

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

ALEXANDRE TEN CATE MATTÉ

**ESTACAS ESCAVADAS – PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA,
MODELAGEM NUMÉRICA E PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO, UM ESTUDO
DE CASO**

São Leopoldo

2019

ALEXANDRE TEN CATE MATTÉ

**ESTACAS ESCAVADAS – PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA,
MODELAGEM NUMÉRICA E PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO, UM ESTUDO
DE CASO**

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. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2019

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Narciso e Mara, que formaram grande parte do meu caráter e contribuíram muito na minha formação, sempre me incentivando a alcançar meus objetivos e dando todo o suporte possível.

Ao meu irmão, Marcelo, pela parceria de sempre, por servir de exemplo e me orientar, sempre que possível, nos mais diversos assuntos.

À minha namorada, Eduarda, por me incentivar sempre, por contribuir com suas opiniões e por me fazer companhia em todos os momentos, tornando tudo mais fácil.

Ao meu afilhado Lucas e meu primo Gabriel, pela compreensão das ausências em suas brincadeiras nos finais de semana.

Ao meu amigo Diego, por ter sido meu mentor nesses últimos 5 anos, contribuindo muito para minha formação profissional, pela grande amizade e por estar sempre disposto a ajudar.

À toda equipe da MDC Projetos, que está sempre disposta a ajudar e que torna meus dias de trabalho mais animados.

Ao meu orientador, Felipe, que mesmo tendo inúmeros compromissos, reservou um tempo para partilhar seu conhecimento e experiência.

À toda equipe da FGS Geotecnia pela receptividade e pela contribuição técnica.

RESUMO

Os ensaios geotécnicos realizados em campo são de extrema importância para o desenvolvimento de projetos de engenharia de fundações. Os cálculos são baseados, na maioria das vezes, em metodologias semi-empíricas. As correlações entre as diferentes tipologias de solos e rochas, de elementos estruturais e ensaios utilizados são os principais elementos da base de cálculo.

A instrumentação de elementos de fundação visa a coleta de dados, seja em ensaios, ou inclusive durante o uso da edificação. Os dados obtidos podem ser utilizados tanto para o desenvolvimento e aprimoramento das metodologias de cálculo quanto para a obtenção e/ou avaliação das correlações citadas acima.

O intuito do presente trabalho foi o de realizar uma avaliação do comportamento das estacas escavadas de um edifício comercial, localizado na cidade de Novo Hamburgo – RS, assim como o planejamento da instrumentação para uma futura retroanálise. Foram elaboradas análises através de metodologias semi-empíricas e numéricas, visando a obtenção da capacidade de carga, da distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca e da curva carga x recalque. O projeto de instrumentação foi elaborado com o objetivo de representar a locação dos sensores na estaca e o planejamento das medições durante as diferentes etapas construtivas e de serviço.

Palavras-chave: Instrumentação. Fundação. Retroanálise.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Componentes de um piezocone.....	16
Figura 2.2 – Registro dos parâmetros obtidos a partir de ensaio SCPTU.....	16
Figura 2.3 – Resistência lateral (q_s) x Tensão limite de Ménard (p_{LM}).....	27
Figura 2.4 – Correlações entre resultados de ensaios SPT, CPT e PMT	27
Figura 2.5 – Algoritmo para resolução de problemas genéricos com o MEF	29
Figura 2.6 – Amostra sujeita ao ensaio de cisalhamento direto	30
Figura 2.7 – Valores de “k” para Coeficiente de Poisson (μ) igual a 0,3	31
Figura 2.8 – Modelo proposto por Randolph (1977).....	32
Figura 2.9 – Obtenção da carga de ruptura – NBR 6122 (ABNT, 2019)	35
Figura 2.10 – Extensômetro de fio (a) e extensômetro de placa (b).....	36
Figura 2.11 – Sistema de medição de deformações através de extensômetros elétricos.....	37
Figura 3.1 – Etapas de desenvolvimento do trabalho	38
Figura 3.2 – Localização do empreendimento.....	39
Figura 3.3 – Mapa Litoestratigráfico do local do terreno	40
Figura 3.4 – Planta de locação do terreno	40
Figura 3.5 – Locação das fundações do estacionamento	41
Figura 3.6 – Perfil geotécnico - SPT-11 e SPT-14	42
Figura 3.7 – Perfil geotécnico - SPT-01	42
Figura 3.8 – Diagrama de tensão cisalhante por deformação horizontal – Argila média	49
Figura 3.9 – Mapa Litoestratigráfico com indicação dos dois terrenos.....	53
Figura 3.10 – Tensão cisalhante x Deslocamento Horizontal (solo x solo)	54
Figura 3.11 – Tensão cisalhante x Deslocamento Horizontal (solo x nata de cimento)	54
Figura 3.12 – Discretização da malha de elementos finitos	59
Figura 3.13 – Extensômetro modelo Roseta dupla a 90° com grelhas lado a lado ...	63
Figura 4.1 – Detalhe das seções instrumentadas	75
Figura 4.2 – Detalhe da ligação entre os extensômetros	76
Figura 5.1 – Diagramas de “strength factor” para os diferentes estágios de carga ...	83

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Faixas de Módulo de Elasticidade Longitudinal – SPT-01	46
Gráfico 3.2 – Faixas de Módulo de Elasticidade Longitudinal – SPT-11	46
Gráfico 3.3 – Faixas de Módulo de Elasticidade Longitudinal – SPT-14	47
Gráfico 3.4 – Tensão cisalhante x deformação horizontal (Trecho elástico)	50
Gráfico 3.5 – Módulo de elasticidade x Profundidade	51
Gráfico 3.6 – Ângulo de atrito interno x Profundidade	52
Gráfico 3.7 – Tensão cisalhante x Deformação horizontal (trecho elástico).....	55
Gráfico 3.8 – Envoltórias de resistência do solo e do elemento de interface	56
Gráfico 3.9 – Envoltórias de resistência do solo e do elemento de interface	57
Gráfico 4.1 – Capacidade de carga x Profundidade – SPT-01	65
Gráfico 4.2 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL88.....	66
Gráfico 4.3 – Capacidade de carga x Profundidade – SPT-11	67
Gráfico 4.4 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL33.....	68
Gráfico 4.5 – Capacidade de carga x Profundidade – SPT-14.....	68
Gráfico 4.6 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL16.....	69
Gráfico 4.7 – Carga x Recalque – Método de Randolph	70
Gráfico 4.8 – Carga x Profundidade – BL88.....	71
Gráfico 4.9 – Carga x Profundidade – BL33.....	72
Gráfico 4.10 – Carga x Profundidade – BL16.....	72
Gráfico 4.11 – Carga x Recalque – MEF	73
Gráfico 4.12 – Carga x Recalque – MEF (c/ SA).....	74
Gráfico 5.1 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL88.....	80
Gráfico 5.2 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL33.....	81
Gráfico 5.3 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL16.....	82
Gráfico 5.4 – Carga x Recalque – Método de Randolph e MEF.....	84
Gráfico 5.5 – Carga x Recalque – Método de Randolph e MEF (c/ SA).....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores originais de k e α	18
Tabela 2.2 – Valores originais de F_1 e F_2	19
Tabela 2.3 – Valores recentes de k e α	19
Tabela 2.4 – Valores recentes de F_1 e F_2	20
Tabela 2.5 – Valores de C	21
Tabela 2.6 – Valores de atrito lateral.....	21
Tabela 2.7 – Valores de α em função do tipo de solo e tipo de estaca	22
Tabela 2.8 – Valores de β em função do tipo de solo e tipo de estaca	22
Tabela 2.9 – Coeficientes α e β	24
Tabela 2.10 – Relação entre as curvas para obtenção dos valores de resistência lateral (q_s) e os tipos de estacas	25
Tabela 2.11 – Valores de k_p de acordo com o tipo de estaca e tipo de solo	26
Tabela 3.1 – Cargas verticais máximas por pavimento nos blocos instrumentados .	44
Tabela 3.2 – Cargas verticais provenientes do peso próprio da estrutura, subdivididas por pavimento nos blocos instrumentados	44
Tabela 3.3 – Valores de Módulo de elasticidade longitudinal na superfície	48
Tabela 3.4 – Valores de coeficiente angular para variação do módulo de elasticidade longitudinal ao longo da profundidade.....	48
Tabela 3.5 – Características da malha de elementos finitos	58
Tabela 3.6 – Parâmetros de rigidez e de ruptura dos materiais	60
Tabela 3.7 – Parâmetros de rigidez dos elementos de interface.....	60
Tabela 3.8 – Parâmetros de ruptura dos elementos de interface.....	61
Tabela 4.1 – Valores de capacidade de carga – SPT-01	66
Tabela 4.2 – Valores de capacidade de carga – SPT-11	67
Tabela 4.3 – Valores de capacidade de carga – SPT-14	69
Tabela 4.4 – Valores de capacidade de carga - MEF	75
Tabela 4.5 – Insumos para instrumentação	76
Tabela 5.1 – Faixas limites de recalque	85
Tabela 5.2 – Faixas limites de recalque (limpeza correta do furo)	86

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Cone Penetration Test
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MEF	Método dos elementos finitos
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
PMT	Pressurometer Ménard Test
SCPTU	Seismic Cone Penetration Test
SPT	Standard Penetration Test
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	DELIMITAÇÃO DO TEMA	13
1.2	OBJETIVOS.....	13
1.2.1	Objetivo Geral	13
1.2.2	Objetivos Específicos	13
1.3	JUSTIFICATIVA.....	13
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	15
2.1	ENSAIOS DE CAMPO.....	15
2.1.1	Standard Penetration Test (SPT)	15
2.1.2	Cone Penetration Test (CPT)	15
2.2	CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	17
2.2.1	Métodos semi-empíricos	17
2.2.1.1	Aoki-Velloso	17
2.2.1.2	Decourt-Quaresma	20
2.2.1.3	Método UFRGS	23
2.2.1.4	Bustamante e Gianceselli (LCPC)	24
2.2.2	Método de elementos finitos (MEF)	28
2.2.3	Obtenção de parâmetros para análise numérica	29
2.3	PREVISÃO DE RECALQUE VERTICAL EM ESTACAS	31
2.3.1	Método de Randolph	31
2.3.2	Método proposto pela NBR 6122	34
2.4	INSTRUMENTAÇÃO EM FUNDAÇÕES.....	35
2.4.1	Extensômetros elétricos	35
2.4.2	Sistemas de medição	36
3	METODOLOGIA	38
3.1	DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO	38
3.2	AVALIAÇÃO DO TERRENO E PREVISÃO DAS ESTACAS INSTRUMENTADAS	39
3.3	CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E PREVISÃO DE RECALQUES	43
3.4	CÁLCULO DOS PARÂMETROS PARA ANÁLISE NUMÉRICA	44
3.4.1	Módulo de elasticidade	45

3.4.2	Ângulo de atrito interno e Intercepto coesivo	51
3.4.3	Parâmetros dos elementos de interface	52
3.5	ELABORAÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA	57
3.5.1	Modelo de cálculo	58
3.5.2	Estágios de carga	61
3.6	PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO	61
3.6.1	Locação dos sensores e detalhamento dos circuitos	62
3.6.2	Planejamento da metodologia de leitura de dados	63
3.6.3	Quantitativo e especificação dos materiais	64
3.6.4	Orçamento dos insumos utilizados na execução do projeto	64
4	RESULTADOS	65
4.1	CAPACIDADE DE CARGA: MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	65
4.2	PREVISÃO DE RECALQUES: MÉTODO DE RANDOLPH	70
4.3	ANÁLISE NUMÉRICA	70
4.3.1	Avaliação da distribuição de carga ao longo do fuste	71
4.3.2	Avaliação dos deslocamentos e da capacidade de carga	73
4.4	PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO	75
5	DISCUSSÃO	78
5.1	CAPACIDADE DE CARGA E DISTRIBUIÇÃO DE CARGA NA ESTACA	78
5.2	DESLOCAMENTOS	84
5.3	DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO	86
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	87
	REFERÊNCIAS	89
	APÊNDICE A – PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO	93
	ANEXO A – ORÇAMENTOS	94

1 INTRODUÇÃO

O cálculo de fundações profundas normalmente é realizado com base em métodos semi-empíricos, que utilizam correlações entre as variadas tipologias de solos e fundações. Esses métodos e correlações são, em sua maioria, baseados em provas de carga em fundações instrumentadas. (VIANA DA FONSECA; SANTOS, 2008). Dessa forma, há muitas tipologias de solo e/ou fundações para os quais algumas metodologias não se aplicam, devido à falta de dados referentes à essas situações. Quanto maior a quantidade de dados existentes, maior a possibilidade de otimizar esses métodos, utilizando correlações e/ou variações, o que, de acordo com Reinert (2011), torna o empreendimento mais rentável.

Por outro lado, limitações do método de cálculo utilizado, deficiências na investigação ou até uma má reprodução das características do maciço podem acarretar capacidades de carga e assentamentos diferentes dos previstos. (AOKI; CINTRA, 2000). A instrumentação, nesse caso, pode ser utilizada para o monitoramento dos diferentes elementos de fundação com a finalidade de validar o método utilizado ou identificar problemas de projeto, executivos ou inclusive anomalias existentes no maciço.

Diante disso, no que diz respeito a instrumentação de fundações há diferentes metodologias para a medição de diversas grandezas. Segundo Gallina (2003) o monitoramento das deformações pode ser realizado por relógio comparador, detector eletrônico de deslocamento, foto elasticidade, camada frágil e por extensômetros, sendo esse o instrumento utilizado neste trabalho. A extensometria vem sendo aplicada há bastante tempo em diversas áreas, inclusive na engenharia civil. Entretanto, o desconhecimento desse procedimento por grande parte do corpo técnico faz com que apenas poucas obras sejam monitoradas. (GALLINA, 2003).

O trabalho apresenta, além da análise das estacas, envolvendo métodos semi-empíricos e numéricos, o projeto de instrumentação. A metodologia visa obter elementos de avaliação de capacidade de carga e deslocamentos, que são essenciais para a elaboração do projeto de fundações. O planejamento da instrumentação objetiva a futura retroanálise das estacas nas etapas construtivas e em serviço.

1.1 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Este trabalho delimitou-se em realizar a análise numérica para avaliação do comportamento carga vs. recalque e da variação de carga ao longo do fuste, assim como o projeto de instrumentação das estacas de um edifício comercial localizado na cidade de Novo Hamburgo – RS, ou seja, um estudo de caso.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar o comportamento das estacas escavadas de um edifício comercial, localizado na cidade de Novo Hamburgo – RS, e planejar a instrumentação, que servirá de base para uma futura retroanálise.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Prever a capacidade de carga nas estacas instrumentadas através de métodos semi-empíricos baseados em ensaios SPT;
- b) Estimar o comportamento carga vs. recalque através de uma análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF);
- c) Realizar o projeto de instrumentação das estacas.

1.3 JUSTIFICATIVA

A existência de uma grande variedade de tipologias de solos e fundações torna complicada a escolha do método de cálculo a ser utilizado em cada situação, visto que, em muitas situações, a aplicabilidade dos métodos apresenta restrições quanto ao processo executivo utilizado ou a natureza do solo. Com o intuito de aplicar uma metodologia de instrumentação de forma clara e objetiva, este estudo contribui para que seja coletado um maior número de dados referente as mais variadas tipologias de solos, contribuindo para a validação e aprimoramento dos métodos de cálculos existentes, assim como a criação de novos métodos e correlações para diferentes

tipologias de solos e/ou fundações. O trabalho também incentiva a utilização da instrumentação para efeitos de monitoramento, evitando ou detectando falhas referentes ao projeto e à execução.

Além disso, através da estimativa da curva carga vs. recalque podem ser calculados os coeficientes de mola utilizados no cálculo estrutural para simular a interação solo-estrutura. Conforme Mota (2009), na prática de engenharia, é comum desprezar o mecanismo de comportamento dessa interação. Todavia, recalques diferenciais podem causar uma redistribuição dos esforços na estrutura, que variam de acordo com a diferença entre os deslocamentos e a rigidez dos elementos envolvidos na análise. Dessa forma, de acordo com Iwamoto (2000), a desconsideração desse mecanismo pode prejudicar a segurança e a eficiência dos projetos estruturais.

Ainda em relação à interação solo-estrutura, o presente trabalho contribui para a aquisição de dados que poderão ser utilizados em futuros estudos, uma vez que trabalhos referentes à esse mecanismo carecem de dados em escala real para o desenvolvimento de suas teorias (REIS, 2000).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo apresenta as principais referências utilizadas para a elaboração das diferentes etapas do trabalho.

2.1 ENSAIOS DE CAMPO

Dentre os ensaios de campo existentes, serão citados neste trabalho os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*).

2.1.1 Standard Penetration Test (SPT)

O SPT é atualmente o mais difundido e mais utilizado método de sondagem em nível mundial, sendo de baixo custo, simples execução e normatizado em uma série de países. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A Referência Internacional do Procedimento do Ensaio SPT foi publicada em 1989 no Congresso Internacional da ISSMFE, no Rio de Janeiro, com o intuito de unificar o método para possibilitar comparações existentes entre ensaios realizados em qualquer local do mundo. (ODEBRECHT, 2003).

A NBR 6484 (ABNT, 2001) prescreve a metodologia de execução de ensaio para a obtenção das tipologias do solo nas diferentes camadas, nível da água e índices de resistência à penetração a cada metro. A norma especifica os elementos utilizados no ensaio, os procedimentos de execução e a expressão dos resultados.

2.1.2 Cone Penetration Test (CPT)

Conhecido como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica, o cone e o piezocone são ferramentas atrativas por apresentarem um registro contínuo da resistência à penetração, através dos parâmetros de resistência de ponta (q_c), resistência lateral (f_s), poro pressão (u) no caso do piezocone e velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte ou compressão (V_s ou V_p) no caso de cone sísmico. Na Figura 2.1 pode-se observar os principais componentes de um piezocone. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

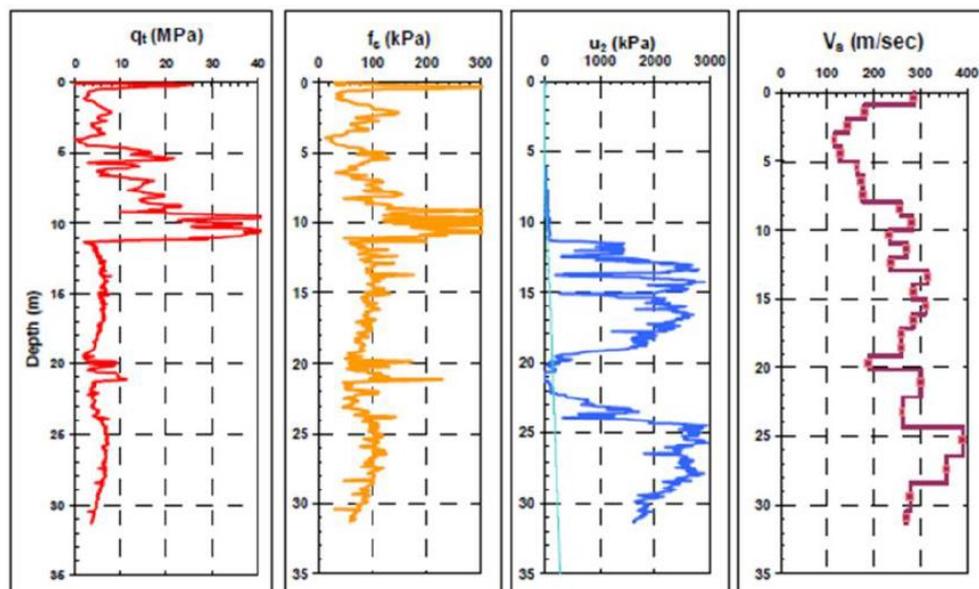
Figura 2.1 – Componentes de um piezocone



Fonte: (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O ensaio consiste na penetração do cone à uma velocidade constante (20mm/s), aplicada continuamente. Durante esse processo são registradas as medidas dos parâmetros citados em intervalos muito curtos. Na Figura 2.2 pode-se visualizar os resultados dos registros obtidos através de um ensaio de piezocone sísmico (SCPTU). (VIANA DA FONSECA; LOPES; RODRIGUES, 2005).

Figura 2.2 – Registro dos parâmetros obtidos a partir de ensaio SCPTU



Fonte: (VIANA DA FONSECA; LOPES; RODRIGUES, 2005).

Através dos registros representados pela Figura 2.2, Viana da Fonseca et. al. (2005), afirma que podem ser obtidos inúmeros dados referentes ao solo em estudo utilizando métodos que correlacionam os registros com diferentes tipos de solos em diferentes condições.

2.2 CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

Segundo Campos (2015), para avaliar a capacidade de carga de uma estaca pode-se recorrer a inúmeros métodos, que objetivam simular o real comportamento do solo. Esses procedimentos podem ser divididos em três categorias: teóricos, que se baseiam em parâmetros do solo e equações matemáticas; semi-empíricos, que utilizam resultados de ensaios in loco; e empíricos, que apresentam uma estimativa com base nas camadas classificadas através de sondagens.

2.2.1 Métodos semi-empíricos

Neste estudo foram abordados os métodos semi-empíricos Aoki Velloso, Decourt-Quaresma e UFRGS, que são correlacionados com os resultados obtidos através de ensaios SPT. Também foram utilizados o método francês, proposto pelo LCPC (correlacionado principalmente com ensaios CPT e pressiómetro, apesar de existirem correlações para ensaios SPT), e o Método de Elementos Finitos.

2.2.1.1 Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso data de 1975, e foi baseado em uma comparação de ensaios de cone holandês (CPT mecânico) com resultados de provas de cargas em estacas (JUNIOR, 2016).

As correlações entre os ensaios de CPT e SPT foram introduzidas no método através dos coeficientes “k” e “ α ” (Tabela 2.1), possibilitando sua utilização com dados de ensaios SPT, através da Equação (2.1). Também foram consideradas as diferenças existentes entre a capacidade de carga de cada tipo de estaca e o cone holandês, através dos coeficientes “F1” e “F2” (Tabela 2.2). (AOKI; VELLOSO, 1975).

$$Q_u = A_p \cdot \frac{k \cdot N_p}{F1} + \sum_{i=1}^n U \cdot \Delta l_i \cdot \frac{\alpha_i \cdot k_i \cdot N_i}{F2} \quad (2.1)$$

Sendo:

Q_u – Carga última;

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”;

N_p – N_{SPT} na cota de base da estaca.

Tabela 2.1 – Valores originais de k e α

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; VELLOSO, 1975)

Tabela 2.2 – Valores originais 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; VELLOSO, 1975).

Os valores dispostos na Tabela 2.1 e Tabela 2.2 foram apresentados por Aoki e Velloso em 1975. Novos estudos realizados posteriormente contribuíram para o aprimoramento do método, obtendo melhores previsões para os valores de “ α ”, “ k ”, “F1” e “F2”, os quais foram obtidos para outros tipos de estacas. (VELLOSO; LOPES, 2010). A Tabela 2.3 apresenta valores mais recentes de “ α ” e “ k ” obtidos por Laprovitera (1988) e por Monteiro (1997). A Tabela 2.4 apresenta os valores de “F1” e “F2” obtidos por Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1993).

Tabela 2.3 – Valores recentes de k e α

Tipo de Solo	Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (kgf/cm²)	α (%)	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	6,0	1,4	7,3	2,1
Areia siltosa	5,3	1,9	6,8	2,3
Areia silto argilosa	5,3	2,4	6,3	2,4
Areia argilosa	5,3	3,0	5,4	2,8
Areia argilo siltosa	5,3	2,8	5,7	2,9
Silte	4,8	3,0	4,8	3,2
Silte arenoso	4,8	3,0	5	3
Silte areno argiloso	3,8	3,0	4,5	3,2
Silte argiloso	3,0	3,4	3,2	3,6
Silte argilo arenoso	3,8	3,0	4	3,3
Argila	2,5	6,0	2,5	5,5
Argila arenosa	4,8	4,0	4,4	3,2
Argila areno siltosa	3,0	4,5	3	3,8
Argila siltosa	2,5	5,5	2,6	4,5
Argila silto arenosa	3,0	5,0	3,3	4,1

Fonte: Adaptado de Lobo (2005).

Tabela 2.4 – Valores recentes de F1 e F2

Tipo de estaca	Laprovitera (1988) e Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	3,0	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,5	3,0	2,3	3,2
Metálica	2,4	3,4	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	2,0	3,5	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	2,0	3,5	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	4,5	4,5	3,5	4,5
Strauss	4,5	4,5	4,2	3,9
Raiz	-	-	2,2	2,4
Hélice Contínua	-	-	3	3,8

Fonte: Adaptado de Lobo (2005)

2.2.1.2 Decourt-Quaresma

O método proposto por Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma em 1978, no 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, visa a previsão da capacidade de carga em estacas a partir de ensaios SPT. (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

A resistência de ponta ($q_{p,ult}$), dada em tf/m^2 , é calculada através da média (N) entre os valores de N_{SPT} na ponta da estaca, e os valores obtidos imediatamente acima e imediatamente abaixo da ponta (Equação (2.2)).

$$q_{p,ult} = C \cdot N \quad (2.2)$$

Sendo:

C – Coeficiente que correlaciona a resistência de ponta com os valores de N_{SPT} , dependendo do tipo de solo (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 – Valores de C

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argila	12
Silte argiloso	20
Silte arenoso	25
Areia	40

Fonte: (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)

A resistência lateral ($\tau_{l,ult}$), dada em tf/m², é calculada através do atrito lateral, inicialmente obtido através de dados expressos pela Tabela 2.6, a qual exigia, como valor de entrada, a média entre os valores de N_{SPT} ao longo do fuste, excluindo os valores utilizados para o cálculo da resistência de ponta.

Tabela 2.6 – Valores de atrito lateral

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

Fonte: (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

Em 1982 o método foi aperfeiçoado, deixando de utilizar os dados obtidos na Tabela 2.6, tendo a resistência lateral calculada através da Equação (2.3). Tanto nessa metodologia quanto na anterior, não há distinção quanto ao tipo de solo.

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (2.3)$$

Sendo:

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

Mais tarde, Décourt (1996) incluiu os fatores α (Tabela 2.7) e β (Tabela 2.8), que multiplicam respectivamente, a resistência de ponta e a lateral, considerando as diferenças existentes entre diferentes tipos de solos e métodos executivos de estacas.

Tabela 2.7 – Valores de α em função do tipo de solo e tipo de estaca

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada	Escavada (com lama bentonítica)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,3	0,85	1
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1
Areia	0,5	0,5	0,3	0,5	1

Fonte: Adaptado de (DÉCOURT, 1996).

Tabela 2.8 – Valores de β em função do tipo de solo e tipo de estaca

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada	Escavada (com lama bentonítica)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,8	0,9	1	1,5	3
Solos Intermediários	0,65	0,75	1	1,5	3
Areia	0,5	0,6	1	1,5	3

Fonte: Adaptado de (DÉCOURT, 1996).

Finalmente, com essas últimas contribuições, pode-se expressar o cálculo da capacidade de carga através da Equação (2.4).

$$R = \alpha \cdot C \cdot N \cdot A_p + \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (2.4)$$

Sendo:

R – Capacidade de carga da estaca (tf);

A_p – Área da ponta da estaca (m²);

U – Perímetro da estaca (m);

L – Comprimento da estaca (m).

2.2.1.3 Método UFRGS

Podendo ser aplicado em casos de estacas cravadas pré-moldadas ou metálicas, hélice contínua e escavadas, o método consolidado por Lobo (2005) objetiva a previsão de capacidade de carga nesses elementos. Através da aplicação dos conceitos de energia propostos por Odebrecht (2003), no que diz respeito ao ensaio SPT, é determinada a força dinâmica de reação do solo que, por meio de correlações, é utilizada para a obtenção da carga mobilizada nas estacas. (LANGONE, 2012).

Em uma análise teórica da energia potencial gravitacional do sistema utilizado no ensaio SPT, Odebrecht (2003) conclui que o valor proposto pela NBR 6484 (ABNT, 2001) tem grande variabilidade em casos de grandes penetrações e profundidades, uma vez que esse valor não considera a parcela de energia potencial gravitacional proveniente da penetração do amostrador devido à aplicação de um golpe. Essa parcela adicional leva em consideração a massa da haste e do martelo utilizados no ensaio, sendo expressa pela Equação (2.5).

$$\Delta EPG_{m+h} = M_m \cdot g \cdot \Delta_\rho + M_h \cdot g \cdot \Delta_\rho \quad (2.5)$$

Sendo:

ΔEPG_{m+h} – Variação da energia potencial gravitacional do martelo e da haste;

M_m – Massa do martelo;

M_h – Massa da haste;

g – Aceleração da gravidade;

Δ_ρ – Penetração permanente do amostrador devido à aplicação de um golpe.

Desta forma, a Equação (2.6) da força dinâmica de reação do solo é dada por:

$$F_d = \frac{\eta_3 \cdot [\eta_1 \cdot (0,75 + \Delta_\rho) \cdot M_m \cdot g + \eta_2 \cdot \Delta_\rho \cdot M_h \cdot g]}{\Delta_\rho} \quad (2.6)$$

Sendo:

F_d – Força dinâmica de reação do solo;

η_1 – Eficiência referente ao golpe (aproximadamente 0,761);

η_2 – Eficiência referente à haste (aproximadamente 1);

η_3 – Eficiência referente ao sistema (expresso por $0,907 - 0,0066\ell$, sendo ℓ o comprimento da haste).

