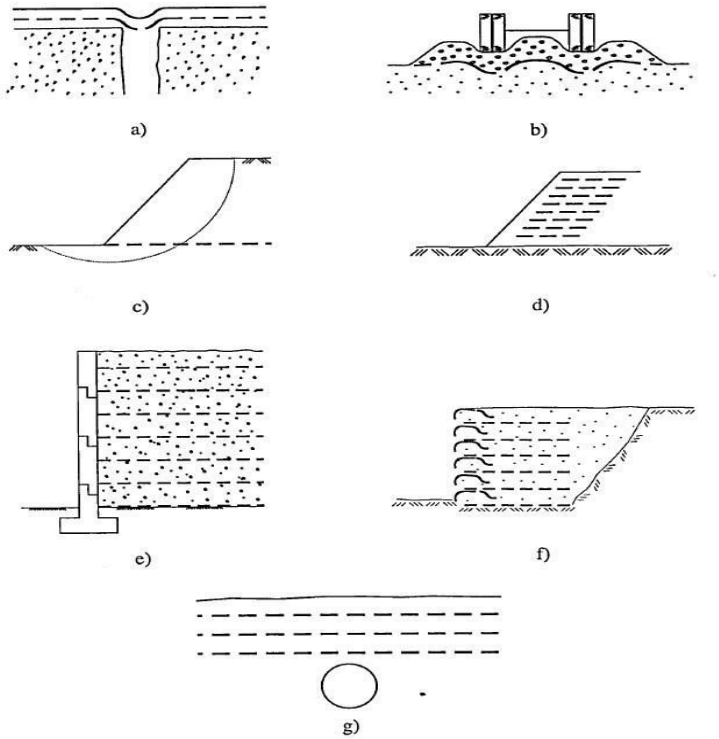


Figura 2.30 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como material de reforço de solos. Fonte: Borges (1995).

A Tabela 2.8 apresenta resumidamente as principais aplicações de vários tipos de geossintéticos.

Tabela 2.8 – Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações. Bouazza *et al.* (2002) adaptado de Koerner (1998).

Geossintético	APLICAÇÃO					
	Reforço	Filtragem	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓	
Geogrelha	✓					
Geomembrana					✓	✓
Geocomposto	✓		✓			✓
Tiras	✓					
Georredes			✓			
Geotubo			✓			
Geomanta						✓
Geocélulas	✓					

2.5.3 Propriedades

Para que o geossintético dê garantias de bom comportamento, tanto durante as etapas de transporte, manuseio e colocação em obra, como durante o período de vida útil desta, deverá possuir determinado conjunto de propriedades (MARQUES, 2008), que dependem de parâmetros tais como: natureza do polímero constituinte; estrutura; método de fabricação; velocidade de deformação; temperatura; humidade; tempo.

Independentemente de qualquer que seja a função a desempenhar, o geossintético deverá cumprir as seguintes exigências de projeto: resistência (à abrasão, à fadiga, à tração, ao puncioamento e ao cisalhamento) e estabilidade em relação à temperatura e às radiações ultravioletas. Relativamente à função de reforço, são particularmente importantes:

- Resistência à tração e módulo de deformabilidade, já que são estas as características que diretamente contribuem para a eficácia da função de reforço do geossintético;
- Fluência e relaxação mínimas, para evitar que os reforços percam eficácia significativa durante a vida útil da obra;
- Resistência ao cisalhamento e à perfuração, para evitar a ocorrência de descontinuidades físicas, que teriam como consequências a perda de rigidez e resistência globais do geossintético;
- Flexibilidade, para garantir um bom contato entre o solo e o reforço;
- Durabilidade compatível com a vida da obra.

Os geossintéticos mais utilizados como reforços de solos são os geotêxteis e as geogrelhas (SIEIRA, 2003).

A utilização de geotêxteis apresenta vantagens econômicas e mecânicas. Do ponto de vista econômico a utilização de geotêxteis é atrativa pelo custo do material e pela facilidade de transporte e colocação em obra. Do ponto de vista mecânico, são materiais que funcionam como reforços bidimensionais com aberturas de dimensões reduzidas, dispõem de elevadas áreas de interação com o solo envolvente, o que, consequentemente, facilita a transferência dos esforços para as inclusões. Contudo, a elevada deformabilidade é uma condicionante na aplicação destes materiais,

principalmente dos geotêxteis não-tecidos (BORGES, 1995). A Figura 2.31 apresenta a variação do comportamento mecânico de diversos geotêxteis, em função da estrutura e do processo de fabricação.

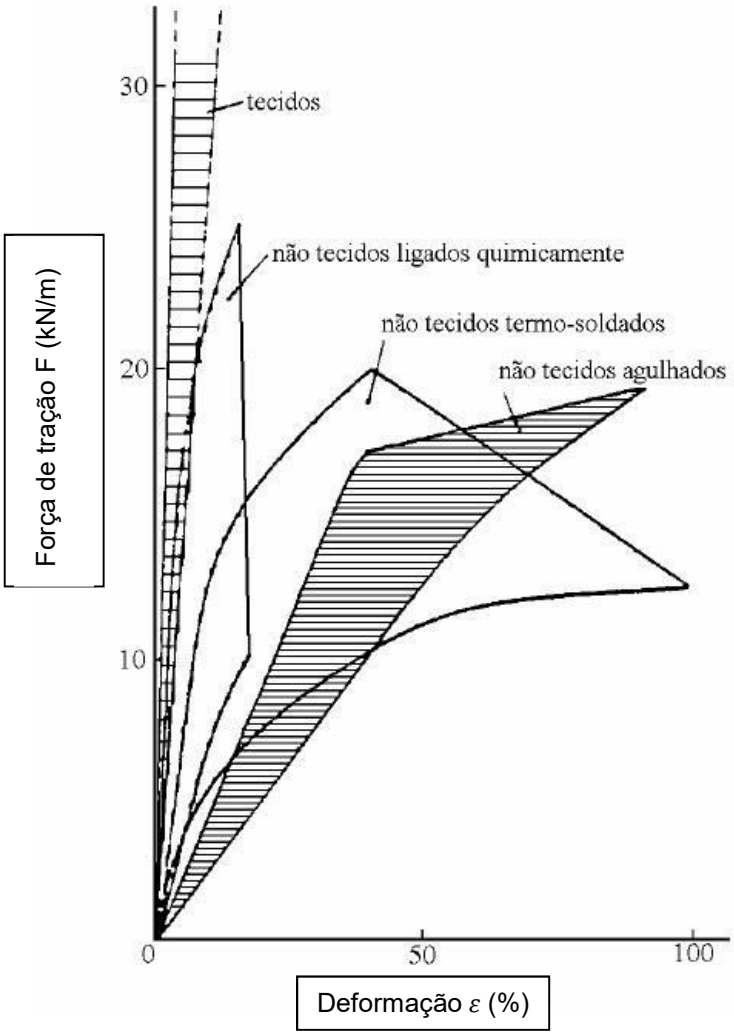


Figura 2.31 – Comportamento à tração de diferentes geotêxteis. Fonte: McGown *et al.* (1981).

Segundo Marques (2008) as geogrelhas são o tipo de geossintético que maior aplicação tem no reforço de solos, pois apresentam maior rigidez axial que o geotêxtil, como se confirma pela análise da Figura 2.32 em que se verifica a mobilização de um maior esforço de tração para iguais deformações, em particular para as pequenas deformações. Além disso, as mesmas possuem resistência à tração eficaz.

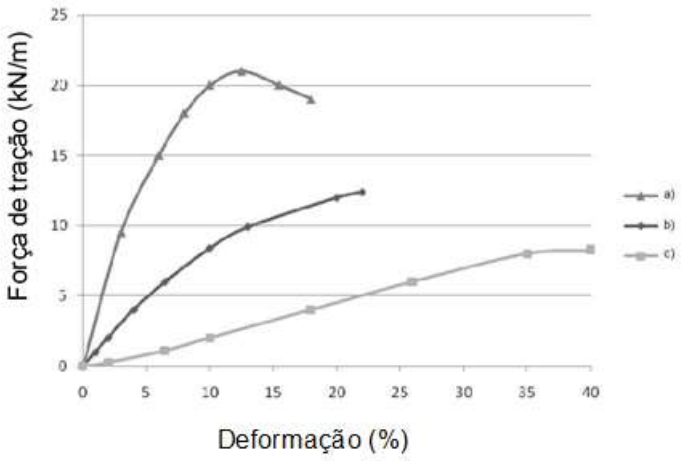


Figura 2.32 – Curvas de tração-deformação genéricas em geossintéticos: a) Geogrelha biaxial em propileno (tracionado na direção principal); b) geotêxtil tecido em polipropileno; c) geotêxtil não tecido em poliéster. Fonte: Marques (2008).

De uma forma simplificada, pode considerar-se a deformação total de um geossintético como sendo a resultante de duas parcelas: a deformação dos componentes e a deformação estrutural. Materiais como as geogrelhas e os geotêxteis tecidos têm uma elevada rigidez estrutural, o que leva a que a deformação seja controlada, praticamente, pela deformação dos componentes poliméricos, estando o seu comportamento diretamente relacionado com o polímero constituinte. Por outro lado, nos geotêxteis não-tecidos agulhados é a deformação estrutural que controla a deformação total, pelo que o material é sensível a fatores externos que influenciem essa deformação, como, por exemplo, a tensão de confinamento e o seu comportamento afasta-se do comportamento do polímero constituinte (BORGES, 1995).

2.6 Plataforma de Transferência de Carga sobre colunas

2.6.1 Tipos de estacas e coluna

Em aterros sobre solos moles, as estacas não são o único sistema de fundação possível. Existem diversos tipos de colunas (Tabela 2.9) como é o caso das colunas de concreto, geopiers, colunas de cal/cimento, colunas de *jet grouting*, etc., que têm

sido aplicadas neste tipo de obras e que apresentam resultados muito satisfatórios (MARQUES, 2008).

Tabela 2.9 – Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros. Collin (2004) *apud* Marques (2008).

Estaca/Coluna	Intervalo de capacidade de carga (KN)	Comprimento habitual (m)	Diâmetro habitual (cm)
Estaca de madeira	100 - 500	5 - 20	30 - 55
Estacas de aço H	400 - 2000	5 - 30	15 - 30
Estacas de aço tubulares	800 - 2500	10 - 40	20 - 120
Estacas de concreto pré-fabricadas	400 - 1000	10 - 15	25 - 60
Cast-in-place concrete Shell (mandrel driven)	400 - 1400	3 - 40	20 - 45
Shell driven without mandril	500 - 1350	5 - 25	30 - 45
Estacas *Auger cast*	350 - 700	5 - 15	30 - 40
Microestacas	300 - 1000	20 - 30	15 - 25
Colunas “Soil mix”	400 - 1200	10 - 30	60 - 300
Colunas de brita	100 - 500	3 - 10	45 - 120
Geotextile encased column	300 - 600	3 - 10	80 - 150
Geopier	130 - 650	3 - 8	60 - 90
Vibro concrete column	200 - 600	3 - 10	45 - 60

As colunas são uma parte integrante do sistema de reforço através de plataformas de transferência de carga, recebendo grande parte da solicitação devida à construção do aterro transferindo-a para o solo firme. A sua função no sistema de reforço é minimizar o recalque do aterro e o deslocamento lateral por cisalhamento do solo de fundação, (ABDULLAH, 2006).

Vários métodos atuais de análise e projeto de aterros com colunas como reforço do solo de fundação não contam com a contribuição do solo mole como suporte de cargas. Nestes casos as colunas são dimensionadas para suportar a totalidade da carga do aterro, (ABDULLAH, 2006).

As estacas pré-fabricadas (estacas de madeira, aço, concreto pré-fabricado, concreto protendido, etc.) são usadas tanto nos sistemas convencionais de reforço de aterros como nos sistemas de reforço através de plataformas de transferência de

carga. No entanto, estes sistemas vêm sendo substituídos por colunas executadas *in situ*, pois sua profundidade de penetração é limitada, sendo a sua aplicação reduzida aos casos em que a profundidade do estrato mole não excede os 12 m ou, na possibilidade de valores de recalques elevados, a solos moles com maior profundidade (ABDULLAH, 2006).

2.6.2 Tipos de plataformas de transferência de carga sobre colunas

De acordo com Abdullah (2006) existem quatro tipos de plataformas de transferência de carga (PTC) para reforço de aterros sobre colunas, sendo eles: PTC convencional granular não-reforçada; PTC em concreto (rígida); PTC com geossintético funcionando como membrana (cabo, catenária) e PTC em viga flexível com vários níveis de geossintéticos (Figura 2.33).

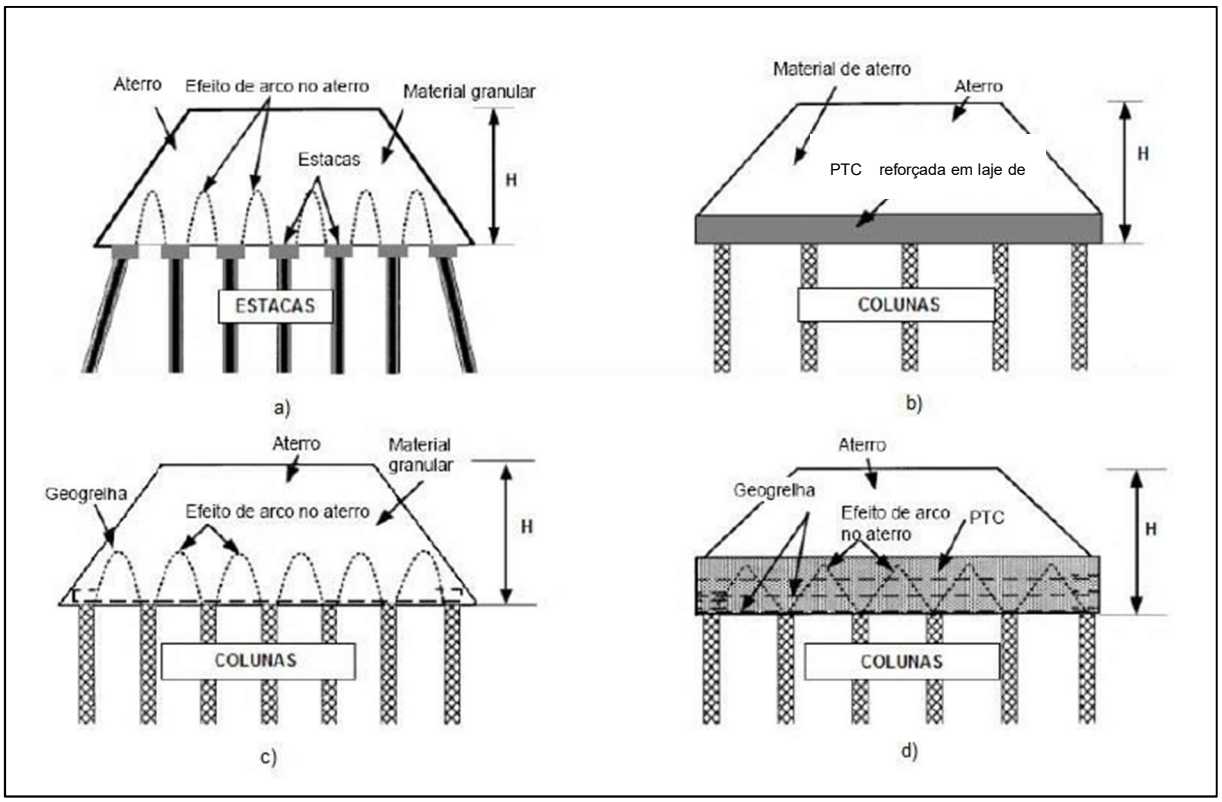


Figura 2.33 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de concreto armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos. Fonte: Abdullah (2006).

2.6.2.1 PTC convencional granular não reforçada

Num aterro convencional sobre estacas, a transferência de carga realiza-se essencialmente através da mobilização do efeito de arco no material granular que constitui o aterro. Como não há reforço na base do aterro, todo o peso do solo por baixo do arco é suportado pelo solo mole. Em consequência, desenvolvem-se tensões no solo mole que resultam não só em deslocamentos verticais, mas também laterais nas extremidades do aterro.

Para prevenir os deslocamentos laterais são instaladas estacas inclinadas nessas extremidades. É necessário que o aterro tenha uma altura superior à do arco, de forma a minimizar os recalques na superfície. A altura do arco é função da distância livre entre os encabeçamentos das estacas. Daí a vantagem de colocar no topo das estacas o maciço de encabeçamento, pois permite aumentar o espaçamento entre elas. Nos aterros convencionais sobre estacas, a percentagem de área dos encabeçamentos em relação à área plana da base do aterro varia entre 50 a 70% (HAN E GABR, 2002).

2.6.2.2 PTC em concreto (rígida)

Esta plataforma de transferência de carga é geralmente constituída por uma laje de concreto armado concretada sobre as colunas. A laje é projetada dando especial atenção à resistência ao puncioamento nos apoios nas colunas (principalmente quando se trata de colunas muito rígidas como é o caso das estacas), tendo em conta que todas as cargas, incluindo o peso próprio da laje, são transmitidas diretamente às colunas. Não se desenvolve nenhum efeito de arco no aterro, pelo que o material que constitui o aterro não é importante, desde que se trate de um material adequado para o formar. A espessura da laje é função do espaçamento das colunas, da altura do aterro e de eventuais sobrecargas, assumindo normalmente valores entre os 0,30 e os 0,50 m (ABDULLAH, 2006). Dado o seu elevado custo, esta solução é pouco usual.

2.6.2.3 PTC com geossintético funcionando como membrana

A plataforma de transferência de carga em catenária é constituída por uma ou, no máximo, duas camadas de geossintético, colocadas a alguma distância sobre as colunas. A plataforma é constituída por material granular, que normalmente constitui também o aterro. O ângulo de atrito do material deve ser maior ou igual a 30º (ABDULLAH, 2006).

O reforço (geossintético) comporta-se como um elemento estrutural. Os métodos de dimensionamento de PTC Britânico, Alemão e Nórdico são baseados na teoria dos cabos ou método da catenária. Este método baseia-se nos seguintes princípios (COLLIN, 2004 *apud* MARQUES, 2008):

- O mecanismo de efeito de arco forma-se no aterro;
- O reforço deforma-se durante a colocação da carga;
- Todas as cargas verticais são suportadas pelas colunas;
- A extensão inicial admissível é de 6% e a extensão por fluência não deve exceder os 2%;
- O reforço deve estar o mais próximo possível do topo das colunas.

2.6.2.4 PTC em viga flexível reforçada com geossintético (método de Collin)

O método de Collin (2004) difere dos demais métodos porque se baseia no princípio de que várias camadas de geossintético (três ou mais) formam uma viga flexível que distribui a carga do aterro para as colunas. Neste caso o efeito de arco é acentuado pela interação com as camadas de geogrelha. Teoricamente, esta plataforma de transferência de carga consegue carregar mais carga com menores recalques diferenciais entre as colunas e o solo de fundação. Assim o espaçamento entre as colunas pode ser maior, mas com uma tensão no reforço igual ou menor à obtida com o método da catenária.

O Método de Collin (2004) baseia-se nos seguintes princípios:

- A espessura da PTC é maior ou igual a metade do vão livre entre colunas;
- Devem ser usadas pelo menos três camadas de reforço;

- A distância entre camadas varia entre 0,30 e 0,45 m;
- O material de preenchimento da plataforma é selecionado;
- A principal função do reforço é proporcionar confinamento para que o efeito de arco no aterro se desenvolva dentro da camada de reforço;
- O "arco" faz um ângulo de 45º com a vertical e começa no topo da coluna;
- A função secundária do reforço é suportar a "cunha" de solo por baixo do arco;
- Toda a carga vertical do aterro sobre o arco é transferida para as colunas;
- A extensão inicial máxima permitida no geossintético é de 5%.

A Tabela 2.10 apresenta uma síntese das vantagens/desvantagens e observações dos diferentes métodos aqui citados.

Tabela 2.10 – Métodos que permitem a construção de aterros sobre solos moles. Adaptado de Borba, 2007, pelo autor.

Método	Desvantagem	Adequabilidade	Observações
Drenos verticais	Menor eficiência em solos turfosos e orgânicos	Boa	Rápido e caro
Pré-carregamento	Tempo prolongado	Baixa se recalques desejados forem reduzidos	Lento e barato
Substituição da argila	Local de deposição do solo extraído	Boa em casos de total substituição	Rápido e caro
Aterro com materiais leves	Necessidade de proteção de material leve	Baixa se recalques desejados forem reduzidos	Rápido e caro
Geossintéticos	Recalques elevados	Boa	Rápido com custo moderado
Colunas/Estacas granulares	Necessidade de equipamentos e testes preliminares de campo	Boa se associada a testes de campo	Rápido e caro
Colunas/Estacas não granulares	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro
Colunas/Estacas reforçadas com geossintético	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro

2.6.3 Mecanismos de transferência de carga

O material do aterro entre as duas colunas tem uma tendência de se mover para baixo devido à presença de solo mole debaixo do aterro. Este movimento é parcialmente impedido pela resistência ao cisalhamento (τ) do corpo do aterro acima das colunas. O desenvolvimento da resistência ao cisalhamento reduz a pressão atuante no geossintético aumentando a carga nas colunas. O apoio proporcionado pelo solo mole reduz também a carga no geossintético e, consequentemente, a sua tensão devido à carga vertical (ABDULLAH, 2006; GANGAKHEDKAR, 2004; HAN E GABR, 2002 e RAO, 2006).

O mecanismo de transferência de carga do corpo do aterro para as colunas foi denominado por Terzaghi (1943) como “efeito de arco do solo” (Han & Gabr, 2002). Terzaghi (1943) descreveu este mecanismo como “um dos mais universais fenômenos encontrados em solos tanto no campo como em laboratório”.

Durante e após a construção do aterro, o solo de fundação consolida ocorrendo recalques diferenciais entre as colunas e o solo mole de fundação. Desenvolvem-se tensões de cisalhamento no corpo do aterro, transmitindo por efeito de arco as tensões verticais para as colunas, reduzindo por sua vez a solicitação do solo mole.

Diversos autores (Huat *et al.*, 1994; Ooi *et al.*, 1987; Reid & Buchanan, 1984), tendo por base medições de campo, relataram que a carga suportada pelas colunas aumenta com o tempo, como resultado do desenvolvimento do efeito de arco acima destas. O grau de arqueamento é função da distância entre as colunas, da altura do aterro e das propriedades do material constituinte, e da rigidez das colunas em relação ao solo de fundação (LAWSON, 1992).

Os recalques diferenciais na superfície do aterro dependem do espaçamento entre colunas ou estacas. Para estes serem reduzidos, o espaçamento entre estes elementos de reforço não pode ser muito elevado. Para o efeito, a BS8006 (1995) recomenda que a altura de aterro não deve ser inferior a 0,7 vezes o espaçamento entre maciços de encabeçamento para estacas em matriz quadrada. Rogbeck *et al.* (1998) recomenda que a altura de aterro deve ser pelo menos igual ao espaçamento dos maciços de encabeçamento, e que este deve ter pelo menos três pés de altura (0,914 m).

Collin (2004) sugere que a altura de aterro deverá ser igual ou maior que o vão livre entre as colunas e o espaçamento entre colunas adjacentes não deve ultrapassar os 10 pés (3,05 m). Kempfert *et al.* (2004) recomenda que o espaçamento diagonal entre colunas numa matriz quadrada não deve exceder 10 pés (3,05 m) para cargas estáticas ou 8 pés (2,44 m) para elevadas cargas dinâmicas. Hewlett & Randolph (1988) recomendam que a altura de aterro deve ser pelo menos duas vezes o espaçamento entre centros de colunas, sendo esta a limitação mais conservadora.

O uso de geossintético na base do aterro tem o objetivo de aumentar a transferência de carga do aterro para as colunas, traduzindo-se numa redução das tensões totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro. Deste modo, a transferência de carga deve-se ao efeito de arco do solo, à tensão na plataforma de transferência de carga e à concentração de tensões devido à diferença de rigidez entre o solo e as colunas. A grandeza de cada componente depende de vários fatores: do tipo de material de aterro, da rigidez à tração do reforço, do módulo de deformabilidade, do diâmetro e espaçamento das colunas, etc. (RAO, 2006).

Nos cálculos de projeto, o grande problema consiste na avaliação da proporção das cargas verticais suportadas pelo reforço entre as colunas e da proporção das cargas suportadas por estas. De fato, a maioria dos métodos de dimensionamento de aterros reforçados com colunas ignora a contribuição do solo mole para o suporte da carga do aterro, considerando que a totalidade da carga é transmitida às colunas. O peso do solo sob o arco é suportado somente pelo geossintético. São exemplos o método Britânico e o método Nórdico. Por outro lado, o método de Collin não ignora a contribuição do solo mole e considera que as cargas sob o arco são transferidas para o geossintético e para o solo por baixo deste.

2.7 Casos de obras de aterros estruturados com colunas de *jet grouting* e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole

Marques (2008) tratou de reforço de solos de fundação com colunas de *jet grouting* encabeçadas por geossintéticos e contribuiu para um melhor conhecimento da técnica de reforço de solos moles com colunas de *jet grouting* encabeçadas por plataformas de transferência de carga com geossintéticos, bem como do seu

comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de consolidação associado a um carregamento exterior materializado pela construção de um aterro.

Oliveira (2010), utilizando o cenário geotécnico do porto de Navegantes-SC modelou um cais em estacas pranchas metálicas com duas linhas de tirantes e calado inicial de 8m. A estrutura portuária simulada e a estratigrafia do solo dessa região representaram a situação encontrada em diversas áreas portuárias do país, cuja formação geotécnica normalmente é composta por espessas camadas de depósitos de argilas flúvio-marinhas muito moles. Visando a avaliação do desempenho do *jet grouting* o cais foi submetido a aprofundamentos de calados de até 6m e incrementos de sobrecarga de até 60kPa. Para simular o comportamento do solo e a estabilidade da estrutura sem e com o reforço foram feitas análises computacionais pelos métodos dos elementos finitos e de equilíbrio limite.

Almeida *et al.* (2008) descrevem o comportamento de dois aterros estruturados executados na Barra da Tijuca (RJ). Nessa região, para a estabilização de um aterro de 3 m, por exemplo, são necessários aterros da ordem de 6 m a 8 m de espessura, já que apenas a deformação secundária é da ordem de 8% justificando a escolha da alternativa de aterro estruturado.

Uma região do aterro foi instrumentada para estudo do comportamento do sistema aterro-reforço-capitel-estaca, segundo Almeida *et al.* (2007). Foram utilizados dois layouts de instrumentação: tridimensional convencional e bidimensional. Executou-se uma escavação sob a geogrelha, de forma a acelerar a transferência de carga para ela. Os recalques medidos entre os capitéis no *layout* tridimensional foram da ordem de 0,1 m a 0,4 m, enquanto em regiões com mesma altura de aterros os recalques foram muito maiores, mostrando a eficácia dos aterros estruturados em reduzir os recalques. As deformações do reforço foram da ordem de 0,25% a 2,0%, a depender do ponto de medida. Mcguire *et al*. (2009) realizaram previsões de recalques do aterro pelo método de Filz e Smith (2006) e observaram boa concordância com os dados da instrumentação.

CAPÍTULO 3

OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR-101/RN

A implantação de uma rodovia, obra de infraestrutura, como em qualquer empreendimento, requer necessariamente um estudo preliminar das características do subsolo da região, objetivando escolher áreas onde as condições da natureza e do subsolo são mais favoráveis. Com o crescimento demográfico, a ocupação de terrenos situados sobre espessas camadas de argilas moles são cada vez mais comuns. Para as construções sobre argilas moles, é necessário o emprego de estudos e métodos que possam prever o comportamento da obra, e com isso, adotar a melhor solução na fase de projeto, onde, para uma previsão eficiente da obra é necessário a associação de critérios de análises adotados e uma adequada determinação dos parâmetros geotécnicos do solo objetivando garantir a qualidade ao empreendimento.

Este capítulo apresenta a investigação geotécnica realizada em segmento da obra de duplicação da BR-101/RN, como também, parâmetros adotados no projeto de construção dos aterros sobre solos moles. As campanhas de investigações geotécnicas consistiram de ensaios de campo: SPT e palheta, como também a coleta de amostras para execução de ensaios de caracterização completa, adensamento vertical e Triaxiais UU. A região objeto deste estudo, localiza – se no Lote 2 da Rodovia BR-101-RN, trecho: RN-061 – Divisa RN/PB – no trecho próximo à ponte sobre o Rio Curimataú – em seu segmento compreendido entre os km 142,60 a 177,80 com extensão de 35,20 km. A seguir apresenta-se um histórico do aterro rodoviário no segmento do Vale do Rio Curimataú e a ruptura ocorrida no empreendimento.

