

**INSTITUTO FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**CÂMPUS FLORIANÓPOLIS**  
**DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL**  
**CURSO SUPERIOR DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**CAMILLA DA SILVA BARBOSA**

**USO DO CPR GROUTING E ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA NÃO  
DRENADA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO: ESTUDO DE CASO  
EM UMA OBRA PORTUÁRIA**

**FLORIANÓPOLIS, 2019.**

**INSTITUTO FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**CÂMPUS FLORIANÓPOLIS**  
**DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL**  
**CURSO SUPERIOR DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**CAMILLA DA SILVA BARBOSA**

**USO DO CPR GROUTING E ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA NÃO  
DRENADA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO: ESTUDO DE CASO  
EM UMA OBRA PORTUÁRIA**

Projeto de Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Fábio Krueger da Silva

**FLORIANÓPOLIS, 2019.**

Barbora, Camilla da Silva

Uso do CPR Grouting em obra portuária e estimativa da resistência não drenada por meio de ensaios de campo: estudo de caso / Camilla da Silva Barbosa; orientador, Fábio Krueger da Silva – Florianópolis, SC, 2019.

98 p.: il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina. Inclui referências.

1. Geoenrijecimento de solos moles. 2. Solos moles. 3. Consolidação profunda radial. 4. CPR Grouting. 5. Resistência não drenada. I Da Silva, Fabio Krueger. II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina. III. Uso do CPR Grouting em obra portuária e estimativa da resistência não drenada por meio de ensaios de campo.

**USO DO CPR GROUTING E ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA  
NÃO DRENADA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO: ESTUDO  
DE CASO EM UMA OBRA PORTUÁRIA**

**CAMILLA DA SILVA BARBOSA**

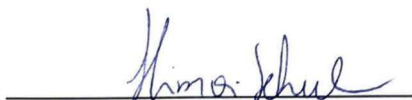
Este trabalho foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro Civil em 2019 e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 09 de dezembro de 2019

Banca examinadora:



Fábio Krueger da Silva, Dr.



Fernanda Simoni Schuch, Dra.



Gisele Marilha Pereira Reginatto, Me.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Armando e Roselene, que mesmo distante, estiveram muito presentes durante estes anos através do amor incondicional. Sempre me apoiaram, incentivaram, aconselharam e compreenderam. Não há palavras para descrever o tamanho do meu amor e agradecimento.

Às minhas irmãs, Thaís e Amanda, que me inspiraram a seguir na carreira de engenharia e que durante toda a vida foram exemplos de dedicação e foco. Obrigada pelos conselhos nos momentos de dificuldade.

À todos os professores que tive durante o curso: obrigada por dividirem tanto conhecimento e por agregarem tanto em quem eu sou hoje.

A Engenraut por ter disponibilizado os dados desse trabalho e por prontamente ter tirado todas as minhas dúvidas referentes ao método.

À todas as amigas que construí dentro do curso. Obrigado por compartilharem comigo momentos de alegria e apreensão. Que continuemos sempre juntos e unidos.

## RESUMO

Diante do crescimento populacional da costa brasileira, áreas cercadas com solos moles acabam sendo alternativas para novas construções. Estes solos possuem baixas resistências e alta compressibilidade, por isso implicam no uso de alguma técnica que melhore as características geotécnicas do subsolo. A partir disso, novas metodologias com o intuito de geoenrijecer solos moles são desenvolvidas por empresas do ramo. O objetivo deste trabalho é analisar tecnicamente uma dessas inovadoras tecnologias, o CPR *Grouting*, também conhecido como Consolidação Profunda Radial, aplicada na expansão do Porto de Navegantes, através de ensaios conduzidos no local e metodologias que estimam a resistência não drenada do solo. A execução desta técnica consiste na cravação de geodrenos, seguida de formação de verticais de bulbos de compressão formadas por *geogROUT*, resultando na diminuição de vazios que, por consequência, aumenta a resistência do solo. Para realizar a análise da técnica, será efetuada uma comparação entre métodos de obtenção da resistência não-drenada ( $S_u$ ) antes e após o tratamento do geoenrijecimento através de correlações consagradas para uso com os índices obtidos nos ensaios de campo SPT (*Standart Penetration Test*) e PMT (*Pressiometer Test*). Também será realizado a estimativa do índice e vazios após o tratamento e calculado a porcentagem de solo que foi substituída pelo *geogROUT*. Os resultados para a resistência não drenada demonstraram que o método mais aconselhável para ser empregado em dimensionamentos e análise de estabilidade é o desenvolvido por Schnaid (2000), sendo que o ganho da resistência não drenada foi 19,3 vezes maior depois do tratamento com CPR.

Palavras-Chave: geoenrijecimento de solos moles; solos moles; consolidação profunda radial; CPR *Grouting*; resistência não drenada.

## ABSTRACT

With the growth of the Brazilian coast population, areas surrounded with soft soils started being alternatives for new constructions. These soils have low strength and high compressibility, so they imply the use of some technique that improves the geotechnical characteristics of the subsoil. From this, new methodologies to geoenrich soft soils are developed by companies in the field. The aim of this paper is to technically analyze one of these innovative technologies, CPR Grouting, also known as Deep Radial Consolidation, applied to the Navegantes Port expansion through on-site tests and methodologies that estimate the undrained shear strength. The execution of this technique consists in the crimping of geodrain, followed by the formation of vertical compression bulbs formed by geogROUT, resulting in the reduction of voids which, consequently, increases the soil resistance. This technique has been used in some projects in Brazil that have low quality subsoil, one of them was the expansion of the Navegantes Port Terminal - Portonave, which will be used as a case study of this final paper. To perform the analysis of the technique, a comparison will be performed between the tests methods of undrained shear strength ( $S_u$ ) before and after geoenrichment treatment through established correlations with the SPT (Standard Penetration Test) and PMT (Pressiometer Test). Index and voids will be estimated after treatment and the percentage of soil that has been replaced by geogROUT will be calculated. The results for undrained shear strength demonstrated that the most advisable method to be used in sizing and stability analysis is the one developed by Schnaid (2000), and the gain was 19,3 times greater after CPR treatment.

Palavras-Chave: soft soils; deep radial consolidation; CPR *Grouting*; undrained shear strength.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização geográfica da obra.....	15
Figura 2 - Localização dos serviços de geoenrijecimento na ampliação da Portonave.....	16
Figura 3 – Mapa geológico de Santa Catarina.....	17
Figura 4 - Perfis esquemáticos de argilas moles típicas do litoral catarinense.....	18
Figura 5 - Perfis esquemáticos de depósito argiloso em Navegantes-SC.....	19
Figura 6 - Perfil de sondagem típico encontrado antes do melhoramento.....	21
Figura 7 - Malha do projeto de CPR Grouting da fase 1 da expansão da Portonave.....	22
Figura 8 - Localização dos ensaios de monitoramento.....	23
Figura 9 – Módulo pressiométrico dos bulbos de geogROUT.....	25
Figura 10 – Resultado do piezômetro PZ 2469.....	26
Figura 11 – Resultado do piezômetro PZ 2432.....	27
Figura 12 – Resultados de monitoramento dos inclinômetros IN-01 e IN-02.....	28
Figura 13 – Resultados de monitoramento dos inclinômetros IN-03 e IN-04.....	28
Figura 14 – Ensaio de adensamento realizado do solo do Porto de Navegantes antes do tratamento com CPR Grouting.....	30
Figura 15 – Índice de compressão do solo do Porto de Navegantes antes do tratamento com CPR Grouting.....	35
Figura 16 - Estimativa do grau de expansividade do solo.....	37
Figura 17 - Esquema do ensaio edométrico.....	37
Figura 18 - Adensamento unidimensional para solos moles.....	31
Figura 19 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	40
Figura 20 - Esquema do ensaio SPT.....	43
Figura 21 - Esquema dos estágios de cravação do amostrador no solo.....	45
Figura 22 - Valores para $\lambda$ em função da profundidade.....	47
Figura 23 - Esquema do ensaio do pressiômetro.....	48
Figura 24 - Pressiômetro de Menard.....	49
Figura 25 - Curva pressiométrica corrigida.....	50
Figuras 26 e 27 – Piezômetro e aparelho de análise da poropressão.....	53
Figura 28 - Ensaio do inclinômetro.....	54
Figura 29 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	56



Figura 30 - Retirada de solo mole para futuro aterro.....	57
Figura 31 - Aterro de ponta com geogrelhas.....	58
Figura 32 - Aterro sobre drenos verticais.....	59
Figura 33 - Aterro sobre solo mole com o uso de colunas.....	60
Figura 34 - Representação de células unitárias de geoenrijecimento do solo.....	61
Figura 35 - Equipamento realizando trabalho sobre aterro de conquista.....	63
Figura 36 - Geodrenos instalados no terreno.....	63
Figura 37 - Instalação do piezocone.....	64
Figura 38 e 39 – Preparo do geogROUT.....	65
Figura 40 - Formação dos bulbos de compressão.....	66
Figura 41 - Execução das verticais.....	66
Figura 42 - Execução de geoenrijecimento de solos com CPR Grouting.....	67
Figura 43 - Formação dos bulbos de compressão.....	68
Figura 44 – Fluxograma da metodologia.....	76
Figura 45 – Estimativa da resistência não-drenada antes do tratamento a partir do ensaio SPT.....	82
Figura 46 – Estimativa da resistência não-drenada antes do tratamento a partir de dados do ensaio do pressiómetro.....	83
Figura 47 – Comparativo dos valores obtidos para resistência não drenada antes do tratamento do solo.....	84
Figura 48 – Estimativa da resistência não-drenada depois do tratamento a partir de dados do ensaio do pressiómetro.....	86
Figura 49 – Estimativa da resistência não-drenada depois do tratamento através do método desenvolvido pela Engegraut.....	88
Figura 50 – Comparativo dos valores obtidos para resistência não drenada após o tratamento do solo.....	89

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
<b>1.1</b>	<b>JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>13</b>
<b>1.2</b>	<b>OBJETIVO GERAL.....</b>	<b>13</b>
<b>1.3</b>	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....</b>	<b>13</b>
<b>2.</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>15</b>
<b>2.1.</b>	<b>GEOLOGIA LOCAL.....</b>	<b>16</b>
2.1.1.	Solos moles do litoral catarinense .....	17
2.1.2	Solos da área de estudo.....	20
2.1.3	Projeto do CPR Grouting.....	22
2.1.4	Controle geotécnico.....	23
2.1.4.1.	<i>Pressiômetro.....</i>	<i>23</i>
2.1.4.2.	<i>Piezômetro.....</i>	<i>26</i>
2.1.4.3.	<i>Inclinômetros .....</i>	<i>27</i>
2.1.4.4.	<i>Ensaio de adensamento oedométrico .....</i>	<i>29</i>
<b>3.</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>32</b>
<b>3.1</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS MOLES.....</b>	<b>32</b>
3.1.1.	Origem e formação .....	33
3.1.1.1.	<i>Solos moles de origem aluvionares.....</i>	<i>33</i>
3.1.1.2.	<i>Solos moles de origem marinha .....</i>	<i>34</i>
3.1.2.	Propriedades geotécnicas .....	34
3.1.2.1.	<i>Compressibilidade e adensamento de argilas moles.....</i>	<i>34</i>
3.1.2.2.	<i>Resistência não drenada.....</i>	<i>39</i>
<b>3.2</b>	<b>INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO.....</b>	<b>41</b>
3.2.1	Sondagem a Percussão .....	42
3.2.1.1	Estimativa da resistência não drenada a partir da energia de cravação do Nsp.....	44
3.2.2	Ensaio do Pressiômetro .....	48
3.2.2.1	Estimativa da resistência não drenada a partir de dados do ensaio do pressiômetro.....	52
3.2.3	Monitoramento com Piezômetro.....	52
3.2.4	Monitoramento com Inclinômetro .....	54
<b>3.3</b>	<b>TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLO MOLE .....</b>	<b>55</b>
3.3.1	Aterros sobre solos moles.....	55
3.3.1.1	<i>Substituição de solos moles.....</i>	<i>56</i>
3.3.1.2	<i>Aterros de ponta .....</i>	<i>57</i>
3.3.1.3	<i>Aterros sobre drenos verticais .....</i>	<i>58</i>

3.3.1.4	Aterro sobre colunas.....	59
3.3.2	Geoenrijecimento com CPR <i>Grouting</i> .....	60
3.3.2.1	<i>Princípios básicos</i> .....	60
3.3.2.2	<i>Execução</i> .....	62
3.3.2.3	<i>Eficiência de compensação</i> .....	67
3.3.2.4	<i>Índice de vazios</i> .....	68
3.3.2.5	<i>Razão de substituição</i> .....	69
3.3.2.6	<i>Aumento da resistência não drenada</i> .....	70
3.3.2.7	<i>Geoenrijecimento em obras portuárias</i> .....	71
<b>4.</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>66</b>
<b>5.</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>77</b>
5.1	<b>MÓDULO DE ELASTICIDADE MÉDIO EQUIVALENTE</b> .....	<b>77</b>
5.2	<b>RESISTÊNCIA NÃO DRENADA MÉDIA EQUIVALENTE</b> .....	<b>78</b>
5.3	<b>RAZÃO DE SUBSTITUIÇÃO</b> .....	<b>79</b>
5.4	<b>ÍNDICE DE VAZIOS FINAL</b> .....	<b>79</b>
5.5	<b>ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA ANTES DO TRATAMENTO</b> .....	<b>80</b>
5.5.1	Método do SPT.....	80
5.5.2	Método do pressiômetro.....	82
5.5.3	Comparação entre os resultados para a resistência antes do tratamento....	83
5.6	<b>ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DEPOIS DO TRATAMENTO</b> .....	<b>85</b>
5.6.1	Método do pressiômetro.....	85
5.6.2	Método da Engegraut.....	86
5.6.3	Comparação entre os resultados para a resistência depois do tratamento....	89
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>92</b>
<b>8.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>94</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Rotineiramente o solo é utilizado como superfície de apoio das edificações, dessa forma é importante que técnicos utilizem meios para investigar o subsolo de modo a garantir que as suas propriedades geotécnicas não coloquem em risco o futuro empreendimento. No Brasil, o crescimento das cidades também aconteceu ao longo da costa litorânea, onde existem grande depósitos de solos moles. Aliado a esta condição, as regiões com material de maior capacidade de suporte estão cada vez mais valorizadas. Diante disto, a construção sobre este tipo de solo, com alta compressibilidade e baixa resistência, está se tornando um desafio para engenheiros.

Obras sobre solos moles, geralmente implicam em alguma solução geotécnica para o melhoramento deste tipo de solo. Com isso, várias técnicas são exploradas pelo mercado com o intuito de modificar as condições geotécnicas do solo, como: soluções com injeções de nata de cimento, *grout* e até mesmo polímeros.

Sendo assim, este trabalho irá apresentar a técnica de melhoramento do solo CPR *Grouting*, também conhecido como Consolidação Profunda Radial, desenvolvida e patenteada pela empresa Engegraut. Esta técnica visa o melhoramento do solo com geoenrijecimento, sendo este obtido com a formação de verticais com bulbos de *geogROUT*, acompanhados de geodrenos para expulsão da água, gerando assim, aceleração no ganho da resistência e rigidez do solo, reduzindo os recalques e gerando estabilidade (RODRIGUES, 2018).

Esta solução foi utilizada na ampliação do Terminal Portuário de Navegantes – Portonave, região próxima à foz com Rio Itajaí, local de acúmulos de sedimentos aluviais, caracterizado por formarem um depósito argiloso de baixa resistência e elevada compressibilidade. O uso do CPR *Grouting* foi escolhido com o objetivo de evitar problemas futuros de instabilidade que poderiam comprometer e danificar as estacas próximas ao cais e evitar recalques por adensamento (ENGEGRAUT, 2014).

Para a avaliação do subsolo da área de ampliação do porto, foram realizados ensaios pressiométricos, instalados piezômetros e realizados monitoramentos com inclinômetros. Com base nesses monitoramentos e ensaios, este trabalho irá apresentar comparações entre resistências não-drenadas obtidas a partir de dados obtidos nos ensaios do pressiômetro e do SPT. Também irá apresentar

uma estimativa de índice de vazios final, ou seja, após o tratamento do solo, como também a porcentagem de solo que foi substituída pelo *geogROUT*.

## 1.1 Justificativa

Constantemente empresas de engenharia buscam a racionalização de materiais, redução de mão de obra, rapidez, aperfeiçoamento, economia e praticidade, tudo isso atrelado a responsabilidade ambiental. Essas necessidades são fomentadas pela evolução da construção civil, onde cotidianamente busca-se tecnologias para suprir problemas que interferem na execução de projetos. Foi com este viés que a técnica de melhoramento de solos moles CPR *Grouting* foi criada.

Ao longo da costa brasileira, há extensas áreas com depósitos de solos compressíveis, com baixa resistência cisalhante, como solos argilosos e areias fofas. Solos com essas características são um grande desafio para engenheiros, uma vez que acarretam problemas relacionados a recalques e instabilidade que podem levar a ruptura do solo, conseqüentemente, ao colapso de estruturas.

Desde 2008, a técnica CPR *Grouting* é empregada como solução de enrijecimento de solos moles em obras industriais ou de infraestrutura, como rodovias, aeroportos portos. A solução tem o objetivo melhorar as propriedades do solo de fundação, como também, evitar eventuais deformações do terreno, assim, a capacidade de carga do local é aumentada.

A resistência não-drenada é um parâmetro utilizado para avaliar o aumento da resistência de solos e pode ser obtido a partir de diferentes métodos e parâmetros apresentados em ensaio. Neste trabalho será avaliado e comparado diferentes métodos para estimar a resistência não-drenada de um solo tratado com CPR *Grouting*.

## 1.2 Objetivo Geral

Avaliar a técnica de Consolidação Profunda Radial (CPR *Grouting*) aplicado ao estudo de caso na expansão do Porto de Navegantes/SC – Portonave, mediante a análises e comparações de valores de resistência não drenada e o índice de vazios após o tratamento.

### 1.3 Objetivos Específicos

Para avaliar a técnica de CPR *Grouting* utilizada na obra da Portonave, os seguintes objetivos específicos foram realizados:

a) Estimar o índice de vazios final obtido depois do tratamento do solo com CPR Grouting;

b) Quantificar e comparar o ganho de resistência não-drenada a partir dos métodos: apresentado por Rodrigues (2018), Schnaid (2000), Briaud (1985), Amar e Jezequel (1972) e método lambda de Vijayvergiya e Focht (1972).

## 2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

A obra avaliada no estudo de caso encontra-se no primeiro terminal portuário privado do país, a Portonave, localizado no município de Navegantes/SC, na foz do rio Itajaí-açu (Figura 1). O terminal atua no escoamento de produção da região Sul, Sudeste e Centro-oeste, além de outros países da América do Sul e destaca-se como sendo o terminal com a maior movimentação de cargas containerizadas do estado de Santa Catarina.

Figura 1 - Localização geográfica da obra



Fonte: Adaptação do Google Maps (2019)

Para aumentar a capacidade de carga, a Portonave optou por uma ampliação da sua área. Devido a geologia do local contar com uma espessa camada de solo argiloso mole de alta compressibilidade, fez-se necessário a adoção da técnica Consolidação Profunda Radial (CPR *Grouting*) para geoenrijecimento da área.

Atualmente, a Portonave possui cerca de 400 mil m<sup>2</sup> divididos entre: 360 mil m<sup>2</sup> de área alfandegaria, separada divididas em três berços de atracação; e um cais linear de 900 m com capacidade estática de armazenagem de 30 mil TEUs (unidade de medida equivalente a um contêiner de 20 pés).

O geoenrijecimento com CPR *Grouting* na obra de ampliação do porto foi dividido em duas fases distintas, como pode ser visualizado na Figura 2. Primeiro, em 2014, foi executado o melhoramento do solo mole onde foi executado muros subterrâneos de contenção em uma área correspondente a 2.810,00 m<sup>2</sup>; segundo, em 2015, na expansão da retro-área do porto, em uma área correspondente a 22.822,60 m<sup>2</sup>. Este trabalho irá focar no estudo da execução da fase 1 da expansão do porto.

**Figura 2 - Localização dos serviços de geoenrijecimento na ampliação da Portonave**



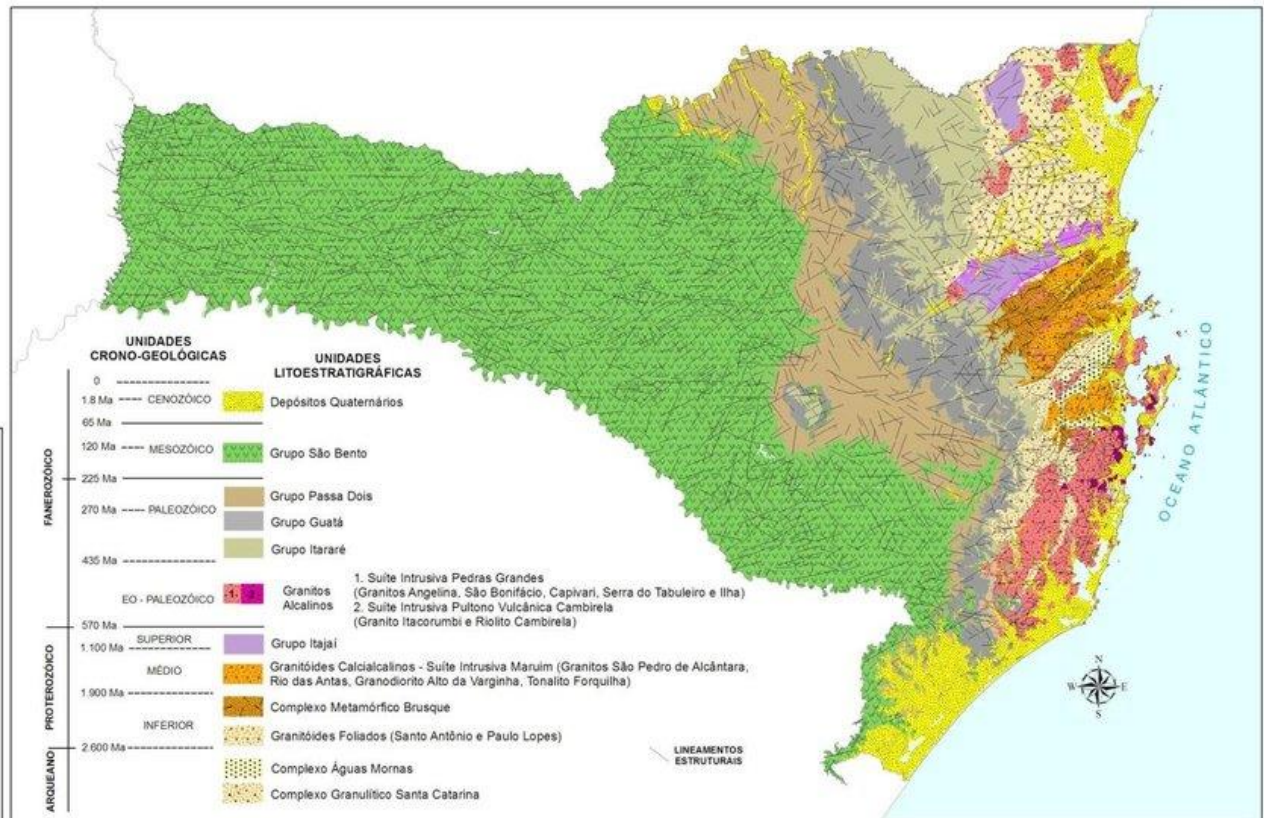
Fonte: Adaptação do Google Maps (2019)

## 2.1. Geologia local

A planície costeira do estado de Santa Catarina possui origem recente, sendo formada por depósitos Quaternários, da era geológica Cenozóica, como é possível verificar na Figura 3.