A partir de um banco de dados, Lobo (2005) avaliou as relações entre modelo (amostrador) e protótipo (estaca) e, posteriormente, obteve coeficientes de ajuste para diferentes tipos de estacas através de correlações estatísticas. Desta forma foi desenvolvida a Equação (2.7), que representa a capacidade de carga da estaca.

$$Q_{ult} = \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_l} \cdot \sum F_d \cdot \Delta L + \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \quad (2.7)$$

Sendo:

α e β – Coeficientes de ajuste para diferentes tipos de estacas (Tabela 2.9);

a_l – Área lateral total do amostrador SPT (810,5 cm²);

ΔL – Espessura da camada;

A_p – Área da ponta da estaca (m²);

a_p – Área da ponta do amostrador SPT (20,4 cm²).

Tabela 2.9 – Coeficientes α e β

Tipo de estaca	A	B
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Fonte: (LOBO, 2005).

2.2.1.4 Bustamante e Gianceselli (LCPC)

Bustamante e Gianceselli (1981) desenvolveram o método com base em correlações semi-empíricas retiradas de centenas de casos práticos, através de medições realizadas por meio de extensômetros ao longo da estaca. (GAMBIN; FRANK, 2009). Também conhecido como LCPC, sigla do laboratório onde foi desenvolvido (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), ou método francês, apresenta correlações para resultados de ensaios PMT ou CPT.

Para os dados obtidos através de ensaios PMT, a capacidade de carga é obtida através da Equação (2.8) (BUSTAMANTE; GAMBIN; GIANESELLI, 2009).

$$Q = A \cdot k_p \cdot (p_{LM} - p_0) + P \cdot \sum (q_{si} \cdot z_i) \quad (2.8)$$

Sendo:

Q – Capacidade de carga última;

A – Área da ponta da estaca;

k_p – Fator relacionado ao tipo de estaca e ao tipo de solo (obtido através da Tabela 2.11);

p_{LM} – Tensão limite de Ménard (obtida através do ensaio PMT) na profundidade da ponta da estaca;

p_0 – Tensão horizontal efetiva na profundidade da ponta da estaca;

P – Perímetro da seção da estaca;

q_{si} – Resistência lateral por unidade de área de um trecho “i” (obtida através do gráfico ilustrado na Figura 2.3);

z_i – Profundidade da camada “i”.

A Tabela 2.10 e a Tabela 2.11 apresentam, respectivamente, a relação entre os tipos de estacas e as curvas a serem utilizadas para a obtenção da resistência lateral, e os valores de k_p para os diferentes tipos de estacas e solos.

Tabela 2.10 – Relação entre as curvas para obtenção dos valores de resistência lateral (q_s) e os tipos de estacas

Código do Grupo	Código da estaca	Tipo de estaca	Argila e Silte	Areia e Cascalho
1	1	Escavada	Q2	Q2
	2	Escavada com lama	Q2	Q2
	3	Escavada com tubos recuperados	Q1	Q1
	4	Escavada com tubos perdidos	Q1	Q2
	5	Pier	Q3	Q3
2	6	Hélice Contínua	Q2	Q4
3	7	Parafusadas	Q3	Q5
	8	Parafusadas com tubos	Q1	Q2
4	9	Pré-moldada cravada	Q3	Q3
	10	Cravada com revestimento	Q6	Q8
	11	Cravada moldada in loco	Q2	Q3

(Continua)

Código do Grupo	Código da estaca	Tipo de estaca	Argila e Silte	Areia e Cascalho
	12	Metálica cravada (ponta fechada)	Q2	Q2
5	13	Metálica cravada (ponta aberta)	Q2	Q1
6	14	Cravada perfil H	Q2	Q2
	15	Cravada perfil H pós grauteada	Q6	Q8
7	16	Prancha cravada	Q2	Q2
1	17	Micro estaca tipo I	Q1	Q1
	18	Micro estaca tipo II	Q1	Q1
8	19	Micro estaca tipo III	Q6	Q8
	20	Micro estaca tipo IV	Q9	Q9

Fonte: (BUSTAMANTE; GAMBIN; GIANESELLI, 2009)

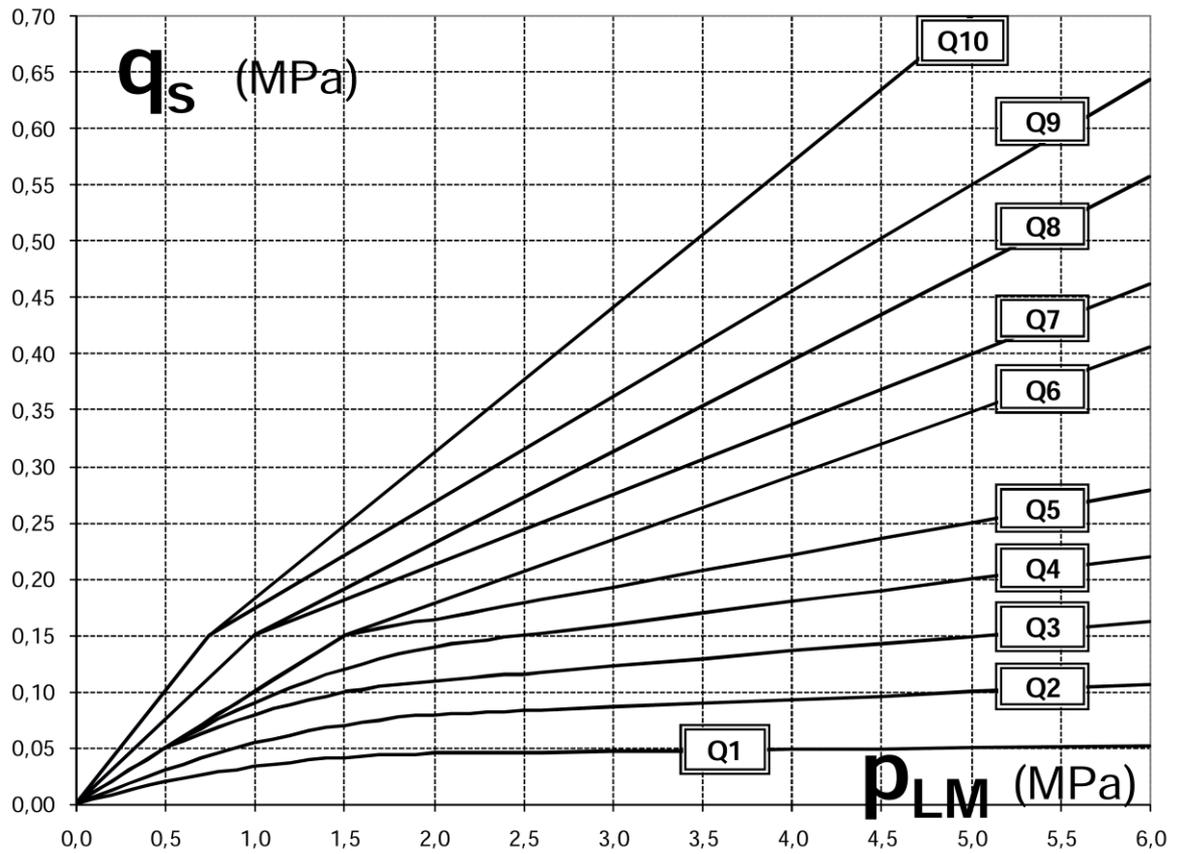
Tabela 2.11 – Valores de k_p de acordo com o tipo de estaca e tipo de solo

Código do grupo	Argila e Silte	Areia e Cascalho
1	1.25	1.2
2	1.3	1.65
3	1.7	3.9
4	1.4	3.1
5	1.1	2.0
6	1.4	3.1
7	1.1	1.1
8	1.4	1.6

Fonte: (BUSTAMANTE; GAMBIN; GIANESELLI, 2009)

A Figura 2.3 apresenta o gráfico utilizado para obter os valores de resistência lateral em função da tensão limite de Ménard, para os diferentes tipos de solos e estacas.

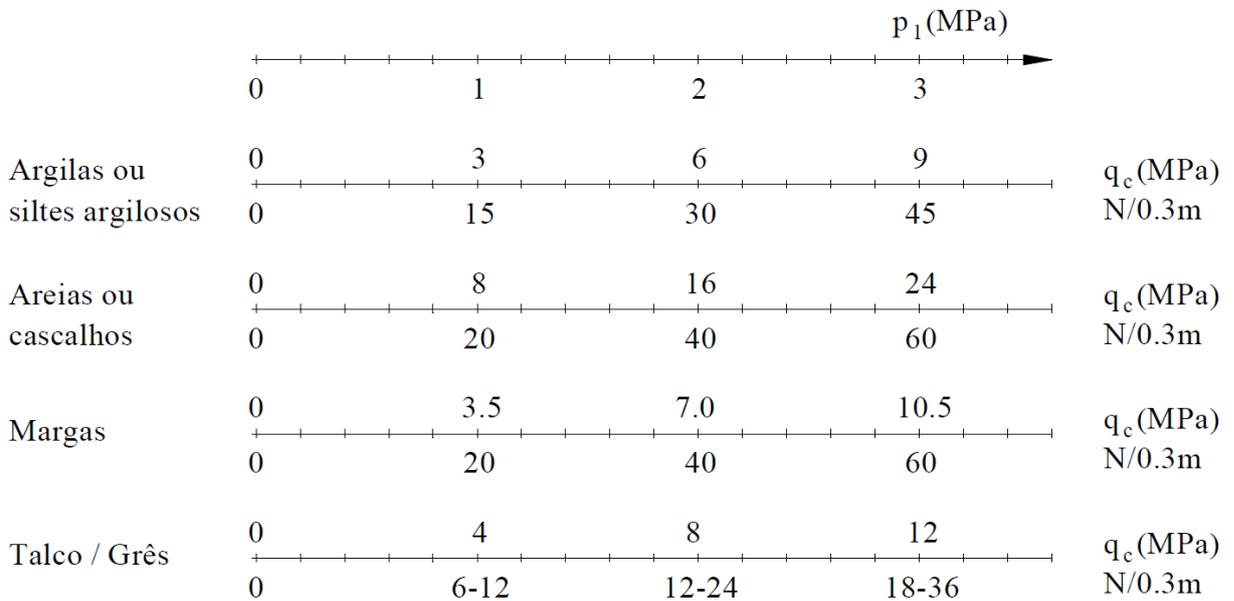
Figura 2.3 – Resistência lateral (q_s) x Tensão limite de Ménard (p_{LM})



Fonte:(BUSTAMANTE; GAMBIN; GIANESELLI, 2009)

A Figura 2.4 apresenta correlações entre os resultados provenientes de ensaios SPT, CPT e PMT, para diferentes tipos de solo.

Figura 2.4 – Correlações entre resultados de ensaios SPT, CPT e PMT



Adaptado de Viana da Fonseca (2018).

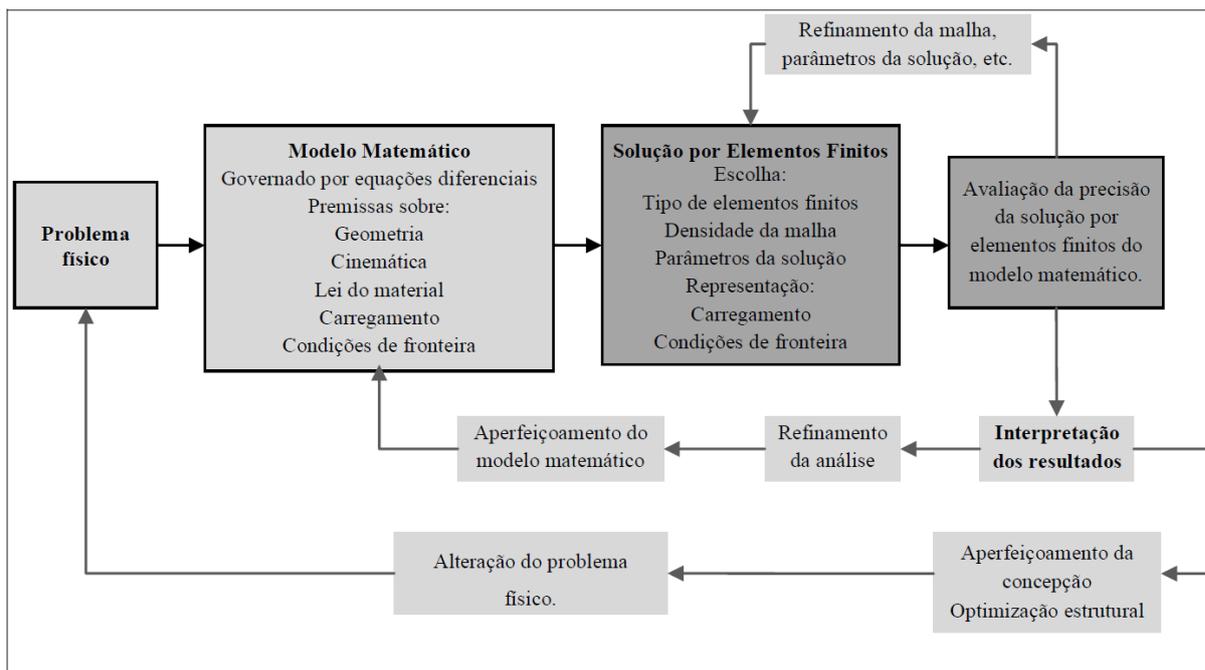
2.2.2 Método de elementos finitos (MEF)

Análises numéricas pelo método dos elementos finitos (MEF) vêm sendo cada vez mais difundidas no mercado, em virtude da grande quantidade de softwares comerciais existentes. A sua aplicabilidade em geotecnia tem sido demonstrada há algum tempo e as novas ferramentas que vem sendo disponibilizadas contribuem para o aumento da gama de problemas que podem ser avaliados por meio desse método. (AMORIM, 2016).

De acordo com Esteves (2005), no caso da avaliação de capacidade de carga ou assentamento em estacas, o MEF facilita o entendimento das transferências de cargas envolvidas. Devido a sua versatilidade, muitas vezes é utilizado desde um estudo inicial até a fase de projeto.

O algoritmo apresentado pela Figura 2.5, proposto por Gonçalves (2009), exemplifica uma metodologia de resolução de um problema genérico utilizando o MEF. Dois pontos essenciais na utilização desse algoritmo são o modelo matemático e a solução por elementos finitos. O modelo matemático compreende tudo o que diz respeito ao conhecimento do problema em geral, dos materiais envolvidos, das condições de contorno e de todas as possíveis variáveis a serem consideradas. A solução por elementos finitos engloba todos os itens necessários para a solução do modelo matemático, ou seja, a escolha do tipo e da dimensão dos elementos e posterior construção da malha, elementos de fronteira, aplicação dos carregamentos, entre outros fatores.

Figura 2.5 – Algoritmo para resolução de problemas genéricos com o MEF



Fonte: (GONÇALVES, 2009).

Para o desenvolvimento da solução podem ser utilizados elementos unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais, dependendo do modelo matemático a ser representado. (VIANA DA FONSECA; LOPES; RODRIGUES, 2005).

Outra possibilidade de variação da análise é a consideração da não linearidade física e/ou geométrica, que pode influenciar consideravelmente os resultados, também dependendo do modelo matemático que está sendo representado. A não linearidade física normalmente é introduzida através dos modelos constitutivos, originando-se das relações entre tensões e deformações, que podem ser simples ou mais refinados, utilizando como base a teoria da elasticidade, plasticidade ou a mecânica de fratura. (JUNGES, 2016).

2.2.3 Obtenção de parâmetros para análise numérica

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), apesar de não existir metodologias específicas para a determinação do módulo de elasticidade do solo em solos residuais, alguns trabalhos servem de referência, como é o caso das Equações (2.9), (2.10) e (2.11), propostas por Ruver (2005), utilizadas para determinar,

respectivamente, os valores médios e os limites superiores e inferiores de Módulo de Elasticidade Longitudinal para os valores de resistência à penetração ($N_{SPT,60}$) obtidos.

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} \quad (2.9)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} + 0,611 \cdot \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,78 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (2.10)$$

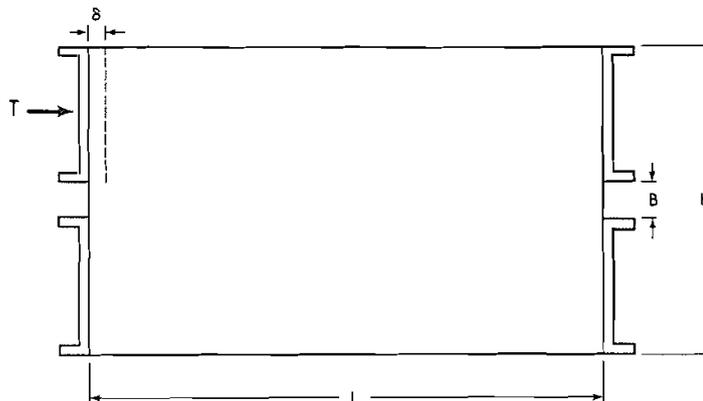
$$E = 2,01 \cdot N_{SPT,60} - 0,611 \cdot \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,78 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (2.11)$$

O método proposto por Noonan e Nixon (1972) visa a determinação do módulo de elasticidade de rochas através dos dados obtidos por meio de ensaio de cisalhamento direto. Considerando um regime perfeitamente elástico durante o ensaio, os autores partiram da Equação (2.12), que relaciona a força cisalhante por unidade de largura (T) com o módulo de elasticidade (E) e o deslocamento lateral (δ) por meio de um coeficiente “ k ”.

$$E = \frac{T}{k \cdot \delta} \quad (2.12)$$

Através de uma análise linear elástica por meio de elementos finitos, os autores elaboraram três diagramas com valores diferentes de coeficiente de Poisson (0,2; 0,3 e 0,45) que relacionam os valores de “ k ” com as dimensões B , H e L , que estão representadas na Figura 2.6.

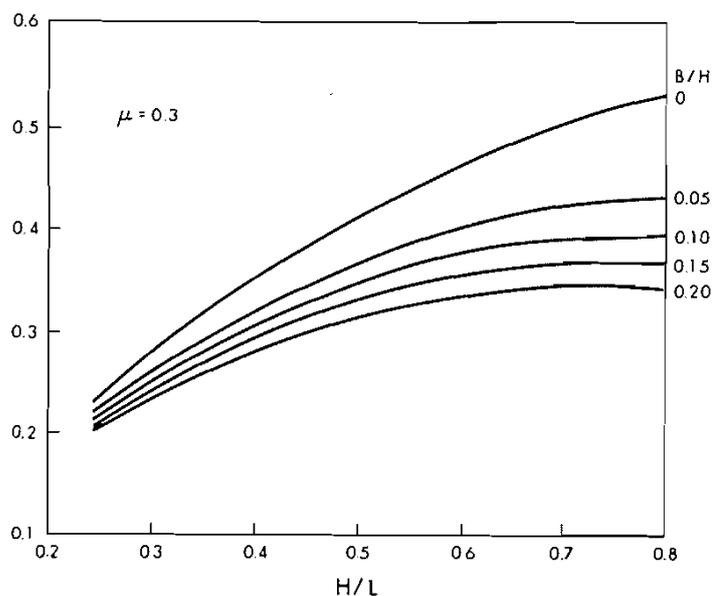
Figura 2.6 – Amostra sujeita ao ensaio de cisalhamento direto



Fonte: (NOONAN.D.K.J; NIXON.J.F., 1972)

O diagrama representado na Figura 2.7 foi elaborado considerando um coeficiente de Poisson igual a 0,3.

Figura 2.7 – Valores de “k” para Coeficiente de Poisson (μ) igual a 0,3



Fonte: (NOONAN.D.K.J; NIXON.J.F., 1972)

Através das proposições de Mello (1971) é possível obter valores de ângulo de atrito interno (φ') por meio da densidade relativa (D_r), através da Equação (2.13).

$$\varphi' = \tan^{-1} \left(\frac{0,712}{1,49 - D_r} \right) \quad (2.13)$$

O método proposto por Skempton (1986) apresenta uma correlação da densidade relativa com o índice de resistência à penetração (N_{60}) e com a tensão vertical efetiva do solo (σ_v'), que deve ser expressa em kg/cm². Tal correlação é dada pela Equação (2.14).

$$D_r = \left(\frac{N_{60}}{27 + 28 \cdot \sigma_v'} \right)^{0,5} \quad (2.14)$$

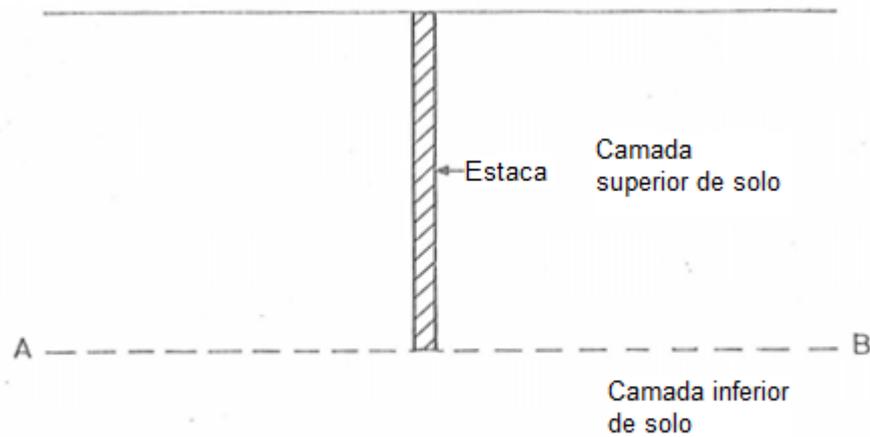
2.3 PREVISÃO DE RECALQUE VERTICAL EM ESTACAS

2.3.1 Método de Randolph

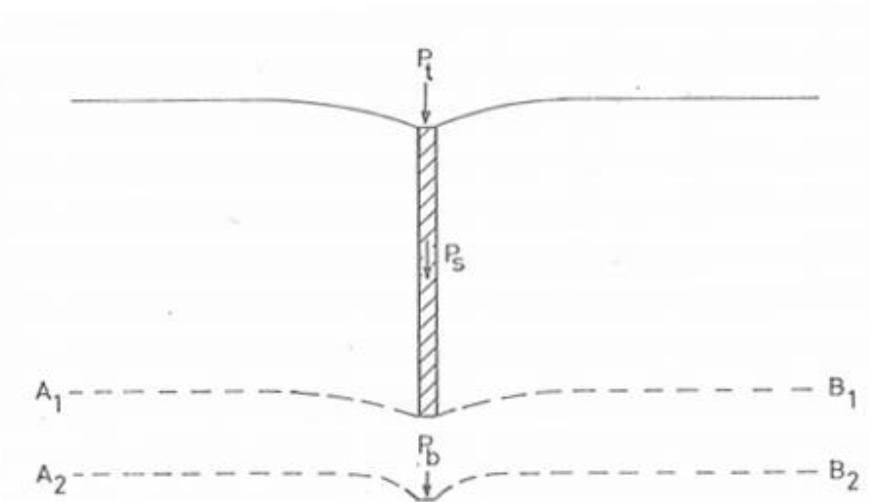
O modelo proposto por Randolph (1977) para a estimativa de recalque vertical em estacas isoladas, com carregamento vertical, foi separado em duas etapas: recalque proveniente da camada que está em contato com a estaca, por meio da transferência de carga que ocorre pelo fuste, e recalque causado pela camada que se

encontra abaixo da base da estaca, que ocorre através da transferência de carga pela ponta do elemento. A Figura 2.8 ilustra a separação das camadas.

Figura 2.8 – Modelo proposto por Randolph (1977)



(a) Camadas superior e inferior de solo



(b) Padrões de deformação das camadas superior e inferior

Fonte: Adaptado de Randolph (1977).

Os efeitos causados pelo fuste e pela ponta da estaca foram posteriormente unificados de modo a se obter o recalque total. Randolph e Wroth (1978) propuseram uma solução compacta para o cálculo do recalque obtido na cabeça da estaca, de acordo com a seguinte Equação:

$$\frac{P_t}{w \cdot r_0 \cdot G} = \frac{\left(\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot \tanh(\mu L)}{\zeta \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L} \right)}{\left(1 + \frac{4 \cdot L \cdot \tanh(\mu L)}{(1-\nu) \cdot \pi \cdot \lambda \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L} \right)} \quad (2.15)$$

Sendo:

P_t – Força axial na estaca;

w – Recalque vertical;

r_0 – Raio da estaca;

G – Módulo de elasticidade transversal do solo;

ν – Coeficiente de Poisson do solo;

L – Comprimento da estaca;

$$\mu = \frac{1}{r_0} \cdot \left(\frac{2}{\zeta \cdot \lambda} \right)^{\frac{1}{2}};$$

$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right);$$

r_m – Raio máximo ($\sim 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu)$);

λ – Rigidez relativa $\left(\frac{E_p}{G} \right)$;

E_p – Módulo de Elasticidade Longitudinal da estaca.

Também foi desenvolvida uma solução aproximada para os casos de solos não homogêneos, cuja Equação foi modificada por Randolph (1985) para expandir a aplicação do método em situações onde o módulo de elasticidade transversal abaixo da base apresenta um valor muito superior ao módulo das camadas ao longo do fuste. (VELLOSO; LOPES, 2010). A Equação (2.16) representa a modificação realizada, que também se aplica em casos de base alargada, através da inserção do coeficiente “ n ”.

$$\frac{P_t}{w \cdot r_0 \cdot G} = \frac{\left(\frac{4 \cdot n}{(1-\nu) \cdot \Omega} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot \tanh(\mu L) \cdot \rho}{\zeta \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L} \right)}{\left(1 + \frac{4 \cdot n \cdot L \cdot \tanh(\mu L)}{(1-\nu) \cdot \Omega \cdot \pi \cdot \lambda \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L} \right)} \quad (2.16)$$

Sendo:

$$n = \left(\frac{r_b}{r_0} \right);$$

r_b – Raio da base da estaca;

$$\Omega = \left(\frac{G_L}{G_b} \right);$$

G_L – Módulo de elasticidade transversal do solo na camada que envolve o fuste;

G_b – Módulo de elasticidade transversal do solo abaixo da base da estaca.

2.3.2 Método proposto pela NBR 6122

A carga de ruptura de estacas pode ser determinada por meio de provas de carga. A NBR 6122 (ABNT, 2019), através do item 6.2.1.2.2 propõe uma metodologia de obtenção da carga admissível ou de cálculo através da carga de ruptura. Contudo, a estaca deve apresentar uma ruptura nítida, que é caracterizada por um aumento contínuo do deslocamento vertical sem que ocorra o acréscimo de carga.

Nos casos onde não há ruptura nítida (por carência de carga de aplicação ou por excesso de deslocamento) a NBR 6122 (ABNT, 2019) apresenta uma metodologia para a obtenção da carga de ruptura, através da extrapolação da curva carga-recalque obtida no ensaio. O método descrito no item 8.2.1.1 propõe uma reta, obtida através da Equação (2.17), que intercepta a curva carga-recalque extrapolada no ponto cuja abcissa representa a carga de ruptura. A Figura 2.9 ilustra a forma de obtenção através do diagrama.

$$\Delta r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (2.17)$$

Sendo:

Δr – Recalque de ruptura convencional;

P_r – Carga de ruptura convencional;

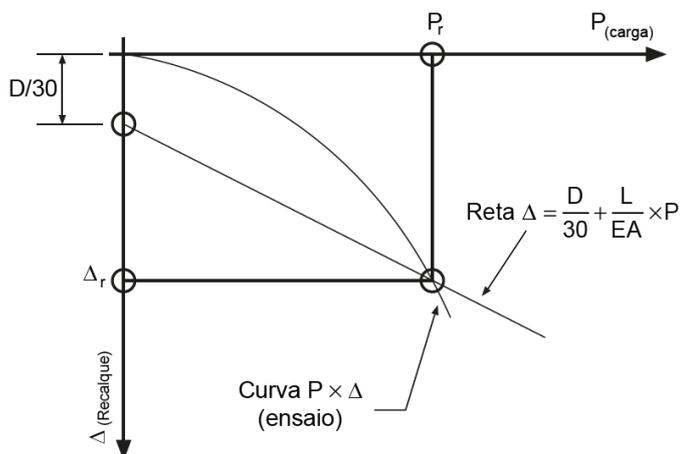
L – Comprimento da estaca;

A – Área da seção transversal da estaca;

E – Módulo de elasticidade do material da estaca;

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

Figura 2.9 – Obtenção da carga de ruptura – NBR 6122 (ABNT, 2019)



Fonte: (ABNT, 2019).

2.4 INSTRUMENTAÇÃO EM FUNDAÇÕES

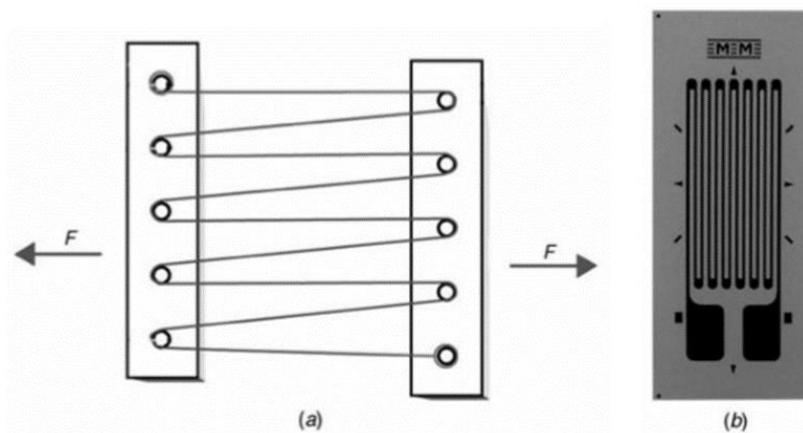
A instrumentação em fundações, segundo Júnior (2016), tem como objetivos principais a calibração de métodos matemáticos e a avaliação de situações que ainda não possuem modelos matemáticos específicos para sua resolução.