3.1 Localização da obra

O aterro sobre depósito de solos moles objeto do presente estudo consiste em uma obra de terra integrante da construção da duplicação da rodovia BR-101/RN (Lote 2), possuindo extensão de 1360 m e altura média de 3,00 m e uma previsão de sobrecarga da ordem de 2 metros na fase da execução da obra. Seus taludes têm

inclinações de 1(V):1,5(H). Nas Figura 3.1 e 3.2 é apresentado a localização da obra e a seção-tipo considerada para o aterro na região estudada.

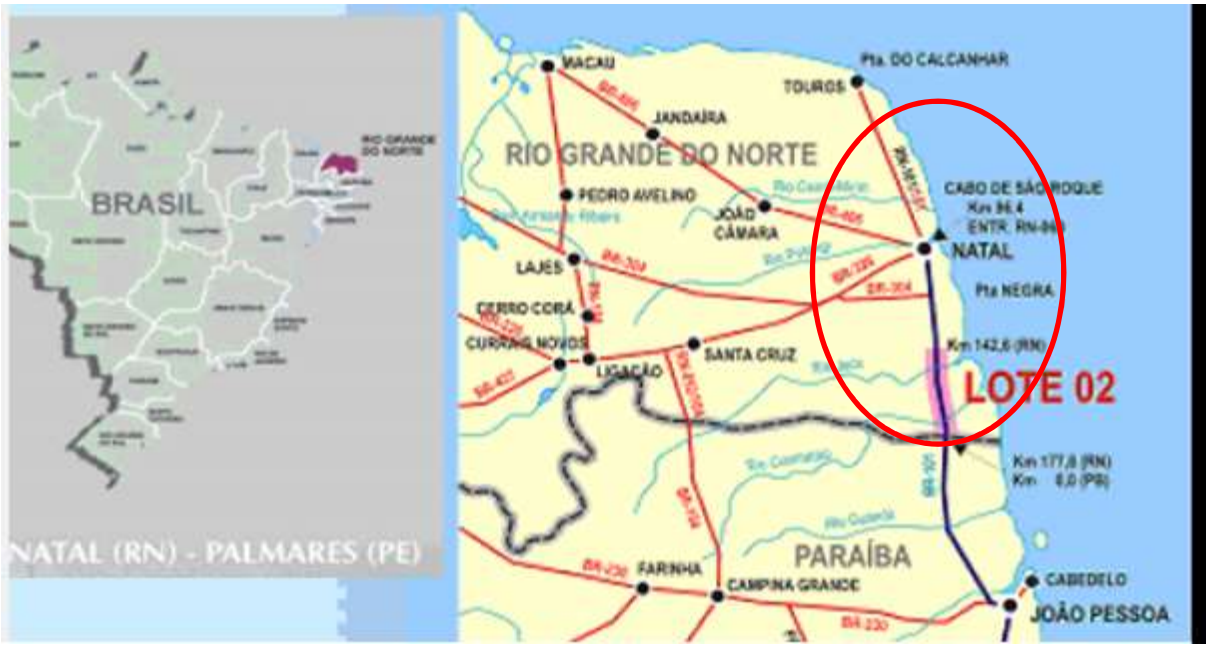


Figura 3.1 – Localização da obra. DNIT (2004), adaptado pelo autor.

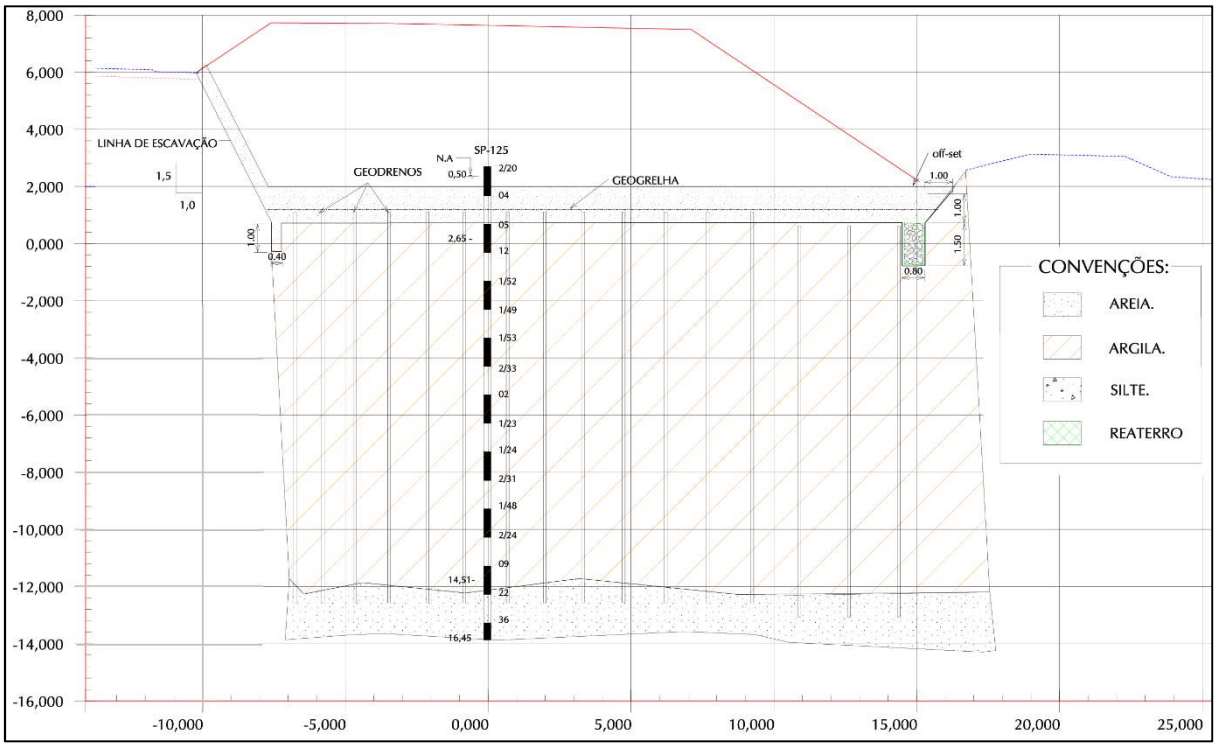


Figura 3.2 - Seção transversal tipo projetada para o trecho entre estacas 1103 e 1144+10,00. Fonte: DNIT (2004).

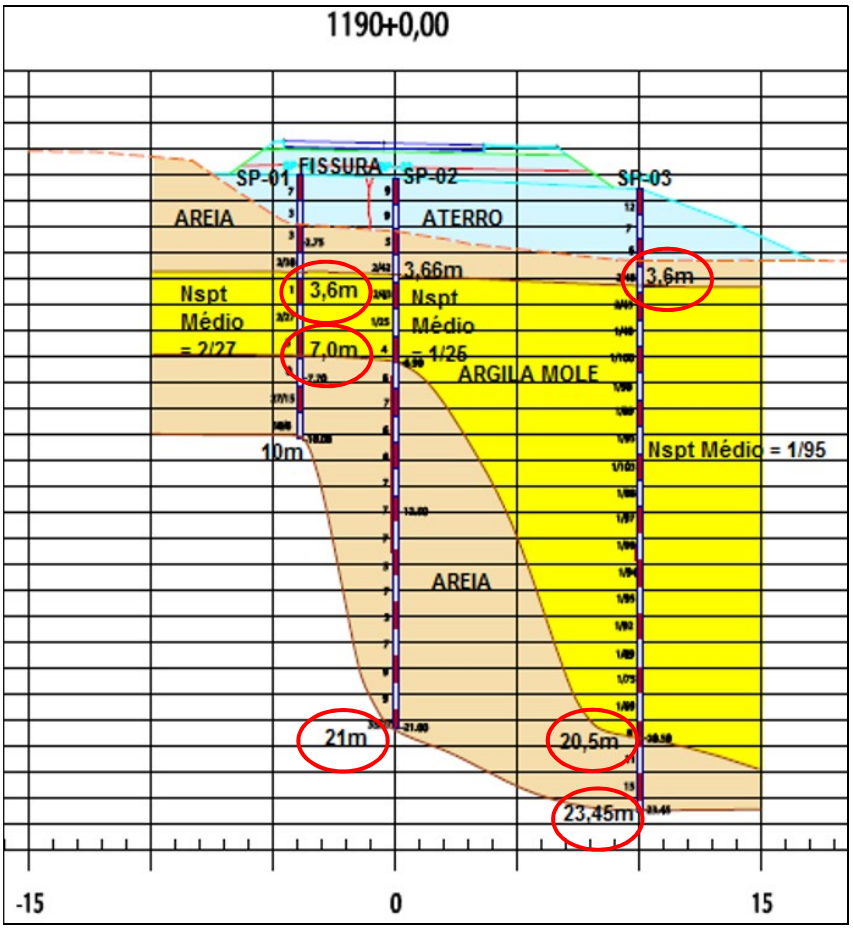
3.2 Descrição da obra

As obras de adequação da capacidade e restauração da BR-101/RN teve seu lote 2 iniciado em outubro de 2006. Os serviços contratados foram a restauração da pista existente, duplicação da rodovia e construção de obras de artes especiais - Lote: 02 – Trecho: Natal – Palmares, do chamado Corredor Nordeste, e foi financiada com recursos do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC).

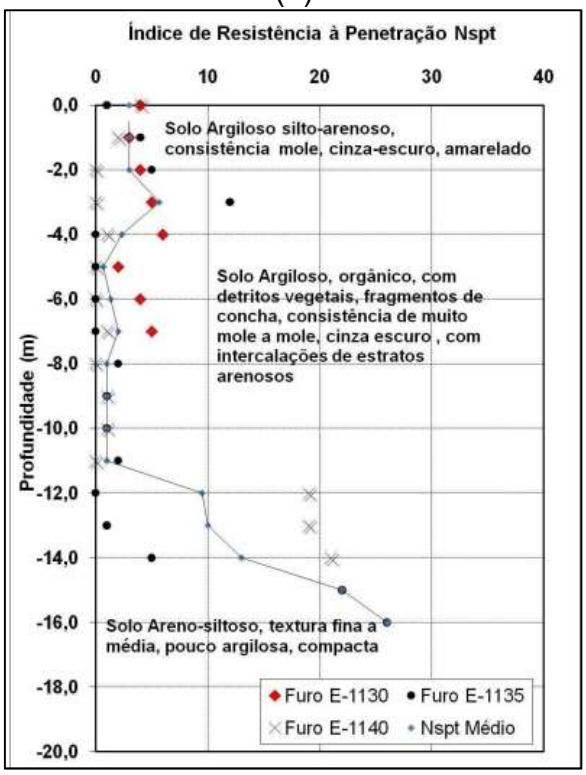
Segundo o Projeto Executivo para Adequação de Capacidade e Restauração da BR-101/RN – Corredor Nordeste (Relatório Final – Volume 2: Projeto de Execução), especificou-se que durante a execução do aterro fosse respeitada a limitação da espessura para cada camada compactada em 0,20m, com rolos de pneus, devidamente monitorado mediante leitura de instrumentação geotécnica, até a altura de 3m. A execução até a cota final de terraplenagem (2ª etapa) foi especificada para ser realizada após campanha de ensaios de cisalhamento *in situ* (ensaio de palheta: Vane test), na quantidade de 20 ensaios, quando, então, seria liberada a remoção da sobrecarga e execução dos encontros das pontes.

Na seção transversal mostrada na Figura 3.2, pode-se perceber o aterro projetado, seguido de uma camada de areia utilizada como colchão drenante e aterro de conquista, a camada de solo mole (aproximadamente 14 m) e um depósito de areia no fundo. É possível verificar também que foi previsto a utilização de geodrenos para acelerar os recalques e geogrelha sob o aterro, no colchão drenante, essa era a solução original prevista no projeto executivo.

De acordo com o DNIT (2004), a geogrelha utilizada possui 110 kN/m para a resistência à tração (resistência nominal de 200kN/m para fator de redução de 1,83). Ainda segundo o projeto foram utilizados drenos com malha triangular equilátero e 1,5 m de espaçamento entre eles. A seção em questão também foi projetada para a estaca 1190, que se encontra próxima de um encontro de ponte (Rio Curimataú). Segundo informações do Consórcio executor e relatado por Pereira *et al.* (2012) a estaca próxima a ponte citada anteriormente possuía uma seção transversal descontínua, conforme apresentada na Figura 3.3.



(a)



(b)

Figura 3.3 – (a) Seção característica na região investigada e (b) perfil do N_{spt}.
Fonte: Pereira *et al.* (2012).

3.3 Estudos para elaboração do projeto

De acordo com DNIT (2004), nos anexos do Relatório Final – Volume 3B (Estudos Geotécnicos – Tomo II: Item 4.8 – Ensaios Especiais), foi registrado que ensaios laboratoriais realizados sobre corpos de prova moldados a partir de 5 (cinco) amostras indeformadas tipo "Shelby", foram ensaiadas para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento sob condição UU, de adensamento oedométrico e de caracterização no Laboratório de Solos e Instrumentação do CT/DEC/UFPE, e conduziram aos resultados apresentados nas Tabelas 3.1 a 3.3, que correspondem a quadros-resumo de informações contidas na documentação considerada como referência para a determinação em laboratório das características geotécnicas e parâmetros de adensamento e de resistência ao cisalhamento dos solos que constituem os depósitos estudados.

Tabela 3.1 – Caracterização geotécnica dos solos analisados. Fonte: Pereira *et al*. (2012).

Furo	Z (m)	Estaca	LL (%)	IP (%)	$\phi <$ 75µm (%)	$\phi <$ 2µm (%)	Ac	TMO (%)
126/01	6,2	1139	57	26	94	36	0,72	7,4
132/01	3,2	1174	62	25	99	30	0,83	9,6
132/02	8,2	1174	72	35	99	26	1,35	9,0
132/03	13,2	1174	74	35	99	32	1,09	12,2
135/01	7,2	1189	66	28	99	16	1,75	11,0
Faixa para os valores			57-74	25-35	94-99	16-36	0,72-1,75	7,4-12,2

Tabela 3.2 – Resultados de ensaios de adensamento (Método Pacheco Silva) Fonte: Pereira *et al.* (2012).

Furo	Z (m)	Estaca	w (%)	e_o	γ_n (kN/m^3)	P'$_o$ (kPa)	CC	CS
126/01	6,2	1139	77,70	2,06	15,50	11,0	0,65	0,110
132/01	3,2	1174	142,44	3,74	13,25	7,0	1,30	0,100
132/02	8,2	1174	132,16	3,41	13,57	10,0	1,15	0,200
132/03	13,2	1174	136,92	3,47	13,67	10,0	1,05	0,200
135/01	7,2	1189	66,42	1,64	16,16	30,0	0,54	0,125
Faixa para os valores			66,42-142,44	1,64-3,74	13,25-16,16	10,0-30,0	0,54-1,30	0,100-0,200

Tabela 3.3 – Resultado dos ensaios triaxiais, UU. Pereira *et al.* (2012).

Furo	Z (m)	Estaca	Su (kPa)	ϕ
126/01	6,2	1139	13,0	0°
132/01	3,2	1174	14,0	0°
132/02	8,2	1174	18,0	0°
132/03	13,2	1174	20,0	0°
135/01	7,2	1189	18,0	0°

Ainda de acordo com o DNIT (2004), referente aos resultados dos ensaios triaxiais UU realizados e apresentados no Relatório Final – Volume 3B (Estudos Geotécnicos – Tomo II: Item 4.8 – Ensaios Especiais), as amostras analisadas foram caracterizadas em laboratório como possuidoras de heterogeneidade de sua composição granulométrica, tendo sido verificado durante as operações de moldagem a presença de “borra, bastante areia, raízes e buracos”.

Pereira *et al.* (2012) registrou que não foram realizados estudos para a caracterização do grau de amolgamento das amostras, embora as curvas de adensamento oedométrico e, principalmente, as correspondentes aos ensaios de resistência ao cisalhamento (triaxial UU), indicaram que as amostras tenham sofrido influência de amolgamento apresentado no Projeto Executivo para Adequação de Capacidade e restauração a BR-101/RN – Corredor Nordeste do DNIT (2004). Os autores relataram também que para o depósito objeto do seu estudo, foram determinados valores para atividade do argilomineral ($0,72 \leq Ac \leq 1,75$) superiores aos valores médios para os depósitos comparados ($Ac \approx 1,2$), o que poderia ser atribuído ao maior valor para o teor de matéria orgânica ($7,4\% \leq TMO \leq 12,2\%$) no depósito estudado, quando comparado ao valor médio de $TMO \approx 4,5\%$ encontrado por RIBEIRO (1992 *apud* SCHNAID (2000)) para Sergipe, consistindo em valor mais próximo dos característicos para argilas da planície do Recife (COUTINHO E OLIVEIRA, 1997).

3.4 Projeto de Duplicação da BR-101/RN

Neste item apresentam-se as soluções adotadas no projeto. Salienta-se que os elementos da seção transversal da rodovia foram adequados às suas características

operacionais e aos seus padrões de velocidade, capacidade de tráfego, nível de serviço e segurança. Os principais elementos que contribuem para atender a esses padrões são: largura da pista de rolamento, quantidade de faixas, larguras dos acostamentos, da faixa de segurança e do canteiro central. A duplicação foi executada predominantemente pelo lado direito da pista existente.

Os aspectos mais relevantes das soluções adotadas são as restaurações da pista existente as quais foram executadas, primeiramente, os reparos localizados necessários, e posteriormente, foi aplicada uma camada de reforço de CBUQ, Faixa C, com 4 cm de espessura. Para os acostamentos foi executada, nos pontos críticos, a reestabilização da base com incorporação do revestimento existente e adição de BGS (e = 20 cm). Posteriormente, foi executado recobrimento com CBUQ, faixa C (e=3,0 cm). A faixa de segurança foi executada com os mesmos métodos construtivos do acostamento.

Ainda sobre os aspectos mais relevantes do projeto de duplicação da BR 101/RN, conforme DNIT (2004), pode-se destacar o serviço de construção da nova pista em pavimento rígido que foi construído, adotando-se a solução padrão, compreendendo a execução de placas de concreto. A execução da placa foi realizada após a execução da terraplanagem e do CCR, elemento empregado na execução da sub-base. Entretanto, é oportuno destacar que o segmento de interesse desta pesquisa não recebeu o pavimento rígido e sim o flexível. Na Figura 3.4 é apresentada a seção-transversal tipo adotada ao longo do trecho.

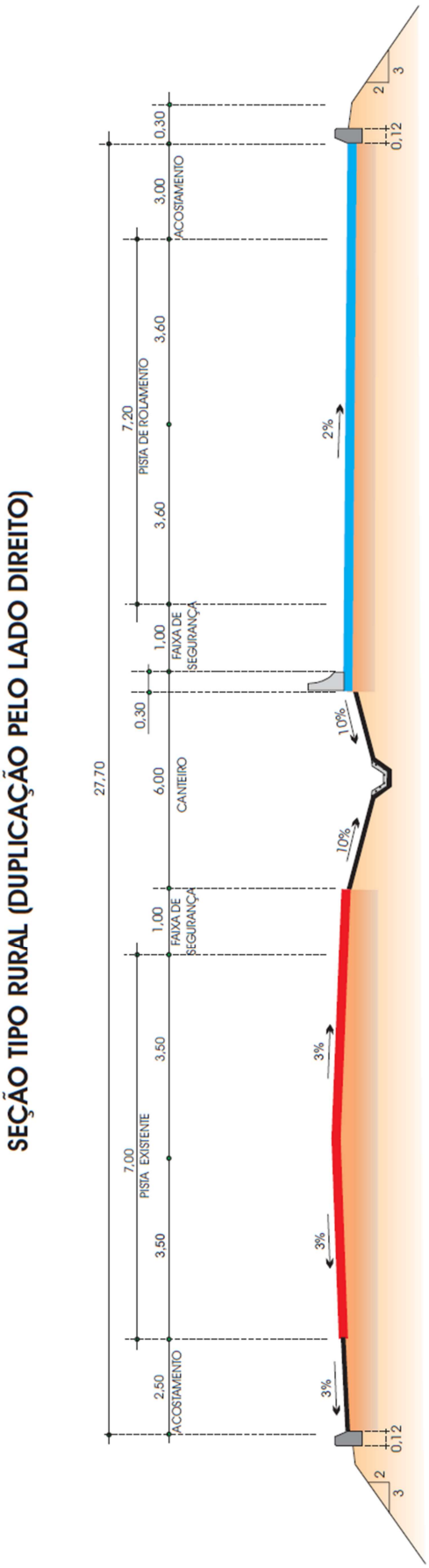


Figura 3.4 - Seção-transversal tipo adotada ao longo do trecho. Fonte: DNIT (2004).

3.5 Ruptura ocorrida no aterro

De acordo com Pereira *et al.* (2012), foi argumentado que os sinais de instabilidade em aterros, observados na forma de trincas longitudinais no acostamento do lado direito da pista existente, não mais se pronunciaram, atribuindo como causa provável das trincas a rapidez no processo de carregamento, quando foi executada uma camada de 0,60 m no trecho entre as estacas 1124 e 1144. Na ocasião registrou-se nos relatórios de controle tecnológico que os dados existentes fomentaram processo de análise devido às investigações sobre a magnitude dos deslocamentos observados em inclinômetros, bem como devido aos registros de leituras piezométricas e placas de recalque no trecho, conforme pode-se observar na Figura 3.5 e 3.6.

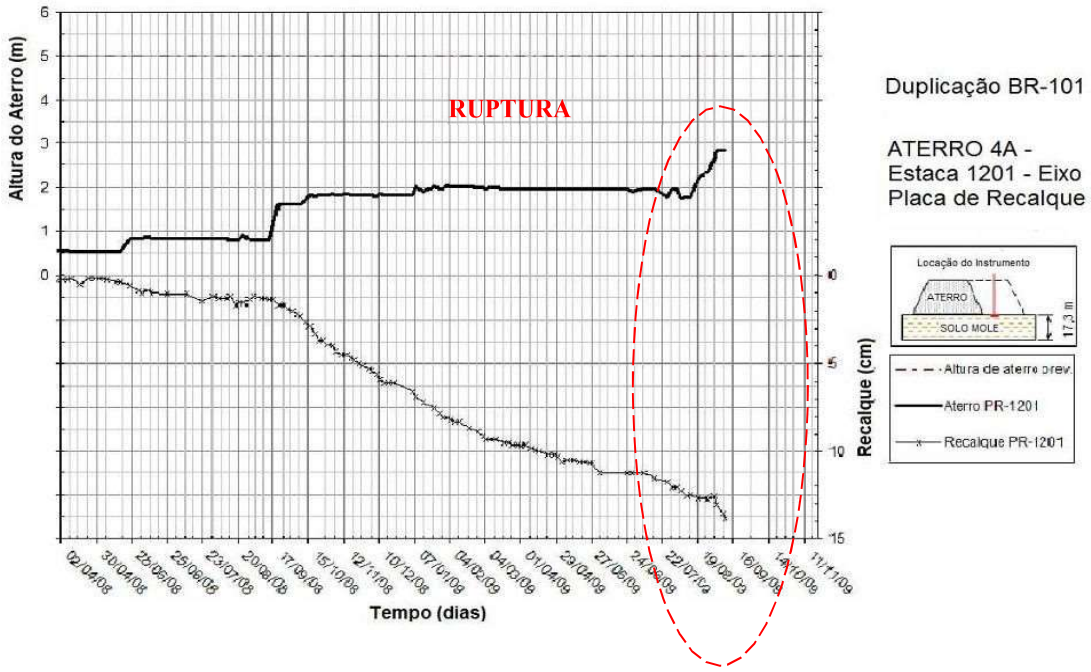


Figura 3.5– Leituras na placa de recalque – Est. 1201.
Fonte: Pereira *et al*. (2012).

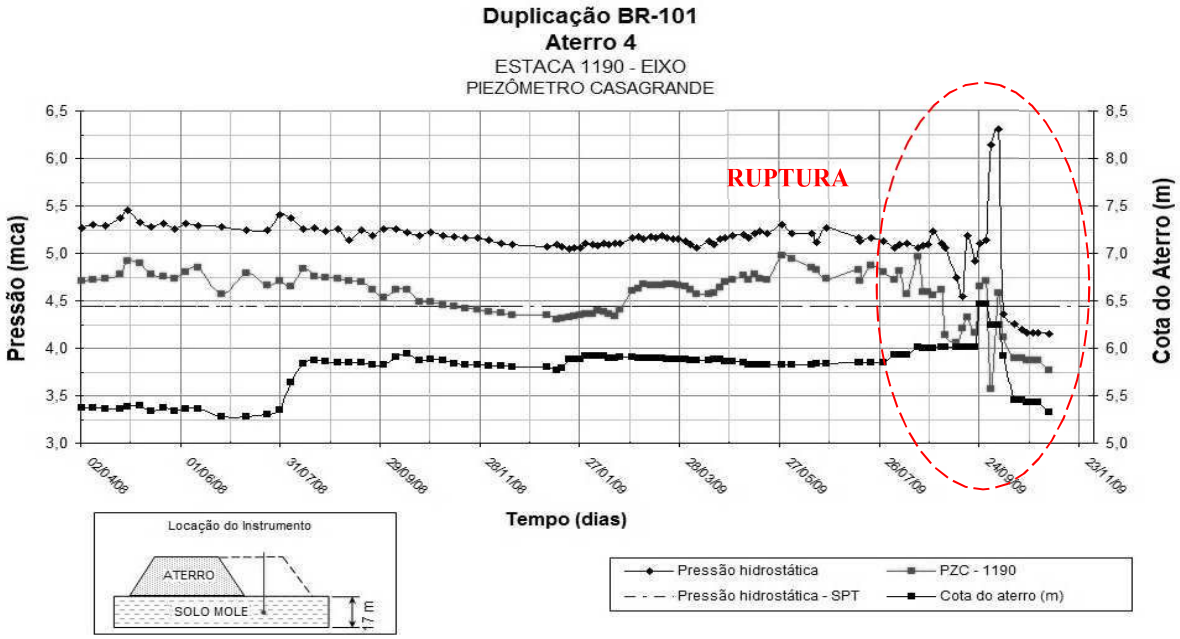


Figura 3.6 - Leituras piezométricas na estaca 1190.
Fonte: Pereira *et al.* (2012).

As Figuras 3.7 e 3.8 mostram a aparência do local onde o aterro rompeu.

Figura 3.7 - Aparência do local logo após a ruptura ocorrida em setembro de 2009.

Figura 3.8 - Vista longitudinal do aterro rompido.

Diante dessa problemática, o Consórcio Executor posicionou-se, então, pela realização de estudos para a definição de trechos com necessidade de intervenção mediante a utilização de técnicas não previstas no projeto executivo, em virtude da constatação de regiões do depósito de solo mole possuindo camadas severamente

irregulares no que diz respeito à seção transversal, correspondendo ao intervalo e entre as estacas 1188 e 1194+15,00.

Segundo informações que constam no Relatório MEC-3075-1252-PTG, que trata do “Estudo Geotécnico Preliminar para Prosseguimento dos Aterros 4, 5 e 6 do Lote 2 – BR101”, elaborado pela empresa de Consultoria Geotécnica Moretti Engenharia Consultiva, encaminhado no dia 09/03/2009 para apreciação por parte do Corpo Técnico do DNIT, houve indícios de ruptura ocorrida no aterro 4, nas proximidades da estaca 1135, quando o aterro apresentava altura de 5,3 m.

Segundo Pereira *et al.* (2012) diversos problemas durante a execução do aterro para a obra de duplicação da rodovia BR101, relacionados com níveis de deformação excessivos do aterro indicados pela instrumentação e processos de ruptura ocorridos, conduziram à realização de análises à luz das informações advindas das sondagens à percussão em seções transversais, resultados dos instrumentos de controle, observações nas inspeções realizadas e ensaios especiais CPTu e DPP, tendo sido propostas alternativas para a intervenção no depósito, mediante técnicas não apresentadas no projeto original, para a obtenção de parâmetros de resistência e de deformabilidade adequados para o depósito.

Dentro desse contexto, durante a cravação dos geodrenos verificou-se a ocorrência de bolsões profundos de argila orgânica, localizados em vários segmentos, não detectados na fase de projeto. Desse modo, várias campanhas complementares de sondagens a percussão foram executadas com o objetivo de diminuir os espaçamentos entre sondagens, visando definir, com bastante aproximação, as profundidades das camadas de solo moles desses bolsões. Esse fato permitiu uma adequação ao projeto no que diz respeito às precauções quanto aos recalques e estabilidade a ruptura da nova configuração do conjunto aterro/fundação.

Diversas alternativas de intervenção foram propostas para a utilização na obra, dentre as quais a utilização de berma de equilíbrio reforçada com geogrelha associada à cravação de geodrenos, de viaduto de concreto na região do encontro da ponte atual sobre o rio Curimataú e a estabilização do maciço de solo mole com colunas de *jet grouting*, tendo sido escolhida a técnica da Consolidação Profunda Radial – CPR para a execução do trabalho em questão.