**Figura 3 – Mapa geológico de Santa Catarina**



Fonte: Silva e Bortoluzzi (1987)

### 2.1.1. Solos moles do litoral catarinense

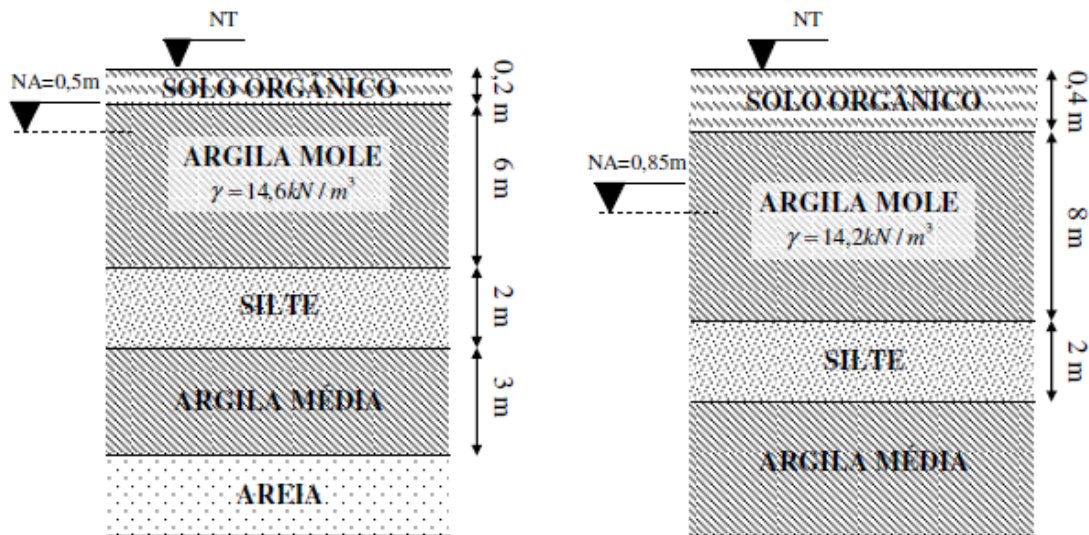
O litoral catarinense apresenta solos sedimentares que sofreram transportados pela ação do mar e do vento. Na região que será abordada neste trabalho, em Navegantes/SC, o solo possui origem fluvial, predominando sedimentos de meandros influenciados pela dinâmica do rio Itajaí-Açu, suscetível a inundações (SANDOVAL, 2016).

Segundo Higashi (2006), os solos sedimentares da região costeira do litoral catarinense correspondem a áreas planas formadas no Quaternário, localizadas entre região de relevo com elevações e declives. Esta extensão montanhosa, em sua maior parte, corresponde a solos residuais de Cambissolo, Podzólicos Vermelho-Amarelo e Litólicos.

Sayão et al (2002) fez estudos geotécnicos em obras de duplicação da BR-101 em Santa Catarina, constatando que os sedimentos quaternários são de maior espessura quanto mais próximo do litoral e, à medida que vai se aproximando de

elevações, sua espessura é reduzida aonde ocorrem solos residuais. A Figura 4, apresenta imagens procedentes de dois estudos de Sayão et al. (2002) com argila mole. O primeiro perfil é referente ao canal de DNOS e o segundo perfil do canal de Santa Luzia, localizados às margens da rodovia. Os dois perfis apresentam estratigrafia semelhante: uma pequena camada de solo orgânico seguida de uma camada mais espessa de argila mole, silte e então argila média. Nota-se, também, que o nível do lençol freático dos dois pontos é bastante elevado, encontrado-se a menos de 1 metro de profundidade.

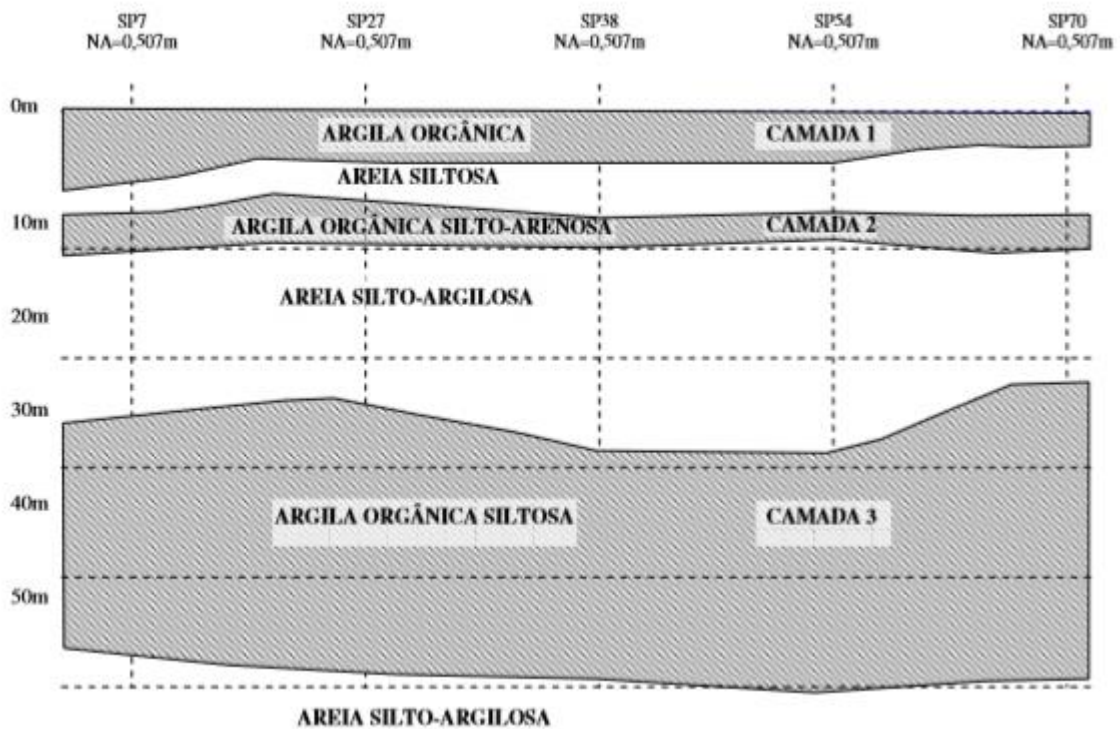
**Figura 4 - Perfis esquemáticos de argilas moles típicas do litoral catarinense**



Fonte: Sayão et al. (2002) apud Higashi (2006)

A Figura 5 elaborada por Marques e Lacerda (2004) apresenta um perfil de solo que contribuiu para projeto de aterro sobre solo de origem flúvio-marinho em Navegantes/SC. O perfil do solo apresentado, assim como de Sayão et al (2002), possui camadas intercaladas de argila e areia, além do nível da água de 0,507 metros.

**Figura 5 - Perfis esquemáticos de depósito argiloso em Navegantes-SC**



Fonte: Marques e Lacerda (2004) apud Higashi (2006)

Existem várias pesquisas que estudaram o comportamento geotécnico e caracterizaram os solos da região litorânea do estado de Santa Catarina. Magnani (2006) estudou aterros reforçados sobre solos moles na via Expressa Sul em Florianópolis. A espessura dos solos moles encontra-se entre 5 a 22 metros, sendo classificados de acordo com o seu histórico de tensões como normalmente adensados.

Espíndola (2011) apresentou estudos sobre os solos moles encontrados na ampliação do Aeroporto Hercílio Luz em Florianópolis. Realizou ensaios de caracterização, palheta, adensamento, compressão triaxial, entre outros. No local, o solo possui perfil geotécnico estratificado entre areia fina e silte argiloso.

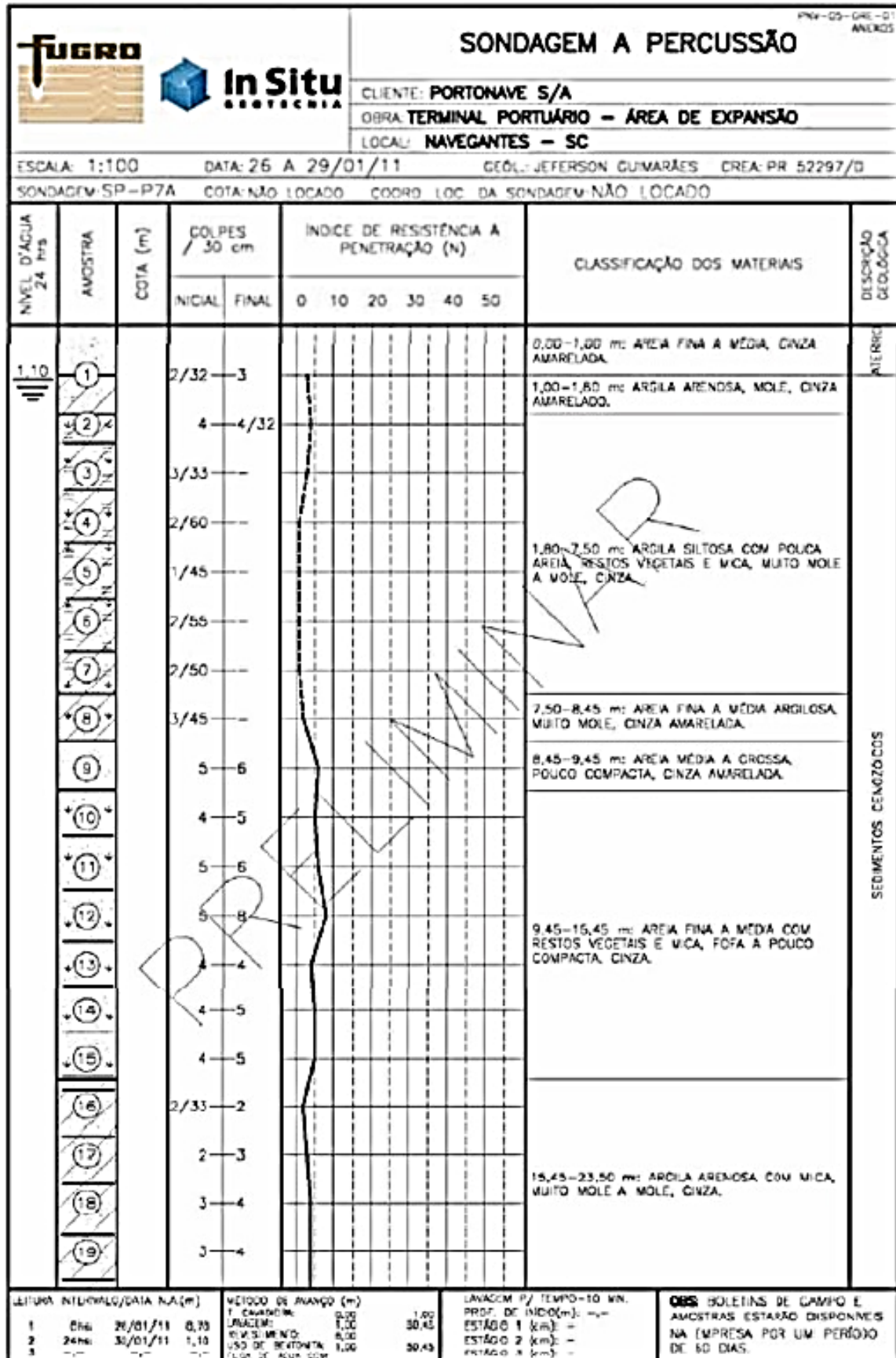
Chaves e Orsi (2007) também estudaram o solo da região, neste caso ao longo de um aterro para gasaduto na BR-101, próximo do município de Tubarão. Foram realizados ensaios de sondagem SPT, palheta, ensaios de caracterização, adensamento e compressão triaxial. As espessuras dos solos moles variaram até 25 metros e os recalques calculados chegaram a até 1,5 metros.

O aspecto tortuoso do rio Itajaí-Açu ocorre devido a sua localização estar situada em uma planície larga e de baixa declividade. Diante disto, a água acumula baixa energia originando característica de meandro no rio até a sua chegada no oceano. Como pode ser melhor visualizado na Figura 1, a área da obra situasse na margem convexa de uma curva do rio, onde há deposição de sedimentos.

No período de cheias, o rio sofre inundações que promovem deposição dos sedimentos mais finos, como argilas e siltes, para fora da calha principal do rio. Esses processos resultam em um solo argiloso de baixa capacidade de suporte, ou seja, muito moles, no entorno do rio. Podendo haver estratificação ou intercalação desta argila com areias finas (SANDOVAL, 2016).

Para investigação do subsolo, foram realizadas sondagens SPT (*Standard Penetration Test*) que constataram um perfil típico do local, com intercalações de camadas argila de consistência mole a muito mole e areia fofa a pouco compacta com índice de resistência a compressão de 1 a 5, como mostra na Figura 6. Sobre este solo havia um aterro que variava de 3 a 5 metros.

Figura 6 - Perfil de sondagem típico encontrado antes do melhoramento

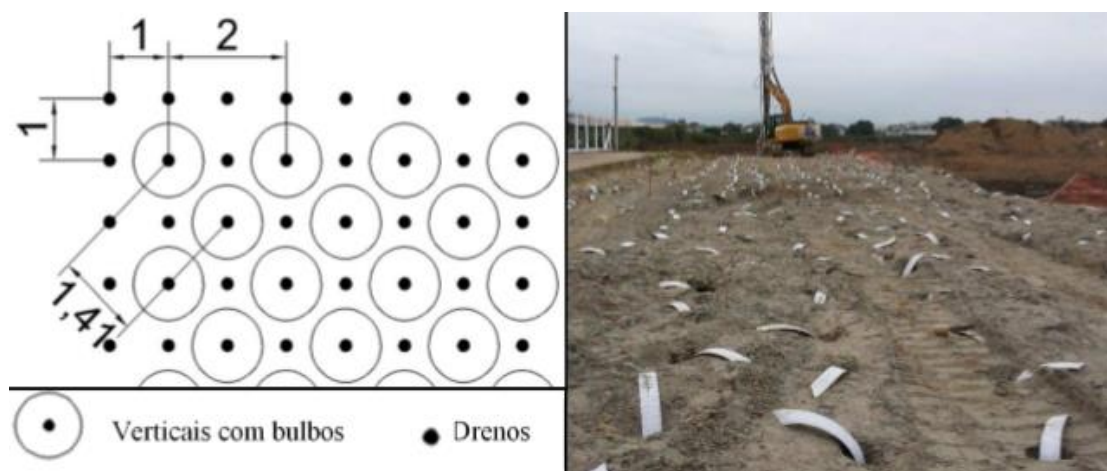


Fonte: Engegrout (2014)

### 2.1.3. Projeto do CPR *Grouting*

O projeto do CPR estabeleceu o critério de pressão mínima de 500 kPa (5kg/cm<sup>2</sup>) e critério de volume mínimo de 900 litros por bulbo. A malha escolhida foi do tipo quadrangular, como pode ser visto na Figura 7, e o melhoramento chegou a 12 metros de profundidade, no entanto, a camada de aterro, com variação de 3 a 5 metros, não foi realizado o tratamento por se tratar de um solo com boa resistência.

**Figura 7 - Malha do projeto de CPR Grouting da fase 1 da expansão da Portonave**



Fonte: Adaptado de Engegraut (2015), apud Sandoval (2016)

Além disso, a execução do CPR na fase 1 de expansão do porto caracterizou-se pelos seguintes dados segundo Engegraut (2014):

- a) Número de geodrenos: 1296;
- b) Número de verticais de bulbos de compressão: 594;
- c) Número médio de bulbos por vertical: 4,8;
- d) Número de caminhões betoneira de 8,0 m<sup>3</sup>: 337;
- e) Consumo máximo: 0,60 caminhão de 8,0 m<sup>3</sup> de *geogROUT* por vertical tratada;
- f) Espaçamento entre verticais: 1,41 m x 1,41 m;
- g) Espaçamento dos geodrenos: 1,00 m x 1,00 m.

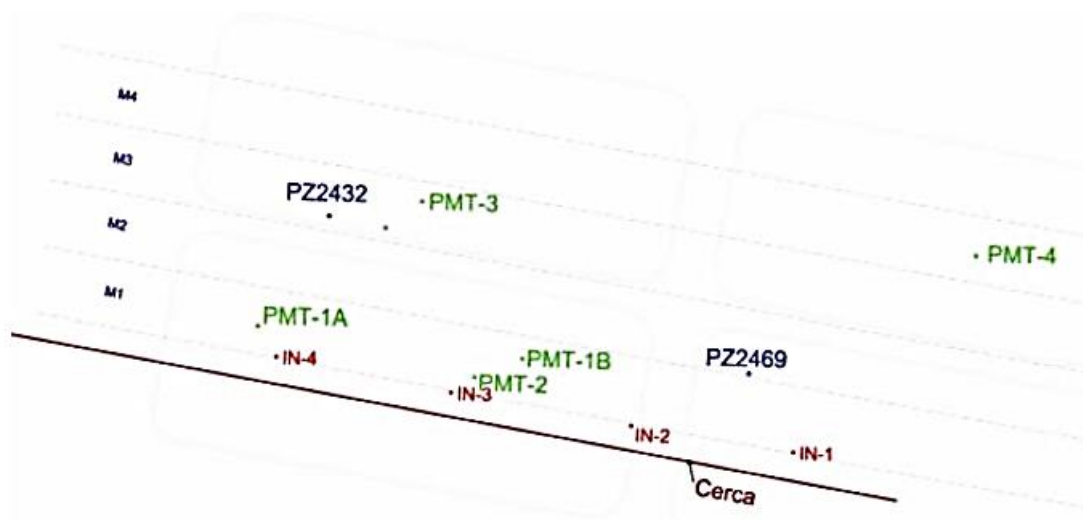
A área do tratamento possui uma extensão de 130 metros de comprimento por 12 metros de largura. O geoenrijecimento foi realizado para melhorar a capacidade de suporte do solo presente no local e evitar patologias como recalques, nas estacas

do cais que estão a 10 metros do local. Com isso, o geoenrijecimento formou uma barreira que minimizou os esforços na estrutura evitando recalques excessivos.

#### 2.1.4 Controle geotécnico

Os ensaios de monitoramento são essenciais para avaliação da rigidez e controlar a dissipação da poropressão no solo. Desta forma, anteriormente e posteriormente a execução do CPR, ensaios pressiométricos foram realizados, assim como instalação de piezômetros e monitoramento com inclinômetros para a avaliação do solo. O item 3.2 descreve como é realizado estes ensaios e os parâmetros obtidos por eles. A Figura 8 abaixo mostra os locais de instalação de cada ensaio, sendo PZ para piezômetros, PMT para pressiômetros e IN para inclinômetros.

**Figura 8 - Localização dos ensaios de monitoramento**



Fonte: Engegraut (2014)

##### 2.1.4.1 Pressiômetro

Foram instalados 5 piezômetros no local da construção do muro no Porto de Navegantes, intitulados como PMT-1A, PMT-1B, PMT-2, PMT-3 e PMT-4, onde os dois primeiros apresentam dados antes do CPR e os três últimos apresentam dados após o CPR, respectivamente. O Quadro 1 abaixo possui os dados referentes os ensaios:

**Quadro 1 – Dados dos ensaios pressiométricos**

Identificação	Profundidade (m)	Cota do ensaio (m)	Condição de ensaio
PMT-1A	8,0	-5,0	Pré-CPR
PMT-1B	8,0	-5,0	Pré-CPR
PMT-2	8,0	-5,0	Pós-CPR
PMT-3	5,0	-2,0	Pós-CPR
PMT-4	7,0	-2,0	Pós-CPR

Fonte: Adaptado da Engegraut

Os resultados obtidos para módulo de deformação pressiométrico, pressão limite e pressão limite efetiva antes do solo ser submetido ao geoenrijecimento com o CPR Grouting estão na tabela a seguir.

**Quadro 2 – Resultados do pressiometro antes do melhoramento do solo**

Ensaio	Prof. (m)	Em (kPa)	PL (kPa)	PL* (kPa)
PMT-1 <sup>a</sup>	8	1328	118	35
PMT-1B	8	1678	135	52

Fonte: adaptado de Engegraut (2014)

Os resultados do Quadro 3 abaixo representam os valores obtidos após o melhoramento com CPR:

**Quadro 3 – Resultados do pressiometro após o melhoramento do solo**

Ensaio	Prof. (m)	Em (kPa)	PL (kPa)	PL* (kPa)
PMT-2	8	15674	1662	1579
PMT-3	5	10732	1524	1450
PMT-4	7	9392	1594	1250

Fonte: adaptado de Engegraut (2014)

A resistência não-drenada ( $S_u$ ) foi obtida por dois métodos: por Briaud (1985) e por Schnaid (2000). Os resultados são apresentados no Quadro 4.



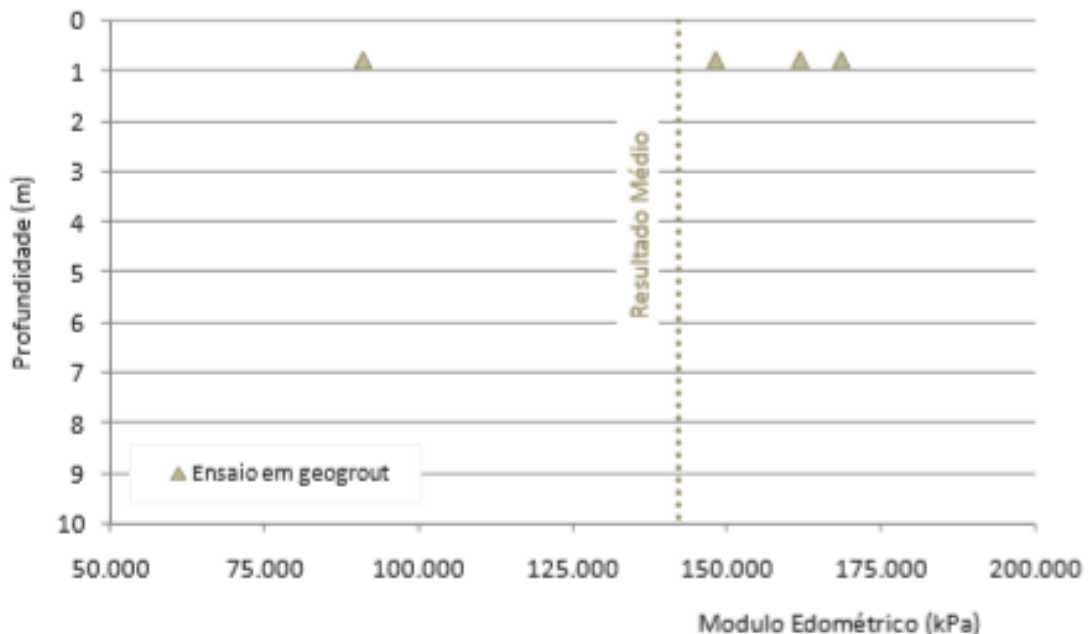
**Quadro 4 – Resultados de resistência não-drenada (Su)**

Ensaio	Condição	Su (kPa) (Briaud, 1985)	Su (kPa) (Schnaid, 2000)
PMT-1A	Pré-CPR	9,5	4,76
PMT-1B	Pré-CPR	13,0	9,21
PMT-2	Pós-CPR	166,9	117,31
PMT-3	Pós-CPR	118,0	144,4
PMT-4	Pós-CPR	121,4	142,0

Fonte: adaptado de Engegraut

Verifica-se que os resultados da resistência não drenada após o geoenrijecimento com o CPR foram significativos para os dois métodos, onde anteriormente o solo pode ser classificado como uma argila mole e depois do tratamento como argila rija.