2.4.1 Extensômetros elétricos

A extensometria, de acordo com Balbinot e Brusamarello (2011), utiliza a relação existente entre as tensões e as deformações dos materiais com o objetivo de obter a força através da medição das deformações. No ano de 1856, Kelvin observou, analisando eletrodos de cobre e ferro, que a resistência elétrica era modificada de forma proporcional às deformações desses materiais. Gallina (2003) lembra que sua aplicação técnica só veio a ocorrer no século seguinte devido ao advento do amplificador eletrônico, uma vez que as variações de resistência que ocorrem devido às deformações no regime elástico do material são muito baixas.

A Figura 2.10 (a) representa um extensômetro de fio. Nesse caso, conforme a distância entre as placas de fixação varia, sua resistência também varia. Na prática são utilizados vários fios para amplificar as variações de resistência. O extensômetro de placa (Figura 2.10 (b)) segue o mesmo princípio de funcionamento. (BALBINOT; BRUSAMARELLO, 2011).

Figura 2.10 – Extensômetro de fio (a) e extensômetro de placa (b)



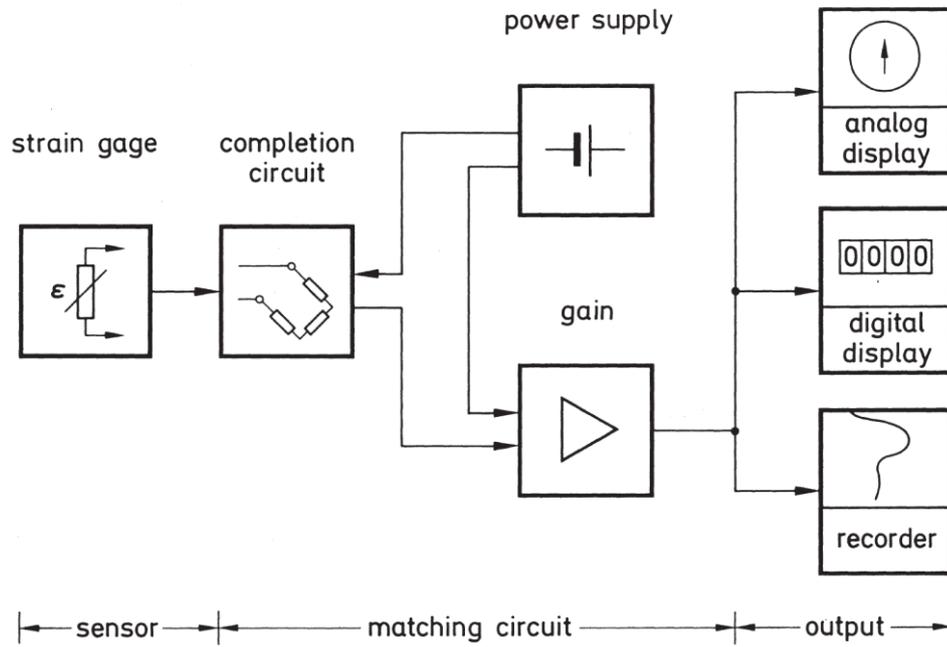
Fonte: Adaptado de Balbinot e Brusamarello (2011).

Normalmente esses extensômetros são colados na superfície do elemento em estudo com o auxílio de adesivos específicos. No caso particular das estruturas de concreto armado são necessários transdutores encapsulados, para que possam ser inseridos no elemento durante a concretagem. (HOFFMANN, 1989).

2.4.2 Sistemas de medição

Como já exposto anteriormente, a variação de resistência elétrica que ocorre através da deformação do elemento é muito pequena, dificultando sua leitura. Por esse motivo se faz necessário o uso de um sistema. Na Figura 2.11 constam os principais elementos de um sistema de medição de deformações através de extensômetros elétricos. O primeiro elemento do sistema, o extensômetro, é responsável por converter a deformação mecânica em variação de resistência elétrica. O segundo elemento é o circuito de medição (ponte de Wheatstone), que tem como uma de suas resistências o próprio extensômetro. No momento em que ocorre uma deformação, o circuito perde sua simetria e fica desbalanceado, sendo que a tensão de saída da ponte é proporcional à essa deformação. Logo após o circuito é acoplado um amplificador para facilitar a leitura das pequenas variações de tensão ocasionadas pelas deformações. Para que o sinal de saída possa ser analisado por humanos, o quarto elemento do sistema é o display, que pode ser analógico ou digital. (HOFFMANN, 1989).

Figura 2.11 – Sistema de medição de deformações através de extensômetros elétricos

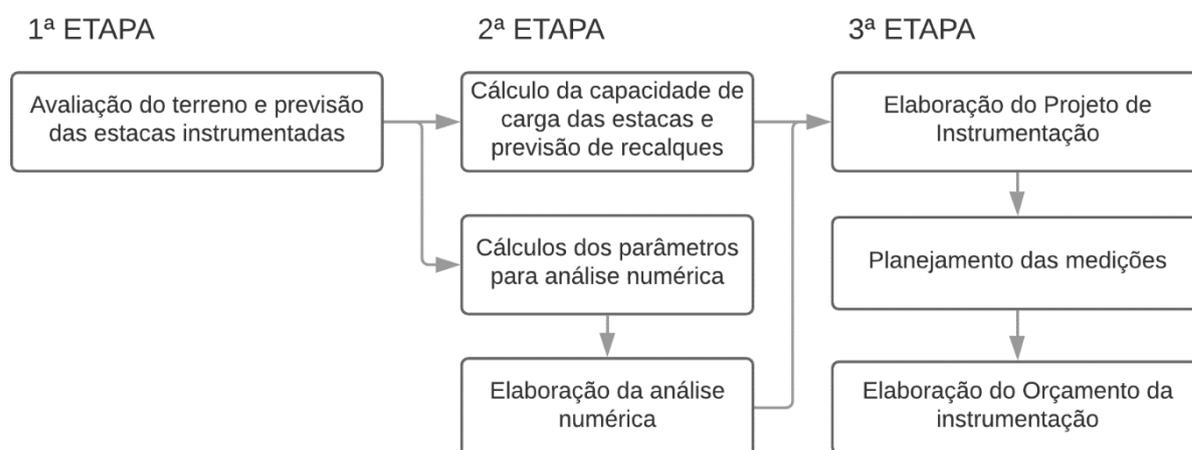


Fonte: (HOFFMANN, 1989).

3 METODOLOGIA

Esse capítulo, em um primeiro momento, descreve o empreendimento no qual foi realizado o estudo de caso (item 3.1). Após essa descrição, apresenta a metodologia de pesquisa adotada, descrevendo todas as etapas do trabalho, subdivididas em capítulos. A Figura 3.1 expõe o fluxograma que organiza as atividades desenvolvidas em cada etapa, seguindo uma ordem cronológica devido à dependência de etapas predecessoras, apresentadas a partir do item 3.2.

Figura 3.1 – Etapas de desenvolvimento do trabalho



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1 DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O estudo realizado foi baseado em um empreendimento localizado na cidade de Novo Hamburgo, no estado do Rio Grande do Sul. A área do terreno é equivalente a 6.560 m² e tem como limites a Av. Dr. Maurício Cardoso, a Rua Araponga e a Rua Araguaia, onde será executado um edifício de dois pavimentos, contendo lojas e vagas de garagem, no entorno de uma torre de 34 pavimentos, com uso exclusivamente comercial, contabilizando uma área total construída de 21.414,92 m². O projeto arquitetônico da torre ainda aguarda por algumas definições e, portanto, não foi englobado nesse estudo. A Figura 3.2 apresenta a localização do empreendimento.

Figura 3.2 – Localização do empreendimento

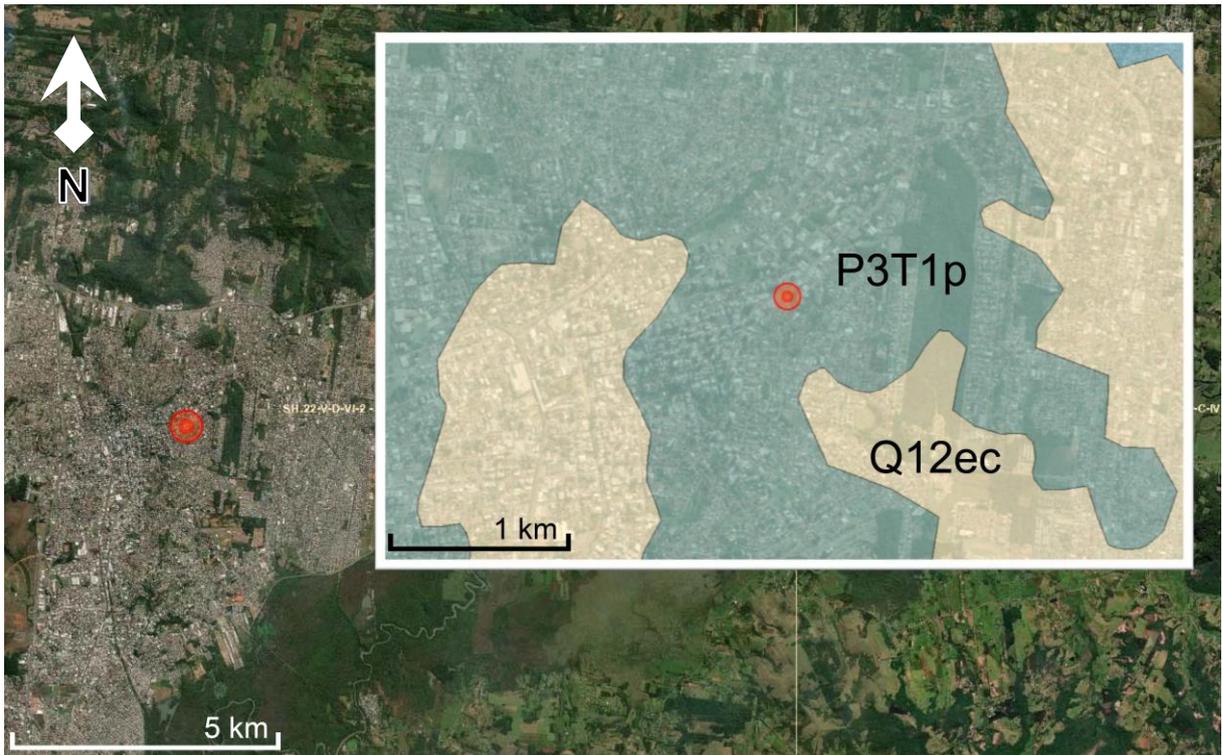


Fonte: (CPRM, 2019)

3.2 AVALIAÇÃO DO TERRENO E PREVISÃO DAS ESTACAS INSTRUMENTADAS

Neste item são apresentados os critérios adotados para a seleção das estacas a serem instrumentadas. Para que a instrumentação seja representativa, deve-se avaliar a variação do perfil geológico ao longo de todo o terreno, de forma que seja possível avaliar o comportamento dos elementos perante a todas as camadas existentes no maciço em estudo. A Figura 3.3 apresenta o mapa litoestratigráfico da região onde está localizado o terreno em questão. A sigla referente à essa área é P3T1p, a qual representa a Formação Pirambóia, constituída por arenito fino e folhelho. A região de entorno, cuja sigla é Q12ec, está contida na unidade “Depósitos eluviais e coluviais”, constituída por areia, cascalho, laterita e sedimento elúvio-coluvionar.

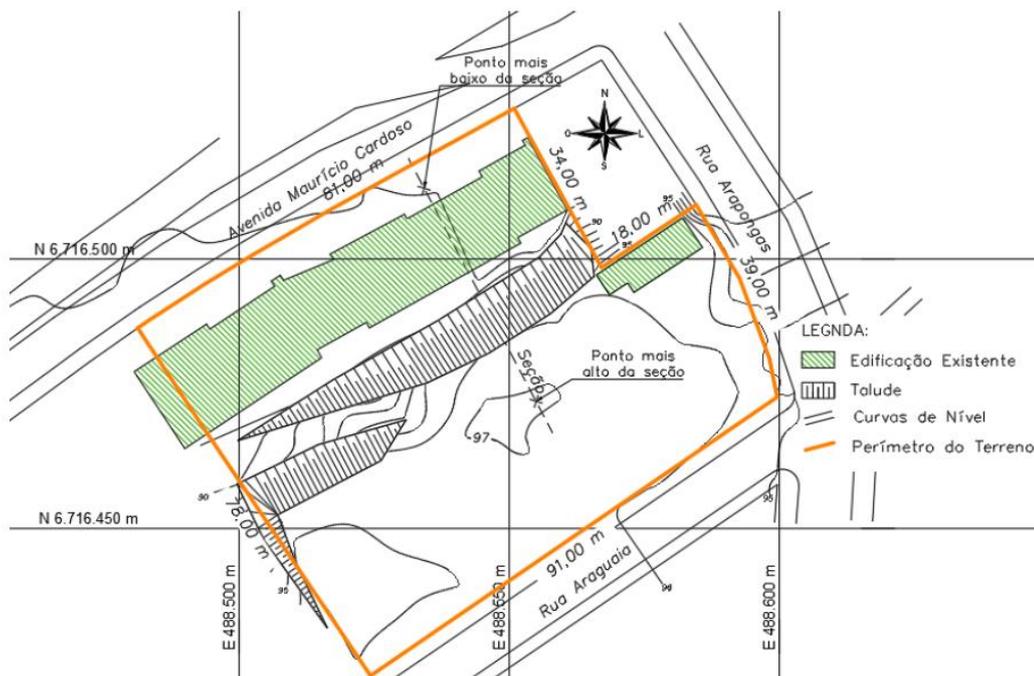
Figura 3.3 – Mapa Litoestratigráfico do local do terreno



Fonte: (CPRM, 2019)

A Figura 3.4 apresenta a locação do terreno, na qual também é possível visualizar o relevo, através da representação dos taludes e das curvas de nível.

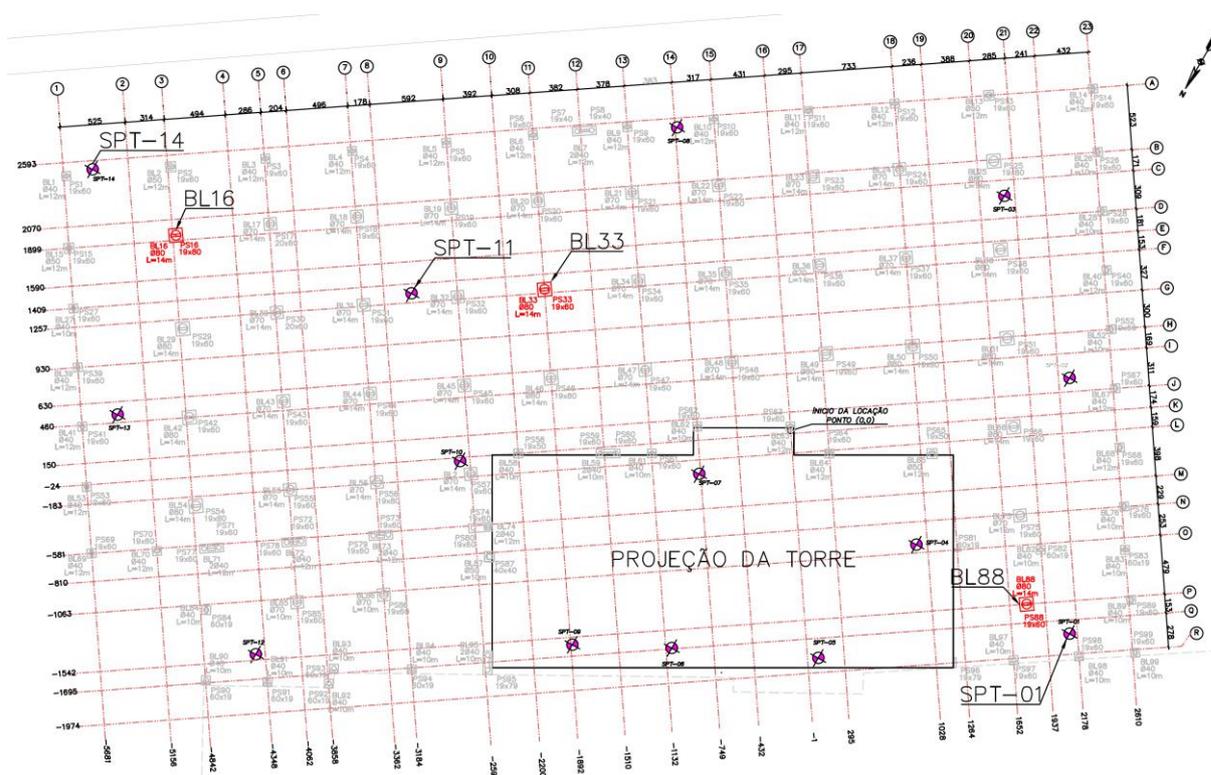
Figura 3.4 – Planta de locação do terreno



Fonte: (FGS GEOTECNIA, 2019a)

A locação das fundações representada na Figura 3.5 é referente ao estacionamento que haverá no entorno. Foi representada apenas uma projeção da torre, que ainda está em fase de projeto, devido a algumas indefinições do projeto arquitetônico. Para a realização da instrumentação, foram escolhidos três blocos com estacas isoladas de Ø80cm, que estão destacados em vermelho (Blocos BL16, BL33 e BL88).

Figura 3.5 – Locação das fundações do estacionamento

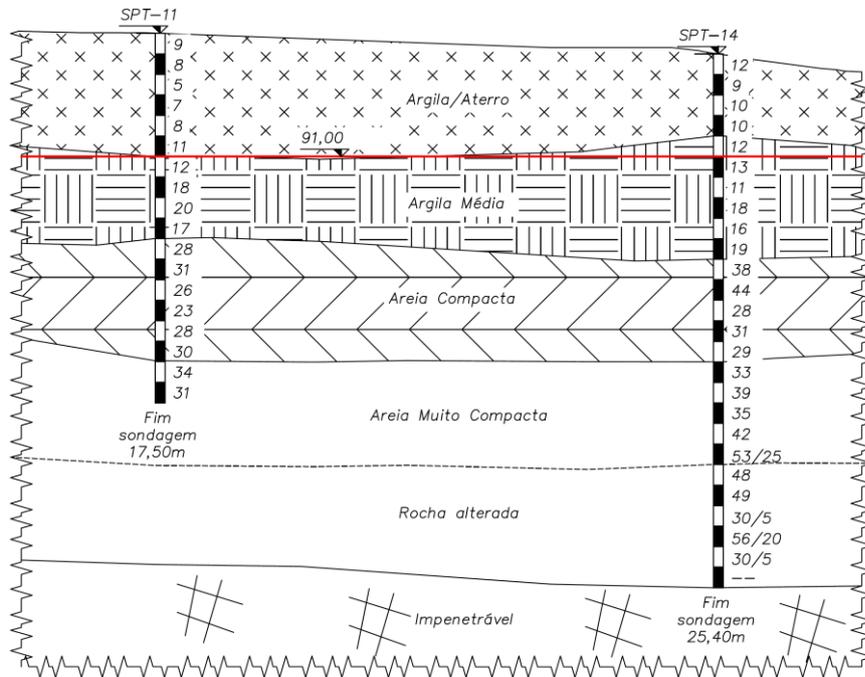


Fonte: Elaborado pelo autor.

A escolha das estacas teve o intuito de avaliar as diferentes camadas presentes no maciço, dando preferência àquelas com maior carregamento e, conseqüentemente, maior diâmetro. Para essa avaliação foram utilizados os perfis geotécnicos do terreno, elaborados através das sondagens SPT. Na Figura 3.6 é possível analisar o perfil que passa entre as sondagens SPT-11 e SPT-14 e a respectiva variação das camadas nesse trecho. Já na Figura 3.7 pode-se observar o perfil referente à sondagem SPT-01. Optou-se por instrumentar uma estaca localizada na parte mais baixa do terreno (SPT-01), e duas estacas localizadas na parte mais alta (SPT-11 e SPT-14). A cota do topo das estacas é 91,00m. A sondagem SPT-01 parte do nível 88,99m, a SPT-11 do nível 96,45m e a SPT-14 do nível 96,07. Desta

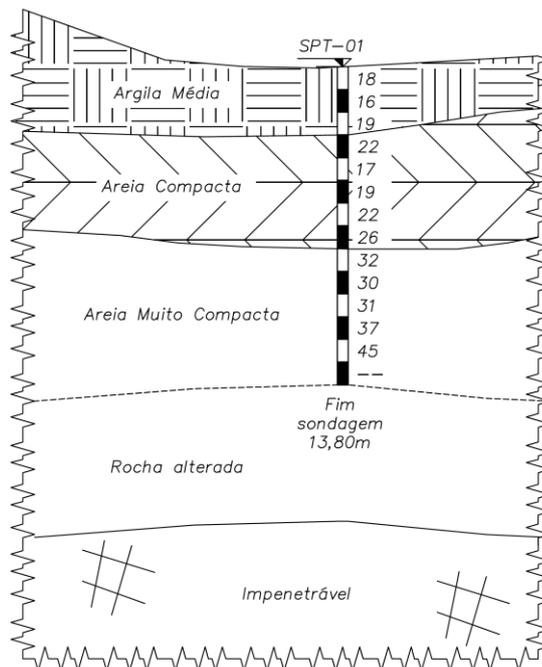
forma, para os cálculos foram desconsiderados os primeiros seis metros da sondagem SPT-11 e os primeiros cinco metros da sondagem SPT-14, eliminando completamente a camada superior, nomeada como Argila/Aterro.

Figura 3.6 – Perfil geotécnico - SPT-11 e SPT-14



Fonte: Adaptado de FGS Geotecnia (2019b)

Figura 3.7 – Perfil geotécnico - SPT-01



Fonte: Adaptado de FGS Geotecnia (2019c)

3.3 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E PREVISÃO DE RECALQUES

De posse do projeto de fundações, foi realizado o cálculo de capacidade de carga das estacas a serem instrumentadas, através dos métodos Aoki-Velloso, Décourt Quaresma, UFRGS e Bustamante e Gianceselli (LCPC), com a finalidade de criar uma ferramenta comparativa entre os dados obtidos com os diferentes métodos existentes e os dados obtidos em campo. Também foram calculados os assentamentos verticais pelo método de Randolph.

Para a avaliação da capacidade de carga foram utilizadas as cargas verticais máximas, que incluem sobrecargas de utilização e de vento. Em todos os métodos foi realizada uma estimativa da distribuição de carga ao longo do fuste da estaca. Para a realização dessas análises foi adotada a maior profundidade necessária dentre as três estacas e dentre os quatro métodos utilizados. Como os métodos tem por objetivo determinar apenas a capacidade de carga da estaca sem levar em consideração os parâmetros de rigidez do solo, para a plotagem do gráfico de distribuição de carga ao longo da profundidade, admitiu-se de forma simplificada que o fuste da estaca será solicitado antes da ponta, de forma gradativa, conforme cada camada atinja a capacidade de carga máxima prevista por cada método, sem aplicação de coeficiente de segurança.

Para a obtenção dos dados que serão utilizados na retroanálise foi feita a mesma avaliação, porém, utilizando as cargas verticais provenientes apenas do peso próprio da estrutura, subdivididas em acréscimos de carga referentes a cada pavimento, para que posteriormente seja feita a comparação com os dados medidos no decorrer da construção.

Na Tabela 3.1 pode-se visualizar as cargas verticais máximas atuantes nos blocos instrumentados. Já na Tabela 3.2 são apresentadas as cargas provenientes do peso próprio da estrutura, subdivididas em acréscimos correspondentes à construção de cada pavimento, para que seja feita a posterior retroanálise no decorrer da construção. Em ambas as tabelas estão indicados os pontos de sondagem SPT equivalente a cada um dos blocos.

Tabela 3.1 – Cargas verticais máximas por pavimento nos blocos instrumentados

Bloco	Sondagem equivalente	Fz máx (kN)
BL 16	SPT - 14	1762
BL 33	SPT - 11	1545
BL 88	SPT - 01	1826

Fonte: Adaptado de MDC Projetos (2019)

Tabela 3.2 – Cargas verticais provenientes do peso próprio da estrutura, subdivididas por pavimento nos blocos instrumentados

Bloco	Sondagem equivalente	1° PAV	2° PAV
		Fz PP (kN)	Fz PP (kN)
BL 16	SPT - 14	380	845
BL 33	SPT - 11	331	745
BL 88	SPT - 01	293	861

Fonte: Adaptado de MDC Projetos (2019)

Para o cálculo da previsão de recalques pelo método de Randolph foram utilizados os mesmos parâmetros da análise numérica. Desta forma, foram introduzidos no cálculo, os valores médios de módulo de elasticidade ao longo do fuste e o valor do módulo na ponta da estaca, calculados no item 3.4.1, para a curva média e para os limites inferior e superior. O limite de carregamento também seguiu o mesmo padrão utilizado na análise numérica, que corresponde ao triplo da carga máxima do bloco mais carregado (BL 88).

3.4 CÁLCULO DOS PARÂMETROS PARA ANÁLISE NUMÉRICA

Para a realização da análise numérica são necessários alguns parâmetros adicionais, que não são levados em conta nos métodos anteriores. O módulo de elasticidade longitudinal (E), o ângulo de atrito interno (φ) e o intercepto coesivo (c') são os principais parâmetros envolvidos na modelagem dos materiais que compõem o modelo. Outros parâmetros de extrema importância nesse tipo de análise são os referentes ao elemento de interface entre o solo e a estaca. O software utilizado para a análise (Rocscience RS2 versão 9.0 de 2019) permite a utilização de elementos de

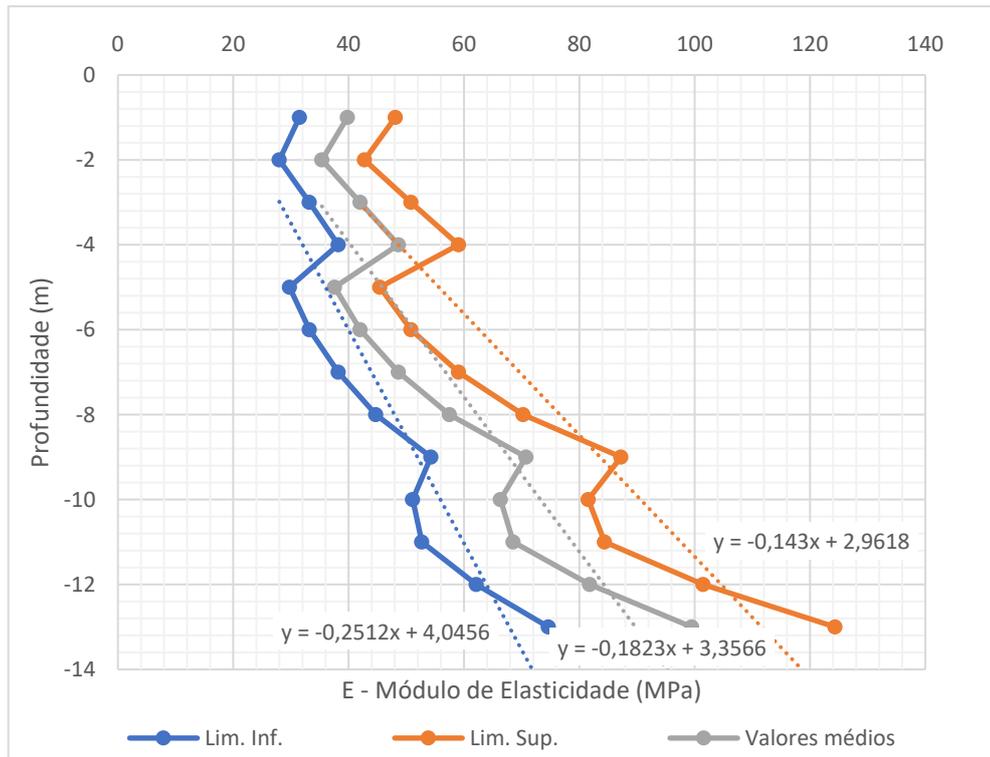
interface (Joint), que simulam o funcionamento da mesma através da utilização de barras rígidas e molas que interligam as malhas dos diferentes materiais. Esses elementos foram utilizados para simular a junta entre a estaca e o solo. Os coeficientes das molas devem ser introduzidos como dados de entrada, sendo eles o “Kn” e o “Ks”, que representam, respectivamente, a rigidez normal e de cisalhamento do elemento de interface. Além da rigidez, são necessários os parâmetros de ruptura, que regem o deslizamento entre os elementos. Foi utilizado o critério de Mohr-Coulomb, tendo como parâmetros de entrada o ângulo de atrito interno (φ) e o intercepto coesivo (c').

