

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

BEN HUR SERRA ISOPPO

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE INTERFACE ESTACA X SOLO:
Estudo de Caso Aplicado a Modelagem Numérica de Estacas Comprimidas

São Leopoldo
2022

BEN HUR SERRA ISOPPO

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DA INTERFACE ESTACA X SOLO:
Estudo de Caso Aplicado a Modelagem Numérica de Estacas Comprimidas**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Graduação da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS).

Orientador: Prof. Me. Diego Schneider

São Leopoldo

2022

A meus pais, Ademir e Neiva, que sempre incentivaram e possibilitaram minha formação. Nunca terei palavras para descrever minha gratidão.

AGRADECIMENTOS

O exercício de relembrar e mensurar o apoio de todas as pessoas que me ajudaram neste trabalho é uma tarefa tão ou mais difícil do que a realização do trabalho em si.

Inicialmente, seria impossível deixar de citar meus pais, Ademir e Neiva, pelo incrível suporte que eles me proporcionaram durante toda a minha formação e neste último capítulo não foi diferente. Meu irmão Arthur e minha namorada Laís foram igualmente importantes como apoio emocional e inúmeras correções da parte escrita.

Seria impossível deixar de lembrar da equipe da empresa FGS Geotecnia, local no qual trabalho e que me deu todo o suporte para a realização deste trabalho. Representando a equipe gostaria de citar os nomes do Anderson Fonini, da Ana Paula Somenzzi, do Gonçalo Sonaglio, do Alisson Sachetti, do Fabiano Madrid, da Nataly Toma e do Ricardo Menezes. As contribuições de todos eles foram indispensáveis através de discussões e indicações de caminhos que poderia seguir no desenvolvimento do trabalho. Em especial, gostaria de agradecer ao professor Felipe Gobbi que iniciou esse trabalho como meu orientador e sempre esteve presente quando as principais dúvidas e inquietudes surgiram.

Por fim, gostaria de agradecer meu orientador Diego Schneider pelo acolhimento da linha de pesquisa e por toda o suporte para a conclusão deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho realizou uma análise do comportamento de interface entre argamassa e o solo de uma amostra retirada de um empreendimento localizado na cidade de Novo Hamburgo-RS. O empreendimento consiste em um edifício comercial com 34 pavimentos localizado entre a Avenida Dr. Maurício Cardoso, Rua Araponga e a Rua Araguaia. A fundação do projeto consiste em estacas escavadas, onde diversas estacas foram instrumentadas pela projetista, e ensaios de prova de carga foram realizados em estacas protótipo e em estacas com as dimensões de projeto.

Considerando a transferência de carga de fundações profundas, o objetivo deste trabalho foi determinar e avaliar as parcelas de resistência de atrito lateral e resistência de ponta através de modelos utilizando MEF. Os parâmetros utilizados foram obtidos através de uma campanha de laboratório e foram empregados em retroanálises dos ensaios de campo supracitados. Posteriormente, os modelos produzidos foram comparados com métodos teóricos e semiempíricos de previsão de capacidade de carga. Confrontando os diversos métodos com as provas de carga, verificou-se que os métodos teóricos não conseguiram determinar de forma satisfatória as parcelas advindas da resistência lateral e de ponta. Os métodos semiempíricos, por sua vez, apresentaram melhor aproximação da capacidade de carga e dentre eles o método proposto por Décourt e Quaresma obteve menores variações em comparação ao método proposto por Aoki e Velloso. Já os modelos numéricos que isolaram as parcelas de resistências obtiveram boa aproximação aos valores encontrados em campo, mas o modelo onde estas resistências foram aplicadas de forma simultânea não apresentou comportamento similar no mesmo nível de deslocamento da prova de carga.

Palavras-chave: Fundação profunda. Interface solo x argamassa. Ensaio de cisalhamento direto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação de tipos de estacas de concreto pelo método executivo	21
Figura 2 – Comportamento mecânico de estaca isolada	23
Figura 3 – Ruptura considerada por Terzaghi	25
Figura 4 – Ruptura considerada por Meyerhof	26
Figura 5: Esquema de resolução de problema com MEF	32
Figura 6: Esquema de montagem de ensaio de prova de carga à compressão.....	33
Figura 7: Comportamento curva carga-recalque	35
Figura 8: Regiões curva carga-recalque	35
Figura 9: Carga de ruptura – NBR 6122.....	37
Figura 10: Detalhe da caixa de cisalhamento direto.....	38
Figura 11: Exemplo de envoltória de ruptura Mohr-Coulomb	39
Figura 12: Arranjo das partículas em solos fofos e solos densos.....	39
Figura 13: Fluxograma metodológico.	42
Figura 14: Localização do empreendimento.....	43
Figura 15: Caracterização Litoestratigráfica.....	44
Figura 16: Perfil geotécnico.....	53
Figura 17: Amostra sujeita ao ensaio de cisalhamento direto.	54
Figura 18: Coeficiente de forma “ k ” – Coeficiente de Poisson = 0,3	54
Figura 19: Configuração das estacas ensaiadas.....	75
Figura 20: Detalhe estrutural das estacas.....	76
Figura 21: Modelos utilizados.....	83

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1: Equipamento utilizado	22
Fotografia 2: Ensaio realizado na obra estudada	34
Fotografia 3: Exposição de arenito da Formação Pirambóia.....	45
Fotografia 4: Amostra indeformada	45
Fotografia 5: Procedimento do ensaio de sedimentação	57
Fotografia 6: Procedimento do ensaio de peneiramento fino	58
Fotografia 7: Tentativa de realização do ensaio de limite de plasticidade.....	61
Fotografia 8: Crumb test.....	64

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Curva granulométrica - FGS	46
Gráfico 2: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal - FGS	47
Gráfico 3: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal - FGS	48
Gráfico 4: Envoltória de ruptura – FGS	48
Gráfico 5: Curva granulométrica.....	59
Gráfico 6: Limite de liquidez	61
Gráfico 7: Resistência média da argamassa ao longo do tempo	66
Gráfico 8: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal – Solo indeformado.....	67
Gráfico 9: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal – Solo indeformado....	67
Gráfico 10: Tensão cisalhante normalizada x Desl. horizon. – Solo indeformado.....	67
Gráfico 11: Envoltória de ruptura – Solo indeformado.....	68
Gráfico 12: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal – Solo remoldado.....	68
Gráfico 13: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal – Solo remoldado....	69
Gráfico 14: Tensão cisalhante normalizada x Desl. horizon. – Solo remoldado.....	69
Gráfico 15: Envoltória de ruptura – Solo remoldado.....	69
Gráfico 16: Tensão cisalhante x Desl. horizontal – Solo remoldado inundado.....	70
Gráfico 17: Deslocamento vertical x Desl. horizon. – Solo remoldado inundado	70
Gráfico 18: Tensão cisal. normalizada x Desl. horizon. – Solo remoldado inu.....	70
Gráfico 19: Envoltória de ruptura – Solo remoldado inundado	71
Gráfico 20: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal – Interface.....	72
Gráfico 21: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal – Interface.....	72
Gráfico 22: Tensão cisalhante normalizada x Desl. horizontal – Interface	72
Gráfico 23: Envoltória de ruptura – Interface.....	73
Gráfico 24: Envoltória de ruptura pico – resumo	74
Gráfico 25: Envoltória de ruptura grandes deformações – resumo	74
Gráfico 26: Prova de carga estaca fuste (E02A)	77
Gráfico 27: Prova de carga estaca ponta (E02B).....	77
Gráfico 28: Prova de carga estaca ponta+fuste (E02C)	78
Gráfico 29: Capacidade de carga x Profundidade - Ponta	79
Gráfico 30: Capacidade de carga x Profundidade - Fuste.....	79
Gráfico 31: Capacidade de carga x Profundidade – Ponta + Fuste	80
Gráfico 32: Tensão cisalhante x deformação horizontal (trecho elástico)	81

Gráfico 33: Carga x Deslocamento – Ponta + Fuste	84
Gráfico 34: Carga x Deslocamento – Fuste	85
Gráfico 35: Carga x Deslocamento – Ponta	85
Gráfico 36: Carga x Deslocamento – comparativo modelo	89
Gráfico 37: Carga x Deslocamento – comparativo provas de carga	90
Gráfico 38: Carga x Deslocamento – modelos e soma de provas de carga isoladas	91
Gráfico 39: Carga x Deslocamento – Incompatibilidades de deslocamento.....	91

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Análise comparativa métodos teóricos	88
Quadro 2: Análise comparativa métodos semiempíricos	88
Quadro 3: Análise comparativa modelos numéricos	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de “k” e “a”	28
Tabela 2: Valores de “F1” e “F2”	29
Tabela 3: Valores de “C” conforme o tipo de solo	29
Tabela 4: Valores de “ α ” em função do tipo de solo e estaca	30
Tabela 5: Valores de “ β ” em função do tipo de solo e estaca	31
Tabela 6: Traço utilizado	52
Tabela 7: Peso específico real dos grãos para o solo	56
Tabela 8: Peso específico real dos grãos para o solo	56
Tabela 9: Sedimentação	58
Tabela 10: Peneiramento	59
Tabela 11: Limite de liquidez.....	60
Tabela 12: Medidas corpo de prova	62
Tabela 13: Tabela resumo de índices físicos	64
Tabela 14: Resistência à compressão da argamassa.....	65
Tabela 15: Resistência média da argamassa.....	65
Tabela 16: Resumo de parâmetros das amostras.....	73
Tabela 17: Cálculo de resistência utilizando métodos teóricos	78
Tabela 18: Tabela de valores de capacidade com métodos semiempíricos	80
Tabela 19: Resumo de parâmetros nos modelos.....	83
Tabela 20: Valores encontrados de deslocamento por carga aplicada.....	84
Tabela 21: Carga corresponde ao deslocamento da prova de carga.....	85

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica
BS	<i>British Standards</i>
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Método de Elementos Finitos
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
RS	Rio Grande do Sul
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
UTM	<i>Universal Transversa de Mercator</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Tema	17
1.2 Delimitação do tema	17
1.3 Problema	17
1.4 Objetivos	18
1.4.1 Objetivo geral	18
1.4.2 Objetivos específicos.....	18
1.5 Justificativa.....	18
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1 Fundações profundas	20
2.1.1 Estacas escavadas	21
2.1.2 Comportamento estaca isolada.....	22
2.2 Capacidade de carga axial de estacas isoladas	24
2.2.1 Métodos teóricos	24
2.2.2 Métodos semiempíricos.....	28
2.2.3 Método de elementos finitos (MEF).....	31
2.3 Prova de carga estática	32
2.3.1 Procedimento NBR 16903.....	33
2.3.2 Curva carga-recalque	34
2.3.3 Interpretação da curva carga-recalque.....	36
2.3.4 Método NBR 6122	36
2.4 Ensaio de cisalhamento direto	37
2.4.1 Aplicação.....	38
2.4.2 Critério de ruptura Mohr-Coulomb.....	38
2.4.3 Comportamento.....	39
2.5 Interface Solo x Estaca	40
2.5.1 Rigidez normal K_n	40
2.5.2 Cisalhamento Interface K_s	41
2.5.3 Critério de ruptura Mohr-Coulomb.....	41
3 METODOLOGIA	42
3.1 Área de estudo	42
3.1.1 Localização	43

3.1.2 Geologia local.....	43
3.2 Amostragem do solo.....	45
3.3 Estudos pregressos executados no local.....	46
3.3.1 Peso específico real dos grãos	46
3.3.2 Análise granulométrica	46
3.3.3 Limites de Atterberg	47
3.3.4 Cisalhamento direto	47
3.4 Caracterização do solo	48
3.4.1 Peso específico real dos grãos	49
3.4.2 Análise granulométrica.....	49
3.4.3 Limite de liquidez.....	49
3.4.4 Limite de plasticidade	49
3.4.5 Avaliação de dispersibilidade	49
3.5 Ensaio de cisalhamento direto.....	50
3.6 Moldagem dos corpos de prova	50
3.7 Argamassa utilizada.....	51
3.8 Cálculo da capacidade de carga das estacas.....	52
3.8.1 Parâmetros utilizados na análise numérica	53
3.8.2 Modelo de cálculo	55
3.8.3 Estágios de carga.....	55
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	56
4.1 Caracterização do solo	56
4.1.1 Determinação do teor de umidade natural	56
4.1.2 Peso específico real dos grãos	56
4.1.3 Análise granulométrica.....	57
4.1.4 Limite de liquidez.....	60
4.1.5 Limite de plasticidade	61
4.1.6 Índices físicos.....	62
4.1.7 Dispersibilidade	64
4.2 Resistência da argamassa.....	65
4.3 Ensaio de cisalhamento direto.....	66
4.3.1 Cisalhamento direto solo indeformado	66
4.3.2 Cisalhamento direto solo remoldado	68
4.3.3 Cisalhamento direto solo remoldado inundado	70

4.3.4 Cisalhamento direto interface solo argamassa.....	71
4.3.5 Resumo de resultados encontrados.....	73
4.4 Métodos de análise	75
4.4.1 Provas de carga das estacas	75
4.4.2 Dimensionamento com métodos teóricos.....	78
4.4.3 Dimensionamento com métodos semiempíricos	79
4.4.4 Modelos em MEF	80
5 DISCUSSÃO	86
5.1 Caracterização do solo	86
5.1.1 Teor de umidade natural	86
5.1.2 Peso específico real dos grãos	86
5.1.3 Análise granulométrica.....	86
5.1.4 Limites de Atterberg	87
5.1.5 Cisalhamento direto	87
5.2 Comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga	87
5.2.1 Método teóricos.....	87
5.2.2 Método semiempíricos	88
5.2.3 MEF.....	89
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	92
6.1 Conclusão do estudo	92
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	93
REFERÊNCIAS.....	95
APÊNDICE A – CISALHAMENTO SOLO INDEFORMADO 50 KPA	99
APÊNDICE B – CISALHAMENTO SOLO INDEFORMADO 100 KPA	100
APÊNDICE C – CISALHAMENTO SOLO INDEFORMADO 200 KPA	101
APÊNDICE D – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO 25 KPA.....	102
APÊNDICE E – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO 50 KPA	103
APÊNDICE F – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO 100 KPA	104
APÊNDICE G – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO 200 KPA.....	105
APÊNDICE H – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 25 KPA....	106
APÊNDICE I – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 50 KPA	107
APÊNDICE J – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 100 KPA ..	108
APÊNDICE K – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 200 KPA..	109
APÊNDICE L – CISALHAMENTO INTERFACE 25 KPA	110

APÊNDICE M – CISALHAMENTO INTERFACE 50 KPA.....	111
APÊNDICE N – CISALHAMENTO INTERFACE 100 KPA	112
APÊNDICE O – CISALHAMENTO INTERFACE 200 KPA.....	113
APÊNDICE P – MODELOS MEF	114
ANEXO A – CERTIFICADO CALIBRAÇÃO CISALHAMENTO.....	123
ANEXO B – ENSAIO SPT	125

1 INTRODUÇÃO

O crescente aumento populacional tem impulsionado a construção de edificações de maior altura e em locais onde o solo de suporte não seria considerado adequado. Tais ações expandiram a utilização de fundações profundas para a transferência de carga das edificações.

Dentro deste contexto, um dos maiores desafios da engenharia de fundações é a determinação da capacidade de carga de estacas. Esta é dependente de diversos fatores como propriedades do solo, possíveis alterações provocadas durante a execução da estaca e do mecanismo de interação solo-estaca (SESTREM, 2018).

Hodiernamente, o dimensionamento das fundações profundas é costumeiramente realizado através de métodos semiempíricos, baseados em correlações entre ensaios de campo e provas de carga, que não se aplicam a todos os tipos de solo e fundações existentes. Destaca-se ainda, que a realização de atividades relacionadas ao solo necessita o entendimento de que se tratando de solos e rochas, a heterogeneidade é a regra, enquanto a homogeneidade a exceção (CAPUTO, 1973). Desta forma, a área de fundações e estudos de interface solo x estrutura se mostra um campo propício para avanços que permitam maior entendimento e otimizações dos métodos largamente utilizados.

Uma das alternativas possíveis para aprofundamento dos conhecimentos dos fenômenos é a complementação das análises de problemas geotécnicos com simulações numéricas. Estas simulações possibilitam o desenvolvimento de sensibilidade e compreensão física dos fenômenos ocorridos no subsolo. A grande quantidade de *softwares* comerciais já existentes associado ao aumento de ferramentas na área vem maximizando os problemas geotécnicos que podem ser avaliados através de métodos de elementos finitos (AMORIM, 2016).

Neste contexto, este trabalho apresenta uma análise numérica utilizando dados obtidos de uma campanha de ensaios de laboratório. Realizou-se a caracterização do solo, bem como experimentos com ensaios de cisalhamento direto na interface solo x argamassa em corpos de prova prismáticos de forma a simular a interface real entre o solo e estaca. A amostra indeformada utilizada foi retirada do terreno de um empreendimento localizado na cidade de Novo Hamburgo-RS.

Os resultados encontrados nas análises numéricas foram então comparados com cálculos de capacidade de carga obtidos através de métodos teóricos, semiempíricos e com os resultados de provas de carga realizados no local.

Este Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Graduação da Universidade do Vale do Rio dos Sinos, está dividido em 6 capítulos, onde o capítulo 1 apresenta o tema, os objetivos e motivação da pesquisa. O capítulo 2 expõe conceitos e métodos pertinentes para o pleno desenvolvimento do estudo proposto neste trabalho. No capítulo 3 são apresentadas as metodologias empregadas no desenvolvimento dos estudos propostos neste trabalho. O capítulo 4 expõe os resultados obtidos através dos ensaios e análises. Os resultados são discutidos no capítulo 5. O capítulo 6 apresenta as considerações finais acerca do estudo. E, na sequência estão listadas as referências utilizadas para a composição deste documento, os apêndices e anexos.

1.1 Tema

O tema do trabalho é uma análise do comportamento de interface entre solo e estaca. A partir da realização de ensaios de cisalhamento direto na interface solo x argamassa, busca-se determinar parâmetros para utilização em análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e comparação com outros métodos de previsão de capacidade de carga.

1.2 Delimitação do tema

Este trabalho analisa os resultados de resistência de interface entre argamassa e solo obtido de uma amostra indeformada retirada de um empreendimento localizado na cidade de Novo Hamburgo-RS. Os dados obtidos deram suporte a análises utilizando o *software* Rocscience RS2 versão 9.0.

1.3 Problema

Fundações profundas, como estacas e tubulões, transferem as cargas provenientes da estrutura ao solo por duas parcelas de reação: resistência lateral

(fuste) e resistência de ponta. A determinação da fração advinda de cada uma delas é de extrema importância para o dimensionamento das fundações de uma edificação e costumeiramente são determinadas através de métodos semiempíricos que não se aplicam a todos os tipos de solo e fundações existentes.

1.4 Objetivos

Os objetivos deste trabalho podem ser divididos em objetivo geral e objetivos específicos.

1.4.1 Objetivo geral

Realizar modelagem numérica de uma estaca visando maior compreensão do fenômeno de transferência de carga da mesma para o solo e permita comparações com métodos usualmente utilizados e com o próprio fenômeno, por meio de prova de carga.

1.4.2 Objetivos específicos

- a) Caracterizar o solo do local;
- b) Analisar a interação da interface da estaca x solo;
- c) Prever a capacidade de carga de estacas utilizando análise numérica com o Método dos Elementos Finitos (MEF);
- d) Comparar resultados obtidos com métodos teóricos e semiempíricos de previsão de capacidade de carga e retroanalisar ensaios de prova de carga realizados no local.

1.5 Justificativa

A determinação de parâmetros de interface entre o solo e estaca visa possibilitar uma análise numérica sobre o comportamento de estruturas de fundação profunda, evidenciando a parcela de resistência advinda do atrito lateral e da resistência de ponta.

Tal análise poderá ser de grande importância para compreensão do fenômeno de transferência de carga através de fundações profundas, visto que a amostra de

soo provém de um local onde está sendo realizado um empreendimento com a mesma tipologia de infraestrutura. Foram realizados ensaios de prova de carga em estacas com dimensões reduzidas, que serão retroanalisados neste estudo, e dimensões reais que poderão ser objeto de estudos posteriores.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo visa expor conceitos e métodos pertinentes para o pleno desenvolvimento do estudo proposto neste trabalho. Esta revisão bibliográfica parte dos conceitos fundamentais a respeito de fundações profundas e seu comportamento, explora diferentes métodos de avaliação de capacidade de carga, descreve os ensaios realizados em campo e em laboratório para determinação de parâmetros relevantes e por fim apresenta a metodologia de análise do comportamento de fundações através de modelos numéricos.

2.1 Fundações profundas

A NBR 6122 (ABNT, 2022) que versa sobre Projeto e execução de fundações define fundações profundas como um elemento que transmite carga para o terreno pela resistência de ponta ou pela resistência de fuste, ou ainda, por uma combinação de ambas. Geometricamente deve possuir profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta ou pelo menos 3,0 m (ABNT, 2022). Resumidamente, diferencia-se da fundação superficial pelo seu mecanismo de ruptura de base, que não atinge a superfície do terreno (ABMS, 1998).

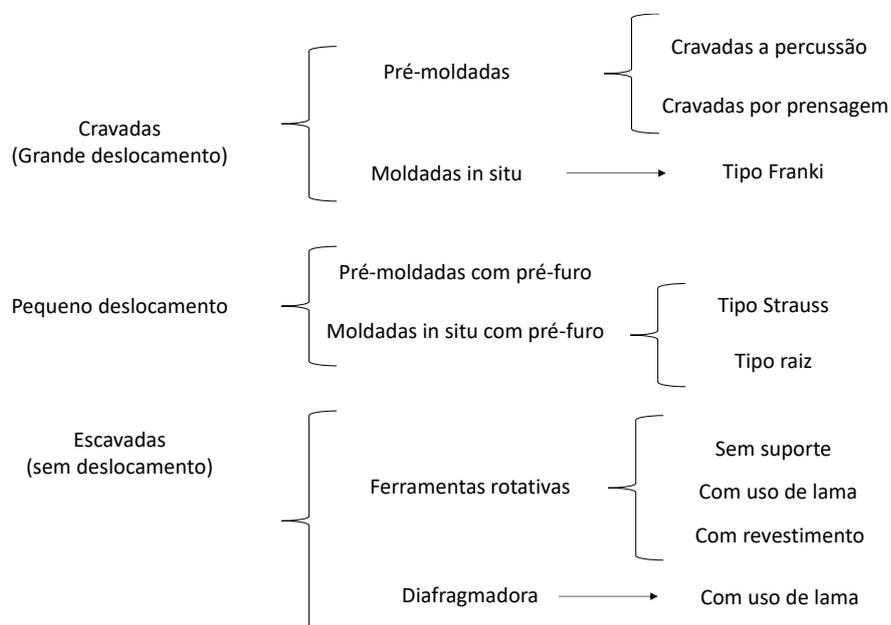
Dentro destes critérios se enquadram os tubulões e as estacas (objeto deste estudo). Estes dois elementos se diferenciam pelo processo executivo: as estacas são executadas inteiramente por equipamentos e os tubulões necessitam da descida de um operário, pelo menos na sua etapa final (ABNT, 2022).

A utilização de estacas para transferência de cargas ao solo em obras civis remonta à pré-história. Inicialmente, eram utilizadas estacas de madeira na construção de palafitas (STRAUB, 1964 apud VELLOSO; LOPES, 2002). Já os primeiros relatos de estacas em concreto armado referem-se ao final do século XIX na construção de usinas de vapor da empresa Babcock-Wilcox no estado norte americano da Geórgia (COSTET; SANGLERAT, 1969 apud VELLOSO; LOPES, 2002).

Atualmente, existe uma grande variedade de tipos de estacas para a execução de fundações. Além disso, é comum a introdução de novos tipos e técnicas devido a evolução contínua da engenharia (ABMS, 1998). Na Figura 1 são apresentados os

tipos mais comuns de estacas de concreto segundo seu método executivo e seu efeito no solo.

Figura 1 – Classificação de tipos de estacas de concreto pelo método executivo



Fonte: Adaptado ABMS (1998, p. 215).

Dentre tantos métodos disponíveis de fundação, a escolha do conceito (fundação profunda ou superficial) e do tipo a ser executado é definido através de diversos critérios que apresentam diferentes eficiências dependendo da tipologia adotada. Os principais critérios que devem ser considerados são: topografia da área; dados geológicos-geotécnicos; dados da estrutura a se construir; dados sobre construções vizinhas; custos de construção; prazo de execução (ABMS, 1998).

2.1.1 Estacas escavadas

O projeto analisado neste estudo de caso utiliza estacas escavadas que são definidas por Velloso e Lopes (2002, p. 41) como: “[...] estacas executadas fazendo-se uma perfuração no terreno, com retirada de material, a qual é, em seguida, cheia de concreto. Podem ou não ter base alargada.”.

Nessa categoria enquadram-se estacas tipo Franki, estacas tipo hélice contínua, estacas escavadas com lama bentonítica, estacas injetadas e as estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal (caso do estudo).

As estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal são bastante versáteis, podendo ser utilizada em estacas de pequenas profundidades ($h \leq 6$ m) até grandes profundidades ($h \leq 30$ m) dependendo dos equipamentos disponíveis para acoplamento das brocas. As principais vantagens deste método executivo são: grande mobilidade; ausência de vibrações; possibilidade de amostragem do solo; possibilidade de execução próximo às divisas. É importante destacar que seu emprego é restrito a perfurações realizadas em solos coesivos e sem presença de lençol freático (ABMS, 1998).

Na Fotografia 1 está ilustrado o equipamento utilizado para a execução de uma estaca com trado helicoidal mecanizado.

Fotografia 1: Equipamento utilizado



Fonte: ABMS (1998, p. 342).

2.1.2 Comportamento estaca isolada

Considerando os métodos estáticos, o comportamento de uma estaca isolada é de equilíbrio estático. A carga aplicada, advinda da estrutura, somada ao peso próprio da estaca está em equilíbrio com as reações, o somatório da reação de ponta e de fuste (VELLOSO; LOPES, 2002). Tal comportamento está demonstrado na Equação 1 e ilustrado na Figura 2.

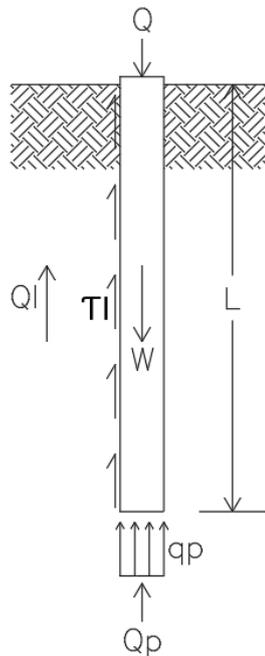
$$Q + W = Q_p + Q_l$$

Equação 1

Sendo:

 Q – Capacidade de carga total da estaca; W – Peso próprio da estaca; Q_p – Capacidade de carga da ponta ou base; Q_l – Capacidade de carga do fuste.

Figura 2 – Comportamento mecânico de estaca isolada



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 76).

De forma geral, pode-se desconsiderar o peso próprio da estaca devido a ordem de grandeza muito inferior às cargas aplicadas. Além disso, é possível detalhar as resistências finais em multiplicações das resistências unitárias com as áreas aplicadas (VELLOSO; LOPES, 2002). Tais modificações estão expressas na Equação 2.

$$Q = A_b * q_p + U * \sum \tau_l * \Delta l$$

Equação 2

Sendo:

Q – Capacidade de carga total da estaca;

A_b – Área de ponta ou base da estaca;

q_p – Resistência unitária de ponta;

U – Perímetro da estaca;

τ_l – Resistência lateral unitária;

Δl – Trecho de aplicação da τ_l .

2.2 Capacidade de carga axial de estacas isoladas

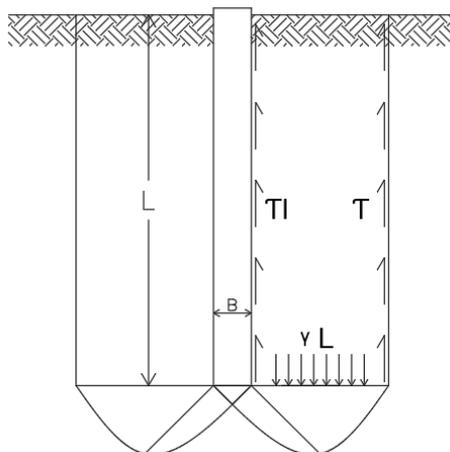
A capacidade de carga de uma estaca pode ser estimada de duas formas: processo direto e indireto. Os processos diretos se utilizam de métodos semiempíricos que correlacionam dados obtidos de ensaios “in situ”. Já os processos indiretos determinam a capacidade de carga através de formulação teórica com base em parâmetros geotécnicos obtidos em campo e/ou laboratório (ABMS, 1998).

2.2.1 Métodos teóricos

Para o cálculo da resistência de ponta existem diversas soluções, como as propostas por Terzaghi e Meyerhof, que são baseadas na Teoria da Plasticidade e serão descritas a seguir conforme apresentado por Velloso e Lopes (2002) no livro *Fundações: fundações profundas*.

Ambas as soluções consideram que a ruptura do solo da base não ocorreria sem o deslocamento do solo para cima e para os lados (VELLOSO; LOPES, 2002). Desta forma, Terzaghi considerou que o solo envolto pela estaca funcionaria como uma sobrecarga γL , como pode ser visto na Figura 3.

Figura 3 – Ruptura considerada por Terzaghi



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 79).

A partir disso, a resistência de ponta pode ser calculada conforme a Equação 3.

$$q_p = 1,2cN_c + \gamma L N_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad \text{Equação 3}$$

Sendo:

c – Coesão do solo;

γ – Peso específico do solo;

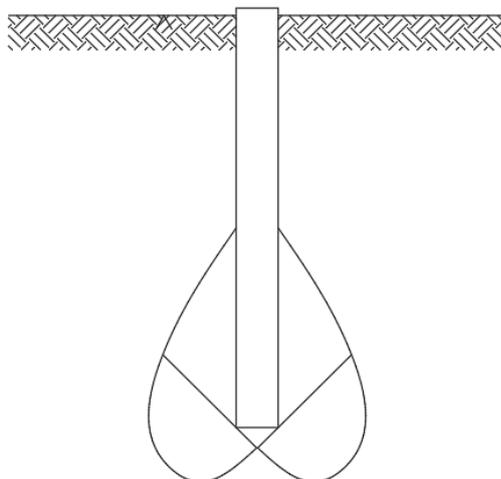
L – Comprimento da estaca;

B – Diâmetro da estaca;

N_c, N_q e N_γ – Fatores de capacidade de carga.

Meyerhof, por sua vez, considerou uma solução bastante similar, entretanto considerou uma ruptura capaz de transpassar o plano perpendicular a ponta da estaca. A ruptura pode ser observada na Figura 4 e sua solução na Equação 4.

Figura 4 – Ruptura considerada por Meyerhof



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 79).

$$q_p = cN_c + Ks\gamma LNq$$

Equação 4

Sendo:

c – Coesão do solo;

Ks – Coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta (0,5 para areias fofas e 1 para areias compactas);

γ – Peso específico do solo;

L – Comprimento da estaca;

N_c e N_q – Fatores de capacidade de carga.