Também foi obtido o módulo do geogROUT, inserindo o pressiômetro no eixo dos bulbos de geogROUT. O resultado apresentou valores próximos a 150000 kPa ( $E_g$ ), como mostra a Figura 9 abaixo:

**Figura 9 – Módulo pressiométrico dos bulbos de geogROUT**

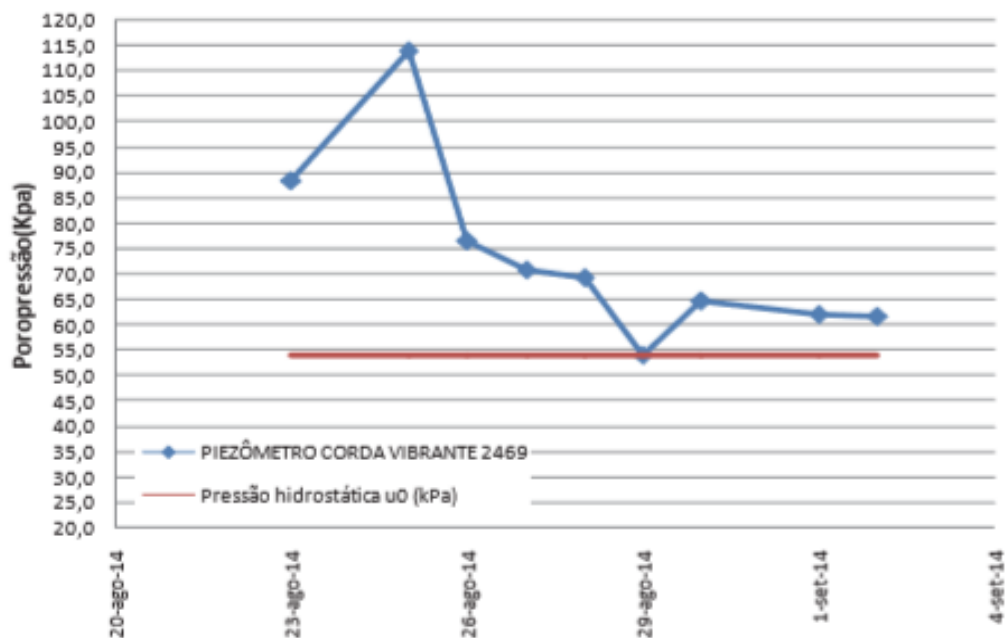
Fonte: Engegraut (2014)

### 2.1.4.2 Piezômetro

Os piezômetros de corda vibrantes instalados no local das construções dos muros aferiram a dissipação da pressão da água nos vazios do solo (poropressão), parâmetro geotécnico importante para análise de estabilidade do solo.

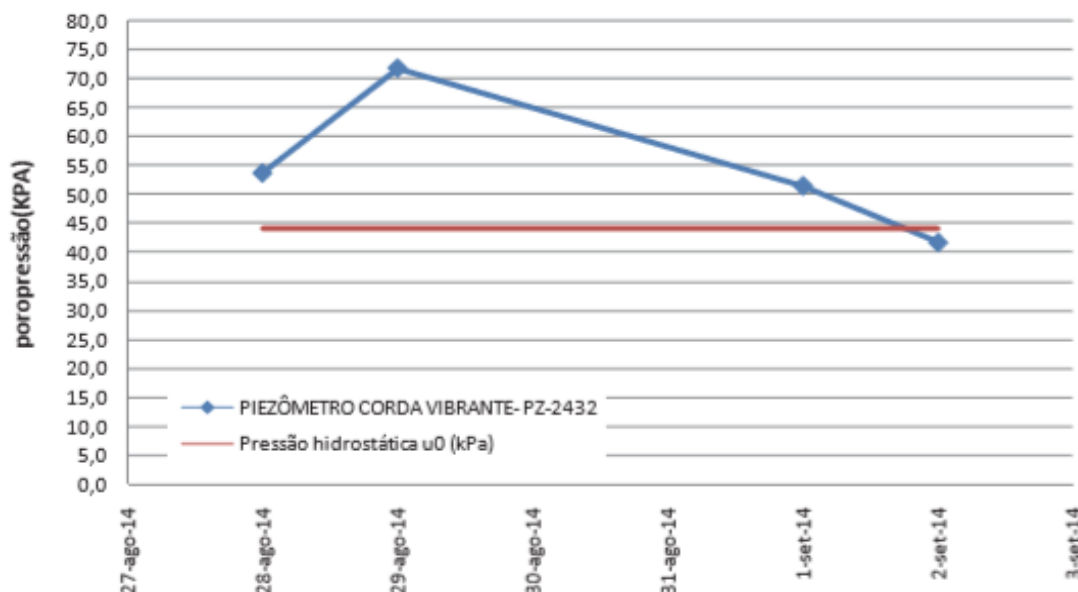
Os gráficos apresentados na Figura 10 e 11 mostram a dissipação da poropressão aferidos pelos piezômetros PZ- 2469 e PZ-2432 na área de melhoramento solo da PortoNave.

**Figura 10 – Resultado do piezômetro PZ 2469**



Fonte: Engegraut (2014)

Figura 11 – Resultado do piezômetro PZ 2432



Fonte: Engegraut (2014)

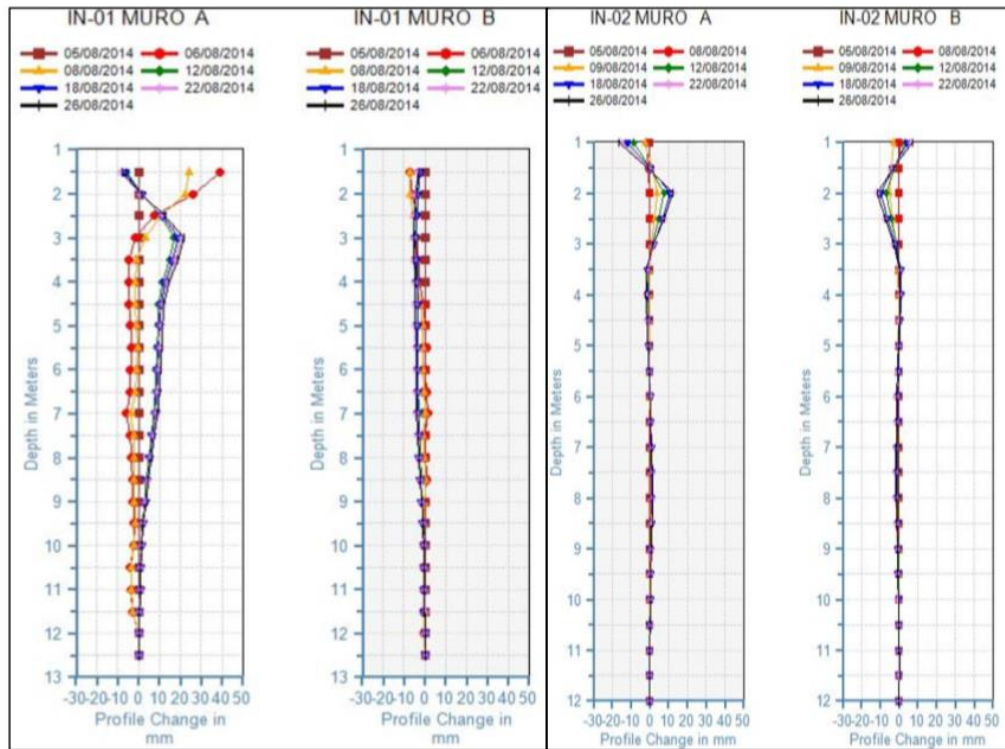
Os resultados descritos nos gráficos das Figuras 10 e 11 mostram que houve uma dissipação da poropressão ao longo do tempo após o geoenrijecimento, indicando a consolidação do solo e aumento da sua resistência.

#### 2.1.4.3 Inclinômetros

Os monitoramentos do maciço do solo processado pelos inclinômetros na área de geoenrijecimento possibilitaram a verificação de deslocamentos horizontais no solo, causados pela expansão das cavidades dos bulbos. Essa análise foi essencial pela proximidade do local do tratamento de 10 metros entre fundações pré-existentes da estrutura do porto.

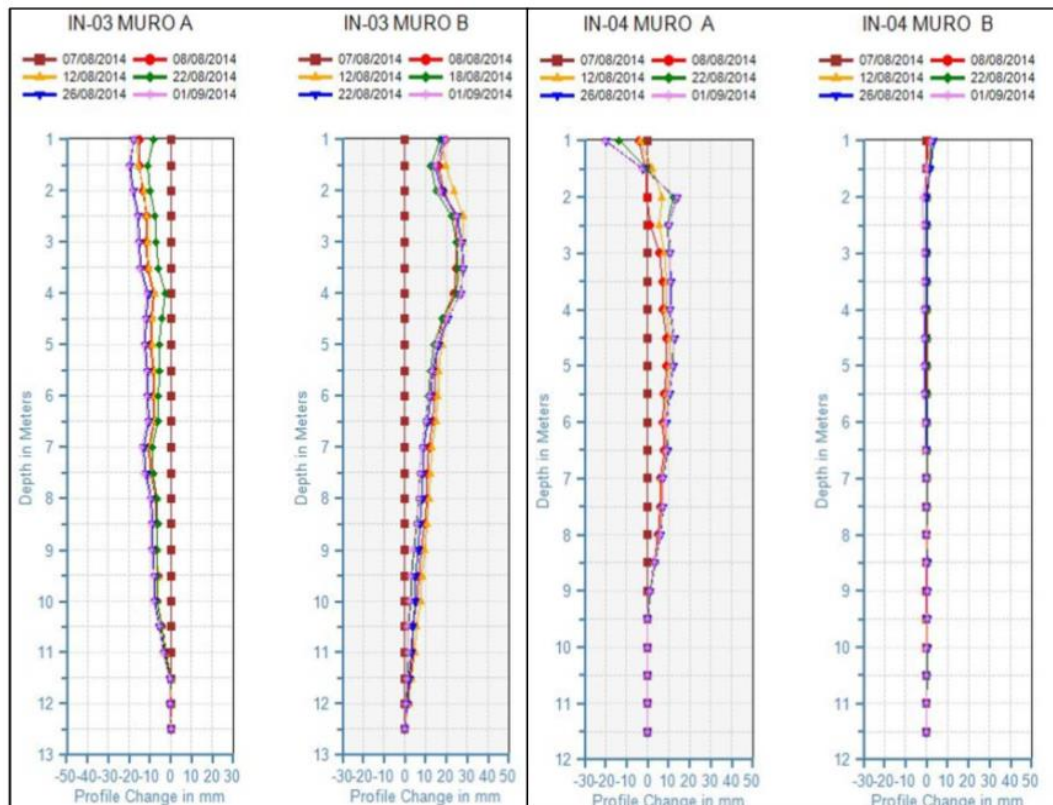
Abaixo estão os resultados do monitoramento com os inclinômetros IN-01, IN-02, IN-03 e IN-04. Identificações como “MURO A” representam leituras realizadas no eixo x-x e “MURO B” representam leituras no eixo y-y.

Figura 12 – Resultados de monitoramento dos inclinômetros IN-01 e IN-02



Fonte: Enggraft (2016)

Figura 13 – Resultados de monitoramento dos inclinômetros IN-03 e IN-04



Fonte: Enggraft (2016)

O Quadro 5 a seguir mostra o resumo dos maiores valores de deslocamentos verificados por cada inclinômetro:

**Quadro 5 – Maiores valores de deslocamento obtidos pelos inclinômetros**

Inclinômetro	Eixo x-x (mm)	Eixo y-y (mm)
IN-01	21	8
IN-02	12	11
IN-03	21	30
IN-04	14	4

Fonte: Engegraut (2016)

Os resultados demonstraram que para o eixo x-x, identificado como “MURO A”, os inclinômetros IN-01 e IN-03 foram os que mais sofreram deslocamentos causados pelo maciço do solo durante o tratamento, de valores próximos a 21 mm localizados na profundidade entre 2 a 4 metros. Já no eixo y-y, identificado como “MURO B”, os maiores resultados de deslocamento foi do inclinômetro IN-03 de valores próximos a 30 mm e também na profundidade entre 2 a 4 metros. Os inclinômetros IN-02 e IN-04 apontaram resultados menores que os dos outros inclinômetros nas duas direções.

Tendo em vista que os inclinômetros estiveram localizados a 4 metros das verticais de bulbos de compressão e a fundação existente está localizadas a 10 metros, presume-se que os deslocamentos atribuídos pelo tratamento serão mínimos próximo as fundações do porto, não causando danos estruturais devido a distância da fundação da local.

#### *2.1.4.4 Ensaio de adensamento oedométrico*

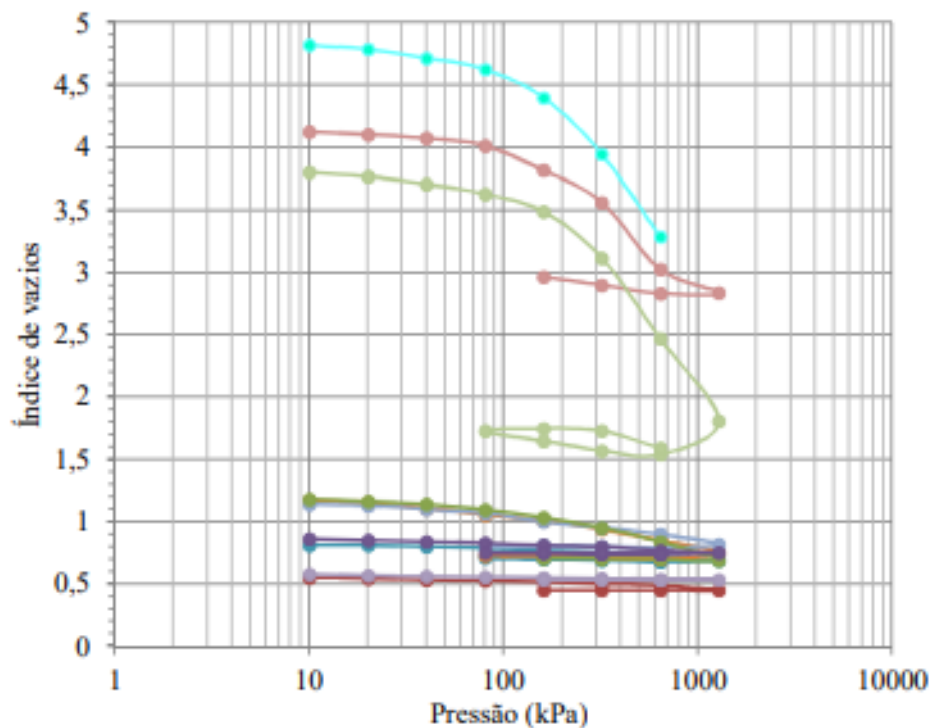
O ensaio de adensamento oedométrico consiste na compressão de uma camada de solo compactada e indeformada, mantida lateralmente confinada, aplicando valores de tensões crescentes nesta amostra até qu

e toda a poropressão seja dissipada. Os resultados deste ensaio são apresentados através de um gráfico de índice de vazios em função curva de

compressibilidade. Além do índice de vazios, também é possível obter valores para índice de compressão.

Em sua dissertação, Sandoval (2016) realizou ensaios de campo e laboratório do solo do Porto de Navegantes. Com o tubo Shelby, foram retiradas amostras indeformadas da argila mole presente no local que foram submetidas a ensaio de adensamento oedométrico. A Figura 14 a seguir apresenta os resultados obtidos por Sandoval (2016).

**Figura 14 – Ensaio de adensamento realizado do solo do Porto de Navegantes antes do tratamento com CPR Grouting**

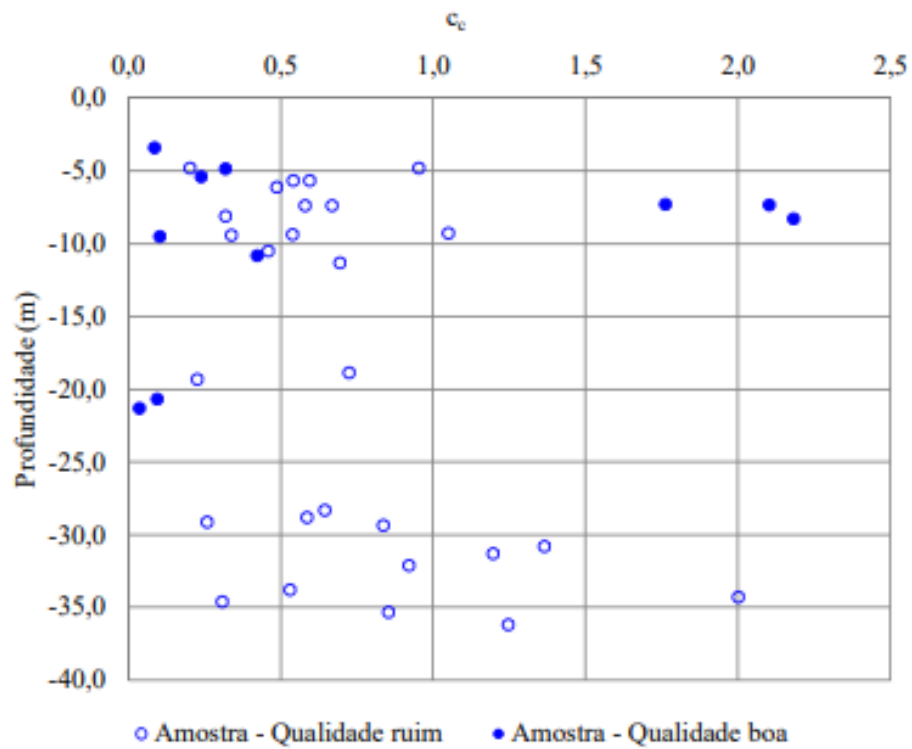


Fonte: Sandoval (2016)

A partir dos resultados do gráfico foi possível verificar que argila do local possuía variabilidade de índice de vazios inicial entre 0,56 e 4,86, sendo encontrada uma média de 2,71.

Com base nas curvas de compressão, obteve-se o índice de compressão que corresponde a inclinação da reta virgem. A Figura 15 a seguir mostra os resultados obtidos por Sandoval (2016) para o índice de compressão do solo do Porto de Navegantes.

**Figura 15 – Índice de compressão do solo do Porto de Navegantes antes do tratamento com CPR Grouting**



Fonte: Sandoval (2016)

Os valores obtidos para o índice de compressão para o solo do Porto de Navegantes antes do tratamento com CPR Grouting, variaram entre 0,03 e 2,18, determinando uma média de 1,11.

### **3. REVISÃO DA LITERATURA**

Neste capítulo será abordado uma revisão de literatura acerca da caracterização de solos moles, ensaios de caracterização e monitoramento, assim como, os principais tipos de melhoramentos em solos moles. Posteriormente, será conduzido um aprofundamento sobre a técnica Consolidação Profunda Radial.

#### **3.1 Características dos solos moles**

Define-se como solos moles: solos predominantemente finos, com baixa resistência cisalhante, pouca permeabilidade e alta compressibilidade. Esses solos geralmente são saturados com elevados valores de limite de liquidez e plasticidade, características que conseqüentemente acarretam em índices de consistência muito baixos.

Segundo Rodrigues (2018), os solos moles argilosos podem ocorrer com a deposição de sedimentos marinhos ao longo das costas, formação de curvas acentuadas em áreas próximas de rios ou deposição de matéria orgânica em locais baixos ou com pouca profundidade. A profundidade desses solos varia entre 1 a 7 metros para aluviões fluviais e, para solos marinhos, chegam a atingir 70 metros.

Além de solos argilosos, Rodrigues (2018) aponta solos orgânicos e turfosos, na maior parte das vezes, encontrados da região da costa brasileira, regiões que sofreram alagamentos e regiões de pântanos, como solos moles a ultra mole. Este tipo de solo pode ser composto por cerca de 90 a 95% de água e apenas 5 a 10% de material sólido. Dentre essa fração sólida, cerca de 95% é de origem orgânica, como vegetação apodrecida acumulada em áreas alagadas (WARBUTON et al., 2004).

Para NBR 6484 (ABNT, 2001) solos moles são solos argilosos que possuem  $N_{sPT}$  menores que 2 golpes. Além disso, solos argiloso-siltosos são classificados como moles e possuem  $N_{sPT}$  menores que 1 golpe ou resistência de palheta menos que 10 kPa.

Segundo Massad (2010), os ensaios de campo em solos moles, normalmente apresentam resultados de perfis heterogêneos compostos de argilas e areias. Esta característica reflete nas cores do solo, que podem apresentar tons de preto, cinza-escuro, amarelo, vermelho, marrom ou cinza-esverdeado para solos



aluvionares e cinza-claro, cinza-escuro, preto, marrom-escuro e cinza-esverdeado para solos de origem marinha.

Na engenharia, a importância do conhecimento das características dos solos moles se deve pela razão de este tipo de solo ser muito instável quando submetido a carregamentos provenientes das construções. Conhecendo suas propriedades, é possível prever problemas ocasionados pela baixa resistência ao cisalhamento, como ruptura e compressibilidade, conseqüentemente manifestando a ocorrência de recalques, interferências de recalques nas estruturas de fundação e mudanças de volume da massa do solo.

### 3.1.1 Origem e formação

Estudar a origem e a formação geológica dos solos, ajuda a compreender melhor suas propriedades mecânicas. Desta forma, pode-se estimar qual será o comportamento do solo frente a uma situação particular de projeto.

De maneira geral, os solos moles são solos argilosos de deposição recente, ou seja, formados durante o período Quaternário, e podem ter duas origens diferentes: fluvial (aluviões), marinha ou ainda outras. Suas características atuais são resultadas de uma série de combinação de fatores, como: topografia favorável, clima propício ao desenvolvimento de um ambiente úmido e mineralização e pedogênese submetidas à um estado anaeróbico (MASSAD, 2010)

#### 3.1.1.1 *Solos moles de origem aluvionares*

Estes solos tiveram sua formação a partir do alagamento nos períodos de cheia de rios. Caracterizam-se por possuírem uma grande heterogeneidade vertical e horizontal, devido a configuração sinuosa de rios, onde há deposição na margem convexa e escavação no lado côncavo, gerando assim camadas irregulares no solo. (MASSAD, 2010).

Em regiões mais baixas, conseqüentemente menos drenadas, ocorre a decantação de sedimentos finos, como argila e silte. Às vezes, esta decantação sofre uma estratificação ou intercalação com areias finas. Sendo assim, esta camada fica mais suscetível a ressecamentos e, então, pode apresentar sobreadensamento. (MASSAD, 2010)

### 3.1.1.2 Solos moles de origem marinha

Durante o período Quaternário ocorreram duas grandes transgressões do mar ao continente: a Transgressão Cananeia, na época do Pleistoceno, há 120 mil anos; e a Transgressão de Santos, na época do Holoceno, há 7 mil anos. O nível do mar elevou-se na primeira transgressão, chegando a 8 metros de altura. Futuramente, no Holoceno, o mar recuou cerca de 110 metros devido ao período de glaciação. Resultante a isto, ocorreu um intenso processo de erosão, removendo sedimentos anteriores (MASSAD, 2010).

Na época da primeira transgressão, formaram-se solos argilosos ou arenoso em sua base e arenoso no seu topo conhecidos como Argilas Transicionais ou Areias Transgressivas. Posteriormente, a segunda transgressão deu origem a sedimentos holocênicos que, segundo Massad (2010), trata-se de um solo formado por retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananeia ou por sedimentação em água paradas.