Ainda segundo Pereira *et al*. (2012), através da análise dos resultados do ensaio de piezocone, foi possível verificar um perfil geotécnico com grandes

espessuras de argila orgânica, atingindo profundidades de até 14 m, seguida de uma substrato arenoso de espessura indefinida, até o limite do ensaio. Além do ensaio de piezocone, também foram consideradas as sondagens à percussão e ensaios de laboratório, para fins de análise de dados.

Entretanto, após a observação de diversas ocorrências de trincas e/ou rupturas do pavimento entre as estacas 1187+0,00 a 1194+15,00, com elevado recalque do aterro, no ano de 2014, o DNIT decidiu contratar a realização de ensaios geotécnicos para caracterização do solo e subsidiar a tomada de decisão para as soluções a serem adotadas para o afundamento do corpo estradal na BR-101/RN, ocorrido no Vale do Curimataú, tendo aparecido buracos e trincas nos encontros das cabeceiras das 04 (quatro) pontes do referido segmento.

Tal medida foi essencial na identificação da solução de projeto, com base nas informações das condições estruturais para também subsidiar o dimensionamento dos investimentos necessários para recuperação do trecho e compreenderam a execução de serviços técnicos especializados de ensaios geotécnicos para a determinação de propriedades de solos moles, necessários para a proposição de solução de engenharia para intervenção no depósito de solos moles visando a sua estabilização.

CAPÍTULO 4

CASO DE OBRA: INTERVENÇÃO MEDIANTE ATERRO ESTAQUEADO

Neste capítulo foi possível fundamentar a discussão dos aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de obra e, por outro, avaliar a eficiência dos efeitos estruturais resultantes da utilização de colunas de *jet grouting* encabeçadas por geossintético, na construção de aterros sobre solos moles.

É apresentado o estudo de caso que se passa em um encontro de ponte próximo à cidade de Canguaretama, no vale do Rio Curimataú, região de solo mole, durante as obras de construção da duplicação da BR-101/RN. A solução utilizada para estabilidade da obra foi o de aterro estruturado sobre solos moles com colunas de *jet grouting* e reforçado com geogrelhas, executado na obra de duplicação da BR-101/RN.É apresentada ainda, a aplicação da metodologia proposta, utilizando como cenário geotécnico as características do subsolo da área do vale do Curimataú.

Na oportunidade, é discutido sobre o desempenho do aterro sobre solo mole através do monitoramento, com a instalação de instrumentos de controle para acompanhar o desempenho da camada mole e do maciço, a evolução dos recalques e os deslocamentos horizontais que tem a finalidade de prevenir de algum problema que venha afetar a estabilidade do aterro. Neste capítulo é verificado, também, a resistência a compressão simples das colunas de *jet grouting* por duas formas de coletas de corpos de prova do solo tratado.

4.1 Descrição da obra de intervenção mediante aterro estaqueado

O aterro sobre solo mole estruturado com colunas de *jet grouting* e reforçado com geogrelhas foi executado na obra de duplicação da BR-101/RN, cujos serviços consistiram na duplicação da BR101, onde a pista projetada tem 11,2 m de largura útil e a pista existente, 10,5 m de largura útil. As duas pistas estão separadas por um

canteiro central com 6,0 m de largura. O projeto de aterro estaqueado foi destinado para viabilizar a recuperação do pavimento da pista projetada.

O aterro sobre depósito de solos moles objeto do presente estudo consistiu em obra de terra com execução de técnicas de tratamento de solo mole para restauração de pavimento entre as estacas 1187+0.00 e 1194+15.00, da cabeceira norte da ponte sobre o Rio Curimataú, do Lote 2 da Rodovia BR-101-RN, trecho: RN-061 - Divisa RN/PB – em seu segmento compreendido entre os km 142,60 a 177,80 do Plano Nacional de Viação – PNV: 101BRN0190 – 101BRN0240. A verificação da necessidade de tratamento de solo mole para a manutenção do pavimento neste segmento foi promovida pelo CONSÓRCIO CONSTRAN/GALVÃO/CONSTRUCAP e apresentado ao DNIT através do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração com Melhoramentos (CONSÓRCIO CONSTRAN/GALVÃO/CONSTRUCAP, 2016).

A observação de diversas ocorrências de trincas e rupturas do pavimento entre as estacas 1187+0,00 a 1194+15.00, da BR101, somado ao fato de existir uma espessa camada de solo mole sob o traçado, levou o consórcio a verificar a necessidade de novo tratamento do solo. Para evitar o rompimento do aterro e garantir a estabilidade da via, limitando o valor de recalque máximo remanescente foi necessário aumentar a resistência do conjunto solo-estrutura. Para isso optou-se pela solução aterro estaqueado mediante melhoramento do solo por colunas de *jet grouting*, executadas em forma de malha sob o aterro. Na Figura 4.1 é apresentada a localização do depósito objeto da investigação para o aterro na região estudada.

Figura 4.1 – Localização do depósito estudado, elaborado com ajuda do Google Maps®.

4.2 Campanha de investigação

A campanha de investigação complementar no segmento entre as estacas 1187+0,00 a 1194+15.00, objetivaram a identificação da solução de projeto, com base nas informações das condições estruturais para também subsidiar o dimensionamento dos investimentos necessários para recuperação do trecho e compreenderam a execução de serviços técnicos especializados de ensaios geotécnicos para a determinação de propriedades de solos moles, necessários para a proposição de solução de engenharia para intervenção no depósito de solos moles visando a sua estabilização.

Após observadas diversas ocorrências de trincas e/ou rupturas do pavimento entre as estacas 1187+0,00 a 1194+15.00, o consórcio CONSTRA/GALVÃO/CONSTRUCAP analisando as possíveis causas dessas ocorrências, chegou-se a conclusão da necessidade de execução de uma técnica de tratamento para o solo mole da região, afim de garantir a estabilidade do pavimento rodoviário a longo prazo, tendo sido escolhida a técnica de colunas de *jet grouting*. As Figuras de 4.2 a 4.4 apresentam os resultados de ensaios CPT_U's e o produto de sua análise realizados a época de construção do aterro (2009) e reapresentado em 2016 pelo Consórcio Constran/Galvão/Construcap, como também, foi utilizado neste estudo.

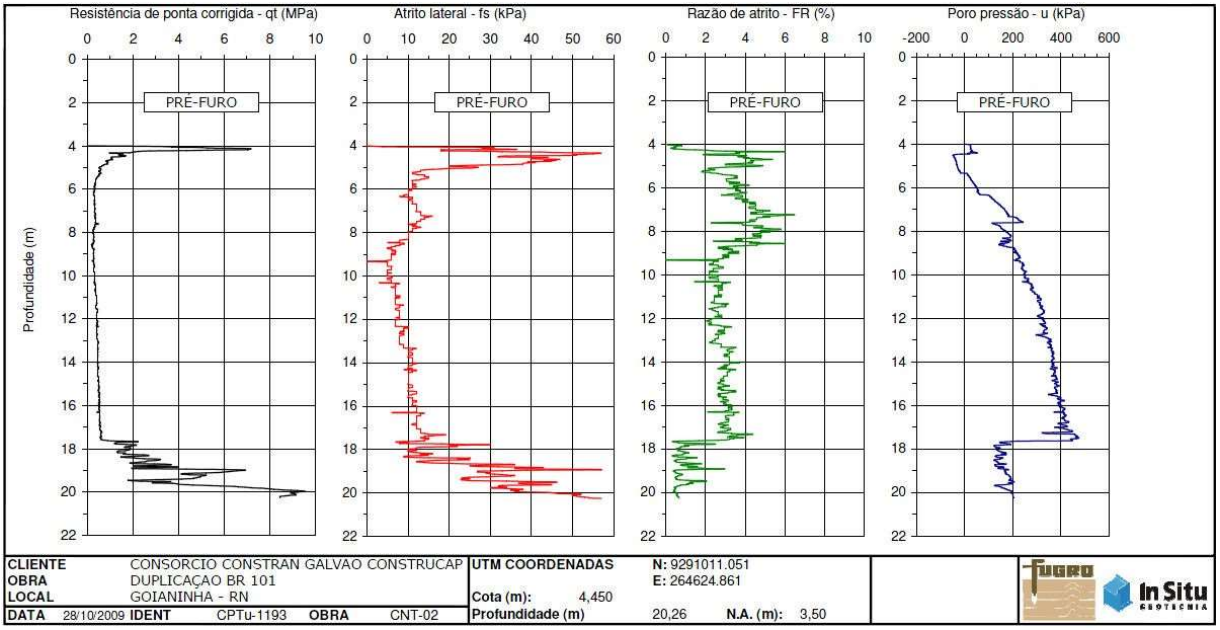


Figura 4.2 – Resultados de ensaio CPTU – Estaca 1193. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

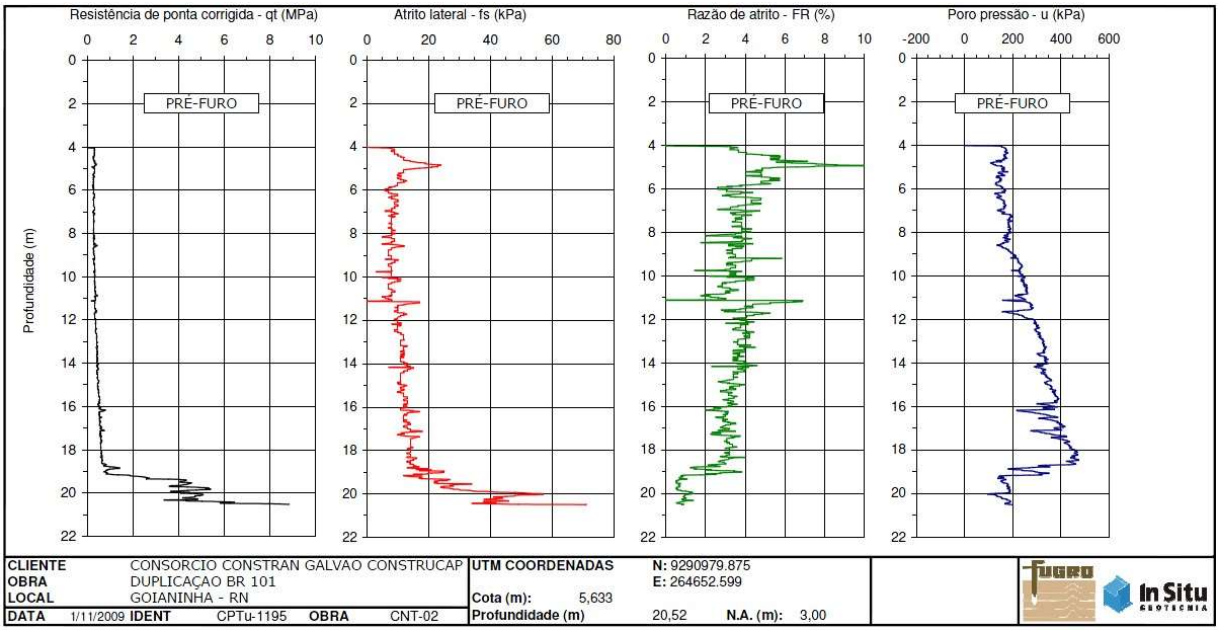


Figura 4.3 - Ensaio CPTU – Estaca 1195. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

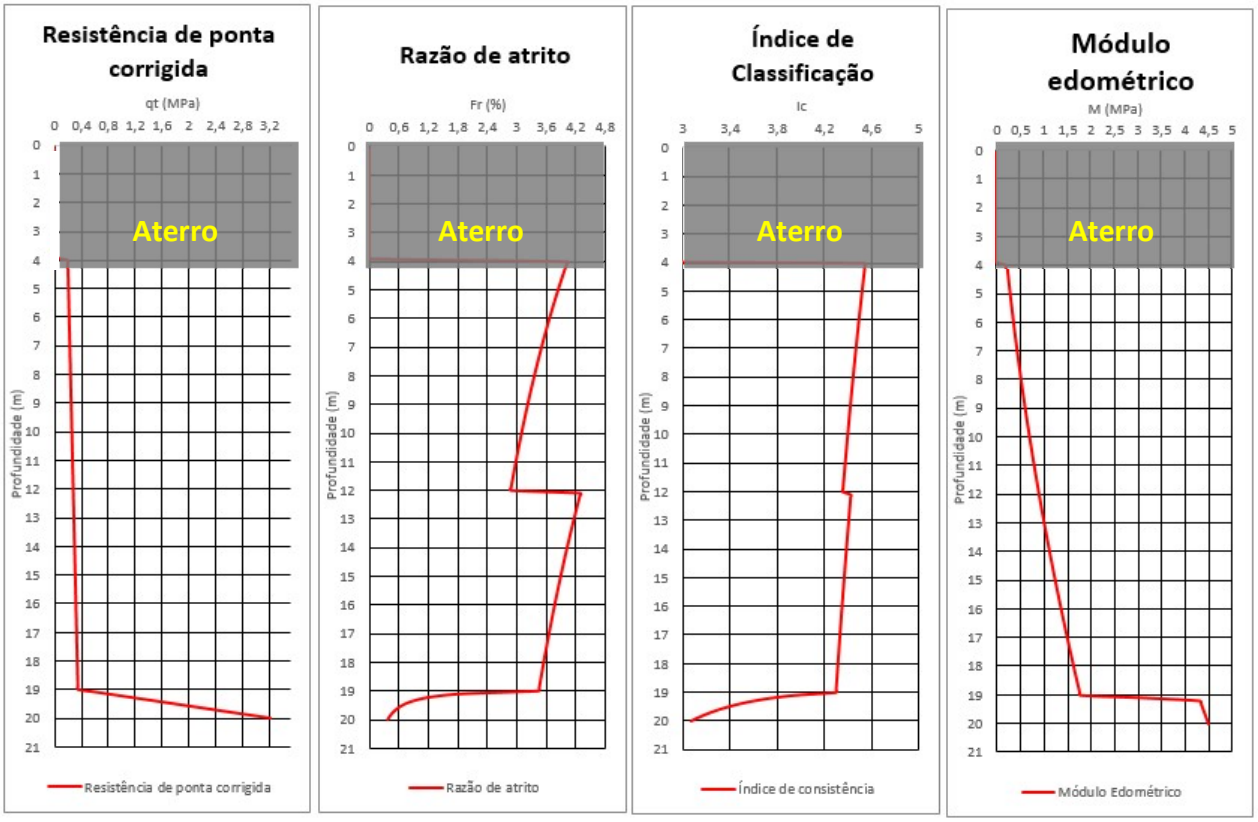


Figura 4.4 - Parâmetros Geotécnicos estimados. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Através da análise dos resultados dos ensaios de piezocone foi possível verificar um perfil geotécnico apresentando uma espessa camada de argila orgânica, atingindo profundidades de até 20 m, seguida de um substrato arenoso de espessura indefinida, até o limite dos ensaios.

O dimensionamento da solução foi realizado com base nos ensaios de piezocone, por estes apresentarem resultados mais consistentes para solos moles. No entanto, as sondagens à percussão, ensaios de laboratório, e dados de instrumentação, também foram considerados para fins de análise de dados. Ocorre que as baixas características de resistência e deformabilidade da camada de argila orgânica, somado ao peso próprio do aterro e ao efeito do carregamento de veículos sobre a via são os motivos pelos quais tornou-se necessário o tratamento do solo mole.

4.2.1 Caracterização Geológica – Geomorfologia

A área estudada é um ambiente de sedimentação, mediante deposição aluvionar característico do litoral do Nordeste brasileiro, com presença, predominantemente, de solo argiloso, portanto sendo considerado uma região de solo mole (cerca de 14 m de profundidade média de solo mole, segundo SPT) com característica de material heterogêneo. Souza (2004), delimitou a calha do estuário Curimataú de acordo com a morfologia de fundo, apresentado na Figura 4.5.

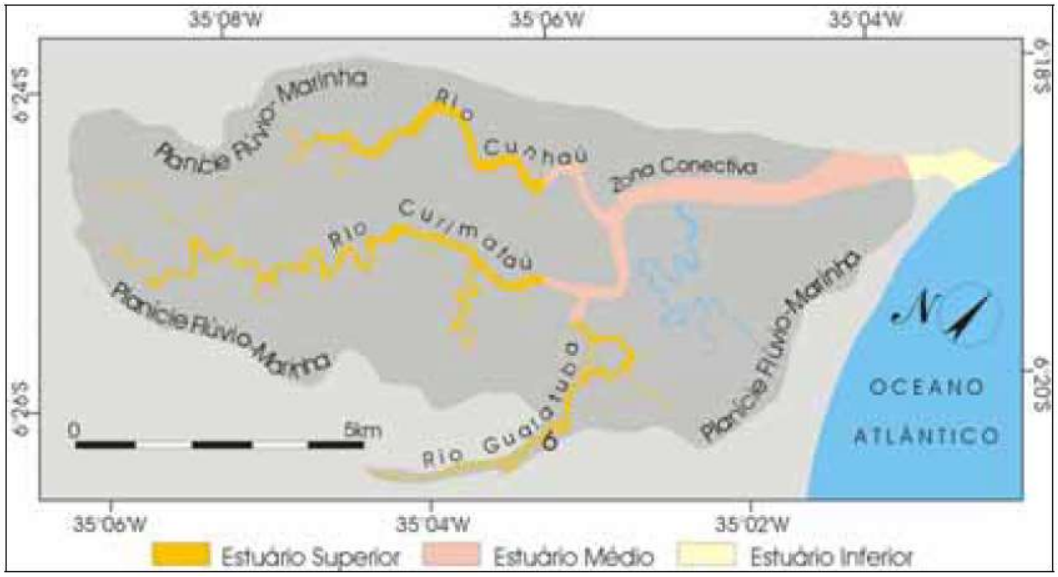


Figura 4.5 – Delimitação da calha do estuário Curimataú de acordo com a morfologia de fundo. Fonte Souza (2004).

O Modelo Digital do Terreno (MDT) segue representado na Figura 4.6 para mostrar que a área em estudo se trata de um *Graben*. Sendo o conceito de *Graben* ou fossa tectónica a designação dada em geologia estrutural a uma depressão de origem tectônica, geralmente com a forma de um vale alongado com fundo plano, formada quando um bloco de território fica afundado em relação ao território circundante como resultado dos movimentos combinados de falhas geológicas paralelas ou quase paralelas.

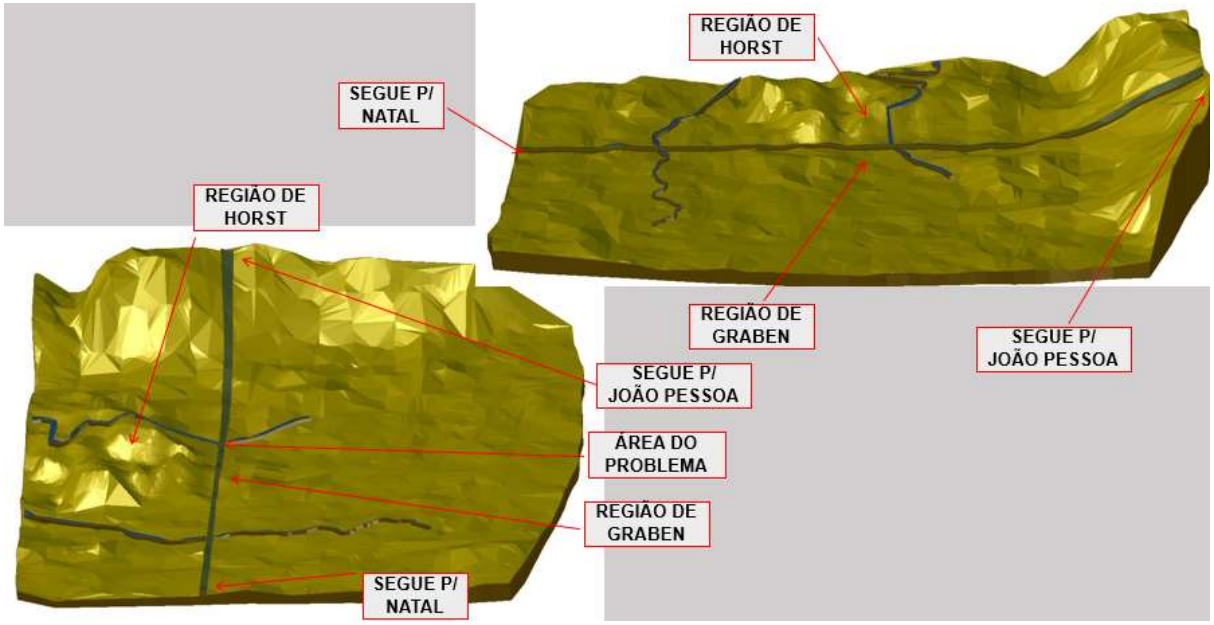


Figura 4.6 – Modelo digital do Terreno estudado.

4.2.2 Sondagens a percussão com determinação do N_{SPT}

As Figuras 4.7 e 4.8 mostram os perfis para os valores de números de golpes em ensaio SPT e os correspondentes valores para o teor de umidade obtido mediante amostras tomadas no bico do cilindro amostrador. É Importante ressaltar que a ocorrência de valores menores para o número de golpes no ensaio SPT, ainda que o ensaio em comento possua severas restrições à sua utilização para a caracterização geotécnica de depósitos de solos muito moles (N < 2 golpes), coincidiu de forma bastante coerente com os estratos em que foram observados elevados valores para o teor de umidade (50 a 90%) e conteúdo de matéria orgânica no depósito, conduzindo

a valores para índice de vazios da ordem de 1,83, variando de 1,05 a 2,35 entre as profundidades de 12 e 15m.

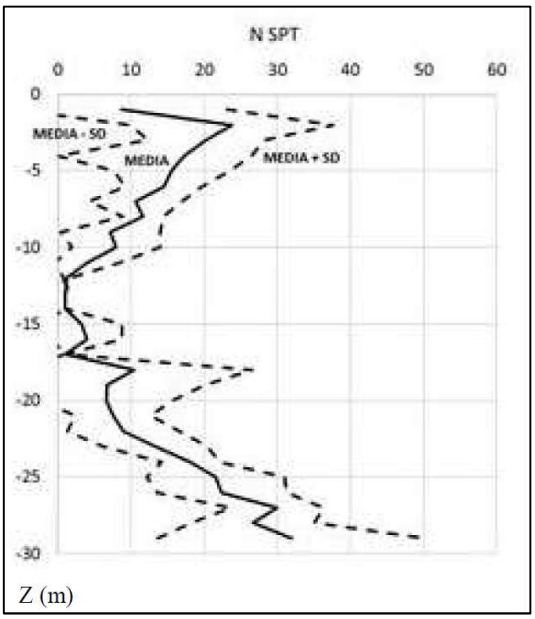


Figura 4.7 - Perfil para NSPT. Fonte: Pereira et. al. (2016).

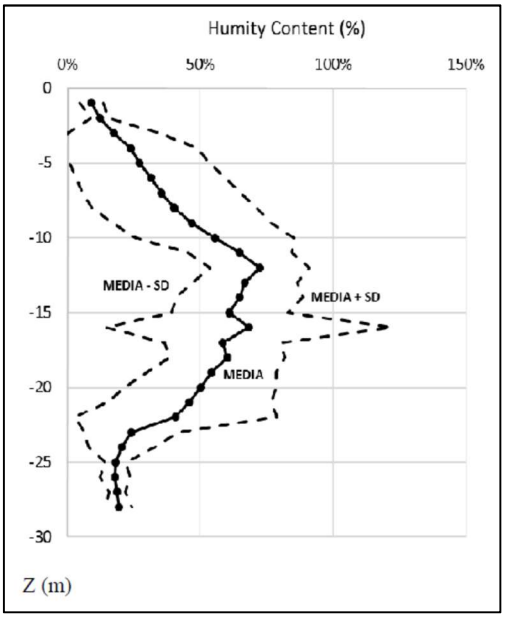


Figura 4.8 - Perfil para umidade do solo. Fonte: Pereira et. al. (2016).

Como mostrado nas Figuras 4.7 e 4.8, os perfis de teor de umidade apontam para uma espessura significativa de solo com valores do parâmetro (teor de água) acima de 50%, entre as profundidades de 10 a 20 m, indicando a presença da camada de solo com uma consistência muito mole na espessura de 10 m. Estes são resultados consistentes com os perfis apresentado para CPTu e N_{SPT} para a camada com baixos valores médios de parâmetros de resistência.

A campanha de investigação geotécnica complementar ocorreu entre o fim do ano de 2014 e o início do ano de 2015. Por meio da análise dos resultados da nova campanha de sondagens realizada, traçou-se 5 (cinco) perfis geotécnicos no sentido transversal à pista. Esses perfis foram traçados com a finalidade de garantir maior precisão nas estimativas de comprimento das estacas, para o projeto executivo. As Figuras 4.9 a 4.14 apresentam os perfis geotécnicos elaborados:

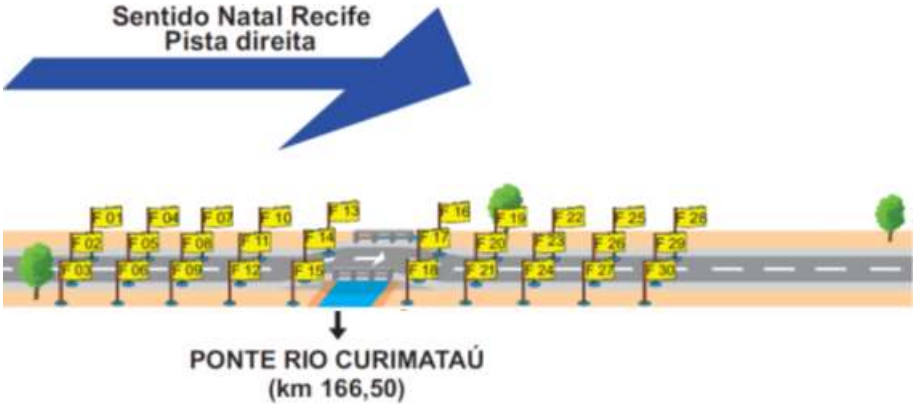
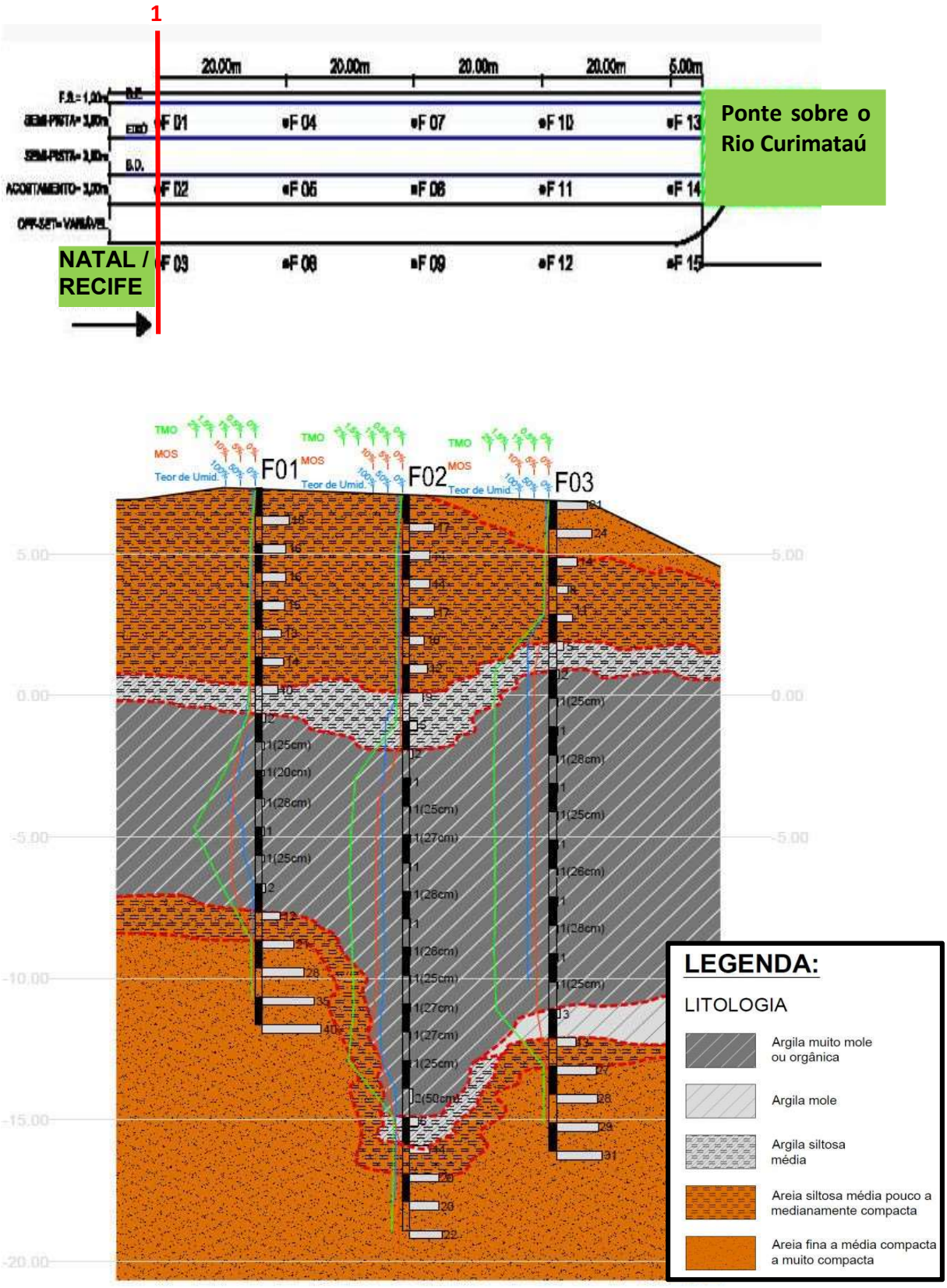


Figura 4.9 - Croqui de localização das sondagens.