3.4.1 Módulo de elasticidade

Para a obtenção do módulo de elasticidade seriam necessários ensaios específicos, como o ensaio sísmico, que possibilita o cálculo do módulo de distorção inicial (válido para pequenas deformações), ou o ensaio triaxial. Na ausência desses, foram utilizados os dados provenientes dos ensaios de resistência à penetração (SPT) e de cisalhamento direto, através de correlações semi-empíricas e numéricas para a obtenção do parâmetro.

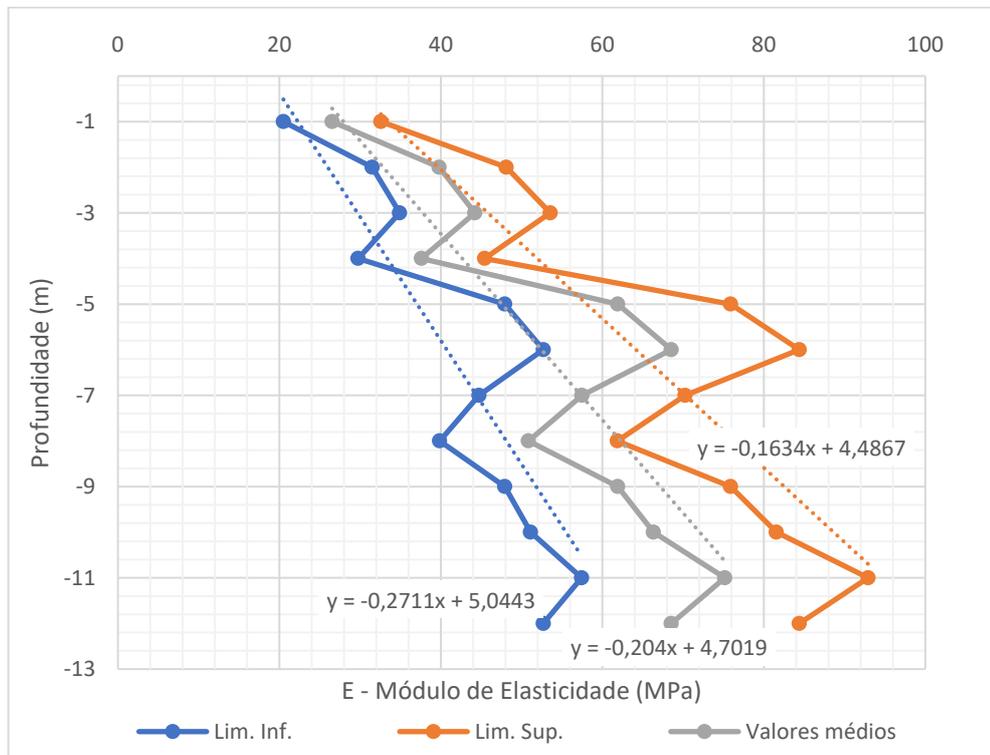
Foi utilizado o método proposto por Ruver e Consoli (2006), baseado na resistência à penetração ($N_{SPT,60}$), para calcular os limites superiores e inferiores do módulo de elasticidade longitudinal, assim como os valores médios, para cada valor de resistência à penetração ($N_{SPT,60}$). Os valores calculados estão dispostos no Gráfico 3.1, Gráfico 3.2 e Gráfico 3.3, e são referentes, respectivamente, aos perfis de sondagem SPT-01, SPT-11 e SPT-14.

Gráfico 3.1 – Faixas de Módulo de Elasticidade Longitudinal – SPT-01



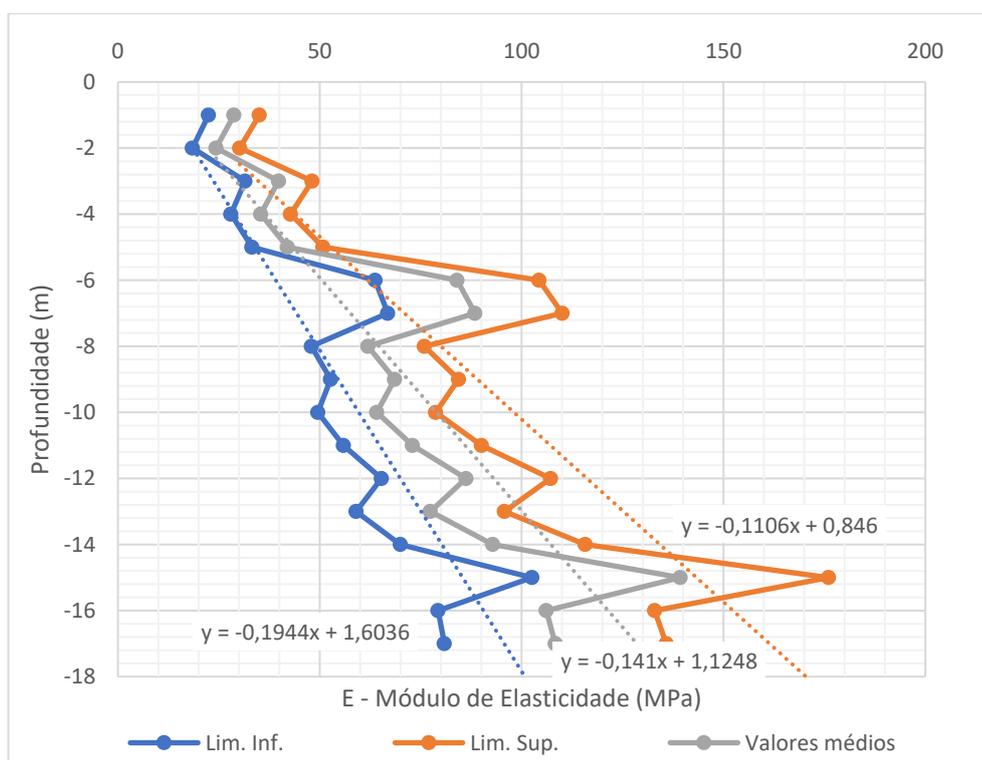
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 3.2 – Faixas de Módulo de Elasticidade Longitudinal – SPT-11



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 3.3 – Faixas de Módulo de Elasticidade Longitudinal – SPT-14



Fonte: Elaborado pelo autor.

Devido à escavação realizada para atingir a cota de 91m, os perfis ilustrados na Figura 3.6 e na Figura 3.7 tornaram-se muito parecidos. Desta forma optou-se em simular apenas um perfil de solo para a realização da análise numérica, já que serão realizadas análises para o módulo de elasticidade longitudinal médio e para os limites inferior e superior, formando uma faixa de módulo representativa para os três perfis em estudo. Optou-se em utilizar na análise o módulo variando linearmente ao longo das camadas presentes no maciço, por se tratar de material granular.

Assim, para os valores iniciais de módulo de elasticidade longitudinal foram utilizadas as médias dos valores encontrados nas camadas superficiais dos três pontos. As variações adotadas ao longo da profundidade também foram calculadas em função da média entre os coeficientes angulares encontrados para cada uma das sondagens. A Tabela 3.3 apresenta os valores de módulo de elasticidade longitudinal nas camadas superficiais dos diferentes pontos de sondagem, assim como os valores médios entre eles. A Tabela 3.4 apresenta os valores de variação do módulo de elasticidade longitudinal por metro de profundidade.

Tabela 3.3 – Valores de Módulo de elasticidade longitudinal na superfície

SONDAGEM	Lim. Inferior	Valor Médio	Lim. Superior
SPT-01	31,49	39,80	48,10
SPT-11	20,49	26,53	32,57
SPT-14	22,45	28,74	35,04
MÉDIA	24,81	31,69	38,57

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 3.4 – Valores de coeficiente angular para variação do módulo de elasticidade longitudinal ao longo da profundidade

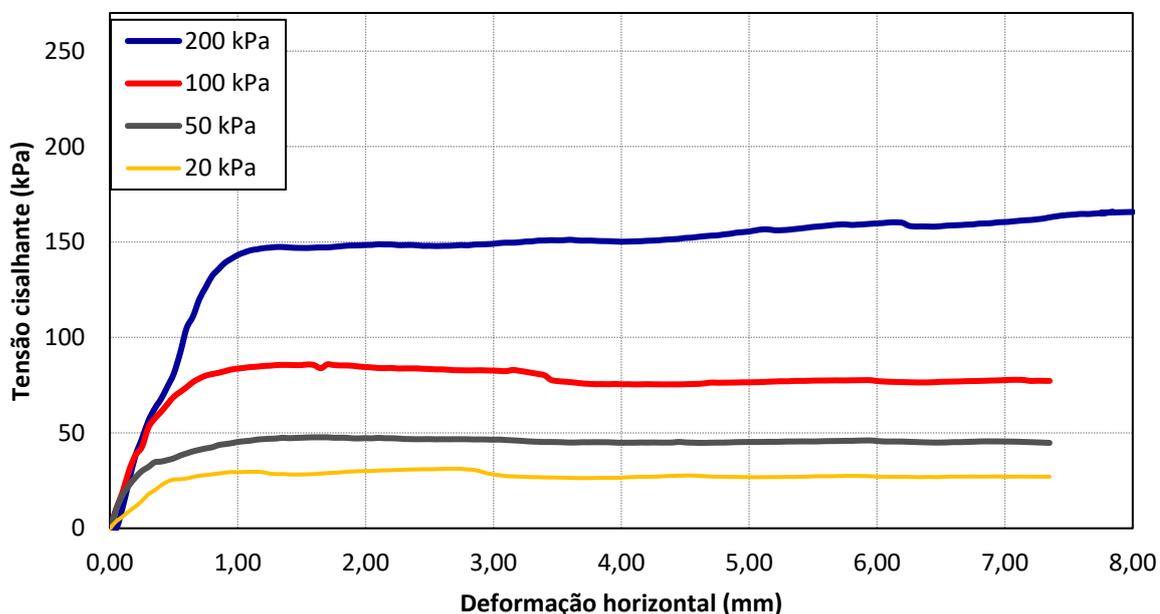
SONDAGEM	Lim. Inferior	Valor Médio	Lim. Superior
SPT-01	3,9809	5,4855	6,9930
SPT-11	3,6887	4,9020	6,1200
SPT-14	5,1440	7,0922	9,0416
MÉDIA	4,1859	5,6894	7,1942

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a camada superior, os valores de módulo também foram calculados através do ensaio de cisalhamento direto.

Foi utilizado o método proposto por Noonan e Nixon (1972), descrito no item 2.2.3. A Figura 3.8 ilustra o diagrama de tensão cisalhante por deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. Foram utilizadas as curvas com tensão normal de 20 kPa, 50 kPa e 100 kPa, pois a camada correspondente a esse solo está localizada na parte superior do maciço, com tensões verticais dessa ordem de grandeza.

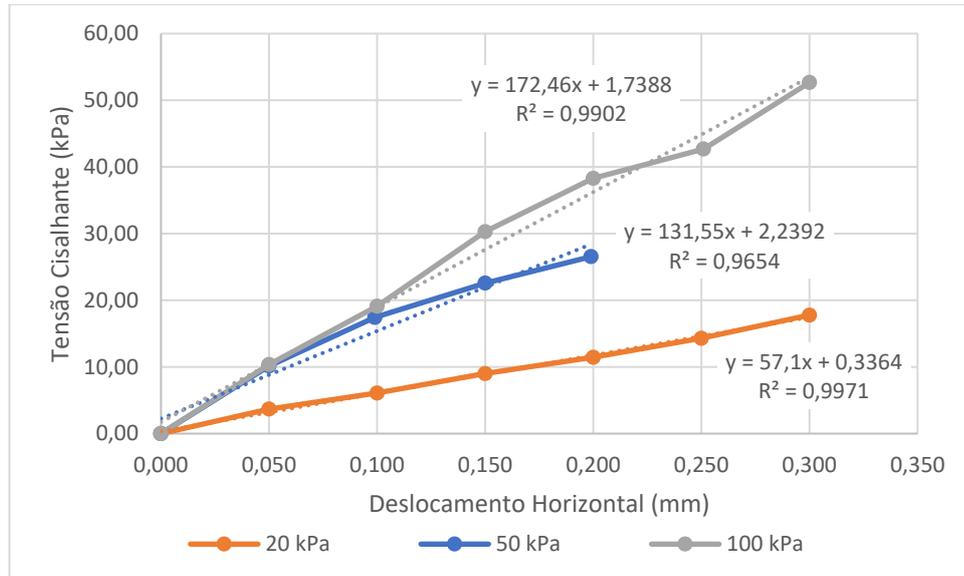
Figura 3.8 – Diagrama de tensão cisalhante por deformação horizontal – Argila média



Fonte: (LACTEC, 2019)

A amostra utilizada no ensaio tem dimensões de 10 cm de lado e 2cm de altura. Utilizou-se uma distância entre os anéis de 0,2 cm. De acordo com o diagrama exposto pela Figura 2.7, podemos definir o valor de “ k ” em 0,2. O método deve ser aplicado dentro do limite elástico do material. Assim, foram utilizados os dados de ensaio para criar o Gráfico 3.4, referente ao início das curvas. Desta forma, foi utilizada a inclinação da linha de tendência para uma deformação horizontal de 0,2 mm para a tensão normal de 50 kPa e de 0,3 mm para as tensões de 20 kPa e 100 kPa.

Gráfico 3.4 – Tensão cisalhante x deformação horizontal (Trecho elástico)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a tensão normal de 20 kPa, correspondente à camada localizada à aproximadamente 1 m da superfície, foram utilizados os pontos de deslocamento igual a 0 mm e 0,30 mm, relacionados às tensões de 0 kPa e 17,13 kPa. Desta forma, através da Equação (2.12), foi calculado o módulo de elasticidade, que resultou em 28,55 MPa, exposto pela Equação (3.1).

$$E_{20} = \frac{\left(\frac{17,13 \text{ kPa} \cdot 0,01 \text{ m}^2}{0,1 \text{ m}}\right)}{0,2 \cdot 0,0003 \text{ m}} \therefore E_{20} = 28.550 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

Para a tensão normal de 50 kPa, correspondente à camada localizada à aproximadamente 2,5 m da superfície, foram utilizados os pontos de deslocamento igual a 0 mm e 0,20 mm, que estão relacionados às tensões de 0 kPa e 26,31 kPa. O módulo de elasticidade foi de 65,78 MPa, apresentado pela Equação (3.2).

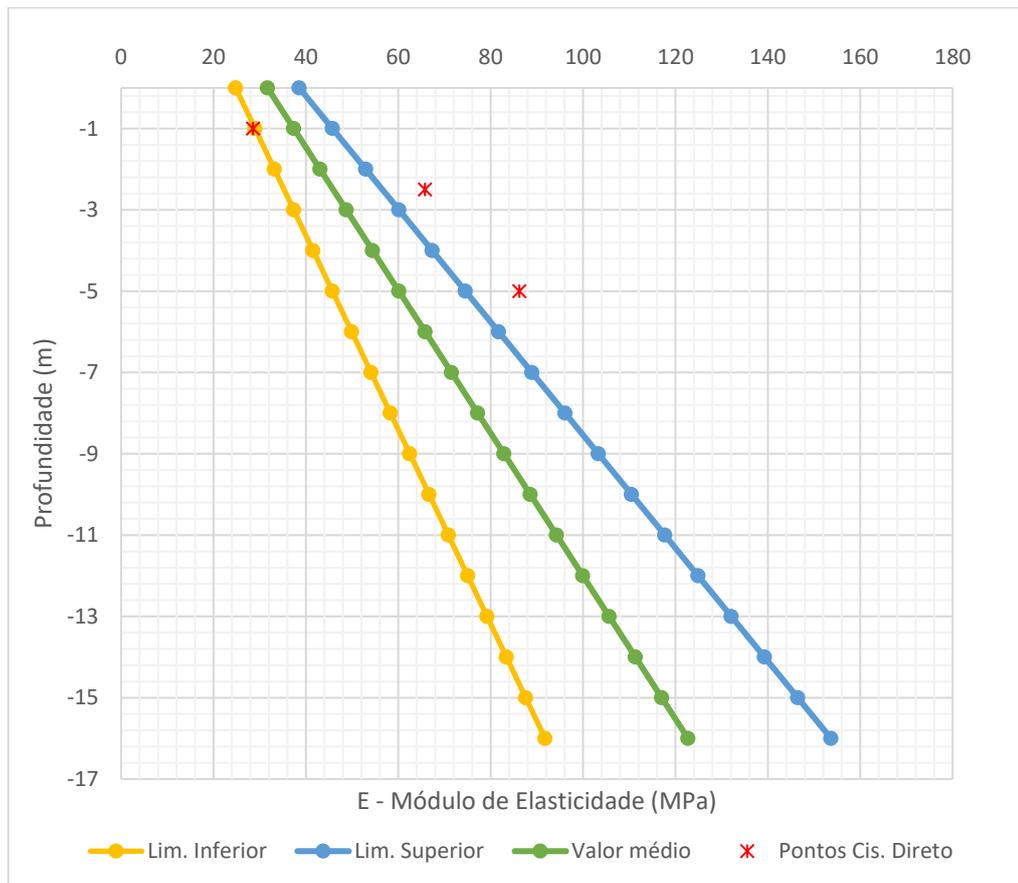
$$E_{50} = \frac{\left(\frac{26,31 \text{ kPa} \cdot 0,01 \text{ m}^2}{0,1 \text{ m}}\right)}{0,2 \cdot 0,0002 \text{ m}} \therefore E_{50} = 65.775 \text{ kPa} \quad (3.2)$$

Para a tensão normal de 100 kPa, correspondente à camada localizada à aproximadamente 5 m da superfície, foram utilizados os pontos de deslocamento igual a 0 mm e 0,30 mm, que estão relacionados às tensões de 0 kPa e 51,74 kPa. O módulo de elasticidade nesse ponto foi de 86,23 MPa, ilustrado pela Equação (3.3)

$$E_{100} = \frac{\left(\frac{51,74 \text{ kPa} \cdot 0,01 \text{ m}^2}{0,1 \text{ m}}\right)}{0,2 \cdot 0,0003 \text{ m}} \therefore E_{100} = 86.230 \text{ kPa} \quad (3.3)$$

Como o objetivo é utilizar o módulo variando linearmente ao longo da profundidade, os valores encontrados foram plotados no mesmo gráfico dos módulos de elasticidade somente para comparar com os valores obtidos através da resistência à penetração ($N_{SPT,60}$).

Gráfico 3.5 – Módulo de elasticidade x Profundidade



Fonte: Elaborado pelo autor.

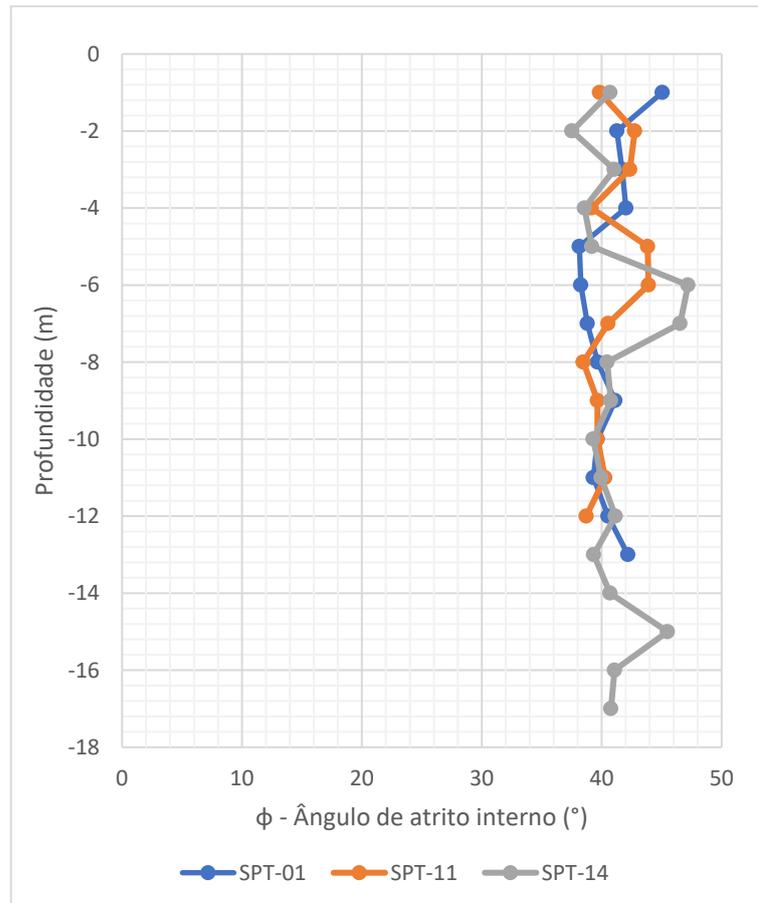
3.4.2 Ângulo de atrito interno e Intercepto coesivo

Na camada superior de Argila foram utilizados diretamente os resultados do ensaio de cisalhamento direto. O valor do ângulo de atrito interno referente à essa camada é de $37,2^\circ$ e o intercepto coesivo de 12,4 kPa.

Nas camadas inferiores de areia foram utilizadas as correlações de Mello (1971) entre Densidade Relativa e ângulo de atrito interno em conjunto com a de

Skempton (1986) que relaciona a resistência à penetração ($N_{SPT,60}$) com a tensão vertical do solo e a densidade relativa. O Gráfico 3.6 sobrepõe as curvas obtidas através da aplicação do método para as três sondagens, resultando em um valor médio de 40° , o qual foi adotado para as duas camadas inferiores. Para essas camadas (solos arenosos) o valor de intercepto coesivo foi considerado igual a zero.

Gráfico 3.6 – Ângulo de atrito interno x Profundidade



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.4.3 Parâmetros dos elementos de interface

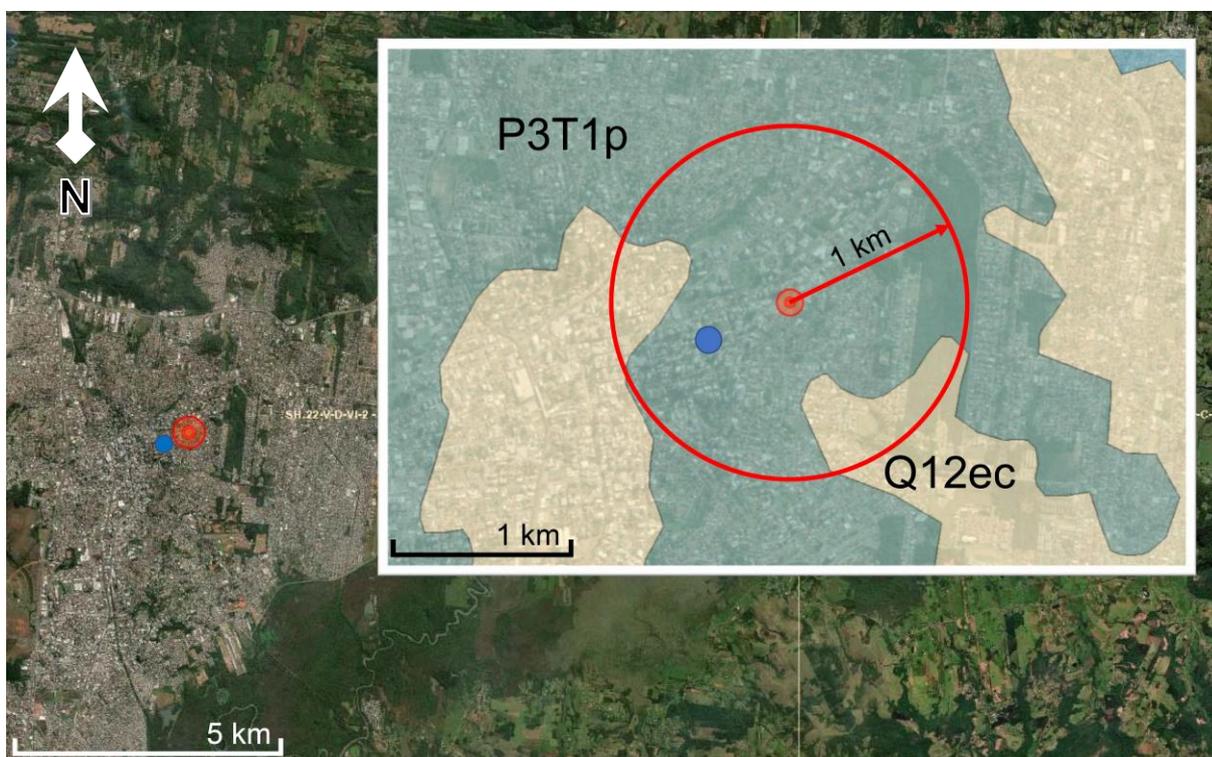
Para a estimativa dos coeficientes de mola “Kn” e “Ks” foi utilizado um conceito que assume que o material da junta tem propriedades elásticas, sugerido pelo Manual do software RS2 9.0 (ROCSCIENCE, 2019) para a simulação da interface entre os elementos. Dessa forma, os coeficientes podem ser calculados de acordo com as equações (3.4) e (3.5), sendo h a espessura da junta entre a estaca e o solo.

$$Kn = E_0/h \quad (3.4)$$

$$Ks = G_0/h \quad (3.5)$$

Para o cálculo do módulo de elasticidade inicial, foram utilizados os dados obtidos por Fonseca (2019) através de ensaios de cisalhamento direto entre solo e nata de cimento, devido ao fato de que o solo utilizado nessa análise tem propriedades muito parecidas ao solo utilizado nesse trabalho. Isso ocorre pois o local de onde foram retiradas as amostras está localizado à aproximadamente 500 m da obra em estudo, na mesma região Litológica, conforme ilustra a Figura 3.9.

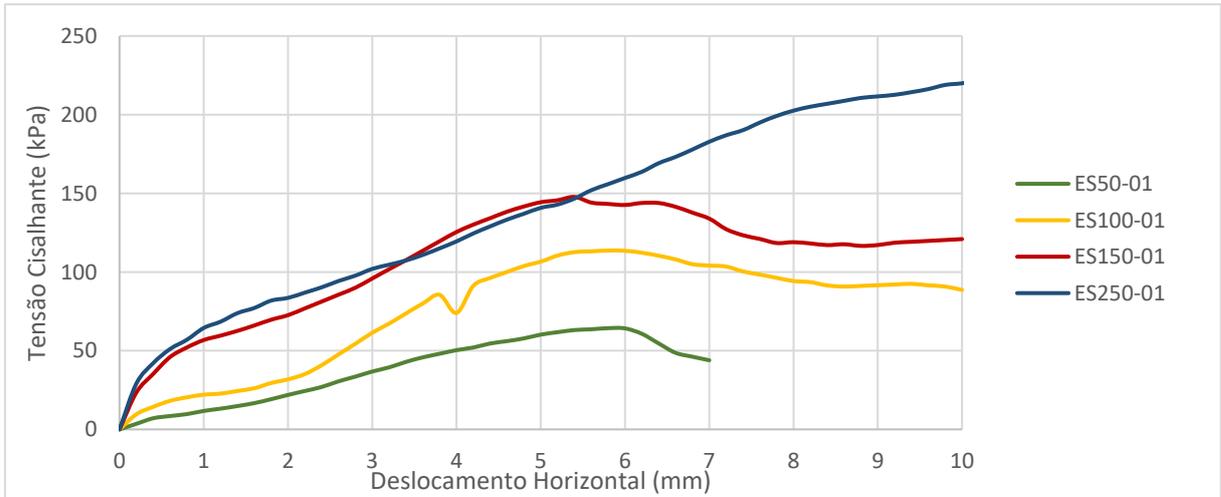
Figura 3.9 – Mapa Litoestratigráfico com indicação dos dois terrenos



Fonte: (CPRM, 2019)

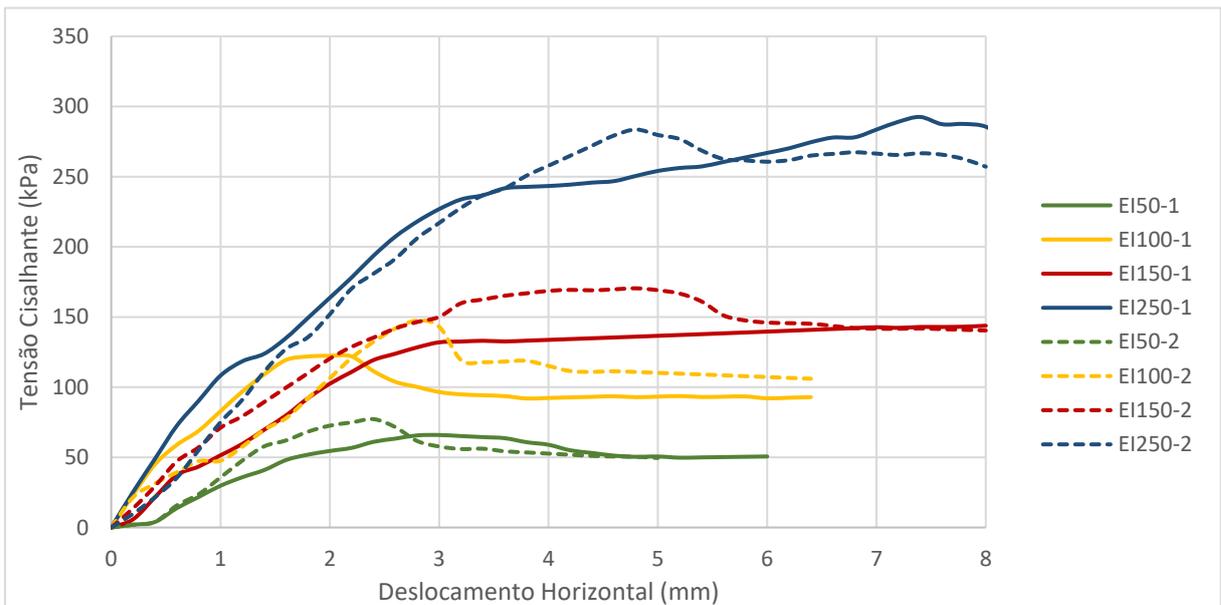
Foi utilizada novamente a metodologia de Noonan e Nixon (1972) para a obtenção dos módulos de elasticidade longitudinais referentes aos ensaios do solo e aos ensaios de interface entre nata de cimento e solo realizados por Fonseca (2019). Os gráficos ilustrados na Figura 3.10 e na Figura 3.11 representam, respectivamente, os diagramas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal referentes aos ensaios de cisalhamento direto realizados em interfaces solo x solo e solo x nata de cimento.