Para determinação da segunda parcela da resistência de uma estaca, a resistência por atrito lateral, é considerado o comportamento da resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Este comportamento está detalhado na Equação 5.

$$\tau_l = Ca + \sigma h * \tan \delta$$

Equação 5

Sendo:

τ_l – Resistência lateral unitária;

Ca – Aderência entre estaca e solo;

σh – Tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura;

δ – Ângulo de atrito entre estaca e solo.

A determinação teórica desta parcela da resistência de uma fundação profunda foi abordada por diversos autores, mas será apresentada a abordagem proposta por Meyerhof. Em solos granulares, ele considera nula a parcela relativa à aderência entre estaca e solo e quantifica a σh através da Equação 6.

$$\sigma h = \frac{K_s * \gamma * L}{2 * \cos \delta} \quad \text{Equação 6}$$

Sendo:

K_s – Coeficiente de empuxo médio ao longo do fuste;

γ – Peso específico do solo;

L – Comprimento da estaca;

δ – Ângulo de atrito entre estaca e solo.

Desta forma, tem-se o atrito lateral em solos granulares como:

$$\tau l = \frac{K_s * \gamma * L}{2} * \tan \delta \quad \text{Equação 7}$$

Segundo VELLOSO; LOPES (2002), o valor de K_s pode ser determinado através de ensaios de penetração estática. Em solos argilosos, por sua vez, Meyerhof considera nulo o ângulo de atrito entre estaca e solo (δ) de forma que o atrito lateral venha apenas da aderência da estaca ao solo, como na Equação 8.

$$\tau l = C a \quad \text{Equação 8}$$

Sendo:

$C a$ – Aderência entre estaca e solo.

2.2.2 Métodos semiempíricos

Os métodos teóricos possuem fundamental importância para compreensão dos fenômenos, bem como dos parâmetros envolvidos e suas relações. Entretanto sua aplicabilidade é bastante restrita, pois a obtenção dos parâmetros do solo através de ensaios não é comumente realizada. Com o intuito de facilitar a obtenção de dados de capacidade de carga surgem as correlações com ensaios de campo como SPT (*Standart Penetration Test*) e o CPT (*Cone Penetration Test*) (ABMS, 1998).

Neste trabalho serão apresentados os métodos apresentados por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

O método do Aoki e Velloso foi apresentado pela primeira vez no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em 1975 e ele foi desenvolvido através de comparações de valores obtidos em provas de carga e em SPT (ABMS, 1998). A equação utilizada para determinação da resistência correlacionando com os resultados do ensaio de SPT está apresentada na Equação 9.

$$Q = A_p * \frac{k * N_p}{F_1} + \sum_{i=1}^n U * \Delta l_i * \frac{a_i * k_i * N_i}{F_2} \quad \text{Equação 9}$$

Sendo:

Q – Capacidade de carga total da estaca;

A_p – Área da ponta da estaca;

N_p – N_{spt} na cota de base da estaca;

U – Perímetro da estaca;

Δl_i – Espessura da camada “i”;

N_i – N_{spt} médio na camada “i”.

Os valores de “K” e “a” são relacionados na Tabela 1 e os valores de “F1” e “F2” na Tabela 2.

Tabela 1: Valores de “k” e “a”

Tipo de Solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia silto argilosa	7	2,4

Areia argilosa	6	3
Areia argilo siltosa	5	2,8
Silte	4	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo arenoso	2,5	3
Argila	2	6
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno siltosa	3	2,8
Argila siltosa	2,2	4
Argila silto arenosa	3,3	3

Fonte: Aoki e Velloso (1975, p. 371).

Tabela 2: Valores de “F1” e “F2”

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5

Fonte: Aoki e Velloso (1975, p. 373).

Já o método proposto por Décourt e Quaresma foi apresentado em 1978 no 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações e aperfeiçoado em estudos apresentados em 1982 e 1996. Assim como o método anteriormente citado visa estimar a capacidade de carga de uma estaca utilizando relações de resultados obtidos do ensaio de SPT. A resistência de ponta é calculada através da média entre os valores de N_{spt} na ponta e os valores obtidos imediatamente acima e abaixo dela.

$$q_p = N * C$$

Equação 10

Sendo:

C – Coeficiente que correlaciona a resistência de ponta com os valores de N_{spt} conforme o tipo de solo (Tabela 3);

N – Média entre os valores de N_{spt} medidos na ponta e imediatamente acima e abaixo.

Tabela 3: Valores de “C” conforme o tipo de solo

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argila	12
Silte argiloso	20

Silte arenoso	25
Areia	40

Fonte: Décourt e Quaresma (1978, p. 373).

A resistência lateral é calculada através da Equação 11.

$$\tau l = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad \text{Equação 11}$$

Sendo:

\bar{N} – Média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste da estaca, sem considerar os valores utilizados na resistência de ponta.

O cálculo final da capacidade de carga está apresentado na Equação 12.

$$Q = \alpha * q_p * A_p + \beta * \tau l * U * L \quad \text{Equação 12}$$

Sendo:

Q – Capacidade de carga total da estaca;

A_p – Área da ponta da estaca;

α – Fator de correção (Tabela 4);

U – Perímetro da estaca;

L – Comprimento da estaca;

β – Fator de correção (Tabela 5).

Tabela 4: Valores de “ α ” em função do tipo de solo e estaca

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1996, p. 373).

Tabela 5: Valores de “ β ” em função do tipo de solo e estaca

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areia	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996, p. 373).

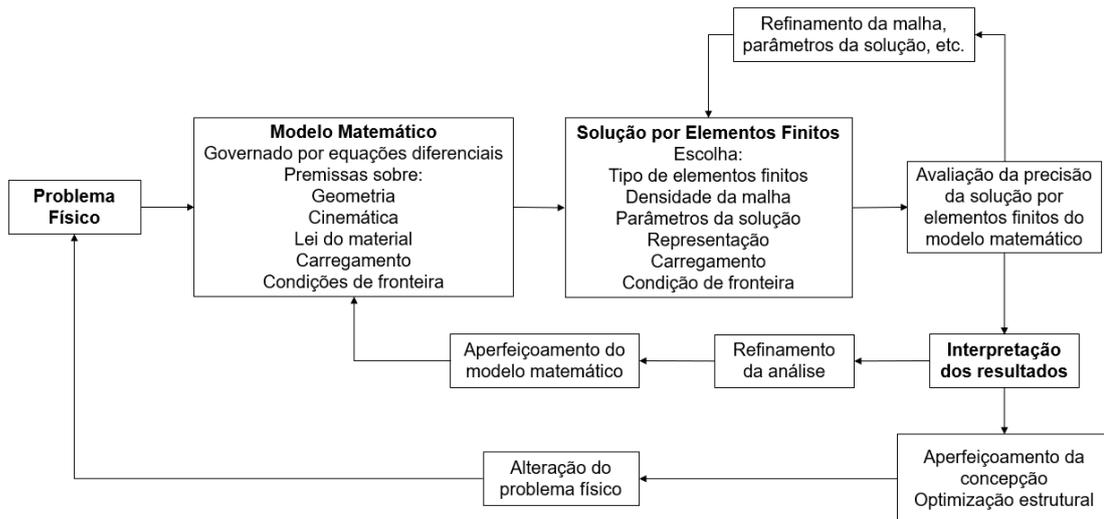
2.2.3 Método de elementos finitos (MEF)

Segundo Amorim (2016), os engenheiros geotécnicos, cada vez mais, mostram preocupação em complementar as análises teóricas de problemas geotécnicos com ferramentas experimentais e simulações numéricas. Destaca ainda, que as simulações numéricas possibilitam o desenvolvimento de sensibilidade e aumento do sentido físico de ações que se desenvolvem no subsolo.

A grande quantidade de *softwares* comerciais já existentes associado ao aumento de ferramentas na área ampliam os problemas geotécnicos que podem ser avaliados através de métodos de elementos finitos (AMORIM, 2016).

Segundo Gonçalves (2009), a primeira etapa para aplicação do MEF é a identificação dos fatores que influenciam diretamente o problema analisado. A identificação destes princípios físicos e das variáveis dependentes e independentes do fenômeno resulta em um conjunto de equações diferenciais que constituem o Modelo Matemático. O segundo passo, por sua vez, consiste na obtenção da solução do Modelo Matemático utilizando métodos numéricos. Na Figura 5 está apresentado um esquema genérico de resolução de um problema com a utilização de MEF.

Figura 5: Esquema de resolução de problema com MEF



Fonte: Adaptado de Gonçalves (2009, p. 7).

Pode-se dizer que este método não possui limitações e seu nível de precisão está diretamente relacionado com a capacidade do modelo em reproduzir o comportamento real do fenômeno em análise e a correta definição das condições existentes nas interfaces dos materiais envolvidos (GONÇALVES, 2009).

2.3 Prova de carga estática

Provas de carga estáticas são realizadas em fundações profundas (estacas ou tubulões) basicamente por três motivos: verificar capacidade de carga prevista em projeto, averiguar a compatibilidade do recalque previsto com o estimado em projeto e definir a carga de serviço em casos em que não foi possível fazer previsão do comportamento da fundação (VELLOSO; LOPES, 2002).

Além disso, a NBR 6122 (ABNT, 2022) permite redução do fator de segurança utilizado caso haja controle por provas de carga de amostragem de pelo menos 1% do número total estacas.

Mesmo que não haja a intenção de reduzir o fator de segurança, recomenda-se que obras com mais de 200 estacas tenham, pelo menos, uma prova de carga (VELLOSO; LOPES, 2002).

2.3.1 Procedimento NBR 16903

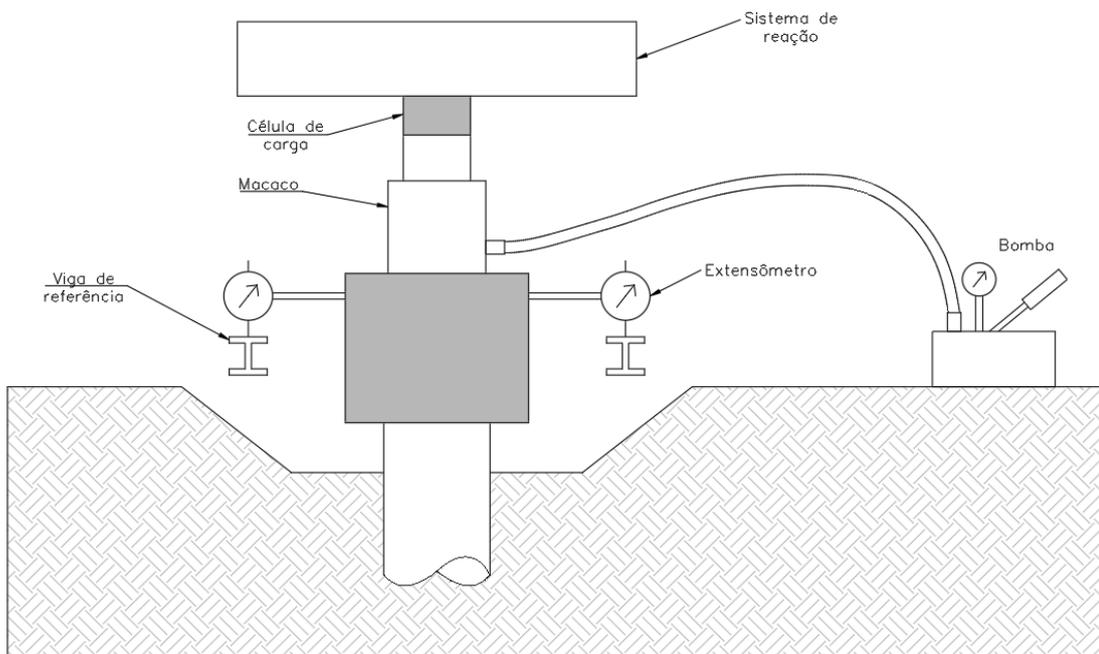
O ensaio consiste na aplicação de esforços na fundação e o registro dos deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser de tração, compressão ou flexo compressão e a direção de aplicação também pode ser variável.

Este ensaio necessita do seguinte conjunto para sua realização:

- Medidor de força (célula de carga ou manômetro);
- Deflectômetro;
- Sistema de aplicação de carga;
- Sistema de reação;
- Vigas de referência de recalque;

Um esquema do conjunto utilizado para provas de carga a compressão está apresentado na Figura 6. Já na Fotografia 2 está demonstrado um ensaio realizado no empreendimento analisado neste estudo.

Figura 6: Esquema de montagem de ensaio de prova de carga à compressão



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 343).

Fotografia 2: Ensaio realizado na obra estudada



Fonte: Registrada pelo autor.

O procedimento de carregamento pode ser realizado de 4 formas:

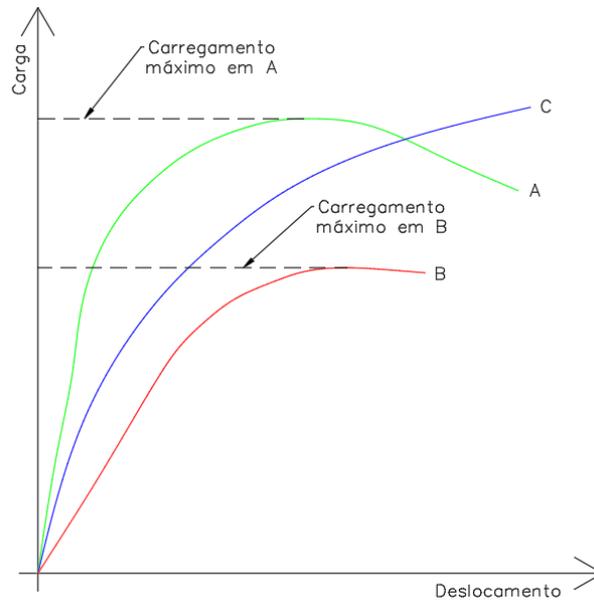
- Lento (PCE);
- Rápido (PCR);
- Misto (PCM);
- Cíclico, lento (PCCL) ou rápido (PCCR).

Sendo que o ensaio com incremento de carga lenta é o que melhor se aproxima da utilização de fundações em obras correntes, como: edifícios, casas, tanques e silos (VELLOSO; LOPES, 2002).

2.3.2 Curva carga-recalque

A Figura 7 apresenta três comportamentos típicos encontrados em curvas carga-recalque de estacas escavadas. As curvas representadas pelas letras A e B definem claramente o carregamento máximo das estacas analisadas. Por sua vez, a curva representada pela letra C não apresenta uma ruptura bem definida (KULHAWY, 2004 apud SESTREM, 2018).

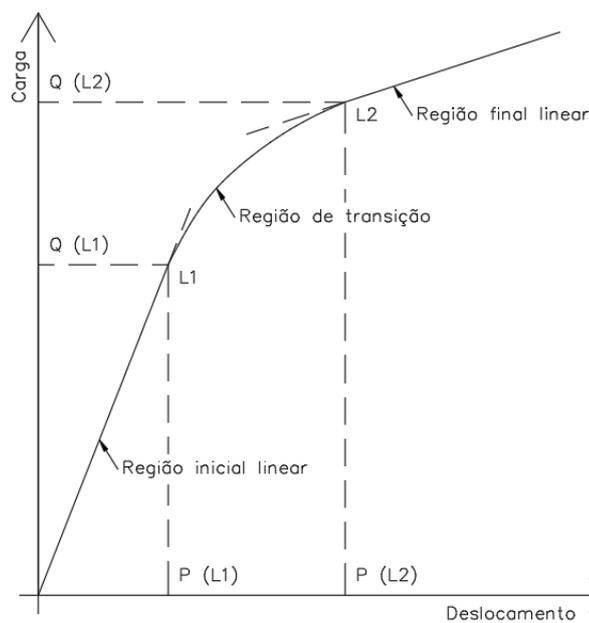
Figura 7: Comportamento curva carga-recalque



Fonte: Adaptado de Kulhawy (2004) apud Sestrem (2018).

Ainda segundo (KULHAWY, 2004 apud SESTREM, 2018), as curvas carga-recalque de ensaios de compressão ou tração podem ser divididas em três regiões de comportamentos similares (Figura 8): linear inicial, região de transição e linear final.

Figura 8: Regiões curva carga-recalque



Fonte: Adaptado de Kulhawy (2004) apud Sestrem (2018).

2.3.3 Interpretação da curva carga-recalque

A interpretação da curva carga-recalque para obtenção da carga admissível de uma estaca ainda é considerada uma questão controversa. Existem diversos critérios para interpretação desta curva, sendo agrupados por Velloso e Lopes (2002) em quatro grupos:

- Baseado em um valor absoluto do recalque;
- Baseado na aplicação de uma regra geométrica à curva;
- Baseado na busca de uma assíntota vertical à curva;
- Caracteriza a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca ou tubulão acrescido de uma porcentagem do diâmetro da base.

As normas brasileiras baseiam-se no último critério apresentado, com procedimento descrito no item “2.3.4 Método NBR 6122”.

2.3.4 Método NBR 6122

A NBR 6122 (ABNT, 2022) propõe, no item 8.2.1.1, uma metodologia de extrapolação da curva carga-recalque para casos em que a estaca ou tubulão não apresentem uma ruptura nítida durante uma prova de carga realizada conforme NBR 16903 (ABNT, 2020). O método utiliza a equação de uma reta, obtida através da Equação 13. Esta reta intercepta a curva carga-recalque extrapolada no ponto que a abcissa representa a carga de ruptura, o procedimento pode ser visto na Figura 9.

$$\Delta r = \frac{Pr * L}{A * E} + \frac{D}{30} \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

Δr – Recalque de ruptura;

Pr – Carga de ruptura;

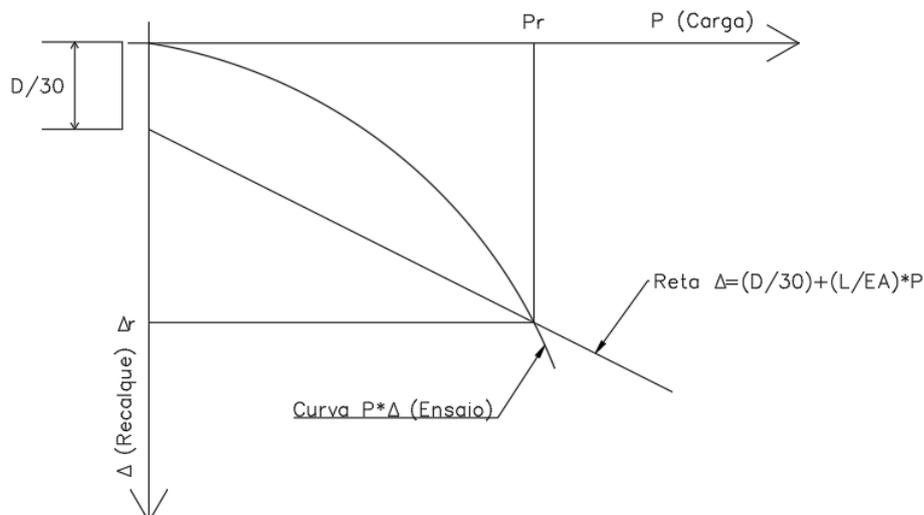
L – Comprimento da estaca;

A – Área da seção transversal da estaca;

E – Módulo de elasticidade da estaca;

D – Diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca.

Figura 9: Carga de ruptura – NBR 6122



Fonte: Adaptado de ABNT (2022, p. 27).

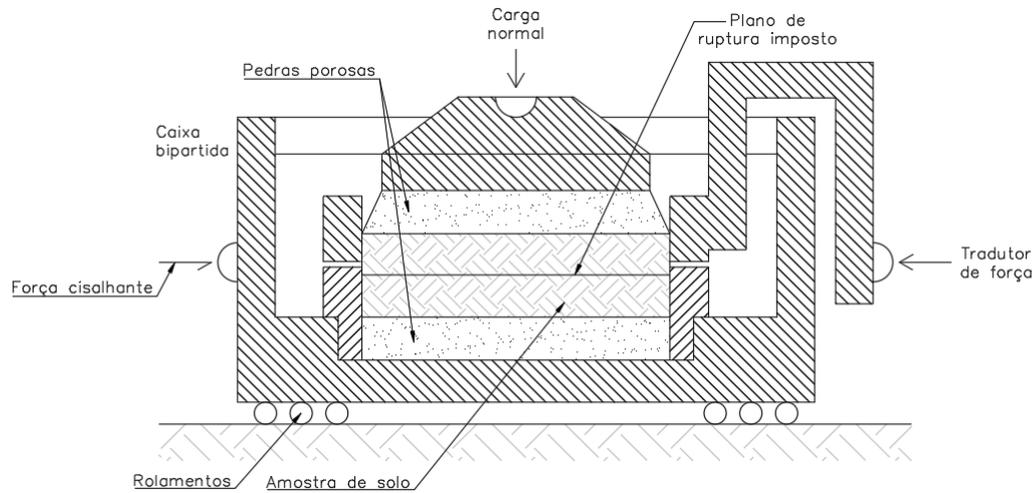
2.4 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi utilizado pela primeira vez em 1776 e permanece sendo uma técnica bastante difundida para determinação dos parâmetros de resistência do solo (ORTIGÃO, 2007). Sua larga utilização, deve-se ao fato que o ensaio de cisalhamento direto é um ensaio simples, barato e com resultados confiáveis quando analisado um solo drenado (HEAD, 1982).

O ensaio permite o estudo da resistência de um único plano de ruptura imposto pela metodologia do ensaio. A amostra analisada é colocada em uma caixa bipartida onde é aplicada uma força normal (N) e na sequência aplica-se uma força tangencial (T). A resultante das forças provoca um deslocamento relativo entre as duas caixas até a ruptura da amostra de solo. Um detalhe da caixa de cisalhamento direto está apresentado na Figura 10. (ORTIGÃO, 2007).

Durante o ensaio, verifica-se a tensão cisalhante através do deslocamento horizontal, permitindo verificar as tensões de ruptura e tensão residual (resistência do solo após ruptura). Também se verifica a deformação vertical do corpo de prova em função do deslocamento horizontal, permitindo o controle da variação volumétrica da amostra durante o ensaio (FONSECA, 2019).

Figura 10: Detalhe da caixa de cisalhamento direto



Fonte: Adaptado de Ortigão (2007, p. 225).

2.4.1 Aplicação

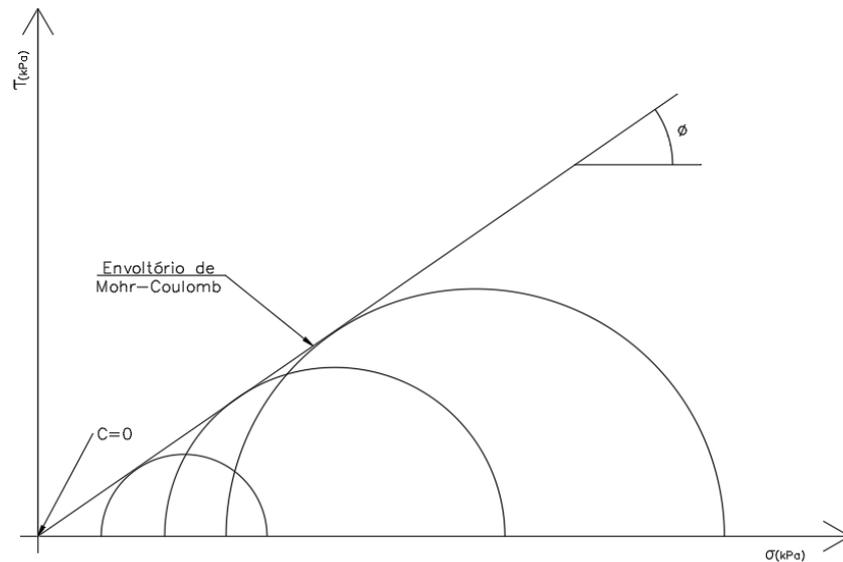
O ensaio de cisalhamento direto é utilizado para determinação dos valores da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e assim determinar parâmetros relativos ao solo amostrado como coesão e ângulo de atrito interno (DAROLD, 2018).

Entretanto o ensaio apresenta limitações, como a falta de controle das condições de drenagem. A não medição das poropressões faz necessária a execução do ensaio de forma a mantê-las nulas. Deve-se então garantir que o ensaio tenha condição drenada.

2.4.2 Critério de ruptura Mohr-Coulomb

Os critérios de ruptura que melhor exemplificam o comportamento dos solos são o de Mohr e de Coulomb. As envoltórias de ruptura (Figura 11) podem ser encontradas através da tensão normal e cisalhante aplicada ao solo. Elas consistem em retas tangentes aos círculos de Mohr nos pontos de tensão de ruptura para, no mínimo, três diferentes estados de tensão (PINTO, 2000).

Figura 11: Exemplo de envoltória de ruptura Mohr-Coulomb



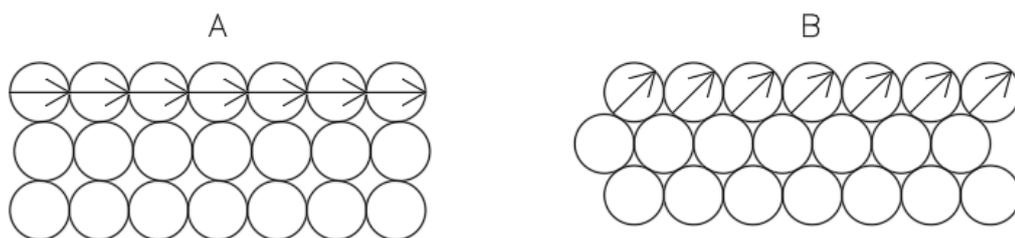
Fonte: Adaptado de Ortigão (2007, p. 234).

Através de ensaios de cisalhamento direto não são obtidos os círculos de Mohr-Coulomb na ruptura, entretanto são conhecidos os valores de tensão normal e cisalhante na ruptura, o que permite diretamente o traçado da envoltória de ruptura.

2.4.3 Comportamento

Diferentes tipos de solo apresentam comportamentos igualmente diferentes quando submetidos ao ensaio de cisalhamento direto. Tais diferenças no comportamento se devem principalmente a forma como ocorre a ruptura dos solos. Pode-se dividir o comportamento em dois grupos: solos fofos e solos densos. Solos com baixo peso específico normalmente são menos densos ou fofos e solos com peso específico mais alto são mais densos. O arranjo das partículas em cada um dos casos pode ser observado na Figura 12 (BUDHU, 2013).

Figura 12: Arranjo das partículas em solos fofos e solos densos



Fonte: Adaptado de Budhu (2013, p. 271).

Em solos fofos as partículas ficam organizadas uma sobre as outras, como mostrado no lado esquerdo da figura acima. Em solos densos, por sua vez, as partículas ficam intercaladas, como mostrado no lado direito da Figura 12.

Tais configurações produzem comportamentos específicos: as partículas dos solos fofos se deslocam na horizontal mobilizando apenas a resistência entre os grãos, enquanto a forma intercalada dos solos densos produz um deslocamento para cima, este por sua vez gera um trabalho adicional relativo ao deslocamento ascensional das partículas mobilizadas. Por estes motivos, nos solos densos ocorre a expansão volumétrica ou dilatação durante o cisalhamento (BUDHU, 2013).

De forma geral, os solos fofos são compostos por areias fofas e argilas não consolidadas e os solos densos por areias densas e argilas consolidadas.

2.5 Interface Solo x Estaca

Em análises realizadas com MEF é de extrema importância dados de interface entre o solo e estaca. O *software* utilizado para a análise (Rocscience RS2 versão 9.0 de 2019) permite a utilização de elementos de interface (Joint), que simulam o funcionamento da interface através da utilização de barras rígidas e molas que interligam as malhas dos diferentes materiais.

Esses elementos são utilizados para simular a interface entre a estaca e o solo. Os coeficientes das molas devem ser introduzidos como dados de entrada, sendo eles o “Kn” e o “Ks”.

2.5.1 Rigidez normal Kn

Representa a rigidez normal e é calculado teoricamente através da Equação 14.

$$Kn = \frac{Eo}{h} \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

Eo – Módulo de elasticidade longitudinal;

h – Espessura da junta entre a estaca e o solo;

2.5.2 Cisalhamento Interface Ks

Representa o coeficiente de interface e é calculado teoricamente através da Equação 15.

$$K_s = \frac{G_0}{h} \quad \text{Equação 15}$$

Sendo:

G_0 – Módulo de elasticidade transversal;

h – Espessura da junta entre a estaca e o solo;

2.5.3 Critério de ruptura Mohr-Coulomb

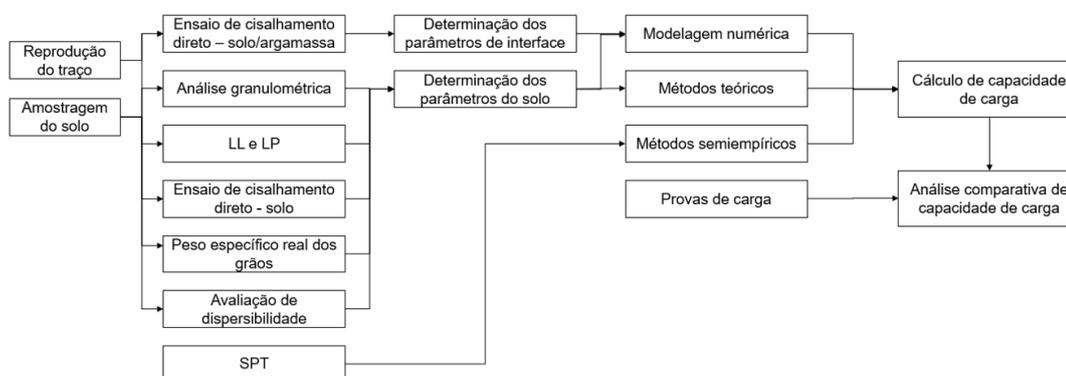
Para as análises também são necessários os parâmetros de ruptura, que regem o deslizamento entre os elementos. Considerando o critério de Mohr-Coulomb, os parâmetros de entrada são: o ângulo de atrito interno (φ) e o intercepto coesivo (c').

3 METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentadas as metodologias que foram empregadas no desenvolvimento dos estudos propostos neste trabalho. Conforme já apresentado nos primeiros capítulos, este estudo propõe uma análise da capacidade de carga de estacas.

Para tanto foi realizada uma campanha de ensaios no laboratório de mecânica dos solos do campus de São Leopoldo da Unisinos a título de caracterização do solo, bem como experimentos com ensaios de cisalhamento direto na interface solo x argamassa em corpos de prova moldados metade solo e metade argamassa de forma a simular a interface real entre o solo e estaca. Os resultados encontrados possibilitaram a elaborações de análises numéricas. Posteriormente, as análises foram comparadas com cálculos de capacidade de carga obtidos através de métodos teóricos, semiempíricos e com os resultados de provas de carga realizados no local. A metodologia do estudo está apresentada na Figura 13.

Figura 13: Fluxograma metodológico.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1 Área de estudo

Neste trabalho, utilizou-se uma amostra indeformada de solo conforme o procedimento descrito na NBR 9604 (ABNT, 2016). Esta amostra foi retirada dentro do terreno de um empreendimento que será descrito nos próximos itens.

O empreendimento que está sendo executado consiste em uma torre de 34 pavimentos, com uso exclusivamente comercial. No entorno da torre será executado

um edifício de dois pavimentos, contendo lojas e vagas de garagem. Ao todo o empreendimento contém uma área total construída de 21.414,92 m².

3.1.1 Localização

O empreendimento se localiza na cidade de Novo Hamburgo, no estado do Rio Grande do Sul. O terreno apresentado na Figura 14 tem como limites a Av. Dr. Maurício Cardoso, a Rua Araponga e a Rua Araguaia. As coordenadas geográficas do local de estudo, de acordo com sistema de projeção UTM, são aproximadamente: 488.552 m Leste e 6.716.470 m Sul.