### 3.1.2 Propriedades geotécnicas

Os parâmetros geotécnicos dos solos são rotineiramente empregados em correlações empíricas para estimar outros parâmetros usados em dimensionamentos para projetos sobre solos moles. A seguir, serão abordadas propriedades geotécnicas que importantes para o entendimento quando o assunto abordado são obras sobre solos moles.

#### 3.1.2.1 Compressibilidade e adensamento de argilas moles

De acordo com Das e Sobhan (2015), a compressão no solo é gerada por cargas que, por consequência, causam deformações das partículas do solo, deslocamento destas partículas e expulsão da água ou do ar nos vazios. Quando argilas saturadas são submetidas à tensão, ocorre o seu recalque, inicialmente gera um excesso de poropressão, que é dissipada gradativamente com a saída da água.

Rodrigues (2018) esclarece que, quando um solo argiloso é submetido a carregamentos, há uma redução em seu índice de vazios, por isso a camada do solo diminui de volume. No entanto, quando este solo está saturado, inicialmente a carga é suportada pela água. Com o tempo, a poropressão irá se dissipar de acordo com a permeabilidade do solo. Essa análise pode ser melhor visualizada na Figura 16.

Figura 16 - Estimativa do grau de expansividade do solo



Fonte: Rodrigues (2018)

O recalque provocado pela diminuição do índice de vazios tem comportamento plástico, ou seja, irrecuperável, e é denominado como consolidação primária. Depois deste processo, as partículas irão passar por uma etapa de rearranjo das partículas, onde sua deformação será mais lenta, conhecida como consolidação secundária (RODRIGUES, 2018).

Terzaghi (1925) desenvolveu um método muito difundido entre os engenheiros para a determinação do índice de adensamento das argilas, conhecido como Teoria do Adensamento Unidimensional. Essa teoria descreve o processo de drenagem da água dos vazios de um solo que, por consequência disso, haverá um aumento da tensão efetiva no solo e aumento da compressão do solo. Algumas simplificações foram consideradas para a dedução dessa teoria, são elas:

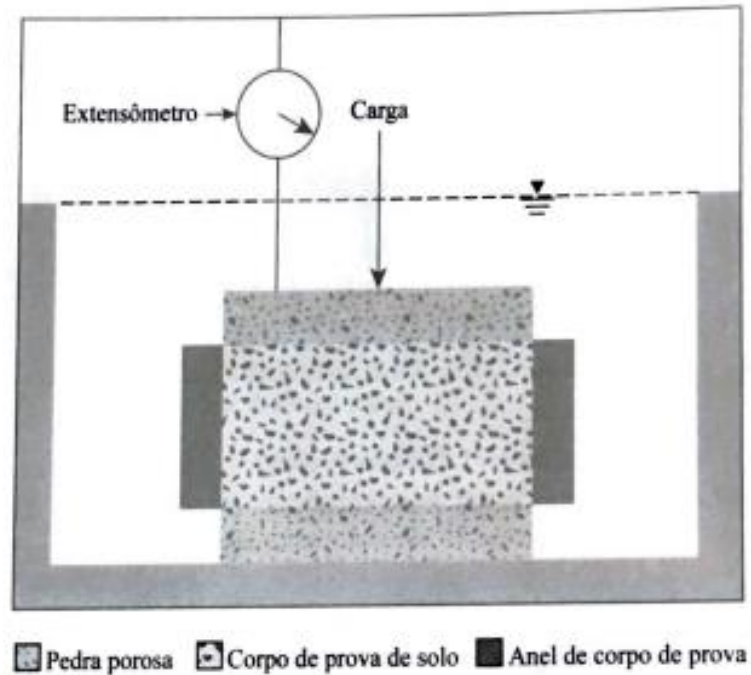
- a) Solo homogêneo;
- b) Solo saturado;
- c) Compressibilidade dos grãos sólidos e da água são desprezíveis em relação à compressibilidade do solo;
- d) As deformações do solo são consideradas infinitesimais em relação a espessura da camada compressível, de forma que esta seja constante;
- e) A compressão é unidimensional;
- f) O fluxo da água é unidirecional;

- g) Fluxo da água governando pela lei de Darcy que descreve o escoamento da água no solo;
- h) Parâmetros físicos como o coeficiente de permeabilidade ( $k_v$ ) e coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) são constantes;
- i) Independentemente do tempo, há uma relação linear entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva durante o adensamento;
- j) Controle dos pequenos deslocamentos e deformações.

Para reproduzir as condições da Teoria de Adensamento Unidimensional, Terzaghi propôs um ensaio conhecido como ensaio de adensamento edométrico, também chamado de SIC (*Standard Incremental Consolidation*). Esse ensaio possui o intuito de prever a grandeza e a velocidade das deformações que ocorrem nos solos moles.

A execução do ensaio é realizada num aparelho chamado edômetro ou prensa de adensamento, onde são aplicados carregamentos progressivos em um corpo de prova com solo saturado, com diâmetros que podem variar em função do equipamento. O solo que fica confinado por um anel de aço para que a deformação lateral seja limitada. No topo e na base do corpo de prova é colocado material poroso para drenagem da água. Os carregamentos se iniciam com baixíssima carga e vão aumentando progressivamente e são mantidos por um período de 24 horas, onde são feitas leituras da deformação vertical (DAS; SOBHAN, 2015). A Figura 17 a seguir representa um esquema do ensaio edométrico.

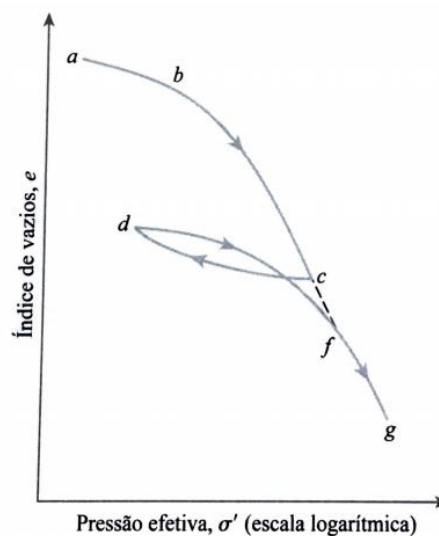
Figura 17 - Esquema do ensaio edométrico



Fonte: Das e Sobhan (2015)

Um dos resultados do ensaio é a curva de compressibilidade que é apresentado em um gráfico da variação do índice de vazios pelas tensões aplicadas (em escala natural ou logarítmica). A Figura 18 a seguir representa este gráfico para escala logarítmica no eixo x.

Figura 18 - Adensamento unidimensional para solos moles



Fonte: Das e Sobhan (2015)

Em a-b-c e d-f-g há um carregamento onde a amostra é comprimida, em c-d acontece um descarregamento. A trajetória a-b-c-f-g é chamada de linha de consolidação normal e a trajetória de descarregamento c-d é conhecida como linhas de dilatação ou expansão do solo (DAS; SOBHAN, 2015).

Um solo normalmente adensado (NA) situa-se na linha de compressão normal e nunca foi submetido a tensão efetiva vertical superior à que está sendo submetido. Já um solo que se encontra na linha de dilatação/expansão pode ser considerado como sobreadensado ou pré-adensado (PA), ou seja, já foi submetido a maiores tensões efetivas à que está sofrendo (RODRIGUES, 2018).

A partir do ensaio edométrico, também é possível obter-se alguns parâmetros de adensamento para a estimativa dos recalques e suas respectivas velocidades, como:

- a) Coeficiente de adensamento ( $C_c$ );
- b) Índice de compressão ( $C_c$ );
- c) Índice de recompressão ( $C_r$ );
- d) Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ).

A razão de pré-adensamento (OCR) de um tipo de solo é determinada pela relação entre máxima tensão efetiva (tensão de pré-adensamento) já obtida pelo solo e a tensão efetiva atual do solo, mostrada da Equação 1:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma_{v, campo}} \quad (1)$$

Onde:

$\sigma'_{vm}$ : tensão de pré-adensamento do solo;

$\sigma_{v, campo}$ : tensão efetiva que o solo está sofrendo atualmente.

Para solos pré-adensados  $OCR > 1$ , para solos normalmente adensando  $OCR = 1$  e para solos sub-adensados, ou seja, em processo de adensamento,  $OCR < 1$  (RODRIGUES, 2018).

### 3.1.2.2 Resistência não drenada

Por Terzaghi (1946), também foi apresentado o Princípio das Tensões Efetivas que determina a tensão transmitida de partícula para partícula em solos saturados. Este princípio é dado pela Equação 2 a seguir:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2)$$

Onde:

$\sigma$ : tensão normal total;

$\sigma'$ : tensão normal efetiva;

$u$ : poropressão.

A tensão normal total ( $\sigma$ ) é a força transmitida na direção normal através do plano situado dentro da massa de solo em que a partícula está inserida, dividido pela área. A poropressão ( $u$ ) é a pressão que a água exerce nos vazios do solo. Por fim, a tensão normal efetiva ( $\sigma'$ ) representa a tensão transmitidas entre as partículas.

A resistência não drenada está diretamente ligada a tensão efetiva e pode ser representada como a resistência ao cisalhamento apresentada pelo solo quando solicitado. Por sua vez, a resistência ao cisalhamento representa a resistência interna por área específica, que uma massa de solo oferece para resistir a rupturas e deslizamentos. Este tipo de verificação é importante para examinar a estabilidade de aterros sobre solos moles, por exemplo, realizando uma análise caso houver a possibilidade de uma eventual ruptura antes da drenagem do solo (DAS; SOBHAN, 2015).

Vários fatores interferem na resistência ao cisalhamento de argilas, tais como umidade, tipo de mineral, histórico de tensões, drenagem durante o cisalhamento, taxa de carregamento e estrutura do solo. Sendo assim, é praticamente impossível e errôneo estimar apenas um valor para a resistência ao cisalhamento à determinado solo (SRIDHARAN et al, 1971).

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb apresentado por Mohr (1900) afirma que a ruptura de um material acontece pela combinação de tensões normal e tensões de cisalhamento. Sendo assim, a Equação 3 abaixo representa a resistência ao cisalhamento segundo o critério apresentado por Mohr Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\phi) \quad (3)$$

Onde:

$\tau_f$ : resistência ao cisalhamento;

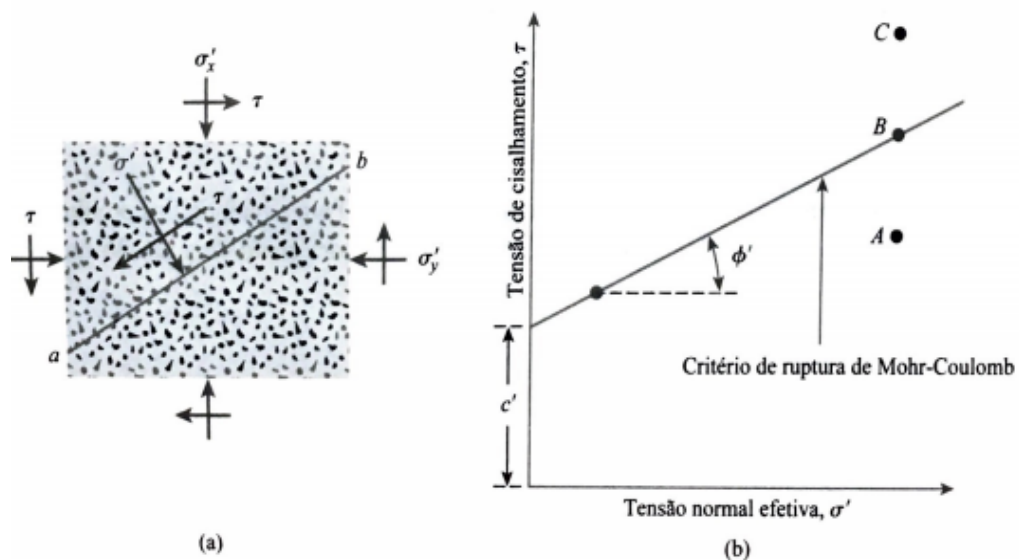
$c'$ : coesão;

$\sigma'$ : tensão efetiva;

$\phi$ : ângulo de atrito drenado.

A Figura 19 a seguir elucida melhor o critério de ruptura desenvolvido por Mohr. A Figura 12a representa uma massa de solo submetida a uma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) e  $\tau_f$  representa a resistência de cisalhamento. O gráfico ao lado apresentado como Figura 12b, delimita a ruptura para este determinado solo ao longo do plano ab. Abaixo da linha, em A, não acontecerá ruptura por cisalhamento em ab. Ao longo da linha, ou seja, em B, as tensões já se enquadram na envoltória de ruptura, ou seja, ocorrerá ruptura, o mesmo vale para C.

**Figura 19 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb**



Fonte: Das e Sobhan (2015)

A determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento, como coesão ( $c'$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ), pode-se aplicar três tipos de procedimentos: ensaios laboratoriais, ensaios de campo e correlações. Ensaios de cisalhamento direto, triaxial, cisalhamento simples, cisalhamento anular e triaxial de deformação



plana são os ensaios de laboratório mais utilizados para determinar a resistência cisalhante do solo. Já em campo, é comum ser determinado com o ensaio da palheta ou o piezocone.

O ensaio laboratorial de cisalhamento triaxial é um dos mais confiáveis e utilizados para pesquisas. Neste ensaio o corpo de prova é envolvido por uma membrana de borracha e posicionado numa câmara cilíndrica, geralmente preenchida por água ou glicerina. O fluido da câmara irá gerar uma pressão de confinamento submetida ao corpo de prova. Uma carga axial, também chamada de desviadora, é aplicada em incrementos iguais até que o corpo de prova se rompa ou a tensão pode ser aplicada de maneira constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Este ensaio pode ser executado de três maneiras diferentes: adensado drenado (CD), adensado não drenado (CU) e não adensado não drenado (UU) (DAS; SOBHAN, 2015).

Já em campo, o ensaio do cone mede a resistência à penetração do terreno que podem ser utilizados para estimar a resistência ao cisalhamento do solo. Segundo Schnaid e Odebrecht (2014), a resistência em condição não-drenada ( $S_u$ ) para argilas, é determinada pela Equação 4:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (4)$$

Onde:

$S_u$ : resistência não-drenada;

$q_c$ : resistência de ponta do cone;

$\sigma_{vo}$ : tensão efetiva inicial;

$N_{kt}$ : estimativa do fator de capacidade de carga.

### 3.2 Investigação do subsolo

Para Almeida e Marques (2010), um projeto geotécnico inicia-se com a investigação do solo onde estará situada a obra. Massad (2010) especifica que para esta investigação, é necessário dispor de informações das camadas presentes no solo, as respectivas espessuras e a posição do nível freático.

O primeiro passo da investigação do subsolo é averiguar o subsolo por mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamentos de dados de investigações já realizadas próximas do local. Posteriormente, consiste na fase de investigações preliminares, contendo sondagem a percussão e caracterização, onde o foco é determinar a estratigrafia do local, para isso, utilizamos ensaios a percussão, como SPT. Então, a investigações seguem para etapas complementares, contendo ensaios de campo e ensaios de laboratório, no qual o objetivo é definir parâmetros geotécnicos e modelos geomecânicos do solo mole (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Há algumas vantagens e desvantagens em relação a escolha dos ensaios complementares de laboratório e campo para argilas moles. O Quadro 6 a seguir de Almeida (1996), apresenta comparações entre os ensaios.

**Quadro 6 – Vantagens e Desvantagens de Ensaios de Laboratório e Campo para Argilas Moles**

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	Condições de contorno bem definidas	Amolgamentos em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume ensaiado
	Trejetórias de tensão conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral mais caro do que ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiômetro autocravante
	Medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

Fonte: Adaptado de Almeida (1996), apud Almeida e Marques (2010)

### 3.2.1 Sondagem a Percussão SPT

Este ensaio é uma das ferramentas mais populares de investigações de subsolo em campo devido a sua simplicidade e bom custo-benefício. Sua sigla SPT

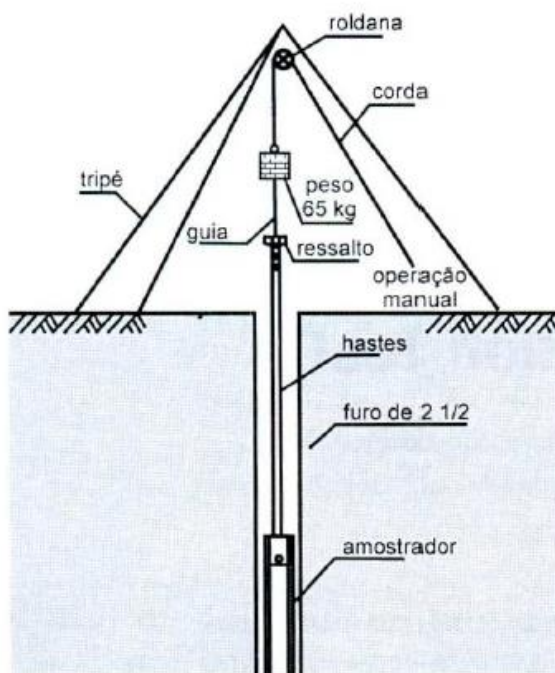
designa do inglês “*Standart Penetration Test*” e é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001), que objetiva o ensaio em:

- a) definir o tipo de solo e sua respectiva profundidade;
- b) qual o nível do lençol-freático presente no terreno;
- c) índices de resistência a penetração (NsPT) presentes de metro em metro.

Schnaid e Odebrecht (2014) explicam que o ensaio SPT constitui em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A determinação da resistência à penetração  $N_{sPT}$  do SPT, se dá pelo número de golpes correspondente à cravação do amostrador-padrão, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado de 65 kg. Este número de golpes obtidos corresponde ao  $N_{sPT}$ , cujo os primeiros 45cm são divididos em 3 para a determinação de N, desses 45cm os primeiros 15cm são descartados e apenas os 30cm são utilizados para N, os 55cm restantes para completar 1 metro apenas compõe a etapa de escavação.

A Figura 20 abaixo representa um esquema do ensaio SPT, mostrando o perfil do solo, os acessórios que compõe todo o equipamento como: tripé, roldana, corda, peso de 65 kg, haste e amostrador.

**Figura 20 - Esquema do ensaio SPT**



Fonte: Schnaid (2000)

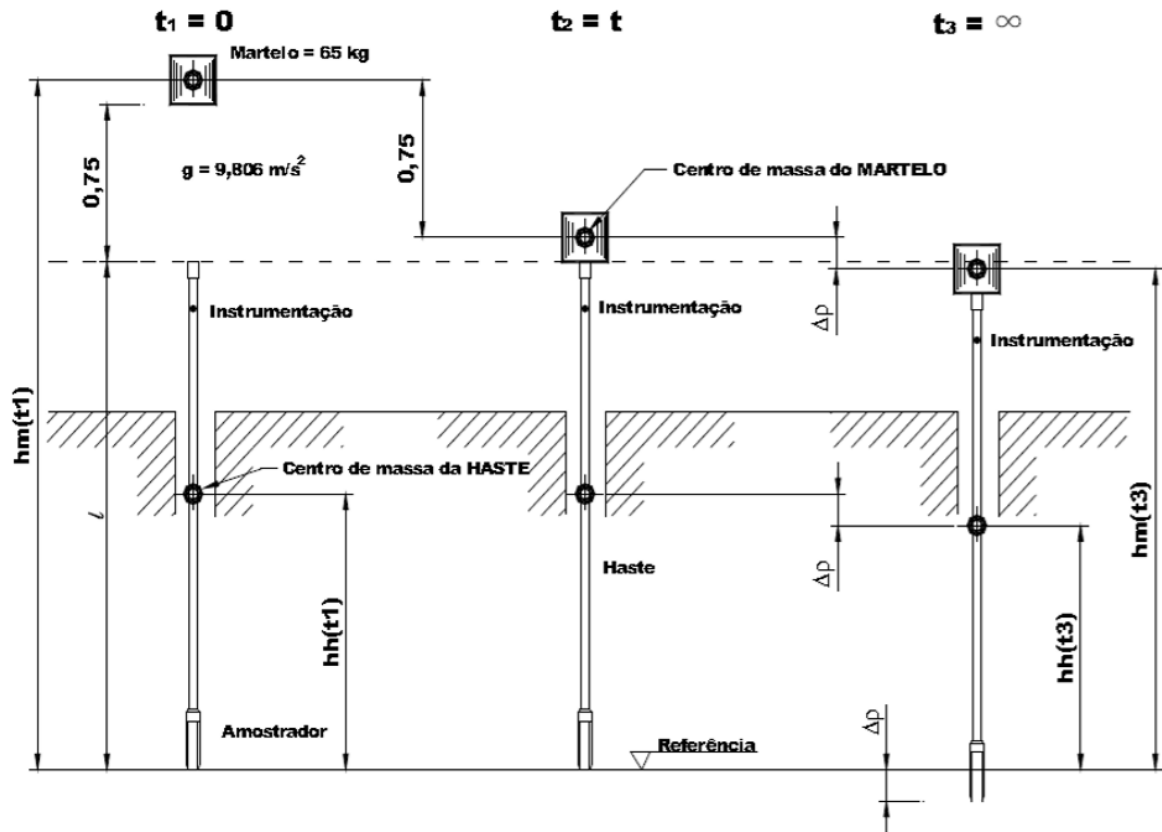
O número de golpes para a penetração dos últimos 30 cm do amostrador para solos muito moles, muitas vezes, é igual a zero para solos moles. Em alguns casos de camadas muito espessas de solo mole, até pode acontecer da perda da haste. Por isso, é importante que tenha a retenção da haste de metro em metro (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Além do índice de resistência a penetração, a informação mais importante que este ensaio irá trazer é a classificação do solo, espessura da camada de solo mole, aterro e outras camadas que possam existir seguidamente e também o nível do lençol freático.

### 3.2.1.1 *Estimativa da resistência não drenada a partir da energia de cravação do $N_{spt}$*

Odebrecht (2003) apresentou em sua pesquisa que o processo de penetração do ensaio do SPT pode ser analisado em termos de energia. O esquema abaixo, na Figura 21, apresenta o esquema do processo de cravação para um golpe, divididos em três tempos distintos ( $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ ). O momento  $t_1$  representa o tempo anterior ao processo de cravação,  $t_2$  o momento em que o martelo atinge a instrumentação, já o momento  $t_3$  representa o tempo onde a energia potencial do martelo e da haste foram consumidas no processo de penetração.

Figura 21 - Esquema dos estágios de cravação do amostrador no solo



Fonte: Odebrecht (2003) apud Rodríguez (2012)

$\Delta p$  representa a penetração do amostrador para a aplicação de um golpe e pode ser obtido pela divisão da penetração, que geralmente é igual à 30 centímetros, pelo valor obtido para  $N$  no ensaio do SPT.

A força dinâmica ( $F_d$ ) e a força estática ( $F_e$ ) presentes na cravação do amostrador pode ser obtida pela Equação 5 e Equação 6, respectivamente, abaixo e será essencial para as estimativas de resistência não-drenada a partir de dados do SPT.

$$F_d = \eta_3 \frac{[\eta_1(0,75 + \Delta p)Mm.g + \eta_2.\Delta p.Mh.g]}{\Delta p} \quad (5)$$

$$F_e = \eta_3 \frac{[\eta_1(0,75 + \Delta p)Mm.g + \eta_2.\Delta p.Mh.g]}{\Delta p.v} \quad (6)$$

Os valores de  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  e  $\eta_3$  correspondem a, respectivamente, perdas referentes ao golpe, perdas ao longo da haste e eficiência do sistema. O valor de  $\eta_1$

foi obtido por Odebrecht (2003) e representa o valor de 0,764, fator que independe do comprimento da haste. Já para  $\eta_2$  e  $\eta_3$ , Odebrecht obteve o valor de  $\eta_2 = 1$  e  $\eta_3 = 1 - 0,0042l$ , sendo  $l$  referente ao comprimento.  $M_m$  e  $M_h$  representam a massa do martelo e a massa da haste respectivamente e  $g$  a aceleração da gravidade.