PERFIL GEOTÉCNICO 1
Escala 1/150

Figura 4.10 - Perfil geotécnico 1.

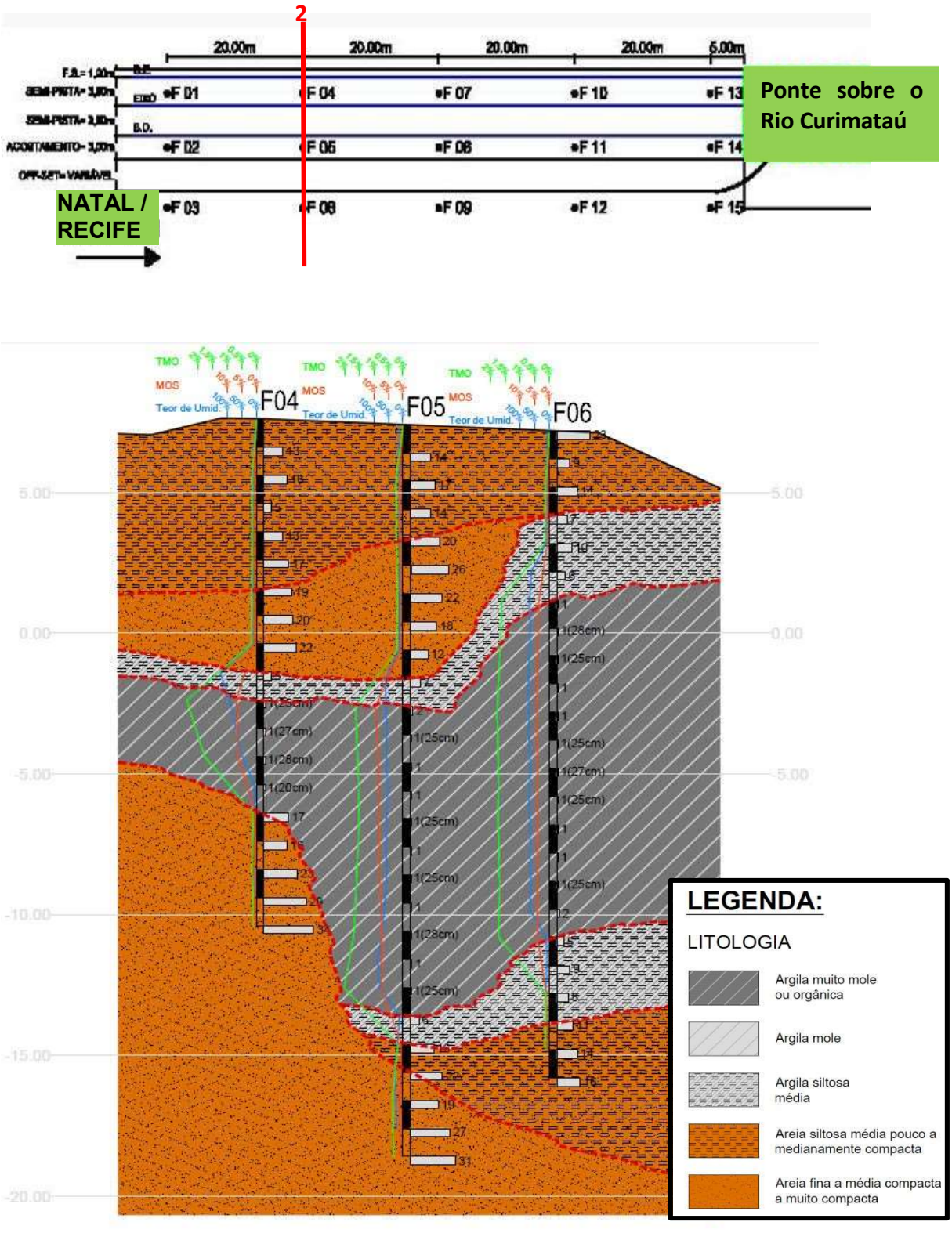


Figura 4.11 - Perfil geotécnico 2.

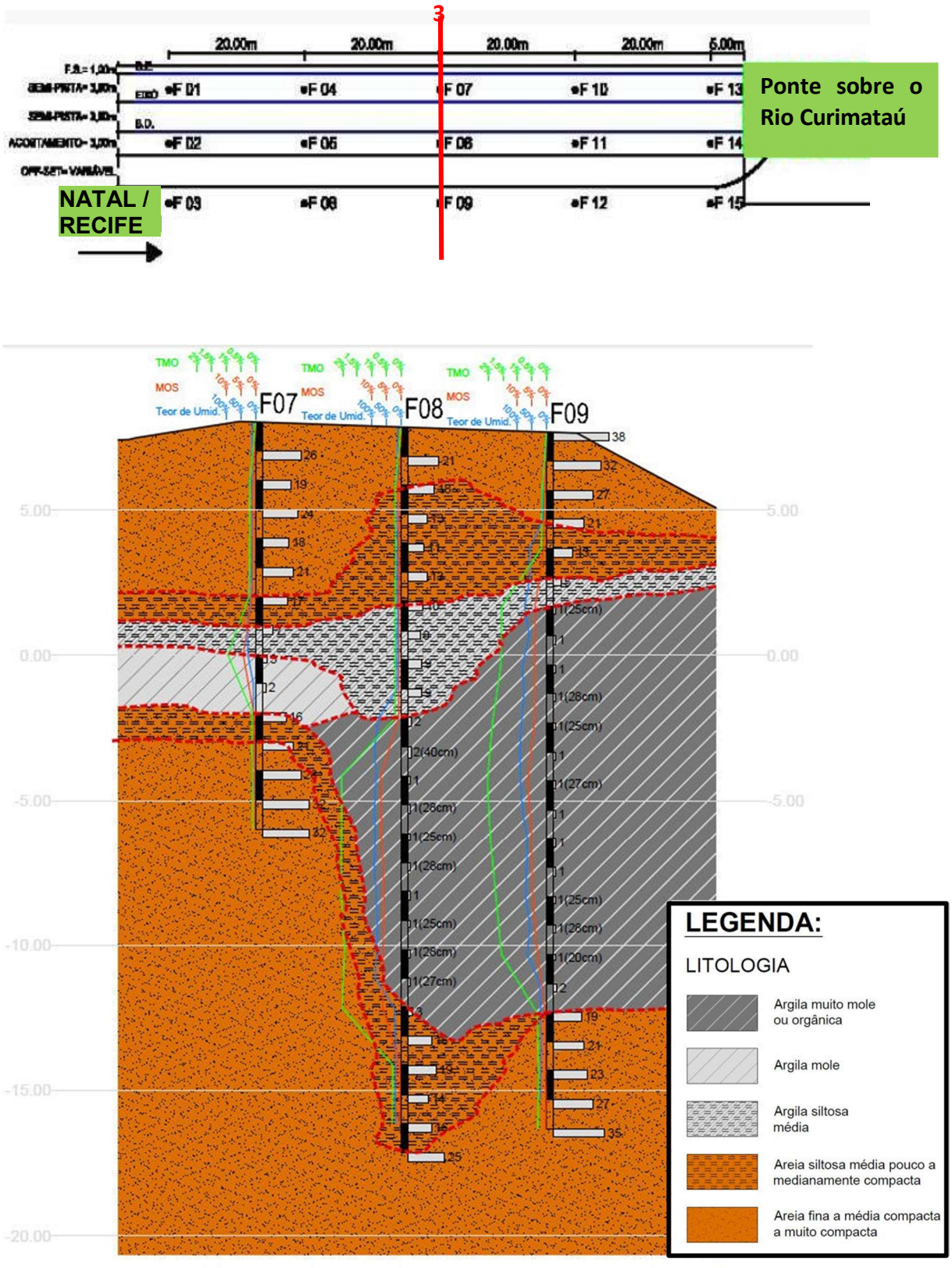
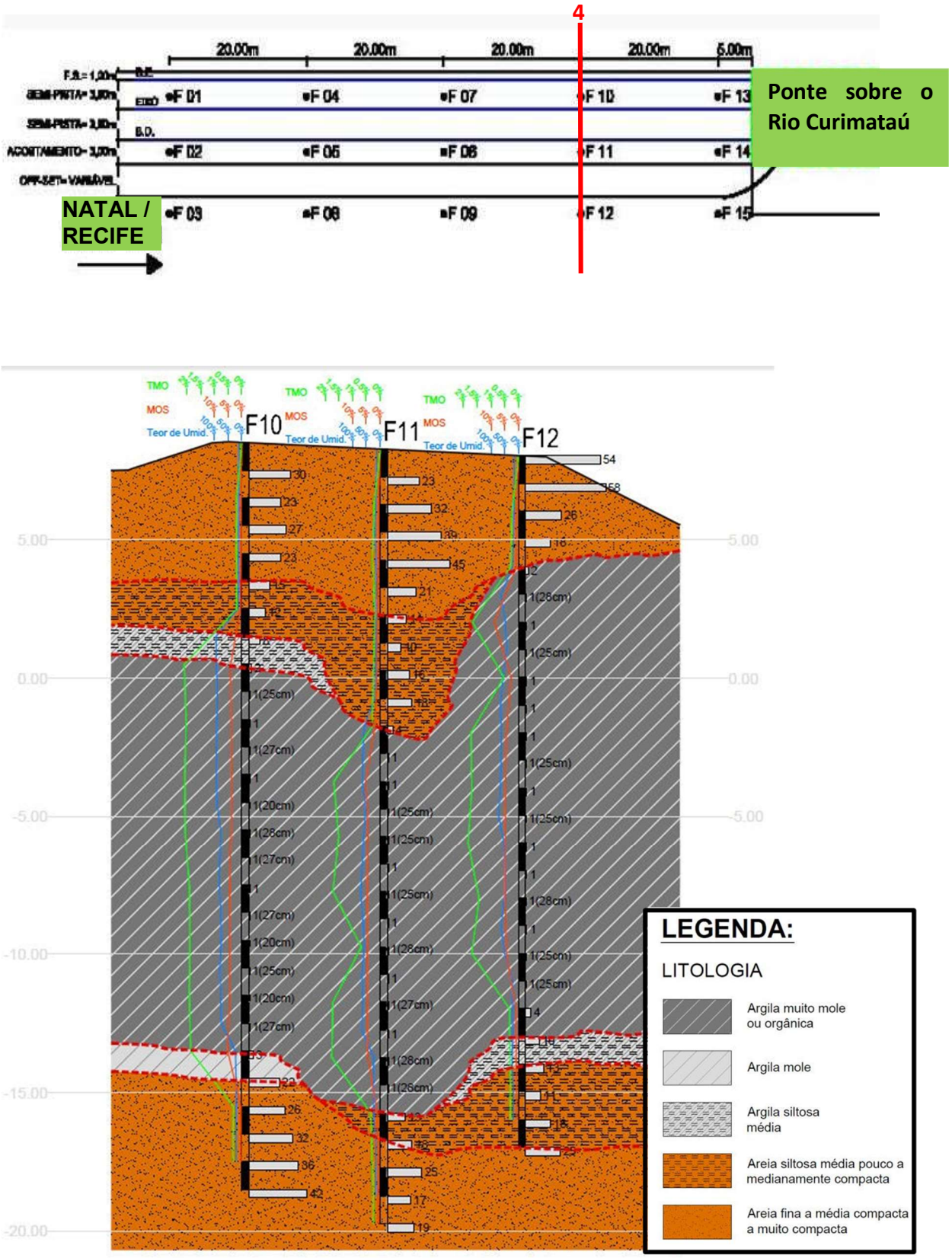


Figura 4.12 - Perfil geotécnico 3.



PERFIL GEOTÉCNICO 4
Escala 1/150

Figura 4.13 - Perfil geotécnico 4.

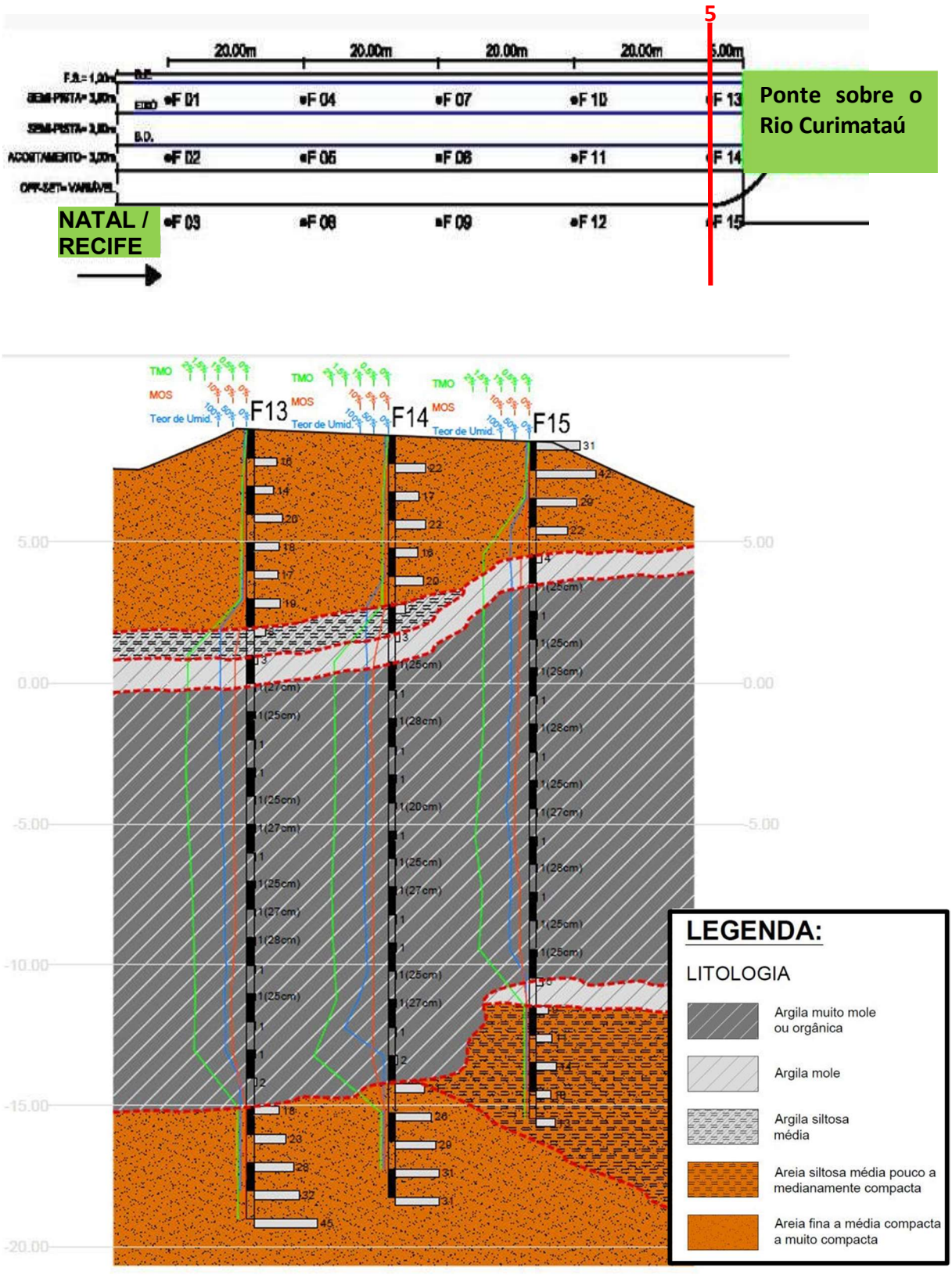


Figura 4.14 - Perfil geotécnico 5.

4.2.3 Determinação do teor de matéria orgânica (TMO)

Pereira *et al.* (2016) apresentou os resultados das investigações geotécnicas do depósito de argila mole em quatro áreas dentro do aterro do segmento situado no cruzamento da rodovia federal BR-101/RN sobre os depósitos de solo mole que se estende na região do vale do rio Curimataú, localizado no estado do Rio Grande do Norte (Brasil).

O plano de investigação foi feito para atender a necessidade de subsidiar a refinação de solução definitiva para o problema das deformações excessivas no pavimento da rodovia em quatro pontes no Vale do Curimataú, especificamente a ponte para atravessar o rio Curimataú, consistindo as informações das condições estruturais como essencial no desenho para a recuperação definitiva do trecho em questão.

Em relação ao programa de sondagem geotécnica contratado, além de 150 furos SPT, procedeu-se ao exame do teor de umidade, w (%), e teor de matéria orgânica, TMO (%), mediante amostras coletadas em amostrador padrão, coletadas em furos SPT, com o objetivo de adicionar informações obtidas a partir de vários ensaios geotécnicos *in situ* (CPT_U e Vane test). Foram obtidas amostras a cada 2m de profundidade para a determinação de perfis para w (%) e TMO (%), tendo sido utilizados dois métodos para determinar a TMO (%): métodos de ignição a 250 ºC e Walkley Black.

Os perfis obtidos para teor de umidade e matéria orgânica, associados à definição da estratigrafia de depósito, consistiram em trabalho importante para a compreensão do problema geotécnico na travessia rodoviária sobre solos moles no vale do Curimataú. O estudo demonstrou que depósitos de argilas orgânicas exigem estudos adicionais para ajudar na compreensão do comportamento de obras geotécnicas, considerando-se os ensaios para a matéria orgânica e teor de umidade importantes para a análise e projeto de reforço de aterros sobre solos moles. O planejamento amostral foi desenvolvido através de ampla campanha de ensaios SPT, mediante amostras colhidas na ponta dos cilindros amostradores utilizados (modelo Terzaghi-Peck). A Figura 4.15, exibe o procedimento de amostragem para a

determinação dos perfis de umidade e teor de matéria orgânica no aterro que ainda apresentava trincas no pavimento devido a recalques.

(a) (b) (c)

Figura 4.15 – (a) trincas no pavimento devido a recalques; (b) e (c) procedimento de amostragem de solo para a determinação dos perfis de umidade e teor de matéria orgânica no aterro.

Observa-se nos perfis de conteúdo de matéria orgânica na Figura 4.16 que o registro mais importante ocorre entre 10 e 20 m de profundidade, coincidindo com a ocorrência em profundidades de menores valores para o N_{STP} e com valores mais elevados para o teor de umidade do solo, coincidindo com as profundidades das amostras estudadas para a determinação dos limites de Atterberg, considerando-se os valores de limite de liquidez (LL) maior do que 50%, com as amostras que têm a profundidade de 14,8 m, e os valores do limite de plasticidade (LP) onde essa característica foi de aproximadamente 42%, indicando potencial importante da utilização de informações da determinação de matéria orgânica para aplicação em estudos geotécnicos para projeto de tratamento do solo.

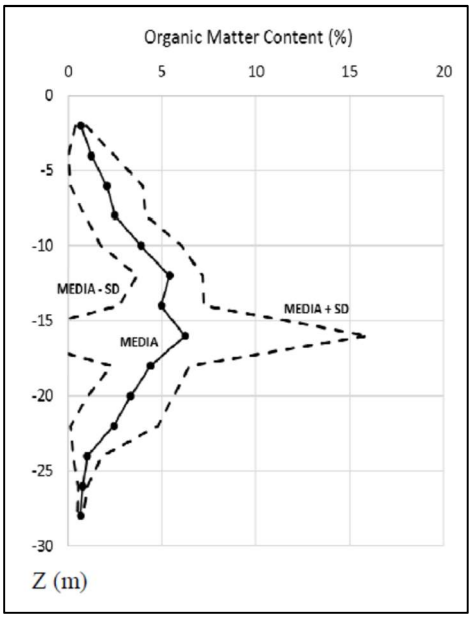


Figura 4.16 - Perfil para o teor de matéria orgânica.

Pereira *et al.* (2016) concluíram que os perfis obtidos para o teor de umidade e matéria orgânica, associados à definição da estratigrafia de depósito, constituíram um trabalho importante para a compreensão do problema geotécnico ocorrido no aterro rodoviário sobre solos moles no vale do rio Curimataú.

As amostras coletadas no bico do amostrador padrão em ensaios SPT, propiciaram a definição dos parâmetros de umidade e de conteúdo de matéria orgânica no solo, um importante recurso para acrescentar informações obtidas mediante os ensaios *in situ* realizados (CPTu, Vane test e instrumentações de dados). A análise das informações contidas nos perfis de umidade e de matéria orgânica, associada à definição da estratigrafia de depósito, consiste, portanto, em importante contribuição para a avaliação da solução de engenharia a ser adotada para a estabilização do solo de fundação do aterro rodoviário sobre solos moles no vale do Curimataú.

Tendo em vista, portanto, a importância da ocorrência de conteúdo de matéria orgânica registrado nos perfis geotécnicos do depósito, caso seja decidido pela utilização de técnicas de reforço de solos mediante *jet grouting* ou técnicas assemelhadas, deverá ser observada adequadamente a acidez do solo, tendo em vista que valores para acidez Baumann Gully elevados o consumo de cimento pode até exceder em o dobro em relação ao caso do material inorgânico/sem contaminação, bem como a água a utilizar na formulação da calda deve ser tratada

para evitar a presença de agentes químicos que possam eventualmente afetar, desfavoravelmente, as propriedades da calda e dificultar o seu endurecimento.

4.3 Solução de tratamento do solo mole – colunas de *jet grouting*

A construção de aterros sobre solos moles, é um desafio recorrente da engenharia geotécnica, tendo como principal problema o recalque decorrente do adensamento de solos moles. Para evitar o rompimento do aterro e garantir a estabilidade da via, limitando o valor de recalque máximo remanescente, é necessário aumentar a resistência do conjunto solo-estrutura. Para isso optou-se pela solução de melhoramento por colunas de *Jet grouting*, executadas em forma de malha sob o aterro.

4.4 Metodologia do dimensionamento

No que diz respeito ao dimensionamento de um projeto de tratamento de solos com *jet grouting* existem, ainda, algumas dificuldades, uma vez que é uma técnica que depende de várias condicionantes, das características do terreno inicial e dos parâmetros da técnica em si. Além destes aspectos, a técnica é relativamente recente, o que faz com que não existam tantos estudos quando comparada com outras técnicas de tratamento de solo. Para tanto, um programa de prospecções bem concebido é necessário, devendo-se aferir o perfil geológico e geotécnico de modo a permitir aspectos relevantes de características físicas e mecânicas do solo. De forma a avaliar os parâmetros necessários, realizam-se, geralmente, ensaios SPT e CPT.

No dimensionamento deve ter-se em consideração um possível empolamento e recalque do solo e de estruturas envolventes. Portanto, para que haja controle sobre essas situações é necessário implementar um plano de observação e de instrumentação, onde possam ser registados todos os movimentos, verticais e horizontais do sistema.

No projeto também tem que ser definido o procedimento executivo a adotar, que por sua vez é sempre confirmado na fase de construção através da realização de colunas teste assim como a composição final da calda. É difícil ter conhecimento

absoluto das características do resultado final, assim, as colunas teste possibilitam avaliar esses aspectos e verificar se o dimensionamento empírico de projeto está apropriado. Após a execução da coluna, escava-se, de forma a inspecionar visualmente a geometria, sendo posteriormente recolhidas amostras (corpos de prova) para realizar ensaios de laboratório, como por exemplo ensaios à compressão uniaxial. Para além da coluna teste é, ainda, avaliado o posicionamento e a verticalidade do furo, segundo PINTO (2009).

4.4.1 Esforços atuantes nas colunas de *jet grouting*

As parcelas correspondentes às tensões sobre o solo e sobre as colunas no aterro reforçado foram determinadas segundo o método apresentando na norma francesa de desempenho de tratamento de solos com inclusões rígidas (ASIRI, 2012). A Figura 4.17 ilustra o princípio.

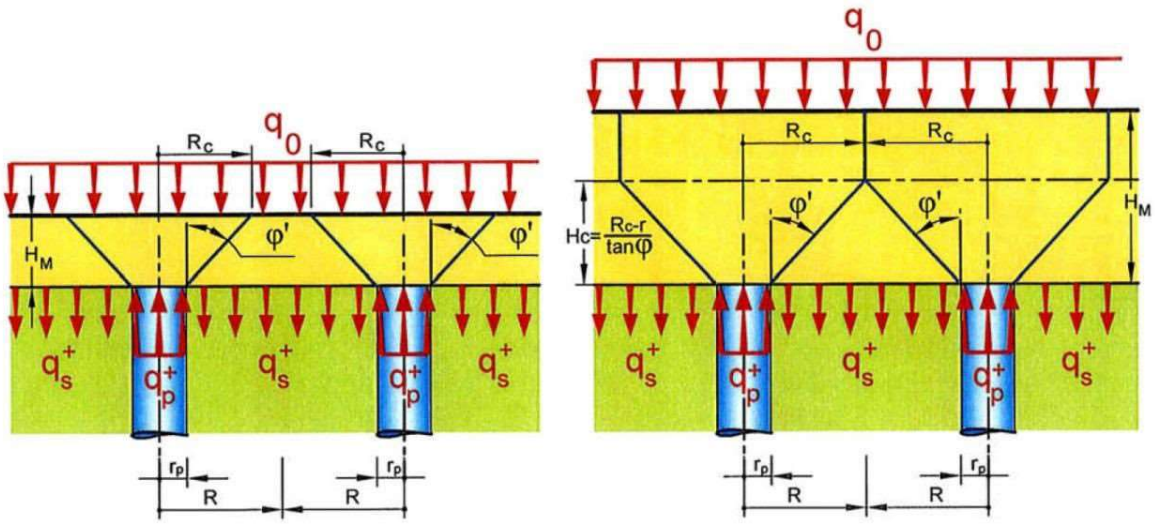


Figura 4.17 - Repartição da tensão nos reforços e no solo em função da espessura do colchão de repartição. Fonte: (ASIRI, 2012).

Segundo o Eurocode 7, a tensão limite em cima da coluna q_p^+ é determinada a partir de:

- q_0: a tensão exterior aplicada (no caso, é a tensão de 10 kPa devido a sobrecarga do trânsito);

- H: a espessura do colchão de distribuição (espessura do aterro);
  - H_M: espessura média do aterro;
  - H_C: espessura crítica do aterro.
- c', ϕ' e γ: Parâmetros do material de aterro (sendo, c'=coesão, ϕ'=ângulo de atrito e γ=densidade).
- r_p: raio da coluna;
- H_M

Se:

$$H_M < Hc = \frac{R - r_p}{\tan(\varphi')} \tag{4.1}$$

Então:

$$q_{p+} = \left[\frac{H_M}{3} * \left(\frac{R_c^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R_c}{r_p}\right) + \left(\frac{\gamma}{\gamma_\gamma} + \frac{R_c^2}{r_p^2} * q_0 + \frac{1}{\tan(\varphi')}\right) * \left(\frac{R_c^2}{r_p^2} - 1\right)\right] * \frac{c'}{\gamma_{c'}} \tag{4.2}$$

Com:

$$R_c = r_p + H_M * tan\left(\frac{\varphi'}{\gamma_{\varphi\prime}}\right) \tag{4.3}$$

E:

$$r_p = \frac{a}{2} \tag{4.4}$$

Sendo, a = diâmetro da coluna.