Figura 14: Localização do empreendimento



Fonte: Google Earth.

3.1.2 Geologia local

O empreendimento em questão tem sua localização contemplada na Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo na folha “SH22_Porto_Alegre”. A Figura 15 apresenta o mapa litoestratigráfico do local do empreendimento e onde foi coletada a amostra analisada neste estudo.

Figura 15: Caracterização Litoestratigráfica



Fonte: Ramgrab *et al.* (2014).

Observa-se que o local se encontra na região denominada P3T1p, tal área representa a Formação Pirambóia, e as regiões limítrofes são denominadas de Q12ec, sigla que representa Depósitos eluviais e coluviais (RAMGRAB *et al.*, 2014).

- Depósitos eluviais e coluviais: estes depósitos são resultado de processos deposicionais gravitacionais. Caracterizam-se por apresentar sedimentos muito pobremente selecionados, constituídos por areias conglomeráticas, areias siltico-argilosas de cores avermelhadas, inconsolidadas, seixos, blocos e matacões de arenitos e basalto (CHARÃO *et al.*, 2007).
- Formação Pirambóia: formada predominantemente por litologias arenosas, friáveis e espessas com uma quantidade reduzida de afloramentos bem preservados. São encontrados arenitos médios a finos (Fotografia 3), siltosos, brancos, avermelhados e arroxeados, com estratificações cruzadas acanaladas de baixo ângulo e sigmoidais e estratificações cruzadas planares e laminações plano-paralelas (CHARÃO *et al.*, 2007).

Fotografia 3: Exposição de arenito da Formação Pirambóia



Fonte: Charão *et al.* (2007).

3.2 Amostragem do solo

Foi utilizada uma amostra indeformada retirada conforme as indicações da NBR 9820 (ABNT, 1986). A amostra cúbica com arestas de aproximadamente 25 cm foi retirada e imediatamente envolta em plástico filme a fim de manter as condições originais. Posteriormente, ainda ocorreu a cobertura de toda a amostra com parafina para manter as condições até o início da campanha de ensaios, conforme apresentado na Fotografia 4.

Fotografia 4: Amostra indeformada



Fonte: Registrada pelo autor.

3.3 Estudos progressos executados no local

Neste item serão abordados os resultados de ensaios obtidos pela FGS Geotecnia (2019). Estes ensaios foram executados no laboratório de Geotecnia Lactec. O estudo contemplou ensaios de caracterização do solo, incluindo peso específico real dos grãos, análise granulométrica e determinação dos limites de Atterberg. Realizou-se também ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova na condição inundada.

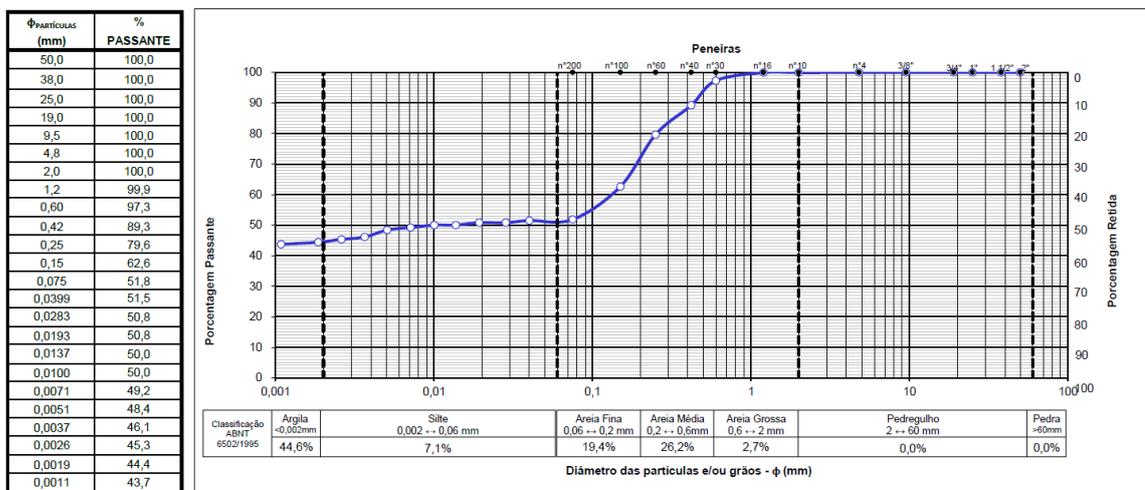
3.3.1 Peso específico real dos grãos

O ensaio para definição do peso específico real dos grãos executado de acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016) chegou ao valor médio de 26,8 kN/m³ para o solo coletado.

3.3.2 Análise granulométrica

O ensaio de análise granulométrica foi realizado conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016), realizada pela combinação da sedimentação e do peneiramento fino. Os resultados encontrados estão apresentados Gráfico 1.

Gráfico 1: Curva granulométrica - FGS



Fonte: FGS Geotecnia (2019).

3.3.3 Limites de Atterberg

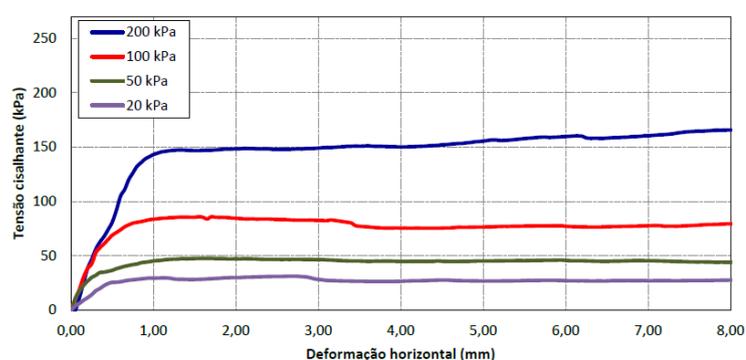
O ensaio para determinação do limite de liquidez foi realizado conforme a NBR 6459 (ABNT, 2017) e o ensaio para determinação do limite plasticidade foi realizado através do procedimento descrito na NBR 7180 (ABNT, 2016). Foi determinado que o solo possui limite de liquidez de 48% e não apresentou plasticidade.

3.3.4 Cisalhamento direto

Em seguida são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto obtido pela FGS Geotecnia (2019). As tensões normais utilizadas nos ensaios de cisalhamento foram de 20 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, a velocidade dos ensaios foi calculada a partir da curva de adensamento da maior tensão de ensaio, sendo definida como 0,05 mm/min.

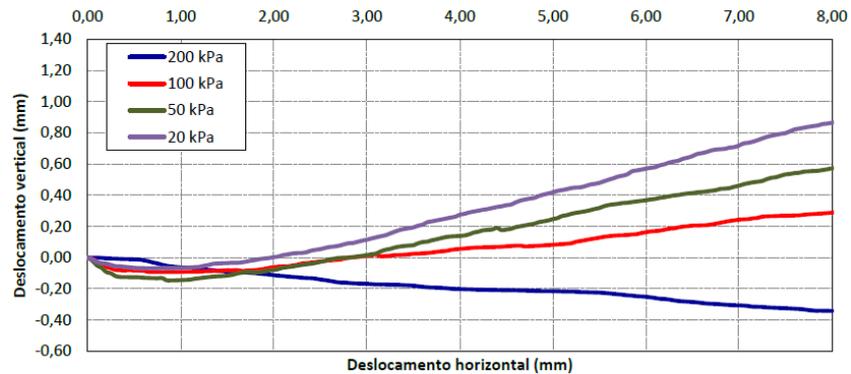
O Gráfico 2 e o Gráfico 3 apresentam os dados obtidos no ensaio de cisalhamento direto da amostra ensaiada. Observa-se que nenhuma das tensões normais ensaiadas apresentou picos evidentes de tensões cisalhantes, mas uma elevação da tensão até sua estabilização. Os valores de tensões cisalhantes máximas observadas no ensaio, para as tensões normais de 20 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, foram, respectivamente, 31,20 kPa, 47,66 kPa, 85,88 kPa e 165,75 kPa.

Gráfico 2: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal - FGS



Fonte: FGS Geotecnia (2019).

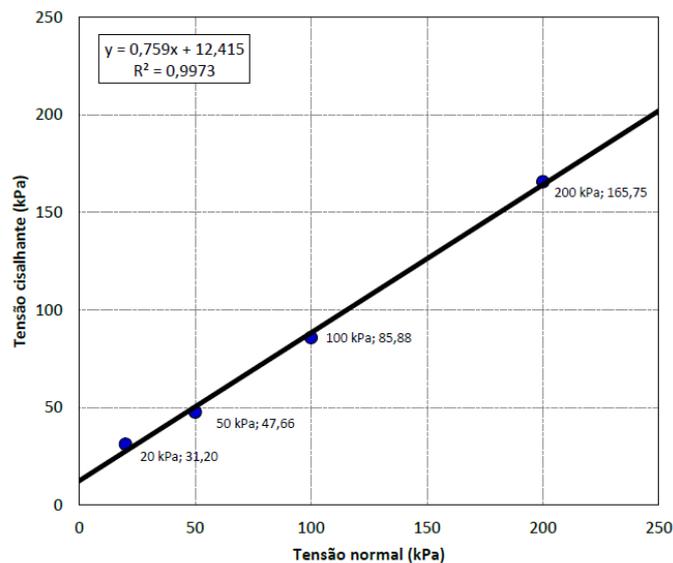
Gráfico 3: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal - FGS



Fonte: FGS Geotecnia (2019).

O Gráfico 4 apresenta a envoltória de ruptura obtida para os ensaios de cisalhamento direto da amostra na condição inundada onde foram definidos os parâmetros de resistência, sendo eles, intercepto coesivo (c') = 12,4 kPa e ângulo de atrito interno (ϕ) = 37,2°.

Gráfico 4: Envoltória de ruptura – FGS



Fonte: FGS Geotecnia (2019).

3.4 Caracterização do solo

Os itens a seguir especificam os ensaios que foram realizados para a caracterização do solo analisado.

3.4.1 Peso específico real dos grãos

A determinação do peso específico real dos grãos seguiu o procedimento orientado pela NBR 6458 (ABNT, 2016).

3.4.2 Análise granulométrica

O ensaio da análise granulométrica é utilizado para a determinação da curva granulométrica do solo. Neste ensaio foi utilizado o método de análise granulométrica normatizado pela NBR 7181 (ABNT, 2016), realizada pela combinação da sedimentação e de peneiramento fino.

3.4.3 Limite de liquidez

O ensaio do limite de liquidez é realizado para determinação do teor de umidade necessário para que o solo se comporte como um líquido, realizou-se conforme a NBR 6459 (ABNT, 2017).

3.4.4 Limite de plasticidade

O ensaio do limite plasticidade foi realizado para determinar o teor de umidade necessário para que o solo passe do estado sólido para o estado semissólido, assim perdendo a capacidade de ser facilmente moldado, se tornando quebradiço, esse ensaio é normatizado pela NBR 7180 (ABNT, 2016).

3.4.5 Avaliação de dispersibilidade

Esta avaliação foi realizada através do ensaio do torrão (*crumb test*), que é normatizado pela NBR 13601 (ABNT, 1996). Este ensaio é analisado através de observações visuais em torrões do material imersos em água destilada e conforme seu comportamento o solo é classificado como dispersivo ou não-dispersivo.

3.5 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados a partir da normativa britânica BS EN ISO 17892-10 (BSi, 2019), pois o ensaio não possui uma normatização brasileira. Esse ensaio determina a resistência ao cisalhamento do solo, a partir da realização de no mínimo três ensaios com tensões normais distintas, avaliando a maior tensão cisalhante para cada uma das tensões normais. Com os dados coletados foi possível a elaboração das envoltórias de ruptura, pelo princípio Mohr-Coulomb. A realização desse ensaio é feita no equipamento de cisalhamento direto.

Para todas as amostras de solo x estaca e solo remoldadas foram realizados pelo menos quatro ensaios de cisalhamento direto, para obtenção da envoltória de resistência ao cisalhamento e para as amostras de solo indeformado pelo menos três ensaios. As tensões normais utilizadas foram de 200 KPa, 100 KPa, 50 KPa e 25 KPa. Sendo a última desconsiderada nas amostras de solo indeformado.

3.6 Moldagem dos corpos de prova

Para os ensaios de cisalhamento direto foram remoldados os corpos de prova de solo x argamassa devido à dificuldade na obtenção de amostras indeformadas com metade da altura da amostra convencional. Desta forma foram produzidos 12 corpos de 5 cm x 5 cm x 2 cm com metade solo e metade argamassa e outros 4 corpos de prova com as mesmas dimensões apenas com solo, para posterior comparação com os resultados das amostras indeformadas.

Para a moldagem utilizou-se 76,65 g de solo seco com umidade menor que 0,5% e passante na peneira #10 e 13,98 g de água. Esses valores foram obtidos considerando um grau de saturação de 60%, índice de vazios de 87%, ambos próximos ao encontrado no solo natural.

Inicialmente, determinou-se o peso específico aparente seco através da Equação 16.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

Equação 16

Sendo:

γ_d – Peso específico real dos grãos;

γ_s – Peso específico aparente seco;

e – Índice de vazios;

Com o peso específico aparente seco foi possível então determinar o peso do solo seco que deveria ser colocado na forma.

$$P_s = V_t * \gamma_d$$

Equação 17

Sendo:

γ_d – Peso específico real dos grãos;

P_s – Peso do solo seco;

V_t – Volume total da forma;

Para determinação do volume de água a ser adicionado para obtenção da saturação de 60%, utilizou-se a equação a seguir:

$$V_w = \frac{0,8 * P_s * e}{\gamma_d}$$

Equação 18

Sendo:

γ_d – Peso específico real dos grãos;

P_s – Peso do solo seco;

V_w – Volume de água;

e – Índice de vazios;

As amostras foram moldadas de forma individual, com o cuidado de o volume calculado ocupar exatamente o espaço da forma. Destaca-se que as amostras com metade argamassa receberam o mesmo procedimento, porém para metade da altura.

3.7 Argamassa utilizada

Com o objetivo de reproduzir fielmente as condições encontradas em campo foi reproduzida a argamassa conforme traço utilizado na execução das estacas

protótipo, com exceção do agregado graúdo que foi retirado da mistura. Na Tabela 6 estão apresentados os materiais e suas respectivas dosagens.

Tabela 6: Traço utilizado

Material utilizado		Dosagem
Descrição	Tipo	(kg/m ³)
Cimento	CP II-F-40	269
Adição	Pozolana	43
Areia	Areia média	806
Água	-	187
Aditivo	Muraplast FK 93	2,31

Fonte: Elaborada pelo autor.

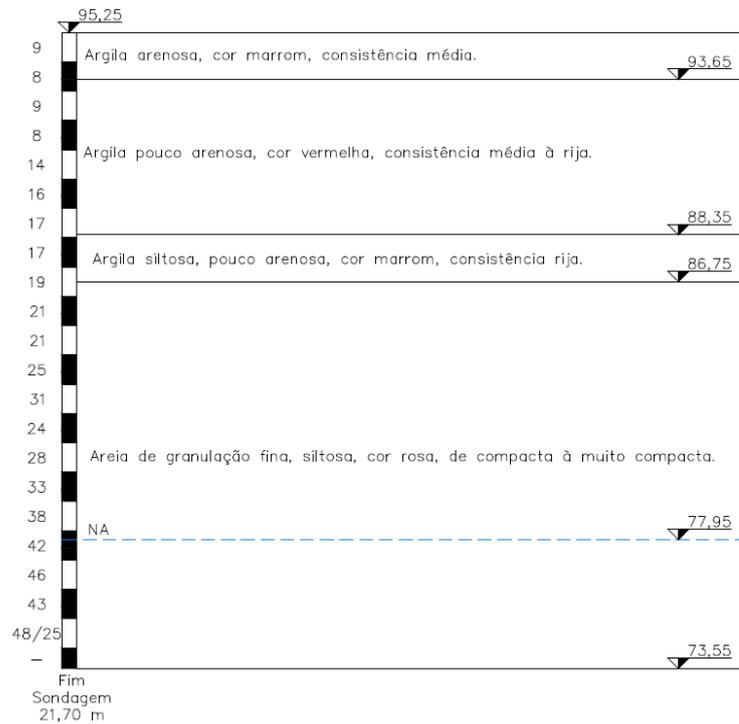
Para análise da resistência da argamassa foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 5 cm e 10 cm de altura. Eles foram rompidos com 7, 14, 21 e 35 dias, sendo 3 CPs por idade.

3.8 Cálculo da capacidade de carga das estacas

Após a realização dos ensaios de laboratório descritos neste capítulo, foi possível obter os parâmetros necessários para determinação da capacidade de carga utilizando os métodos teóricos de Terzaghi e Meyerhof.

Já para determinação da capacidade de carga através dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma foi utilizado o ensaio de SPT apresentado na Figura 16.

Figura 16: Perfil geotécnico



Fonte: Adaptado de FGS Geotecnia (2019).

3.8.1 Parâmetros utilizados na análise numérica

Os principais parâmetros utilizados nas análises numéricas são o módulo de elasticidade longitudinal (E), o ângulo de atrito interno (φ), intercepto coesivo (c') e o coeficiente de empuxo em repouso (K_0). Além destes, são necessários parâmetros dos elementos de junta que compõe o modelo. Sendo eles o “Kn” e o “Ks”, que representam a rigidez normal e de cisalhamento do elemento de interface, respectivamente. Também são necessários os parâmetros de ruptura que regem o deslizamento entre os elementos, sendo eles o ângulo de atrito interno (φ) e o intercepto coesivo (c').

Considerando que foram realizados ensaios de cisalhamento direto no solo próximo à estaca, Noonan e Nixon (1972) propõe um método de determinação do módulo de elasticidade através de dados obtidos por meio do ensaio citado. Utiliza-se a Equação 19 que considera um regime perfeitamente elástico durante o ensaio.

$$E = \frac{T}{k * \delta}$$

Equação 19

Sendo:

E – Módulo de elasticidade longitudinal;

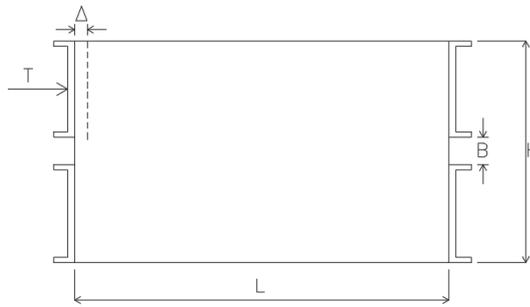
T – Força cisalhante por unidade de largura;

k – Coeficiente de forma;

δ – Deslocamento lateral;

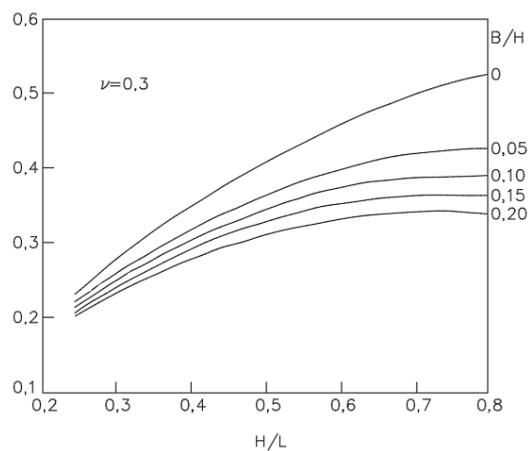
Existem diagramas para determinação do coeficiente de forma (k) relacionando as dimensões B , H e L (Figura 17). Ainda é necessário a adoção de um coeficiente de Poisson de 0,2, 0,3 ou 0,45 para a utilização do correto diagrama.

Figura 17: Amostra sujeita ao ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Adaptado de Noonan e Nixon (1972).

Figura 18: Coeficiente de forma “ k ” – Coeficiente de Poisson = 0,3



Fonte: Adaptado de Noonan e Nixon (1972).

Para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo foram utilizados os dados obtidos diretamente do ensaio de cisalhamento direto realizado. O coeficiente de empuxo em repouso foi determinado através da fórmula proposta (JAKY, 1948).

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

Equação 20

Sendo:

K_0 – Coeficiente de empuxo em repouso;

φ – Ângulo de atrito interno do material;

Os parâmetros de interface “Kn” e “Ks” foram obtidos com a análise dos resultados das provas de carga que isolaram as resistências de ponta e fuste.

3.8.2 Modelo de cálculo

Baseado no modelo de cálculo realizado por Matté (2019), utilizou-se um modelo de cálculo axissimétrico. Este tipo de modelo representa um modelo tridimensional, apesar de se tratar de um modelo bidimensional.

Foram utilizados elementos triangulares de seis nós, com dimensão máxima de 1 m nas camadas de solo. Na estaca por sua vez, utilizou-se uma malha mais refinada, com no máximo 0,15 m.

3.8.3 Estágios de carga

O modelo foi analisado com a aplicação de 6 estágios de carga no topo da estaca: 10 tf, 20 tf, 30 tf, 40 tf, 50 tf e 60 tf. Tais cargas são compatíveis com os valores encontrados nas provas de carga posteriormente apresentadas.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo os resultados do programa experimental serão apresentados a partir de gráficos e tabelas.

4.1 Caracterização do solo

4.1.1 Determinação do teor de umidade natural

Logo após a abertura da amostra indeformada, retirou-se pequenas quantidades de solo e colocadas em três cápsulas numeradas e pesadas separadamente com e sem solo úmido. Após uma semana em estufa elétrica com temperatura controlada, foram novamente pesadas agora com o solo seco. A partir destas informações foram calculadas três umidades (ω) e considerou-se o valor médio de 19,06%.

Tabela 7: Peso específico real dos grãos para o solo

Cápsula	114	284	125
Cápsula + solo úmido (g)	20,98	19,39	18,57
Cápsula + solo seco (g)	18,96	17,53	16,82
Água (g)	2,02	1,86	1,75
Peso da cápsula (g)	8,33	7,72	7,63
Solo Seco (g)	10,53	9,81	9,19
Umidade (ω) (%)	19,18	18,96	19,04
Umidade média (ω) (%)		19,06	

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.1.2 Peso específico real dos grãos

Os resultados obtidos para a determinação do peso específico real dos grãos estão apresentados na Tabela 8, o ensaio foi realizado conforme a norma NBR 6508 (ABNT, 1984), conforme mencionado na metodologia desse trabalho.

Tabela 8: Peso específico real dos grãos para o solo

Temperatura da água (°C)	19,8
Picnômetro + água (g)	627,57
Picnômetro + água + solo (g)	660,18
Solo Seco (g)	50,00
Peso específico da água (kN/m ³)	9,9827
Peso específico real dos grãos (kN/m ³)	28,7189

Fonte: Elaborada pelo autor.

O peso específico real dos grãos (γ_s) de 28,7189 kN/m³.

4.1.3 Análise granulométrica

Para a determinação do tamanho dos grãos de uma determinada amostra de solo, bem como a proporção de cada tamanho de grão presente na mesma, se faz necessária uma análise granulométrica. Para alguns tipos de solo, essa análise já determina diversas características importantes do solo.

A análise granulométrica foi realizada em duas etapas: peneiramento e sedimentação. O peneiramento foi realizado com a utilização de peneiras ASTM e a sedimentação se baseia na velocidade de queda de partículas esféricas em um meio líquido a chamada Lei de Stokes. O seu tamanho determina a velocidade em que a partícula se sedimenta, quanto maior mais rápido o processo.

Foi retirada uma amostra de 70 g (conforme norma para solos argilosos) de amostra seca passante na peneira nº 10 (2 mm de abertura) e adicionou-se defloculante, deixando-o 24 h em repouso. Este material então foi colocado em um dispersor mecânico por 15 min para completa homogeneização. Depositou-se esta amostra em uma proveta que foi completada até a marca de 1000 ml e então agitada.

Fotografia 5: Procedimento do ensaio de sedimentação



Fonte: Registrada pelo autor.

Realizou-se leituras de temperatura e no densímetro nos seguintes tempos: 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 14 horas e 41 minutos (pela impossibilidade de realizar a leitura de 8 horas) e a leitura final com 24 horas.

Na Tabela 9 está apresentada os valores encontrados no ensaio realizado.

Tabela 9: Sedimentação

Data	Hora	Δt (min)	T (°C)	Leitura (L)	Ld	a e a' (cm)	γ_w (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	Ws (g)	μ (g*s/cm ²)	Diâmetro dos grãos (mm)	Q=% da Amostra total
18/ago	17:38	00:00:30	19	1,02550	1,00330	19,131	0,998	2,872	70,00	1,058E-05	0,0805	48,61
18/ago	17:39	00:01:00	19	1,02475	1,00330	19,131	0,998	2,872	70,00	1,058E-05	0,0569	46,96
18/ago	17:40	00:02:00	19	1,02450	1,00330	19,131	0,998	2,872	70,00	1,058E-05	0,0402	46,42
19/ago	17:42	00:04:00	18,6	1,02500	1,00336	18,209	0,998	2,872	70,00	1,068E-05	0,0279	47,39
20/ago	17:46	00:08:00	18,3	1,02400	1,00340	18,200	0,998	2,872	70,00	1,076E-05	0,0198	45,11
21/ago	17:53	00:15:00	18,2	1,02400	1,00342	18,197	0,998	2,872	70,00	1,079E-05	0,0145	45,08
22/ago	18:08	00:30:00	17,9	1,02350	1,00346	18,188	0,998	2,872	70,00	1,087E-05	0,0103	43,90
23/ago	18:38	01:00:00	17,7	1,02350	1,00348	18,183	0,999	2,872	70,00	1,093E-05	0,0073	43,84
24/ago	19:38	02:00:00	17,2	1,02300	1,00355	18,168	0,999	2,872	70,00	1,106E-05	0,0052	42,60
25/ago	21:38	04:00:00	16,4	1,02250	1,00365	18,146	0,999	2,872	70,00	1,129E-05	0,0037	41,28
19/ago	08:19	14:41:00	14,3	1,02100	1,00390	18,093	0,999	2,872	70,00	1,191E-05	0,0020	37,46
20/ago	17:38	24:00:00	14,7	1,02050	1,00386	18,103	0,999	2,872	70,00	1,179E-05	0,0015	36,46

Fonte: Elaborada pelo autor.

No peneiramento, retirou-se a amostra utilizada na sedimentação e foi passada a amostra na peneira nº 200, o material retido foi seco e colocado nas peneiras na ordem: nº 16, 30, 60, 100 e 200. Após isso a amostra foi agitada por 15 min.

Fotografia 6: Procedimento do ensaio de peneiramento fino



Fonte: Registrada pelo autor.

Então o material retido em cada peneira foi pesado em uma balança de precisão e os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 10.

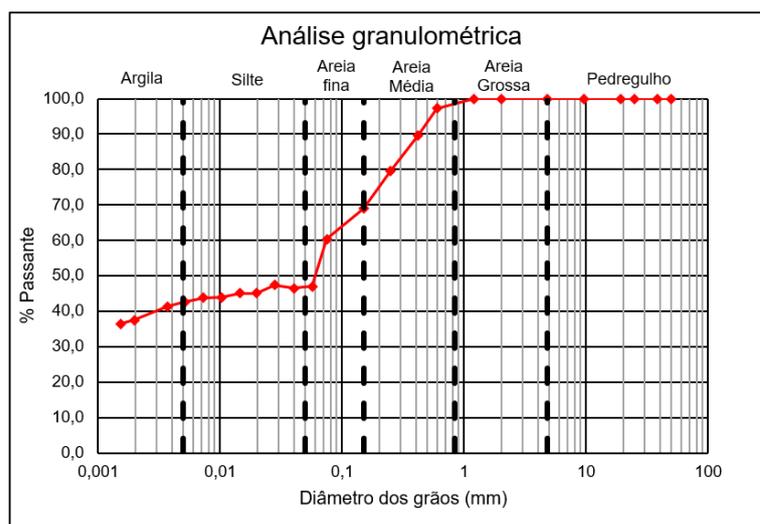
Tabela 10: Peneiramento

Peneira nº	Peneira mm	Material retido (g)	Material retido acumulado (g)	Material passado (%)
16	1,20	0,01	0,01	99,99
30	0,60	1,89	1,90	97,29
40	0,42	5,29	7,19	89,73
60	0,25	7,05	14,24	79,66
100	0,15	7,47	21,71	68,99
200	0,075	6,04	27,75	60,36

Fonte: Elaborada pelo autor.

Utilizando os valores obtidos nos dois ensaios se obteve a curva granulométrica que está apresentada no Gráfico 5.

Gráfico 5: Curva granulométrica



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para análise da curva granulométrica obtida utilizou-se o parâmetro de Coeficiente de não uniformidade (C_u). A curva obtida não permitiu verificar o valor de D_{10} porque mais de 36,46% do material da amostra é menor que diâmetro limite do método utilizado. Desta forma, utilizou-se o valor de 0,0015 mm (diâmetro limite inferior) para D_{10} . Tal consideração se faz válida, pois sabendo-se que o valor real de D_{10} é inferior ao diâmetro utilizado o parâmetro seria ainda maior e o resultado já demonstra que o solo é desuniforme, pois $C_u > 15$.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,075}{0,0015} = 50$$

Equação 21

Sendo:

Cu – Coeficiente de uniformidade;

D_{60} – Diâmetro tal que 60% do solo, em peso, tem diâmetros menores que ele;

D_{10} – Diâmetro tal que 10% do solo, em peso, tem diâmetros menores que ele;

Considerando o a classificação SUCS o solo é classificado como ML, denominado como “Material siltoso e areias muito finas, pó-de-pedra, areias finas siltosas ou argilosas, ou siltes argilosos com baixa plasticidade” (DNIT, 2006).

4.1.4 Limite de liquidez

Na Tabela 11 estão apresentados os resultados dos teores de umidade para cada intervalo de golpes obtidos no ensaio de limite de liquidez.

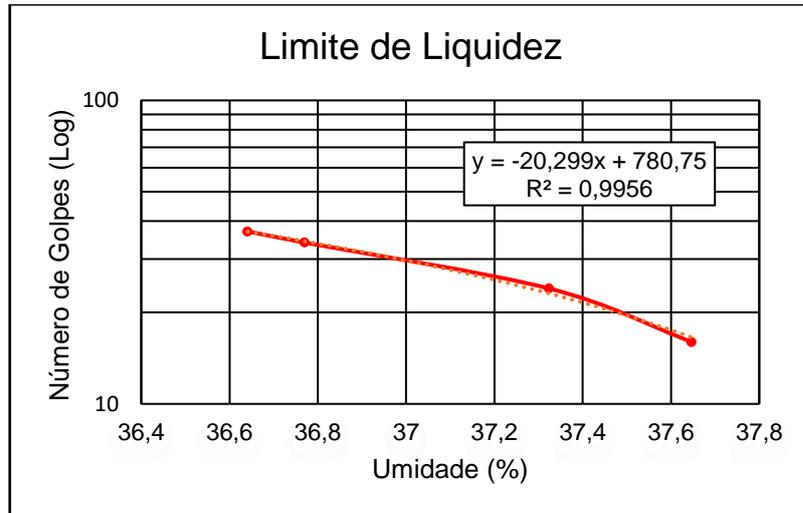
Tabela 11: Limite de liquidez

Limites	golpes	15 - 20	21 - 25	31 - 35	36 - 40
Nº golpes	nº	16	24	34	37
Nº cápsula	nº	114	201	262	369
Cápsula + solo úmido	g	14,16	12,67	22,72	12,79
Cápsula + solo seco	g	12,56	11,08	18,69	11,35
Água	g	1,6	1,59	4,03	1,44
Peso da cápsula	g	8,31	6,82	7,73	7,42
Solo seco	g	4,25	4,26	10,96	3,93
Umidade	%	37,647	37,324	36,770	36,641

Fonte: Elaborada pelo autor.