O fator de incremento de carga  $v$ , presente na equação da força estática, pode ser tomado a partir de valores apresentados por Hermansson e Grävare (1978), relacionados com o tipo de solo, mostrado na Tabela 1 abaixo.

**Tabela 1 – Fatores de incremento de carga**

Tipos de solo	$V$	$1/v$
Areias	1,00 – 1,15	1,00 – 0,95
Areia siltosa	1,15 – 1,25	0,95 – 0,87
Silte arenoso	1,20 – 1,45	0,87 – 0,77
Argila siltosa	1,40 – 1,70	0,77 – 0,60
Argila	1,70 – 2,10	0,60 – 0,48

Fonte: Hermansson e Grävare (1978) apud. Rodríguez (2016)

Em sua dissertação, Rodríguez (2012) estudou a Equação 7 abaixo que relaciona a força estática com a resistência não-drenada do solo:

$$F_e = A_b \cdot N_c \cdot S_u + A_s \cdot f_s \quad (7)$$

O fator  $f_s$  representa o atrito lateral ocasionado pelo processo de cravação e pode ser avaliado empregando a metodologia conhecida como método  $\lambda$  proposta inicialmente por Vijayvergiya e Focht (1972). Esta metodologia propõe que  $f_s$  correlaciona-se com uma combinação de  $S_u$  e  $\sigma'v$  obtendo-se o valor de  $\lambda$ . Sendo assim,  $f_s$  é dado pela Equação 8:

$$f_s = \lambda (\sigma'v + 2 \cdot S_u) \quad (8)$$

Então, a Equação 9 da força estática pode ser reescrita da forma a seguir:

$$F_e = A_b \cdot N_c \cdot S_u + A_s \cdot \lambda (\sigma'v + 2 \cdot S_u) \quad (9)$$

Isolando a resistência não-drenada pela Equação 9:

$$S_u = \frac{Fe - \lambda . A_s . \sigma'v}{Ab . N_c + 2 . \lambda . A_s} \quad (10)$$

Onde:

$S_u$  : resistência não-drenada;

$Fe$ : força estática;

$A_s$ : área lateral do amostrador;

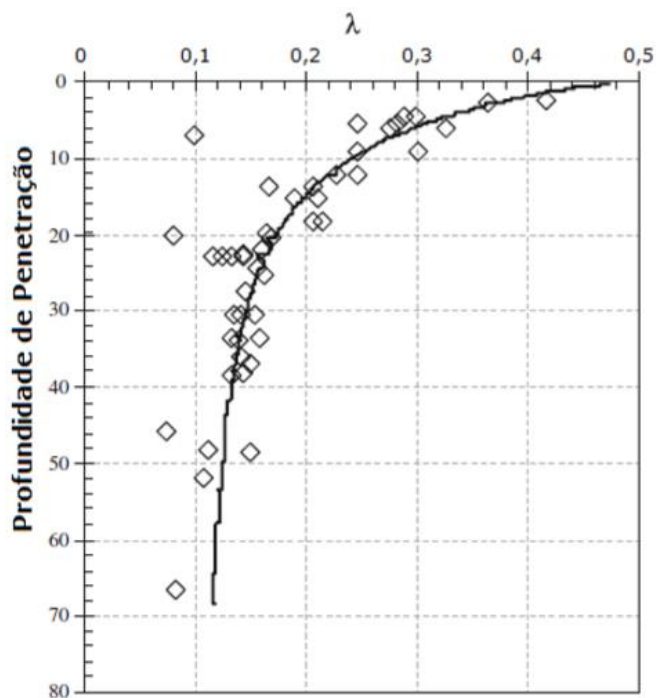
$Ab$ : área da base;

$\lambda$  : coeficiente de relação com a profundidade de penetração do solo;

$N_c$ : coeficiente de capacidade de carga, relacionado a coesão.

A Figura 15 abaixo mostra os valores para o coeficiente  $\lambda$  relacionando com a profundidade de penetração no solo:

Figura 22 - Valores para  $\lambda$  em função da profundidade



Fonte: Vijayvergiya e Focht (1972) apud. Rodríguez (2012)

### 3.2.2 Ensaio do Pressiômetro

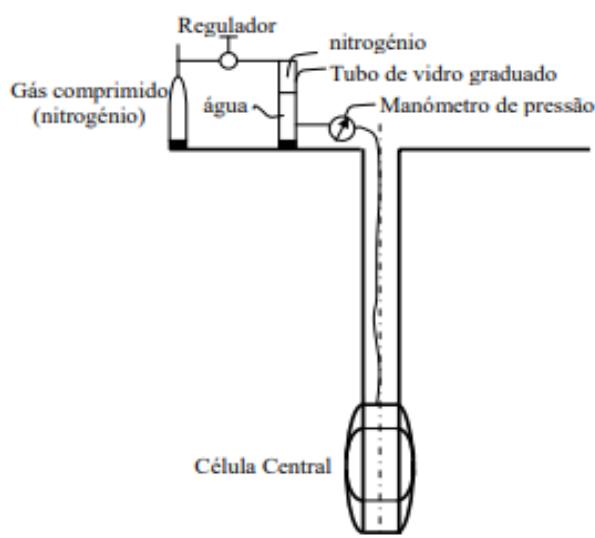
Os ensaios pressiométricos são eficazes na determinação da resistência de cisalhamento dos solos, como também nas suas características de deformabilidade. O equipamento é constituído por uma sonda pressiométrica com um tubo cilíndrico metálico, envolvido por uma membrana de borracha (MASSAD, 2010).

A execução do ensaio constitui na cravação da sonda pressiométrica em um pré-furo com o diâmetro levemente maior do que a sonda. Assim que a sonda for instalada na cota de ensaio, é aplicada uma pressão com uso de nitrogênio que acarretará numa deformação radial da membrana de borracha. Este processo irá expandir a membrana de borracha e comprimir o solo no sentido horizontal. A pressão aplicada e a variação volumétrica da membrana são registradas pelo equipamento (MASSAD, 2010).

Deve-se verificar a pressão máxima que o solo suporta e utilizar 1/10 dessa pressão para incrementos no solo durante o ensaio. Cada incremento é realizado durante 1 minutos, isso significa que depois de cerca de 10 incrementos o ensaio estaria concluído. Já em relação ao volume da membrana, em cada incremento deve ser efetuado duas leituras, uma em 30 segundos outra em 60 segundos (SILVA 2001).

A Figura 23 a seguir ilustra o ensaio e, em seguida, na Figura 24, o equipamento pressiômetro de Menard:

**Figura 23 - Esquema do ensaio do pressiômetro**



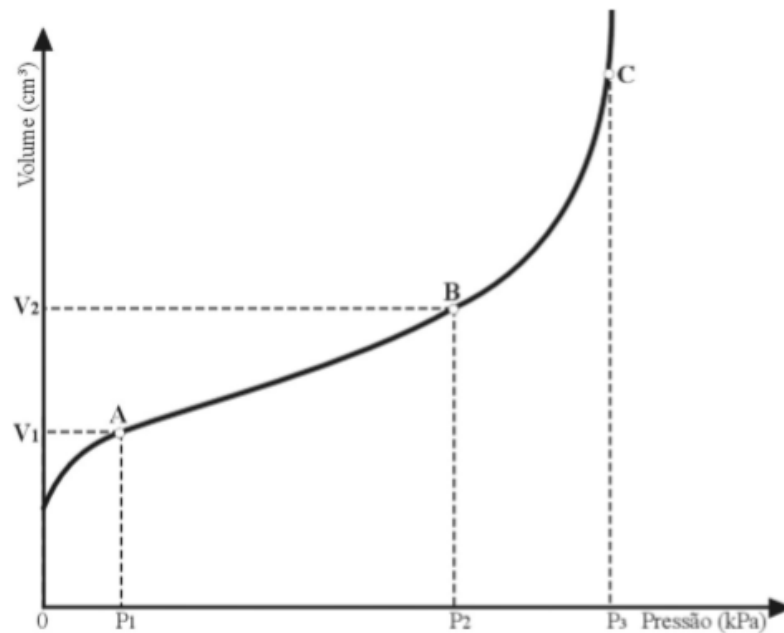
Fonte: Silva (2001)



**Figura 24 - Pressiômetro de Menard**

Fonte: Damasco Penna (acessado em 2019).

Os dados da variação de pressão e de volume obtidos no ensaio pressiométrico são plotados em um gráfico e então determina-se a curva pressiométrica (volume pela pressão) como exemplifica a Figura 24. Este gráfico divide-se em três partes: a primeira, até A, representa uma reposição de tensões do solo; a segunda, de A até B, corresponde a fase pseudo-elástica do solo; na última fase, de B até C, a pressão tende para a pressão limite. Através deste gráfico determina-se a pressão limite do solo (PL) e o módulo de deformação pressiométrico (E) (DOURADO, 2005).

**Figura 25 - Curva pressiométrica corrigida**

Fonte: ASTM D4719 (1987) apud Dourado (2005)

Briaud (1992) definiu a pressão limite como a pressão obtida quando a cavidade de execução do ensaio atinge duas vezes o seu volume inicial. Porém, devido à resistência do solo, nem sempre essa pressão pode ser obtida durante ensaio, por isso, ela é obtida por estimativas do gráfico.

Através da pressão limite, obtêm-se a pressão limite efetiva (Equação 11), que é um parâmetro relacionado a resistência do solo e de importância para o cálculo de capacidade de carga (DOURADO, 2005).

$$P_L * = P_L - \sigma_H \quad (11)$$

Onde:

$P_L *$  : pressão limite líquida;

$P_L$  : pressão limite;

$\sigma_H$  : tensão horizontal do solo em repouso.

Por sua vez, o módulo de deformação pressiométrico é obtido através do trecho linear da curva corrigida ou pela Equação 12:

$$E = G * 2(1 + \nu') \quad (12)$$

Onde:

$E$  : módulo de deformação pressiométrico;

$G$  : módulo cisalhante;

$\nu'$  : coeficiente de Poisson.

Segundo Ménard (1975) utiliza-se o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson em cálculos do módulo de deformação pressiométrico. No entanto, Briaud (1992) recomenda que para argilas seja adotado o valor de 0,50 devido ao comportamento não-drenado.

O módulo cisalhante é determinado no trecho de recarga do gráfico ou pela Equação 13 a seguir:

$$G = P_L * \frac{\Delta V}{V} \quad (13)$$

Onde:

$G$  : módulo cisalhante;

$P_L *$  : pressão limite líquida;

$\Delta V$  : variação de volume;

$V$  : volume da cavidade.

A Tabela 2 relaciona tipos de solo com valores típicos de pressão limite efetiva e módulo de deformação pressiométrico.

**Tabela 2 – Estimativas de pressão limite para diferentes tipos de solo**

Solo	PL* (kPa)	E (kPa)
Areia fofa	0 – 500	0 – 3500
Areia média	500 – 1500	3500 – 12000
Areia compacta	1500 – 2500	12000 – 22500
Areia muito compacta	> 2500	> 22500
Argila mole	0 – 200	0 – 2500
Argila média	200 – 400	2500 – 5000
Argila dura	400 – 800	5000 – 12000
Argila muito dura	800 – 1600	12000 – 25000
Rija	> 1600	> 25000

Fonte: adaptado de Briaud (1992)

### 3.2.2.1 *Estimativa da resistência não drenada a partir de dados do ensaio do pressiômetro*

Amar e Jezequel (1972) apresentaram uma proposta de determinação da resistência não drenada para solos argilosos, utilizando a pressão limite e a tensão horizontal.

Equação 14, para  $Pl - \sigma_H < 300$  kPa:

$$Su = \frac{P_L - \sigma_H}{5,5} \quad (14)$$

Equação 15, para  $Pl - \sigma_H > 300$  kPa:

$$Su = \frac{P_L - \sigma_H}{10} + 25 \quad (15)$$

### 3.2.3 Monitoramento com piezômetro

Este instrumento é utilizado para monitorar a pressão da água nos vazios do solo (poropressão). Fornece dados significativos sobre a magnitude e distribuição da pressão, com sua variação com o tempo. Existem três tipos de piezômetro o

desenvolvido por Casagrande, piezômetros elétricos e os de corda vibrante (MOREIRA; MAZZUCO, 2015).

Apesar de possuírem um custo maior, os piezômetros elétricos e de corda vibrante apresentam vantagens em relação ao piezômetro de Casagrande, visto que este é necessário que o tubo do aparelho seja preenchido por água para que seja realizada a leitura. Além disso, os piezômetros de corda vibrante e elétricos possibilitam o processo de compactação do aterro sem que prejudique o ensaio e o equipamento, já o aparelho de Casagrande precisa de uma proteção em seu entorno, como um cercado. Outra vantagem é que permitem a verificação da pressão negativa que ocorrem durante o pré-carregamento (MOREIRA; MAZZUCO, 2015).

A medição da poropressão em piezômetros de corda vibrante e elétricos acontece através da deformação de um diafragma interno, cuja a deflexão é medida por um sensor de corda vibrante instalado no diafragma (MOREIRA; MAZZUCO, 2015). As Figuras 26 e 27 a seguir mostram um piezômetro de corda vibrante, instalado em uma obra de melhoramento de solo abaixo de um galpão comercial, realizado pela Engegrout, e o aparelho de análise da poropressão, respectivamente:

**Figuras 26 e 27 – Piezômetro e aparelho de análise da poropressão**



Fonte: da autora (2019)

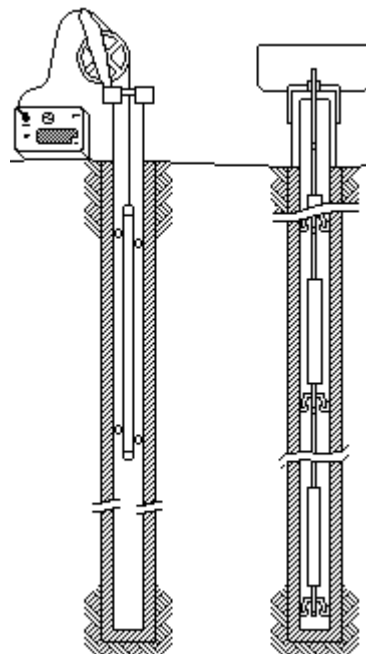
### 3.2.4 Monitoramento com inclinômetro

Este ensaio serve para medir o deslocamento horizontal de um maciço de solo. Com este instrumento, pode-se localizar em qual profundidade houve a ruptura e verificar a progressão de deslocamentos que o solo está realizando.

O aparelho é composto de uma haste cilíndrica e um sensor de inclinação em seu interior. A instalação é feita através de um furo de cerca de 10 cm de diâmetro que atravessa todo o maciço onde pretende-se realizar o monitoramento e, então, o inclinômetro é posicionado. A medida da inclinação do tudo é realizada em intervalos constantes e, com o ângulo de inclinação, é calculado o deslocamento de cada segmento de tubo.

A Figura 28 abaixo representa um desenho esquemático do ensaio do inclinômetro:

**Figura 28 - Ensaio do inclinômetro**



Fonte: Geotecnia UFBA (acessado em 2019)

### 3.3 Técnicas de melhoramento de solo mole

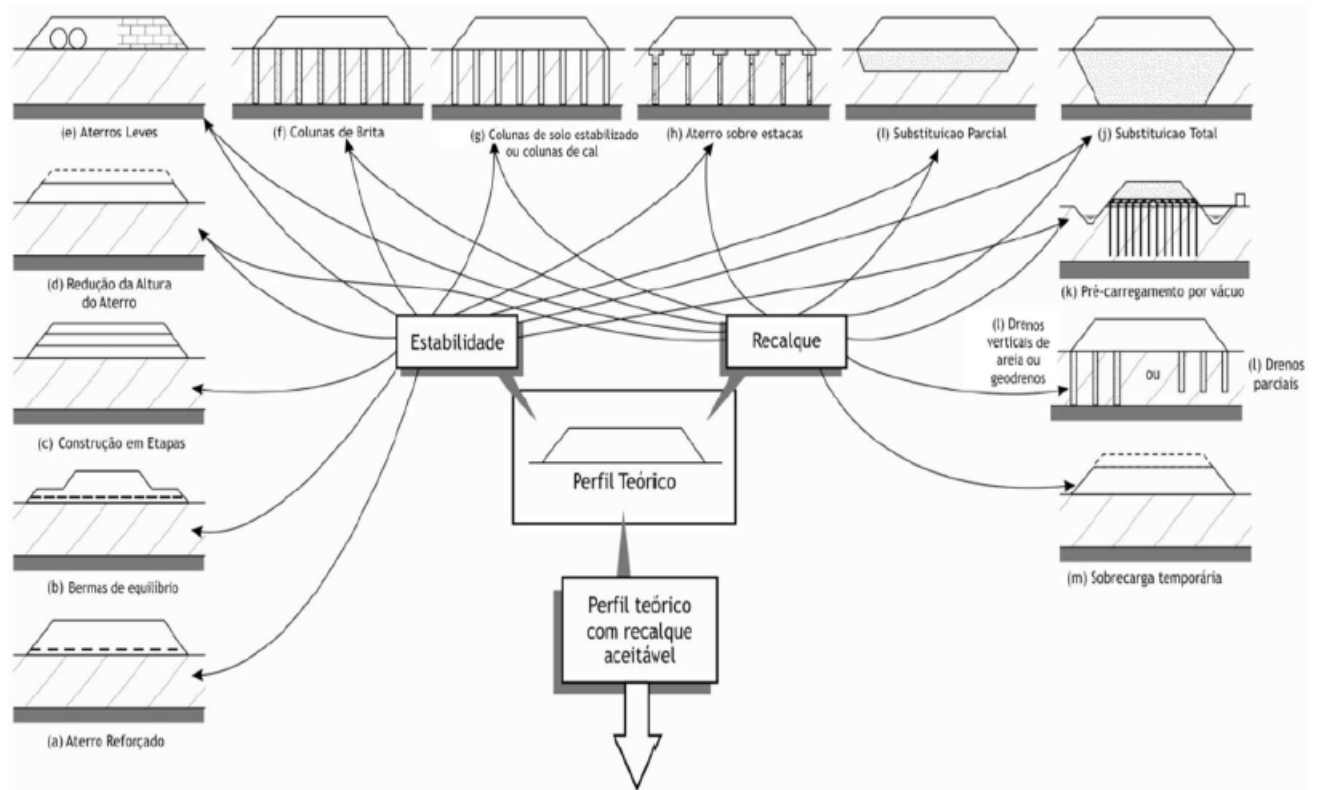
Problemas de recalques e estabilidade são os maiores desafios de construções sobre solos moles. A maioria das soluções tendem a atender os dois problemas, porém alguns são focados no recalque e outros na estabilidade.

A escolha mais viável estará ligada a questões como: característica geotécnicas dos depósitos, utilização da área a ser construída e da vizinhança, prazos construtivos e custos envolvidos. Para solos muito moles, é comum o uso de reforço geossintético associado (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

#### 3.3.1 Aterros sobre solos moles

Vários métodos visam resolver o problema de solos moles com a utilização de aterros. A Figura 29 ilustra os principais tipos de aterros sobre solos moles empregados hoje em dia. Prazos restritos podem impossibilitar a execução de aterros convencionais (itens a, b, c, d, m na Figura 29) e com drenos verticais (itens k, l na Figura 29), técnicas usando estacas (itens f, g, h na Figura 29) ou aterros leves (item e Figura 29) são mais indicadas para casos de prazos restritos (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

**Figura 29 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles**



Fonte: Adaptado de Leroueil (1997) apud Almeida e Marques (2010)

### 3.3.1.1 Substituição de solos moles

Este método, usualmente, é utilizado em depósitos com espessuras de solos compressíveis de até 4m e consiste na retirada total ou parcial do solo indesejável por meio de dragas ou escavadeiras, substituindo por um aterro. Tem como vantagem a eliminação ou diminuição dos recalques e aumento do fator de segurança quanto à ruptura (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Primeiramente, é executado um aterro para a entrada dos equipamentos, chamado aterro de conquista. Com o subsolo um pouco mais estável, as máquinas executam a escavação do solo, retirando o material. Após, a cava é preenchida com o aterro (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

A Figura 30 mostra um equipamento, sobre um aterro de conquista, retirando o solo mole para futuro preenchimento com solo do aterro:



**Figura 30 - Retirada de solo mole para futuro aterro**



Fonte: Arquivo público de Vitória (1987) apud Gazeta Online (acessado em 2019)

### 3.3.1.2 *Aterros de ponta*

É executado depositando o aterro em cima do solo, criando um deslocamento da camada de solo mole, gerado pelo peso próprio do aterro. Para que a expulsão seja facilitada, é ideal que o aterro seja desconfinado em seu entorno. O solo remanescente deve ser avaliado com ensaios de sondagens e, caso a espessura deste solo seja maior do que a desejável, deve-se aplicar uma sobrecarga temporária para eliminar os recalques (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Este tipo de aterro pode ser executado em conjunto com o uso de geogrelhas que possuem o objetivo de reduzir as solicitações das fundações, absorvendo as tensões e aumentando a resistência, restringindo as deformações. A Figura 31 a seguir mostra um aterro com geogrelhas:

**Figura 31 - Aterro de ponta com geogrelhas**

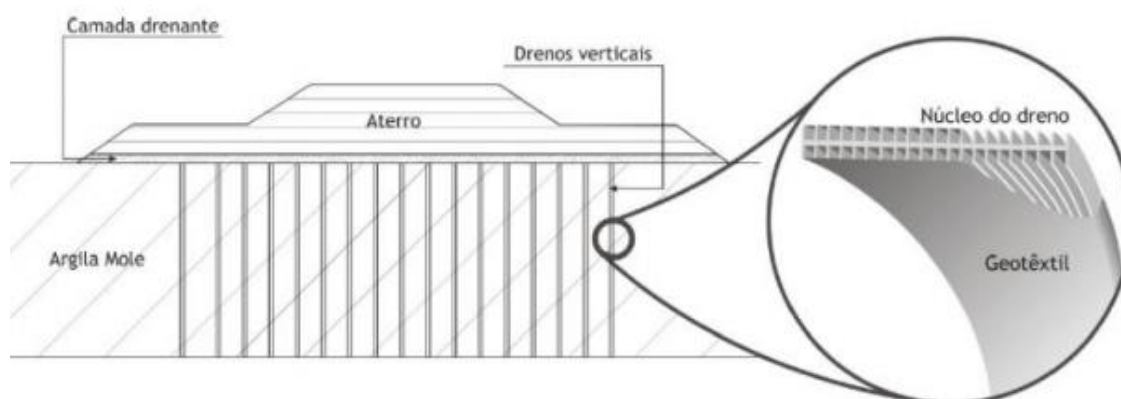


Fonte: Geosoluções (acessado em 2019)

### 3.3.1.3 *Aterros sobre drenos verticais*

Geodrenos e drenos fibroquímicos são soluções associadas a aterros onde é feita a cravação dos drenos no solo seguida da execução de uma camada drenante e do aterro. Antes da cravação, os geodrenos são associados à sapata de cravação em um mandril que ajudará na fixação do dreno nas camadas subjacentes. Quando o dreno é instalado é feita a retirada do mandril. A Figura 32 a seguir ilustra a seção de aterro com o uso de drenos verticais (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

**Figura 32 - Aterro sobre drenos verticais**



Fonte: Almeida e Marques (2010)

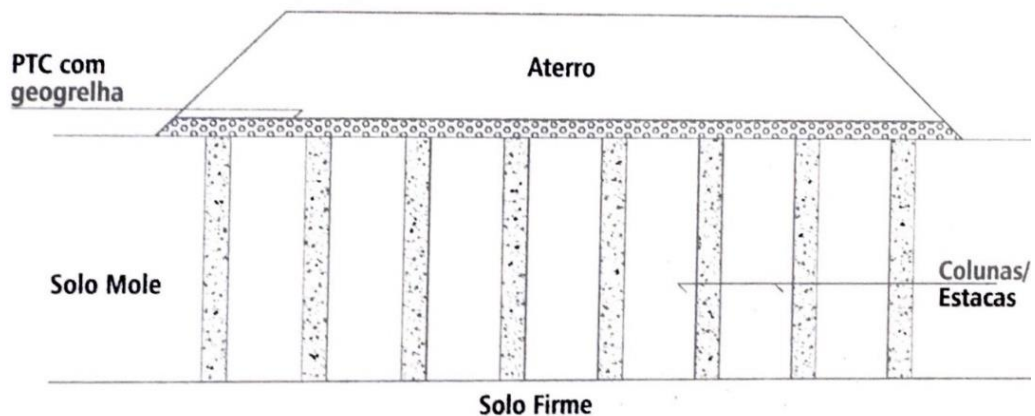
#### 3.3.1.4 Aterro sobre colunas

Aterro sobre estacas ou aterro estruturados é um processo de georreforço do solo, ou seja, baseia-se no conceito de transferências de carga para camadas de solo mais resistentes. Basicamente, as tensões do aterro e do empreendimento são transferidas para a plataforma de transferência de carga (PTC), que irá distribuir as cargas em elementos de estacas ou nas colunas executadas no solo mole, efetuando um processo de transferência. Os principais mecanismos que usam o princípio de georreforço são: coluna de brita, *deep soil mixing*, *jet grouting* e estacas (RODRIGUES, 2018).