$\gamma_{c'} = \gamma_\emptyset = \gamma_\gamma = 1$ (Coeficientes parciais assim definidos no Eurocode 7)

Se:

$$H_M > Hc = \frac{R - r_p}{\tan(\varphi')} \tag{4.5}$$

Então:

$$q_{p+} = \left[\frac{H_c}{3} * \left(\frac{R^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R}{r_p}\right) + (H_M - H_c) * \frac{R^2}{r_p^2}\right] * \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} + \frac{R^2}{r_p^2} * q_0 + \left[\frac{1}{\tan(\varphi')} * \frac{R^2}{r_p^2} - 1\right] * \frac{c'}{\gamma_{c'}} \quad (4.6)$$

Com:

$$R = \frac{s}{\sqrt{\pi}} \quad (4.7)$$

Com:

s: espaçamento das colunas (2.R)

Assim é obtida a tensão sobre as colunas de *jet grouting*. A tensão sobre o solo (q_s^+) é obtida a partir da formula seguinte que expressa a conservação dos esforços.

$$\alpha q_p^+ + (1 - \alpha) * q_s^+ = q_0 \quad (4.8)$$

Carga sobre cada coluna = $q_p^+ * \pi * r^2$ (4.9)

Carga sobre a malha = $q_0 + h * \gamma + H_M * \gamma$ (4.10)

$$\propto = \frac{A_{Malha}}{A_{Coluna}} \quad (4.11)$$

Carga total na coluna = $A_{Malha} *$ Carga sobre a malha (4.12)

$$Eficiência = \frac{Carga\ sobre\ cada\ coluna}{Carga\ total\ na\ coluna} \quad (4.13)$$

Se:

Eficiência < 1

Então:

$$q_{s+} = \frac{q_0 + h * \gamma + H_M * \gamma - \alpha * q_{p+}}{(1 - \alpha) + H_c * \gamma} \quad (4.14)$$

Se:

Eficiência = 1

Então:

$$q_{s+} = \frac{2}{3} * H_c * \gamma \quad (4.15)$$

Onde, α: Área da coluna (π.rp²) dividida pela área da malha (para uma malha triangular sendo $s^2 x \sqrt{3}$). Todas as tensões e módulos são expressos em kPa. As unidades de comprimento são expressas em metros (m).

Visando encontrar a solução ótima, tanto do ponto de vista técnico quanto do ponto de vista econômico, o CONSÓRCIO CONSTRAN/GALVÃO/CONSTRUCAP aplicou a metodologia da norma francesa para diversas configurações de malha, em função de características geométricas do aterro e de parâmetros pré-estabelecidos. A seguir a Tabela 4.1 detalha os valores adotados para a utilização do método.

Tabela 4.1 - Dados de entrada. Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Descrição	Símbolo	Input
Peso específico (kN/m^3)	γ	18
Sobrecarga de veículos (kPa)	q_0	10
Espessura do colchão de repartição (m)	H_m	2
Ângulo de atrito efetivo (º)	ϕ'	30
Coesão (kPa)	c'	3

A partir destes dados de entrada fixos, o Consórcio verificou diversas configurações de malha, variando o espaçamento, diâmetro e a configuração geométrica da malha. As Tabelas 4.2 e 4.3 apresentam as configurações estudadas.

Tabela 4.2 - Alternativas de malha de colunas de *jet grouting* – (1/2). Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Descrição	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4	Alternativa 5	Alternativa 6
Diâmetro das colunas (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.8	0.8
Tipo de malha	Triangular	Quadrada	Triangular	Quadrada	Triangular	Quadrada

Espaçamento entre colunas (m)	2.5	2.5	2	2	3	3

Tabela 4.3 - Alternativas de malha de colunas de *jet grouting* – (2/2). Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Descrição	Alternativa 7	Alternativa 8	Alternativa 9	Alternativa 10	Alternativa 11	Alternativa 12
Diâmetro das colunas (m)	0.5	0.5	0.8	0.8	0.5	0.5
Tipo de malha	Triangular	Quadrada	Triangular	Quadrada	Triangular	Quadrada
Espaçamento entre colunas (m)	3	3	2.5	2.5	2.5	2.5

Dentre as alternativas apresentadas, a número 9 destacou-se como a solução mais eficiente segundo os critérios apresentados anteriormente. A seguir é apresentada a memória de cálculo para a alternativa definida (9):

Da equação 4.5, temos:

$$2 > 1{,}47 = \frac{1{,}25 - 0{,}4}{\tan(30°)}$$

A equação 4.6, nos leva a:

$$q_{p+} = \left[\frac{1{,}47}{3} * \left(\frac{1{,}41^2}{0{,}4^2} + 1 + \frac{1{,}41}{0{,}4}\right) + (2 - 1{,}47) * \frac{1{,}41^2}{0{,}4^2}\right] * \frac{18}{1} + \frac{1{,}41^2}{0{,}4^2} * 10 + \left[\frac{1}{\tan(30°)} * \frac{1{,}41^2}{0{,}4^2} - 1\right] * \frac{3}{1}$$

$$\boldsymbol{q_{p+} = 452\ kPa}$$

Logo, das equações 4.9 e 4.10, temos:

Carga sobre cada coluna = $452 * 3.1415 * 0.4^2$ = **227 kN**

Tensão sobre a malha = $10 + 0 * 18 + 2 * 18$ = **46 kPa**

Da equação 4.11, temos que:

$$\propto = \frac{2{,}5^2 * \frac{\sqrt{3}}{2}}{3{,}1415 * \frac{0{,}8^2}{2}}$$

$$\propto = \mathbf{0{,}09}$$

Então, da equação 4.12, temos que:

Carga total na coluna = 5,41*46 = **249 kN**

Da equação 4.13 temos que:

$$Eficiência = \frac{227}{249} = 0{,}91 \ < \ 1$$

Logo, da equação 4.14, temos que:

$$q_{s+} = \frac{10 + 0 * 18 + 2 * 18 - 0{,}09 * 452}{(1 - 0{,}09)} + \frac{2}{3} * 1{,}47 * 18$$

$$q_{s+} = 22kPa$$

4.4.2 Capacidade de carga

Com a determinação das cargas atuantes sobre as colunas de *jet grouting*, é possível realizar o cálculo da capacidade de carga do solo para as colunas individualmente. Para isso, utilizou-se o método de Bustamante (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1982). O método descreve que:

$$Q_u = \frac{Q_{u,P} + Q_{u,S}}{2} \quad (4.16)$$

Onde:

- Q_u refere-se a capacidade de carga total;
- $Q_{u,p}$ a resistência de ponta e,
- $Q_{u,s}$ a resistência lateral da coluna.

E:

$$Q_{u,P} = S_p * k_s * C_s \quad (4.17)$$

E:

$$Q_{u,s} = \sum \pi * D_i * l_i * q_{si} \tag{4.18}$$

Onde:

- S_p – Área de base de uma coluna;
- D_i – Diâmetro nominal da coluna dentro da camada;
- li – Espessura da camada;
- q_{si} – Atrito lateral unitário;
- k_s – Fator de carga da base;
- Cs - medida da compacidade do solo sob a base; ela é obtida a partir das medidas feitas com o pressiômetro de Menard (PTM), o penetrômetro estático CPT ou realizando um ensaio do tipo SPT.

E:

$$q_{si} = (ax + b) * q_c \tag{4.19}$$

Sendo ax + b a equação da reta selecionada conforme o tipo de solo predominante nas Figuras 4.18 e 4.19 apresentadas a seguir, e q_c a resistência de ponta obtida no ensaio CPT:

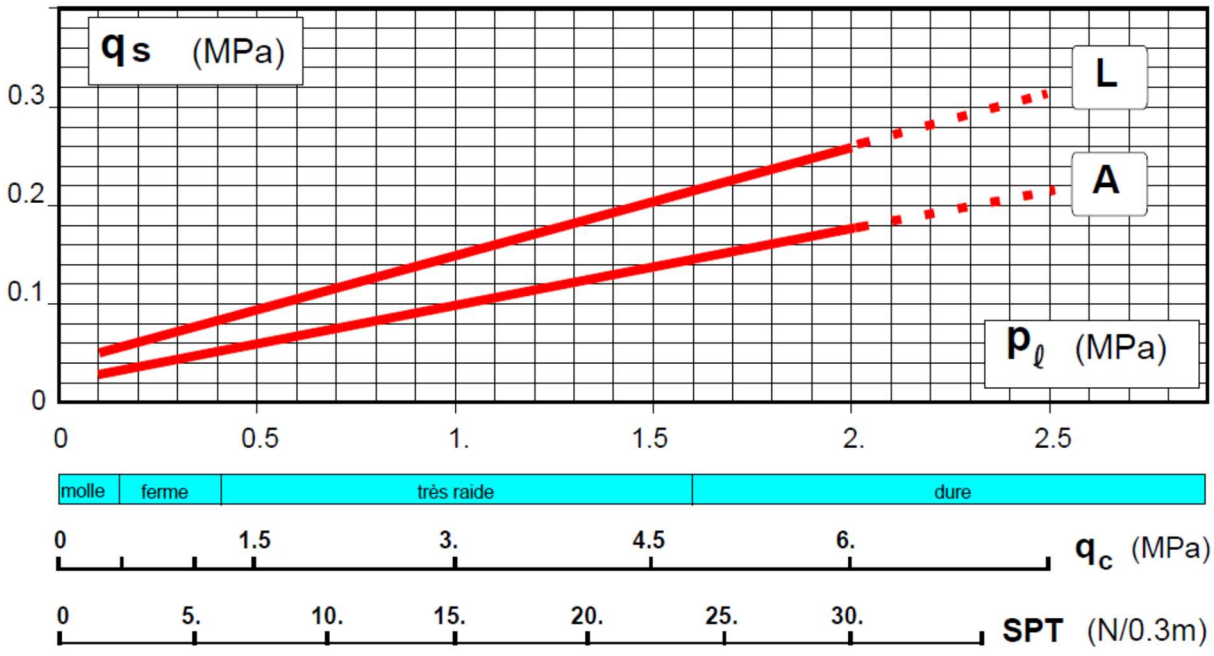


Figura 4.18 - Ábaco para o cálculo de qsi para argilas e siltes. Fonte: (BUSTAMANTE, 2002).

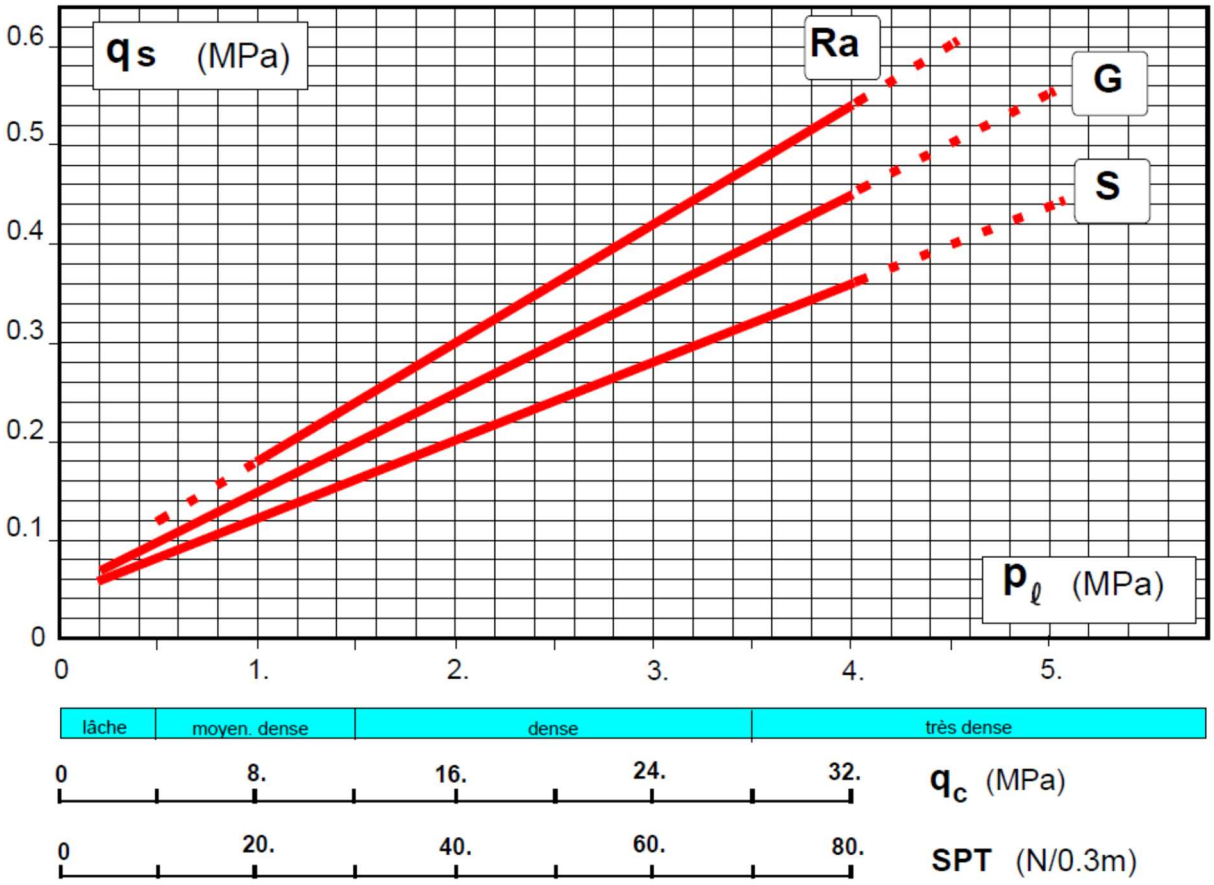


Figura 4.19 - Ábaco para o cálculo de qsi para areias e rochas alteradas. Fonte: (BUSTAMANTE, 2002).

O dimensionamento depende então, das grandezas D_i, k_s e q_{si} e a validade do método reside na exatidão de seu ajuste experimental.

Pela formulação de Bustamante, calcula-se a capacidade de carga para cada profundidade até que a seguinte condição seja satisfeita:

$$\frac{Q_u}{FS} = Carga\ total\ na\ coluna \tag{4.20}$$

Em respeito à norma NBR 6122, considerou-se um fator de segurança global de 2 para a capacidade de carga das colunas.

A seguir são apresentados os cálculos realizados.

Da equação 4.17, temos:

$$Q_{u,P} = \frac{\pi}{4} * 0{,}8^2 * (0{,}5 * 1000) * 2{,}84$$

$$\boldsymbol{Q_{u,P} = 716\ kN}$$

Considerando a equação 4.19 temos:

$$q_{si} = (0{,}02 + 0{,}02727 * q_c) * 1000$$

Considerando a equação 4.18 temos:

$$Q_{u,s} = 0{,}8 * \pi * \sum_{0}^{16} 0{,}1 * q_{si}$$

$$\boldsymbol{Q_{u,s} = 1088\ kN}$$

Considerando a equação 4.16, tem-se:

$$Q_u = \frac{716 + 1088}{2}$$

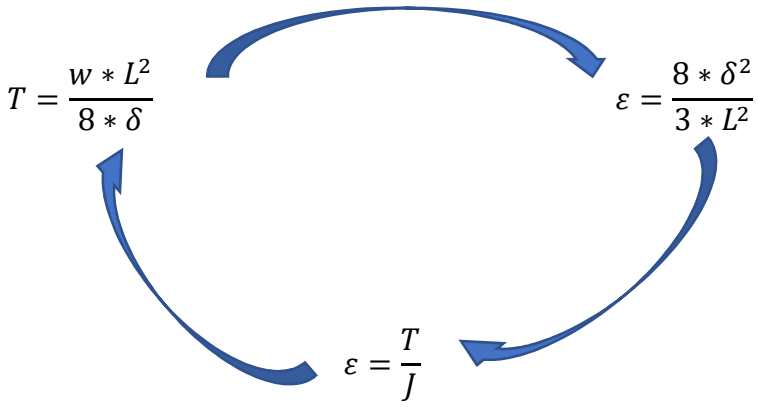
$$\boldsymbol{Q_u = 902\ kN}$$

Portanto, a partir do valor da carga total na coluna que é **249 kN**, tem-se que, $249 < 902\ kN$, logo, a capacidade de carga mobilizada é superior à carga solicitante.

4.4.3 Dimensionamento das geogrelhas

Para garantir que a distribuição de tensões resultantes das cargas permanentes e variáveis que atuam sobre a malha de colunas seja uniforme, foi necessário a instalação de uma geogrelha entre a malha e o aterro. O papel do geossintético é transferir as cargas entre as colunas, funcionando como ligação no espaço entre elas. Além disso também aumenta a capacidade de carga do solo diretamente abaixo dela, nos espaços entre colunas.

O dimensionamento das geogrelhas é um processo iterativo em que são avaliadas as variáveis de força de tração T, rigidez J e deformação ε em função da carga uniformemente distribuída sobre o solo na área entre as colunas de *jet grouting* e da distância entre os apoios (colunas) L, conforme as equações seguintes de Russel *et al.* (2003):



Processo iterativo de dimensionamento das geogrelhas. Fonte: Russel *et. al.* (2003).

O esquema da Figura 4.20 ilustra as principais variáveis do dimensionamento:

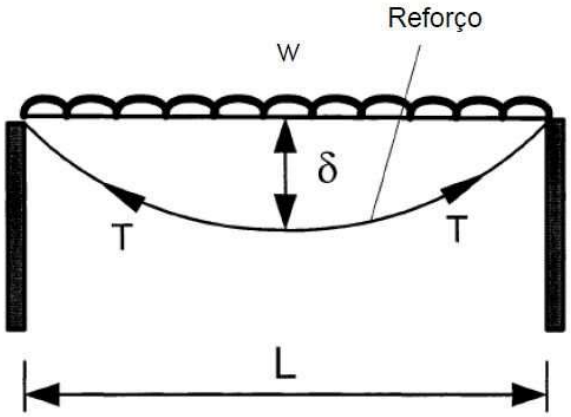


Figura 4.20 - Esquema ilustrativo das variáveis de dimensionamento. Fonte: Abdullah (2006).

Ao dimensionar uma geogrelha, dois fatores devem ser observados: a resistência à tração e os recalques máximos segundo as condições do projeto. Para a verificação destes fatores limitantes, seleciona-se inicialmente geogrelhas de uso corrente no mercado, e verifica-se os recalques e a força de tração solicitante para cada uma delas.

A Tabela 4.4 apresenta as características mecânicas das geogrelhas analisadas:

Tabela 4.4 - Características mecânicas das geogrelhas analisadas. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Modelo	ε max (%)	J (kN/m)	T_{Max} (kN/m)
Fortrac	5	2200	110
Fortrac	5	4000	200
Fortrac	5	8000	400

A resistência à tração nominal das geogrelhas deve ser minorada antes de ser comparada à força de projeto atuante, calculada como segue:

$$T_{adm} = \frac{T_{Max}}{FR_1 * FR_2 * FR_3 * \gamma} \quad (4.21)$$

- FR_1 - Fator de redução por fluência;
- FR_2 - Fator de redução para danos mecânicos;
- FR_3 - Fator de redução para danos químicos e ambientais;
- γ - Fator de segurança para incertezas na produção e na extrapolação de dados.

Adotou-se os seguintes valores como fatores de redução para o dimensionamento das geogrelhas, exibidos na Tabela 4.5, a seguir:

Tabela 4.5 - Fatores de redução para as geogrelhas. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Fatores de redução			
FR1	FR2	FR3	γ
1.67	1.1	1.03	1.1

Nesta oportunidade o fator observado é a resistência à tração máxima segundo as condições do projeto para três tipos de Geogrelhas:

Fortrac J2200	Fortrac J4000	Fortrac J8000
$T_{adm} = \frac{110}{1{,}67 * 1{,}1 * 1{,}03 * 1{,}1}$	$T_{adm} = \frac{200}{1{,}67 * 1{,}1 * 1{,}03 * 1{,}1}$	$T_{adm} = \frac{400}{1{,}67 * 1{,}1 * 1{,}03 * 1{,}1}$

$T_{adm} = 52{,}85\ kN/m$	$T_{adm} = 96{,}09\ kN/m$	$T_{adm} = 192{,}18\ kN/m$
$\varepsilon_{Max} = \frac{52{,}85}{2200}$	$\varepsilon_{Max} = \frac{96{,}09}{4000}$	$\varepsilon_{Max} = \frac{192{,}18}{8000}$
$\varepsilon_{Max} = 2{,}4\%$	$\varepsilon_{Max} = 2{,}4\%$	$\varepsilon_{Max} = 2{,}4\%$
$\delta = \frac{(22 * (2{,}5 - 0{,}8)^2) * \frac{1}{8}}{52{,}85}$	$\delta = \frac{(22 * (2{,}5 - 0{,}8)^2) * \frac{1}{8}}{96{,}09}$	$\delta = \frac{(22 * (2{,}5 - 0{,}8)^2) * \frac{1}{8}}{192{,}18}$
$\delta = 0{,}15\ m$	$\delta = 0{,}082\ m$	$\delta = 0{,}041\ m$
$\varepsilon = \frac{8 * 0{,}15^2}{3 * (2{,}5 - 0{,}8)^2}$	$\varepsilon = \frac{8 * 0{,}082^2}{3 * (2{,}5 - 0{,}8)^2}$	$\varepsilon = \frac{8 * 0{,}041^2}{3 * (2{,}5 - 0{,}8)^2}$
$\varepsilon = 2\%$	$\varepsilon = 0{,}6\%$	$\varepsilon = 0{,}15\%$
$\varepsilon = \frac{T}{J}$	$\varepsilon = \frac{T}{J}$	$\varepsilon = \frac{T}{J}$
$0{,}020 * 2200 = 46\ kN/m$	$0{,}006 * 4000 = 24\ kN/m$	$0{,}0015 * 8000 = 12{,}40\ kN/m$
$T_{Solicitante} = 46\ kN/m$	$T_{Solicitante} = 24\ kN/m$	$T_{Solicitante} = 12{,}40\ kN/m$

4.4.4 Recalques admissíveis

O recalque total que ocorrerá no aterro será a soma dos recalques das colunas de *jet grouting*, das geogrelhas (entre colunas), e do próprio material que compõe o aterro, ou seja:

$$\rho = \Delta hc + \Delta ha + \Delta hg \quad (4.22)$$

No caso da obra objeto deste estudo, a parcela correspondente ao recalque do próprio aterro, Δha será da ordem de magnitude irrelevante, pois o material será compactado e não estará sujeito à grandes tensões. Além do mais, esse recalque será imediato não acarretando em danos ao pavimento. Portanto:

$$\rho = \Delta hc + \Delta hg \quad (4.23)$$

Recomenda-se para obras de aterros rodoviários, que os recalques não ultrapassem 50 mm, logo:

$$\Delta hc + \Delta hg < 0.05 \text{ m} \quad (4.24)$$

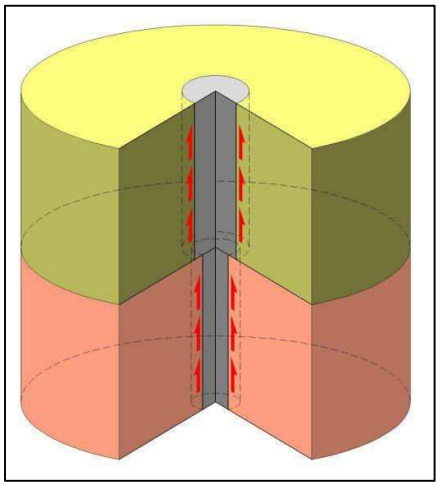
4.4.4.1 Recalques das colunas

Para o cálculo do recalque das colunas de *jet grouting*, o módulo **Taspie+®** do software **FoXta v3®** da empresa francesa Terrasol foi utilizado pelo CONSÓRCIO CONSTRAN/GALVÃO/CONSTRUCAP (2016).

O cálculo é baseado no conceito de função de transferência (lei que estabelece a relação entre o atrito lateral e o deslocamento da estaca por um lado, e a tensão de ponta e o recalque do solo por outro lado). A noção de transferência de carga foi elaborada inicialmente por Coyle e Reese (1966). Ela é generalizada no módulo Taspie+ considerando-se simultaneamente:

- O deslocamento relativo entre a estaca e o solo;
- A extensão a elementos de solo de mesma seção que a estaca, situados acima da cabeça da estaca ou debaixo da sua ponta.

Considerou-se um modelo como o elemento de fundação (a coluna de *jet grouting*) e o elemento de solo da malha considerada na Figura 4.21. A interação de ambos os elementos foi levada em conta. Isto significa que o recalque da coluna é afetado pelo recalque do solo e que o deslocamento do solo também depende do deslocamento da coluna e da distribuição dos esforços nela. O princípio da interação entre a coluna e o solo é ilustrado pela Figura 4.22.



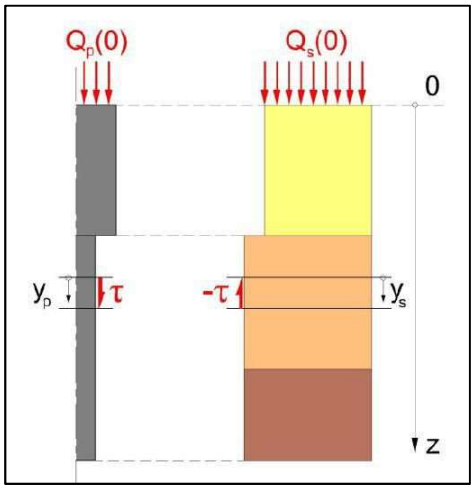


Figura 4.21 - Modelo da estaca e do solo associado (Sistema de fundação).

Figura 4.22 - Interação entre o solo e a coluna

Na coluna:

$$dQ_p(Z) = (\tau p + \gamma_p * S_p)dz \tag{4.25}$$

No solo:

$$dQ_s(Z) = (-\tau p + \gamma_s * S_s)dz \tag{4.26}$$

Com:

- τ: cisalhamento na interface entre o solo e a estaca,
- γ_s: peso específico das camadas que não existiam no estado inicial (não existe no presente caso).

Estas equações levam à seguinte equação que expressa a conservação dos esforços:

$$dQ_p(Z) + dQ_s(Z) = (\gamma_p S_p + \gamma_s * S_s)dz \tag{4.27}$$

O recalque da coluna e o recalque médio do solo levam também as equações complementares seguintes:

$$dy_p(Z) = \frac{Q_p(z)}{S_p * E_p}dz \tag{4.28}$$

$$dy_s(Z) = \frac{Q_s(z)}{S_s * E_s}dz \tag{4.29}$$

Com:

- E_p(z): módulo de Young do material considerado;
- E_s(z): módulo de deformação aparente do solo para o grau de carregamento aplicado.

Este módulo é similar a um módulo oedométrico para a argila mole e um módulo secante para a metade da deformação máxima para solos mais resistentes.

A última equação, na qual fica a carga vertical total resultante das cargas aplicadas no solo, permite fazer uma avaliação do recalque médio do solo a uma profundidade z.

A interação entre a coluna e o solo é suposta ser inteiramente descrita em cada camada por uma função de transferência expressando a dependência do cisalhamento τ com o deslocamento relativo entre ambos os elementos:

$$\tau = f(y_p - y_s) \tag{4.30}$$

As funções de transferência, em relação ao cisalhamento, utilizadas neste modelo, com as formulações semi-empíricas baseadas no módulo pressiométrico E_M e o atrito limite q_s foram propostas por FRANK E ZHAO (1982).

Segundo Frank e Zhao (1982), a lei de transferência para o atrito lateral (τ) e a lei para a tensão abaixo da ponta da coluna (q) são definidas conforme ilustrado na Figura 4.23.

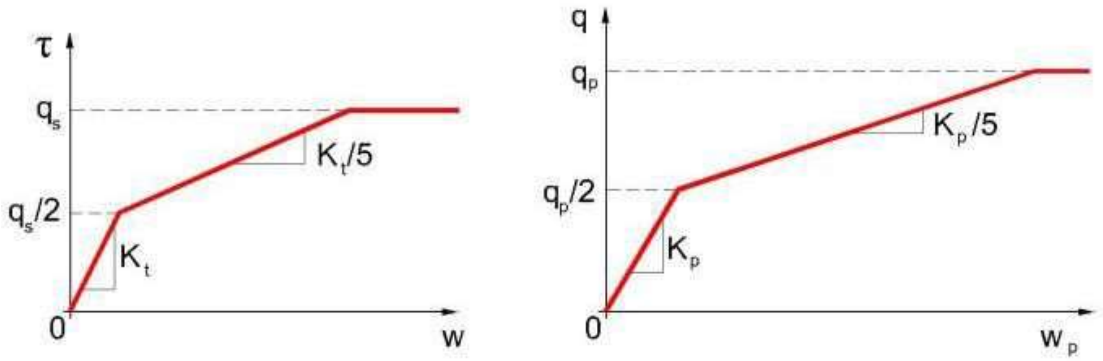


Figura 4.23 - Leis de mobilização do atrito e do esforço de ponta. Fonte: (Frank e Zhao, 1982).

Sendo:

- W: Deslocamento tangencial e,
- W_p: Deslocamento da ponta.