Utilizando os resultados apresentados foi possível produzir o Gráfico 6, que relaciona os teores de umidade encontrados nos ensaios a seus respectivos golpes.

Gráfico 6: Limite de liquidez



Fonte: Elaborado pelo autor.

O valor do teor de umidade referente à 25 golpes foi calculado através da equação da reta de tangência, gerada a partir dos dados obtidos experimentalmente e dispersos no gráfico, desta forma se obteve o valor de limite de liquidez de igual a 37,23%.

4.1.5 Limite de plasticidade

O ensaio de plasticidade foi realizado, mas não se obteve resultados satisfatórios, foram executadas diversas tentativas do ensaio e em todos os casos a amostra se partia antes de se atingir o diâmetro desejado, conforme Fotografia 7.

Fotografia 7: Tentativa de realização do ensaio de limite de plasticidade



Fonte: Registrada pelo autor.

4.1.6 Índices físicos

O solo é composto por três fases: sólidos, água e ar. E seu comportamento varia de acordo com a proporção entre estas. Os índices físicos relacionam os pesos e volumes entre estas fases, são eles: umidade, índice de vazios, porosidade, grau de saturação, peso específico natural, peso específico aparente seco, peso específico real dos grãos e grau de saturação.

Para determinação destes índices, foi confeccionado um corpo de prova prismático, indeformado com dimensões de aproximadamente 5 cm x 5 cm x 2 cm. Suas medidas estão apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12: Medidas corpo de prova

Grandeza	Unidade	Valor		
Dimensão A	mm	50,5	50,1	50,3
Média A	mm	50,29		
Dimensão B	mm	49,5	50	50,6
Média B	mm	50,04		
Altura h	mm	20,9	20,4	20,7
Média h	mm	20,67		
Volume	cm ³	52,02		
Massa natural	g	93,78		
Massa seco	g	79,38		

Fonte: Elaborada pelo autor.

Utilizando-se dos valores já expostos foi possível realizar a determinação do peso específico aparente natural (γ_n).

$$\gamma_n = \frac{pt}{vt} = \frac{93,78}{52,02} = 1,80 \text{ g/cm}^3$$

Equação 22

Sendo:

γ_n – Peso específico aparente natural;

pt – Peso total;

vt – Volume total;

Para encontrar o peso específico aparente seco (γ_d) foi utilizada uma relação entre índices físicos, onde se utilizou a umidade encontrada na amostra de 17,60%.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{(1 + \omega)} = \frac{1,80}{(1 + 0,176)} = 1,53 \text{ g/cm}^3 \quad \text{Equação 23}$$

Sendo:

γ_d – Peso específico aparente seco;

γ_n – Peso específico aparente natural;

ω – Umidade;

O índice de vazios (e) foi calculado entre índices físicos, utilizando o peso específico real dos grãos (γ_s) calculado no “4.1.2 Peso específico real dos grãos”.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2,87}{1,53} - 1 = 0,87 \quad \text{Equação 24}$$

Sendo:

e – Índice de vazios;

γ_s – Peso específico real dos grãos;

γ_d – Peso específico aparente seco;

A porosidade (η) foi determinada pela seguinte equação.

$$\eta = \frac{e}{(e + 1)} = \frac{0,87}{(0,87 + 1)} = 46,62\% \quad \text{Equação 25}$$

Sendo:

η – Porosidade;

e – Índice de vazios;

O grau de saturação (S) foi encontrado através da seguinte equação.

$$s = \left(\gamma_s * \frac{\omega}{e} * \gamma_n \right) * 100 = \left(2,87 * \frac{0,176}{0,87} * 1,80 \right) * 100 = 57,88\% \quad \text{Equação 26}$$

Sendo:

s – Grau de saturação;

γ_s – Peso específico real dos grãos;

ω – Umidade;

e – Índice de vazios;

γ_n – Peso específico aparente natural;

Tabela 13: Tabela resumo de índices físicos

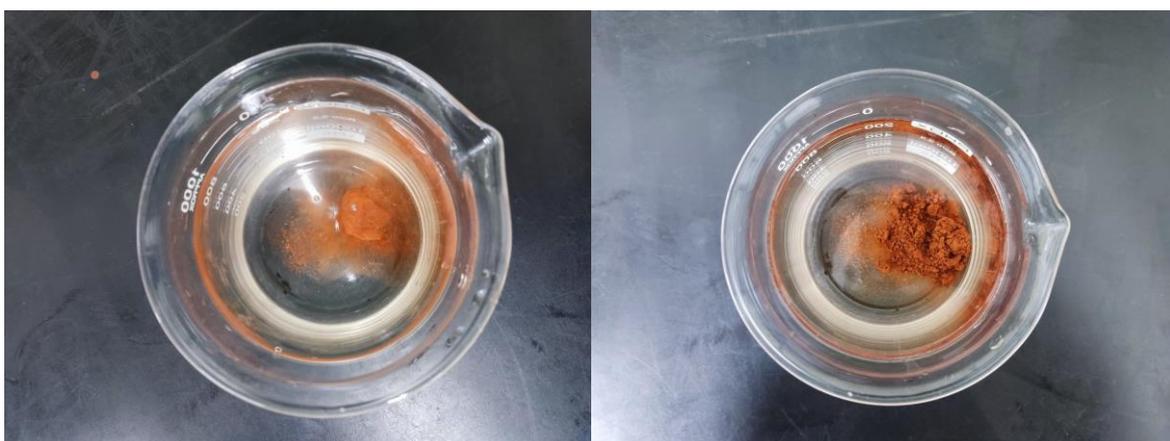
Característica	Unidade	Autor	FGS (2019)
Umidade (ω)	%	17,60	15,40
Peso específico natural (γ_n)	kN/m ³	18,03	19,90
Peso específico aparente seco (γ_d)	kN/m ³	15,33	17,30
Peso específico real dos grãos (γ_s)	kN/m ³	28,72	26,80
Índice de vazios (e)	-	0,87	0,55
Porosidade (η)	%	46,62	35,48
Grau de saturação (s)	%	57,88	74,9
Limite de liquidez (LL)	%	37,23	48,00
Limite de plasticidade (LP)	%	NP	NP

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.1.7 Dispersibilidade

Através deste ensaio, foi possível classificar o solo como dispersivo (grau 3). Define-se como uma reação moderada, onde é visível argila suspensa ao redor do torrão. A nuvem se estendeu até 10 mm de distância da massa de solo e existem migalhas ao longo do fundo do béquer.

Fotografia 8: Crumb test



Fonte: Registrada pelo autor.

O fenômeno de dispersão ocorre quando as forças de repulsão entre as partículas da argila sobrepõem as forças de atração. Desta forma que em contato

com água as partículas são progressivamente destacadas do torrão argila (ABNT, 1996).

4.2 Resistência da argamassa

Foram realizados ensaios de resistência a compressão simples com 7 dias, 14 dias, 24 dias e 35 dias. Os resultados estão apresentados na Tabela 14, Tabela 15 e Gráfico 7.

Tabela 14: Resistência à compressão da argamassa

Ensaio	Idade (dias)	Força (kgf)	Resistência (MPa)
1	7	5522,09	27,59
2	7	5522,09	27,59
3	7	5509,34	27,53
4	14	6649,59	33,22
5	14	6290,86	31,43
6	14	6201,22	30,98
7	21	6969,89	34,82
8	21	7602,01	37,98
9	21	6901,57	34,48
10	35	7687,36	38,41
11	35	6850,38	34,23
12	35	6901,57	34,48

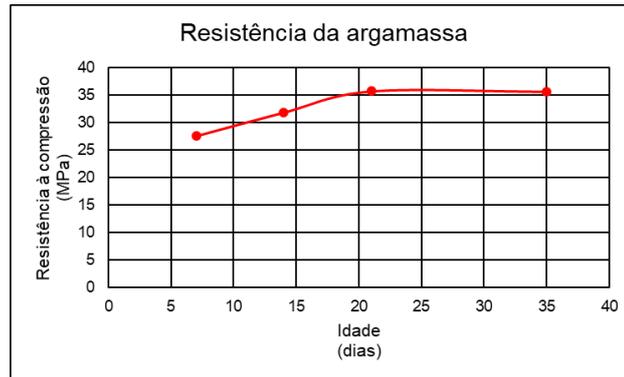
Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 15: Resistência média da argamassa

Idade (dias)	Resistência (MPa)
7	27,57
14	31,88
21	35,76
35	35,70

Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 7: Resistência média da argamassa ao longo do tempo



Fonte: Elaborado pelo autor.

É possível observar que a argamassa utilizada nos ensaios tem resistência muito próxima a 35 MPa, sendo a mesma resistência da argamassa das estacas realizadas em campo e que os resultados são posteriormente comparados.

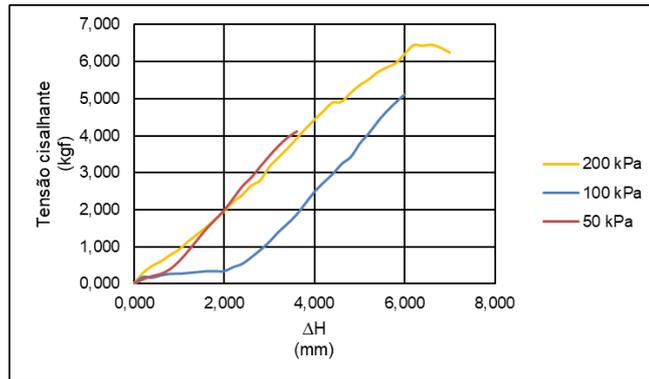
4.3 Ensaios de cisalhamento direto

Neste item, estão apresentados os resultados obtidos para os ensaios de cisalhamento direto do solo indeformado, amostras remoldadas com o mesmo índice de vazios utilizando a umidade natural e inundado. Foram também realizados ensaios de cisalhamento direto de interface entre solo e argamassa. Os resultados estão mostrados através de gráficos gerais e podem ser observados de maneira discriminada nos apêndices desse trabalho.

4.3.1 Cisalhamento direto solo indeformado

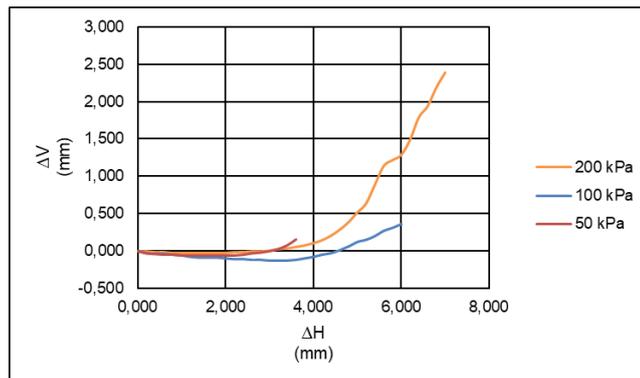
Este item irá apresentar os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova compostos por solo em umidade natural indeformados. Onde foram realizados ensaios com apenas três tensões devido à dificuldade de moldar mais corpos de prova da amostra obtida. Serão apresentados os gráficos de Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante, Deslocamento horizontal x Deslocamento vertical, Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante normalizada e Tensão cisalhante x Tensão normal.

Gráfico 8: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal – Solo indeformado



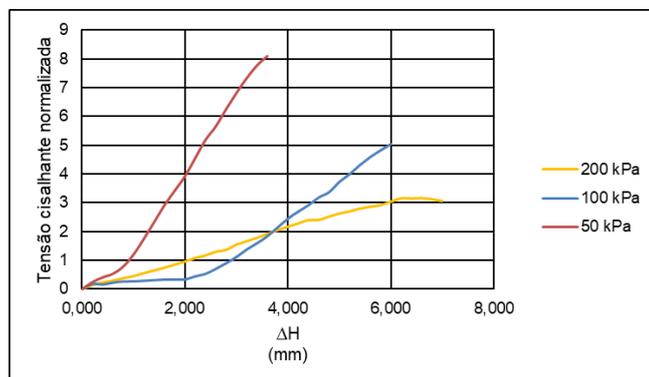
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 9: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal – Solo indeformado



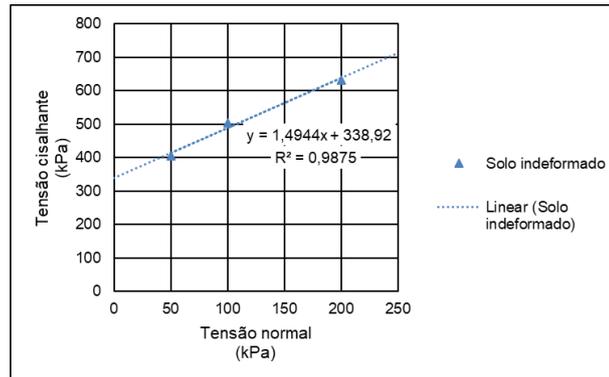
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 10: Tensão cisalhante normalizada x Desl. horizon. – Solo indeformado



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 11: Envoltória de ruptura – Solo indeformado

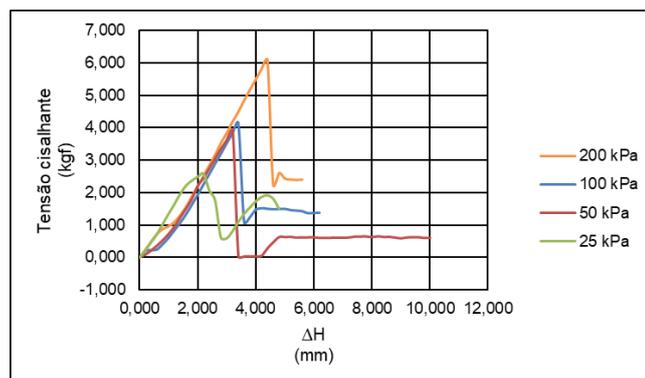


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.2 Cisalhamento direto solo remoldado

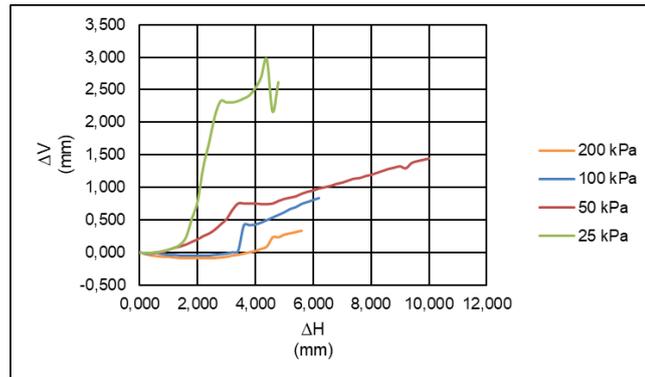
Neste item são explorados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova compostos por solo em umidade natural remoldados com o mesmo índice de vazios apresentado no item “4.1.6 Índices físicos”. Foram realizados ensaios com quatro tensões normais aplicadas, sendo elas 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Assim como no item anterior, serão apresentados os gráficos de Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante, Deslocamento horizontal x Deslocamento vertical, Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante normalizada para todas as tensões ensaiadas. Entretanto para o gráfico de Tensão cisalhante x Tensão normal desconsiderou-se o ensaio realizado com a tensão normal de 25 kPa devido a seus resultados pouco coerentes. Além disso, o ensaio destas amostras foi prolongado após sua resistência de pico, o que permitiu a criação da envoltória de ruptura após grandes deformações que está apresentada no Gráfico 11.

Gráfico 12: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal – Solo remoldado



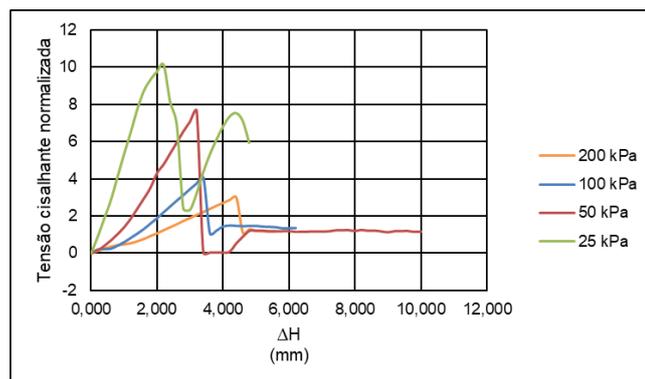
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 13: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal – Solo remoldado



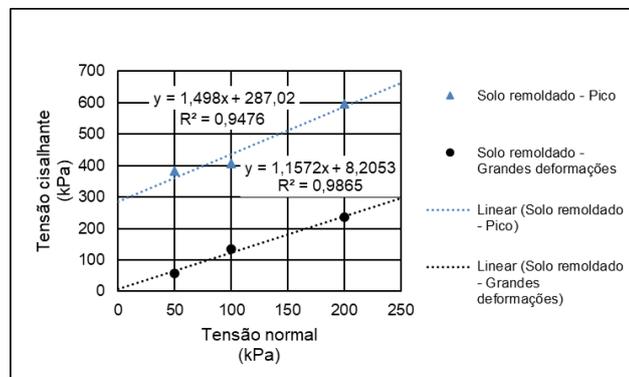
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 14: Tensão cisalhante normalizada x Desl. horizon. – Solo remoldado



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 15: Envoltória de ruptura – Solo remoldado

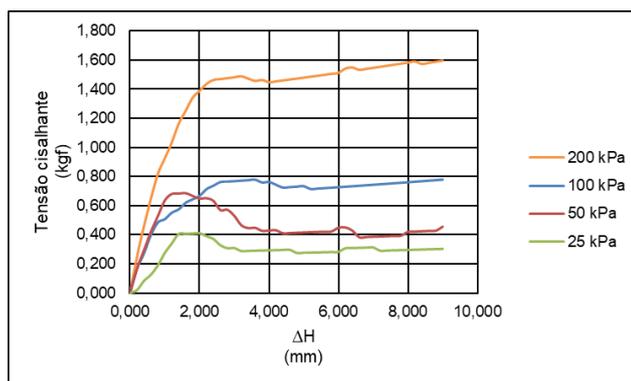


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.3 Cisalhamento direto solo remoldado inundado

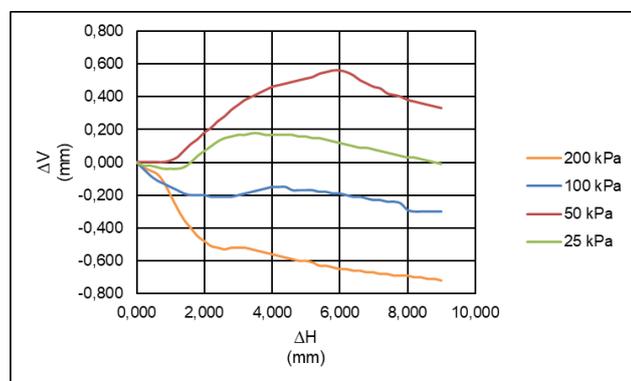
Neste item estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova compostos por solo remoldados da mesma forma que no item anterior, mas os ensaios foram conduzidos de forma inundada o que significa que o solo estava próximo a saturação. Os ensaios foram realizados com quatro tensões normais, sendo elas 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Serão apresentados os gráficos de Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante, Deslocamento horizontal x Deslocamento vertical, Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante normalizada. No gráfico de Tensão cisalhante x Tensão normal foram considerados os ensaios de todas as tensões normais aplicadas e também está apresentada a envoltória de ruptura após grandes deformações.

Gráfico 16: Tensão cisalhante x Desl. horizontal – Solo remoldado inundado



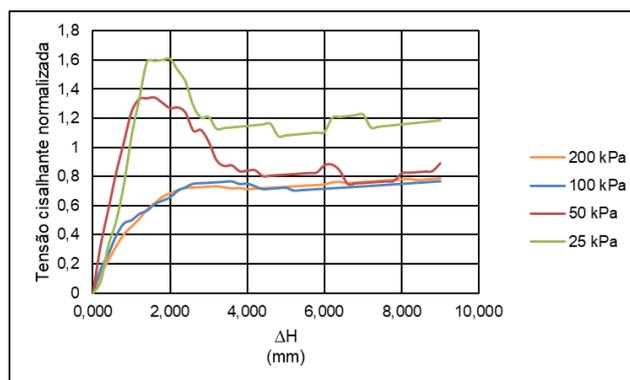
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 17: Deslocamento vertical x Desl. horizon. – Solo remoldado inundado



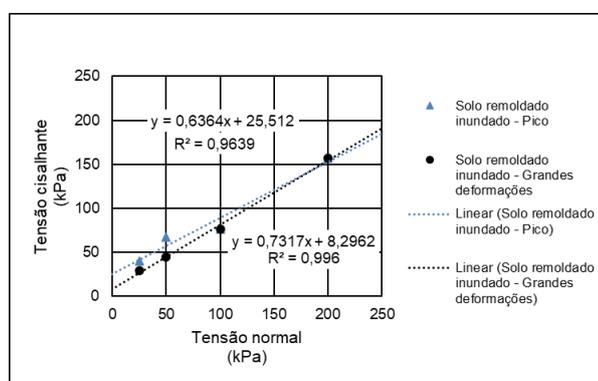
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 18: Tensão cisl. normalizada x Desl. horizon. – Solo remoldado inu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 19: Envoltória de ruptura – Solo remoldado inundado

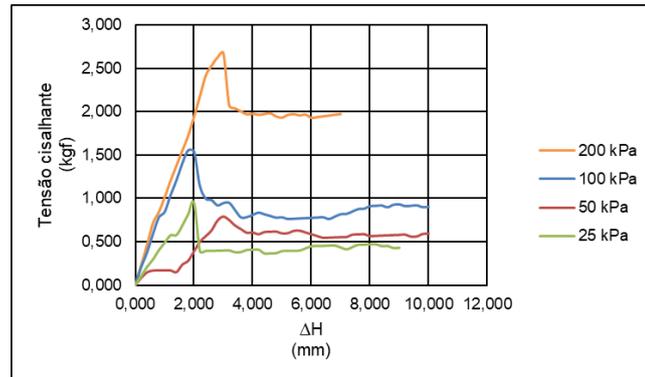


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.4 Cisalhamento direto interface solo argamassa

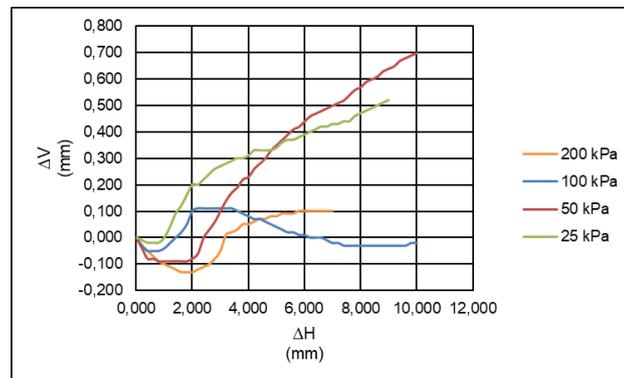
Neste item estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova compostos por metade solo e metade argamassa, sendo que o cisalhamento foi induzido exatamente na interface entre os materiais. Foram realizados ensaios com quatro tensões normais aplicadas, sendo elas 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Estão apresentados os gráficos de Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante, Deslocamento horizontal x Deslocamento vertical, Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante normalizada para todas as tensões ensaiadas. Entretanto para o gráfico de Tensão cisalhante x Tensão normal desconsiderou-se o ensaio realizado com a tensão normal de 50 kPa devido a seu comportamento distinto das demais, possivelmente provocado pela falta de aderência entre os materiais.

Gráfico 20: Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal – Interface



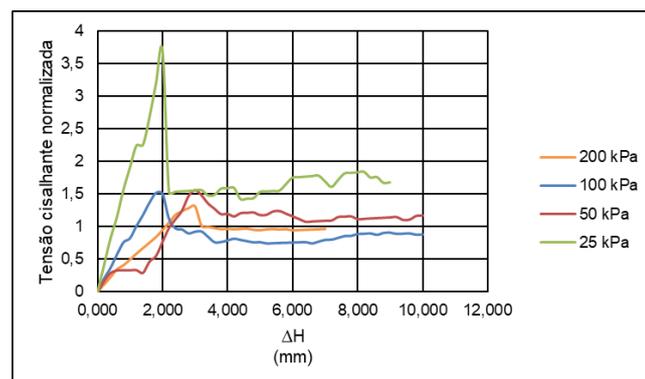
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 21: Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal – Interface



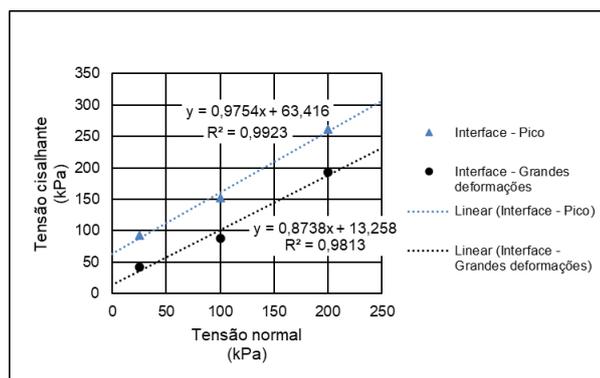
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 22: Tensão cisalhante normalizada x Desl. horizontal – Interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 23: Envoltória de ruptura – Interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.5 Resumo de resultados encontrados

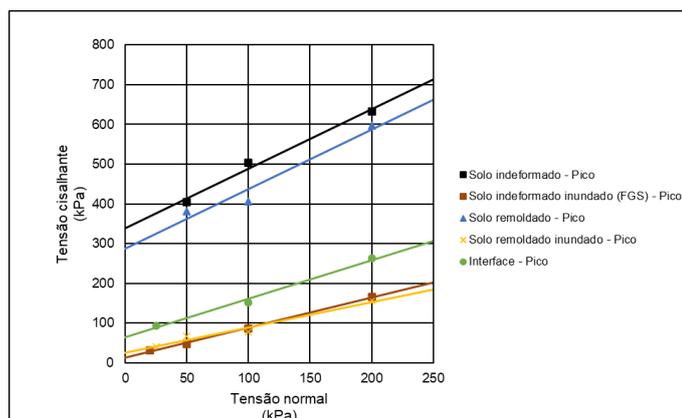
A Tabela 16 apresenta os parâmetros encontrados nos ensaios de cisalhamento direto com as diferentes situações analisadas e que darão suporte aos métodos que serão realizados na sequência do trabalho. O Gráfico 24 apresenta o resumo dos ensaios considerando a resistência de pico e o Gráfico 25 considerando a resistência a grandes deformações.

Tabela 16: Resumo de parâmetros das amostras

Amostra – Resistência analisada	C' (kPa)	Ø (°)	Índice de vazios - e	Umidade - ω (%)
Solo indeformado - Pico	338,92	56,21	0,87	17,25
Solo indeformado inundado – Pico (FGS)	12,4	37,2	0,54	21,30
Solo remoldado - Pico	292,68	56,79	0,87	13,77
Solo remoldado - grandes deformações	8,21	49,17	-	13,77
Solo remoldado inundado - Pico	25,51	32,47	0,87	-
Solo remoldado inundado - grandes deformações	8,30	36,19	-	-
Interface - Pico	63,42	44,29	0,87	8,307
Interface - grandes deformações	13,26	41,15	-	8,307

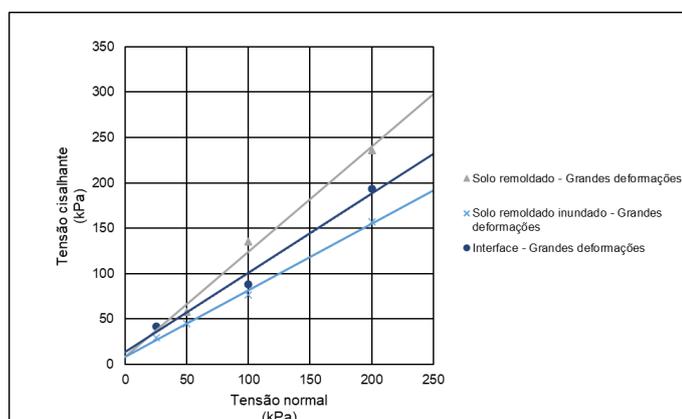
Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 24: Envoltória de ruptura pico – resumo



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 25: Envoltória de ruptura grandes deformações – resumo



Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que os resultados encontrados nos ensaios realizados durante este trabalho apresentaram picos de resistência de cisalhamento, seguidos de quedas bruscas e posterior estabilização com concomitante aumento de volume. Conforme Budhu (2013), este comportamento de dilatância está associado a um solo compacto ou com estrutura cimentícia.

Através da análise dos resultados também é possível concluir que o solo apresenta sucção que é demonstrada através do aumento de coesão e ângulo de atrito entre as amostras com umidade natural e inundadas. Segundo Neto (2008), solos não saturados se diferenciam dos saturados por possuírem duas fases adicionais que são o ar e uma espécie de película de água denominada membrana contrátil e estas fases introduzidas dificultam a compreensão dos solos não saturados em termos de tensões efetivas. A sucção dos solos é composta pelas parcelas matricial, dependente dos efeitos de adsorção e capilaridade, e osmótica, dependente

da presença dos solutos na água. Como o fenômeno de sucção está intimamente ligado às tensões efetivas, logo influencia diretamente na resistência ao cisalhamento.

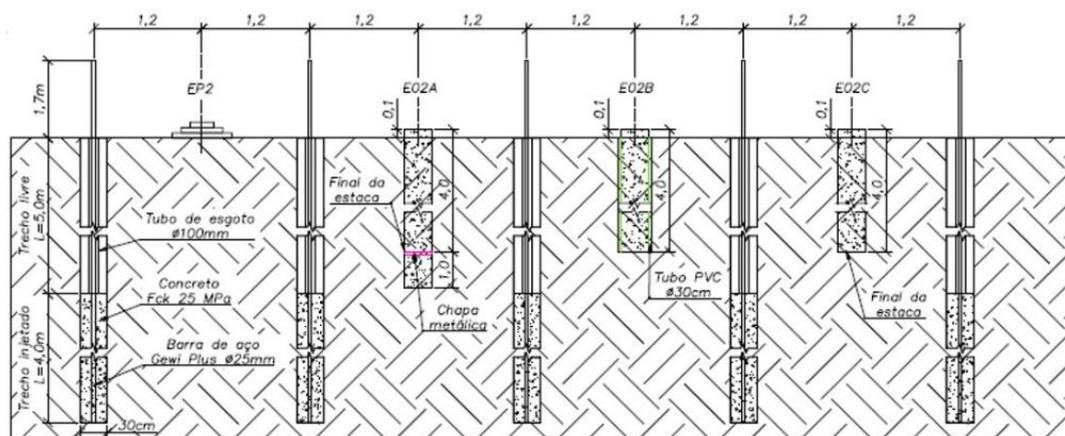
Analisando estudos anteriores de Fonseca (2019) e Darold (2018), onde realizou-se o cisalhamento de interface entre solo e nata ou solo e argamassa, as envoltórias de ruptura para as tensões cisalhantes máximas obtidas nos ensaios de interface apresentam maior resistência ao cisalhamento do que os demais ensaios, o que não se confirmou neste trabalho. Uma hipótese para a perda de resistência na interface entre os materiais é que a argamassa utilizada tenha absorvido água do solo, hipótese sustentada pela umidade encontrada após os ensaios. É possível também que o solo seja insuficientemente permeável para que a argamassa melhore a interface entre os materiais.