Segundo Almeida e Marques (2010), uma grande vantagem de tratamento de solos moles com colunas de britas é a diminuição de deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação com aterro convencional ou com drenos. Outra vantagem seria que esta solução dissipa a poropressão por drenagem radial, sendo assim, acelera os recalques e aumenta a resistência ao cisalhamento do subsolo. Este método minimiza ou, dependendo da solução adotada, elimina os recalques e melhora a estabilidade do aterro.

A Figura 33 mostra um esquema de um perfil que utiliza aterro sobre solo mole com o uso de colunas.

**Figura 33 - Aterro sobre solo mole com o uso de colunas**



Fonte: Rodrigues (2018)

### 3.3.2 Geoenrijecimento com CPR *Grouting*

A solução Consolidação Profunda Radial, conhecida também como CPR *Grouting*, é uma técnica de melhoramento de solos argilosos mole, baseada na teoria da consolidação do solo. O CPR foi desenvolvido e patenteado pela Engegraut, com registro desde 2009 no Instituto Nacional de Propriedade Industrial (INPI).

Segundo Rodrigues (2018), *grouting* é a única modalidade geotécnica de intervenção no solo que realmente modificam suas propriedades. Como resultado o próprio solo passa a suportar as cargas previstas, com parâmetros geotécnicos previamente impostos, sem qualquer efeito ou coluna.

#### 3.3.2.1 *Princípios básicos*

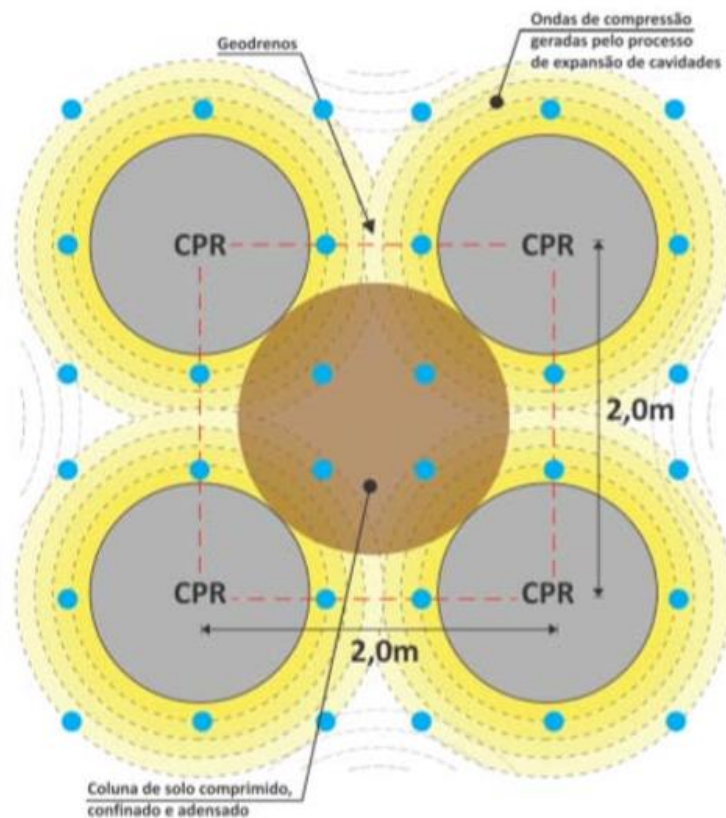
O processo de geoenrijecimento é imposto ao solo de baixo para cima, ao longo de verticais que formam uma malha (triangular ou retangular) com espaçamentos de 2 a 6 m, dependendo do projeto. Cada vertical é formada por bulbos, distribuídos de metro em metro, constituídos de argamassa seca que irá expandir o solo, por consequência, gerar pressão. Deste modo, a expansão formará bulbos que irão exercer a compressão do solo radialmente que, posteriormente, induzirá na sua consolidação (RODRIGUES, 2018).

Como controle que consideram a resistência particular de cada camada do solo, dois métodos foram estabelecidos, o de volume e o de pressão. Em projeto, será especificado o critério de volume e o critério de pressão para cada vertical através de

um dimensionamento prévio que leva em consideração particularidades de cada obra. Caso o solo não aceite o volume estipulado em projeto, como em caso de camadas mais resistentes, o critério será substituído pela pressão especificada. Na execução da técnica, para controle da pressão de injeção do bulbo, é instalado um manômetro que controla a pressão do bombeamento.

Para cada ponto da malha, define-se uma célula unitária que representa um novo solo geoenrijecido, como pode ser visualizado melhor na Figura 34. Em volta da malha são instalados geodrenos que têm o objetivo de drenagem da água do solo, melhorando a eficiência do processo de enrijecimento do solo. A disposição dos geodrenos é variável de 3 a 8 por célula.

**Figura 34 - Representação de células unitárias de geoenrijecimento do solo**



Fonte: Engegraut (2015)

Os geodrenos são formados por material fibroquímico, com núcleo plástico com ranhuras em forma de canaletas que facilitam a percolação da água. A presença dos drenos forma uma pressão negativa no solo facilitando o encaminhamento da água até eles que, em seguida, efetuarão a expulsão do solo (MOREIRA e MAZZUCO, 2015).

### 3.3.2.2 Execução

Segundo a Engegraut, a execução do CPR *Grouting* é dividida nas seguintes etapas: análise do solo, aterro de conquista, cravação dos geodrenos, preparo do *geogROUT*, formação das verticais, instalações dos piezômetros, ensaio pressiométrico e, finalmente, execução do aterro definitivo. A seguir, explanação de cada etapa, disponibilizada pela Engegraut:

#### a) Análise do solo

Esta etapa consiste na execução de ensaios de sondagens e levantamentos dos dados para a realização do projeto do CPR *Grouting* que é desenvolvido com auxílio de um programa de elementos finitos. No projeto estará especificada a malha escolhida para os geodrenos, a profundidade a ser enrijecida, e o critério de volume e pressão para a formação das verticais que induzirão no melhoramento do solo.

#### b) Aterro de conquista

Como já dito anteriormente, aterro de conquista é um aterro prévio, implantado com a finalidade de ser a base durante as obras, para que sua execução seja o mais segura possível. Este aterro é comumente executado em obras de melhoramento de solos para que se reduza os riscos de rebaixamento do solo mole provocado pelos equipamentos e veículos. A Engegraut especifica que os aterros de conquista para o CPR possuem aproximadamente 0,5 metros de espessura. A Figura 35 mostra a execução de um aterro de conquista.

**Figura 35 - Equipamento realizando trabalho sobre aterro de conquista**



Fonte: Alta Geotecnia Ambiental (acessado em 2019)

**c) Cravação dos geodrenos**

Os geodrenos são cravados verticalmente com maquinário de esteira e lança com altura compatível a profundidade do solo. O processo de cravação ocorre com a solidarização do geodreno à sapata de cravação, garantindo o posicionamento do geodreno no fundo da camada. O geodreno utilizado pela Engegrout para a execução do CPR chama-se CPRDRAIN, do tipo fita com núcleo plástico e envolvido com geotêxtil, atuante como filtro, do tipo hidrófilo não-tecido. A Figura 36 a seguir mostra os geodrenos instalados em um terreno.

**Figura 36 - Geodrenos instalados no terreno**



Fonte: Engegrout (2019)

d) Instalações dos piezômetros, inclinômetros e pressiométricos

Com a formação das verticais, equipamentos piezométricos, inclinômetros e pressiômetros são instalados. Assim, poderá ser realizado o acompanhamento de possíveis deslocamentos no solo pelo inclinômetro, o processo de rigidez do solo com a aferição da dissipação da poropressão feito pelo piezocone, além da atestamento do enrijecimento do solo a partir de parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos, como a sua resistência. A Figura 37 demonstra a instalação do aparelho piezocone:

**Figura 37 - Instalação do piezocone**



Fonte: Engegraut (2018)

e) Preparo do *geogROUT*

O *geogROUT* usado para a formação das verticais é fabricado numa pequena central montada na própria obra. O traço é montado a partir da análise granulométrica após ensaios laboratoriais dos materiais e constitui de areia, site, aglomerante, aditivos e água. A mistura é realizada dentro do caminhão betoneira e deve possuir consistência para que possa ser bombeada. O controle tecnológico consiste no ensaio “*slump test*”, normatizado pela NBR NM67 (ABNT, 1998).

As Figuras 38 e 39 a seguir mostram uma pequena usina de *geogROUT*, montada em um terreno ao lado de uma obra executada pela Engegraut.



**Figura 38 e 39 – Preparo do geogROUT**

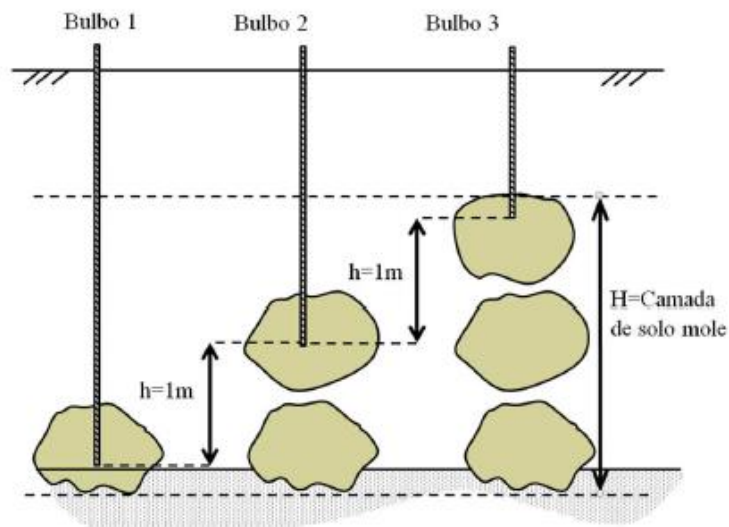
Fonte: Da autora (2019)

f) Formação das verticais

Após a mistura, o *geogROUT* é encaminhado até o furo onde será bombeado. A formação dos bulbos promove adensamento do solo, diminuindo seus vazios, e por consequência, aumentando sua rigidez. Nesta etapa deve-se estar atento para o controle dos critérios de pressão e volume.

O enrijecimento do solo mole com *geogROUT* forma bulbos de diferentes tamanhos e formatos devido as características distintas de cada camada do solo. Essa variação é ilustrada na Figura 40 a seguir, onde mostra o perfil do solo com bulbos de diferentes geometrias.

**Figura 40 - Formação dos bulbos de compressão**



Fonte: Adaptado de Engegraut (2016b) apud Sandoval (2016)

A Figura 41 abaixo mostra a execução das verticais em uma obra portuária realizada pela Engegraut:

**Figura 41 - Execução das verticais**

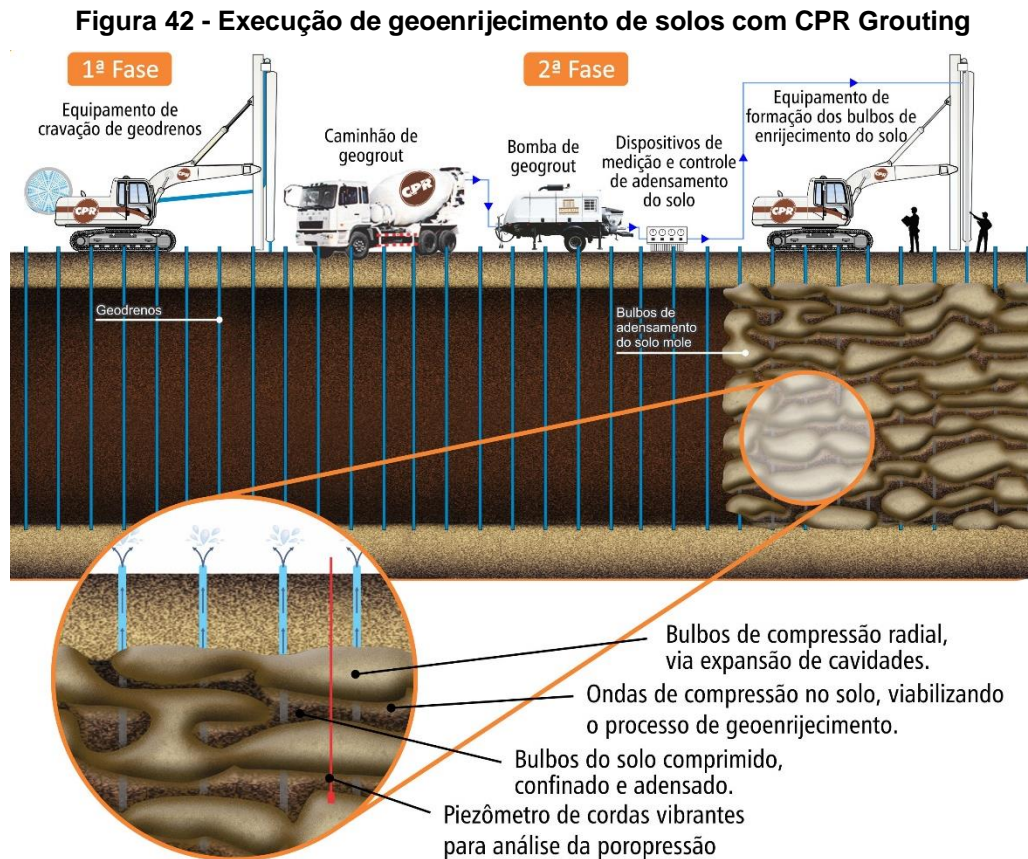


Fonte: Engegraut (2015)

**g) Execução do aterro definitivo**

Finalizado o processo do CPR Grouting, o solo terá maior capacidade de carga, sendo assim, o aterro definitivo pode ser executado. Durante a execução do aterro, o piezômetro e o pressiômetro continuam monitorando o solo para assegurar sua estabilidade.

A Figura 42 a seguir resume o processo de execução de geoenrijecimento do solo com CPR:



Fonte: Soft Soil Group (acessado em 2019)

### 3.3.2.3 Eficiência de compensação

Para Komiya et al. (2001), a eficiência de compensação do solo é definida como o volume de solo elevado ou compensado pelo volume de *grout* expandido. Em condições ideais, ou seja, sem deslocamentos laterais o volume de solo que se expande é igual ao volume de *geogROUT* injetado.

No entanto, segundo Cirone (2016), esta situação não é encontrada na prática com as argilas. Com o tempo, a eficiência de compensação diminui por causa do adensamento do solo e retração do *geogROUT*, causando, inevitavelmente, recalques.

Considerando esses aspectos, Komya et al. (2016) formularam a Equação 16, que leva em consideração esses detalhes:

$$n = \frac{\text{volume elevado}}{\text{volume expandido}} = \frac{V_{gi} - V_c - V_{sh}}{V_{gi}} = 1 - \lambda_c - \varepsilon_{sh} \quad (16)$$

Onde:

$n$ : eficiência de compensação;

$V_{gi}$ : volume de *geogROUT* introduzido (m<sup>3</sup>);

$V_c$ : diminuição do volume de solo devido ao adensamento (m<sup>3</sup>);

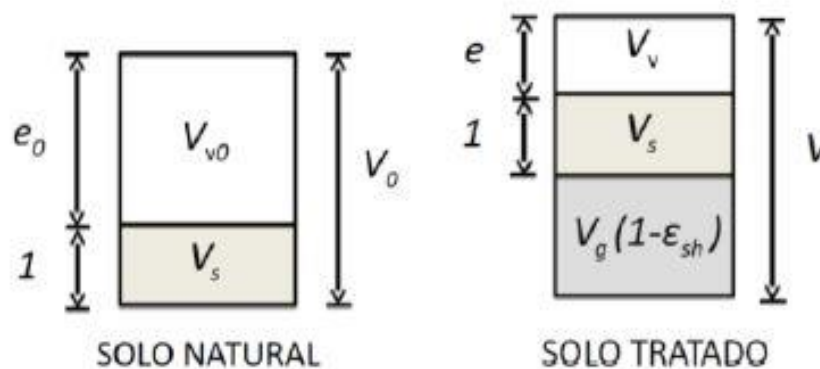
$V_{sh}$ : diminuição de volume de *geogROUT* devido à retração (m<sup>3</sup>).

O parâmetro  $\lambda_c$  quantifica as deformações por adensamento e pode ser obtido pela razão entre  $V_c$  e  $V_{gi}$ . Já o parâmetro  $\varepsilon_{sh}$  quantifica a retração no solo gerado pelo *geogROUT* e pode ser obtido pela razão entre  $V_{sh}$  e  $V_{gi}$ .

#### 3.3.2.4 Índice de vazios

Cirone (2016) explica que o processo de expansão de cavidades, com a formação dos bulbos de compressão, induz enormes deformações no solo e, como resultado, há uma variação de volume no elemento. A Figura 43 abaixo demonstra essa variação volumétrica do solo antes e após o tratamento com CPR Grouting.

Figura 43 - Formação dos bulbos de compressão



Fonte: Cirone (2016)

Conhecendo os parâmetros que influenciam na variação volumétrica do solo quando submetido ao melhoramento com CPR *Grouting*, Cirone (2016) deduziu a Equação 17 que representa o índice de vazios final do solo, ou seja, após o geoenrijecimento.

$$e = (1 - Rs)(1 + eo) - 1 \quad (17)$$

Onde:

$Rs$ : razão de substituição;

$eo$ : índice de vazios inicial do solo.

### 3.3.2.5 Razão de substituição

Matematicamente, este conceito designa-se ao “volume da vertical, formada pelos bulbos de compressão no solo, dividido pelo volume da célula unitária indeformada” (RODRIGUES, 2018). A Equação 18 a seguir expressa isso esta afirmação:

$$Rs = \frac{\sum_{i=1}^N V_{gi}}{A N h} \quad (18)$$

Onde:

$V_{gi}$ : volume de *geogROUT* introduzido (m<sup>3</sup>);



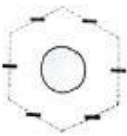
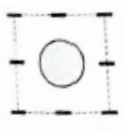
$A$ : área da seção transversal da célula unitária (m<sup>2</sup>);

$N$ : número de bulbos;

$h$ : espaçamento vertical entre o centro dos bulbos (m).

O Quadro 7 a seguir, expressa as diferentes áreas das seções transversais das células unitárias de acordo com cada tipo de malhas, onde  $S$  representa o espaçamento entre os geodrenos:

**Quadro 7 – Área e diâmetro das células unitárias**

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

Fonte: Adaptação de Rodrigues (2018)

Na prática, a razão de substituição significa a porcentagem de solo que será substituída por *geogROUT* através dos bulbos de compressão, considerando todo o volume de solo tratado pela técnica CPR *Grouting*. Segundo Rodrigues (2018), este parâmetro é importantíssimo para a verificação do geoenrijecimento do solo.

### 3.3.2.6. Aumento da resistência não drenada

A resistência não-drenada sofre um aumento originado pela diminuição do índice de vazios que, por sua vez, é consequência da execução do CPR *Grouting*. A Equação 19, apresentada por Rodrigues (2018), relaciona a resistência não drenada antes da intervenção da técnica ( $Su_0$ ) e depois ( $Su$ ), referente ao solo já enrijecido, mostrando o incremento de resistência não-drenada média no solo:

$$\frac{Su}{Su_0} = \exp \left\{ 2,3 \lambda c R_s \frac{1+e_0}{c_c} \right\} \quad (19)$$

Onde:

$S_u$ : resistência não drenada antes do geoenrijecimento;

$S_{uo}$ : resistência não drenada depois do geoenrijecimento;

$\lambda_c$ : deformação por adensamento;

$R_s$ : razão de substituição;

$e_o$ : índice de vazios inicial do solo;

$C_c$ : índice de compressão.

### 3.3.2.7 Geoenrijecimento em obras portuárias

No Brasil áreas portuárias são, geralmente, localizadas na região costeira, onde há grande recorrência de solos moles. Um porto é composto por cais de atracação com uma retroárea que possui a função de estocar os contêineres, condição que exige um solo com alta resistência que seja capaz de suportar grandes cargas. Essa situação torna-se um desafio pois atrela cargas pesadas com condições geotécnicas desfavoráveis. Caso este problema não seja resolvido, após a construção do aterro, a carga projetada implicará em grandes recalques do pavimento e de construções, podendo levá-los a ruptura (ENGEGRAUT, 2015).

Segundo a Engegraut (2015), as maiores vantagens da escolha do CPR *Grouting* como solução de áreas portuárias com solos moles são:

- a) Não há impacto ambiental e escavações;
- b) Não é preciso rebaixar o lençol freático, com isso, construções próximas não sofrem riscos e nem há a necessidade de licenças;
- c) A técnica se adequa a vários tipos de solos e projetos;
- d) Densa malha de geodrenos verticais profundos;
- e) Os materiais usados são naturais e da própria região, com o estabelecimento da curva granulométrica com tamanho e distribuição de partículas adequadamente graduadas e com capacidade relativa específica de modo a não fraturar o solo mole;
- f) Em solos argilosos, é possível atingir a capacidade de carga do projeto em qualquer profundidade e com qualquer coeficiente de segurança;
- g) Módulo de deformação do geogrout e do solo adequadamente estabelecidos, assim obtém-se um solo-compósito que possui estabilidade e resistência;

h) As propriedades do solo são melhoradas tanto pela rigidez, induzindo recalques superiores aos projetados, tanto na resistência, introduzindo tensões radiais no solo através da dissipação da poropressão.



#### 4. METODOLOGIA

O método para desenvolvimento da pesquisa aplicada neste trabalho será do tipo bibliográfica e documental, com apresentação e análise de um estudo de caso. Este tipo de metodologia busca uma compressão extensiva e com objetividade, usando algum modelo já existente e com um caso concreto, acerca do tema.