Para estacas moldadas em solos finos:

$$K_t = \frac{2 * E_M}{D_s} \tag{4.31}$$

E:

$$K_p = \frac{11 * E_M}{D_p} \tag{4.32}$$

Para estacas moldadas nos solos granulares:

$$K_t = \frac{0{,}8 * E_M}{D_s} \tag{4.33}$$

E:

$$K_p = \frac{4{,}8 * E_M}{D_p} \tag{4.34}$$

Para resolver o sistema não linear das equações apresentadas acima, o modulo Taspie+ é constituído de dois núcleos de cálculo complementares:

- O núcleo principal: resolução matricial por elementos finitos;
- O núcleo secundário: resolução passo por passo por diferenças finitas.

O núcleo principal (resolução matricial) é aplicado para configurações nas quais a curva de transferência corresponde a uma função crescente monótona com um estado residual de plastificação único. Isto engloba a maioria dos casos.

Para casos nos quais a curva de transferência apresenta um ou mais estados residuais decrescentes (degradação, desgaste), a formulação matricial já não é mais válida e o núcleo secundário (resolução passo a passo) é automaticamente utilizado.

4.4.4.2 Recalque da geogrelha

O recalque devido à deformação das geogrelhas, será igual à deformação sofrida por ela, no vão entre os apoios (colunas) ou seja:

$$T = \frac{w * L^2}{8 * \delta} \tag{4.35}$$

$$\delta = \frac{(w * L^2) * \frac{1}{8}}{T} \tag{4.36}$$

4.4.5 Recalque estimado

Conforme já apresentado, o recalque total que ocorrerá no aterro da rodovia, será a soma dos recalques da geogrelha e das colunas de *jet grouting* (equação 23: ρ = Δhc + Δhg), com recomendação de que o recalque não ultrapasse os 50 mm (equação 4.24: Δhc + Δhg < 0.05 m).

A seguir são apresentados os recalques estimados, exibidos nas Figuras 4.24 e 4.25 obtidos para ambos os elementos:

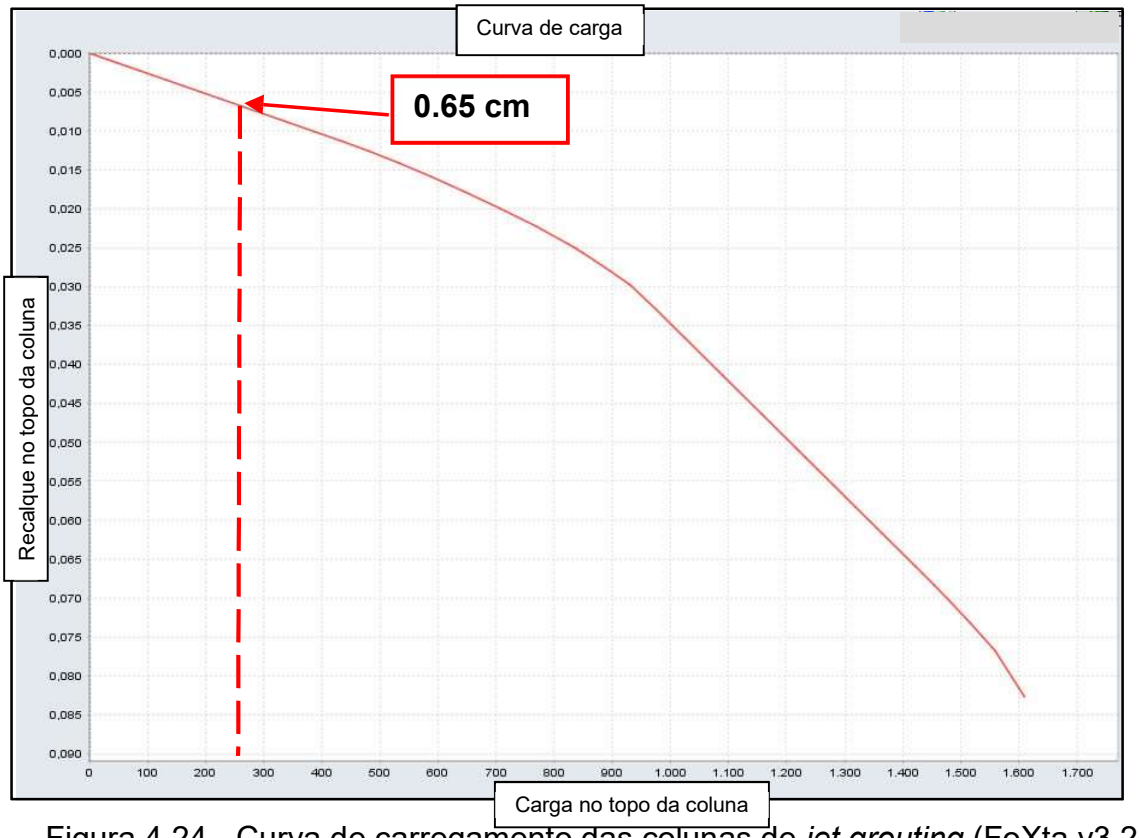


Figura 4.24 - Curva de carregamento das colunas de *jet grouting* (FoXta v3.2.4).
Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

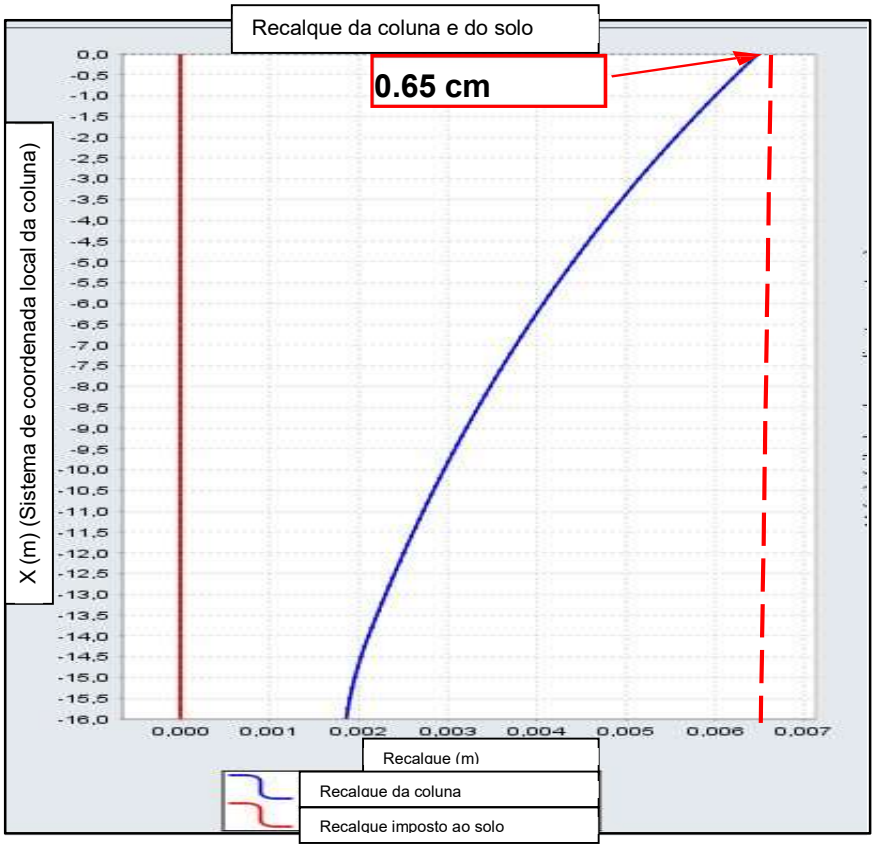


Figura 4.25 - Recalque ao longo da coluna (FoXta v3.2.4)
Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

Logo:

Para a geogrelha Fortrac J2200	**Para a geogrelha Fortrac J4000**	**Para a geogrelha Fortrac J8000**
ρ = 0,0065 m+0+0,15 m	ρ = 0,0065 m+0+0,082 m	ρ = 0,0065 m+0+0,0414m
ρ = 0,1565 m↔ρ>0.05 m**X**	ρ = 0,0885m↔ρ>0,05m **X**	ρ=0,0479m↔ρ<0.05m**OK**

Portanto, a geogrelha capaz de suportar os esforços de tração da obra é o Fortrac J8000 com recalque estimado de 0,0479 m, para as condições de contorno apresentadas.

4.4.6 Parâmetros de execução

As colunas de *jet grouting* têm como parâmetro de execução, no caso em estudo, uma resistência a compressão mínima de 2 MPa aos 28 dias e um módulo de deformabilidade mínimo de 1 GPa aos 7 dias:

- Resistencia, $fc._{28dias}$: 2 MPa;
- Deformabilidade, E_{7dias}: 1 GPa.

Para a garantia da resistência mínima exigida, recomenda-se os seguintes parâmetros de execução:

- Tipo de *Jet grouting*: Tipo I;
- Dosagem de cimento: 400 – 500 kg/m3;
- Relação A/C: 1.0.

A dosagem de cimento foi estimada por meio de um gráfico adaptado de Pinto (2009), presente na Figura 4.26.

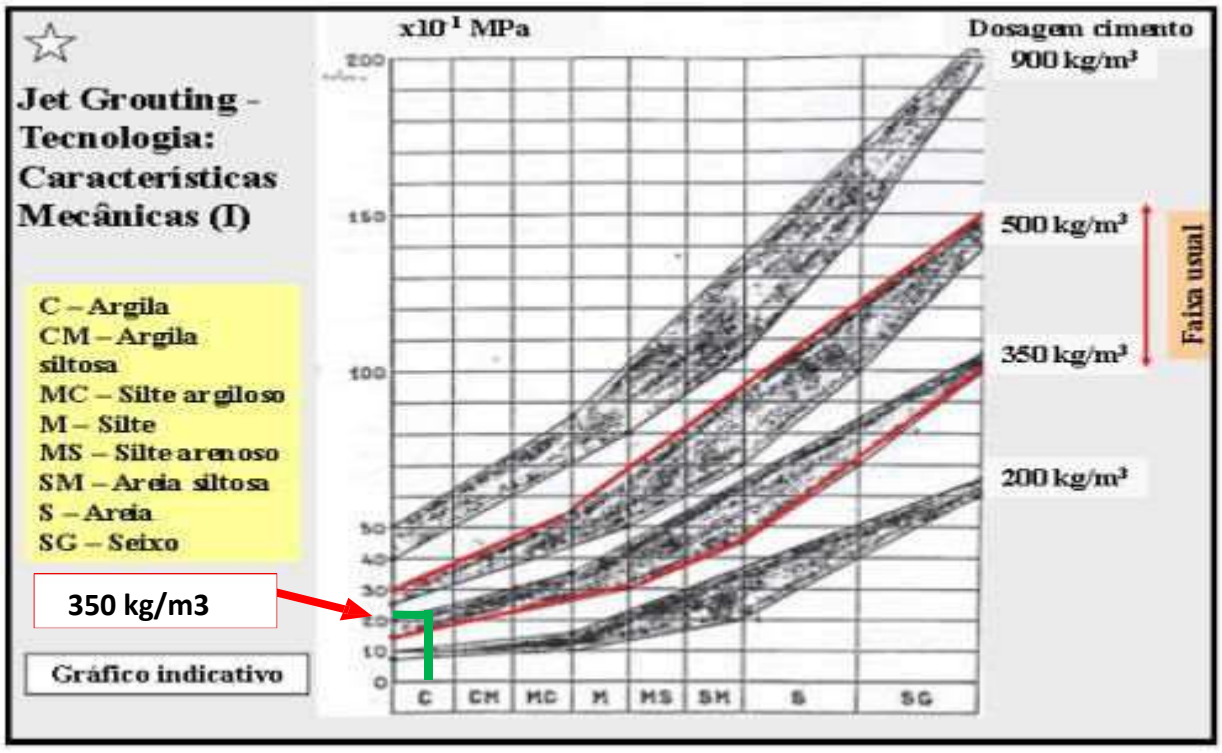


Figura 4.26 - Consumo de cimento em função da resistência à compressão desejada. Fonte: Pinto (2009).

Para a tensão resistente prevista de 2 MPa, uma dosagem entre 350 - 400 kg/m^3 (C – clay - Argila) seria a faixa comum. No entanto, a experiência de projetistas em solos de características semelhantes, leva a conclusão que seria mais prudente aumentar um pouco este valor. Portanto, adotou-se a faixa entre 400 a 500 kg/m^3. Conforme apresentado nos cálculos, a tensão atuante sobre as colunas individuas da malha é da ordem de 500 kPa, portanto, apesar de ter sido determinada uma

resistência à compressão mínima de 2 MPa, as colunas só precisarão atingir 1 MPa para que seja garantido o fator de segurança de 2. A Figura 4.27 apresenta a correlação entre a resistência à compressão pré-estabelecida e o módulo de deformabilidade das colunas de *jet grouting*.

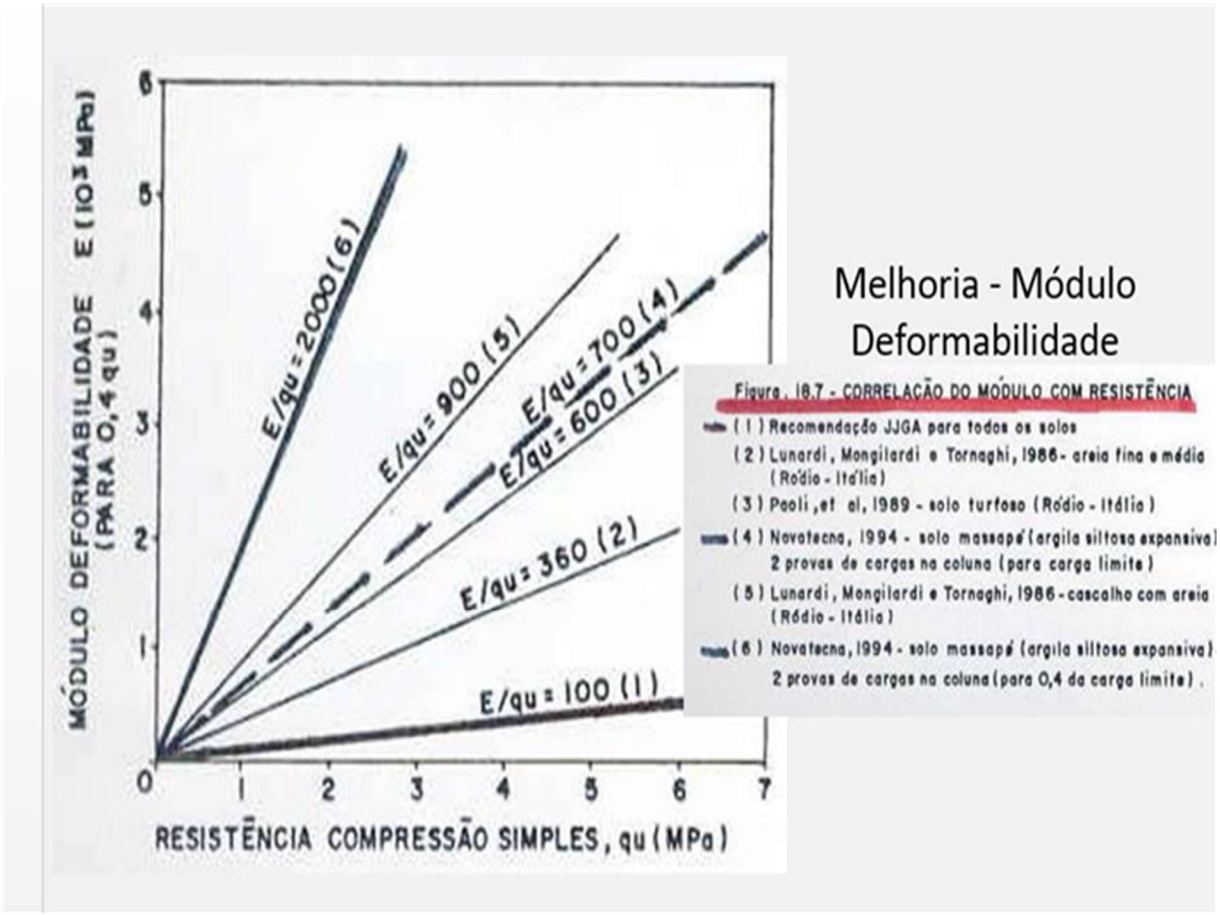


Figura 4.27 - Relação do módulo de deformabilidade com a resistência. Fonte: Koshima (2010).

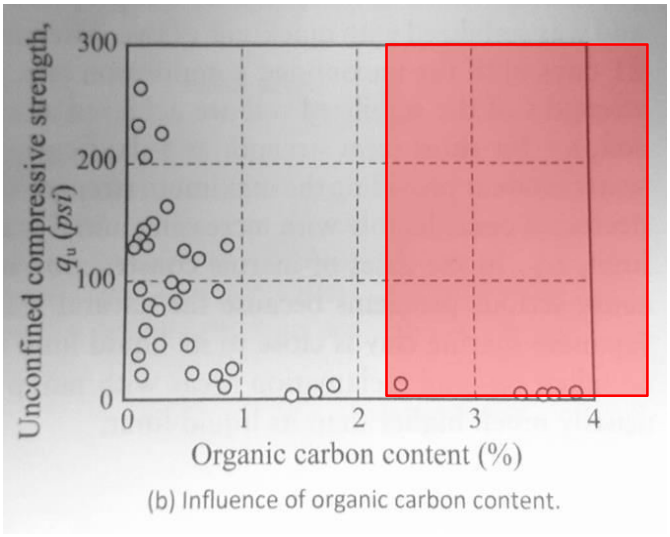
De acordo com a Figura 4.27 pode-se verificar que para argilas orgânicas, utilizando uma resistência à compressão de 2 MPa, teremos um módulo de deformabilidade de aproximadamente 1 GPa aos 7 dias, por este motivo determinou-se a tensão mínima de ruptura como sendo 2 MPa. Para confirmação do valor do módulo de deformabilidade em campo, torna-se essencial a execução de colunas teste, uma vez que este módulo é predominante na estimativa de recalques. Os parâmetros dados são um ponto de partida para as primeiras colunas de teste a serem executadas no campo.

Com o início das colunas de teste e a retirada de corpos de prova para ensaio deverão ser realizados ajustes aos parâmetros de execução de forma a garantir a resistência e o módulo de deformabilidade mínimo previsto no projeto, em particular no consumo de cimento versus resistência.

4.4.7 Influência da matéria orgânica

De acordo com os ensaios apresentados por Pereira *et al.* (2016), a camada de argila mole presente na região apresenta uma variação considerável no teor de matéria orgânica na zona do tratamento. Kitazume e Terashi (2013) correlacionaram por meio de dados experimentais a resistência à compressão simples da mistura de solo e cimento, com os teores de carbono orgânico e de umidade.

DelVecchia *et al.* (2014), afirmaram que o conteúdo de carbono orgânico do solo pode ser obtido através da divisão do teor de matéria orgânica pela constante 1,72. Esta correlação parte do princípio de que 58 % da matéria orgânica presente no solo, é composta por carbono orgânico. Partindo dessa correlação, observa-se que o teor de carbono orgânico do solo, encontra-se entre 2.32 % e 4.65 %. Comparando-se este teor de carbono orgânico aos estudos experimentais (Thompson, 1966 *apud* Kitazume e Terashi, 2013), pode-se determinar indiretamente que o teor de matéria orgânica encontra-se inserido na zona em que há perda de resistência à compressão, conforme percebe-se na Figura 4.28.



(b) Influence of organic carbon content.

Figura 4.28 - Influência do teor de carbono orgânico na resistência à compressão do solo. Fonte: Thompson (1966) *apud* Kitazuma e Terashi (2013).

No mesmo trabalho Kitazume e Terashi (2013), apresentaram um gráfico baseado em dados experimentais de ensaios em misturas executadas com argilas marinhas, em que é correlacionada a resistência à compressão simples da mistura de solo e cimento, com o teor de umidade, para os tempos de cura de 3, 7 e 21 dias.

O estudo demonstra que para um teor de umidade da ordem de 70 % a 80 % (Caso do terreno em estudo) , foi atingida uma resistência próxima de 2 MPa aos 21 dias, com a utilização de aditivos, conforme pode-se perceber da Figura 4.29 de Terashi e Mitsumoto (1977).

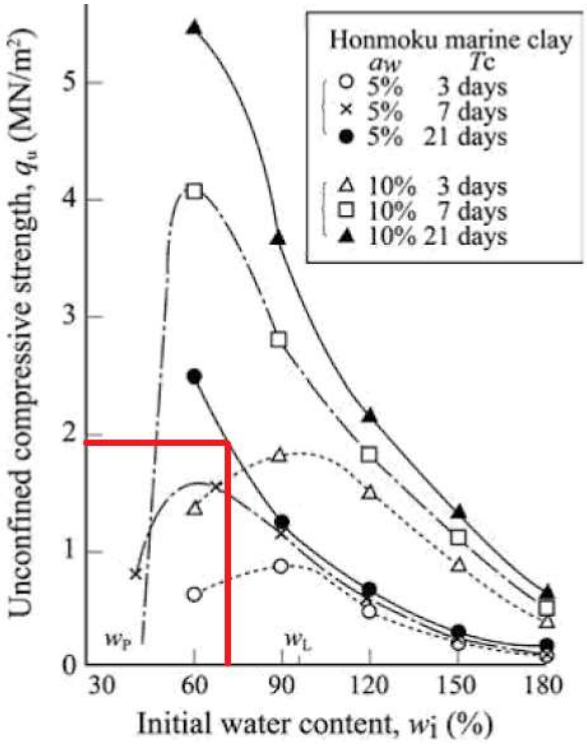


Figura 4.29 - Influência do teor de umidade inicial na resistência da mistura com agente estabilizante. Fonte: Terashi e Mitsumoto (1977).

4.4.8 Extensão do tratamento

A extensão longitudinal do tratamento do solo foi determinada com base nas observações feitas nas visitas técnicas realizadas nos dias 30/10/2014 e 03/12/2015.

Nestas visitas foram observadas trincas na pista no trecho entre as estacas 1187 e 1194+15.

A profundidade de recalque das colunas foi dimensionada com base em dois critérios limitantes.

1. A capacidade de carga última deve ser superior à carga atuante determinada em projeto, conforme apresentado no capítulo 5.2.

2. Os recalques devem ser limitados à no máximo 50 mm.

Os comprimentos das colunas deverão ultrapassar em pelo menos 2 m a camada de argila orgânica. Esta determinação é feita com base no critério do recalque máximo admissível, pois para minimizar os recalques a ponta da estaca deve estar assente sobre solo resistente. A margem de 2 m, foi determinada como medida cautelar para garantir que a camada de transição entre a argila orgânica e a camada arenosa seja ultrapassada.

A Figura 4.30 ilustra uma seção transversal representativa da solução de tratamento de Jet grouting executada na obra.

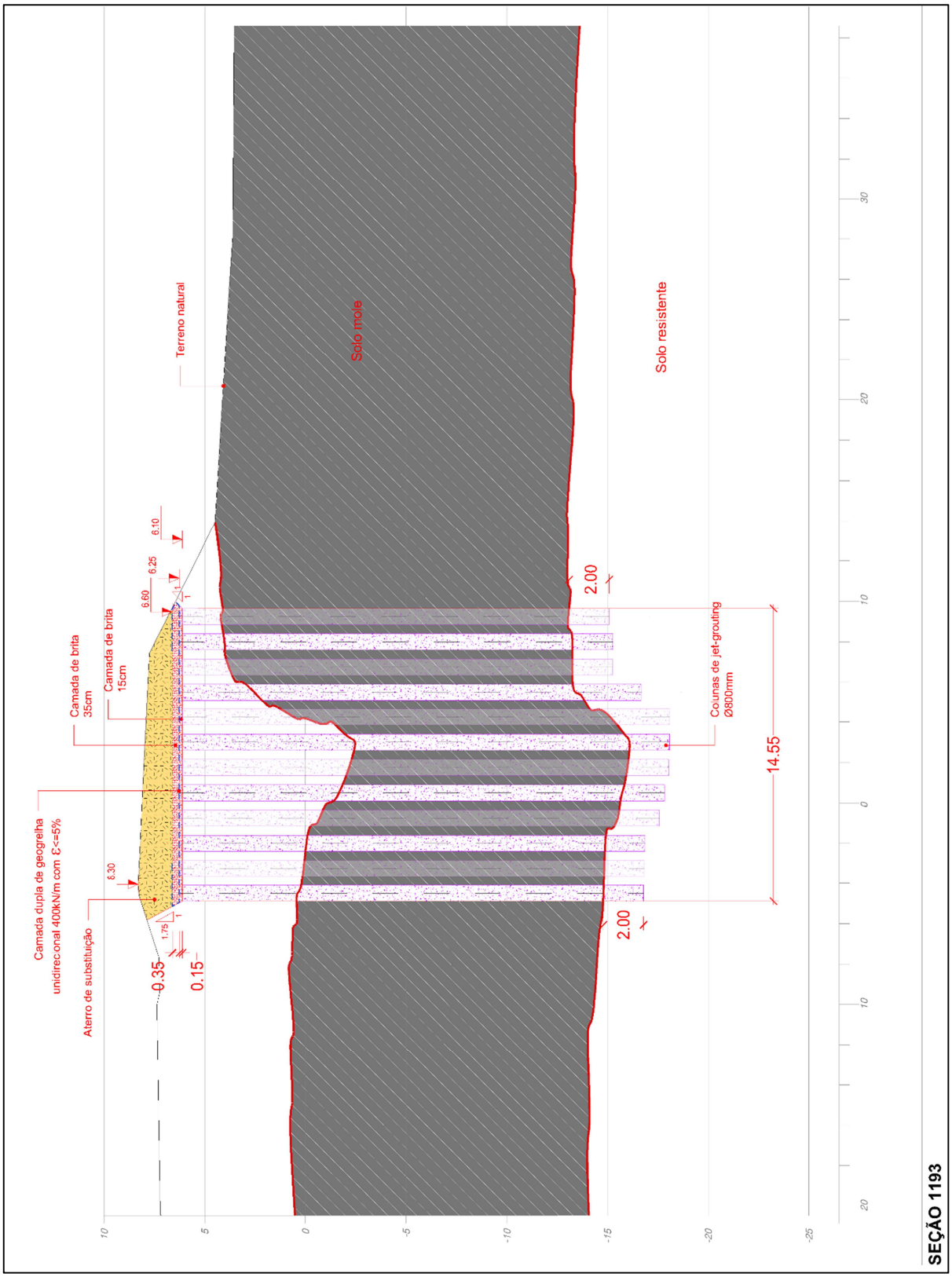


Figura 4.30 Seção transversal representativa da solução de tratamento de Jet grouting executada na obra. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2016).

4.5 Controle de qualidade das colunas de *jet grouting*

Em fase de projeto foram definidos quais os parâmetros fundamentais a serem objeto de controle de qualidade para garantia do sucesso da solução projetada e implementada. A execução das colunas de *jet grouting* na plataforma rodoviária foi precedida da execução de 15 (quinze) colunas testes, ver Figuras 4.31, que possibilitaram avaliar aspectos de projeto como a pressão de injeção e verificar se o dimensionamento empírico de projeto está apropriado. Após a realização da coluna, escavou-se, de forma a inspecionar visualmente a sua geometria, sendo posteriormente recolhidas amostras (corpos de prova cilíndricos) para realização de ensaios de laboratório, como por exemplo ensaios à compressão simples. Além da coluna teste pode-se, ainda, avaliar o posicionamento e a verticalidade do furo.

Figura 4.31 - Coluna teste.

Objetivando a avaliação *in situ* dos parâmetros de injeção, tomadas a partir das colunas teste, visando a validação das variáveis de execução e promoção do prosseguimento da obra, os resultados são apresentados na Tabela 4.6:

Tabela 4.6 – Resultados dos parâmetros de injeção das colunas testes.

Argila mole orgânica – Zona A		**Areias siltosas e Argilas arenosas – Zona B***	
Pressão de injeção	300 Bar	Pressão de injeção:	400 Bar
Bico injetor	4,5 mm	Bico injetor - 1 unidade	4,5 mm
Dosagem de cimento teórica	400 kg/m³	Dosagem de cimento teórica	600 kg/m³
Velocidade de subida	0,5 m/min (2min/m)	Velocidade de subida	0,5 m/min (2min/m)
Rotação, RPM	30	Rotação, RPM:	30

* (A **zona B** foi considerada como a zona inferior correspondente ao engastamento da coluna e o aterro superior até se atingir o solo mole).

Portanto, verifica-se que para atingir os parâmetros de projeto mediante a experiência das colunas teste houve necessidade de alteração da pressão de injeção sendo de 300 Bar para a zona A e 400 Bar para a zona B, como também na dosagem de cimento teórica (400 kg/m³ para a zona A e 600 kg/m³ para a zona B), com isso pode-se levar adiante a execução das colunas na plataforma do aterro que fora executado.