4.4 Métodos de análise

4.4.1 Provas de carga das estacas

A projetista realizou ensaios de prova de carga em 3 estacas diferentes, com 4 metros de profundidade. Ambas as estacas foram executadas inteiramente no solo analisado neste estudo. A Figura 19 demonstra a configuração do ensaio, que contava com um ensaio de placa (EP2) que não será analisado neste projeto, uma estaca apenas com resistência de fuste (E02A), uma estaca apenas com resistência de ponta (E02B) e uma estaca com resistência de ponta e fuste (E02C).

Figura 19: Configuração das estacas ensaiadas

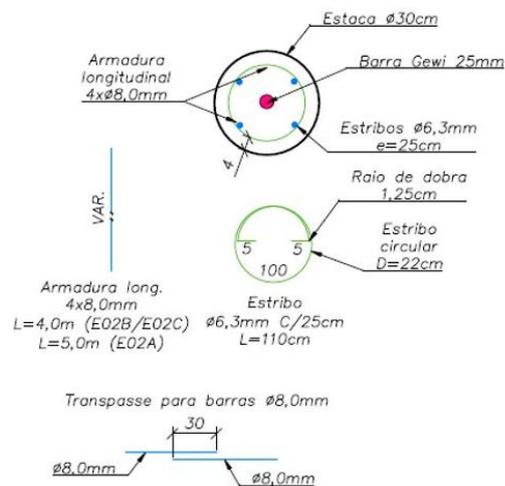


Fonte: FGS Geotecnia (2022).

Estas estacas se diferenciam em sua estrutura, que possibilitam analisar a capacidade de carga de fuste, de ponta e a soma de ambas as parcelas. A estaca E02C foi concretada de forma convencional, a estaca E02A, por sua vez, foi concretada de forma a eliminar a ponta com a colocação de uma peça de isopor sob a estaca e a estaca E02B foi concretada com a colocação de uma bainha de PVC que atenua os efeitos do atrito lateral.

Todas as estacas possuem diâmetro de 30 cm e sua estrutura está apresentada na Figura 20.

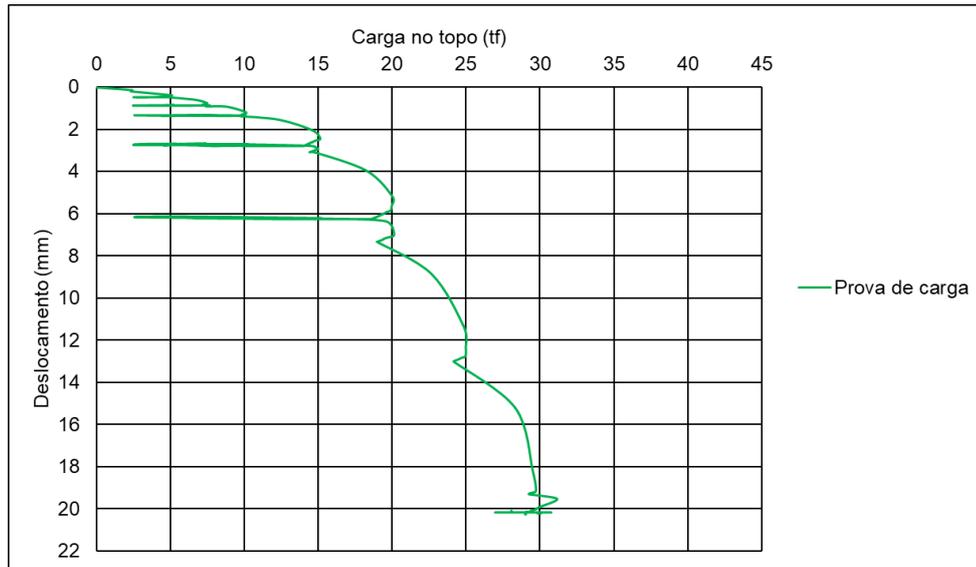
Figura 20: Detalhe estrutural das estacas



Fonte: FGS Geotecnia (2022).

A estaca E02A que apresenta valores de capacidade de carga apenas de fuste obteve os resultados apresentados a seguir:

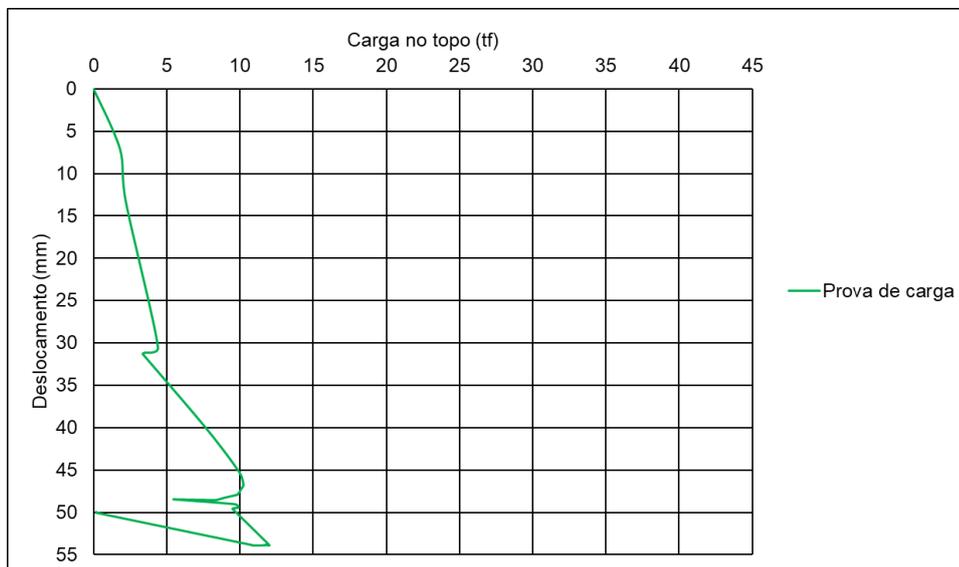
Gráfico 26: Prova de carga estaca fuste (E02A)



Fonte: FGS Geotecnia (2022).

A estaca E02B que apresenta valores de capacidade de carga apenas de ponta e obteve os resultados apresentados a seguir:

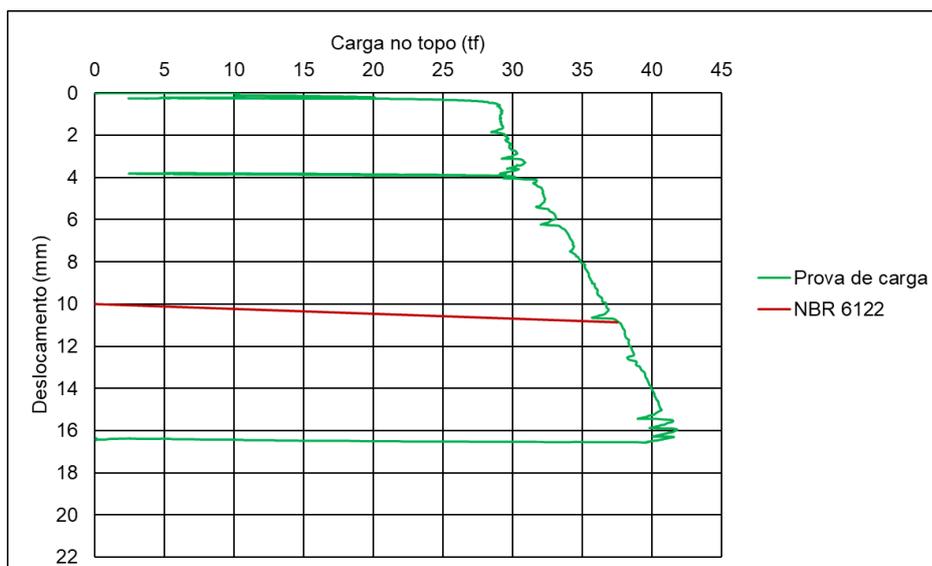
Gráfico 27: Prova de carga estaca ponta (E02B)



Fonte: FGS Geotecnia (2022).

A estaca E02C que apresenta valores de capacidade de carga de ponta e fuste obteve os resultados apresentados a seguir:

Gráfico 28: Prova de carga estaca ponta+fuste (E02C)



Fonte: FGS Geotecnia (2022).

Em caso de análise da curva carga-recalque através da extrapolação proposta pela NBR 6122 (ABNT, 2022), a carga admissível desta estaca seria 37,50 tf para um deslocamento de 10,86 mm.

4.4.2 Dimensionamento com métodos teóricos

Os métodos descritos no item “2.2.1 Métodos teóricos” foram verificados com os dados obtidos durante a programa experimental já apresentado. Realizou-se então a verificação da capacidade de carga de ponta utilizando dois métodos: Terzaghi e Meyerhof. A resistência lateral, por sua vez, foi verificada utilizando o método proposto por Meyerhof.

Tabela 17: Cálculo de resistência utilizando métodos teóricos

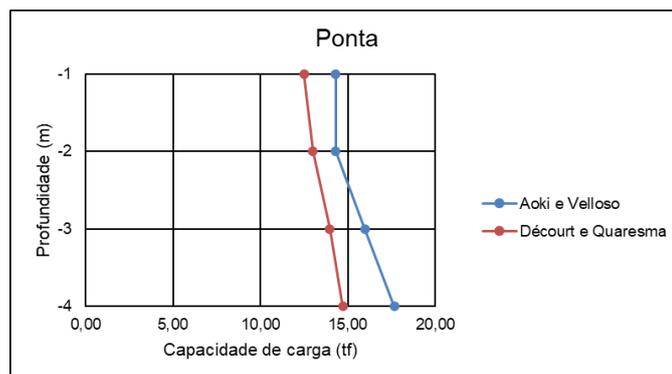
Resistência (método) - Unidade	Solo indeformado Pico	Solo indeformado inundado Pico (FGS)	Solo remoldado Pico	Solo remoldado grandes deformações	Solo remoldado inundado Pico	Solo remoldado inundado grandes deformações
Resistência de ponta (Terzaghi) - tf	598,827	28,223	529,895	105,827	20,140	26,173
Resistência de ponta (Meyerhof) - tf	842,770	52,882	748,528	391,791	58,870	48,610
Resistência lateral (Meyrhof) - tf	25,107	14,683	25,493	20,804	12,552	14,217

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.4.3 Dimensionamento com métodos semiempíricos

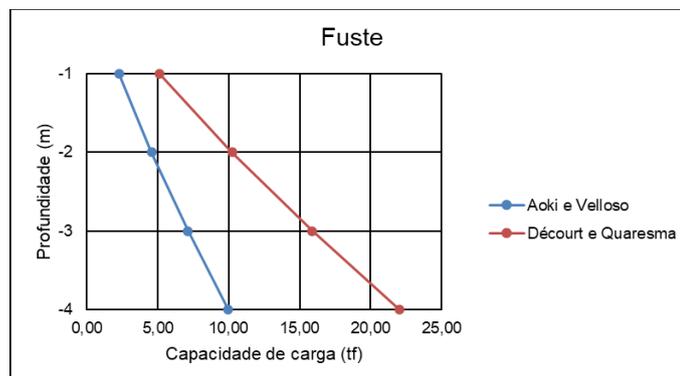
O cálculo de capacidade de carga foi realizado para os dois métodos semiempíricos descritos anteriormente, utilizou-se o perfil de sondagem apresentado no estudo realizado pela FGS Geotecnia (2019) considerando a cota de 89,25 m (coincidente com a cota de realização das provas de carga). Os gráficos a seguir demonstram a capacidade de carga ao longo da profundidade conforme o perfil apresentado, para estacas considerando a ponta (Gráfico 29), o fuste (Gráfico 30) e a soma das duas parcelas (Gráfico 31). Os valores de capacidade de carga para a profundidade de 4 m estão apresentados na Tabela 18.

Gráfico 29: Capacidade de carga x Profundidade - Ponta



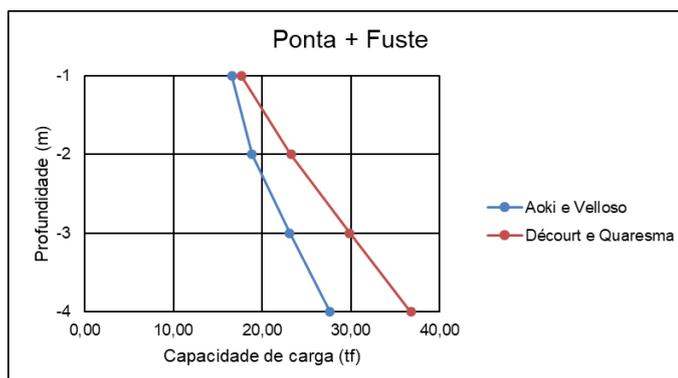
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 30: Capacidade de carga x Profundidade - Fuste



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 31: Capacidade de carga x Profundidade – Ponta + Fuste



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 18: Tabela de valores de capacidade com métodos semiempíricos

Método	Resistência lateral	Resistência de ponta	Resistência total
	4 m (tf)	4 m (tf)	4 m (tf)
Aoki e Velloso	9,959	17,664	27,624
Décourt e Quaresma	22,046	14,708	36,755

Fonte: Elaborada pelo autor.

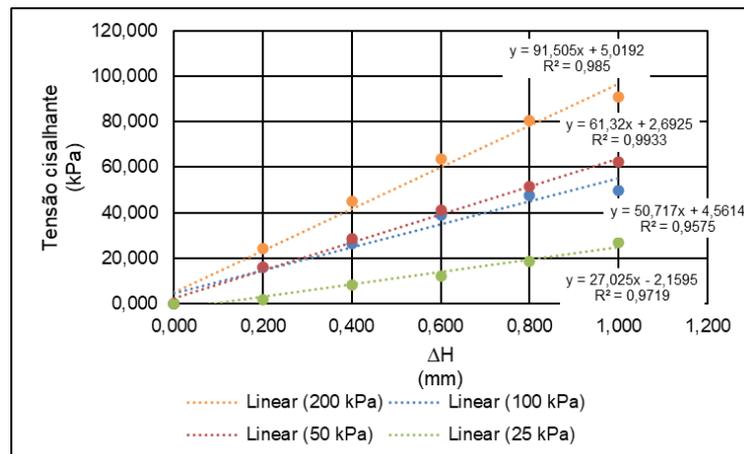
4.4.4 Modelos em MEF

Como citado no item " 3.8.1 Parâmetros utilizados na análise numérica", nas análises numéricas são necessários parâmetros que compõe características importantes e que regem o comportamento dos materiais existentes em tais análises, são eles: módulo de elasticidade longitudinal (E), ângulo de atrito interno (φ), o intercepto coesivo (c') e o coeficiente de empuxo em repouso (K_0). Além destes, são necessários parâmetros dos elementos de interface entre os materiais que compõe o modelo: rigidez normal (K_n), cisalhamento do elemento de interface (K_s) e os parâmetros de ruptura que regem o deslizamento entre os elementos, sendo eles o ângulo de atrito interno (φ) e o intercepto coesivo (c').

O módulo de elasticidade do solo foi obtido utilizando o método proposto por Noonan e Nixon (1972). Foram utilizados os diagramas da tensão cisalhante por deformação horizontal dos ensaios realizados com o solo remoldado inundado já apresentados no item "4.3.3 Cisalhamento direto solo remoldado inundado", pois apresentou valores mais coerentes em termos de capacidade de carga realizados pelos métodos teóricos quando comparados às provas de carga.

A amostra utilizada no ensaio possuía dimensões de 5 cm de lado e 2 cm de altura. Considerou-se a distância entre as caixas de 0,2 cm. Considerando a o diagrama apresentado na Figura 18, definiu-se o valor de “k” como 0,3. Como o método deve ser aplicado dentro do limite elástico do material, utilizou-se apenas o trecho linear do gráfico (até a deformação de 1 mm). O gráfico com estes dados e suas respectivas linhas de tendência estão apresentados no Gráfico 32.

Gráfico 32: Tensão cisalhante x deformação horizontal (trecho elástico)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a tensão normal de 25 kPa foram utilizados os pontos de deformação igual a 0 e 1 mm, relacionados às tensões de 0 kPa e 24,86 kPa. Desta forma, obteve-se o módulo de elasticidade de 4.143,33 kPa.

$$E_{25} = \frac{\left(\frac{24,86 \text{ kPa} * 0,0025 \text{ m}^2}{0,05 \text{ m}} \right)}{0,3 * 0,001 \text{ m}} = 4.143,33 \text{ kPa}$$

Para a tensão normal de 50 kPa foram utilizadas as mesmas deformações da tensão anterior, relacionados às tensões de 0 kPa e 64,01 kPa. Desta forma, obteve-se o módulo de elasticidade de 10.668,33 kPa.

$$E_{50} = \frac{\left(\frac{64,01 \text{ kPa} * 0,0025 \text{ m}^2}{0,05 \text{ m}} \right)}{0,3 * 0,001 \text{ m}} = 10.668,33 \text{ kPa}$$

Para a tensão normal de 100 kPa foram utilizados os pontos de deformação igual a 0 e 1 mm, relacionados às tensões de 0 kPa e 55,28 kPa. Desta forma, obteve-se o módulo de elasticidade de 9.213,33 kPa. Tal valor foi considerado incoerente quando comparado a tensão de 50 kPa e foi desconsiderado posteriormente.

$$E_{100} = \frac{\left(\frac{55,28 \text{ kPa} * 0,0025 \text{ m}^2}{0,05 \text{ m}} \right)}{0,3 * 0,001 \text{ m}} = 9.213,33 \text{ kPa}$$

Para a tensão normal de 200 kPa foram utilizados os pontos de deformação de 0 e 1 mm, relacionados às tensões de 0 kPa e 96,52 kPa. Desta forma, obteve-se o módulo de elasticidade de 16.086,67 kPa.

$$E_{200} = \frac{\left(\frac{96,52 \text{ kPa} * 0,0025 \text{ m}^2}{0,05 \text{ m}} \right)}{0,3 * 0,001 \text{ m}} = 16.086,67 \text{ kPa}$$

O coeficiente de empuxo em repouso do solo foi determinado através da fórmula proposta por Jaky (1948).

$$K_0 = 1 - \text{sen}(32,47) = 0,46$$

Para a interface foram analisados os ensaios de prova de carga realizados e determinados os parâmetros de rigidez normal (K_n) e cisalhamento do elemento de interface (K_s).

Para a rigidez normal, analisou-se o ensaio realizado apenas com resistência de ponta (Gráfico 27), considerando o deslocamento de 54 mm e a carga de 12 tf.

$$K_n = \frac{\left(\frac{12 * 9,8066}{0,054} \right)}{\left(\frac{\pi * 0,30^2}{4} \right)} = 30.830 \text{ kPa/m}$$

Para a rigidez cisalhante, analisou-se o ensaio realizado apenas com resistência de fuste (Gráfico 26), considerou-se para esta análise o trecho inicial linear da curva carga-recalque com deslocamento de 2 mm e carga de 15 tf.

$$K_s = \frac{\left(\frac{15 * 9,8066}{0,002}\right)}{(4 * \pi * 0,30)} = 19.509,61 \text{ kPa/m}$$

Para os parâmetros de ruptura do solo e dos elementos de interface utilizaram-se os valores encontrados nos ensaios de cisalhamento direto realizados na campanha laboratorial deste estudo.

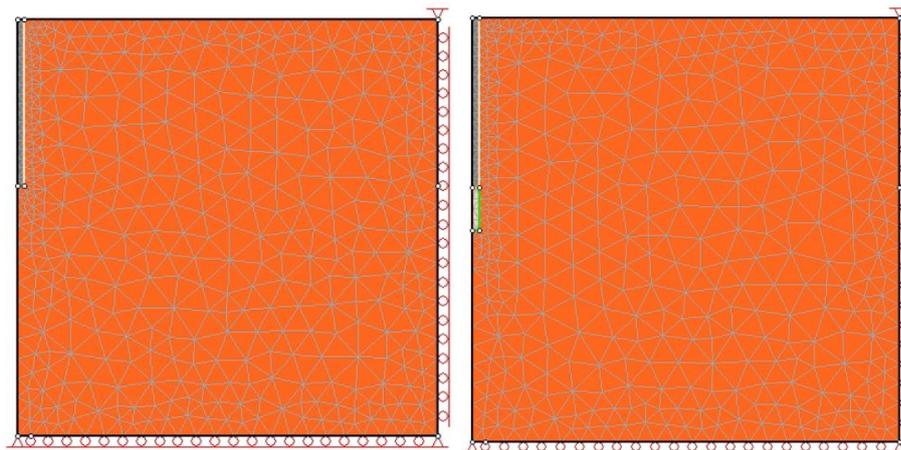
A Tabela 19 apresenta de forma resumida os parâmetros utilizados nos modelos. A Figura 21 ilustra os modelos utilizados, sendo que a esquerda apresenta o modelo com solo apenas e na direita apresenta um material diferente na base utilizado para simular o modelo sem ponta.

Tabela 19: Resumo de parâmetros nos modelos

Material/elemento	E (kPa)			Kn (kPa/m)	Ks (kPa/m)	Ø (°)	C' (kPa)
	Lim. Inf.	Med.	Lim. Sup.				
Solo	4143,33	10668,33	16086,67	-	-	32,47	25,51
Concreto (C25)		24150000		-	-	5	12500
Junta solo/argamassa	-	-	-	30830	19510	44,29	63,42

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 21: Modelos utilizados



Fonte: Elaborada pelo autor.

Foram aplicados no modelo 7 cargas progressivamente entre 0 e 60 tf, observou-se o deslocamento vertical absoluto em cada um dos modelos quando aplicados os parâmetros mínimos, médios e máximos de módulo de elasticidade.

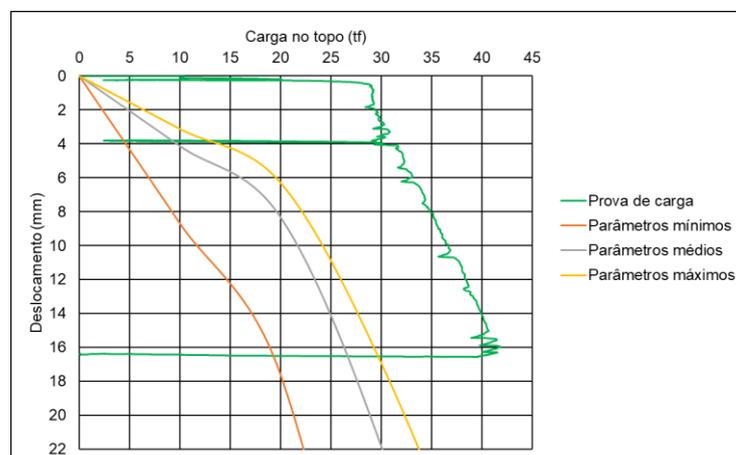
Tabela 20: Valores encontrados de deslocamento por carga aplicada

Parâmetros utilizados	Carga (tf)	Deslocamento (mm)		
		Ponta + Fuste	Fuste	Ponta
Valores mínimos	0	0	0	0
	10	8,69	9,80	42,50
	20	17,60	20,20	110,00
	30	42,80	59,20	199,00
	40	81,20	140,00	306,00
	50	126,00	236,00	432,00
	60	188,00	697,00	580,00
Valores médios	0	0	0	0
	10	4,13	4,88	23,10
	20	8,32	9,85	60,00
	30	21,80	29,20	108,00
	40	41,40	76,00	165,00
	50	64,70	145,00	231,00
	60	93,40	233,00	306,00
Valores máximos	0	0	0	0
	10	3,12	3,75	17,50
	20	6,29	7,55	47,60
	30	16,90	23,20	85,30
	40	31,80	56,50	129,00
	50	51,00	127,00	182,00
	60	76,00	216,00	242,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

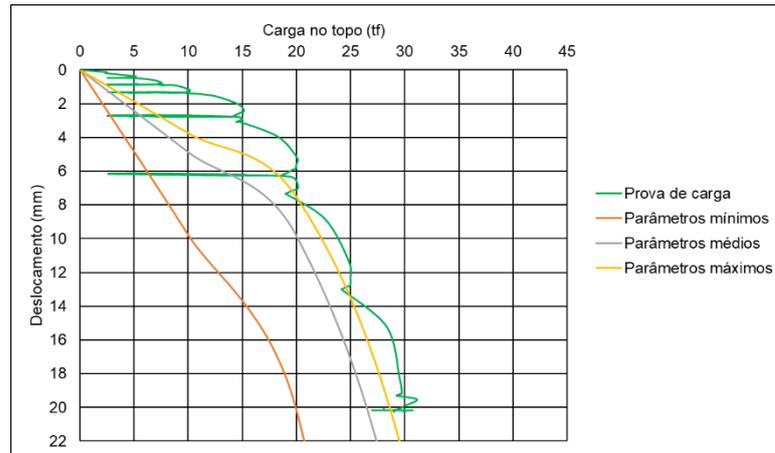
Estes valores foram então comparados com as curvas carga-recalques encontradas nos ensaios de prova de carga apresentados no item “4.4.1 Provas de carga das estacas”. A carga correspondente ao deslocamento de ruptura das estacas foi então considerada a capacidade de carga de cada modelo e estão apresentadas no Gráfico 33, Gráfico 34, Gráfico 35 e resumidas na Tabela 21.

Gráfico 33: Carga x Deslocamento – Ponta + Fuste



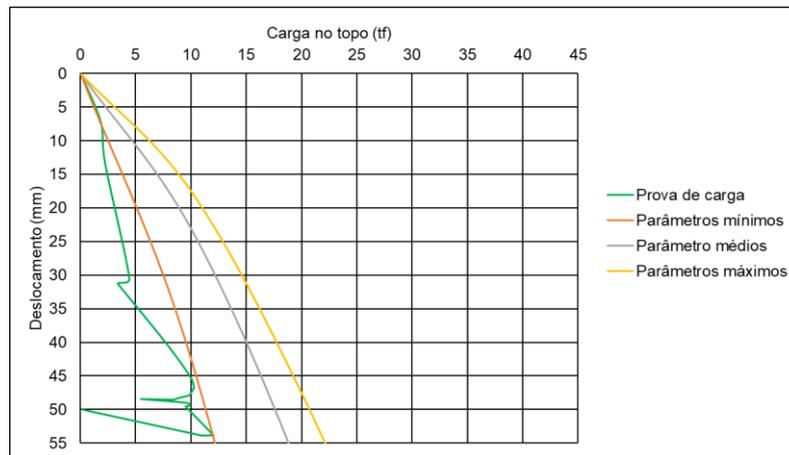
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 34: Carga x Deslocamento – Fuste



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 35: Carga x Deslocamento – Ponta



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 21: Carga corresponde ao deslocamento da prova de carga

Parâmetros utilizados	Carga (tf)		
	Ponta + Fuste	Fuste	Ponta
Valores mínimos	19	20	12
Valores médios	26	26,5	18
Valores máximos	29,8	28	22

Fonte: Elaborada pelo autor.

5 DISCUSSÃO

Este capítulo está dividido em duas partes: inicialmente serão analisados os dados obtidos na caracterização do solo quando comparados a ensaios realizados pela projetista, e em um segundo momento serão comparados os valores encontrados pelos métodos de capacidade de carga com as provas de carga realizadas.

5.1 Caracterização do solo

Foram comparados os parâmetros que foram apresentados no estudo pregresso realizado pela FGS Geotecnia (2019) com os dados obtidos na campanha de ensaios deste estudo.

5.1.1 Teor de umidade natural

Neste estudo encontrou-se a umidade local como 19,06% enquanto no estudo realizado anteriormente obteve-se o valor de 21,7%. Os valores próximos mostram coerência de ambos, considera-se que esta pequena variação pode ser explicada devido a condições climáticas no momento da retirada da amostra ou mesmo no armazenamento da amostra.

5.1.2 Peso específico real dos grãos

Neste estudo encontrou-se o peso específico real dos grãos de 28,72 kN/m³ enquanto no estudo realizado anteriormente o valor encontrado foi de 26,80 kN/m³. Tal diferença deve ser confirmada com a realização de novos ensaios com o solo, mas a maior quantidade de areia apresentada na análise granulométrica pode explicar tal variação.

5.1.3 Análise granulométrica

A comparação entre as curvas granulométricas demonstra grande proximidade entre os ensaios realizados. Ambos os ensaios demonstram que 99,9% do material é passante na peneira 1,2 mm e cerca de 40% do material é passante na peneira 0,0015 mm.

5.1.4 Limites de Atterberg

Em ambos os ensaios o material não demonstrou plasticidade, enquanto os limites de liquidez encontrados demonstraram grande variação. O ensaio realizado pela projetista encontrou a umidade de 48% e nesta campanha de laboratório foi encontrado o valor de 37,3%. Sugere-se que este valor seja confirmado em estudos posteriores.

5.1.5 Cisalhamento direto

Na campanha realizada pela projetista foi testada apenas a condição de solo indeformado e próximo a saturação. Durante a campanha realizada neste estudo não se realizou nenhum ensaio com estas condições, mas foram comparados com os valores obtidos na amostra remoldada inundada.

Dentro das condições acima descritas, o ensaio realizado pela FGS Geotecnia (2019) apresentou intercepto coesivo de 12,4 kPa e ângulo de atrito interno de 37,2° e no ensaio realizado durante este estudo obteve-se o intercepto coesivo de 25,51 kPa e ângulo de atrito interno de 32,47°. Apesar de ligeiramente diferentes, os valores foram considerados coerentes.

As demais condições analisadas neste estudo não possuíam estudos anteriores comparáveis.

5.2 Comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga

Neste item serão apresentadas comparações de cada método analisado com a prova de carga realizada no local, para esta análise das curvas carga-recalque se utilizou o critério baseado no valor absoluto do recalque.

5.2.1 Método teóricos

No Quadro 1 observa-se a comparação da combinação dos métodos de previsão de capacidade de ponta proposto por Terzaghi e de resistência lateral proposto por Meyerhof, desta forma o método de previsão de capacidade de carga de ponta proposto por Meyerhof foi descartado nesta análise.

Quadro 1: Análise comparativa métodos teóricos

Provas de carga		Métodos teóricos											
Resistência	Carga (tf)	Solo indeformado pico		Solo indeformado inundado pico (FGS)		Solo remoldado pico		Solo remoldado grandes deformações		Solo remoldado inundado pico		Solo remoldado inundado grandes deformações	
		Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%
Ponta	12	598,827	4890%	28,223	135%	529,895	4316%	105,827	782%	20,140	68%	26,173	118%
Fuste	31	25,107	-19%	14,683	-53%	25,493	-18%	20,804	-33%	12,552	-60%	14,217	-54%
Total	42	623,934	1386%	42,906	2%	555,388	1222%	126,631	202%	32,691	-22%	40,389	-4%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que apenas as análises realizadas inundadas resultaram em valores de diferenças inferiores a 25%, entretanto mesmo estas não conseguiram prever corretamente as parcelas de resistência de ponta e de fuste observadas nas provas de carga.

Os resultados aqui apresentados corroboram Cintra e Aoki (2010), que relatam a ineficácia das diversas tentativas de equacionar este problema e prever de forma satisfatória a capacidade de carga de fundações profundas. Destacam ainda que projetos de fundações devem utilizar formulações teóricas de forma restrita ou com cautela e o assunto segue como um tema em aberto na geotecnia.