Figura 3.10 – Tensão cisalhante x Deslocamento Horizontal (solo x solo)



Fonte: (FONSECA, 2019)

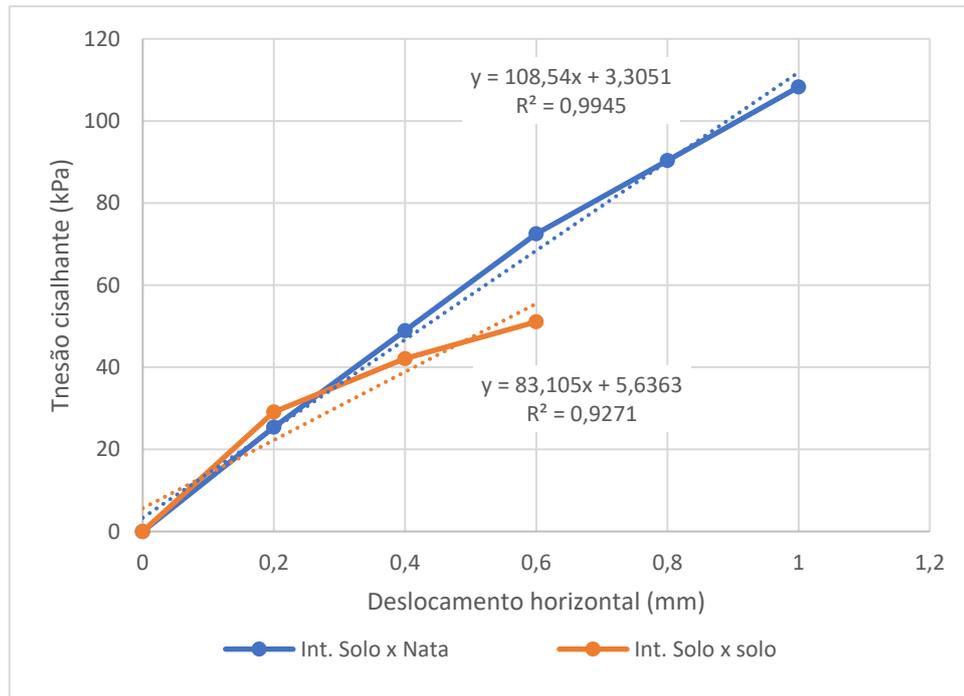
Figura 3.11 – Tensão cisalhante x Deslocamento Horizontal (solo x nata de cimento)



Fonte: (FONSECA, 2019)

Novamente, com a utilização dos dados do ensaio, foi elaborado o Gráfico 3.7, que representa o início das curvas referentes aos ensaios ES250-01 e EI250-1. Através da inclinação da linha de tendência foram obtidos os valores de tensão e deslocamento para o cálculo dos módulos.

Gráfico 3.7 – Tensão cisalhante x Deformação horizontal (trecho elástico)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o ensaio ES250-01 (solo x solo) foram utilizados os pontos de deslocamento igual a 0 mm e 0,60 mm, que estão relacionados às tensões de 0 kPa e 49,86 kPa. O módulo de elasticidade foi de 13,85 MPa, referente à Equação (3.6).

$$E_S = \frac{\left(\frac{49,86 \text{ kPa} \cdot 0,0025 \text{ m}^2}{0,05 \text{ m}} \right)}{0,2 \cdot 0,0006 \text{ m}} \therefore E_S = 13.850 \text{ kPa} \quad (3.6)$$

Para o ensaio EI250-1 (solo x nata) foram utilizados os pontos de deslocamento igual a 0 mm e 1,00 mm, que estão relacionados às tensões de 0 kPa e 108,54 kPa. O módulo de elasticidade foi de 18,09 MPa, relativo à Equação (3.7).

$$E_I = \frac{\left(\frac{108,54 \text{ kPa} \cdot 0,0025 \text{ m}^2}{0,05 \text{ m}} \right)}{0,2 \cdot 0,001 \text{ m}} \therefore E_I = 18.090 \text{ kPa} \quad (3.7)$$

Desta forma, calculou-se a relação entre os módulos (E_I/E_S), com a finalidade de obter o incremento na região da interface entre solo e nata de cimento, com relação ao interior do maciço. Para essa relação foi obtido o valor de 1,3. Esse incremento foi utilizado para o cálculo do módulo de elasticidade do elemento de interface, uma vez que já se obteve o módulo de elasticidade no interior do maciço.

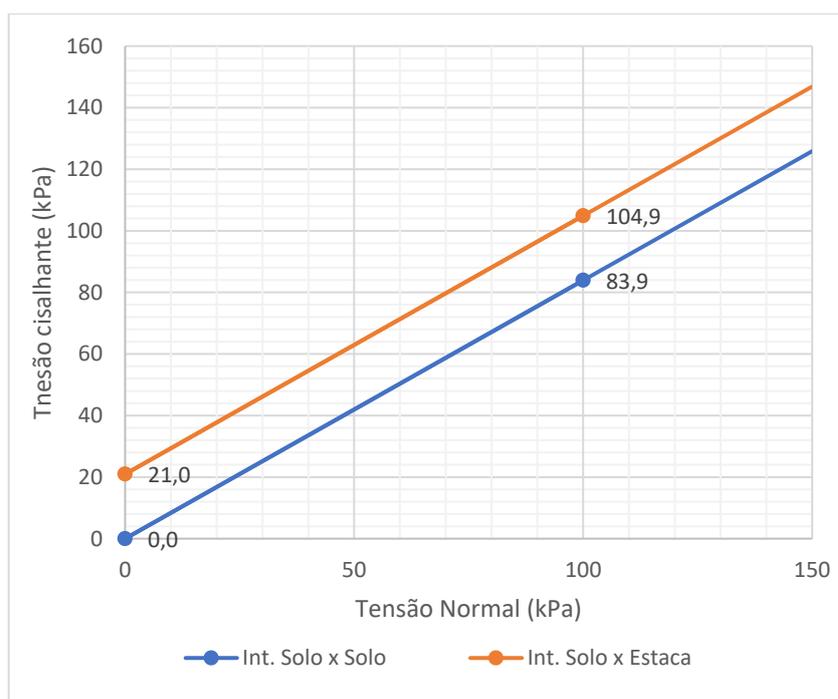
O módulo de elasticidade transversal do elemento de interface foi calculado por meio da correlação existente entre os módulos longitudinal, transversal e o coeficiente de Poisson, dentro de um limite elástico, conforme a Equação (3.8). O coeficiente de Poisson foi arbitrado como 0,3 (devido à pequena influência dessa variável em análises numéricas, foi arbitrado um valor médio).

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (3.8)$$

De posse dos módulos de elasticidade longitudinal e transversal, os coeficientes de mola foram calculados para cada camada, através do valor médio do módulo de elasticidade da camada de solo, para cada um dos limites (superior, inferior e médio), utilizando as Equações (3.4) e (3.5).

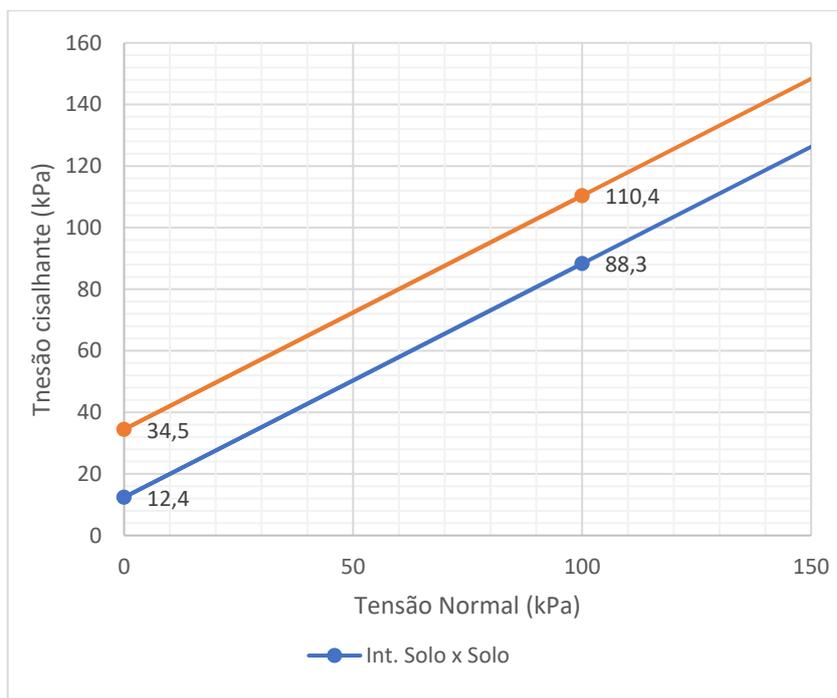
Os parâmetros de ruptura (ângulo de atrito interno e intercepto coesivo) foram calculados com base no incremento de resistência também avaliado por Fonseca (2019). Utilizou-se a envoltória de ruptura dos solos para chegar à envoltória de ruptura do material do elemento de interface. Foi aplicado um incremento de resistência de 25% para uma tensão normal de 100 kPa, e manteve-se o ângulo de atrito interno, resultando em uma envoltória paralela à envoltória do solo. O Gráfico 3.8 é referente às envoltórias das camadas inferiores (Areia Compacta e Areia Muito Compacta) e o Gráfico 3.9 é referente à camada superior (Argila Média).

Gráfico 3.8 – Envoltórias de resistência do solo e do elemento de interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 3.9 – Envoltórias de resistência do solo e do elemento de interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

Nota-se que mesmo nas areias surge um valor de intercepto coesivo, que mesmo sendo considerado como tal, na verdade representa certa adesão criada entre o elemento estrutural e o solo. Essa simplificação adotada (adotar o ângulo de atrito interno igual ao do material) acaba gerando um incremento maior de resistência em uma faixa mais baixas de tensão (menor que 100 kPa), e um incremento menor de resistência para faixas mais altas de tensão (maior que 100 kPa).

3.5 ELABORAÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA

Para a elaboração da análise numérica foi utilizado o software comercial RS2 versão 9.0 de 2019 da Rocscience, específico para análises bidimensionais planares ou axissimétricas em solos e rochas. Neste capítulo será apresentado o modelo de cálculo, descrevendo os tipos de elementos utilizados, os parâmetros dos materiais empregados em cada camada, os estágios de carga e a metodologia de extração dos resultados.

3.5.1 Modelo de cálculo

Foi utilizado o modelo de cálculo axissimétrico, portanto, mesmo se tratando de um modelo bidimensional, ele acaba representando um modelo tridimensional, sendo que a modelagem de entrada é rotacionada de forma simétrica em torno do eixo vertical de origem ($x = 0$).

Foram empregados elementos triangulares de 6 nós, com dimensão máxima de 1,0 m em todas as camadas de solo. Na estaca foi utilizado uma malha um pouco mais refinada, devido às suas dimensões (raio de 40 cm), sendo que o tamanho máximo dos elementos nessa área foi de 0,136 m. A análise foi separada em estágios, para que pudessem ser levadas em conta as etapas de escavação, de concretagem e dos diferentes níveis de carregamento. Dessa forma, foram obtidos três tipos diferentes de malha: modelo contendo as camadas de solo, modelo contendo as camadas de solo com escavação e modelo contendo as camadas de solo com a estaca já concretada. O número de elementos e o número de nós contidos em cada uma dessas modelagens estão descritos na Tabela 3.5. É importante salientar que a malha do modelo que contém as camadas de solo e daquele que contém a estaca já concretada é exatamente igual, por isso que possuem o mesmo número de nós. Entretanto, no modelo que contém a estaca concretada, há 89 elementos a mais, que representam os elementos de interface entre o solo e a estaca.

Tabela 3.5 – Características da malha de elementos finitos

Modelo	Nº de elementos	Nº de nós
Camadas de solo	3000	6400
Camadas de solo com escavação	2096	4413
Camadas de solo com estaca concretada	3089	6400

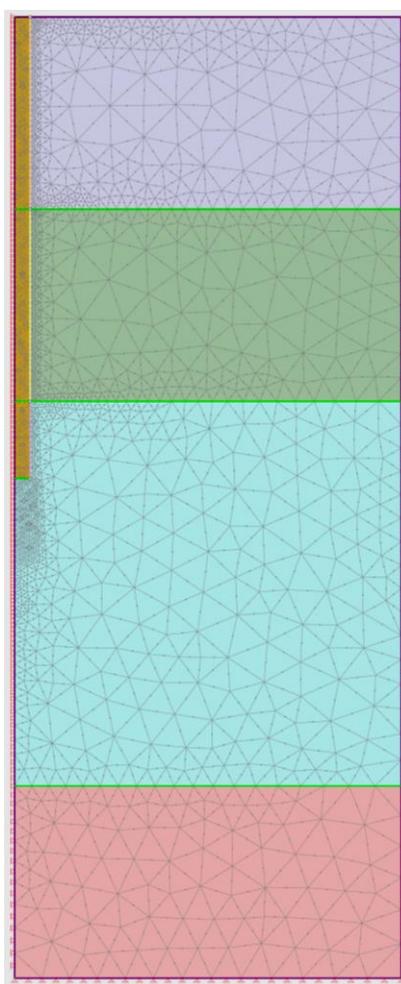
Fonte: Elaborado pelo autor.

A discretização da malha do modelo que contém a estaca já concretada pode ser vista na Figura 3.12. As discretizações dos outros modelos possuem as mesmas características, sendo que no modelo com escavação não há nenhum elemento na região da estaca.

Baseado nos perfis apresentados na Figura 3.6 e Figura 3.7 foi modelado um perfil único representativo aos três diferentes pontos. A primeira camada é referente

ao material nomeado como Argila Média, com espessura de 5,0 m, a segunda camada é referente ao material Areia Compacta, com espessura de 5,0 m, e a terceira camada é referente aos materiais Areia Muito Compacta e Rocha Alterada, com espessura total de 10,0 m. A camada inferior é referente a Rocha sã, com espessura de 5,0 m até a restrição fixa imposta na análise. A estaca foi modelada com 0,4 m de largura, representando uma estaca com diâmetro de 80 cm, já que se trata de uma análise axissimétrica. A profundidade adotada foi de 12 m, correspondente a maior profundidade necessária entre as três estacas em estudo, de acordo com os métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga.

Figura 3.12 – Discretização da malha de elementos finitos



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os parâmetros de rigidez e de ruptura utilizados para cada material foram calculados de acordo com a metodologia descrita no item 3.4, e estão dispostos na Tabela 3.6. Os dois valores de módulo de elasticidade para cada material representam

o módulo no topo e na base da camada, variando de forma linear conforme a profundidade.

Tabela 3.6 – Parâmetros de rigidez e de ruptura dos materiais

Material	E [kPa]			φ [°]	c' [kPa]
	Lim. Inf.	Med.	Lim. Sup.		
Argila média	24.810	31.690	38.570	37,2	12,4
	45.760	60.140	74.520		
Areia Compacta	45.760	60.140	74.520	40,0	0
	66.710	88.590	110.470		
Areia Muito Compacta	66.710	88.590	110.470	40,0	0
	108.610	145.490	182.370		
Rocha Sã	40.000.000			30,0	20.000
Concreto (C25)	24.150.000			5,0	12.500

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com relação aos parâmetros de rigidez e de ruptura, foram utilizados três diferentes elementos de interface, ou seja, um para cada tipo de material que envolve a estaca. Os parâmetros estão descritos na Tabela 3.7 e Tabela 3.8.

Tabela 3.7 – Parâmetros de rigidez dos elementos de interface

Elemento	Kn [kPa/m]			Ks [kPa/m]		
	Lim. Inf.	Med.	Lim. Sup.	Lim. Inf.	Med.	Lim. Sup.
Estaca - Argila média	458.705	596.895	736.085	176.425	229.575	282.725
Estaca - Areia Compacta	731.055	966.745	1.202.435	281.175	371.825	462.475
Estaca - Areia Muito Compacta	1.139.580	1.521.520	1.903.460	438.300	585.200	732.100

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 3.8 – Parâmetros de ruptura dos elementos de interface

Elemento	ϕ [°]	c' [kPa]
Estaca - Argila média	37,2	34,5
Estaca - Areia Compacta	40,0	21,0
Estaca - Areia Muito Compacta	40,0	21,0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para simular a variação da qualidade de execução da estaca, foi criado um novo modelo, com as mesmas características, porém, com uma camada de 10 cm de espessura de solo amolgado, localizada abaixo da estaca, representando a deficiência na limpeza do furo antes da concretagem. Os parâmetros de rigidez dessa camada foram estimados considerando um índice de vazios igual a 1 para o solo amolgado e 0,6 para o solo no seu estado natural, resultando em um módulo de elasticidade longitudinal (E) de 6.000 kPa.

3.5.2 Estágios de carga

Os estágios de carga seguiram a mesma lógica do cálculo realizado através dos métodos semi-empíricos, para capacidade de carga, e do método de Randolph, para deslocamento.

Dessa forma, em um primeiro momento, o modelo foi analisado para três estágios de carga, sendo eles referentes ao peso próprio do primeiro pavimento, do segundo pavimento, e da carga máxima prevista em projeto, para cada uma das três estacas em estudo.

Também foram criados 10 estágios de carga, variando linearmente até a carga máxima de 5.478 kN, que corresponde ao triplo da carga máxima prevista em projeto da estaca mais carregada, utilizados para traçar a curva de carga x recalque. A capacidade de carga foi estimada a partir dessa curva, segundo a prescrição da NBR 6122.

3.6 PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO

A realização do projeto de instrumentação deve conter os itens necessários para que os sensores sejam produzidos e locados de forma correta. O projeto também

deve ser claro a respeito da colheita de dados, para que as leituras sejam realizadas conforme o planejamento previsto na pré-análise. Desta forma, o projeto deve ser composto pelos seguintes itens:

- Locação dos sensores e detalhamento dos circuitos;
- Planejamento da metodologia de leitura de dados;
- Quantitativo e especificação dos materiais.

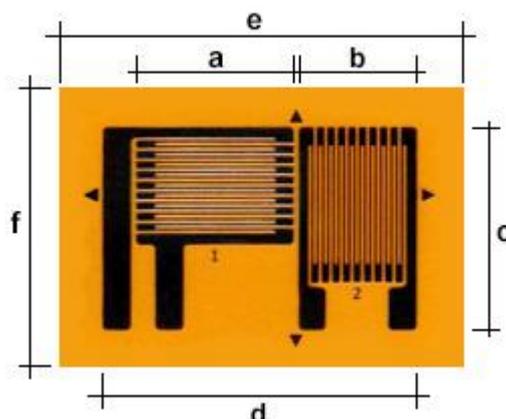
3.6.1 Locação dos sensores e detalhamento dos circuitos

Como a distribuição de carga ao longo do fuste para as cargas de peso próprio para o primeiro e para o segundo pavimento, de acordo com as análises numéricas, se estende até a ponta da estaca, foram projetados sensores ao longo de toda sua extensão. Como as duas primeiras camadas são praticamente da mesma espessura, os sensores foram espaçados de forma homogênea, fixando os extremos à 1 m da superfície e à 1 m da ponta. Desta forma, o sensor mais profundo ficará na terceira camada do maciço. O espaçamento adotado entre os sensores foi de 2 m, totalizando 6 pontos de medição, para que se possa avaliar a distribuição de carga ao longo das camadas.

Em cada seção instrumentada foram implementados 4 sensores, dispostos de forma equidistante, na periferia da seção, amarrados junto às armaduras longitudinais da estaca, para que os esforços internos possam ser determinados de forma correta, considerando a interferência do momento fletor nos esforços normais medidos.

Cada sensor é composto por uma barra de aço CA-50 com diâmetro de 25 mm, devido ao espaço necessário para colagem do extensômetro, com dois rebaiços opostos entre si. Os extensômetros são dispostos em pares, nos lados opostos da barra. Cada par é composto por dois extensômetros perpendiculares entre si, contendo um total de quatro extensômetros elétricos, que formam uma ponte de Wheatstone completa. O par de extensômetros é comercializado de forma conjunta, podendo ser adquirido em uma única placa, conforme ilustra a Figura 3.13.

Figura 3.13 – Extensômetro modelo Roseta dupla a 90° com grelhas lado a lado



Fonte: (EXCEL, 2019)

Os extensômetros deverão ser colados nos vergalhões de aço CA-50 e isolados. O processo de preparação dos sensores é crucial para o funcionamento do sistema, pois falhas na colagem, na soldagem dos circuitos ou danos durante a concretagem podem inutilizar o sensor.

Os circuitos foram detalhados de forma que cada sensor formasse uma ponte de Wheatstone completa, necessitando de quatro esperas, sendo duas para entrada e saída de tensão e duas para a realização da medição.

Todos os sensores deverão ser submetidos a um ensaio de tração dentro do seu limite elástico com a finalidade de calibrá-los, através de uma curva carga vs. deslocamento.

3.6.2 Planejamento da metodologia de leitura de dados

O planejamento foi realizado de acordo com os dados de entrada considerados na pré-análise, já que o objetivo principal é obter os dados que serão utilizados na retroanálise. Dessa forma, como foram utilizados os carregamentos provenientes do peso próprio da estrutura, equivalentes à construção do primeiro e do segundo pavimento, a leitura de dados deverá ser realizada em todos os sensores imediatamente após a concretagem da primeira e da segunda laje.

3.6.3 Quantitativo e especificação dos materiais

O quantitativo de materiais levou em consideração apenas os insumos utilizados para a confecção e instalação dos sensores. Os equipamentos utilizados para a realização da medição não foram considerados. Também não foram consideradas perdas em nenhum dos processos executivos.

Os extensômetros podem ser fornecidos com ou sem fios de cobre já soldados nos terminais, encapsulados ou não, com conectores, com fios mais extensos, dentre outros formatos. Optou-se em especificar os extensômetros no formato básico, apenas com fios de cobre já soldados nos terminais, devido ao elevado risco de inutilizar o sensor no procedimento de soldagem dos fios nos terminais.

Foram considerados terminais coláveis de ligações em Y para facilitar a montagem dos circuitos. Foi considerada a utilização de removedor, para preparação da superfície, e o fixador KBR-60, para a colagem, escolhido devido ao curto tempo de cura e por dispensar cura térmica. Para repelir a umidade foi considerada a aplicação de uma cera de proteção. Também foram considerados resina de silicone, tubos de PVC rígido com diâmetro de 40mm e comprimento de 15 cm para isolamento mecânico do extensômetro, fechado com borracha de silicone nas extremidades. Para os circuitos foram considerados cabos manga blindados com quatro vias de bitola 26 AWG.

3.6.4 Orçamento dos insumos utilizados na execução do projeto

Para a realização do orçamento foram utilizados os quantitativos do projeto de instrumentação para, a partir deles, listar todos os insumos que serão utilizados para a fabricação e instalação dos sensores.

Os acessórios foram orçados de acordo com as especificações do item 3.6.3.

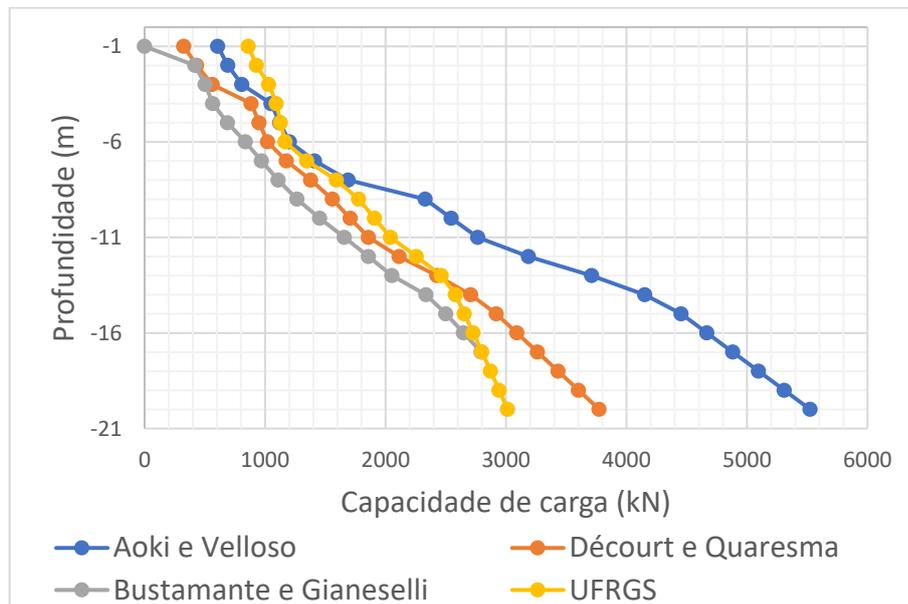
4 RESULTADOS

Neste capítulo foram apresentados os resultados provenientes da avaliação das três estacas por meio dos métodos semi-empíricos de capacidade de carga, do método de Randolph para previsão de recalques, e da análise numérica pelo MEF. Também foi apresentado o projeto de instrumentação das estacas e o orçamento dos insumos que serão utilizados na sua execução.

4.1 CAPACIDADE DE CARGA: MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O cálculo de capacidade de carga foi realizado para os quatro métodos semi-empíricos descritos nesse trabalho, para os três perfis de sondagem em estudo. O Gráfico 4.1 ilustra a capacidade de carga ao longo da profundidade para o perfil de sondagem SPT-01, de acordo com cada método de cálculo.

Gráfico 4.1 – Capacidade de carga x Profundidade – SPT-01



Fonte: Elaborado pelo autor.

A profundidade mínima exigida pelo método que apresentou menor capacidade de carga foi de 12 m. Dessa forma, a Tabela 4.1 apresenta, além da profundidade mínima exigida por cada método, os valores de resistência lateral, resistência de ponta e de capacidade de carga, já com a aplicação dos fatores de segurança

recomendados por cada método, para a profundidade de 12 m e para o carregamento proveniente do bloco BL88.

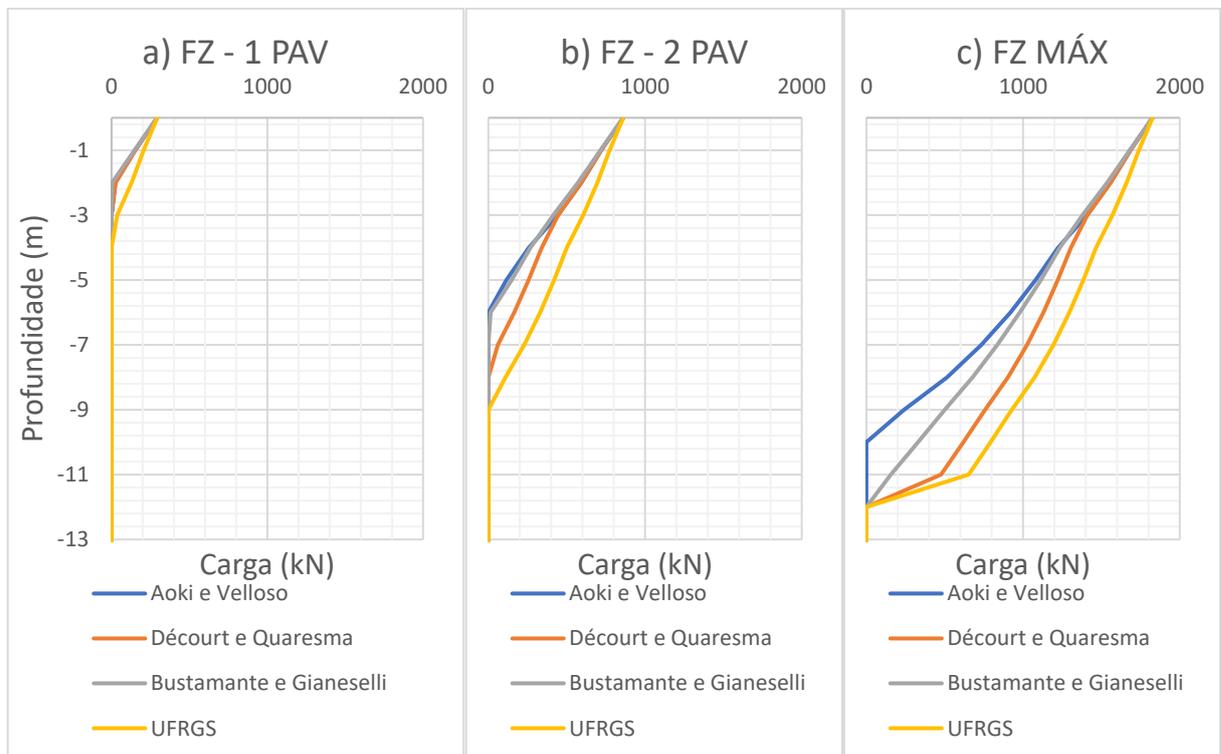
Tabela 4.1 – Valores de capacidade de carga – SPT-01

Método	Prof. Exigida [m]	Qs (12 m) [kN]	Qp (12 m) [kN]	Q (12 m) [kN]
Aoki e Velloso	9	1212	1974	3187
Décourt e Quaresma	11	1167	947	2114
Bustamante e Gianceselli	12	964	895	1859
UFRGS	10	669	1589	2257

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o mesmo perfil de sondagem, o Gráfico 4.2 apresenta a distribuição de carga ao longo do fuste da estaca para os diferentes estágios de carregamento do bloco BL88.