O Projeto do aterro estruturado com colunas de *jet grouting* reforçado com geogrelha previa a execução de 431 colunas em formato de malha triangular. Para execução de cada coluna havia a necessidade de locação topográfica. As colunas foram encabeças por geogrelha, mas antes destas foi executado uma camada de brita preenchendo o fundo da escavação e, na sequência, foi instalada uma camada transversal e uma longitudinal de geogrelhas (T = 400 kN/m, ε<5%, J >= 8000 kN/m²). Em seguida a geogrelha foi recoberta por brita em uma camada de 35 cm. Por fim o

aterro e a estrutura do pavimento foram executados até suas cotas de projeto. A Figura 4.32 exibe detalhes da execução da coluna de *jet grouting*.

(a) (b)

Figura 4.32 - (a) Pré-furo para execução da coluna de *jet grouting*; (b) execução da coluna de *jet grouting (detalhe do refluxo do solo tratado)*.

Ocorre, porém, que, para moldagem dos corpos de prova eram coletados, durante a execução de todas as colunas, o material de refluxo, Figura 4.32 (b). A Figura 4.33 mostra a corpos de provas moldados do refluxo do solo tratado e após ensaios de compressão uniaxial.

(a) (b)

Figura 4.33 – (a) Corpos de provas moldados do refluxo do solo tratado e (b) Corpos de prova após ensaios de compressão simples (material de refluxo).

Carreto (1999) registrou a dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca há ainda maior utilização da solução de *jet grouting* no reforço de solos. A previsão do valor de resistência à compressão simples é dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado;

Nesta pesquisa as amostras coletadas nas cotas indicadas têm sua explicação por apresentarem maior teor de umidade e presença de matéria orgânica, como já foi discutido em seções anteriores. Portanto, devido a essas características do material a ser tratado, que tem influência na resistência final do solo é que se justifica a exumação de amostras que foram ensaiadas em laboratório para verificação de sua capacidade de suporte a compressão, uma vez que, todo o sistema estará sujeito a cargas estáticas e dinâmicas.

Como não há norma que indique quantas sondagens rotativas devem ser efetuadas para exumação de corpos de prova e verificação da resistência a

compressão do solo tratado convencionou-se usar que 1% das colunas de *jet grouting* executadas deveriam ser submetidas a este tipo de investigação geotécnica e ensaio de verificação do parâmetro de resistência do material tratado, ou seja, das 431 colunas 5 foram ensaiadas. Observando esse preceito as colunas 303, 310, 312, 315 e 355 foram selecionadas por se encontrarem na região mais crítico do depósito de solos moles

Neste trabalho foi proposto a execução de sondagem rotativa em 5 (cinco) colunas de *jet grouting* com a finalidade de obter corpos de provas, e assim, a resistência mecânica do solo tratado através de compressão simples, que tem como referência a norma técnica da ABNT (NBR 5739 – 2007), cujos dados seguem na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resultados de ensaios de compressão simples do solo tratado obtidos a partir de corpos de prova exumados por sondagem rotativa e do refluxo do material tratado.

Nº da coluna	Z (m)	RCS (sondagens rotativas) (MPa)	Z (m)	RCS (no refluxo) (MPa)	% de redução de RCS
303	10-12	4,15	NT	6,86	39,46
310	10-12	4,51	NT	7,48	39,71
312	12-14	3,85	NT	7,02	45,12
315	10-13	4,85	NT	6,42	24,40
355	11-13	4,23	NT	7,90	46,42
			NT – Nível do terreno natural		

Da Tabela 4.7 tem-se a cota de profundidade a qual cada corpo de prova foi exumado na coluna representada por Z (m). As Resistências à Compressão Simples-RCS estão lançadas na coluna RCS (sondagens rotativas) e as Resistências à Compressão Simples (dos corpos de prova moldados no refluxo) foram lançadas na coluna RCS (no refluxo). A porcentagem de redução da resistência a compressão

simples dos corpos de prova exumados das colunas de *jet grouting* em relação ao material de refluxo estão registradas em % de redução de RCS.

Os perfis geotécnicos de 1 a 5 (figuras 4.10 a 4.14), presentes na seção 4.2.2 e o perfil de teor de matéria orgânica (figura 4.16) na seção 4.2.3, desta pesquisa podem ser usados para conferir a presença de solos moles orgânicos nas profundidades informadas. A Figura 4.34 exibe detalhe da localização das colunas que tiveram corpos de prova exumados por sondagem rotativa.

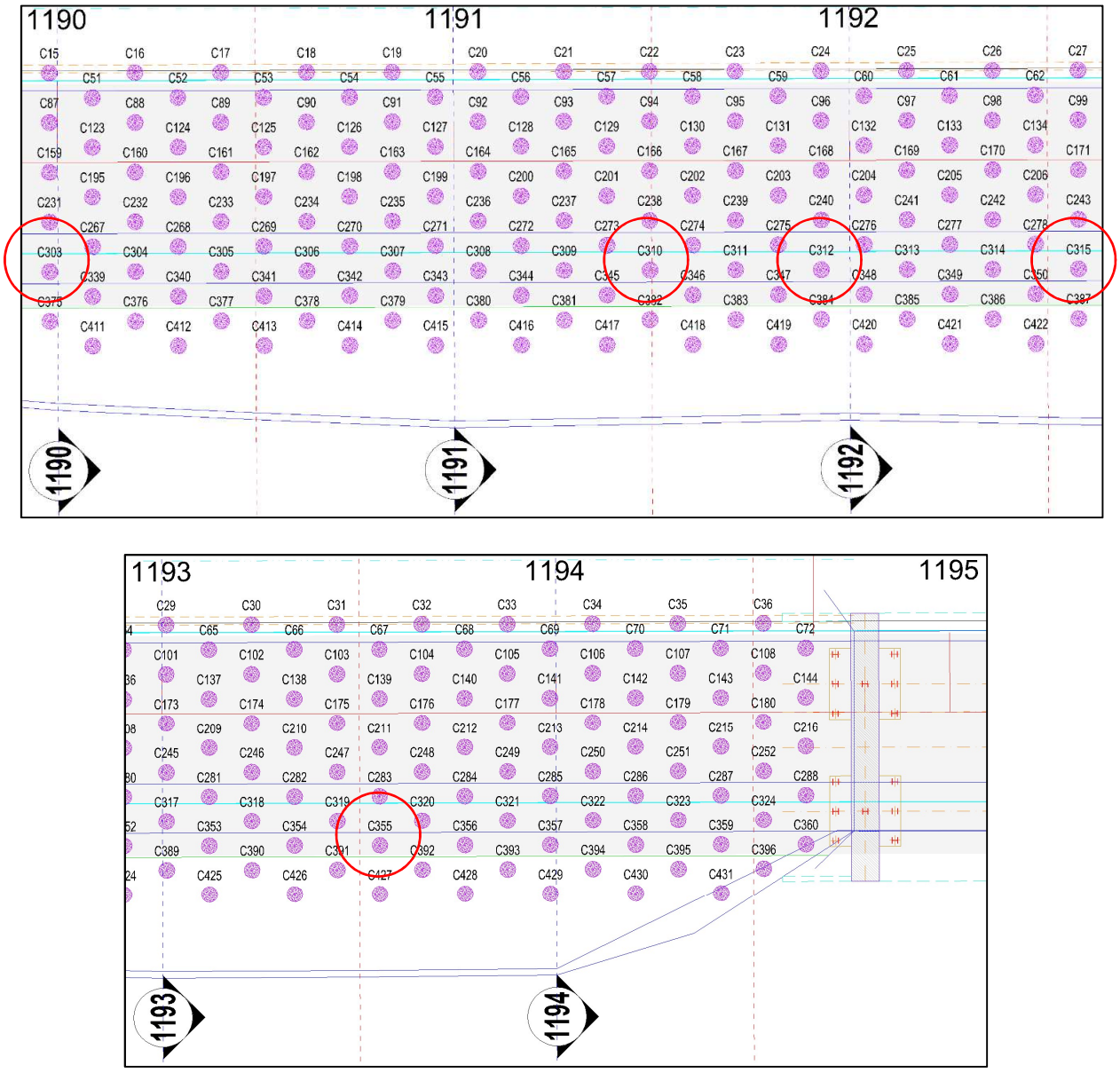


Figura 4.34 – Detalhe da localização das colunas que tiveram corpos de prova exumados por sondagem rotativa.

Ainda de acordo com Carreto (1999) a resistência ao cisalhamento das amostras é, em geral, assumida como sendo de 10% a 15% da resistência a compressão simples, portanto, considerando essa premissa temos os resultados da tensão cisalhamento dos corpos de prova exumados por sondagem rotativa exibidos na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Tensão de cisalhamento do solo tratado obtidos a partir da resistência a compressão simples dos corpos de prova exumados por sondagem rotativa.

Nº da coluna	Z (m)	RCS (sondagens rotativas) (MPa)	τ (sondagens rotativas) (MPa)
303	10-12	4,15	0,42 – 0,62
310	10-12	4,51	0,45 – 0,68
312	12-14	3,85	0,38 – 0,58
315	10-13	4,85	0,49 – 0,73
355	11-13	4,23	0,42 – 0,63

Da análise da Tabela 4.7 chega-se à conclusão que não basta usar o material de refluxo para verificação da resistência mecânica do solo tratado, pois conforme provado, ao se realizar verificações com sondagem rotativa exumando corpos de prova das colunas encontra-se uma redução da resistência a compressão simples quando comparado ao material de refluxo chegando a ser de 39,02 % menor a média desse parâmetro.

Cabe registrar que os ensaios de compressão simples verificados a partir do material do refluxo são um indicador importante sobre a qualidade da coluna executada quanto à sua resistência e homogeneidade. Um material de refluxo com aspecto visual espesso e homogêneo caracteriza uma coluna executada adequadamente.

Esse trabalho prova que em futuras obras com uso de colunas de *jet grouting* deve-se efetuar a exumação de corpos de prova em cota do perfil geotécnico com a presença de solo mole contendo o maior teor de umidade e matéria orgânica, caso esteja presente, para verificação da resistência a compressão simples do material

tratado com a técnica de injeção de calda de cimento para garantia da estabilidade do aterro sobre solo mole, uma vez que, esses corpos de prova apresentam menor resistência a compressão simples e ao cisalhamento quando comparados aos corpos de prova submetidos aos mesmos ensaios, porém coletados no refluxo do material tratado. Koshima (2010) verificou que para argilas orgânicas, utilizando uma resistência à compressão de 2 MPa, teremos um módulo de deformabilidade de aproximadamente 1 GPa aos 7 dias, por este motivo determinou-se a tensão mínima de ruptura como sendo 2 Mpa no projeto de tratamento do solo mole estudado. Para confirmação do valor do módulo de deformabilidade em campo, justifica-se mais uma vez, a exumação de corpos de prova para verificação de sua resistência a compressão simples, uma vez que este módulo é predominante na estimativa de recalques.

Portanto, o controle de qualidade da mistura solo mole mais calda de cimento efetuado por amostragem do refluxo e de corpos de prova exumados por sondagem rotativa combinados por um eficiente monitoramento de deslocamentos horizontais e recalque geram as informações mínimas para, tecnicamente, verificar o comportamento da obra. Considerando, também, a correta aplicação das pressões de injeção, velocidades de subida e rotação obtidas a partir de colunas teste, que objetivaram obter os parâmetros de execução, reflete-se em colunas com boa capacidade suporte, assim como a garantia da estabilidade do aterro estruturado com colunas de *jet grouting* e reforçado com geossintéticos construído sobre o depósito de solo mole do Vale do Rio Curimataú.

A Figura 4.35 exibe uma caixa com amostra de solo tratado exumado com sondagem rotativa, como também corpo de prova ensaiado em laboratório da UFRN.

(a) (b)

Figura 4.35 – (a) amostra de solo tratado exumado de coluna com sondagem rotativa e (b) corpo de prova em ensaio de compressão simples.

A Figura 4.36 mostra a instalação das geogrelhas que encabeçam as colunas de *jet grouting*. Já a Figura 4.37 mostra detalhes desse geossintético na obra.

(a) (b)

Figura 4.36 - (a) Geogrelhas sendo instaladas; (b) execução das camadas do aterro sobre a camada de brita envolta pela geogrelha.

(a) (b)

Figura 4.37 - (a) Detalhe do traspasse das geogrelhas; (b) Detalhe da dobra das geogrelhas sobre a camada superior composta de brita.

O uso da geogrelha na base do aterro tem o objetivo de aumentar a transferência de carga do aterro para as colunas, traduzindo-se numa redução dos recalques totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro. Deste modo, a transferência de carga deve-se ao efeito do arqueamento do solo, à tensão na plataforma de transferência de carga e à concentração de tensões devido à diferença de rigidez entre o solo e as colunas.

4.6 Instrumentação e monitoramento

Para a verificação do bom desempenho de aterros sobre solo mole é necessário um monitoramento, em todas as fases de sua construção, com a instalação de instrumentos de controle para acompanhar o desempenho da camada mole e do maciço, a evolução dos recalques, os deslocamentos horizontais e prevenindo-se de algum problema que venha afetar a estabilidade do aterro.

A observação de diversas ocorrências de trincas no pavimento da rodovia que passa pela ponte sobre o Rio Curimataú entre os anos de 2008 a 2014, somado ao

fato de existir uma espessa camada de solo mole sob o traçado, levou a necessidade de tratamento do solo mole na região do Vale do Curimataú região essa beneficiada com a obra de duplicação da BR101 do Rio Grande do Norte.

4.6.1 Instrumentos instalados

O programa de monitoramento de recalques do aterro de encontro da cabeceira norte da ponte sobre o Rio Curimataú, foi realizado através do acompanhamento topográficos de placas de recalque instaladas sobre o topo da camada de brita, após a execução das colunas de *jet grouting*. Dessa forma foi possível acompanhar a reconstituição do aterro e pavimento e o comportamento da solução quanto aos recalques obtidos. As Figuras 4.38 a 4.40 mostram a locação das placas de recalque e uma seção transversal com detalhe das placas de recalque.

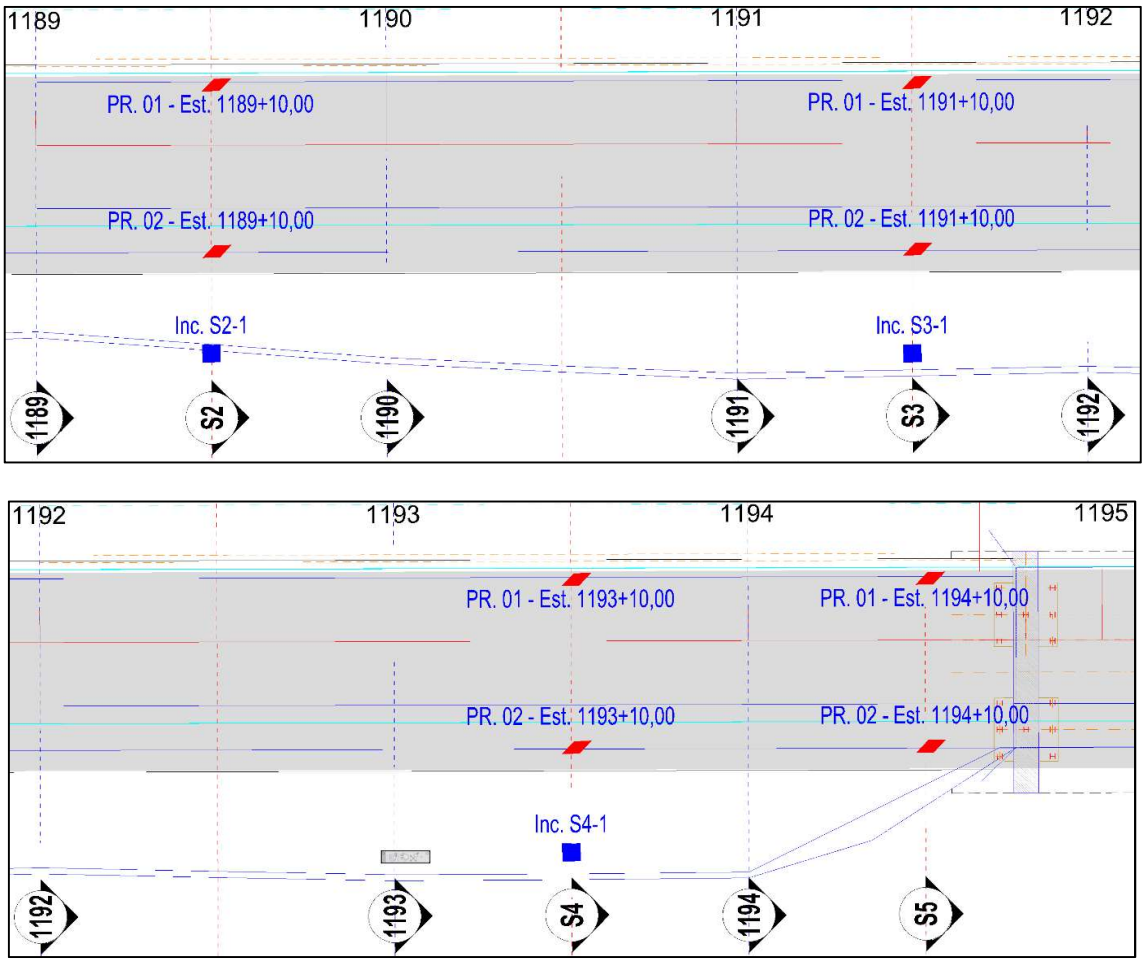


Figura 4.38 - Planta com locação das placas de recalque – PR e inclinômetros (Inc. S2-1, S3-1 e S4-1).

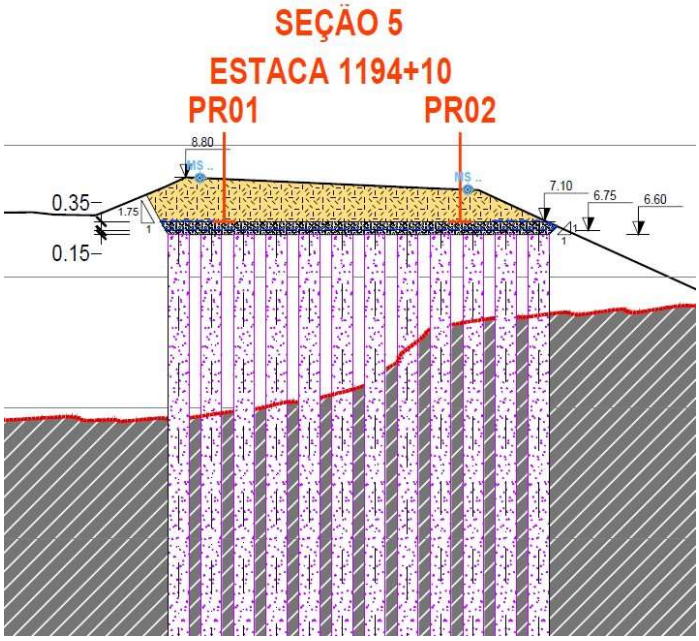


Figura 4.39 - Seção transversal e detalhe das placas de recalque.

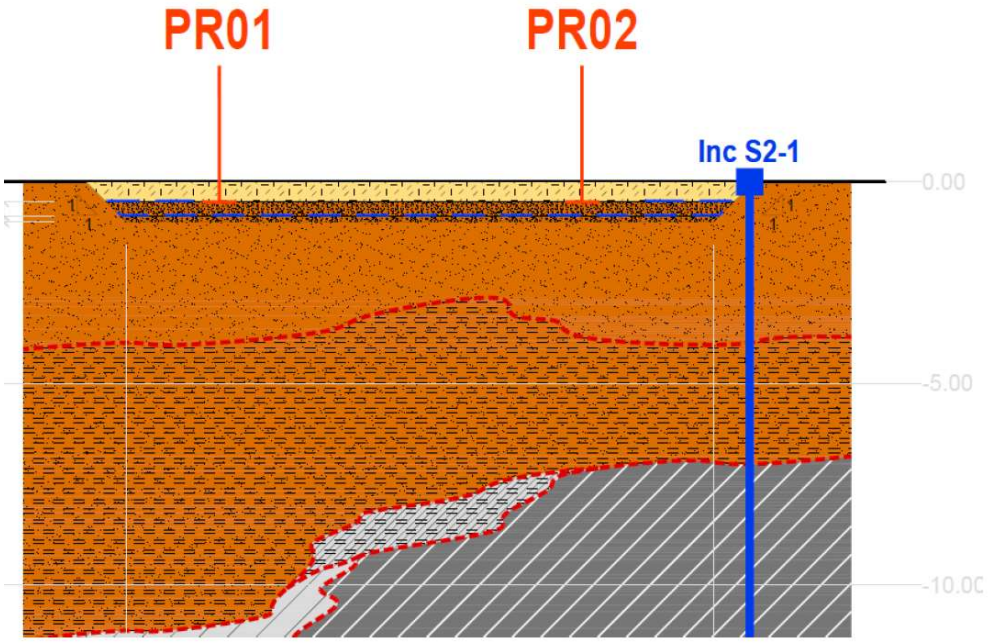


Figura 4.40 - Seção transversal e detalhe das placas de recalque (logo após sua instalação – antes da execução do aterro final) e inclinômetro.

4.6.2 Monitoramento

O monitoramento ocorreu entre os dias 19 de dezembro de 2016 a 8 de agosto de 2017, totalizando aproximadamente 8 meses de monitoramento. Com leituras ocorridas nas placas de recalques e nos inclinômetro. Tendo em consideração as características da obra as leituras dos aparelhos instalados ocorreram com uma frequência não inferior a uma vez por mês.

4.6.3 Resultados da instrumentação

4.6.3.1 Recalques

As Figuras 4.41 e 4.42 apresentam a evolução de recalques ao longo dos oito meses de monitoramento topográficos das placas de recalque, PR e marcos superficiais, MS instaladas na cabeceira norte da ponte sobre o Rio Curimataú.

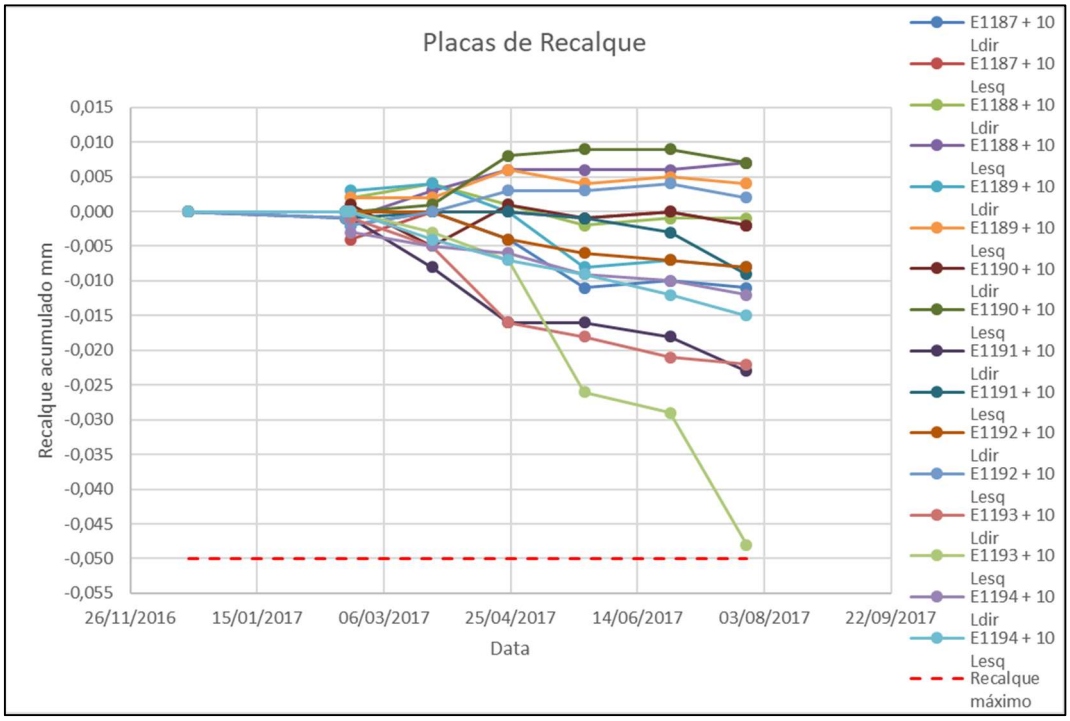


Figura 4.41 - Evolução de recalques ao longo do tempo (Cabeceira Norte). Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017).

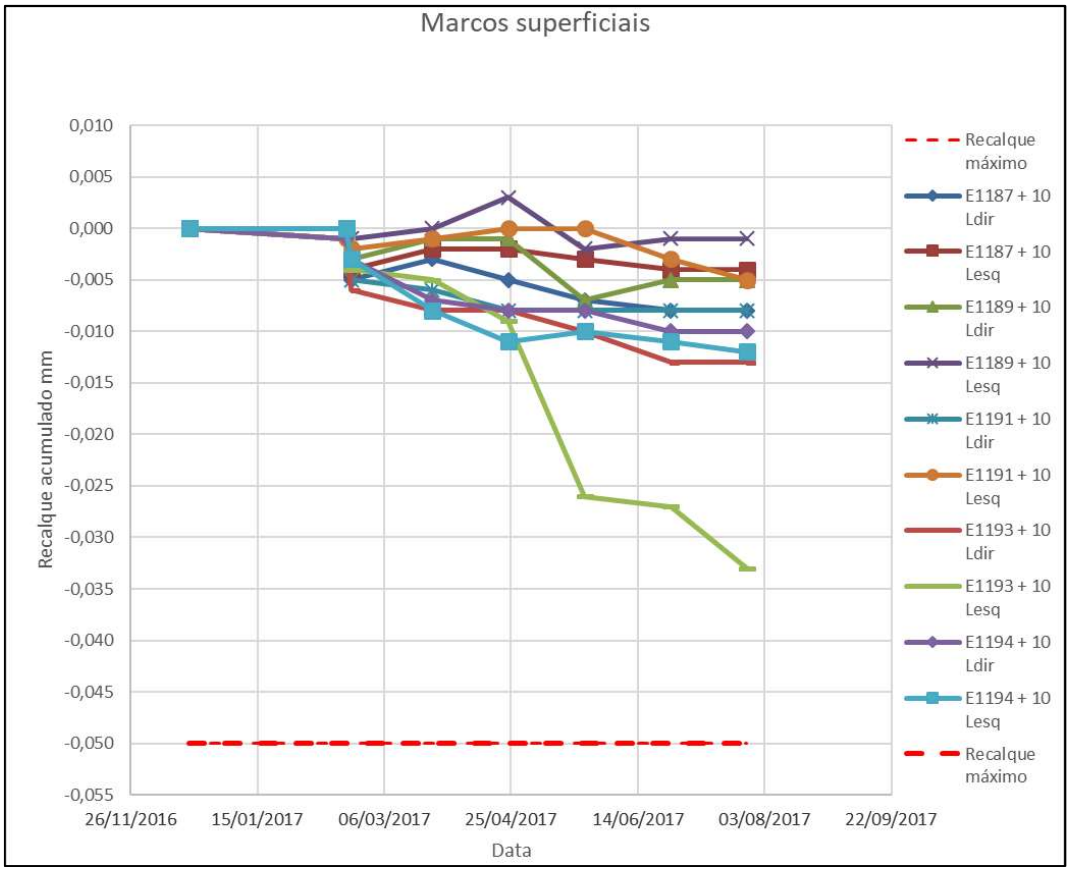


Figura 4.42 - Evolução de recalques ao longo do tempo – marcos superficiais. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017).

Pode-se observar que o comportamento da curva tempo x recalques é estável desde o início do monitoramento (após execução do *Jet grouting*), a partir do dia 26/11/2017. Portanto, excetuando-se a PR na E1193+10, lado esquerdo, que pode ter sofrido algum impacto externo, pois trata-se de um caso isolado, tem-se um excelente comportamento da solução em *jet grouting*, com os recalques situando-se no intervalo inferior a 15 mm. As placas de recalques da estaca 1193+10, lado direito, e 1991+10, lado direito recalcaram um pouco ficando próximo da faixa de 22,5 mm (na última leitura), ainda assim cerca de metade do máximo admissível de 50 mm.

Em estudo sobre estabilização de aterro em doca Ribeiro (2010) no acompanhamento de um caso real de obra no Cais de Santa Apolónia e Jardim do Tabaco localizado na freguesia de Santa Apolónia, Concelho de Lisboa, em Portugal concluiu que a melhor solução para encontrar situações indesejáveis neste tipo de obras é feita através da análise dos deslocamentos. E que através de monitoramento de placa de recalque, entre dezembro de 2009 e setembro de 2010, observou um

deslocamento de aproximadamente 0,35 m do aterro quando este poderia chegar a 1,5 m. O que vem a colaborar com o presente estudo.

Barbosa (2013) verificou o comportamento de um muro de terra reforçado com geossintéticos com fundação em solo argiloso mole reforçado com colunas de *jet grouting* e através de monitoramento de recalques que não ultrapassaram os 2,49 cm permitiu concluir a eficácia da medição de recalques, assim como, feito no presente trabalho visando monitorar possíveis problemas.