5.2.2 Método semiempíricos

Observando o Quadro 2 foi possível observar que o método proposto por Décourt e Quaresma demonstrou boa aproximação dos valores de capacidade de carga observados. Obteve diferenças de apenas 12% na capacidade de carga total e valores inferiores a 30% na estimativa de cada parcela.

Quadro 2: Análise comparativa métodos semiempíricos

Provas de carga		Métodos semiempíricos			
Resistência	Carga (tf)	Aoki e Velloso		Décourt e Quaresma	
		Carga (tf)	%	Carga (tf)	%
Ponta	12	17,664	47%	14,708	23%
Fuste	31	9,959	-68%	22,046	-29%
Total	42	27,623	-34%	36,754	-12%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tal resultado vai ao encontro dos estudos apresentados por Cunha (2016), Probst *et al.* (2018) e Oliveira e Perez (2021), estudos estes que compararam diversos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga com provas de carga.

5.2.3 MEF

O Quadro 3 mostra que os valores encontrados nos modelos onde se isolou a resistência de ponta e fuste foram assertivos, entretanto o modelo numérico onde ambas as parcelas de resistência são mobilizadas não obteve resultados com diferenças inferiores a 29%.

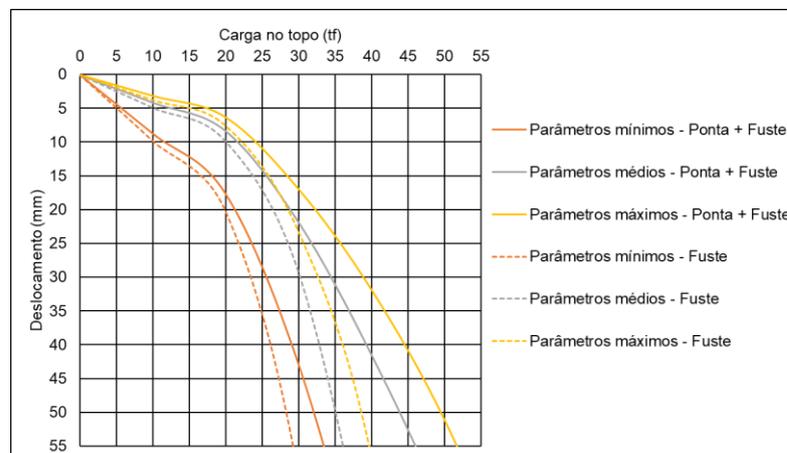
Quadro 3: Análise comparativa modelos numéricos

Provas de carga		Soma de modelos com ponta e fuste isolados						Modelo Ponta + Fuste					
Resistência	Carga (tf)	Valores mínimos		Valores médios		Valores máximos		Valores mínimos		Valores médios		Valores máximos	
		Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	%	Carga (tf)	Erro
Ponta	12	12,00	0%	18,00	50%	22,00	83%	-	-	-	-	-	-
Fuste	31	20,00	-35%	26,50	-15%	28,00	-10%	-	-	-	-	-	-
Total	42	32,00	-24%	44,50	6%	50,00	19%	19,00	-55%	26,00	-38%	29,80	-29%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se no Gráfico 33 e Gráfico 34 que a capacidade de carga obtida através do modelo é bastante similar no trecho inicial e o ganho de resistência de ponta é obtido com o aumento de deslocamento. O comportamento descrito está exemplificado de forma mais clara no Gráfico 36.

Gráfico 36: Carga x Deslocamento – comparativo modelo

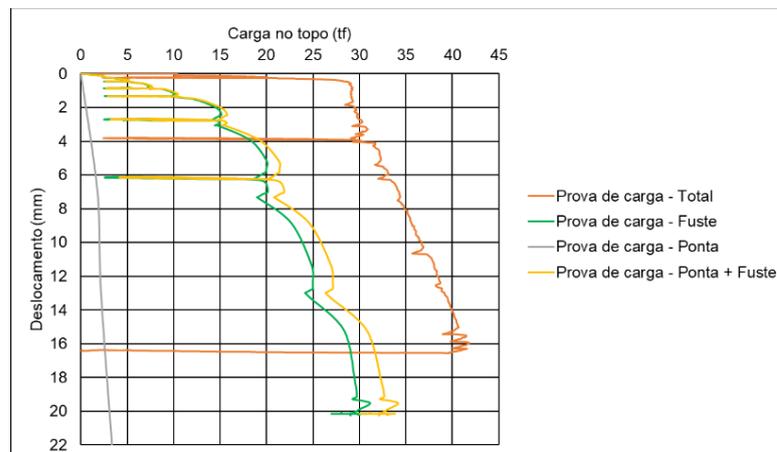


Fonte: Elaborado pelo autor.

O comportamento observado no modelo é coerente com Cintra e Aoki (2010) que descrevem o fenômeno de transferência de carga de uma estaca da seguinte forma: após a aplicação de uma carga ocorre a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca. Considerando o avanço progressivo do carregamento, chega-se à mobilização de todos os seguimentos da estaca. Neste ponto, o atrito estaca x solo seria vencido e a estaca poderia deslizar para baixo, caso não houvesse a mobilização da resistência de ponta.

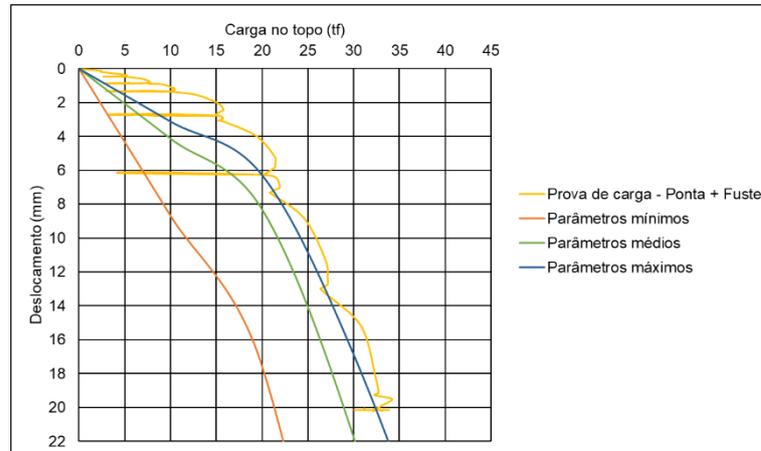
Observa-se no Gráfico 37 que existe um acréscimo inicial de capacidade de carga incoerente com o fenômeno de transferência de carga de fundações profundas, pois a resistência inicial deveria vir prioritariamente da resistência lateral. Inclusive a soma da carga obtida nas provas de carga isoladas não possui comportamento coerente com a prova de carga total e se assemelha ao modelo desenvolvido (Gráfico 38).

Gráfico 37: Carga x Deslocamento – comparativo provas de carga



Fonte: Elaborado pelo autor.

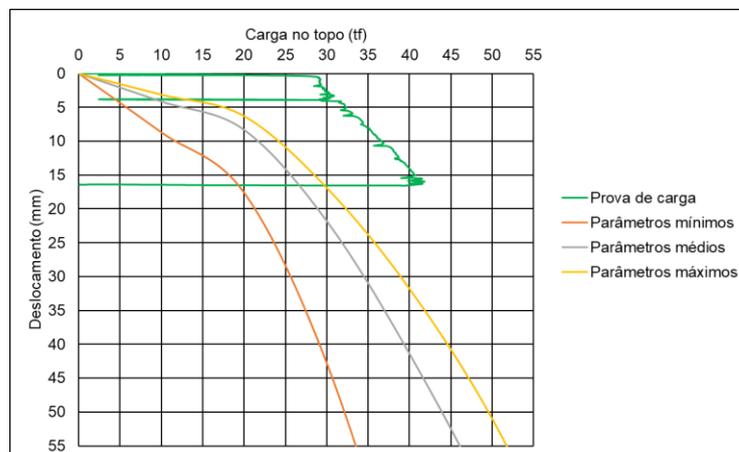
Gráfico 38: Carga x Deslocamento – modelos e soma de provas de carga isoladas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Desta forma, o modelo numérico desenvolvido apenas reproduz o acréscimo total da resistência de ponta em deslocamentos maiores, como visto no Gráfico 35 que isola essa parcela de resistência. O Gráfico 39 demonstra que em deslocamentos próximos à 55 mm (final do acréscimo de resistência de ponta) o modelo se aproxima bastante do carregamento encontrado na prova de carga de ponta e fuste.

Gráfico 39: Carga x Deslocamento – Incompatibilidades de deslocamento



Fonte: Elaborado pelo autor.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais a respeito do estudo desenvolvido e dos resultados obtidos. Ademais sugestionadas complementações que poderão ser realizadas em pesquisas futuras que complementarão este estudo e poderão criar novas linhas de pesquisa a serem exploradas.

6.1 Conclusão do estudo

O presente trabalho apresentou um estudo de aderência da interface solo x argamassa, sendo que o solo é caracterizado como solo residual de arenito Pirambóia e foi aplicado para analisar uma estaca protótipo de um empreendimento em Novo Hamburgo-RS. Para a elaboração deste estudo foi executada uma campanha de ensaios de laboratório a fim de caracterizar o solo estudado e também realizou-se ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de solo em diversas configurações, de forma que permitiu a compreensão dos parâmetros do solo e da interface entre solo e estaca.

Em relação a caracterização do solo, através da granulometria a amostra foi classificada, segundo a classificação SUCS, como um silte argiloso com baixa plasticidade e desuniforme. Observou-se também características de solo dispersivo que não foram tratadas neste estudo.

Em relação aos ensaios de cisalhamento direto, observou-se nas diversas configurações picos de resistência de cisalhamento, seguidos de quedas bruscas e posterior estabilização com aumento de volume. Este comportamento de dilatância está associado a um solo compacto ou com estrutura cimentícia (BUDHU, 2013).

Através da análise dos resultados também foi possível concluir que o solo apresenta sucção demonstrada pelo aumento dos parâmetros de resistência das amostras com umidade natural quando comparadas com as amostras inundadas. O fenômeno de sucção está intimamente ligado às tensões efetivas, logo influencia diretamente na resistência ao cisalhamento (NETO, 2008).

Em relação aos ensaios de cisalhamento de interface entre solo e argamassa, as envoltórias de ruptura para as tensões cisalhantes máximas obtidas nos ensaios não apresentaram maior resistência ao cisalhamento do que os demais ensaios realizados apenas com solo nas mesmas condições. Comportamento divergente aos

estudos anteriormente realizados nesta universidade por Fonseca (2019) e Darold (2018). Não foi possível identificar neste estudo uma causa para isso, mas se supôs duas hipóteses: a argamassa utilizada tenha absorvido água do solo e/ou que o solo seja resistente e insuficientemente permeável para que a argamassa melhore a interface entre os materiais. Apesar desta divergência em relação aos estudos pregressos, os parâmetros encontrados foram utilizados no modelo numérico desenvolvido.

Foram apresentados dados de provas de carga realizados pela FGS Geotecnia (2022) que se utilizou na comparação para previsões de capacidade de carga. Os métodos teóricos confrontados com as provas de carga realizadas não conseguiram determinar de forma satisfatória as parcelas advindas da resistência lateral e de ponta. Os métodos semiempíricos, por sua vez, apresentaram melhor aproximação da capacidade de carga e o método proposto por Décourt e Quaresma obteve erro de apenas 12% na capacidade de carga total e valores inferiores a 30% na estimativa de cada parcela. Já os modelos numéricos que isolaram estas parcelas de resistências obtiveram boa aproximação aos valores encontrados em campo, entre 24% e 6% dependendo do módulo de elasticidade utilizado. Salienta-se que o modelo onde estas resistências foram aplicadas de forma simultânea não apresentou comportamento similar no mesmo nível de deslocamento da prova de carga. Acredita-se que haja incompatibilidades de deslocamentos na mobilização das resistências lateral e de ponta entre o modelo matemático desenvolvido e a prova de carga analisada.

Por fim, acredita-se que as simulações e comparações realizadas fornecem maior compreensão física dos fenômenos ocorridos no subsolo e poderão ser utilizadas para o desenvolvimento de trabalhos futuros na área. Considerando a clara ideia norteadora que os modelos buscam representar de forma mais fiel a realidade, e não o contrário.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Durante o desenvolvimento do estudo, surgiram questões e observações que poderão ser exploradas em trabalhos futuros, de modo a dar continuidade ao estudo do tema abordado, sendo elas:

- a) Realizar ensaios de DRX (Difração de Raios X) para identificação, quantificação e caracterização estrutural dos minerais constituintes do solo local. Tal ensaio poderá proporcionar compreensão do fenômeno de dispersão de partículas do solo quando em contato com a água e sobre a falta de plasticidade de um material com elevada quantidade de partículas finas (argilas);
- b) Fazer a caracterização do solo local a fim de confirmar os valores de limite de liquidez, índice de vazios e peso específico real dos grãos que demonstraram variação entre os estudos realizados.
- c) Executar ensaios triaxiais convencionais e triaxiais cúbicos em corpos de prova do material local;
- d) Executar ensaios de cisalhamento direto metade solo e metade argamassa na condição inundada;
- e) Realizar ensaios de cisalhamento direto metade solo e metade argamassa com amostras indeformadas;
- f) Considerando que no empreendimento diversas estacas em escala real foram instrumentadas e também foram realizadas outras provas de carga, sugere-se retroanalisar as estacas em escala real utilizando os parâmetros e a metodologia aplicada neste trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (ABMS). **Fundações: Teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16903**: Solo: Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13601**: Solo – Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (*crumb test*). Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

AMORIM, D. C. R. **Problemas clássicos de índole geotécnica - Estado ativo e passivo em muros de suporte**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, 2016.

AOKI, N.; VELLOSO, D. DE A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Anais...: Buenos Aires, 1975.

BRITISH STANDARDS (BS). **EN ISO 17892-10**: geotechnical investigation and testing. laboratory testing of soil. direct shear tests. London, 2019.

BUDHU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. 3. ed. Arizona: John Wiley & Sons, 2013.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora, 1973.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM). **Mapa geológico do Brasil**. Disponível em: <www.cprm.gov.br>. Acessado dia 29 de maio, 2022.

CUNHA, P. D. **Capacidade de Carga em Estacas de Fundação: Comparação entre Métodos de Dimensionamento e Resultados de Provas de Carga**. 2016. Trabalho de Conclusão (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2016.

DAROLD, S. S. **Estudo da Resistência de Interface entre Solo Residual de Itabirito e Nata de Cimento Através de Ensaios de Laboratório**. 2018. Trabalho de Conclusão (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2018.

DÉCOURT, L. **Análise e Projetos de Fundações Profundas: Estacas**. In: HACHICH et. al. (eds.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996.

DÉCOURT, L. **Prediction of Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT**. In: *Europ. Symp. on Penetration Test*, 2., 1982, Amsterdam. *Anais...: Amsterdam*, 1998.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT**. In: *CBMSEF*, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...: Rio de Janeiro*, 1978.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação**. 3 ed. Rio de Janeiro: 2006.

FGS GEOTECNIA, **Relatório de ensaios**. Porto Alegre, 2019.

FGS GEOTECNIA, **Relatório provas de carga**. Porto Alegre, 2022.

FONSECA, N. O. DA. **Estudo sobre a resistência de aderência da interface solo vs. nata de cimento em solo residual de arenito botucatu aplicado a estruturas de solo grampeado**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS: São Leopoldo, 2019.

GONÇALVES, R. C. DA C. **Desenvolvimento de equipamentos didáticos para mecânica dos solos**. 2009. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, 2009.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: permeability, shear strength and compressibility tests**. Londres: Pentech Press, 1982.

HEIDEMANN, M. **Caracterização Geotécnica de um Solo Residual de Granulito Envolvido em uma Ruptura de Talude em Gaspar – SC**. Porto Alegre, 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

JAKY, J. **Pressure in silos**. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, V.1. p. 103-107, 1948.

MATTÉ, A. T. C. **Pré-análise e projeto de instrumentação para retroanálise de estacas isoladas: Estudo de caso.** 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS: São Leopoldo, 2019.

MEYERHOF, G.G. **The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads.** In: ICSMFE, 3., 1953, Zurich. Anais...:Zurich, 1953.

NOONAN.D.K.J; NIXON.J.F. The Determination of Young's Modulus from the Direct Shear Test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 9, p. 504–507, 1972.

OLIVEIRA, P.; PEREZ, P. **Previsão da Capacidade de Carga de Estacas: Estudo de Caso Comparativo.** 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual Paulista - UNESP: Guaratinguetá, 2021.

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

NETO, O. F. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo não Saturado com Medida Direta de Sucção.** São Carlos, 2008. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PROBST, C.; AGUIAR, M.; MENDES, G.; OLIVEIRA, F. **Análise Comparativa de Métodos de Determinação da Capacidade de Carga em Estacas Hélice Contínua com Ensaio de Prova de Carga Estática Realizados em Uberaba-MG.** In: COBRANSEG, 19., 2008, Bahia. Anais...: Bahia, 2018.

RAMGRAB, G.E., WILDNER, W., LOPES, R.C., FAVILLA, C.A.C., SILVA, M.A.S., SACHS, L.L.B., SILVA, V.A., BATISTA, I.H., 2004. **Folha SH.22-Porto Alegre.** Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo, Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil. CPRM, Brasília. CD-ROM.

RODRIGUES, N. G. L. **Estudos sobre o ângulo de atrito em solos graníticos residuais.** 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade da Beira Interior: Covilhã, 2015.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, 2005.

SESTREM, L. **Mecanismos De Transferência De Carga Em Estacas Escavadas Em Solos Arenosos Através De Provas De Carga Instrumentadas.** Porto Alegre, 2018. Dissertação (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SOUZA, R.; REIS, J. **Interação Solo-Estrutura para Edifícios sobre Fundações Rasas.** Maringá, 2008. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1948.

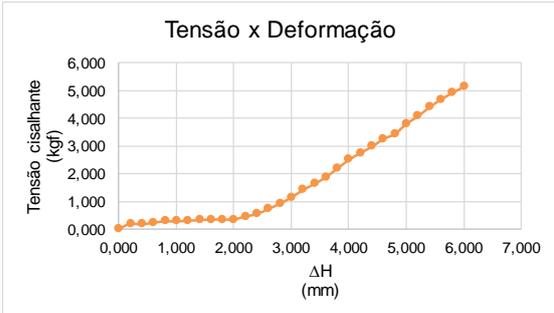
TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. Ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

VELLOSO, D. A. LOPES, F. R. **Fundações – Volume 2 – Fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ, 2002.

CHARÃO, M.; BACHI, F. A.; FRANTZ, J. C. **Gravataí- SH.22-X-C-V, escala 1:100.000: nota explicativa**. Rio Grande do Sul: UFRGS/CPRM, 2007.

APÊNDICE B – CISALHAMENTO SOLO INDEFORMADO 100 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{L} (\text{mm})$ $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - ($\Delta L / 10$)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
					ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Velocidade de Deformação	mm/min	0,666							
Tempo de Ruptura	min	9,0090							
Tensão Normal	kPa	100							
Carga	kgf	2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Combinação	2 kg no braço		0,100	0,199	-0,030	0,200	25,705	4,822	0,188
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:	4,03		0,090	0,399	-0,040	0,400	25,604	4,285	0,167
			0,120	0,599	-0,040	0,600	25,502	5,896	0,231
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:	3,96		0,140	0,799	-0,050	0,800	25,401	6,968	0,274
			0,140	0,999	-0,060	1,000	25,299	6,968	0,275
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO			0,150	1,199	-0,080	1,200	25,198	7,504	0,298
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	161,220	0,160	1,398	-0,090	1,400	25,096	8,040	0,320
3 - Solo Seco + Cápsula	g	146,130	0,170	1,598	-0,090	1,600	24,994	8,575	0,343
4 - Peso da Água	g	15,090	0,170	1,798	-0,090	1,800	24,893	8,575	0,344
4 - Peso da Cápsula	g	63,610	0,170	1,998	-0,100	2,000	24,791	8,575	0,346
5 - Peso do Solo Seco	g	82,520	0,220	2,198	-0,110	2,200	24,690	11,247	0,456
6 - Umidade	%	18,286	0,260	2,397	-0,110	2,400	24,589	13,380	0,544
			0,340	2,597	-0,120	2,600	24,487	17,633	0,720
			0,430	2,796	-0,120	2,800	24,386	22,397	0,918
			0,530	2,995	-0,130	3,000	24,285	27,667	1,139
			0,650	3,194	-0,130	3,200	24,184	33,958	1,404
			0,750	3,393	-0,130	3,400	24,083	39,176	1,627
			0,860	3,591	-0,120	3,600	23,982	44,889	1,872
			1,000	3,790	-0,100	3,800	23,881	52,123	2,183
			1,140	3,989	-0,080	4,000	23,780	59,318	2,494
			1,250	4,188	-0,050	4,200	23,679	64,946	2,743
			1,350	4,387	-0,030	4,400	23,578	70,043	2,971
			1,470	4,585	0,010	4,600	23,477	76,138	3,243
			1,550	4,785	0,060	4,800	23,376	80,188	3,430
			1,710	4,983	0,120	5,000	23,275	88,262	3,792
			1,830	5,182	0,150	5,200	23,174	94,294	4,069
			1,970	5,380	0,200	5,400	23,073	101,309	4,391
			2,090	5,579	0,270	5,600	22,972	107,305	4,671
			2,190	5,778	0,310	5,800	22,871	112,291	4,910
			2,280	5,977	0,360	6,000	22,770	116,770	5,128



Tensão x Deformação



Variação Volumétrica

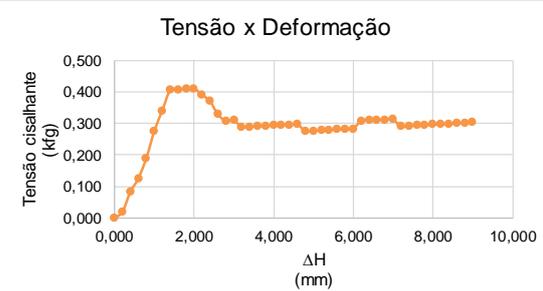
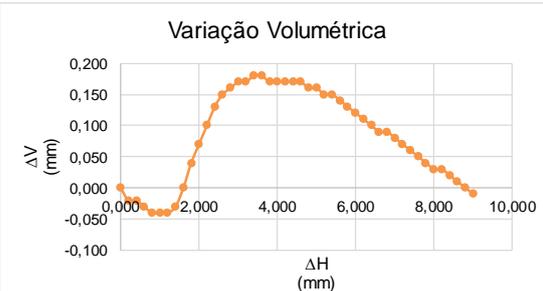


APÊNDICE E – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO 50 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO				Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{L} (\text{mm})$ $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) $5,08 \times [5,08 - (\Delta L / 10)]$	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A	
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332	ΔV (mm)			ΔH (mm)					
Tempo de Ruptura	min	75,0751									
Tensão Normal	kPa	50									
Carga	kgf	7		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Combinação		7 kg no arco		0,050	0,200	0,000	0,200	25,705	2,134	0,083	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:				0,110	0,399	0,000	0,400	25,604	5,359	0,209	
		4,97		0,180	0,598	0,010	0,600	25,503	9,110	0,357	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:				0,260	0,797	0,010	0,800	25,401	13,380	0,527	
		4,35		0,350	0,997	0,050	1,000	25,300	18,163	0,718	
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO				0,460	1,195	0,080	1,200	25,199	23,981	0,952	
				0,590	1,394	0,100	1,400	25,098	30,817	1,228	
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	18,000	16,200	15,970	0,720	1,593	0,130	1,600	24,997	37,613	1,505
3 - Solo Seco + Cápsula	g	16,680	15,150	14,900	0,860	1,791	0,170	1,800	24,896	44,889	1,803
4 - Peso da Água	g	1,320	1,050	1,070	1,050	1,990	0,210	2,000	24,796	54,697	2,206
4 - Peso da Cápsula	g	6,400	6,960	6,590	1,160	2,188	0,260	2,200	24,695	60,343	2,444
5 - Peso do Solo Seco	g	10,280	8,190	8,310	1,300	2,387	0,300	2,400	24,594	67,497	2,744
6 - Umidade	%	12,840	12,821	12,876	1,440	2,586	0,360	2,600	24,493	74,616	3,046
6 - Umidade	%		12,846		1,580	2,784	0,440	2,800	24,392	81,705	3,350
					1,700	2,983	0,520	3,000	24,291	87,758	3,613
					1,830	3,182	0,660	3,200	24,190	94,294	3,898
					0,020	3,400	0,760	3,400	24,079	0,517	0,021
					0,020	3,600	0,760	3,600	23,978	0,517	0,022
					0,020	3,800	0,760	3,800	23,876	0,517	0,022
					0,020	4,000	0,760	4,000	23,775	0,517	0,022
					0,030	4,200	0,750	4,200	23,673	1,056	0,045
					0,130	4,399	0,750	4,400	23,572	6,432	0,273
					0,210	4,598	0,760	4,600	23,471	10,713	0,456
					0,280	4,797	0,800	4,800	23,369	14,445	0,618
					0,280	4,997	0,830	5,000	23,268	14,445	0,621
					0,280	5,197	0,850	5,200	23,166	14,445	0,624
					0,270	5,397	0,870	5,400	23,065	13,912	0,603
					0,270	5,597	0,910	5,600	22,963	13,912	0,606
					0,270	5,797	0,940	5,800	22,861	13,912	0,609
					0,270	5,997	0,960	6,000	22,760	13,912	0,611
					0,260	6,1974	0,990	6,200	22,658	13,380	0,591
					0,260	6,3974	1,010	6,400	22,557	13,380	0,593
					0,260	6,5974	1,030	6,600	22,455	13,380	0,596
					0,260	6,7974	1,060	6,800	22,353	13,380	0,599
					0,260	6,9974	1,080	7,000	22,252	13,380	0,601
					0,260	7,1974	1,110	7,200	22,150	13,380	0,604
					0,270	7,3973	1,140	7,400	22,049	13,912	0,631
					0,270	7,5973	1,150	7,600	21,947	13,912	0,634
					0,270	7,7973	1,180	7,800	21,845	13,912	0,637
					0,260	7,9974	1,200	8,000	21,744	13,380	0,615
					0,270	8,1973	1,230	8,200	21,642	13,912	0,643
					0,260	8,3974	1,260	8,400	21,541	13,380	0,621
					0,260	8,5974	1,290	8,600	21,439	13,380	0,624
					0,250	8,7975	1,310	8,800	21,337	12,847	0,602
					0,240	8,9976	1,330	9,000	21,236	12,314	0,580
					0,250	9,1975	1,300	9,200	21,134	12,847	0,608
					0,250	9,3975	1,380	9,400	21,032	12,847	0,611
					0,250	9,5975	1,410	9,600	20,931	12,847	0,614
					0,240	9,7976	1,430	9,800	20,829	12,314	0,591
					0,240	9,9976	1,450	10,000	20,728	12,314	0,594



APÊNDICE H – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 25 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{L} (\text{mm})$ $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - ($\Delta L / 10$)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
					ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332							
Tempo de Ruptura	min	67,5676							
Tensão Normal	kPa	25							
Carga	kgf	3,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Combinação		3,5 kg no arco	0,020	0,200	-0,020	0,200	25,705	0,517	0,020
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:		4,5	0,050	0,400	-0,020	0,400	25,603	2,134	0,083
			0,070	0,599	-0,030	0,600	25,502	3,210	0,126
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:		4,46	0,100	0,799	-0,040	0,800	25,401	4,822	0,190
			0,140	0,999	-0,040	1,000	25,299	6,968	0,275
			0,170	1,198	-0,040	1,200	25,198	8,575	0,340
			0,200	1,398	-0,030	1,400	25,096	10,179	0,406
			0,200	1,598	0,000	1,600	24,995	10,179	0,407
			0,200	1,798	0,040	1,800	24,893	10,179	0,409
			0,200	1,998	0,070	2,000	24,791	10,179	0,411
			0,190	2,198	0,100	2,200	24,690	9,645	0,391
			0,180	2,398	0,130	2,400	24,588	9,110	0,371
			0,160	2,598	0,150	2,600	24,486	8,040	0,328
			0,150	2,799	0,160	2,800	24,385	7,504	0,308
			0,150	2,999	0,170	3,000	24,283	7,504	0,309
			0,140	3,199	0,170	3,200	24,182	6,968	0,288
			0,140	3,399	0,180	3,400	24,080	6,968	0,289
			0,140	3,599	0,180	3,600	23,978	6,968	0,291
			0,140	3,799	0,170	3,800	23,877	6,968	0,292
			0,140	3,999	0,170	4,000	23,775	6,968	0,293
			0,140	4,199	0,170	4,200	23,674	6,968	0,294
			0,140	4,399	0,170	4,400	23,572	6,968	0,296
			0,140	4,599	0,170	4,600	23,470	6,968	0,297
			0,130	4,799	0,160	4,800	23,369	6,432	0,275
			0,130	4,999	0,160	5,000	23,267	6,432	0,276
			0,130	5,199	0,150	5,200	23,165	6,432	0,278
			0,130	5,399	0,150	5,400	23,064	6,432	0,279
			0,130	5,599	0,140	5,600	22,962	6,432	0,280
			0,130	5,799	0,130	5,800	22,861	6,432	0,281
			0,130	5,999	0,120	6,000	22,759	6,432	0,283
			0,140	6,1986	0,110	6,200	22,658	6,968	0,308
			0,140	6,3986	0,100	6,400	22,556	6,968	0,309
			0,140	6,5986	0,090	6,600	22,454	6,968	0,310
			0,140	6,7986	0,090	6,800	22,353	6,968	0,312
			0,140	6,9986	0,080	7,000	22,251	6,968	0,313
			0,130	7,1987	0,070	7,200	22,149	6,432	0,290
			0,130	7,3987	0,060	7,400	22,048	6,432	0,292
			0,130	7,5987	0,050	7,600	21,946	6,432	0,293
			0,130	7,7987	0,040	7,800	21,845	6,432	0,294
			0,130	7,9987	0,030	8,000	21,743	6,432	0,296
			0,130	8,1987	0,030	8,200	21,641	6,432	0,297
			0,130	8,3987	0,020	8,400	21,540	6,432	0,299
			0,130	8,5987	0,010	8,600	21,438	6,432	0,300
			0,130	8,7987	0,000	8,800	21,337	6,432	0,301
			0,130	8,9987	-0,010	9,000	21,235	6,432	0,303