O desenvolvimento da pesquisa seguirá os itens:

##### a) Revisão Bibliográfica

Primeiramente, foi realizada uma revisão bibliográfica em torno do tema apresentado na introdução deste trabalho. Visou-se buscar autores relevantes ao tema para compor as referências bibliográficas, como: Faiçal Massad (Obras de Terra, 2010), Joaquim Rodrigues (Melhoramento de Solos Moles e o Geoenrijecimento, 2018), Brajan Das e Khaled Sobhan (Fundamentos de Engenharia Geotécnica), entre outros. Nesta etapa foi apontado: a origem e formação dos solos moles seguido de suas propriedades e passando pela investigação do subsolo, então, acercou-se sobre os principais tipos de melhoramento de solo mole, focando no CPR *Grouting*.

##### b) Busca de informações sobre o estudo de caso

Posteriormente, buscou-se junto a empresa que realizou o geoenrijecimento da área de estudos, a Engegraut, informações sobre o empreendimento, o projeto executado, dados e tipos dos ensaios realizados e informações sobre a metodologia aplicada na obra. Foram realizadas duas visitas em campo em obras da Engegraut para maior entendimento da técnica desenvolvida pela empresa e observar a execução do CPR *Grouting*. Também se recorreu a bibliografias que trataram do tema para agregar nos resultados.

##### c) Análise técnica dos dados

Foi desenvolvido uma avaliação técnica da execução da obra considerando os resultados de ensaio obtidos no estudo de caso, focando nos dados do monitoramento por pressiômetros, piezômetros e inclinômetros.

d) Cálculo da área unitária, área do bulbo e área de solo tratado

A célula unitária representa a área ocupada pelo bulbo de geogROUT AIS a área de solo tratado no entorno do bulbo. A célula unitária utilizada no tratamento do Porto de Navegantes foi do tipo quadrada onde a área da célula unitária pode ser obtida por  $S^2$ , onde S é a distância entre as verticais.

O cálculo do bulbo é obtido pela área da circunferência e, assim, o cálculo de área de solo tratado pode ser obtido diminuindo a área da célula unitária pela área do bulbo.

e) Cálculo do módulo de elasticidade médio

O módulo de elasticidade médio ( $E_q$ ) representa uma relação entre o módulo do solo tratado ( $E_s$ ) e o módulo dos bulbos de geogROUT ( $E_g$ ). Esta relação é representada pela média ponderada entre as áreas de solo tratado e a área dos bulbos de geogROUT que juntas formam a célula unitária do solo-compósito.

Assim, foi verificado: a área de bulbo, a partir do diâmetro dado no projeto; e a área de solo tratado, diminuindo a área total da célula unitária, dado em projeto pela área do bulbo. O módulo de elasticidade médio é dado pela soma da porcentagem da área de bulbo multiplicado pelo módulo de elasticidade do geogROUT obtidos por ensaio no corpo de prova e a porcentagem de solo tratado multiplicado pelo módulo de elasticidade médio obtido no ensaio do pressiômetro.

f) Cálculo da resistência não drenada média

A resistência não drenada média ( $S_{u,eq}$ ) foi obtida de forma semelhante ao módulo de elasticidade médio: realizando uma média ponderada entre a resistência do solo tratado e a resistência do geogROUT.

g) Cálculo da razão de substituição

A razão de substituição representa a porcentagem de geogROUT presente no maciço tratado e foi obtida pela Equação 18.

$$R_s = \frac{\sum_{i=1}^N V g_i}{A N h} \quad (18)$$

Onde:

$V_g$ : volume de *geogROUT* introduzido ( $m^3$ );

$A$ : área da seção transversal da célula unitária ( $m^2$ );

$N$ : número de bulbos;

$h$ : espaçamento vertical entre o centro dos bulbos (m).

#### h) Cálculo do índice de vazios final

Para estimar o valor do índice de vazios final do solo, foi utilizado a Equação 17 abaixo, onde é necessário a razão de substituição e o índice de vazios inicial do solo, que foi obtido através dos ensaios de Sandoval (2016).

$$e = (1 - R_s)(1 + e_o) - 1 \quad (17)$$

Onde:

$R_s$ : razão de substituição;

$e_o$ : índice de vazios inicial do solo.

#### i) Quantificação da resistência não drenada

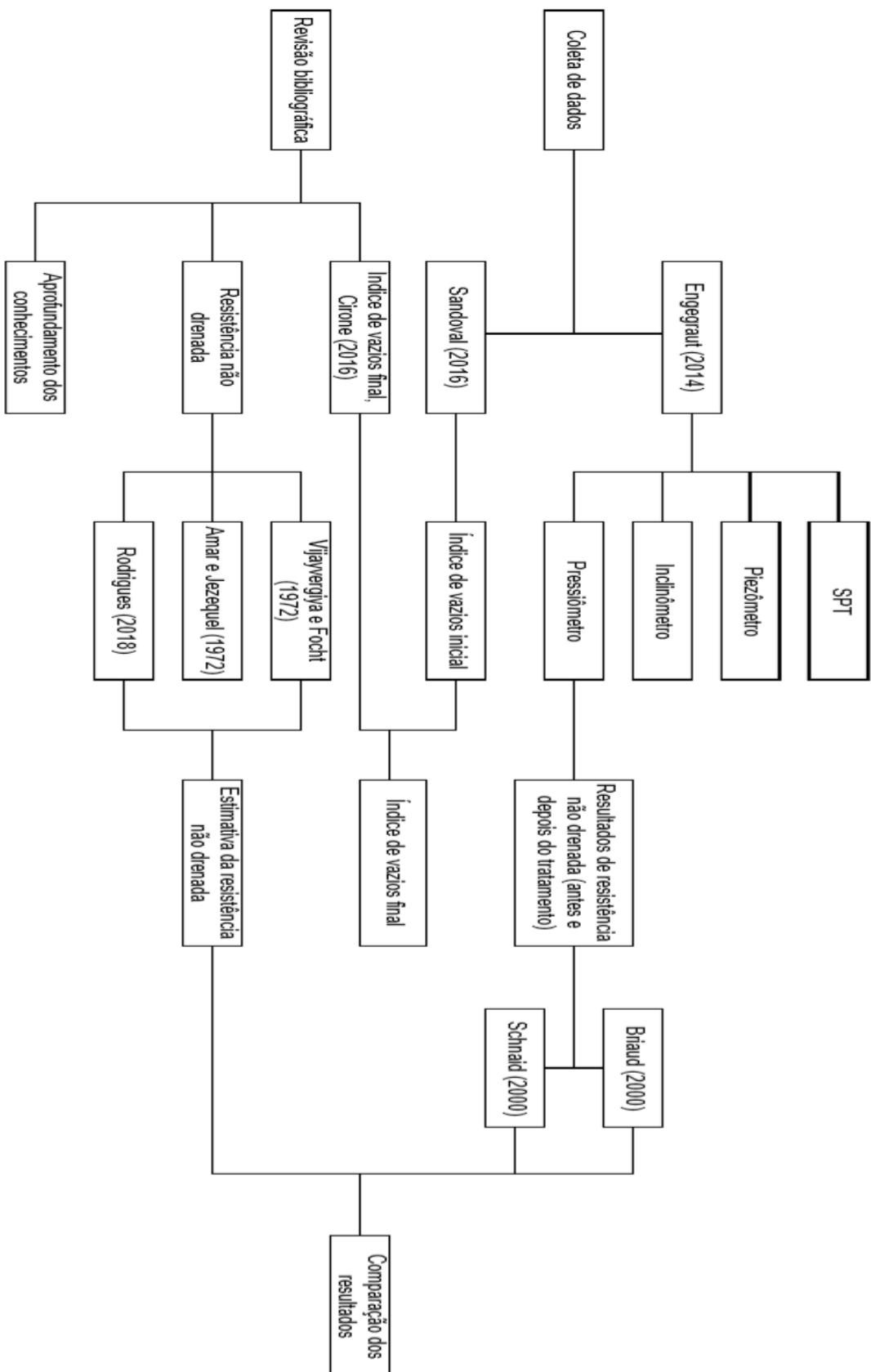
Os métodos para a estimativa da resistência não drenada antes do tratamento foram: método a partir dos resultados do ensaio do SPT que utiliza conceitos da energia de cravação (método lambda de Vijayvergiya e Focht de 1972), descrito no item 3.2.1.1; método a partir de dados obtidos no ensaio do pressiômetro de Amar e Jezequel (1972), descrito no item 3.2.21.

Já para as estimativas da resistência não drenada depois do tratamento foi utilizado o método do pressiômetro de Amar e Jezequel (1972) e através de um modelo racional apresentado por Rodrigues (2018), descrito no item 3.4.2.6

Após foi realizado uma comparação entre as estimativas e os resultados obtidos pelo ensaio do pressiômetro, baseados pelos métodos de Briaud (1985) e Schnaid (2000), apresentados pela Engegraut (2014) para antes e depois do tratamento com o CPR.

O fluxograma na Figura 44 mostra, de maneira simplificada, a metodologia adotada para este trabalho

Figura 44 – Fluxograma da metodologia



## 5. RESULTADOS

Neste capítulo estão expostos os resultados obtidos para o módulo de elasticidade equivalente do solo depois do geoenrijecimento com CPR Grouting, como também a resistência não-drenada média equivalente do solo, utilizando dados do ensaio do pressiômetro para a resistência do solo e a resistência a compressão do corpo de prova do geogROUT.

Também será apresentada a razão de substituição de solo pelos bulbos de geogROUT. Este parâmetro representa a porcentagem de solo que foi substituída pelo tratamento com o CPR Grouting. A seguir foi estimado o índice de vazios final, depois do tratamento, com metodologia desenvolvida por Cirone (2016).

Após, foi realizado estimativas para o ganho da resistência não-drenada a partir de três métodos: o primeiro utiliza dados do ensaio do SPT, exposto no item 3.2.1.1; o segundo obtém a resistência através de dados do ensaio do pressiômetro, exposto no item 3.2.2.1; e o terceiro, desenvolvido pela Engegrout, que utiliza dados do índice de compressão do solo e o índice de vazios, detalhado no item 3.4.2.6.

### 5.1 Módulo de elasticidade médio equivalente

O projeto do CPR para os muros executados no Porto de Navegantes estabeleceu o espaçamento entre as verticais dos bulbos de compressão de 1,41 m por 1,41 m, formando uma malha quadrangular com pressões médias de consolidação de 1000 kPa e diâmetro dos bulbos de 100 cm.

O Quadro 8, a seguir, apresenta o cálculo da área ocupada pelo bulbo de geogROUT e do solo tratado e suas respectivas porcentagens em relação a área total da célula unitária. A área da célula unitária representa 100% do valor do tratamento.

O método utilizado para o cálculo das áreas está exposto no item “d” do capítulo da metodologia.

**Quadro 8 – Área da célula unitária**

Distância entre as verticais (m)	Área total da célula unitária (m <sup>2</sup> )	Diâmetro do geogROUT (m)	Área do bulbo de geogROUT (m)	Porcentagem de bulbo de geogROUT (%)	Área de solo tratado (m <sup>2</sup> )	Porcentagem de solo tratado (%)
1,41	1,99	1,00	0,79	39%	1,21	61%

Fonte: Da autora (2019)

A média dos módulos pressiométricos do solo obtidos pelos ensaios após o tratamento (PMT – 2, PMT – 3 e PMT – 4) é de 11933 kPa ( $E_s$ ), como pode ser visto na Quadro 5, e do geogROUT é de 150000 kPa (Engegraut, 2014).

A partir destes dados, é possível calcular o módulo de elasticidade médio equivalente ( $E_q$ ) pela Equação 22, através do método proposto pela Engegraut (2014), exposto no item “e” da metodologia:

$$E_q = 0,39.E_g + 0,61.E_s \quad (22)$$

$$E_q = 0,39.150000 + 0,61.11933$$

$$E_q = 65779,13 \text{ kPa}$$

O valor obtido de 65779,13 kPa representa um solo com grande grau de rigidez. Desta forma, o solo que, anteriormente ao tratamento com CPR, possuía características típicas de solo mole, com baixa resistência, agora possui módulo de elasticidade típicas de um maciço arenoso muito compacto ou de uma argila rija, de acordo com a Tabela 3 de Briaud (1992).

## 5.2 Resistência não drenada média equivalente

A resistência não drenada média ( $S_{u,eq}$ ) obtêm-se de forma semelhante ao módulo de elasticidade médio, realizando uma média ponderada entre a resistência do solo e a resistência do geogROUT.

Para a resistência ao cisalhamento do solo ( $S_u$ ), adotou-se a menor medida obtida nos ensaios pressiométricos, ou seja, 117 kPa. Já para a resistência do geogROUT, adotou-se a resistência à compressão dos corpos de prova rompidos aos

28 dias, dividido por 2: 1750 kPa. Desta maneira, calcula-se a resistência não-drenada média de acordo com a Equação 23, pelo método proposto pela Engegraut (2014):

$$S_{u,eq} = 0,39.S_{u,g} + 0,61.S_{u,s} \quad (23)$$

$$S_{u,eq} = 0,39 \cdot 1750 + 0,61 \cdot 117$$

$$S_{u,eq} = 753,87 \text{ kPa}$$

### 5.3 Razão de substituição

A razão de substituição é calculada pela Equação 18 e representa a porcentagem de solo que foi substituído pelo geogROUT. Os dados do projeto, apresentados pela Engegraut, para o: volume de geogROUT por bulbo foi de 070 m<sup>3</sup>; espaçamento entre as verticais de 1,41 m; área da célula unitária de 1,99 m<sup>2</sup>; e diâmetro do bulbo de 1. Assim, obteve-se o valor de 0,352 para a razão de substituição.

Desta forma, a porcentagem de solo substituído pelos bulbos formados por geogROUT foi de cerca de 35% do volume total do maciço de solo que recebeu o enrijecimento de solo por CPR Grouting.

### 5.4 Índice de vazios final

Para o cálculo do índice de vazios final, que está demonstrado no item 3.3.2.4 através da Equação 17, foi considerado que não há deformação no volume do solo, ou seja,  $\eta=0$ , e que não há retração no geogROUT ( $\epsilon_{sh}=0$ ).

Para o índice de vazios inicial, utilizou-se a média de 2,71 apresentada por Sandoval (2016), através dos ensaios de adensamento oedométrico realizados no local do melhoramento do Porto de Navegantes. Este resultado representa a média dos valores obtidos pelas amostras de boa qualidade. Já a razão de substituição foi calculada no item anterior, sendo o valor de 0,35.

A partir desses dados, obtém-se a estimativa de índice de vazios final de 1,40, ou seja, após o tratamento do solo, a partir da equação 17 deduzida por Cirone (2016).

Os resultados demonstram que houve uma diminuição do índice de vazios de cerca de 48% comparado com o valor inicial, de 2,71. Este fato acontece, pois, parte do maciço de solo agora é formado por bulbos de compressão. Os bulbos, além de ocupar um volume formado por um material rígido no maciço do solo, também, agiu aumentando a poropressão que conseqüentemente expulsando a água através dos geodrenos e por fim, diminuindo os vazios. Segundo Cirone (2016), esta diminuição é uma média e deve ser considerada dentro da célula unitária do tratamento do CPR.

## **5.5 Estimativa da resistência não drenada antes do tratamento**

A seguir serão apresentados os resultados obtidos para a resistência não drenada antes do tratamento com CPR Grouting. Os métodos para a estimativa foram: método a partir dos resultados do ensaio do SPT, descrito no item 3.2.1.1; método a partir de dados obtidos no ensaio do pressiômetro, descrito no item 3.2.21. Após foi realizado uma comparação entre as estimativas e os resultados obtidos pelo ensaio do pressiômetro, baseados pelos métodos de Briaud (1985) e Schnaid (2000).

### **5.5.1 Método do SPT**

Para realizar esta estimativa foram utilizados os conceitos explicados no item 3.2.1.1, utilizando a Equação 10. Os valores utilizados para massa da haste ( $Mh$ ), massa do martelo ( $Mm$ ), diâmetro externo do amostrador ( $Dm$ ), Área da base do amostrador ( $Ab$ ), fator de incremento de carga ( $v$ ),  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  e  $\eta_3$  estão presentes no Quadro 9 a seguir.



**Quadro 9 – Valores adotados para o cálculo da estimativa de Su pelo SPT**

Elemento	Unidade	Valor
<i>Mh</i>	kg/m	3,23
<i>Mm</i>	Kg	65
<i>Dm</i>	M	0,053
<i>Ab</i>	M	0,002206
<i>V</i>		1/0,6
$\eta_1$		0,764
$\eta_2$		1
$\eta_3$		1-0,0042*L
<i>Nc</i> (para argilas)		9

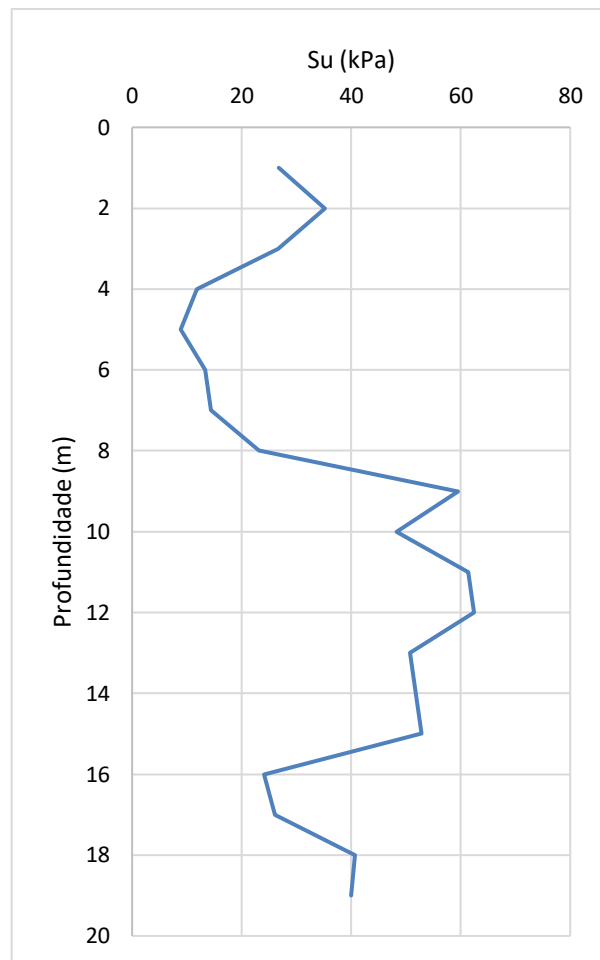
Fonte: Adaptado de Odebrecht (2003) apud. Rodríguez (2012)

A estimativa de  $\lambda$  foi obtida através do gráfico da Figura 15 de Vijayvergiya e Focht (1972). Já  $N_c$  é obtido com conceitos da teoria de capacidade de carga de Skempton (1951).

A partir dos dados do SPT antes do melhoramento do solo foram procedidos os cálculos de estimativa da resistência não-drenada com o auxílio do *software* de planilhas Microsoft Excel ©. Assim, foi possível avaliar, em forma de planilhas, a variações presentes nos resultados de metro em metro na camada do solo.

A Figura 45 a seguir mostra os resultados obtidos, a partir de um furo, para a estimativa da resistência não drenada ao longo da profundidade utilizando esta metodologia.

**Figura 45 – Estimativa da resistência não-drenada antes do tratamento a partir do ensaio SPT**



Fonte: da autora

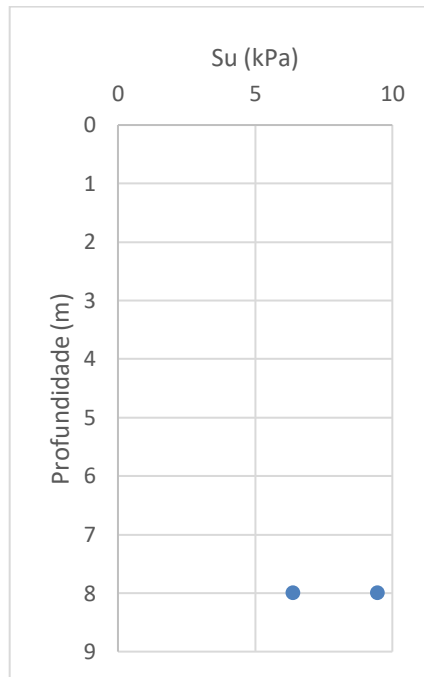
É possível verificar que entre 4 e 7 metros a resistência não drenada é menor, variando de 8,9 e 14,4 kPa, que pode ser classificada como argila muito mole. Já a faixa de resistência mais elevada, localiza-se entre 9 e 12 metros, onde a resistência varia de 48,3 a 62,4 kPa, podendo caracterizar uma argila média. Após esta profundidade, a resistência do depósito de argila sofre variações de 24,1 a 52,9 kPa até os 19 metros.

### 5.5.2 Método do pressiômetro

Nessa estimativa para a resistência não-drenada antes do tratamento do solo, foi utilizado a proposta de Amar e Jezequel (1972) para a determinação da resistência não drenada, conforme exposto no item 3.2.2.1. Os dados utilizados para

este cálculo provêm de ensaios realizados pela Engegraut na profundidade de 8 metros, expostos no item 2.1.4.1 deste trabalho.

**Figura 46 – Estimativa da resistência não-drenada antes do tratamento a partir de dados do ensaio do pressiômetro**



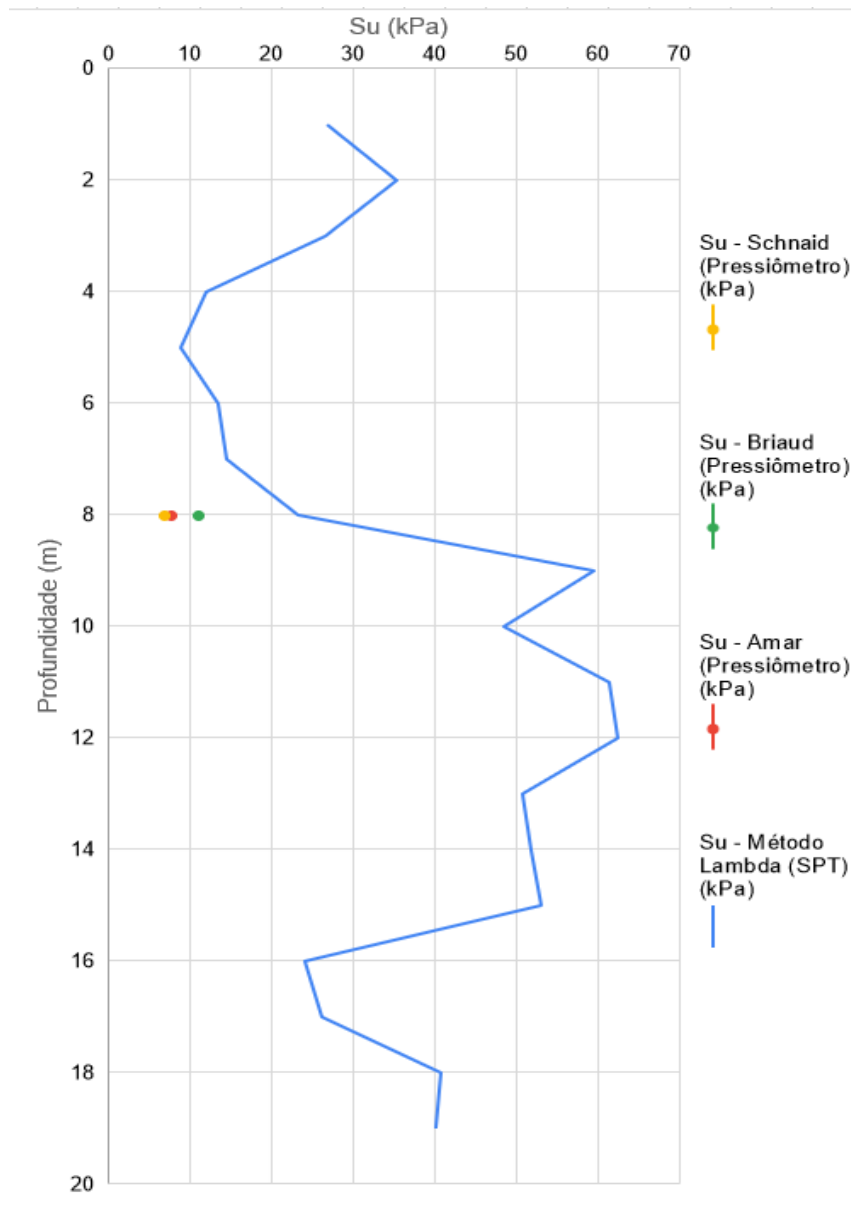
Fonte: da autora

Os valores apresentados para a profundidade de 8 metros, foram de 9,5 e 6,4 kPa, representando valores típicos de uma argila com baixa capacidade de suporte, para o solo antes do tratamento.