As Figuras 4.43 e 4.44 mostram detalhes da instalação das placas de recalque.

Figura 4.43 - Detalhe das placas de recalque em execução.

Figura 4.44 - Detalhe das placas de recalque executada (caixa de acesso).

4.6.3.2 Deslocamentos horizontais

A avaliação da estabilidade de um aterro sobre solos moles pode ser realizada qualitativamente com base em resultados das leituras dos inclinômetros. As Figuras 4.45 a 4.47 mostram os resultados das leituras dos inclinômetros.

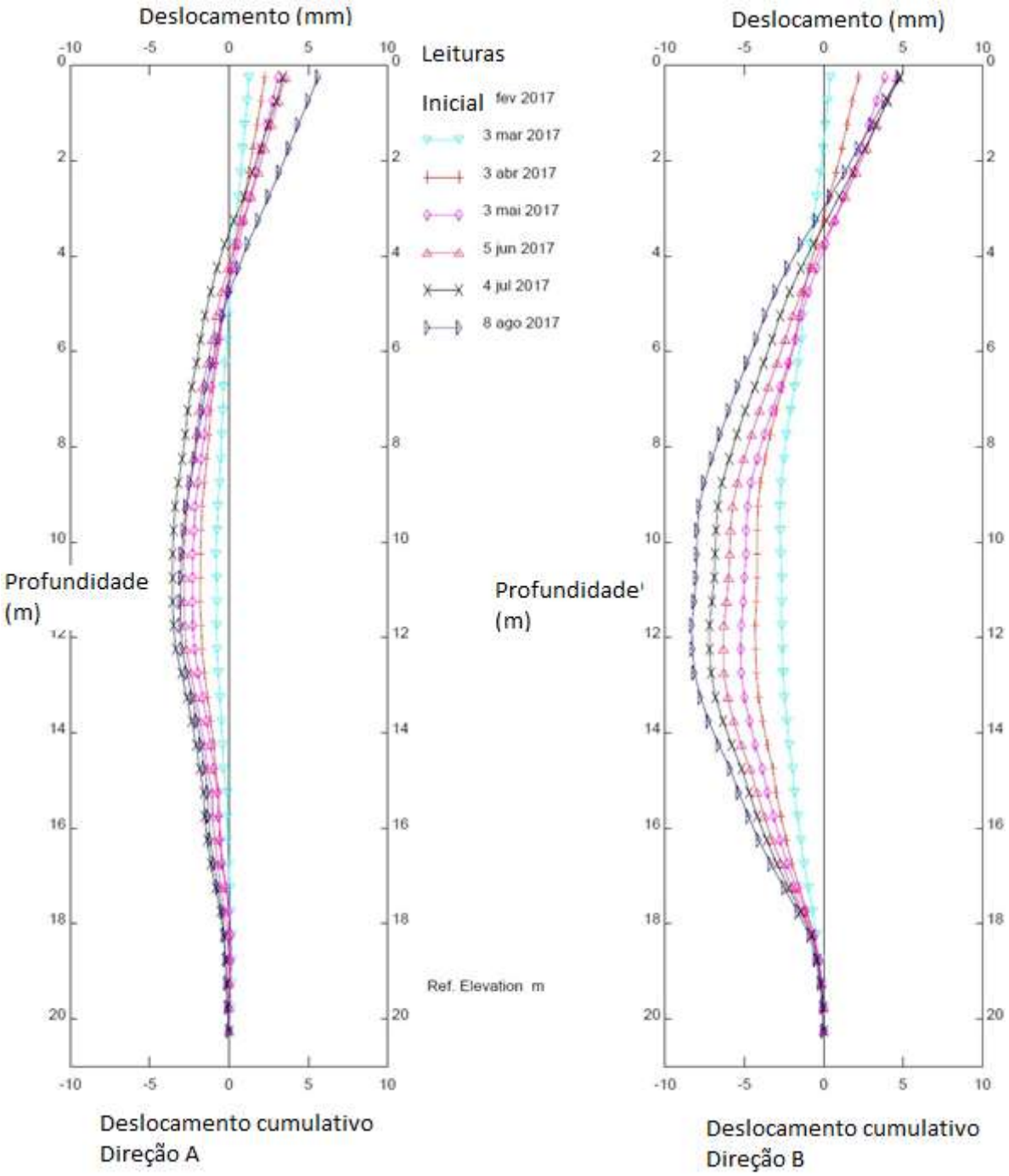


Figura 4.45 - Inclinômetro S2-1. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017).

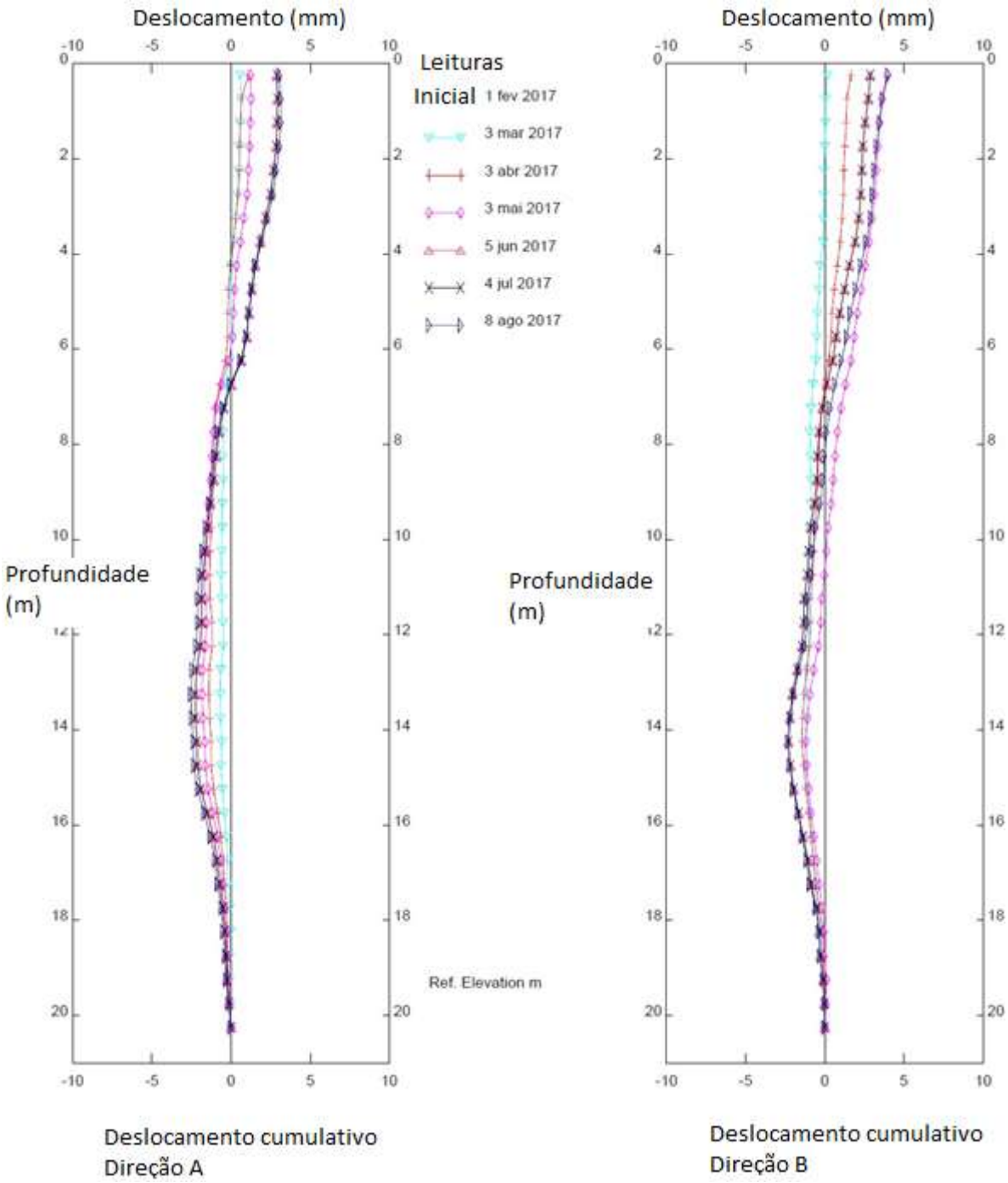


Figura 4.46 - Inclinômetro S3-1. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017).

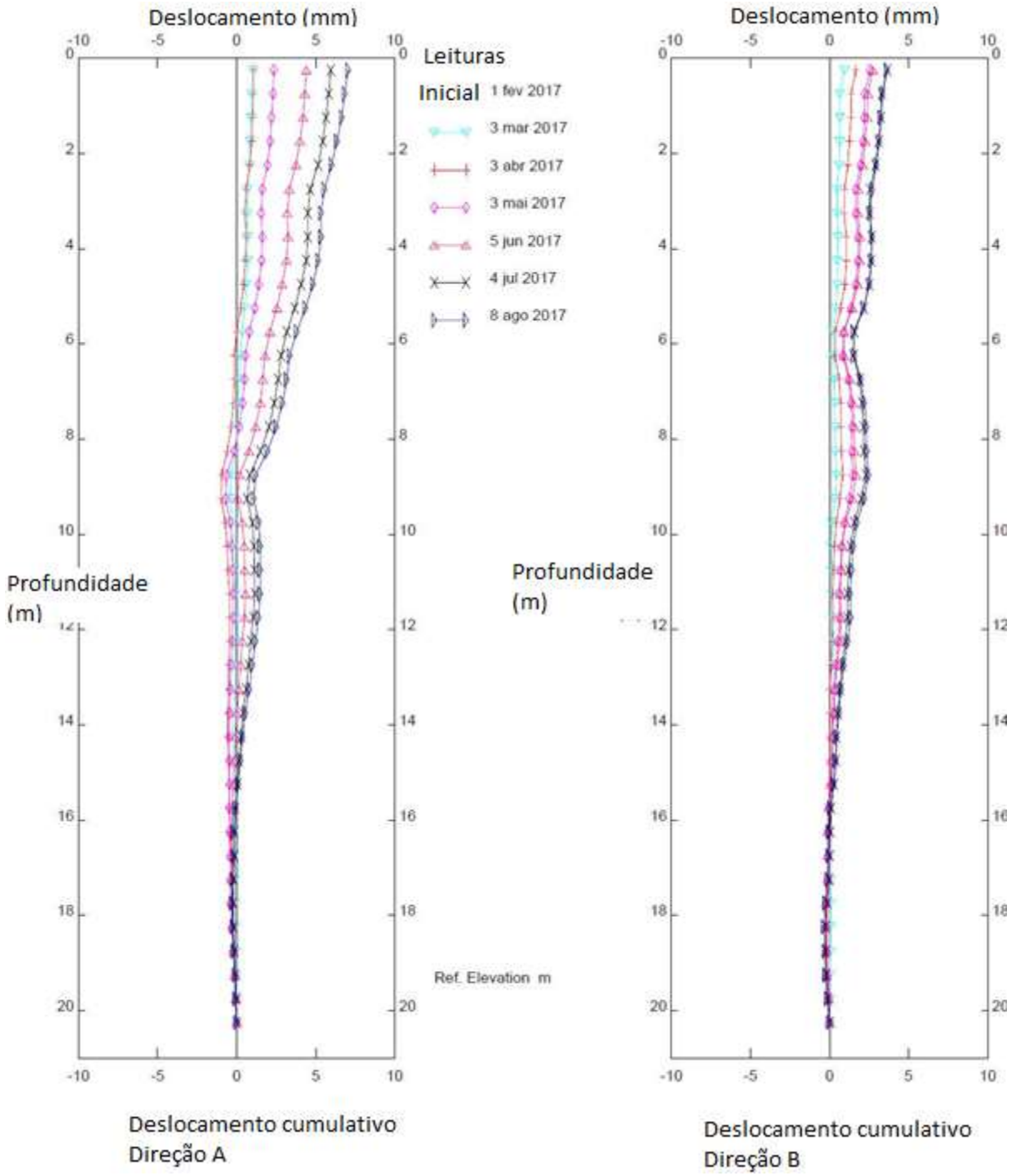


Figura 4.47 - Inclinômetro S4-1. Fonte: Consórcio Constran/Galvão/Construcap (2017).

Os deslocamentos horizontais são inferiores a 5 mm com exceção do inclinômetro S2-1 que atinge um valor de 10 mm na direção B-B. O fato do deslocamento ocorrer na direção paralela à BR 101, não deverá estar associado a

qualquer fenômeno de instabilidade dos aterros da BR que se daria na direção transversal à via.

Considera-se, assim, que a estrutura do pavimento cumpre os requisitos de projeto e os recalques máximos admissíveis, estando o seu comportamento dentro do esperado no projeto. Os dados de monitoramento topográficos realizados corroboram com as análises e o projeto executivo implementado na obra. Em dez meses de monitoramento não foi verificado evoluções significativas dos deslocamentos verticais e horizontais na região instrumentada. É particularmente interessante a demonstração do bom comportamento da solução de *jet grouting* no caso de estratos com grande espessura de solo mole. As Figuras 4.48 a) e b) mostram detalhes do inclinômetro.

(a) (b)

Figura 4.48 – (a) Detalhe do inclinômetro (início da leitura de campo) e (b) Detalhe da profundidade de leitura (monitoramento dos deslocamentos horizontais – no caso 20 m).

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Neste último capítulo são apresentadas as conclusões deste estudo, assim como são propostas algumas sugestões para a elaboração de futuros estudos que deem prosseguimento ao assunto. A execução de aterros sobre solos moles é um desafio recorrente da engenharia geotécnica, tendo como principal problema o recalque decorrente do adensamento de solos moles. É claro que, sendo possível, deve-se evitar alinhamentos de projetos geométricos de rodovias passando por segmentos com graves problemas geotécnicos para os evitar. Entretanto, quando não for possível deve-se submeter às diversas técnicas disponíveis para execução dos aterros sobre solos moles.

O presente estudo contribuiu para um melhor conhecimento da técnica de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de *jet grouting* encabeçadas por plataforma de transferência de carga com geossintéticos, bem como do seu comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de consolidação.

O estudo de caso e as análises efetuadas da instrumentação e da resistência a compressão simples do solo tratado permitiram avaliar o comportamento da obra de um aterro na duplicação da BR 101/RN evidenciado na resposta do sistema solo-coluna-geossintético com deslocamentos horizontais e recalques dentro dos limites aceitáveis para o tipo de obra estudado. A técnica de aterro estruturado com colunas de *jet grouting* e reforçado com geossintéticos construído sobre solo mole, sob ação de um carregamento exterior (tráfego de veículos), reduz claramente os recalques na base do aterro.

A carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas, essencialmente, através de três mecanismos: a mobilização do mecanismo de efeito do arqueamento no corpo do aterro, a transferência de cargas através das geogrelhas e a transferência de carga para um solo de resistência competente. Foi verificado que não basta usar o material de refluxo para verificação da resistência mecânica do solo tratado (principalmente em se tratando de solos orgânicos, devido a sua

heterogeneidade), pois conforme provado, quando se faz verificações com sondagem rotativa exumando corpos de prova das colunas encontra-se uma redução da resistência a compressão simples quando comparado ao material de refluxo chegando a ser de 39,02 % menor a média desse parâmetro. Diante desse contexto, pode-se inferir que as análises voltadas para o desempenho mecânico e funcional do aterro rodoviário em estudo, através da solução de plataforma de transferência de carga pelo método de solução de tratamento de solo mole por *jet grouting* combinado com o monitoramento de deslocamento horizontal e de recalque, resultou em um comportamento com tendência adequada a garantir a estabilidade do aterro, mas com necessidade de monitoramento contínuo até a comprovação do atendimento ao desempenho esperado do sistema a médio/longo prazo.

Como recomendações para futuras pesquisas sugere-se a promoção de análises numéricas de tensões e deformações do aterro sobre o solo mole, por exemplo com o Método dos Elementos Finitos com auxílio de programa computacional, obtendo-se o campo de deslocamentos provocados pela construção do aterro. E, ainda, analisar e comparar o comportamento do sistema de aterro sobre solos moles com colunas de *jet grouting* encabeçado com geossintéticos perante as alterações de parâmetros de entrada, não só no que se refere à sua influência nos resultados finais, como também na evolução do comportamento ao longo do tempo.

Os parâmetros que podem ser objeto de análises são: Disposição em planta das colunas de *jet grouting*, Deformabilidade das colunas de *jet grouting*, Rigidez à tração do geossintético e Espaçamento entre colunas.

A avaliação econômica comparativa de diversas soluções para o problema apresentado seria bastante interessante, uma vez que, várias soluções de tratamento de solos moles estão disponíveis tecnicamente e no mercado com a disponibilidade de uma gama de empresas que atuam no segmento da Engenharia Geotécnica.

REFERÊNCIAS

ABDULLAH, C.H. (2006). **Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers**. Dissertação de Doutoramento, University of Wisconsin.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**, (2007).

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações,** (2010).

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A; ZIRTIS, A.C. (1998) cap. 18, **Reforço do Terreno Livro Fundações: Teoria e Prática**, publicado pela PINI-ABMS ABEF, vários autores e editores, 2ª edição.

ALMEIDA, M.S.S., EHRLICH, M., SPOTTI, A.P., MARQUES, M.E.S. (2007). **Embankment supported on piles with biaxial geogrids. In Proceedings of the Institution of Civil Engineering – Geothecnical Engineering** 160, Outubro, 185-192.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; ALMEIDA, M. C. F.; MENDONÇA, M. B. (2008). **Performance of two "low" piled embankments with geogrids at Rio de Janeiro**. In: PAN AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION, 1., Cancún.

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.** 2ª edição revista e atualizada. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

ARAÚJO, G. L. S.; PALMEIRA. E. M.; MACÊDO. I. L. **Comparisons between predicted and observed behaviour of a geosynthetic reinforced abutment on soft soil**. Engineering Geology. 147-148, p.101-113. 2012.

ASIRI (2012). **Amélioration Des Sols Par Inclusions Rigides** – Blackie Academic & Profissional, London, United Kingdom.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12553: Geossintético – Terminologia.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 3p.

BARBOSA, I. L. F. (2013). **Muros de Contenção com Geossintéticos em Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Colunas de Jet Grout.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

BERGER, B. **Jet grouting. Catálogo Bilfinger Berger Foundation**. Disponível em http://www.spezialtiefbau.bilfingerberger.de/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL83645GPEREN/$FILE/Jet%20Grouting.pdf. (acesso em 20/12/2017)

BORBA, A.M. (2007). **Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Pan-Americana.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BORGES, J.M.L. (1995). **Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos**. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

BOUAZZA, A., ZORNBERG, J.G., ADAM, D. (2002). **Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances. Geosynthetics** – 7th ICG – Delmas Gourc & Girard (eds) © 2002 Swets & Zeitlinger, Lisse ISBN 90 5809 523 1, 445-507.

BRITISH STANDARD 8006. (1995). **Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills**, British Standards Institution.

BUSTAMANTE E GIANESELLI (1982) – **Pile Bearing Capacity Predictions by Means of Static Penetrometer.** European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Netherlands.

BUSTAMANTE, M. (2002) **Les colonnes de jet grouting: dimensionnement et controle. Bearing capacity and integrity control of jet grout columns.** Séminaire Franco-Tunisien: Pathologie des sols et des fondations. Hammamet, 7-8 fevereiro de 2002.

CAPUTO, H. P. (1988) **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**, Livros Técnicos e Científicos Editora, vol. 2;

CARRETO, J. (1999). **Jet Grouting A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade.** Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.

CARRETO, J. (2000). **Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento**. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1043-1054.

COLLIN, J.G. (2004). **Column Supported Embankment Design Considerations.** 52nd Annual Geothechnical Engineering Conference, University of Minnesota.

CONSÓRCIO CONSTRAN/GALVÃO/CONSTRUCAP. **Projeto Executivo de Engenharia para Restauração com Melhoramentos**. 2016.

CONSÓRCIO CONSTRAN/GALVÃO/CONSTRUCAP. **Relatório Final - Projeto Executivo de Engenharia para Restauração com Melhoramentos da BR 101/RN**. 2017.

COUTINHO, R.Q. e OLIVEIRA, J.R.T. (1997). **Geotechnical Caracterization of a Recife Soft Clay – Laboratory and In Situ Tests**. Proc. XIV ICSMFE, Hamburg, Vol. 1, pp 69-72.

COYLE, H.M e REESE, L.C.(1966). **Load Transfer of Axialy Loaded Piles In Clay**. Jsmfd, Asce, New York, United States.

DAS, B.M. (2007) **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**, tradução da 6a edição norte americana, 561 p;

DELVECCHIA A. G., BRUNO J. F., BENNINGER L., ALPERIN M., BARNEJEEN, O., de Dios Morales J. (2014) **Organic Carbon Inventories In Natural And Restored Ecuadorian Mangrove Forests**. Peerj 2.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER-PRO 381/98: Projeto de Aterros Sobre Solos Moles Para Obras Viárias**. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Projeto Executivo para Adequação de Capacidade e Restauração da BR-101/RN.** DNIT: DPP, Brasília. Setembro, 2004.

EN 1997-1, EUROCODE 7: **Geotechnical Design – Part 1: General Rules.** (2004).

FALCÃO, J., PINTO, A., PINTO, F. (2000). **Casos práticos de soluções de jet grouting vertical.** VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Vol. 2, 1055-1065, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

FILZ, G. M.; SMITH, M. E. **Design of bridging layers in geosynthetic-reinforced, column-supported embankments.** Contract Report VTRC 06-CR12, Virgínia Transportation Research Council, Charlottesville, 2006.

FRANK, R., and ZHAO, S.R. (1982). **Estimation Par Les Paramètres Pressiométriques de L'enfoncementt Sous Charge Axiale de Piex Forés Dans Des Soil Fins**. Bulletin De Liaison Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées, Paris, France.

GANGAKHEDKAR, R. (2004). **Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments.** Dissertação de Mestrado, University of Florida.

GUATTERI G.; LOPES, J.R.; DORO Altan; KOSHIMA A. (1999) **Restauración Mediante Técnicas de "Jet Grouting" de Taludes Deteriorados en el Contorno de un Grande Complejo Industrial**, XI CPMSIF,vol.2 Foz de Iguaçu, Brazil.

Han, J. (1999) **Design and Construction of Embankments on Geosynthetic Reinforced Platforms Supported by Piles**. ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar, 1999, Hershey.

HAN, J., GABR, M.A. (2002). **Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 01/2002, 44-53, 128(1), ASCE.

HEWLET, W.J., RANDOLPH, M. F. (1988). **Analysis of piled embankments.** Ground Engineering Vol. 21, No. 3, 12-18.

HUAT, B.B.K., CRAIG, W.H., ALI, P. (1994). **The Mechanics of Piled Embankment.** Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, 1069-1082.

KEMPFERT, H.G., GOBEL, C., ALEXIEW, D., HEITZ, C. (2004). **German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements.** In Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munich, 279-284.

KITAZUME, M & TERASHI, M. (2013). **The Deep Mixing Method**. Taylor and Francis Group, London, United Kingdom.

KOERNER, R.M. **Designing with geosynthetics.** 5 ed. Pearson Prentice Hall, New Jersey. 2005. 816p.

KOSHIMA, A. (2010). **Consolidações de Solos Moles com Jet Grouting: Obras de Escavações e de Fundações de Grandes Estruturas**. Abms, Bahia, Brasil.

LAWSON, C.R. (1992). **Soil reinforcement with geosynthetics.** Applied Ground Improvement Techniques, Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), 55-74.

LEROUEIL, S. **Critical State Soil Mechanic and Behavior of Real Soils, Recent Development and Soil and Pavement Mechanics**. Ed. Almeida. Balkema, 1997.

LOPES, M.L. (1992). **Muros reforçados com geossintéticos**. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

MAGNANI, H. O.; ALMEIDA, M. S. S.; EHRLICH, M. **Behavior of two reinforced test embankments on soft clay taken to failure**, Geosynthetics Internacional, v. 3, p. 127-138, 2009.

MARQUES, D.A.O. (2008). **Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2010, 2ª Edição, 216p.

MCGUIRE, M. P.; FILZ G. M.; ALMEIDA M. S. S. (2009) **Load-displacement compatibility analysis of a low-height column-supported embankment**. IFCEE'09-Internacional Foundation Congress & Equipment Expo. 1 CD-ROM.

MCGOWN A., ANDRAWES, K. Z., WILSON-FAHMY, R.F., BRADY, K.C A. (1981). **Strength testing of geotechnical fabrics.** Suppl. Report 703, Transport and Road Research Laboratory, U.K.

OLIVEIRA, Roberto Cruxen Daemon d' (2010). **Avaliação do Desempenho de jet grouting para Reforço de Estrutura Portuária**. Dissertação de mestrado, 146 p.: il – Instituto Militar de Engenharia – Rio de Janeiro, 2010.

OOI, T.A., CHAN, S.F., WONG, S.N. (1987). **Design, Construction, and Performance of Pile Supported Embankments.** Proccedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, 2-1 - 2-12.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

PAJOUH, A.P. **Analysing Ground Deformation Data to Predict Characteristics of Smear Zone Induced by Vertical Drain Installation for Soft Soil Improvement**. Thesis. Doctorate degree. University of Technology Sydney, 2014.

PALMEIRA, E. M., 1999, “**Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles**”. In: Geossintéticos’ 99, v.2, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PATRIARCA, M. A. A. **Utilização De Materiais De Aterro Leves No Domínio Das Obras Geotécnicas**. Dissertação. Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, 2012.

PEREIRA, A. C., COUTINHO, R. Q., SEVERO, R. F. (2012), **Caracterização Geotécnica de Depósito de Solos Moles com Ocorrência em Obra de. Duplicação da BR-101 no Vale do Rio Curimataú-RN**. Congresso Norte Nordeste de Pesquisa e Inovação, Palmas Tocantins.

PEREIRA, A. C., CARDOSO, R. R., NICÁCIO, L. de A., ASSUNÇÃO, E. M., **Análise de Perfis de Conteúdo de Matéria Orgânica em Depósito de Solos Moles no Vale do Rio Curimataú com Ocorrência em Obra Rodoviária na Duplicação da BR-101/RN**. COBRAMSEG 2016 – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. ABMS, 2016.

PINHO LOPES, M. J. (2005). **Estudos de Coeficientes de Segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos**. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PINTO, ALEXANDRE. **Fundações por microestacas e solo-cimento**. **Pinto, Alexandre.** Lisboa. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, 2009.

PIMENTEL, K.C.A. **Estradas não-pavimentadas e ferrovias reforçadas com geossintéticos**. 2007. 293p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

RAO, K.N. (2006). **Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments.** Dissertação de Mestrado, University of Texas at Arlington.

REID, W.M., BUCHANAN, N.W. (1984). **Bridge Approach Support Piling. Piling and Ground Treatment.** Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, 1984, London, 267-274.

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

ROGBECK, Y., ALÉN, C., FRAZÉN, G., KJELD, A., ODÉN, K., RATHMAYER, H., WANT, A. ISETH, E. (2003). **Nordic Guidelines for reinforced soils and fills – Rev. B 2005**. Nordic Geosynthetics Group

RUSSELL, D., NAUGHTON, P., KEMPTON, G. (2003). **A New Design Procedure for Pile Embankments.** 56th Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, Canada.

SANDRONI, S.S. (2006). **Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles**. In Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Volume único, Curitiba, 1-20.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2000, 198p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; **Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª Edição, São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2012.

SIEIRA, A.C.C.F. (2003). **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interacção Solo-Geogrelha**. Tese de Doutoramento, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

SILVA, Caroliny Azevedo Gonçalo; FRANÇA, Fagner Alexandre Nunes de. **Soluções Geotécnicas Adotadas para o Reforço de Aterros sobre Solos Moles: Revisão da Literatura**. 2017. 20 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

SILVA, A.R.L. e PALMEIRA, E.M. (1998). **Estabilidade de Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos**. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, v. 2, p. 1213 – 1220. Brasília, DF.

SOUZA, F. E. S. **Evolução Morfodinâmica da Área de Influência Estuarina do Rio Curimataú/RN, Com Ênfase nas Alterações do Ambiente Deposicional de Manguezal e a Integração de Geodados em SIG**. Tese de Doutorado, UFRN, 2004.

TAVARES, P.J.F. (2009). **Reforço de Substruturas de Vias Férreas com Geossintéticos.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

TEIXEIRA, D. C. L. (1972). **Características dos Depósitos de argila Mole do Recife à Influência da Matéria Orgânica.** Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 113p.

TERASHI, M., OKUMURA, T. and MITSUMOTO, T. (1977). **Fundamental Properties of limitreaded soils**. Report of the Port and Harbour Research Institute. Vol 16. No. 1. pp. 3-28 (in Japanese).

THOMPSON, R. (1966) **Lime Reactivity Of Illinois Soils**. Proc.Of The American Society of Civil Engineering, New York, United States.