APÊNDICE I – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 50 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{\Delta H} - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - ($\Delta L / 10$)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332			ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Tempo de Ruptura	min	67,5676	0,090	0,199	0,000	0,200	25,705	4,285	0,167
Tensão Normal	kPa	50	0,150	0,399	0,000	0,400	25,604	7,504	0,293
Carga	kgf	7	0,210	0,598	0,000	0,600	25,503	10,713	0,420
Combinação	7 kg no arco		0,260	0,797	0,000	0,800	25,401	13,380	0,527
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:	8,21		0,310	0,997	0,010	1,000	25,300	16,040	0,634
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:	8,08		0,330	1,197	0,030	1,200	25,198	17,102	0,679
			0,330	1,397	0,070	1,400	25,097	17,102	0,681
			0,330	1,597	0,110	1,600	24,995	17,102	0,684
			0,320	1,797	0,140	1,800	24,894	16,571	0,666
			0,310	1,997	0,180	2,000	24,792	16,040	0,647
			0,310	2,197	0,210	2,200	24,690	16,040	0,650
			0,300	2,397	0,250	2,400	24,589	15,508	0,631
			0,270	2,597	0,280	2,600	24,487	13,912	0,568
			0,270	2,797	0,320	2,800	24,385	13,912	0,571
			0,250	2,998	0,350	3,000	24,284	12,847	0,529
			0,220	3,198	0,380	3,200	24,182	11,247	0,465
			0,210	3,398	0,400	3,400	24,080	10,713	0,445
			0,210	3,598	0,420	3,600	23,979	10,713	0,447
			0,200	3,798	0,440	3,800	23,877	10,179	0,426
			0,200	3,998	0,460	4,000	23,775	10,179	0,428
			0,200	4,198	0,470	4,200	23,674	10,179	0,430
			0,190	4,398	0,480	4,400	23,572	9,645	0,409
			0,190	4,598	0,490	4,600	23,471	9,645	0,411
			0,190	4,798	0,500	4,800	23,369	9,645	0,413
			0,190	4,998	0,510	5,000	23,267	9,645	0,415
			0,190	5,198	0,520	5,200	23,166	9,645	0,416
			0,190	5,398	0,540	5,400	23,064	9,645	0,418
			0,190	5,598	0,550	5,600	22,963	9,645	0,420
			0,190	5,798	0,560	5,800	22,861	9,645	0,422
			0,200	5,998	0,560	6,000	22,759	10,179	0,447
			0,200	6,198	0,550	6,200	22,658	10,179	0,449
			0,190	6,3981	0,530	6,400	22,556	9,645	0,428
			0,170	6,5983	0,500	6,600	22,454	8,575	0,382
			0,170	6,7983	0,480	6,800	22,353	8,575	0,384
			0,170	6,9983	0,460	7,000	22,251	8,575	0,385
			0,170	7,1983	0,450	7,200	22,150	8,575	0,387
			0,170	7,3983	0,420	7,400	22,048	8,575	0,389
			0,170	7,5983	0,410	7,600	21,946	8,575	0,391
			0,170	7,7983	0,400	7,800	21,845	8,575	0,393
			0,180	7,9982	0,380	8,000	21,743	9,110	0,419
			0,180	8,1982	0,370	8,200	21,642	9,110	0,421
			0,180	8,3982	0,360	8,400	21,540	9,110	0,423
			0,180	8,5982	0,350	8,600	21,439	9,110	0,425
			0,180	8,7982	0,340	8,800	21,337	9,110	0,427
			0,190	8,9981	0,330	9,000	21,235	9,645	0,454

APÊNDICE J – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 100 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{\Delta H} - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - ($\Delta L / 10$)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
					ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332							
Tempo de Ruptura	min	67,5676							
Tensão Normal	kPa	100							
Carga	kgf	2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Combinação		2 kg no braço	0,090	0,199	-0,040	0,200	25,705	4,285	0,167
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:		4,28	0,140	0,399	-0,080	0,400	25,604	6,968	0,272
			0,200	0,598	-0,110	0,600	25,503	10,179	0,399
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:		3,88	0,240	0,798	-0,130	0,800	25,401	12,314	0,485
			0,250	0,998	-0,150	1,000	25,300	12,847	0,508
			0,270	1,197	-0,170	1,200	25,198	13,912	0,552
			0,280	1,397	-0,190	1,400	25,097	14,445	0,576
			0,300	1,597	-0,200	1,600	24,995	15,508	0,620
			0,310	1,797	-0,200	1,800	24,894	16,040	0,644
			0,320	1,997	-0,200	2,000	24,792	16,571	0,668
			0,340	2,197	-0,210	2,200	24,691	17,633	0,714
			0,350	2,397	-0,210	2,400	24,589	18,163	0,739
			0,360	2,596	-0,210	2,600	24,487	18,693	0,763
			0,360	2,796	-0,210	2,800	24,386	18,693	0,767
			0,360	2,996	-0,200	3,000	24,284	18,693	0,770
			0,360	3,196	-0,190	3,200	24,183	18,693	0,773
			0,360	3,396	-0,180	3,400	24,081	18,693	0,776
			0,360	3,596	-0,170	3,600	23,979	18,693	0,780
			0,350	3,797	-0,160	3,800	23,878	18,163	0,761
			0,350	3,997	-0,150	4,000	23,776	18,163	0,764
			0,340	4,197	-0,150	4,200	23,675	17,633	0,745
			0,330	4,397	-0,150	4,400	23,573	17,102	0,725
			0,330	4,597	-0,170	4,600	23,471	17,102	0,729
			0,330	4,797	-0,170	4,800	23,370	17,102	0,732
			0,330	4,997	-0,170	5,000	23,268	17,102	0,735
			0,320	5,197	-0,170	5,200	23,166	16,571	0,715
			0,320	5,397	-0,180	5,400	23,065	16,571	0,718
			0,320	5,597	-0,180	5,600	22,963	16,571	0,722
			0,320	5,797	-0,190	5,800	22,862	16,571	0,725
			0,320	5,997	-0,190	6,000	22,760	16,571	0,728
			0,320	6,1968	-0,200	6,200	22,658	16,571	0,731
			0,320	6,3968	-0,210	6,400	22,557	16,571	0,735
			0,320	6,5968	-0,210	6,600	22,455	16,571	0,738
			0,320	6,7968	-0,220	6,800	22,354	16,571	0,741
			0,320	6,9968	-0,230	7,000	22,252	16,571	0,745
			0,320	7,1968	-0,230	7,200	22,150	16,571	0,748
			0,320	7,3968	-0,240	7,400	22,049	16,571	0,752
			0,320	7,5968	-0,240	7,600	21,947	16,571	0,755
			0,320	7,7968	-0,250	7,800	21,846	16,571	0,759
			0,320	7,9968	-0,290	8,000	21,744	16,571	0,762
			0,320	8,1968	-0,300	8,200	21,642	16,571	0,766
			0,320	8,3968	-0,300	8,400	21,541	16,571	0,769
			0,320	8,5968	-0,300	8,600	21,439	16,571	0,773
			0,320	8,7968	-0,300	8,800	21,338	16,571	0,777
			0,320	8,9968	-0,300	9,000	21,236	16,571	0,780

APÊNDICE K – CISALHAMENTO SOLO REMOLDADO INUNDADO 200 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação ΔL (mm) $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - (ΔL / 10)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332			ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Tempo de Ruptura	min	67,5676	0,130	0,199	-0,030	0,200	25,705	6,432	0,250
Tensão Normal	kPa	200	0,230	0,398	-0,050	0,400	25,604	11,781	0,460
Carga	kgf	7,15	0,320	0,597	-0,070	0,600	25,503	16,571	0,650
Combinação	7,150 kg no braço		0,400	0,796	-0,120	0,800	25,402	20,811	0,819
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:	3,79		0,450	0,996	-0,200	1,000	25,301	23,453	0,927
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:	3,5		0,500	1,195	-0,280	1,200	25,199	26,088	1,035
<div style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;">Tensão x Deformação</p> </div>			0,560	1,394	-0,350	1,400	25,098	29,243	1,165
			0,600	1,594	-0,400	1,600	24,997	31,341	1,254
<div style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;">Variação Volumétrica</p> </div>			0,640	1,794	-0,450	1,800	24,895	33,435	1,343
			0,660	1,993	-0,480	2,000	24,794	34,481	1,391
<div style="text-align: center;"> </div>			0,680	2,193	-0,510	2,200	24,692	35,526	1,439
			0,690	2,393	-0,520	2,400	24,591	36,048	1,466
			0,690	2,593	-0,530	2,600	24,489	36,048	1,472
			0,690	2,793	-0,520	2,800	24,388	36,048	1,478
			0,690	2,993	-0,520	3,000	24,286	36,048	1,484
			0,690	3,193	-0,520	3,200	24,184	36,048	1,491
			0,680	3,393	-0,530	3,400	24,083	35,526	1,475
			0,670	3,593	-0,540	3,600	23,981	35,004	1,460
			0,670	3,793	-0,550	3,800	23,879	35,004	1,466
			0,660	3,993	-0,560	4,000	23,778	34,481	1,450
			0,660	4,193	-0,570	4,200	23,676	34,481	1,456
			0,660	4,393	-0,580	4,400	23,575	34,481	1,463
			0,660	4,593	-0,590	4,600	23,473	34,481	1,469
			0,660	4,793	-0,600	4,800	23,371	34,481	1,475
			0,660	4,993	-0,600	5,000	23,270	34,481	1,482
			0,660	5,193	-0,610	5,200	23,168	34,481	1,488
			0,660	5,393	-0,630	5,400	23,067	34,481	1,495
			0,660	5,593	-0,630	5,600	22,965	34,481	1,501
			0,660	5,793	-0,640	5,800	22,863	34,481	1,508
			0,660	5,993	-0,650	6,000	22,762	34,481	1,515
			0,670	6,1933	-0,650	6,200	22,660	35,004	1,545
			0,670	6,3933	-0,660	6,400	22,559	35,004	1,552
			0,660	6,5934	-0,660	6,600	22,457	34,481	1,535
			0,660	6,7934	-0,670	6,800	22,355	34,481	1,542
			0,660	6,9934	-0,670	7,000	22,254	34,481	1,549
			0,660	7,1934	-0,680	7,200	22,152	34,481	1,557
			0,660	7,3934	-0,680	7,400	22,051	34,481	1,564
			0,660	7,5934	-0,690	7,600	21,949	34,481	1,571
			0,660	7,7934	-0,690	7,800	21,847	34,481	1,578
			0,660	7,9934	-0,690	8,000	21,746	34,481	1,586
			0,660	8,1934	-0,700	8,200	21,644	34,481	1,593
			0,650	8,3935	-0,700	8,400	21,543	33,958	1,576
			0,650	8,5935	-0,710	8,600	21,441	33,958	1,584
			0,650	8,7935	-0,710	8,800	21,339	33,958	1,591
			0,650	8,9935	-0,720	9,000	21,238	33,958	1,599

APÊNDICE M – CISALHAMENTO INTERFACE 50 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO				Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{L}$ (mm) $\frac{\Delta H}{LAD} \cdot 100$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - (ΔL / 10)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A	
						ΔV (mm)	ΔH (mm)				
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332									
Tempo de Ruptura	min	75,0751									
Tensão Normal	kPa	50									
Carga	kgf	7		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
Combinação		7 kg no arco		0,050	0,200	-0,040	0,200	25,705	2,134	0,083	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:		7,8		0,080	0,399	-0,080	0,400	25,604	3,748	0,146	
				0,090	0,599	-0,080	0,600	25,502	4,285	0,168	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:		7,68		0,090	0,799	-0,090	0,800	25,400	4,285	0,169	
				0,090	0,999	-0,090	1,000	25,299	4,285	0,169	
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO				0,090	1,199	-0,090	1,200	25,197	4,285	0,170	
				0,080	1,399	-0,090	1,400	25,096	3,748	0,149	
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	11,170	17,500	16,770	0,120	1,599	-0,090	1,600	24,994	5,896	0,236
3 - Solo Seco + Cápsula	g	10,780	16,650	16,020	0,140	1,799	-0,090	1,800	24,893	6,968	0,280
4 - Peso da Água	g	0,390	0,850	0,750	0,190	1,998	-0,080	2,000	24,791	9,645	0,389
4 - Peso da Cápsula	g	5,960	8,040	7,590	0,240	2,198	-0,060	2,200	24,690	12,314	0,499
5 - Peso do Solo Seco	g	4,820	8,610	8,430	0,270	2,397	0,000	2,400	24,589	13,912	0,566
6 - Umidade	%	8,091	9,872	8,897	0,300	2,597	0,030	2,600	24,487	15,508	0,633
6 - Umidade	%	8,953			0,350	2,797	0,060	2,800	24,386	18,163	0,745
					0,370	2,996	0,100	3,000	24,284	19,223	0,792
					0,350	3,197	0,140	3,200	24,183	18,163	0,751
					0,320	3,397	0,170	3,400	24,081	16,571	0,688
					0,300	3,597	0,190	3,600	23,979	15,508	0,647
					0,280	3,797	0,220	3,800	23,877	14,445	0,605
					0,280	3,997	0,230	4,000	23,776	14,445	0,608
					0,270	4,197	0,260	4,200	23,674	13,912	0,588
					0,280	4,397	0,280	4,400	23,573	14,445	0,613
					0,280	4,597	0,300	4,600	23,471	14,445	0,615
					0,280	4,797	0,330	4,800	23,369	14,445	0,618
					0,270	4,997	0,350	5,000	23,268	13,912	0,598
					0,270	5,197	0,370	5,200	23,166	13,912	0,601
					0,280	5,397	0,390	5,400	23,065	14,445	0,626
					0,280	5,597	0,410	5,600	22,963	14,445	0,629
					0,270	5,797	0,420	5,800	22,861	13,912	0,609
					0,260	5,997	0,440	6,000	22,760	13,380	0,588
					0,250	6,197	0,460	6,200	22,658	12,847	0,567
					0,240	6,397	0,470	6,400	22,556	12,314	0,546
					0,240	6,597	0,480	6,600	22,455	12,314	0,548
					0,240	6,797	0,490	6,800	22,353	12,314	0,551
					0,240	6,997	0,500	7,000	22,252	12,314	0,553
					0,240	7,197	0,510	7,200	22,150	12,314	0,556
					0,250	7,397	0,520	7,400	22,048	12,847	0,583
					0,250	7,597	0,540	7,600	21,947	12,847	0,585
					0,250	7,797	0,560	7,800	21,845	12,847	0,588
					0,240	7,997	0,570	8,000	21,744	12,314	0,566
					0,240	8,197	0,590	8,200	21,642	12,314	0,569
					0,240	8,397	0,600	8,400	21,540	12,314	0,572
					0,240	8,597	0,610	8,600	21,439	12,314	0,574
					0,240	8,797	0,630	8,800	21,337	12,314	0,577
					0,240	8,997	0,640	9,000	21,236	12,314	0,580
					0,240	9,197	0,650	9,200	21,134	12,314	0,583
					0,230	9,397	0,670	9,400	21,032	11,781	0,560
					0,230	9,597	0,680	9,600	20,931	11,781	0,563
					0,240	9,797	0,690	9,800	20,829	12,314	0,591
					0,240	9,997	0,700	10,000	20,728	12,314	0,594

Tensão x Deformação

Variação Volumétrica

APÊNDICE N – CISALHAMENTO INTERFACE 100 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO				Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{L}$ (mm) $\frac{\Delta H}{LAD} \cdot 100$	Defletômetro		Área A (cm ²) $5,08 \times [5,08 - (\Delta L / 10)]$	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A	
						ΔV (mm)	ΔH (mm)				
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332									
Tempo de Ruptura	min	75,0751									
Tensão Normal	kPa	100									
Carga	kgf	2		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Combinação	2 kg no braço			0,110	0,199	-0,030	0,200	25,705	5,359	0,208	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:				0,190	0,398	-0,050	0,400	25,604	9,645	0,377	
				4,09	0,290	0,597	-0,050	0,600	25,503	14,977	0,587
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:				0,380	0,796	-0,050	0,800	25,402	19,753	0,778	
				3,98	0,410	0,996	-0,040	1,000	25,300	21,340	0,843
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO				0,500	1,195	-0,020	1,200	25,199	26,088	1,035	
				0,580	1,394	0,000	1,400	25,098	30,292	1,207	
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	17,740	15,030	14,300	0,670	1,593	0,020	1,600	24,997	35,004	1,400
3 - Solo Seco + Cápsula	g	16,970	14,380	13,630	0,740	1,793	0,050	1,800	24,896	38,655	1,553
4 - Peso da Água	g	0,770	0,650	0,670	0,730	1,993	0,100	2,000	24,794	38,134	1,538
4 - Peso da Cápsula	g	8,630	7,030	6,180	0,540	2,195	0,110	2,200	24,692	28,192	1,142
5 - Peso do Solo Seco	g	8,340	7,350	7,450	0,470	2,395	0,110	2,400	24,590	24,508	0,997
6 - Umidade	%	9,233	8,844	8,993	0,460	2,595	0,110	2,600	24,488	23,981	0,979
6 - Umidade	%	9,023			0,430	2,796	0,110	2,800	24,386	22,397	0,918
					0,440	2,996	0,110	3,000	24,285	22,925	0,944
					0,440	3,196	0,110	3,200	24,183	22,925	0,948
					0,400	3,396	0,110	3,400	24,081	20,811	0,864
					0,360	3,596	0,100	3,600	23,979	18,693	0,780
					0,360	3,796	0,090	3,800	23,878	18,693	0,783
					0,370	3,996	0,080	4,000	23,776	19,223	0,808
					0,380	4,196	0,070	4,200	23,675	19,753	0,834
					0,370	4,396	0,070	4,400	23,573	19,223	0,815
					0,360	4,596	0,060	4,600	23,471	18,693	0,796
					0,350	4,797	0,050	4,800	23,370	18,163	0,777
					0,350	4,997	0,040	5,000	23,268	18,163	0,781
					0,340	5,197	0,030	5,200	23,167	17,633	0,761
					0,340	5,397	0,020	5,400	23,065	17,633	0,764
					0,340	5,597	0,020	5,600	22,963	17,633	0,768
					0,340	5,797	0,010	5,800	22,862	17,633	0,771
					0,340	5,997	0,010	6,000	22,760	17,633	0,775
					0,340	6,1966	0,000	6,200	22,659	17,633	0,778
					0,340	6,3966	0,000	6,400	22,557	17,633	0,782
					0,330	6,5967	0,000	6,600	22,455	17,102	0,762
					0,340	6,7966	-0,010	6,800	22,354	17,633	0,789
					0,350	6,9965	-0,020	7,000	22,252	18,163	0,816
					0,350	7,1965	-0,020	7,200	22,151	18,163	0,820
					0,360	7,3964	-0,030	7,400	22,049	18,693	0,848
					0,370	7,5963	-0,030	7,600	21,947	19,223	0,876
					0,370	7,7963	-0,030	7,800	21,846	19,223	0,880
					0,380	7,9962	-0,030	8,000	21,744	19,753	0,908
					0,380	8,1962	-0,030	8,200	21,643	19,753	0,913
					0,380	8,3962	-0,030	8,400	21,541	19,753	0,917
					0,370	8,5963	-0,030	8,600	21,439	19,223	0,897
					0,380	8,7962	-0,030	8,800	21,338	19,753	0,926
					0,380	8,9962	-0,030	9,000	21,236	19,753	0,930
					0,370	9,1963	-0,030	9,200	21,135	19,223	0,910
					0,370	9,3963	-0,030	9,400	21,033	19,223	0,914
					0,370	9,5963	-0,030	9,600	20,931	19,223	0,918
					0,360	9,7964	-0,020	9,800	20,830	18,693	0,897
					0,360	9,9964	-0,020	10,000	20,728	18,693	0,902

Tensão x Deformação

Variação Volumétrica

APÊNDICE O – CISALHAMENTO INTERFACE 200 KPA

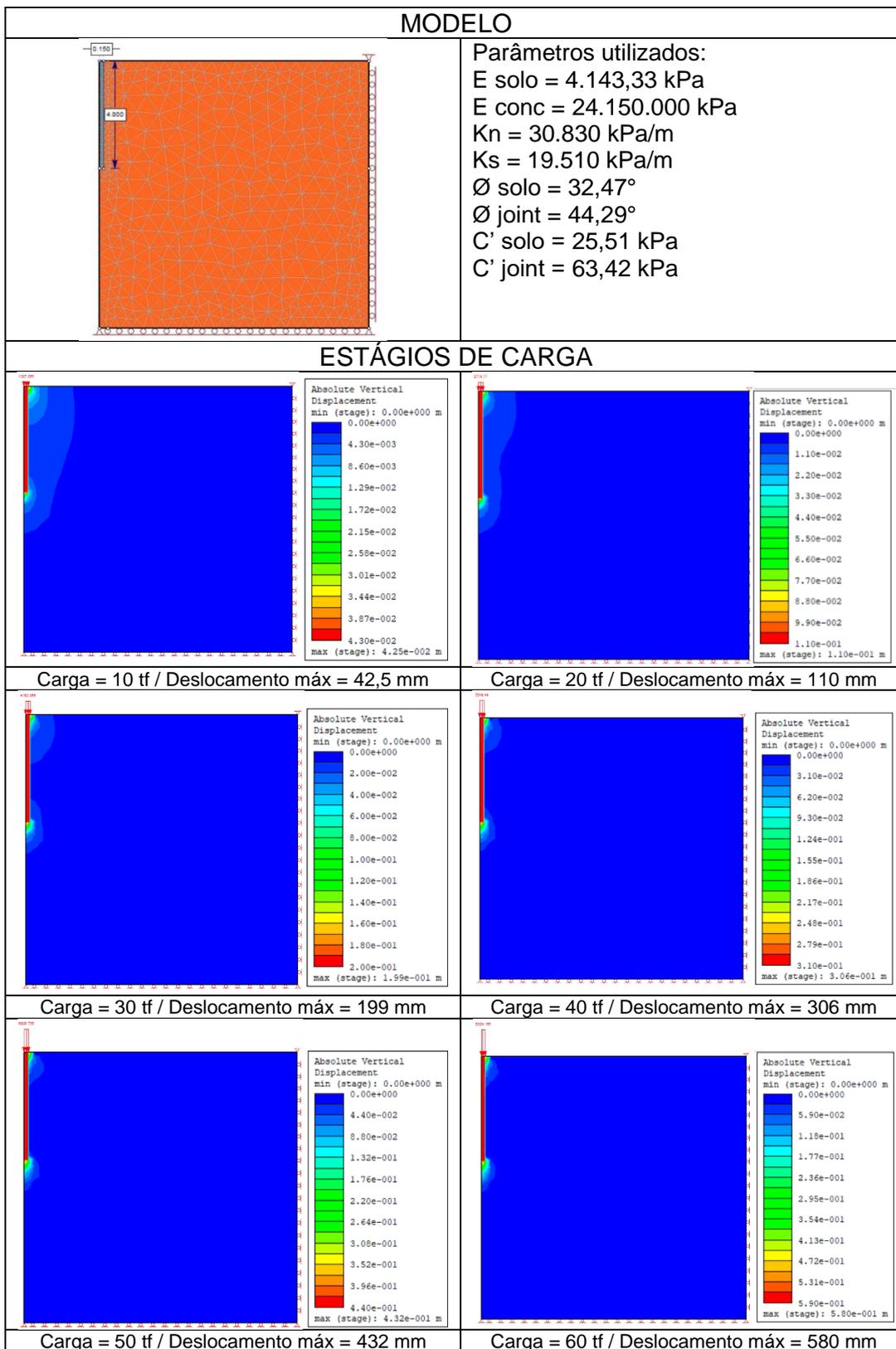
CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO				Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação $\frac{\Delta L}{L} (\text{mm})$ $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) 5,08 x [5,08 - ($\Delta L / 10$)]	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A	
						ΔV (mm)	ΔH (mm)				
Velocidade de Deformação	mm/min	0,1332									
Tempo de Ruptura	min	52,5526									
Tensão Normal	kPa	200									
Carga	kgf	7,15		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
Combinação	7,150 kg no braço			0,120	0,199	-0,030	0,200	25,705	5,896	0,229	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:	4,5			0,230	0,398	-0,050	0,400	25,604	11,781	0,460	
				0,350	0,597	-0,070	0,600	25,503	18,163	0,712	
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:	4,18			0,410	0,796	-0,090	0,800	25,402	21,340	0,840	
				0,490	0,995	-0,100	1,000	25,301	25,562	1,010	
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO				0,580	1,194	-0,110	1,200	25,200	30,292	1,202	
				0,660	1,393	-0,120	1,400	25,099	34,481	1,374	
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	17,060	16,300	16,940	0,740	1,593	-0,130	1,600	24,997	38,655	1,546
3 - Solo Seco + Cápsula	g	16,270	15,490	16,230	0,820	1,792	-0,130	1,800	24,896	42,814	1,720
4 - Peso da Água	g	0,790	0,810	0,710	0,920	1,991	-0,130	2,000	24,795	47,994	1,936
4 - Peso da Cápsula	g	7,480	6,620	7,590	1,030	2,190	-0,120	2,200	24,694	53,668	2,173
5 - Peso do Solo Seco	g	8,790	8,870	8,640	1,140	2,389	-0,110	2,400	24,593	59,318	2,412
6 - Umidade	%	8,987	9,132	8,218	1,190	2,588	-0,100	2,600	24,492	61,879	2,527
6 - Umidade	%	8,779			1,230	2,788	-0,080	2,800	24,390	63,924	2,621
					1,250	2,988	-0,050	3,000	24,289	64,946	2,674
					0,960	3,190	0,010	3,200	24,186	50,060	2,070
					0,940	3,391	0,020	3,400	24,084	49,028	2,036
					0,920	3,591	0,030	3,600	23,982	47,994	2,001
					0,900	3,791	0,050	3,800	23,881	46,960	1,966
					0,900	3,991	0,050	4,000	23,779	46,960	1,975
					0,890	4,191	0,060	4,200	23,677	46,442	1,961
					0,890	4,391	0,070	4,400	23,576	46,442	1,970
					0,890	4,591	0,070	4,600	23,474	46,442	1,978
					0,870	4,791	0,080	4,800	23,372	45,407	1,943
					0,860	4,991	0,080	5,000	23,271	44,889	1,929
					0,870	5,191	0,090	5,200	23,169	45,407	1,960
					0,870	5,391	0,090	5,400	23,068	45,407	1,968
					0,860	5,591	0,090	5,600	22,966	44,889	1,955
					0,860	5,791	0,100	5,800	22,864	44,889	1,963
					0,840	5,992	0,100	6,000	22,763	43,852	1,926
					0,840	6,1916	0,100	6,200	22,661	43,852	1,935
					0,840	6,3916	0,100	6,400	22,559	43,852	1,944
					0,840	6,5916	0,100	6,600	22,458	43,852	1,953
					0,840	6,7916	0,100	6,800	22,356	43,852	1,962
					0,840	6,9916	0,100	7,000	22,255	43,852	1,970