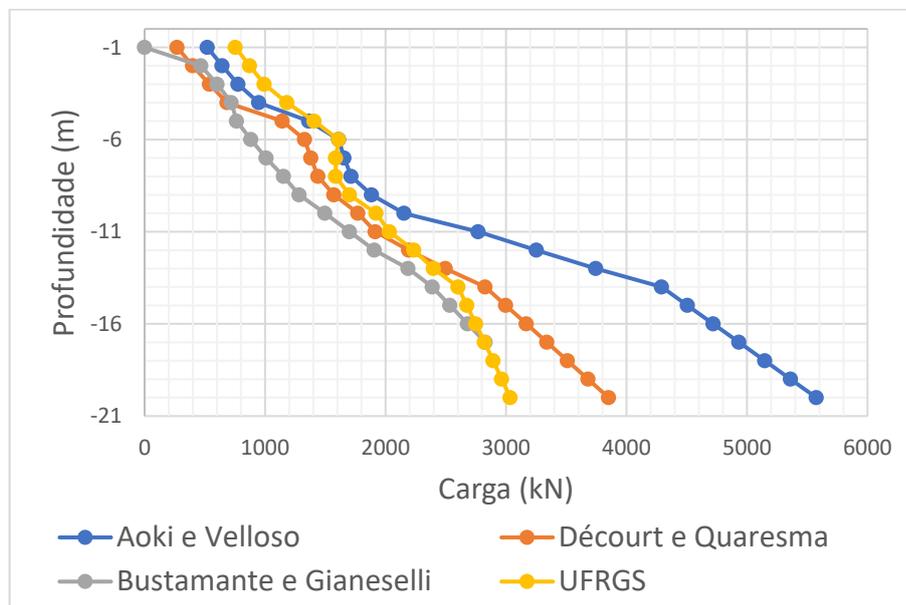
Gráfico 4.2 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL88



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Gráfico 4.3 apresenta a capacidade de carga ao longo da profundidade para o perfil de sondagem SPT-11.

Gráfico 4.3 – Capacidade de carga x Profundidade – SPT-11



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 4.2 apresenta os valores de resistência lateral, de ponta e de capacidade de carga para a profundidade de 12 m, assim como as profundidades mínimas exigidas por cada método para o carregamento proveniente do bloco BL33.

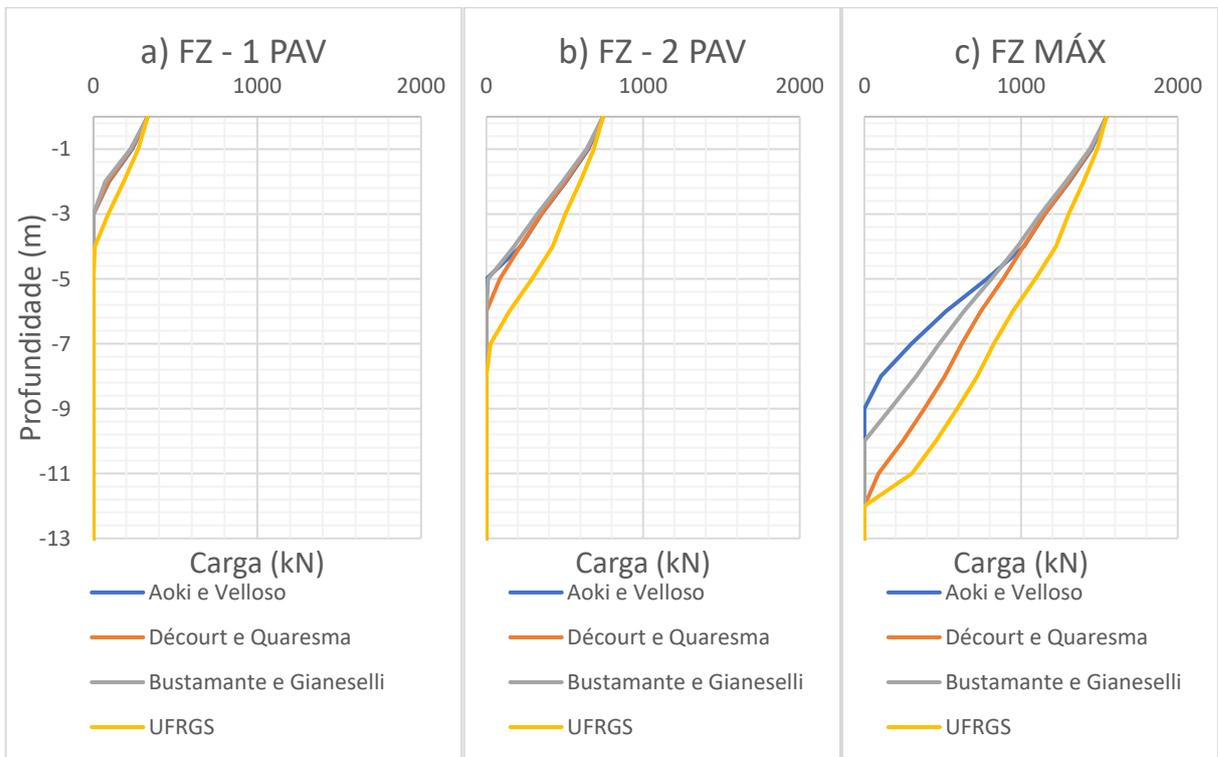
Tabela 4.2 – Valores de capacidade de carga – SPT-11

Método	Prof. Exigida [m]	Qs (12 m) [kN]	Qp (12 m) [kN]	Q (12 m) [kN]
Aoki e Velloso	6	1243	2009	3252
Décourt e Quaresma	9	1229	963	2192
Bustamante e Gianceselli	11	1004	903	1908
UFRGS	6	690	1546	2235

Fonte: Elaborado pelo autor.

O Gráfico 4.4 apresenta a distribuição de carga ao longo do fuste para as diferentes etapas da construção, considerando o perfil de sondagem SPT-11, e o carregamento do bloco BL33

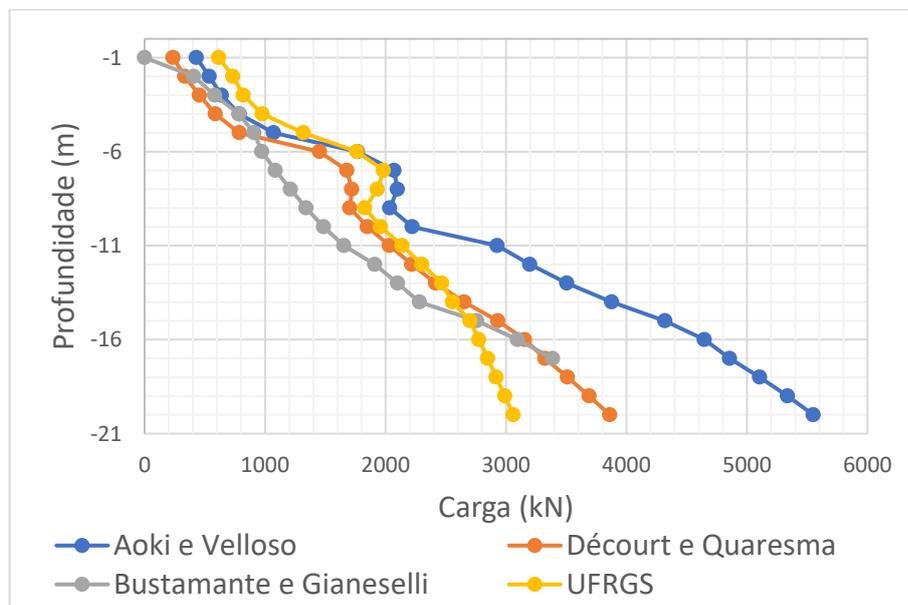
Gráfico 4.4 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL33



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em relação ao perfil de sondagem SPT-14, o Gráfico 4.5 ilustra a capacidade de carga ao longo da profundidade da estaca.

Gráfico 4.5 – Capacidade de carga x Profundidade – SPT-14



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 4.3 apresenta os valores de resistência lateral, de ponta e de capacidade de carga para a profundidade de 12 m, assim como as profundidades mínimas exigidas para cada método, para o carregamento proveniente do bloco BL16.

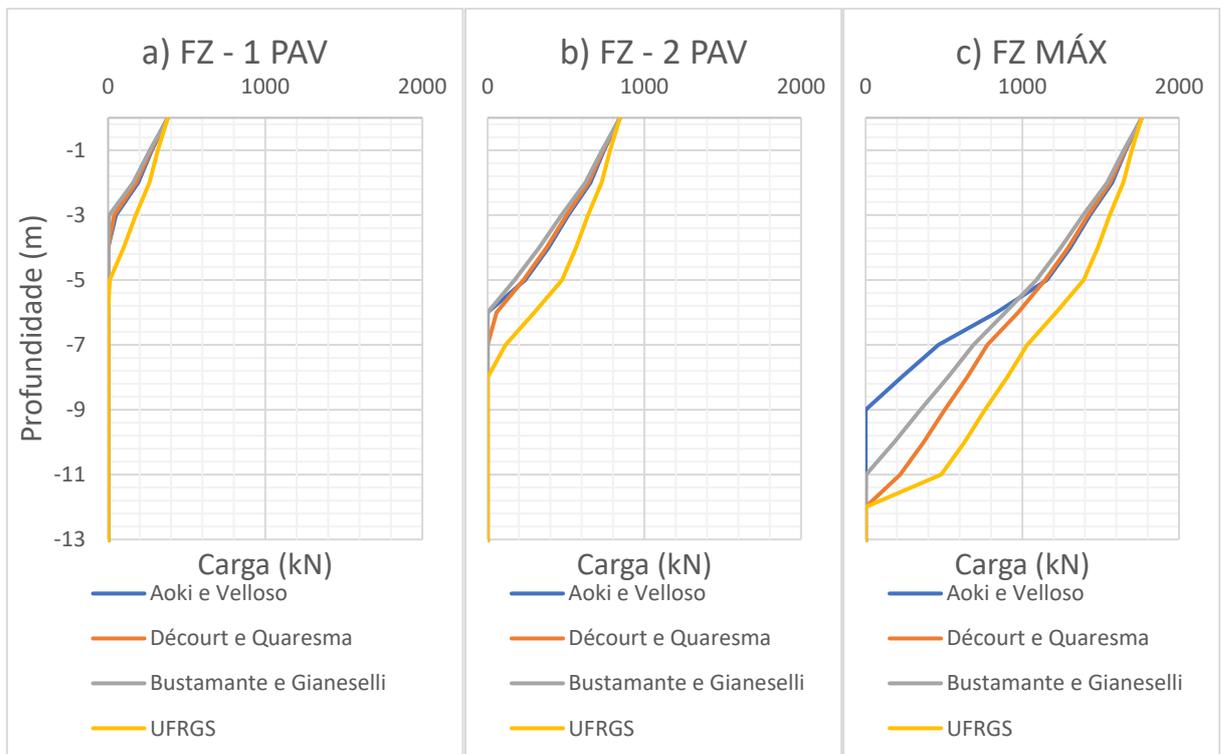
Tabela 4.3 – Valores de capacidade de carga – SPT-14

Método	Prof. Exigida [m]	Qs (12 m) [kN]	Qp (12 m) [kN]	Q (12 m) [kN]
Aoki e Velloso	6	1329	1870	3198
Décourt e Quaresma	10	1322	896	2218
Bustamante e Gianceselli	12	1020	890	1910
UFRGS	6	726	1575	2301

Fonte: Elaborado pelo autor.

O Gráfico 4.6 apresenta a distribuição de carga ao longo do fuste da estaca para o perfil de sondagem SPT-14 e o carregamento do bloco BL16.

Gráfico 4.6 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL16

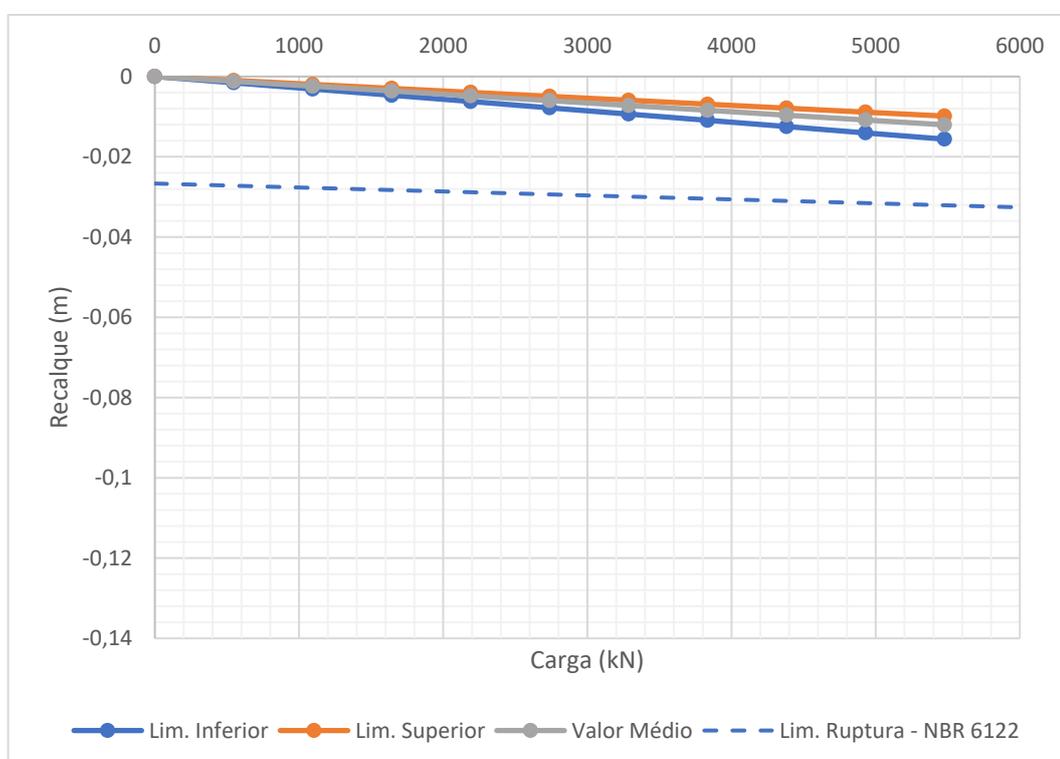


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 PREVISÃO DE RECALQUES: MÉTODO DE RANDOLPH

A previsão de recalques realizada através do método de Randolph é perfeitamente linear, uma vez que é utilizada elasticidade linear na solução, sendo o recalque (w) inversamente proporcional à carga aplicada (P_t), conforme a Equação (2.16). O Gráfico 4.7 apresenta a curva carga x recalque para a curva média de variação de módulo de elasticidade ao longo da profundidade e para os limites inferior e superior. Também consta no gráfico o limite de ruptura estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2019), descrito no item 2.3.2.

Gráfico 4.7 – Carga x Recalque – Método de Randolph



Fonte: Elaborado pelo autor.

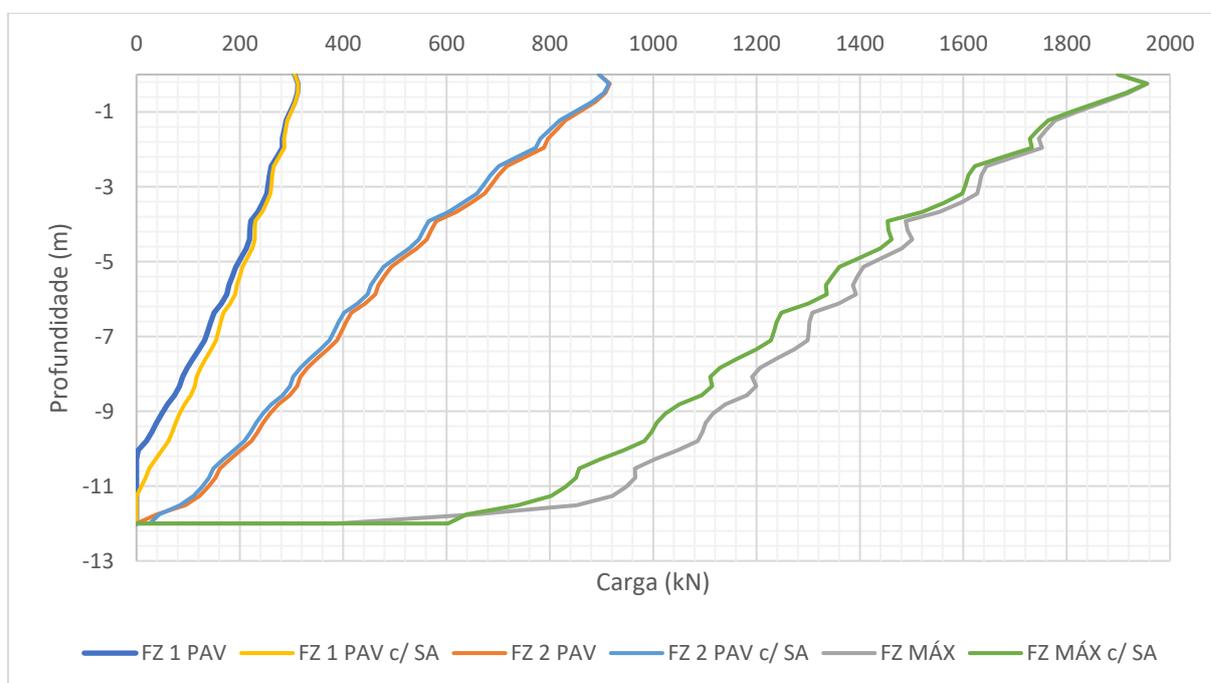
4.3 ANÁLISE NUMÉRICA

Os resultados da análise numérica foram divididos em duas partes: a avaliação da distribuição de carga ao longo do fuste da estaca e a avaliação dos deslocamentos e previsão de capacidade de carga.

4.3.1 Avaliação da distribuição de carga ao longo do fuste

Essa avaliação foi realizada para os carregamentos de cada um dos blocos, conforme a planta de cargas, subdivididos em estágios equivalentes à construção do primeiro e do segundo pavimento, seguidos do carregamento máximo esperado para cada uma das estacas. Essa distribuição, para o bloco BL88, pode ser visualizada através do Gráfico 4.8. Nota-se que para cada estágio de carregamento há duas curvas, que representam uma boa e uma má execução da limpeza do furo antes da concretagem da estaca, onde foi considerada uma camada de 10 cm de solo amolgado (descrito na legenda como “c/ SA”).

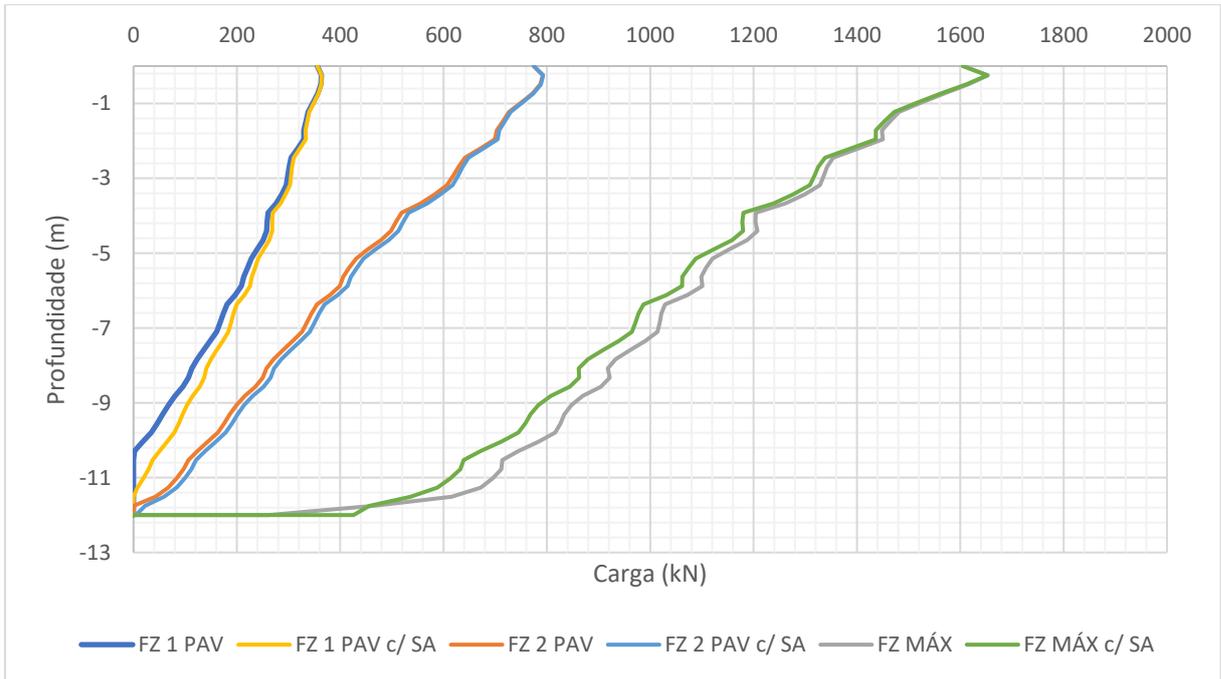
Gráfico 4.8 – Carga x Profundidade – BL88



Fonte: Elaborado pelo autor.

A mesma avaliação foi realizada para o bloco BL33, cujo resultado é ilustrado no Gráfico 4.9.

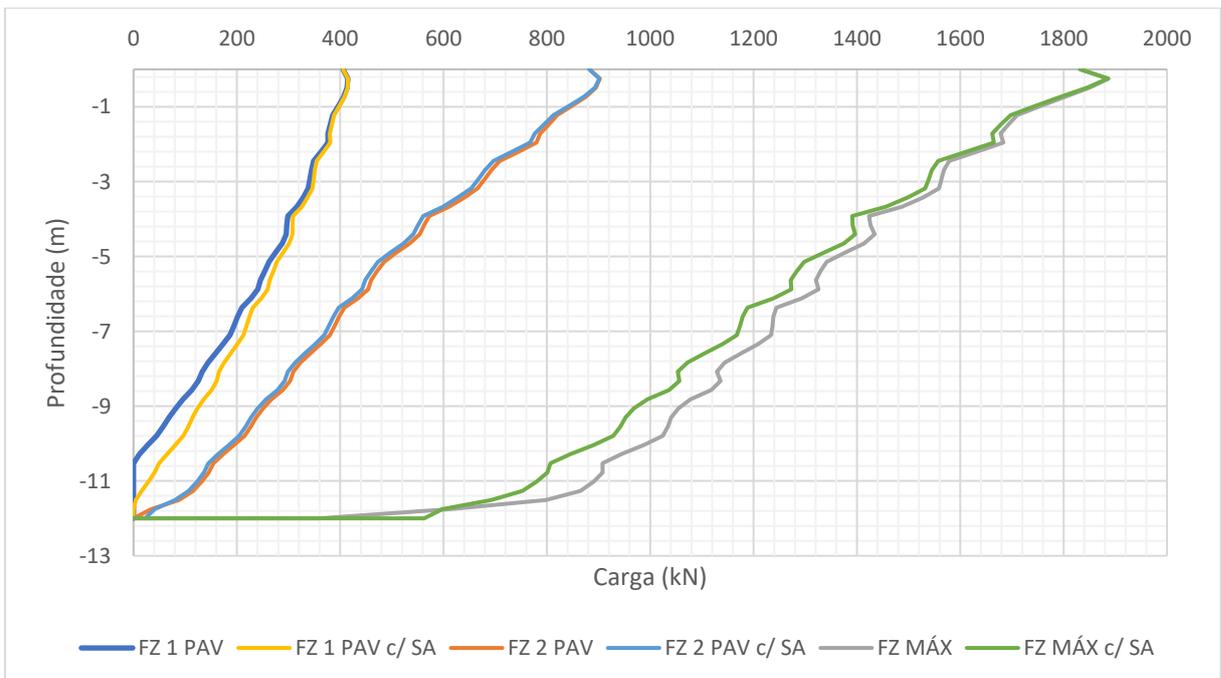
Gráfico 4.9 – Carga x Profundidade – BL33



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Gráfico 4.10 ilustra a distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento do bloco BL16.

Gráfico 4.10 – Carga x Profundidade – BL16

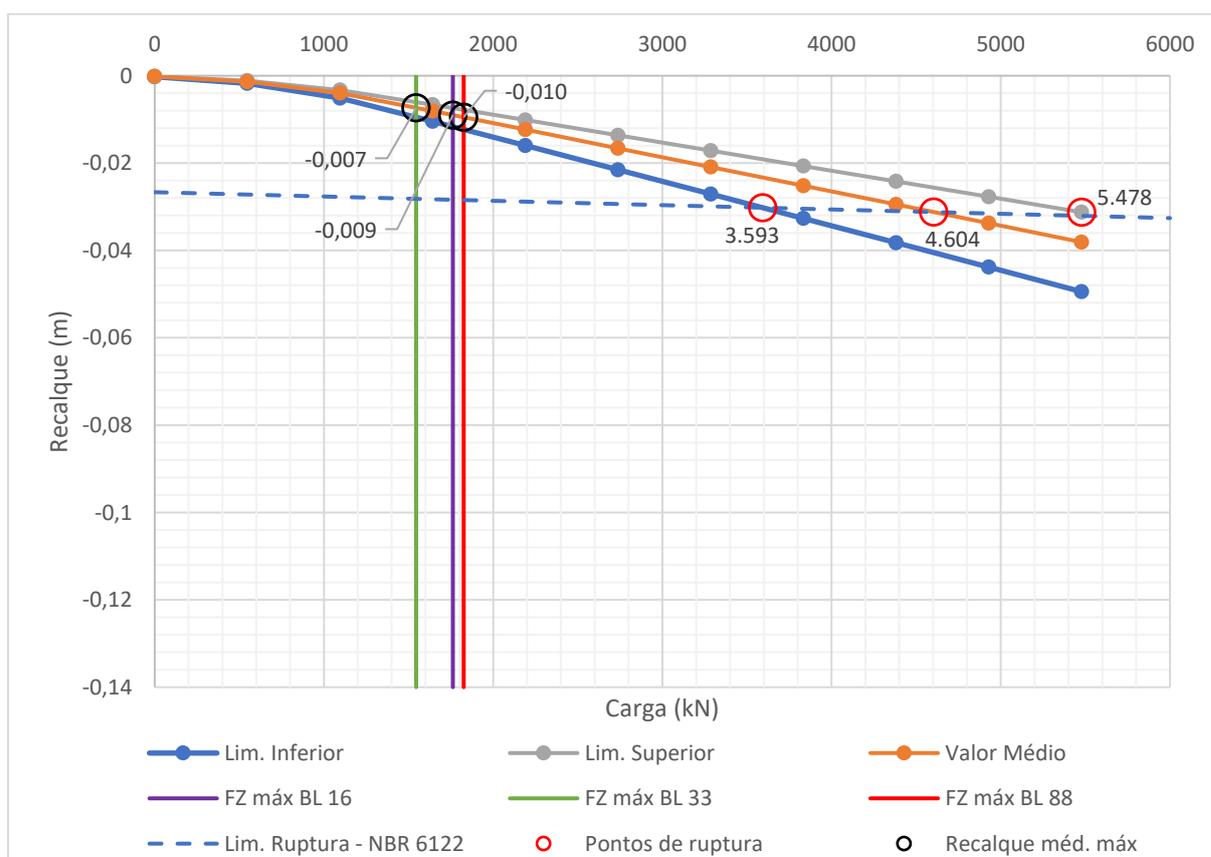


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.2 Avaliação dos deslocamentos e da capacidade de carga

A variação dos deslocamentos em função do acréscimo de carga através da análise numérica pelo MEF apresenta um comportamento não-linear, diferente do método de Randolph. As curvas carga x recalque do perfil em estudo, para os valores médios de módulo de elasticidade, e para os limites inferior e superior estão plotadas no Gráfico 4.11. As linhas verticais representam as cargas máximas dos blocos BL16, BL33 e BL88, que apresentaram, para os valores médios de módulo de elasticidade, recalques de 9 mm, 7 mm e 10 mm, respectivamente. A capacidade de carga foi estabelecida de acordo com o limite previsto pela NBR 6122. As intersecções entre o limite de ruptura e as curvas de carga x recalque foram destacadas no gráfico e resultaram nos valores de 3.593 kN, 4.604 kN e 5.478 kN, para o limite inferior, valor médio e limite superior de módulo de elasticidade, respectivamente.