### 5.5.3 Comparação entre os resultados para a resistência antes do tratamento

O gráfico a seguir mostra os valores encontrados para as estimativas a partir do método do SPT ( $\lambda$ ) e do pressiômetro (Amar e Jezequel) e compara os resultados obtidos pelos métodos desenvolvidos por Schnaid (2000) e Briaud (1985), ao longo da profundidade.

**Figura 47 – Comparativo dos valores obtidos para resistência não drenada antes do tratamento do solo**



Fonte: da autora

A partir dos resultados nota-se que, para o método que utiliza os dados do ensaio SPT houve uma variação da estimativa da resistência não drenada ao longo da profundidade que acompanhou a variação dos resultados obtidos pelo ensaio.

Nota-se que os resultados obtidos através das correlações de Schnaid (2000) e de Amar e Jezequel (1972) se mostraram mais conservadores, apresentando estimativas de resistência não drenada menores que os valores obtidos pelo método de Briaud (1985). Tal fato pode ser atribuído à estratificação do depósito, onde há a

intercalação de camadas de argilas e areia, conseqüentemente havendo variações nas características.

A diferença de execução dos ensaios e os resultados finais apresentados por cada método também deve ser levado em consideração para a análise das resistências não-drenadas obtidas pelos métodos. O ensaio SPT, é um ensaio que define a energia de cravação do martelo padrão verticalmente ao solo, e pode ter resultados imprecisos para solos moles, onde a resistência do solo é mais baixa. Além disso, pode sofrer variação de energia aplicada pelo operador. Já o pressiômetro é um ensaio automatizado pelo aparelho que aplica a pressão radial e uniforme contra o solo, apresentando resultados mais precisos para o solo.

Deve-se entender que pelas diferentes técnicas de investigação de subsolo, as estimativas de  $S_u$  encontradas possuem uma parcela de incerteza. No caso do SPT, ocorre uma contribuição no ganho de  $S_u$ , levando possivelmente a valores superestimados, devido ao processo de cravação e embutimento do amostrador padrão. À medida que vai sendo cravado o amostrador existe uma certa compressão do material na ponta que reflete em maiores valores de SPT que conseqüentemente provocam incrementos nos valores de  $S_u$  estimados. No caso do PMT, entende-se que é um ensaio mais arrojado e preciso para estimativa de  $S_u$  em argilas moles. Contudo deve-se garantir que o pré-furo e instalação do equipamento atendam as condições exigidas pelas normas, bem como, a execução do ensaio. Cita-se também que as correlações usadas neste trabalho foram deduzidas em argilas originadas de outras particularidades geológica-geotécnicas. Mesmo assim, acredita-se que os valores estimados via PMT sejam mais confiáveis que os obtidos pelo SPT desta pesquisa. A confirmação dos valores de  $S_u$  só poderia ser feita com coleta de amostras indeformadas e condução de ensaios laboratoriais.

## **5.6 Estimativa da resistência não drenada depois do tratamento**

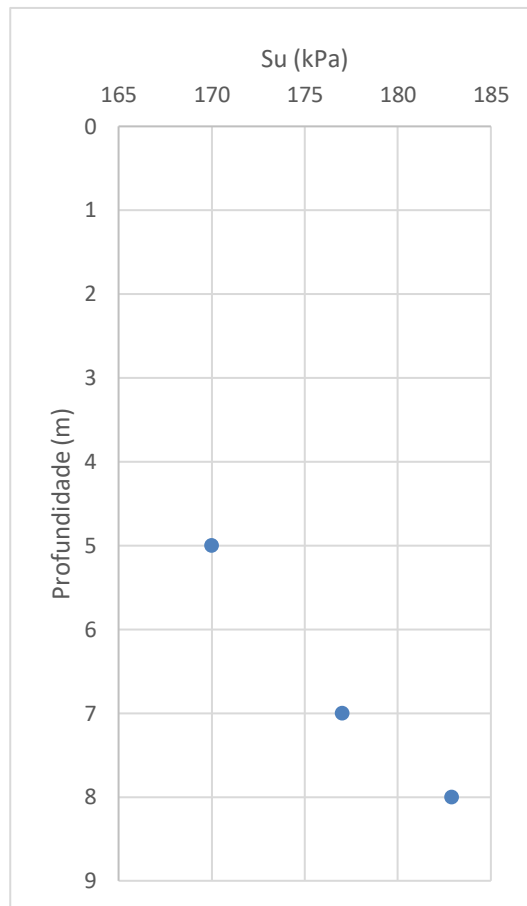
Assim como descrito em 5.5, a seguir será exposto os resultados obtidos para a estimativa da resistência não drenada, porém para os valores resultantes depois do tratamento. Como não foi realizado ensaio de SPT depois do melhoramento do solo, a verificação por este método não poderá ser feita nesta etapa. Desta forma, a estimativa da resistência não drenada foi realizada pelo método do pressiômetro de Amar e Jezequel (1972) e através de um modelo racional desenvolvido por Rodrigues

(2018), descrito no item 3.4.2.6. Também foi realizando uma comparação com os resultados obtidos por métodos de Briaud (1985) e Schnaid (2000).

#### 5.6.1 Método do pressiômetro

Bem como dito no item 6.5.2, esta estimativa foi efetuada com base na teoria desenvolvida por Amar e Jezequel (1972). O ensaio PMT foi realizado após o geoenrijecimento nas profundidades de 5, 7 e 8 metros. A Figura 48 a seguir mostra os resultados obtidos para a resistência não drenada depois do melhoramento a partir deste método:

**Figura 48 – Estimativa da resistência não-drenada depois do tratamento a partir de dados do ensaio do pressiômetro**



Fonte: da autora

Os resultados apresentados variaram de 170 a 182,9 kPa caracterizando uma argila rija. Também pode ser observado que houve um aumento da resistência junto com a profundidade. Este aumento da resistência não drenada deve-se às verticais de bulbos de geogROUT que causam compressão e dissipação da poropressão, e conseqüente enrijecimento do solo.

#### 5.6.2 Método da Enggraut

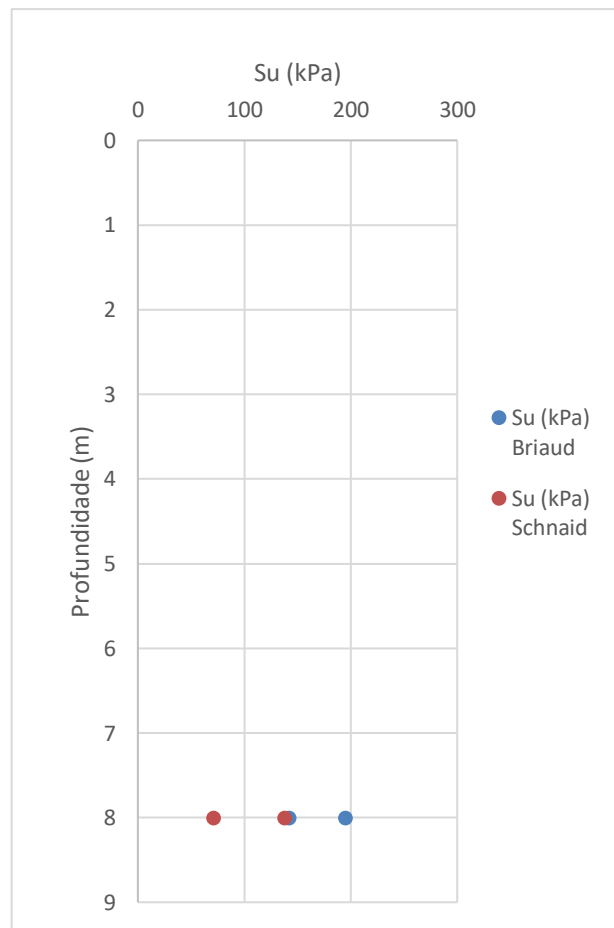
A partir dos dados anteriores de índice de vazios inicial e o cálculo para a razão de substituição, estimou-se o ganho que a resistência não drenada iria alcançar com o uso da Equação 19 apresentado por Rodrigues (2018) descrito no item 3.3.2.6. Assim como o índice de vazios inicial, o índice de compressão também foi retirado

dos resultados dos ensaios de adensamento de Sandoval (2016), sendo 2,71 e 1,11 respectivamente.

Desta maneira, os resultados demonstram que a estimativa do aumento da resistência não drenada é de cerca de 14,98 vezes maior após o geoenrijecimento com CPR Grouting, através do método apresentado pela Engegraut.

Esse aumento foi aplicado na média da resistência não-drenada obtida antes do melhoramento com ensaios pressiométricos através dos métodos de Schnaid (2000) e Briaud (1985), apresentado no Quadro 5. A partir disso, obteve-se o aumento previsto para a resistência não-drenada após tratamento do solo através desta estimativa. Os resultados podem ser visualizados na Figura 49 a seguir.

**Figura 49 – Estimativa da resistência não-drenada depois do tratamento através do método desenvolvido pela Engegraut**



Fonte: da autora



A estimativas a partir dos valores obtidos antes do tratamento pelo método de Schnaid (2000), mostram que, os valores para depois do tratamento seriam de 71,3 e 142,7 kPa para a profundidade de 8 metros, classificando o solo como argila média a rija. No entanto, esses resultados representam uma diferença de cerca de 100%, se mostrando pouco confiável.

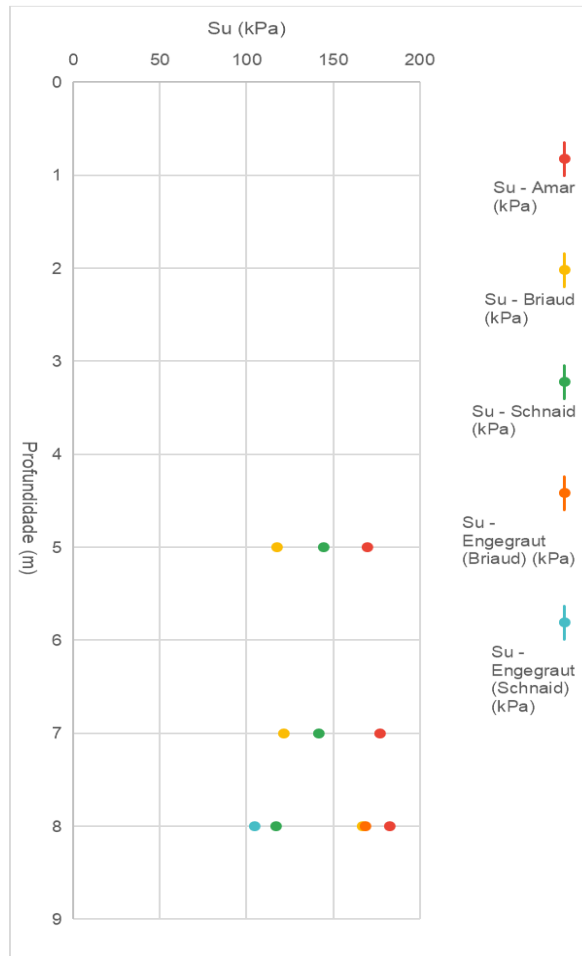
Já a estimativa aplicada nos valores obtidos pelo método de Briaud (1985) evidencia que, para depois do tratamento, os valores seriam de 138,0 a 174,7 kPa, podendo ser classificado como argila rija, representando uma diferença um pouco menor que o anterior, de 27%.

Desta maneira, entende-se que o método é aconselhável apenas para obter noções de grandezas de valores, sendo desaconselhável para estimar valores precisos para a resistência não-drenada.

### 5.6.3 Comparação entre os resultados para a resistência depois do tratamento

A Figura 50 a seguir mostra todos os valores encontrados para a resistência não drenada após o melhoramento do solo pelo CPR, pelos métodos de Amar e Jezequel (1972), Schnaid (2000) e Briaud (1985). Para as resistências obtidas a partir da estimativa de valores apresentada pela Engegraut, foi realizado uma média dos valores apresentados.

**Figura 50 – Comparativo dos valores obtidos para resistência não drenada após o tratamento do solo**



Fonte: da autora

Os resultados variaram de 100 a 200 kPa, sendo que o método de Amar e Jezequel (1972) apresentaram os maiores valores. Todos os resultados podem ser considerados como argila rija e confirmam o aumento da resistência do solo através do melhoramento com CPR Grouting.

No entanto percebe-se que o método de Amar e Jezequel (1972) superestimaram os valores de resistência não drenada, comparando-se com os outros resultados. É possível notar também, que a método apresentado pela Engegraut afim de estimar os valores finais de resistência não drenada a partir dos valores iniciais, superestimaram os valores de Briaud (1985) e foram conservadores para o método de Schnaid (2000), sendo este método aconselhável apenas para ter um parâmetro de valores e não como atribuição de valores reais. A partir disso, conclui-se que os métodos mais aconselháveis para obter valores da resistência não-drenada são os

apresentados Briaud (1985) e Schnaid (2000). Sendo os outros métodos recomendados apenas para atribuição de grandezas de valores.

A análise de Su após o tratamento, independentemente do método usado, fica afetada por aspectos relacionados ao grau de enrijecimento aplicado no solo. O grouting produzido, por mais que tenha um controle técnico, acaba tendo variações de resistência nos diferentes lotes do produto. Como se trata de um aglomerante, características por tipo e quantidade de cimento, agregados, relações a/c acabam afetando a resistência da argamassa produzida. Além disso, o processo de injeção e geoenrijecimento da mistura solo + grouting acaba sendo de difícil controle, dessa forma, algumas regiões da massa de solo podem acabar adquirindo mais resistência que outras. Com isso, a estimativa de Su após o tratamento acaba tendo algumas variáveis de difícil controle, servindo os ensaios apenas para confirmação do ganho e não tão eficaz para quantificação do ganho.

## 6. CONCLUSÃO

Neste capítulo será apresentado as principais conclusões sobre a técnica Consolidação Profunda Radial, em relação a execução da Fase 1 da obra de expansão do Porto de Navegantes/SC – Portonave.

Primeiramente, sobre os ensaios e as instrumentações de monitoramento conduzidas no local, conclui-se que:

- a) Com o monitoramento realizado pelo piezômetro foi possível verificar a dissipação da poropressão após uma semana de início dos trabalhos de melhoramento do solo, indicando a consolidação do solo;
- b) O monitoramento com o inclinômetro é benéfico pois possibilita a verificação de algum possível deslocamento indesejável e, como neste caso, que poderiam danificar estruturas próximas. Durante os trabalhos não foi constatado nenhum movimento abrupto do solo que poderia comprometer fundações pré-existentes do porto.
- c) O ensaio do pressiômetro possibilitou a análise de parâmetros obtidos antes e depois do tratamento. Foi possível confirmar o ganho do módulo de elasticidade e da resistência não-drenada manifestado pelo solo quando submetido ao CPR.

A partir dos cálculos realizados no item 6.1, complementa-se que o método desenvolvido pela Engegrout para o cálculo do Módulo de Elasticidade Equivalente mostra-se coerente, pois estima de forma proporcional a porcentagem de solo e de geogROUT no maciço, com isso o resultado apresentou valor razoável que caracteriza o solo depois do tratamento como uma argila rija, conforme dados da bibliografia.

No entanto, a estimativa para a resistência não drenada (item 6.2), obtida pela mesma metodologia, apresentou valor superestimado de 753,87 kPa, já que para as outras estimativas os valores variaram de 100 a 200 kPa, o que já caracteriza uma argila rija.

O novo valor para o índice de vazios do solo, após o geoenrijecimento, demonstra que houve uma diminuição de cerca de 48% dos vazios no solo, confirmando a redução dos vazios no solo que por consequência dissipa a água através do geodreno.

Quanto às estimativas para a resistência não drenada antes do tratamento conclui-se que o método de Amar e Jezequel (1972) apresentou resultados próximos ao de Schnaid (2000). Enquanto que o método de Briaud (1985) apresentou valores superestimados em relação aos métodos citados anteriormente. Já o método do SPT, apresentou resultado superestimado de 23,17 kPa para a profundidade de 8 metros, enquanto que os métodos outros métodos apresentaram valores menores, com média de 8,71 kPa. Apesar disso, ressalta-se que o valor para o método ainda se caracteriza para uma argila muito mole.

Para os valores obtidos para a resistência não drenada depois do melhoramento com o CPR Grouting o método de Amar e Jezequel (1972) apresentou resultados superestimados, em relação aos outros métodos, onde, o método de Briaud (1985) foi o mais conservador, seguido de Schnaid (2000). Conclui-se também que a estimativa apresentada pela Engegrout para o aumento da resistência não drenada é aconselhável apenas para noções de grandezas de valores, não representado valores reais da resistência, devido a grande diferença apresentada pelos resultados.

Sendo assim, o método que mostrou resultados mais aconselháveis para serem empregados no dimensionamento e análise de estabilidade, foi o de Schnaid (2000), que evidenciou resultados conservadores.

A partir deste método, verifica-se que a resistência não drenada após o tratamento com CPR Grouting na fase 1 da obra na Portonave, foi 19,3 vezes maior que o valor obtido antes do tratamento. Assim, confirma-se que o melhoramento pelo CPR impôs ao solo de maneira eficiente novos aspectos para o maciço, gerando uma melhora na rigidez. Desta forma, o solo localizado no Porto de Navegantes, que anteriormente apresentava valores típicos de argila mole, passou a ter características de uma argila rija.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

AMAR, S.; JEZÉQUEL, J. F. **Essais em place et em laboratoires sur sols cohérents: Comapaison des résultats**. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, 1972

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 2001.

BARAN, Karin Rodrigues. **PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE COMPRESSIBILIDADE DE UMA ARGILA MOLE DE ITAJAÍ-SC**. 2014. 334 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

BRIAUD, L. L. , TUCKER, L.M. , OSLEN, R. S. , **Pressuremeter, CoLne penetrometer and Foundation Design**. *Short course Notes, Civil Engineering*, Texas A&M University, 1985.

BRIAUD J. L. **The Pressuremeter**. *Published by Balkema*, Rotterdam, 1992.

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**. 2018. 175 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

CHAVÃO, A.; SIEIRA, A.; LIMA; A. **Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2016.

CHAVES, P. O.; ORSI, J. Z.. **Avaliação geotécnica de aterro sobre solos moles considerando a segurança do gasoduto as margens da BR-101 em Tubarão/SC. 2007**, 97f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina, 2007.

CIRONE, A. **Cálculo simples do aumento da resistência não drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2016.

CIRONE, A. **Aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2016.

DAS, Brajam M. et al. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2015.

DALEFFE, Bruno Barbieri; LUIZ, Lucas Fernandes; ALFARO, Vitor Mittelstaedt. **A TÉCNICA CPR GROUTING PARA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS MOLES – ESTUDO DE CASO**. 2017. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017

ENGEGRAUT (Rio de Janeiro). **CPR Grouting Passo a Passo**. Disponível em: <<http://www.engegraut.com.br/catalogos/>>. Acesso em: 12 jun. 2019.

ENGEGRAUT (Rio de Janeiro). **Obras Portuárias Recentes**. Disponível em: <<http://www.engegraut.com.br/catalogos/>>. Acesso em: 12 jun. 2019.

ENGEGRAUT (Rio de Janeiro). **CPR Grouting: Metodologia**. Disponível em: <<http://www.engegraut.com.br/catalogos/>>. Acesso em: 12 jun. 2019.

ESPÍNDOLA, Murilo da Silva. **ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS SOLOS MOLES DA OBRA DE AMPLIAÇÃO DO AEROPORTO INTERNACIONAL HERCÍLIO LUZ, FLORIANÓPOLIS**. 2011. 215 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

GAUI FILHO, Roberto. **OBRAS SOBRE SOLOS MOLES E SUAS RESPECTIVAS SOLUÇÕES: UM EXEMPLO PRÁTICO DA OBRA DE UM COMPLEXO DE VACINAS EM SANTA CRUZ, RJ.** 2017. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

HIGASHI, Rafael Augusto dos Reis. **METODOLOGIA DE USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS DE CIDADES COSTEIRAS BRASILEIRAS ATRAVÉS DE SIG COM BASE NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO E AMBIENTAL.** 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

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

LEMOS, Silvia Gomes Fernandes Polido. **ESTUDO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE SOLO DE BAIXA CONSISTÊNCIA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.** 2014. 183 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2014.

MACEDO, E.; RODRIGUES, J. **Análise da Eficiência do Reforço de Solo Mole, com a Técnica CPR, para duplicações da BR-135 e Ferrovia Transnordestina, em Campo de Perizes-MA.** COBRAMSEG, Goiânia, 2014.

MAGNANI, H. O. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura.** Rio de Janeiro: Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

MARQUES, M.E.S.; LACERDA, W.A. **Caracterização geotécnica de um depósito argiloso fluvio-marinho em navegantes-SC.** In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. Anais... Curitiba. ABMS. 2004.



MASSAD, Façal. **Obras de Terra: Curso básico de geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MAZZUCO, Leonardo Pandini; MOREIRA, Leonardo Fiorentin. **TRATAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS MOLES COM A TÉCNICA CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL (CPR), EM OBRA PORTUÁRIA.** 2015. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2015.

NOGUEIRA, Estela Grassi. **Estudo de Algumas Soluções de Tratamento de Solos Moles para Construção de Aterros do Trecho Sul do Rodoanel - SP.** 2010. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ODEBRECHT, E., **Medidas de energia no ensaio SPT,** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ODEBRECHT, Edgar; SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

REAL, Mariana Marques Franco de Barros; PIRES, Thaissa Pinheiro de Almeida. **Melhoramento das Propriedades Mecânicas de Solos Moles - A Técnica CPR Grouting.** 2018. 111 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estácio de Sá, Rio de Janeiro, 2018.

RODRIGUES, Joaquim. **Melhoramento do Solo Mole e o Geoenrijecimento.** Rio de Janeiro: Edição do Autor, 2018.

RODRÍGUEZ, Camilo Andrés Muñoz. **ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA (SU) MEDIANTE O CÁLCULO DA ENERGIA DE CRAVAÇÃO DO SPT**. 2012. 128 f. Monografia (Especialização) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2012.

SANDOVAL, Claudia Lizbett Zurita. **AVALIAÇÃO DA TÉCNICA DA CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL APLICADA EM SOLO MOLE NA MARGEM DO RIO ITAJAÍ-AÇU/SC – ESTUDO DE CASO BASEADO EM ENSAIOS GEOTÉCNICOS**. 2016. 165 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

SAYÃO, A. S. F. J.; CARVALHO, N. F.; RABE, C. **Ensaio Geotécnicos na Argila Mole da Rodovia BR-101 em Santa Catarina**. In: GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Porto Alegre.

SCHNAID, F.. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2000.

SRIDHRAN, A.; NARASIMHA RAO, S.; VENKATAPPA RAO, G. ***Shear Strength Characteristics of Saturated Montmorillonite and Kaolinite Clays***. *Soils and Foundations*, v. 11, n. 3, 1971.