Tensão x Deformação

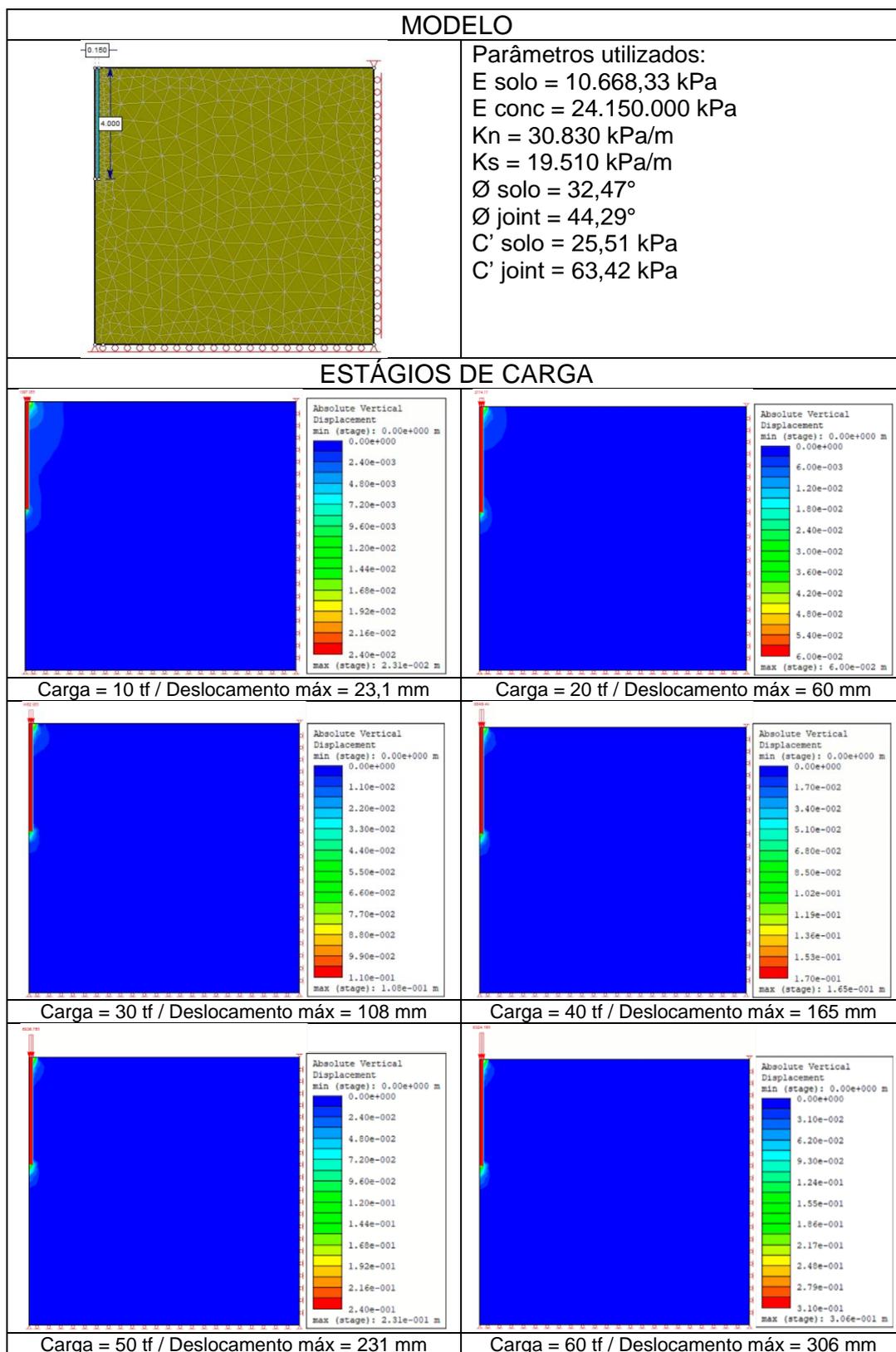
Variação Volumétrica

APÊNDICE P – MODELOS MEF

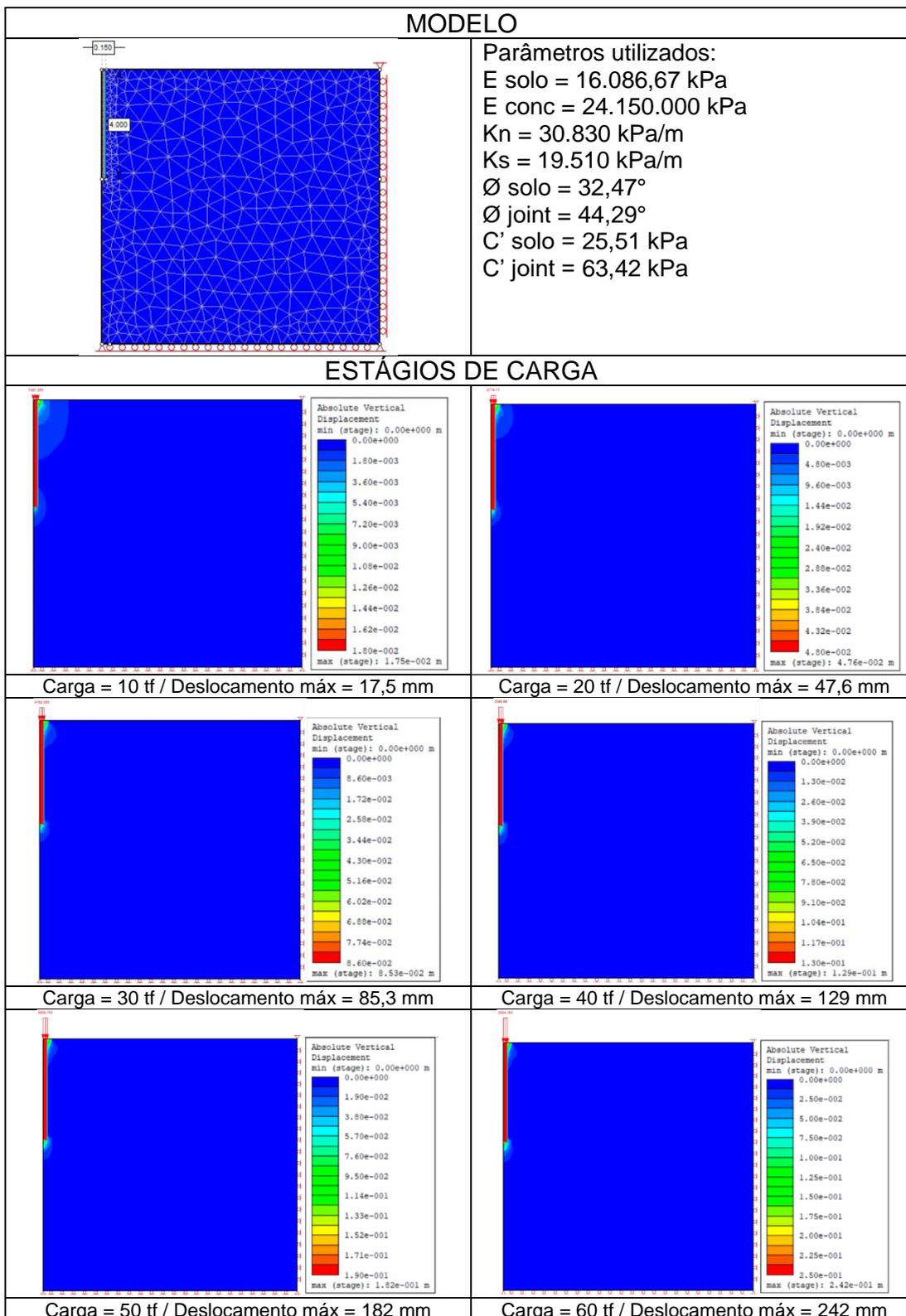
ESTACA PONTA: PARÂMETROS MÍNIMOS



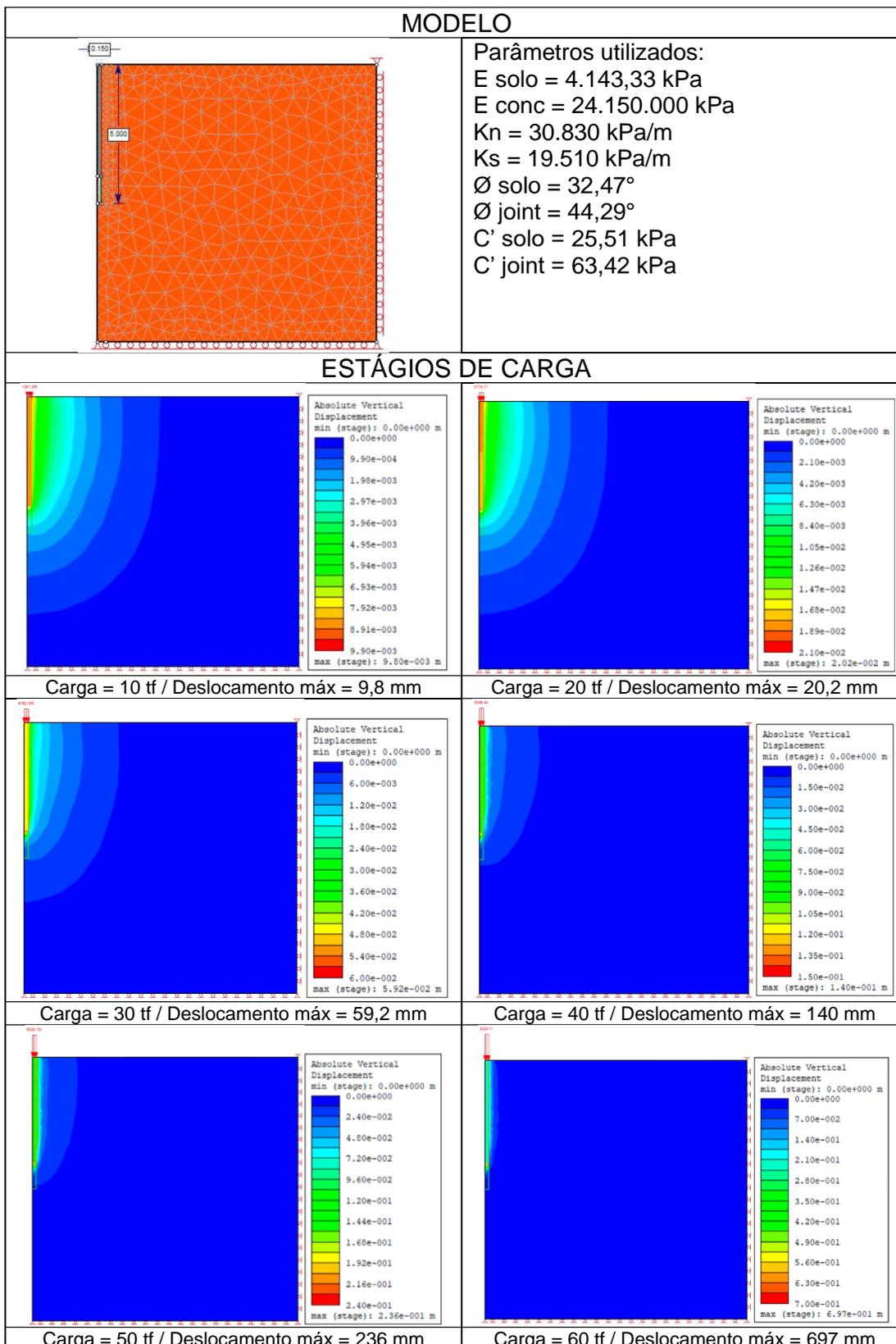
ESTACA PONTA: PARÂMETROS MÉDIOS



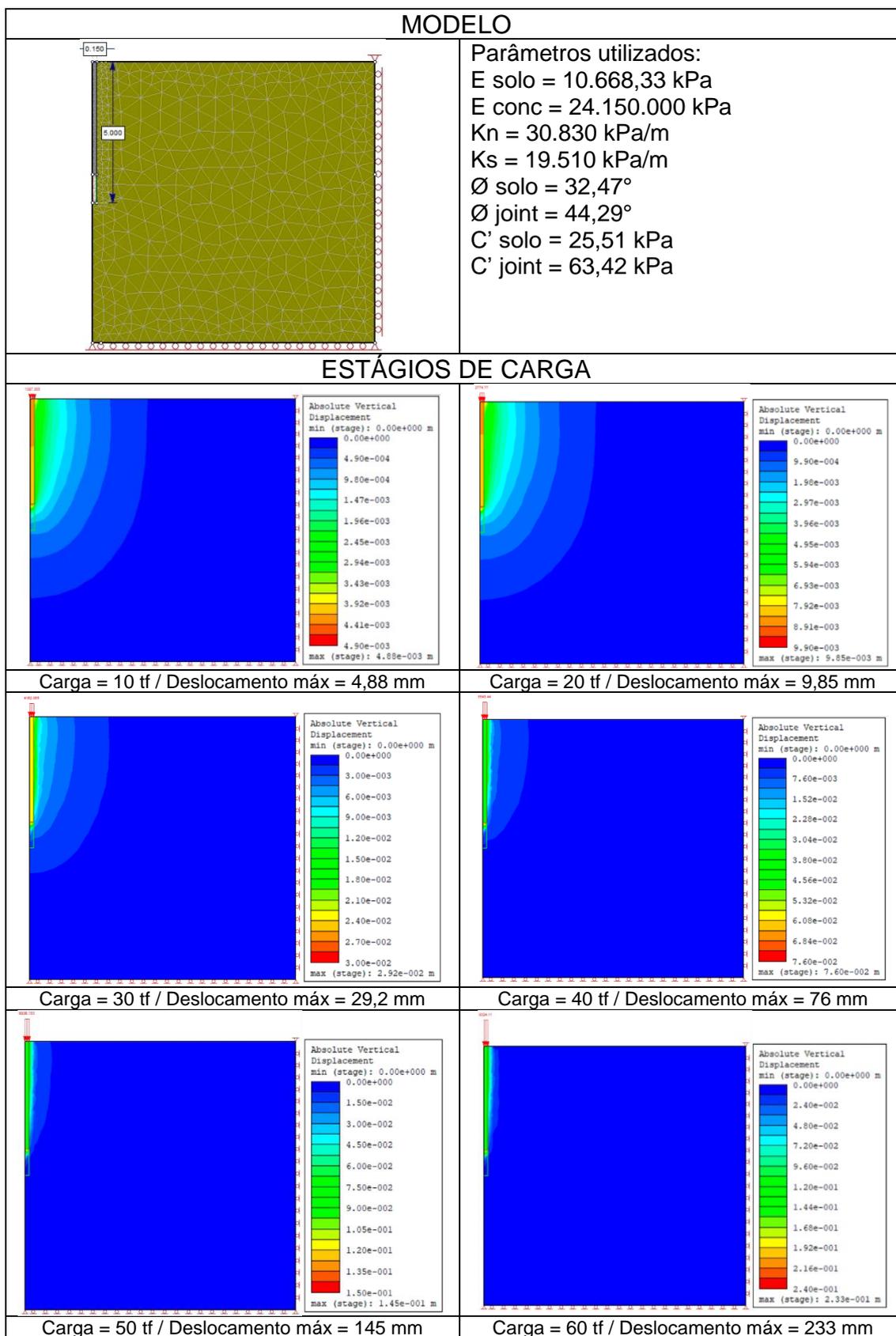
ESTACA PONTA: PARÂMETROS MÁXIMOS



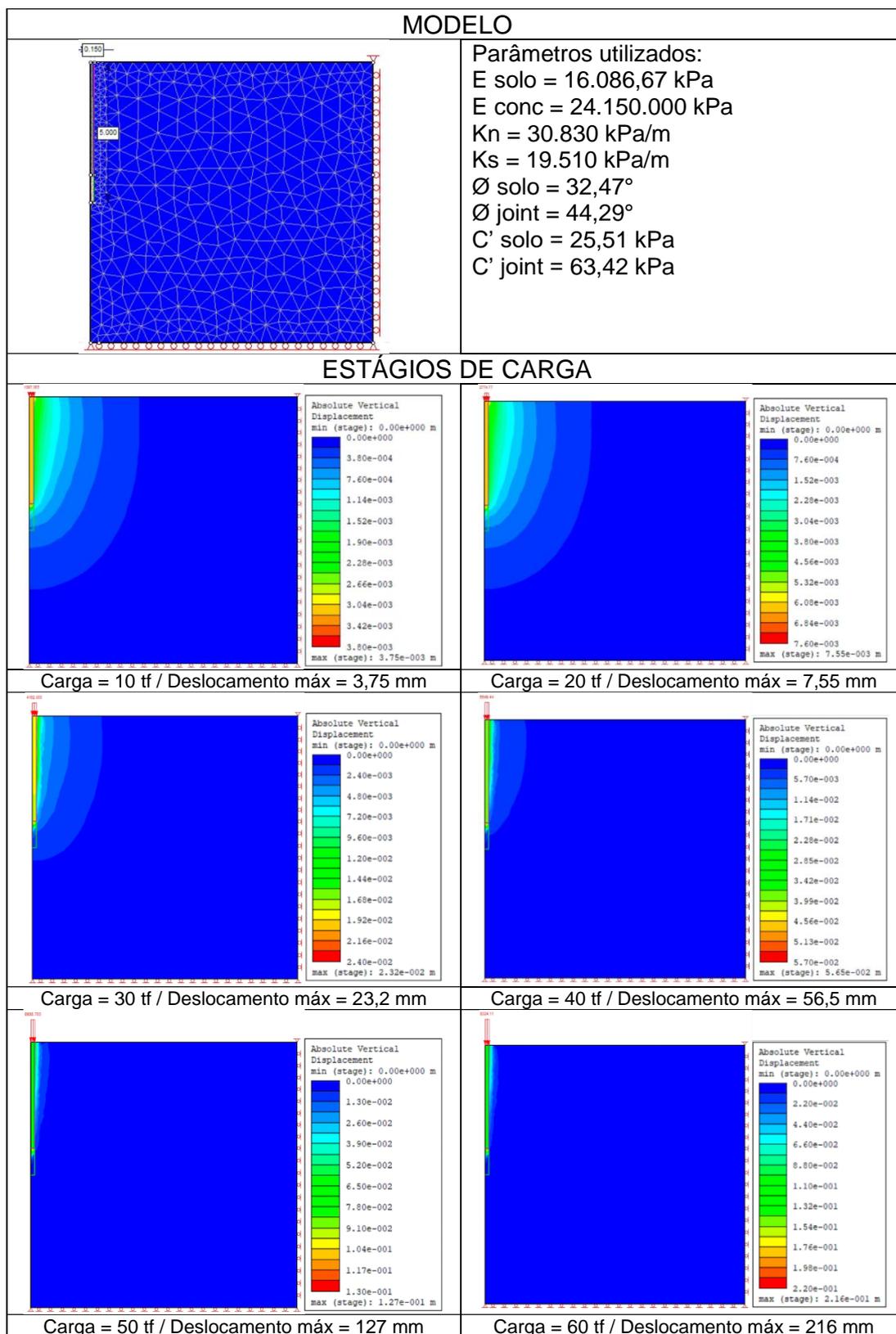
ESTACA FUSTE: PARÂMETROS MÍNIMOS



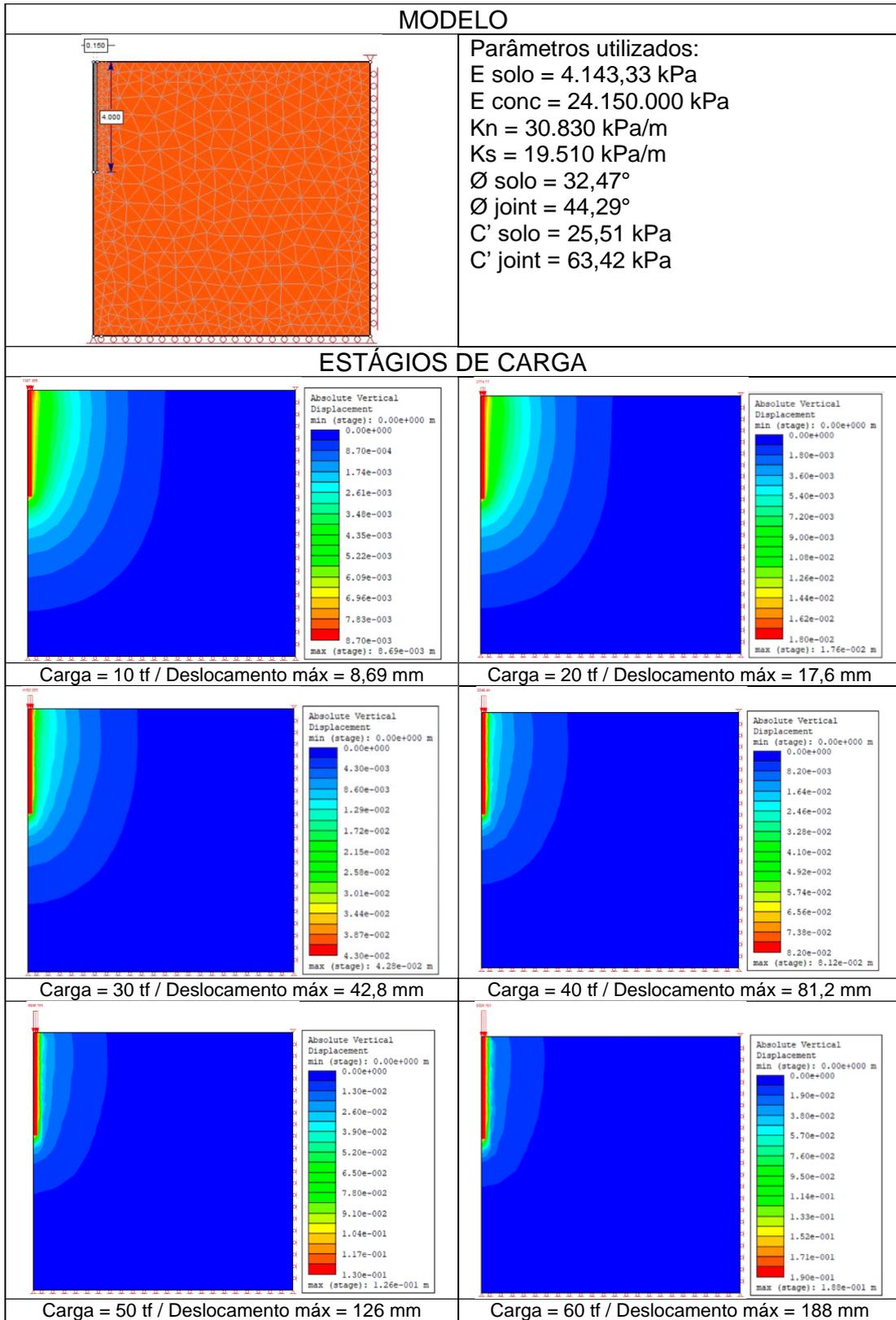
ESTACA FUSTE: PARÂMETROS MÉDIOS



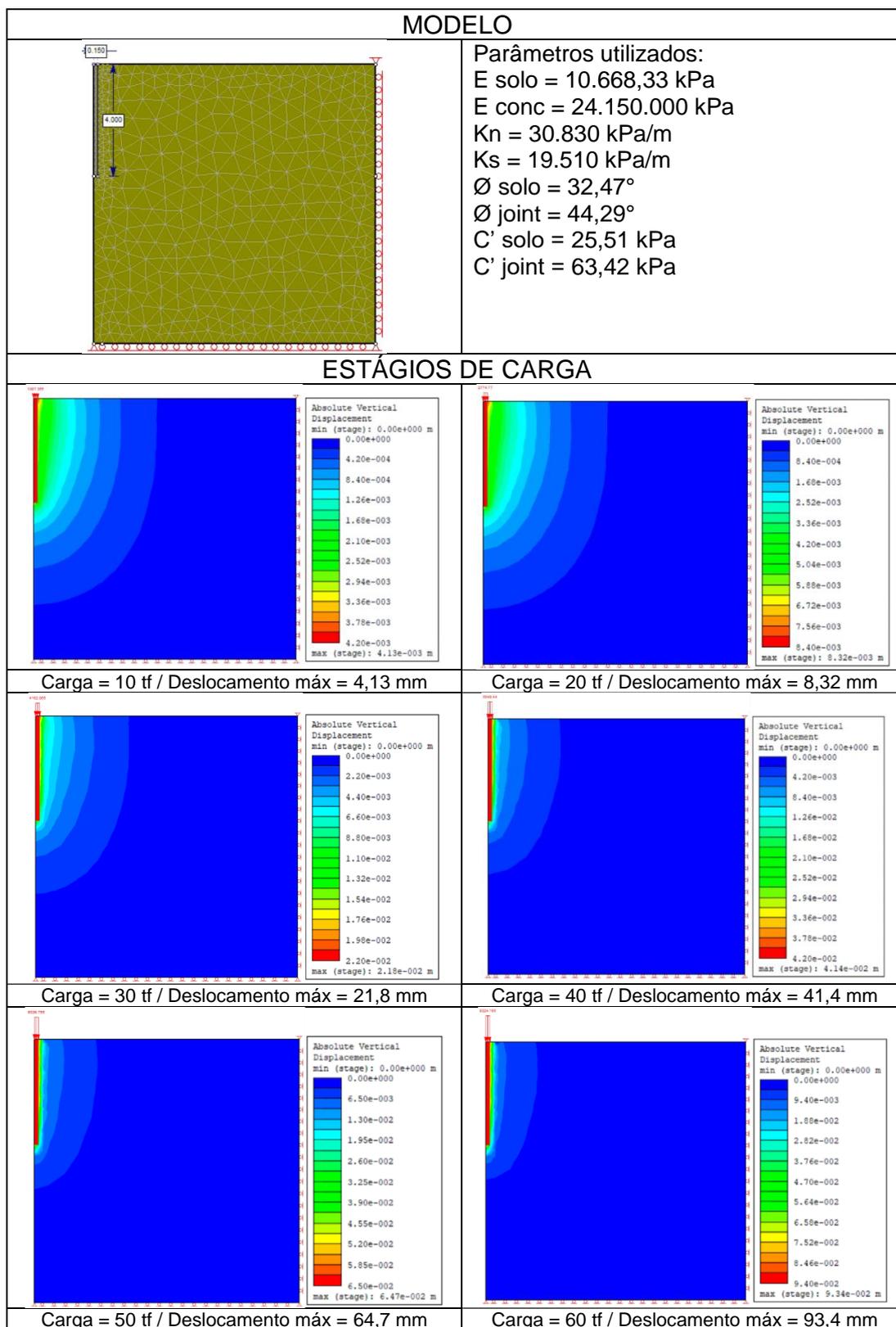
ESTACA FUSTE: PARÂMETROS MÁXIMOS



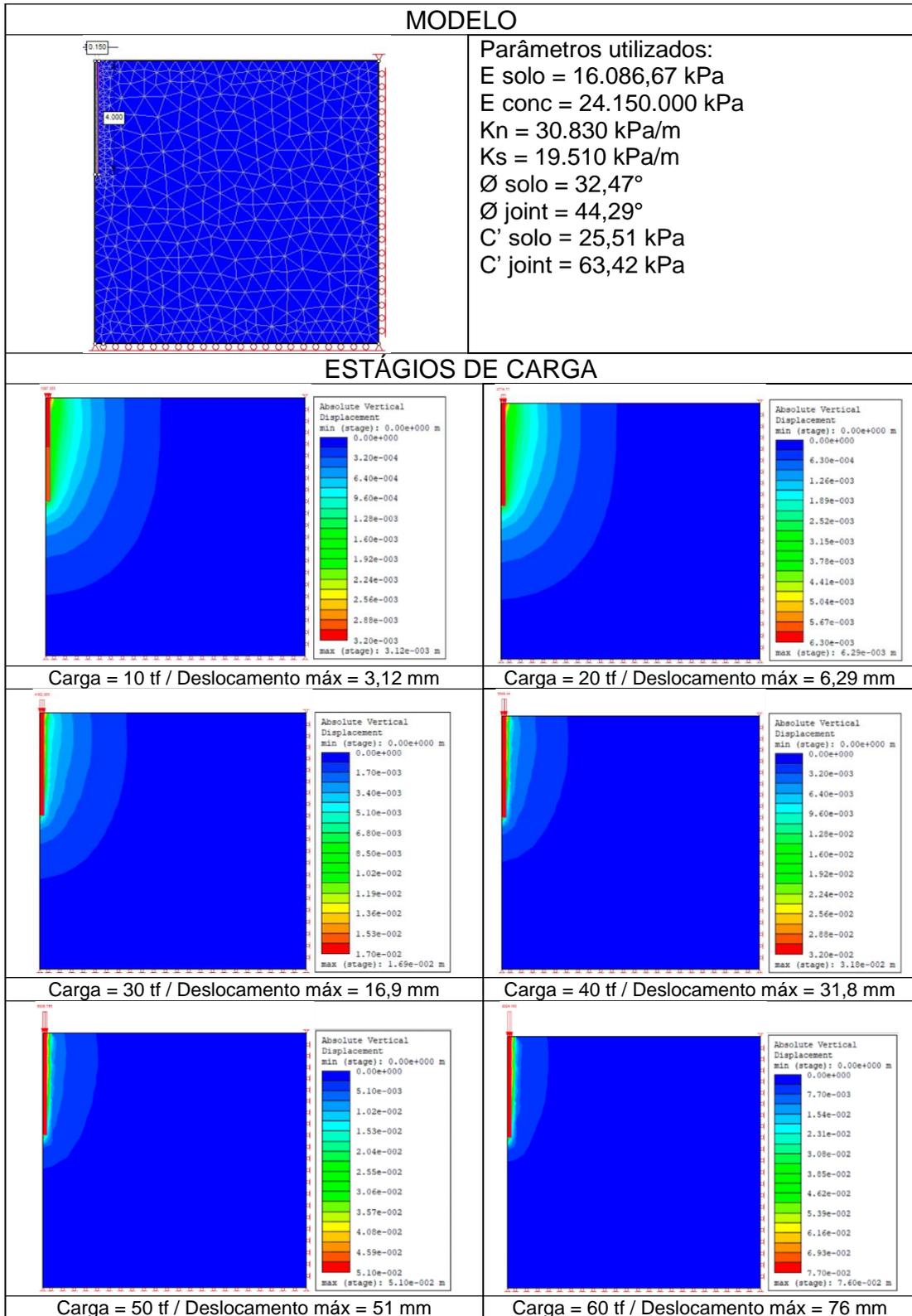
ESTACA PONTA+FUSTE: PARÂMETROS MÍNIMOS



ESTACA PONTA+FUSTE: PARÂMETROS MÉDIOS



ESTACA PONTA+FUSTE: PARÂMETROS MÁXIMOS





Certificado de Calibração N° 01574/22

Laboratório de calibração acreditado pela Cgcre de acordo com a ABNT NBR ISO/IEC 17025, sob o número CAL 0013.

RESULTADOS

Parâmetros associados a norma

ABNT NBR 8197

[N]	F_i	Média		q		b	V_{eff}	k	I_e	
	[kgf]	[kgf]	[mm]	[kgf]	[%]	[%]			[kgf]	[%]
196	20,00	20,11	0,387	-0,11	-0,55	2,63	2	4,53	0,80	4,0
392	40,00	39,87	0,763	0,13	0,33	1,30	2	4,53	0,79	2,0
783	80,00	79,85	1,543	0,15	0,19	0,63	2	4,53	0,77	1,0
1175	120,00	120,42	2,353	-0,42	-0,35	0,41	2	4,53	0,76	0,6
1567	160,00	159,67	3,147	0,33	0,21	0,31	2	4,53	0,76	0,5
1959	200,00	200,09	3,963	-0,09	-0,04	0,25	2	4,53	0,77	0,4

Equação característica de Resposta:

$$F = A.X^3 + B.X^2 + C.X + D$$

onde X, é o valor lido no relógio comparador, em mm.

A =	1,552612E-01	C =	5,399596E+01
B =	-1,465502E+00	D =	-5,626474E-01

onde,

F_i - Valor de força indicado do sistema de medição de força de uso geral calibrado [kgf].

F - Valor de força indicado pelo padrão de referência.

q - erro relativo de indicação

b - erro relativo de reprodutibilidade.

I_e - Incerteza expandida.

K - fator de abrangência.

Dados do indicador

Objeto: Relógio comparador.

Resolução: 0,001 mm.

Modelo: - - - -

N° de série: 2046-08

N° de fabricação: - - - -

N° de identificação: 2046-08

[N]	F_i	F		
	[kgf]	Série 1 - 0° [kgf]	Série 2 - 0° [kgf]	Série 3 - 120° [kgf]
196	20,00	20,28	19,75	20,28
392	40,00	39,70	39,70	40,22
783	80,00	80,19	79,68	79,68
1175	120,00	120,25	120,25	120,75
1567	160,00	159,84	159,34	159,84
1959	200,00	199,92	199,92	200,42

NOTAS

Aceleração da gravidade local: 9,79278 m/s².

Calibração realizada no Laboratório de Metrologia do Instituto Senai de Inovação em Metalmeccânica.

Instituto SENAI de Inovação em Metalmeccânica



Av. Getúlio Vargas, 3230 - São Leopoldo / RS
CEP 93025-753 - Tel.: (51) 3004-2691
e-mail: isi.metalmeccanica.metrologia@senairs.org.br



ANEXO B – ENSAIO SPT



SONDAGEM SPT-07		COTA (m) 95,25		PESO: 65 kg		REVESTIMENTO Ø 63,5mm = 2.1/2"					
				ALTURA DE QUEDA: 75 cm		AMOSTRADOR { Ø INTERNO 34,9mm = 13/8" Ø EXTERNO 50,0mm = 2"					
COTA DE PENETRAÇÃO (m)	NÍVEL D'ÁGUA	NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR					PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	MÉTODO DE PENETRAÇÃO
		GRÁFICO									
		Nº DE GOLPES	10	20	30	40					
+	++	5	15	25	35	45					
7	9						1	1	Argila arenosa, cor marrom, consistência média.	1,50	Percussão
5	8						2				
6	9						3				
6	8						4				
10	14						5	Argila pouco arenosa, cor vermelha, consistência média a rija.			
11	16						6				
12	17						7				
13	17						8	Argila siltosa, pouco arenosa, cor marrom, consistência rija.	6,90	Percussão	
14	19						9				
16	21						10				
14	21						11				
19	25						12				
22	31						13				
18	24						14				
19	28						15	Areia de granulação fina, siltosa, cor rosa, de compacta a muito compacta.	8,50		
24	33						16				
28	38						17				
32	42						18				
37	46						19				
							20		19,00		
										CONTINUA...	
CLIENTE: ATHIVA BRASIL EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIOS		ELABORADO POR: HENRIQUE WINTGENS									
OBRA: RUA ARAGUAIA ESQUINA RUA ARAPONGA NOVO HAMBURGO / RS											
OS: 2019/2111	PRANCHA:	ESCALA:	PERCUSSÃO INÍCIO: 05.03.2019 FIM: 05.03.2019	ROTATIVA INÍCIO: FIM:	NORTON QUITES ENG. CIVIL - CREA 128961						
* 1ª E 2ª PENETRAÇÃO					** 2ª E 3ª PENETRAÇÃO						

Rua Frederico Mentz, 600 - Fone: 51 3366-3301
Porto Alegre - RS - www.estaq.com.br



SONDAGEM SPT-07		COTA (m) 95,25		PESO: 65 kg		REVESTIMENTO Ø 63,5mm = 2.1/2"								
				ALTURA DE QUEDA: 75 cm		AMOSTRADOR { Ø INTERNO 34,9mm = 1.3/8" Ø EXTERNO 50,0mm = 2"								
COTA EM RELACÃO BN	NÍVEL D'ÁGUA	NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR						PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS	PROFUND. DA CÂMARA	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	MÉTODO DE PERCUSSÃO		
		Nº DE GOLPES		GRÁFICO										
		+	++	5	10	15	20	25	30	40				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: Não foi encontrado até 2,45 m	NÍVEL D'ÁGUA APÓS 24HS: 17,30 m	34	43									19	CONTINUAÇÃO	
		32	48/25									20		Areia de granulação fina, siltsosa, cor rosa, muito compacta.
		30/10	—									21		
												22	LIMITE DE SONDAGEM	
													23	
													24	
													25	
													26	
													27	
													28	
													29	
													30	
													31	
													32	
													33	
													34	
													35	
													36	
											37			
											38			
CLIENTE:	ATHIVA BRASIL EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIOS					ELABORADO POR:								
OBRA:	RUA ARAGUAIA ESQUINA RUA ARAPONGA NOVO HAMBURGO / RS					HENRIQUE WINTGENS								
OS:	2019/2111	PRANCHA:	ESCALA:	PERCUSSÃO INÍCIO: 05.03.2019 FIM: 05.03.2019	ROTATIVA INÍCIO: FIM:	NORTON QUITES ENG. CIVIL - CREA 128961								
*	1ª E 2ª PENETRAÇÃO					**	2ª E 3ª PENETRAÇÃO							

Rua Frederico Mentz, 600 - Fone: 51 3366-3301
Porto Alegre - RS - www.estaq.com.br