Gráfico 4.11 – Carga x Recalque – MEF

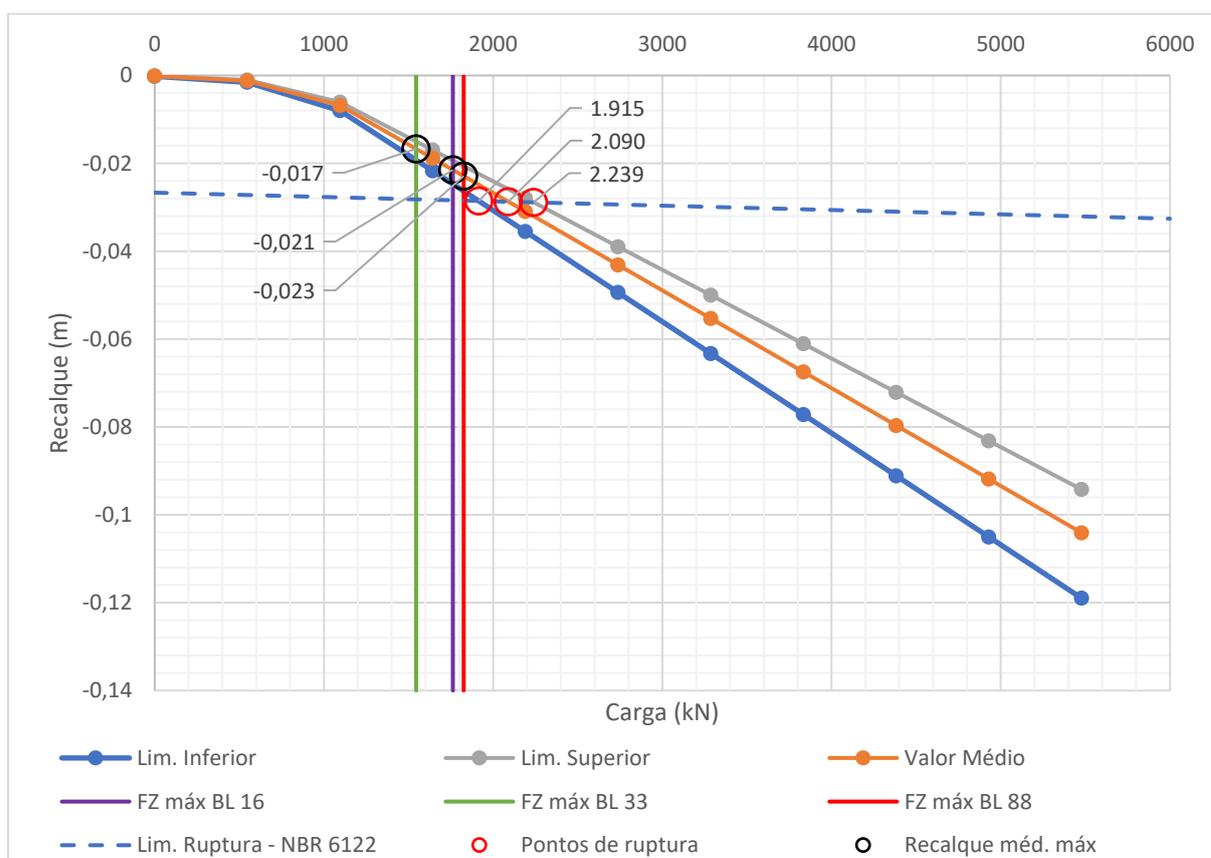


Fonte: Elaborado pelo autor.

A análise foi repetida para o modelo no qual foi considerada uma camada de 10 cm de solo amolgado logo abaixo da ponta da estaca, simulando a ineficiência na

limpeza do furo antes da concretagem. As curvas carga x recalque para essa análise estão representadas no Gráfico 4.12. Considerando os valores médios de módulo de elasticidade, foram obtidos para as cargas máximas dos blocos BL16, BL33 e BL88 os valores de recalque de 21 mm, 17 mm e 23 mm, respectivamente. A capacidade de carga dada pela intersecção das curvas com o limite estabelecido foi de 1.915 kN, 2.090 kN e 2.239 kN para o limite inferior, valor médio e limite superior de módulo de elasticidade, respectivamente.

Gráfico 4.12 – Carga x Recalque – MEF (c/ SA)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores obtidos através dos métodos semi-empíricos consideram fatores de segurança, que variam de acordo com a recomendação de cada método. Para comparar esses valores com os obtidos através da análise numérica foi utilizado um fator de segurança global igual a 2, valor recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019) para métodos semi-empíricos de cálculo, já que os métodos utilizados para a estimativa dos parâmetros utilizados na análise são semi-empíricos. Os valores de

capacidade de carga obtidos para as duas análises (com e sem ineficiência de limpeza do furo) são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Valores de capacidade de carga - MEF

ANÁLISE	Cap. Carga mín. [kN]	Cap. Carga méd. [kN]	Cap. Carga máx. [kN]
SEM SA	1.797	2.302	2.739
COM SA	958	1.045	1.120

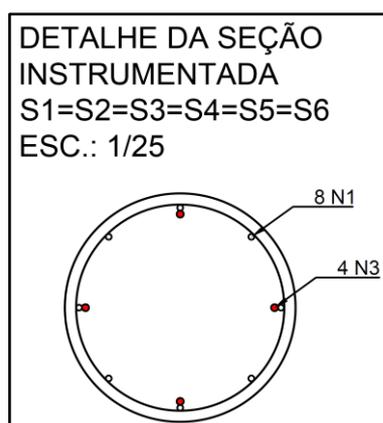
Fonte: Elaborado pelo autor.

4.4 PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO

O projeto de instrumentação, que consta no Apêndice A, apresenta a locação dos sensores ao longo da profundidade da estaca, indicando a posição exata das seções instrumentadas.

Também consta no projeto a disposição dos sensores nas seções instrumentadas, conforme ilustra a Figura 4.1. Os quatro sensores (N3) foram dispostos com uma distância angular de 90° entre eles, garantindo que os momentos fletores não passem despercebidos e influenciem na interpretação dos dados.

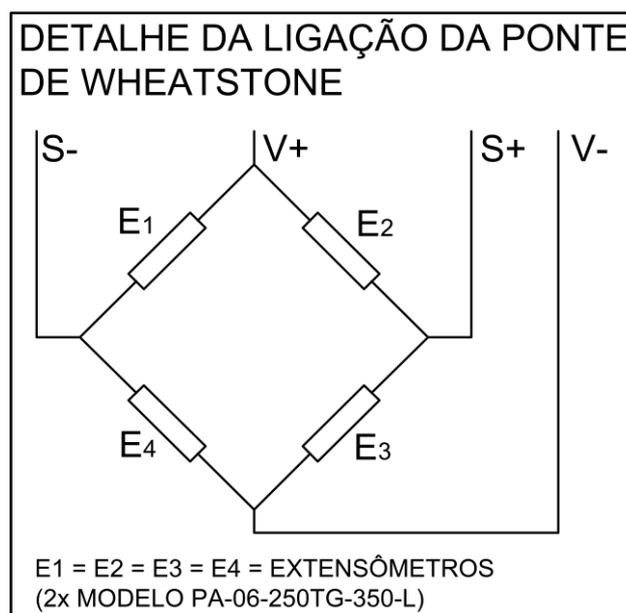
Figura 4.1 – Detalhe das seções instrumentadas



Fonte: Elaborado pelo autor.

O esquema da ligação também consta no projeto, envolvendo dois extensômetros modelo PA-06-250TG-L por sensor. Esse modelo está ilustrado na Figura 3.13 e conta com um par de extensômetros, formando assim, uma ponte de Wheatstone completa para cada sensor, conforme ilustra a Figura 4.2.

Figura 4.2 – Detalhe da ligação entre os extensômetros



Fonte: Elaborado pelo autor.

Constam ainda no projeto o detalhe dos sensores, dos cabos, o quantitativo de materiais, notas gerais e o procedimento de leitura de dados, estabelecidos conforme os estágios de carga adotados na pré-análise.

Os orçamentos dos insumos que serão utilizados para a execução do projeto estão no ANEXO A desse trabalho. A especificação dos insumos, a quantidade, o valor unitário e total foram organizados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Insumos para instrumentação

INSUMO	QUANTIDADE	VALOR UN.	VALOR
	[un.]	[R\$]	TOTAL [R\$]
EXTENSÔMETRO PA-06-250TG-350-L	144	41,20	5.932,80
RESINA SILICONE RK - KIT 2	1	50,00	50,00
REMOVEDOR - 100ml	1	32,00	32,00
BORRACHA DE SILICONE 50g	1	33,80	33,80
CERA DE PROTEÇÃO WK 150g	1	82,00	82,00
TERMINAL COLAVEL DE LIGAÇÃO MODELO D-75 - 30 TIRAS DE 8 SEGMENTOS	2	59,00	118,00

(Continua)

INSUMO	QUANTIDADE	VALOR UN.	VALOR
	[un.]	[R\$]	TOTAL [R\$]
FIXADOR KBR- 60	1	15,00	15,00
VERGALHÃO AÇO CA-50 Ø25mm x 12m	5	215,00	1.075,00
CABO MANGA BLINDADO – 4 VIAS 26 AWG	504	3,50	1.764,00
	VALOR TOTAL		9.102,60

Fonte: Elaborado pelo autor.

Desta forma, o valor total gasto em insumos para a execução do projeto, sem a consideração de perdas, é de R\$9.102,60.

5 DISCUSSÃO

Diante dos resultados obtidos para os diferentes métodos de cálculo de capacidade de carga, para o método de Randolph, de previsão de recalques e para a análise numérica através do MEF, esse capítulo objetiva discutir e avaliar as considerações feitas no trabalho, assim como comparar os resultados obtidos com a aplicação dos diferentes métodos e também discutir a utilização dos futuros dados provenientes da instrumentação das estacas. O capítulo foi dividido em três partes, que irão contemplar os assuntos: Capacidade de carga e distribuição de carga na estaca; Deslocamentos e Dados da Instrumentação.

5.1 CAPACIDADE DE CARGA E DISTRIBUIÇÃO DE CARGA NA ESTACA

O resultado da capacidade de carga das estacas apresentou pouca variação entre os métodos de Décourt e Quaresma e de Bustamante e Gianceselli, tanto para os valores de resistência lateral quanto para os valores de resistência de ponta. Os métodos de Aoki e Velloso e UFRGS apresentaram valores de resistência de ponta mais elevados, com uma variação aproximada de 50% e 20% em relação à média dos quatro métodos, respectivamente. O método UFRGS apresentou uma resistência lateral baixa, com uma variação aproximada de 30% em relação à média dos quatro métodos. Os valores de resistência lateral obtidos através do método de Aoki e Velloso apresentaram pouca variação com relação aos valores obtidos pelos métodos de Décourt e Quaresma e de Bustamante e Gianceselli.

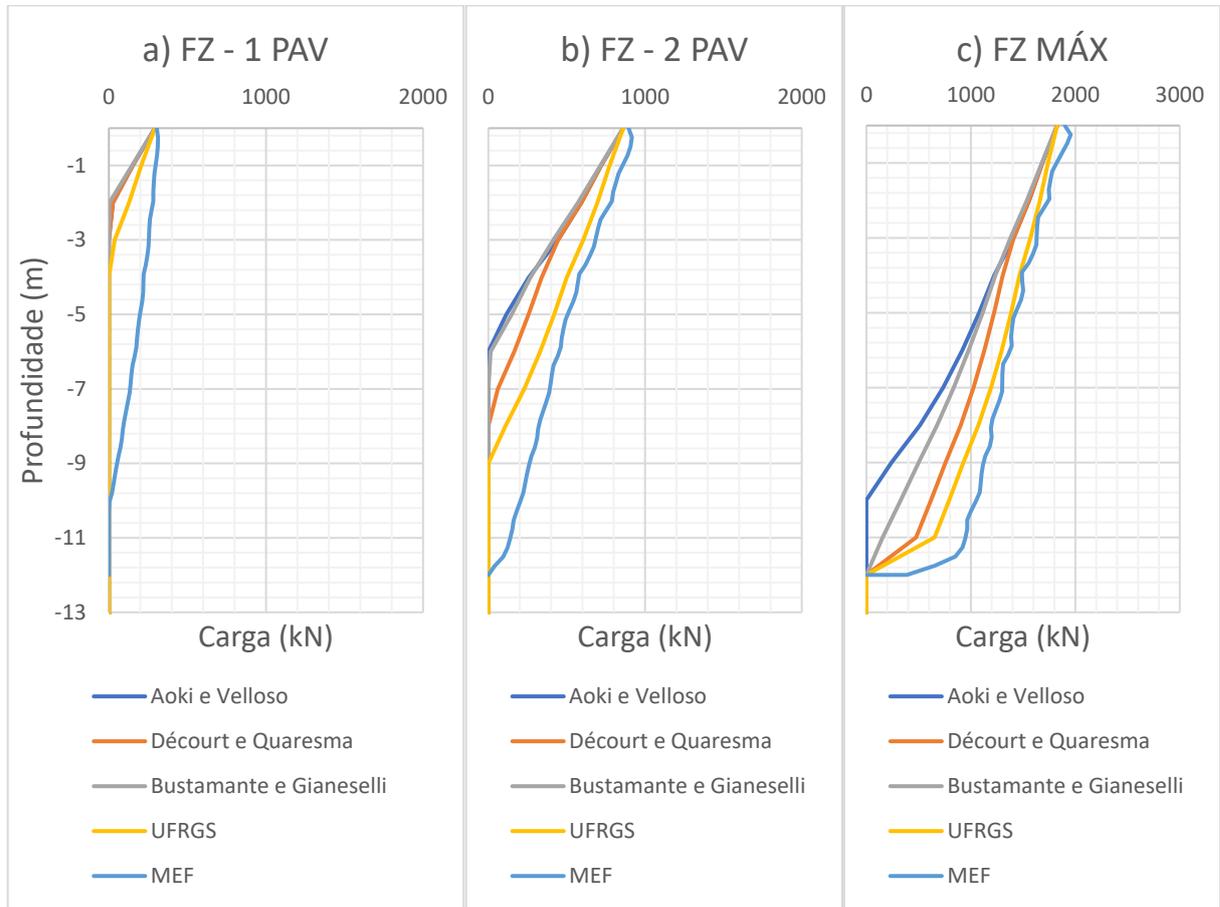
De forma geral, em termos de capacidade de carga total, o método de Aoki e Velloso apresentou os maiores resultados, devido aos valores mais elevados de resistência de ponta. Os outros três métodos apresentaram resultados muito semelhantes.

Nos diagramas de distribuição de carga apresentados no Gráfico 4.2, no Gráfico 4.4 e no Gráfico 4.6, pode-se visualizar a maior solicitação da ponta da estaca na curva referente ao método UFRGS, que ocorre devido à baixa resistência lateral considerada em relação aos outros métodos. Os demais métodos apresentam pouca variação na distribuição de carga ao longo do fuste da estaca, devido à proximidade entre os valores de resistência lateral obtidos para esses métodos.

Com relação a análise numérica, pode-se dizer que os valores de capacidade de carga estão muito próximos aos valores obtidos através dos métodos semi-empíricos, com exceção do método de Aoki e Velloso, que apresenta valores da ordem de 40% a mais que a média dos quatro métodos. Entretanto, para a análise com a consideração da ineficiência na limpeza do furo, mesmo que a distribuição de carga não sofra alterações significativas, os recalques sofrem grandes alterações, fazendo com que a capacidade de carga seja reduzida em aproximadamente 50%, divergindo bastante de todos os métodos.

A distribuição de carga ao longo do fuste da estaca apresenta bastante divergência entre os métodos semi-empíricos e a análise numérica, conforme representado no Gráfico 5.1, no Gráfico 5.2 e no Gráfico 5.3. Isso ocorre pois nos métodos semi-empíricos foi considerado que as camadas superiores absorvem carga até atingir sua capacidade máxima, de acordo com cada método, para então iniciar a solicitação na camada inferior. Já na análise numérica, as camadas passam a absorver carga de acordo com o deslocamento da estaca, podendo as camadas inferiores ser solicitadas antes que as camadas superiores cheguem em seus limites, o que representa melhor o comportamento real da estrutura. O Gráfico 5.1 apresenta a distribuição de carga para o bloco BL88.

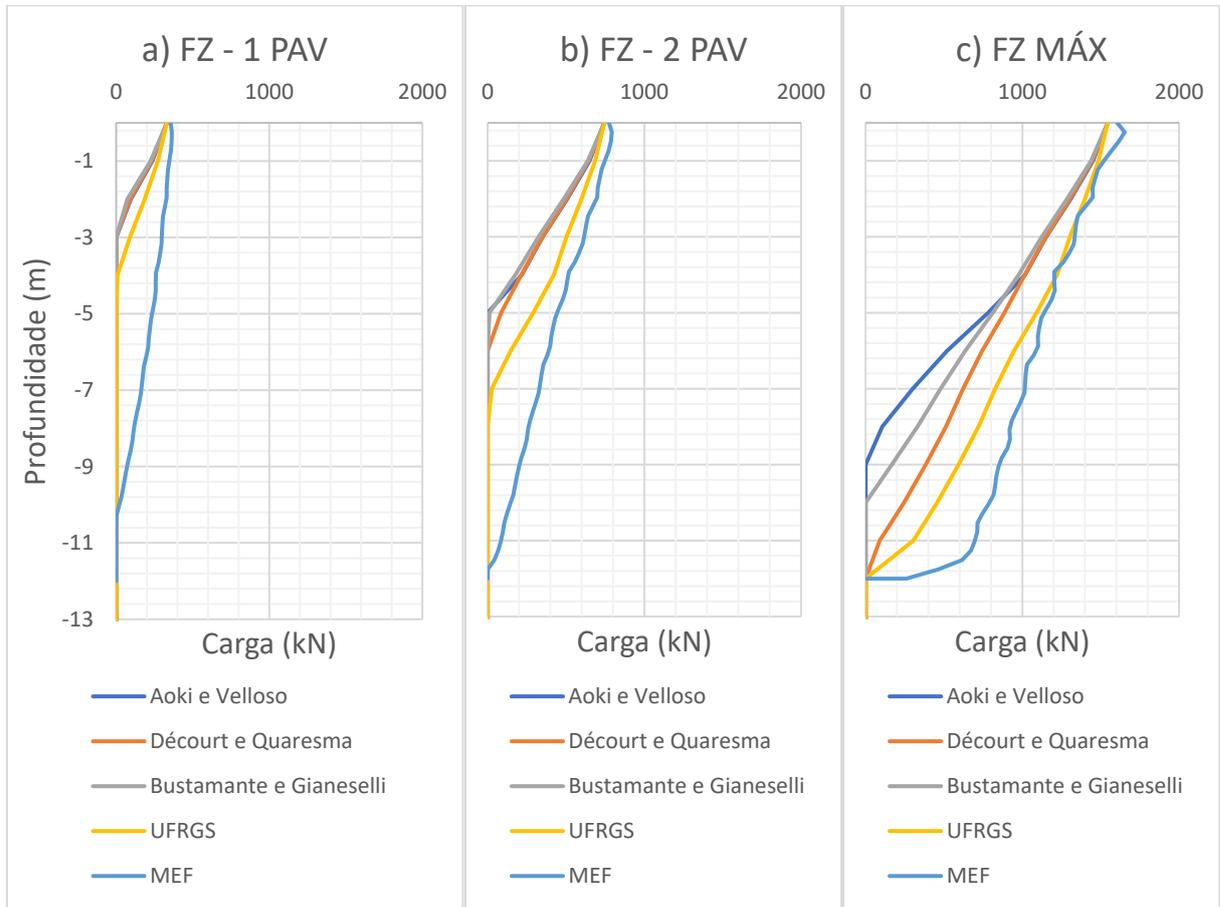
Gráfico 5.1 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL88



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Gráfico 5.2 apresenta a distribuição de carga de acordo com o carregamento obtido no bloco BL33.

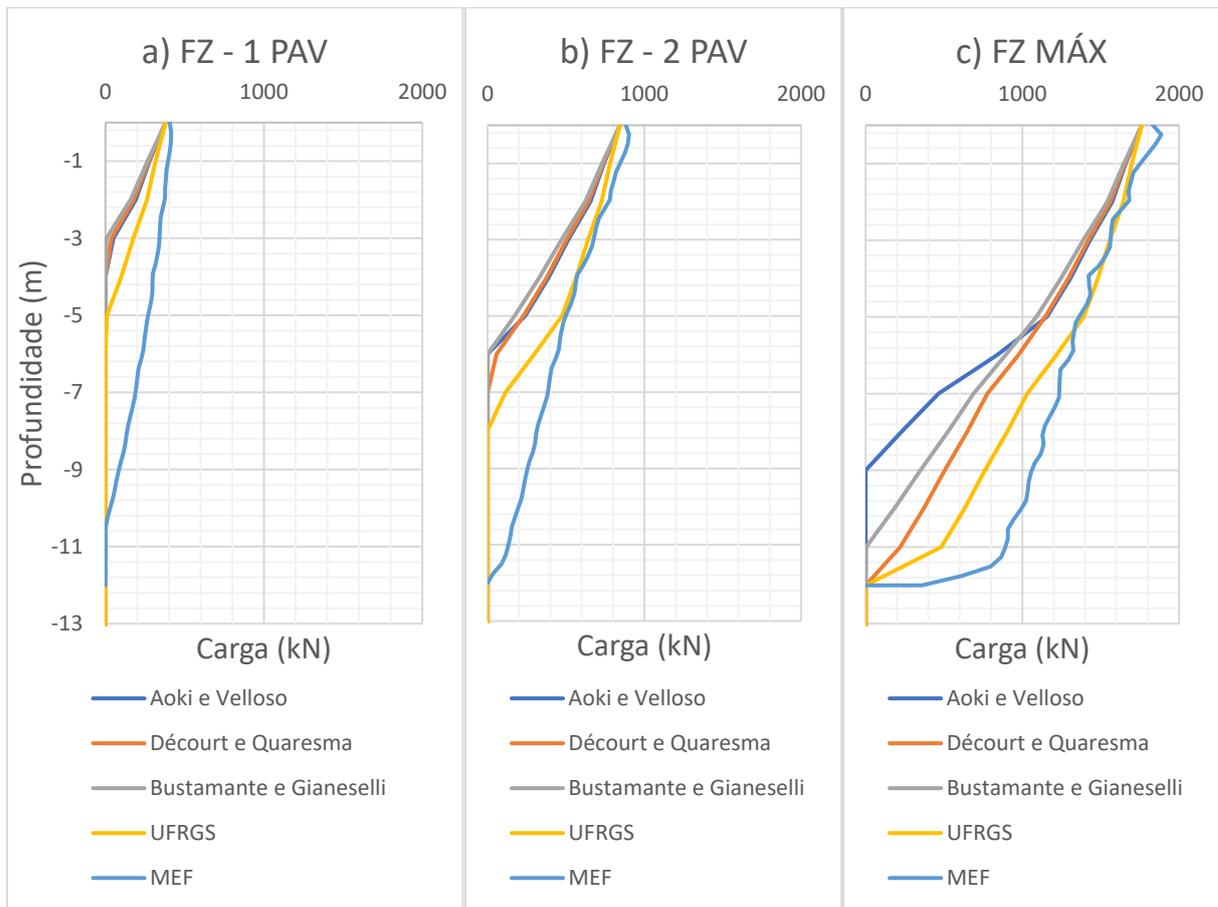
Gráfico 5.2 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL33



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o carregamento obtido no bloco BL16, a distribuição de carga ao longo do fuste está representada no Gráfico 5.3.

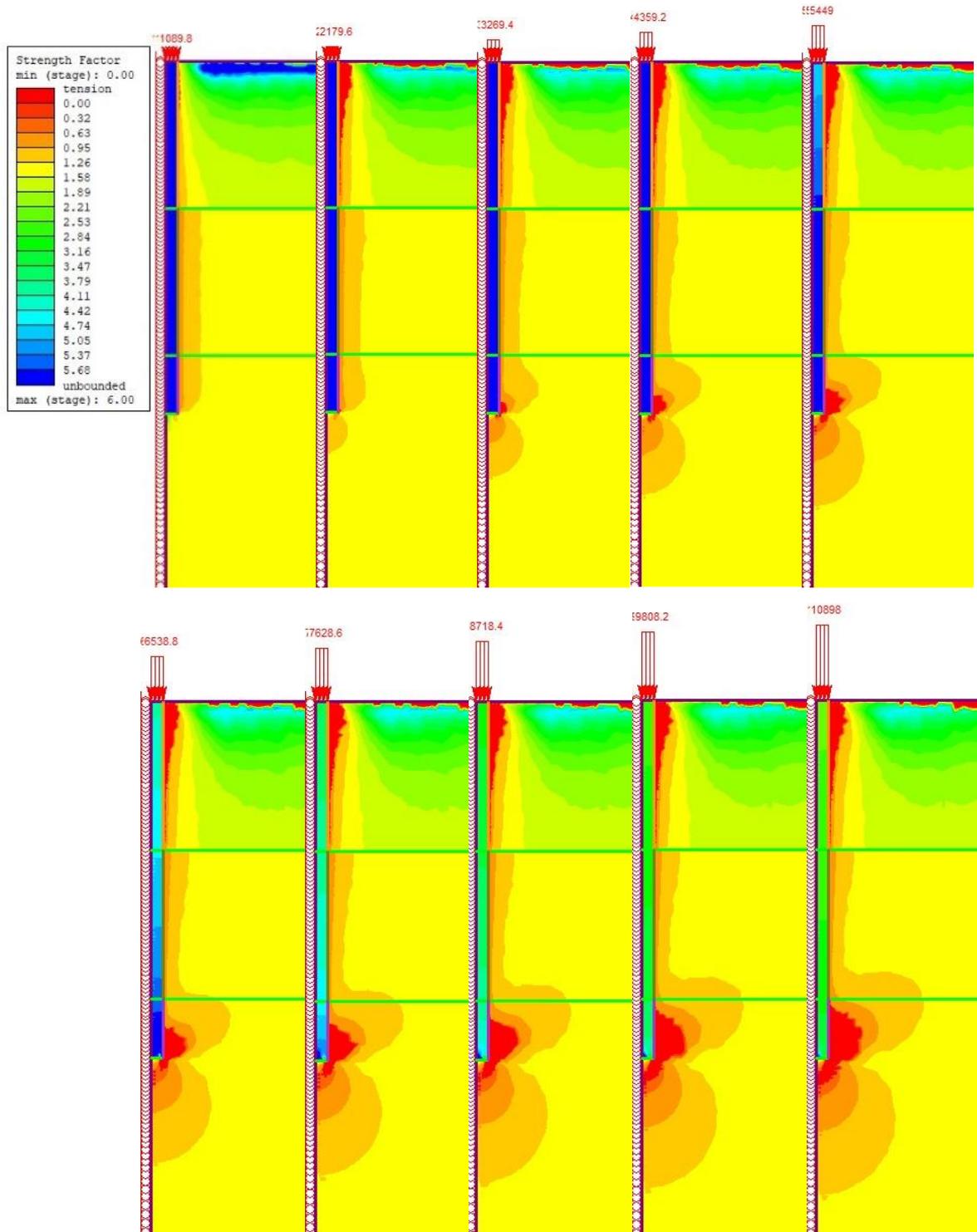
Gráfico 5.3 – Distribuição de carga ao longo da profundidade para os diferentes estágios de carregamento – BL16



Fonte: Elaborado pelo autor.

Fica claro que, em todas as estacas, as camadas inferiores são mais solicitadas na análise numérica pelo MEF do que nos métodos semi-empíricos, porém, conforme a carga na estaca aumenta, a inclinação das curvas obtidas se aproximam cada vez mais, pois conforme ocorre a plastificação do solo, todas as camadas tendem a trabalhar no seu limite de ruptura. A Figura 5.1 apresenta diagramas de “strength factor”, que representa, de acordo com sua envoltória de ruptura, o grau de plastificação dos materiais, para os diferentes estágios de carregamento. Nota-se que nos primeiros estágios de carregamento grande parte do fuste está sendo solicitada, porém, com menor intensidade, o que explica a divergência entre as curvas obtidas pelo MEF e pelos métodos semi-empíricos.

Figura 5.1 – Diagramas de “strength factor” para os diferentes estágios de carga

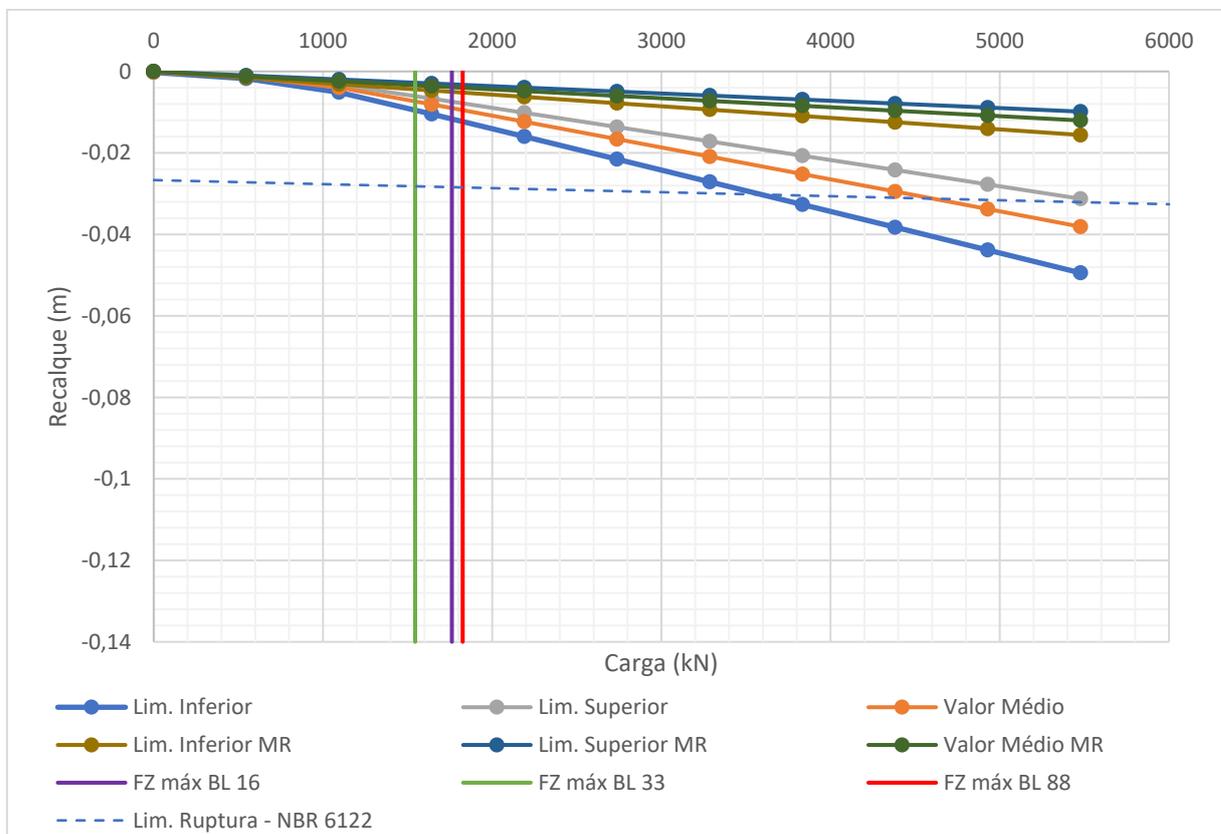


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2 DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos obtidos através do método de Randolph, para as três curvas de módulo, foram plotados junto às curvas obtidas através da análise numérica, no Gráfico 5.4, onde fica clara a diferença da consideração da não linearidade da análise. No trecho inicial nota-se a similaridade na inclinação das curvas, até o início da plastificação, que altera a inclinação das curvas obtidas na análise numérica, resultando em recalques próximos ao triplo dos valores obtidos pelo método de Randolph.

Gráfico 5.4 – Carga x Recalque – Método de Randolph e MEF

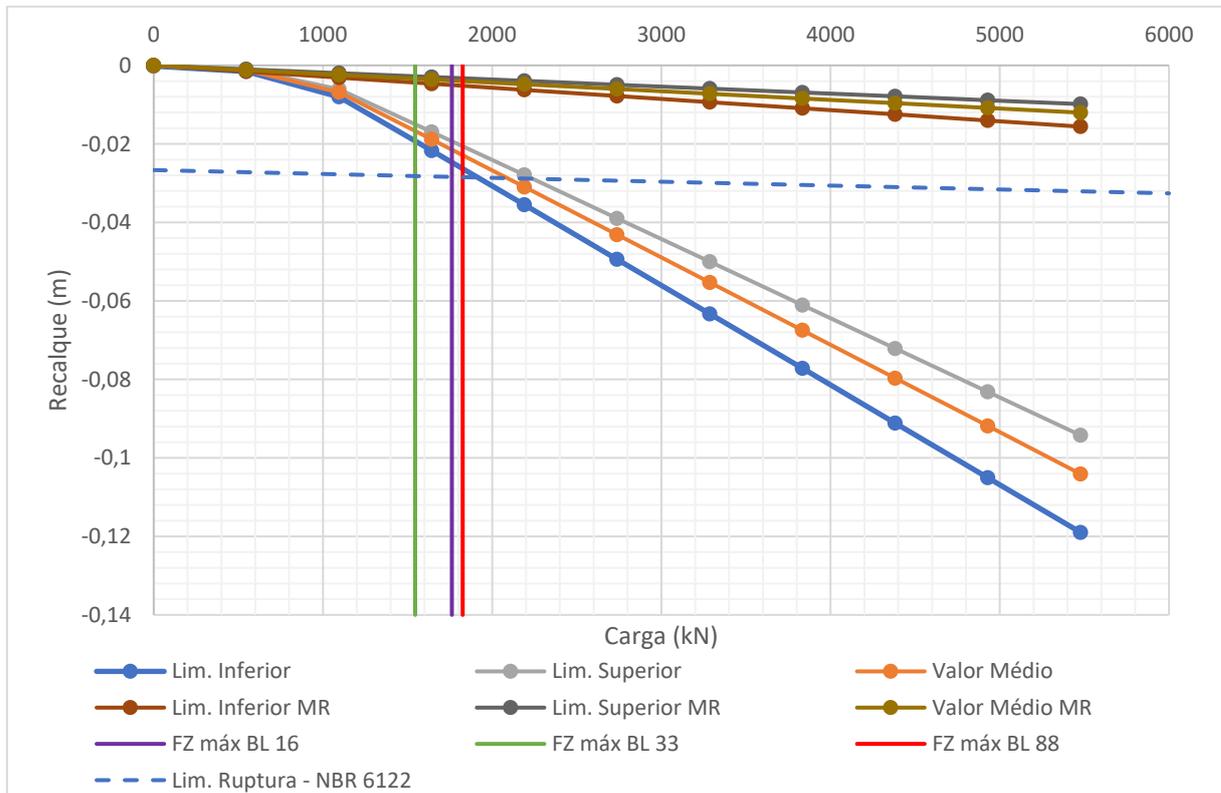


Fonte: Elaborado pelo autor.

Desta forma, a comparação entre as curvas se justifica somente para pequenos valores de recalque, dentro de um limite que pode ser considerado elástico. Pode-se notar que antes de atingir as cargas máximas que irão atuar nos blocos já há uma alteração significativa na inclinação das curvas obtidas pelo MEF, resultando em valores divergentes de recalque para essas cargas. Essa diferença fica ainda maior quando consideramos a falha no processo executivo de limpeza do furo da estaca. O

Gráfico 5.5 apresenta a sobreposição das curvas obtidas pelo método de Randolph com as obtidas através da análise numérica considerando uma camada de 10 cm de solo amolgado sob a ponta da estaca.

Gráfico 5.5 – Carga x Recalque – Método de Randolph e MEF (c/ SA)



Fonte: Elaborado pelo autor.

É muito difícil precisar o recalque dessas estacas, devido ao grande número de variáveis envolvido na análise. Todavia, pode-se dizer que os valores de recalque tem grande probabilidade de estarem localizados entre os limites inferior de módulo elástico, considerando uma limpeza ineficiente, e superior, considerando uma limpeza eficiente. Desta forma, a Tabela 5.1 apresenta, para cada um dos blocos, o recalque mínimo e máximo.

Tabela 5.1 – Faixas limites de recalque

BLOCO	Recalque mín. [mm]	Recalque máx. [mm]
BL16	7,4	24,7
BL33	6	19,3
BL88	7,8	26,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Entretanto, considerando uma boa eficiência na limpeza do furo da estaca, podemos utilizar como valores de recalque máximo, aqueles obtidos para o limite inferior de módulo de elasticidade da primeira análise, restringindo as faixas limites de recalque aos valores expostos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Faixas limites de recalque (limpeza correta do furo)

BLOCO	Recalque mín. [mm]	Recalque máx. [mm]
BL16	7,4	11,7
BL33	6	9,5
BL88	7,8	12,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.3 DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

Os dados obtidos através da instrumentação servirão de base para a retroanálise das estacas, comparando os resultados da pré-análise realizada neste trabalho com os valores medidos em campo, durante a construção da obra.

A primeira medição, realizada logo após a concretagem das estacas, servirá basicamente para avaliar o funcionamento dos sensores, uma vez que a carga que estará atuando sobre a estaca é apenas referente ao seu peso próprio. A segunda medição, realizada logo após a concretagem da primeira laje, já irá gerar dados para a retroanálise. As leituras dos sensores resultarão nos valores de carga ao longo do fuste da estaca, através das quais serão traçadas as curvas de distribuição de carga ao longo da profundidade das estacas, para que sejam comparadas às curvas obtidas através dos diferentes métodos avaliados.

A terceira medição, realizada logo após a concretagem da segunda laje, terá o mesmo objetivo, mas para um estágio de carregamento mais avançado.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As avaliações de capacidade de carga realizadas através métodos semi-empíricos de Décourt e Quaresma, Bustamante e Gianceselli e UFRGS apresentaram pouca dispersão dos resultados, entretanto, com relação ao método de Aoki e Velloso, a avaliação resultou em valores de capacidade de carga da ordem de 40% maiores que o valor médio obtido entre os quatro métodos. O método UFRGS, apesar de apresentar valores de capacidade de carga muito próximos aos outros dois métodos, resultou em uma resistência lateral da ordem de 30% menor e uma resistência de ponta da ordem de 20% maior, em relação à média dos quatro métodos.

A análise numérica por meio do MEF, com a utilização de um fator de segurança igual a 2, previsto pela NBR 6122 para a utilização de métodos semi-empíricos, resultou em valores de capacidade de carga muito próximos aos resultados provenientes dos três métodos citados acima (com exceção do método de Aoki e Velloso) para os valores médios de módulo de elasticidade. O método apresentou uma variação de aproximadamente -22% e +19% para os limites inferior e superior de módulo de elasticidade, respectivamente.

O cálculo da distribuição de carga ao longo das camadas não é bem representado através da metodologia proposta nesse trabalho com a utilização dos métodos semi-empíricos de cálculo, principalmente para pequenas cargas. Desta forma, apesar dos valores de capacidade de carga total obtidos pelos métodos semi-empíricos e pelo MEF serem muito próximos, é indispensável a utilização de análises não lineares para a comparação da distribuição de carga ao longo do fuste da estaca com os valores medidos em campo.

Com relação aos recalques verticais das estacas, o método elástico de Randolph pode ser utilizado diretamente somente em estágios iniciais de carga, onde o comportamento é predominantemente elástico. Caso contrário, os recalques poderão ser subestimados. Já o MEF, para as diferentes faixas de módulo de elasticidade, apresentou recalques que variam de 6 mm a 12,3 mm, para os carregamentos máximos dos blocos em estudo, sendo que a variação entre os limites inferior e superior e os valores médios, foi da ordem de -20% e +30%, respectivamente.

A consideração da limpeza ineficaz do furo antes da concretagem resultou em recalques da ordem de 2,5 vezes maior em relação aos recalques obtidos sem essa

consideração, diminuindo em aproximadamente 50% a capacidade de carga. Dessa forma, fica explícita a importância da realização de uma limpeza adequada do furo antes do processo de concretagem.

O custo total de insumos para a execução do projeto de instrumentação será de R\$9.102,60, sem a consideração de perdas e de mão de obra para execução.

Por fim, os resultados provenientes das análises servirão de base para a elaboração da retroanálise dos dados obtidos em campo através das leituras realizadas nos estágios de carregamento previstos.

REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 6484**: Solo: Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio: Rio de Janeiro, 2001.
- ABNT. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações: Rio de Janeiro, 2019.
- 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.; CINTRA, J. C. A. **Carga admissível e carga característica de fundações por estacas**. Revista Solos e Rochas: São Paulo, v.23, n.2, p.137-142, 2000.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. DE A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings...: Buenos Aires, 1975.
- BALBINOT, A.; BRUSAMARELLO, V. J. **Instrumentação e fundamentos de medidas - Volume 2**. 2ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.
- BUSTAMANTE, M.; GAMBIN, M.; GIANESELLI, L. **Pile design at failure using the ménard pressuremeter : An up-date**. In: International IFCEE'09: ASCE, 2009.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. **Prevision de la capacite portante des pieux isoles sous verticale - regles pressiometriques et penetrometriques**. Revue Française de Géotechnique, No.16, Presses des Ponts: Paris, 1981.
- CAMPOS, J. C. DE. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de textos, 2015.
- CPRM. SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa geológico do Brasil**. Disponível em: <www.cprm.gov.br>. Acessado dia 01 de novembro, 2019.
- DÉCOURT, L. **Análise e projetos de fundações profundas: estacas**. In: HACHICH et. al. (eds.). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996.
- 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.
- EXCEL. **Extensômetros coláveis de resistência elétrica: modelos roseta dupla a 90° com grelhas lado a lado**. Disponível em: <www.excelsensor.com.br>. Acessado dia 03 de novembro, 2019.
- FGS GEOTECNIA. **Plano de Investigação geotécnica para realização de projeto de fundações**. Porto Alegre: RS, 2019a.
- FGS GEOTECNIA. **Plano de investigação geotécnica: Perfis Geotécnicos - Parte 05**. Porto Alegre: RS, 2019b.

FGS GEOTECNIA. **Plano de investigação geotécnica: Perfis Geotécnicos - Parte 03**. Porto Alegre: RS, 2019c.

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.

GALLINA, R. **Os extensômetros elétricos resistivos: evolução, aplicações e tendências**. 2003. Monografia (Pós-graduação Lato Sensu em Mecatrônica) - Universidade São Judas Tadeu: São Paulo, 2003.

GAMBIN, M.; FRANK, R. **Direct design rules for piles using Ménard Pressuremeter test**. In: IFCEE, 9., 2009, Orlando. Proceedings...: Florida, 2009.

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.

HOFFMANN, K. **An Introduction to Measurements using Strain Gages**. Darmstadt: Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, 1989.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) Universidade de São Paulo: São Carlos, 2000.

JUNGES, E. **Modelo de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de pórticos tridimensionais de edifícios de concreto armado**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina: Florianópolis, 2016.

JUNIOR, A. J. DA C. **Instrumentação de fundações estacadas**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás: Goiânia, 2016.

LACTEC. **Relatório de ensaios especiais**. Curitiba: PR, 2019.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, 2012.

LOBO, B. DE O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, 2005.

MDC PROJETOS. **Planta de cargas**. Bom Princípio: RS, 2019.

MELLO, V. F. B. DE. **The standard penetration test**. In: 4th Pan-American

Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Puerto Rico. v.1, p.1-86, 1971.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo: São Carlos, 2009.

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.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, 2003.

RANDOLPH, M. F. **A theoretical study of the performance of piles**. 1977. PhD Thesis - University of Cambridge: Cambridge, 1977.

RANDOLPH, M. F. **Theoretical methods for deep foundations**. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre. v.1: p.1-50, 1985.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **Analysis of deformation of vertically loaded piles**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.104, n. GT12: p. 1465-1488, 1978.

REINERT, J. **Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística**. 2011. Dissertação (Mestrado em Construção civil, área de concentração: Geotecnia) - Universidade Federal do Paraná: Curitiba, 2011.

REIS, J. H. C. DOS. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de São Paulo: São Carlos, 2000.

ROCSCIENCE. **RS2 9.0**. User's guide: Toronto, 2019.

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.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SKEMPTON, A. W. **Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation**. Géotechnique: v.36, n.3, p.425-447, 1986.

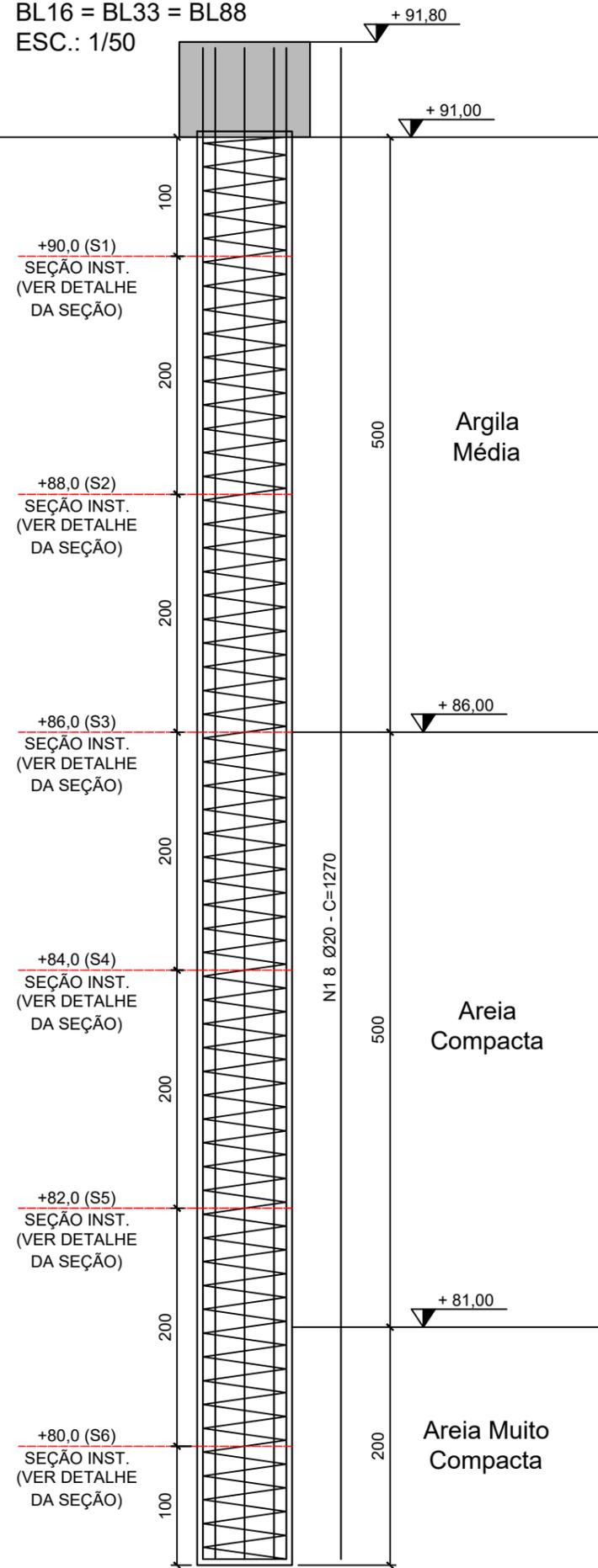
VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VIANA DA FONSECA, A. **O método francês LCPC**. Curso de Fundações. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 39 Slides.: Porto, 2018.

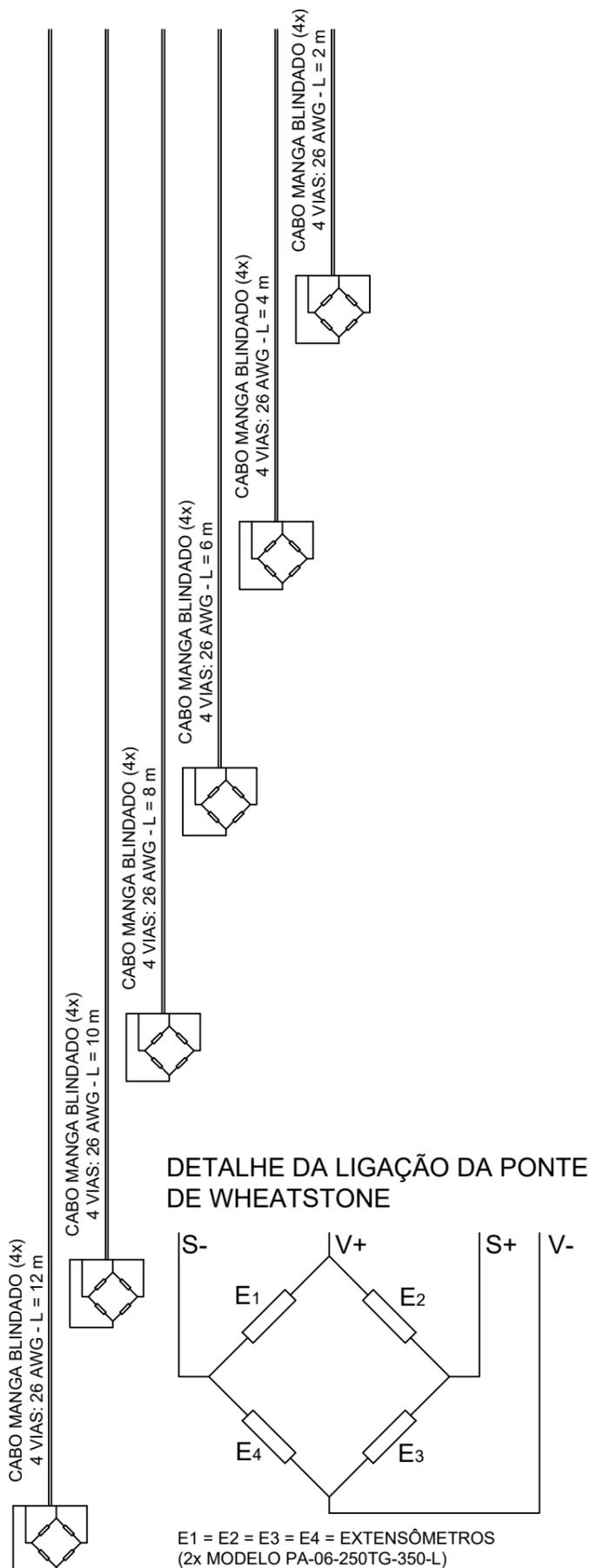
VIANA DA FONSECA, A.; LOPES, I. F.; RODRIGUES, C. **Metodologias Unificadas de Interpretação dos resultados de Ensaios com CPT, CPTU e SCPT - Obtenção de Parâmetros Geotécnicos em Projeto Assistido por Ensaios**. Porto: Porto, 2005.

VIANA DA FONSECA, A.; SANTOS, J. A. **International Prediction Event Behaviour of Bored , CFA and Driven Piles in Residual Soil ISC ' 2 experimental site**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008. v. 2

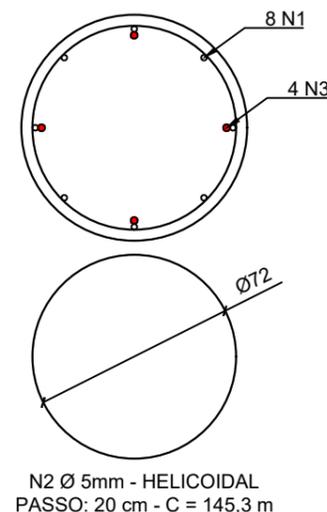
LOCAÇÃO DA PROF. DOS SENSORES
BL16 = BL33 = BL88
ESC.: 1/50



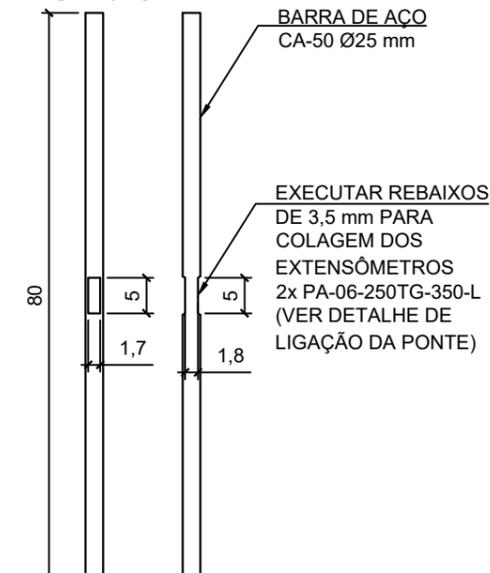
DETALHE DOS CABOS SEM ESCALA



DETALHE DA SEÇÃO INSTRUMENTADA
S1=S2=S3=S4=S5=S6
ESC.: 1/25



DETALHE DA BARRA DO SENSOR (N3)
ESC.: 1/10



NOTAS GERAIS:

- AS EXTREMIDADES SUPERIORES DOS CABOS DEVEM SER IDENTIFICADAS;
- OS SENSORES DEVEM SER CALIBRADOS PARA ESFORÇOS DE TRAÇÃO, ATRAVÉS DE UMA CURVA CARGA VS. DESLOCAMENTO, DENTRO DO SEU LIMITE ELÁSTICO;
- OS SENSORES DEVEM SER DEVIDAMENTE ISOLADOS PARA QUE NÃO SEJAM DANIFICADOS DURANTE A CONCRETAGEM;
- DEVERÃO SER EXECUTADAS CAIXAS DE INSPEÇÃO NA SUPERFÍCIE, CONTENDO TODAS AS EXTREMIDADES DOS CABOS IDENTIFICADAS, ONDE SERÃO REALIZADAS AS LEITURAS.

PROCEDIMENTO DE LEITURA:

- 1ª LEITURA: APÓS A CONCRETAGEM DA ESTACA;
- 2ª LEITURA: APÓS A CONCRETAGEM DA LAJE DO PRIMEIRO PAVIMENTO;
- 3ª LEITURA: APÓS A CONCRETAGEM DA LAJE DO SEGUNDO PAVIMENTO.

QUANTITATIVO DE MATERIAIS

ESPECIFICAÇÃO	QUANT. POR ESTACA	QUANT. TOTAL
Barra de aço CA-50 Ø25mm - L = 80 cm	24 un.	72 un.
Extensômetro PA-06-250TG-350-L	48 un.	144 un.
Cabo manga blindado - 4 vias 26 AWG	168 m	504 m

Obs: não foram consideradas perdas

APÊNDICE A - PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS



CONTEÚDO
LOCAÇÃO E DETALHAMENTO DOS SENSORES NOS BLOCOS BL16, BL33 E BL88

DISCIPLINA
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO - ENGENHARIA CIVIL

ENDEREÇO DA OBRA
Av. Dr. Maurício Cardoso, Rua Araguaia e Rua Araponga, Jardim Mauá, Novo Hamburgo - RS

ALEXANDRE TEN CATE MATTÉ
ALUNO

PROF. DR. FELIPE GOBBI DA SILVEIRA
ORIENTADOR

DESENHO
ALEXANDRE

DATA
NOV. 2019

ESCALA
INDICADA

FOLHA
A3

PRANCHA
01

ANEXO A – ORÇAMENTOS



EXCEL SENSORES INDUSTRIA, COMERCIO E EXPORTACAO LTDA - EPP

CNPJ: 00.992.814/0001-50 - IE: 675.289.750.112

RUA UBATUBA,27

CEP 06795-020 - TABOÃO DA SERRA / SP - Brasil

Telefone : 11 4781-1490

E-mail : excel@excelsensor.com.br - contato@excelsensor.com.br - Site : www.excelsensor.com.br

ORÇAMENTO N°	147419	DATA EMISSÃO :	13/11/2019
--------------	--------	----------------	------------

Vendedor : Fátima Falcão
Cliente : ASSOCIACAO ANTONIO VIEIRA
Endereço : AV UNISINOS, 950 - EDIF CAMPUS UNISINOS
Bairro : CRISTO REI Cidade: SAO LEOPOLDO
Contato : Alexandre ten Cate Matté.
CNPJ : 92.959.006/0008-85 Inscrição Estadual:
Email : ppereira@asav.org.br alexandre ten cate matté <alexandre.

DATA VALIDADE : 13/12/2019
CEP : 93022750
UF: RS
Telefone: (51) 3343-2466 / (51)

Qtde.	Cod.	Produto / Descrição	Unitário	Desconto	Valor Total
144,00	037.06.350.L	EXTENSÔMETRO MODELO PA-06-250TG-350-L	41,20	0,00	5.932,80
1,00	085.2	RESINA SILICONE RK - KIT 2	50,00	0,00	50,00
1,00	091.1	ACESSÓRIO PARA PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE - Removedor 100ml	32,00	0,00	32,00
1,00	098	BORRACHA DE SILICONE 50g	33,80	0,00	33,80
1,00	099	CERA DE PROTEÇÃO WK 150g	82,00	0,00	82,00
2,00	080.D75	TERMINAL COLAVEL DE LIGAÇÃO MODELO D-75 - em envelopes com 30 tiras de 8 segmentos.	59,00	0,00	118,00
1,00	081.K60	ACESSORIOS PARA APLICAÇÃO DE EXTENSÔMETRO - Fixador KBR- 60	15,00	0,00	15,00
1,00	081.K104	ACESSÓRIO PARA APLICAÇÃO DE EXTENSÔMETROS - Fixador KBR 104/105	20,00	0,00	20,00

Frete : Por conta do Destinatário Sub Total : 6.283,60
Previsão de Entrega : Frete : 55,00
Condições de Pagamento : Observações Despesas : 0,00
Forma de Pagamento : Observações Impostos : 0,00
Transportadora : TRANSPPOSTAL SERVIÇOS POSTAIS LTDA. Desconto : 0,00
Observações : TOTAL : 6.338,60

PRAZO DE ENTREGA: 10 DIAS A PARTIR DA CONFIRMAÇÃO DE PEDIDO.

PAGAMENTO: À VISTA ATRAVÉS DE DEPÓSITO EM CONTA OU 28 D.D. VIA BOLETO BANCÁRIO

ORÇAMENTO	Número 133070
	Data Orçamento 14/11/2019
	Impresso em: 14/11/2019 09:37
	Página: 1

Dados do Cliente
Cliente: Alexandre Ten Cate Matte

Código	Descrição do Material	UN	Qtde	VI. Unitário	VI. Total
6157	Vergalhão Aço CA-50 Ø25mm x 12m	UN	5	215,00	1.075,00
6157	Cabo manga blindado - 4 vias 26 AWG	m	504	3,50	1.764,00

Totais		
Condição Pgto: 1 - A VISTA	Total Produtos:	2.839,00
	Total Desconto:	0,00
	Frete:	0,00
	Total Orçamento:	2.839,00

MADEIREIRA STEFFENS EIRELI

Alexandre Ten Cate Matte