

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Luiza Vargas Eichelberger

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA EM
ESTACAS A PARTIR DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVAS
DE CARGA ESTÁTICAS**

Santa Maria, RS
2022

Luiza Vargas Eichelberger

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA EM
ESTACAS A PARTIR DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVAS
DE CARGA ESTÁTICAS**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Geotecnia e Pavimentação, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni
Coorientador: Prof. Dr. Alejandro Ruiz Padillo

Santa Maria, RS
2022

Eichelberger, Luiza

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA EM ESTACAS
A PARTIR DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVAS DE CARGA
ESTÁTICAS / Luiza Eichelberger.- 2022.

106 p.; 30 cm

Orientador: Magnos Baroni

Coorientador: Alejandro Ruiz Padillo

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2022

1. Métodos Semieempíricos 2. Provas de Carga Estática
3. Teste Tukey 4. ANOVA I. Baroni, Magnos II. Ruiz
Padillo, Alejandro III. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Declaro, LUIZA EICHELBERGER, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

Luiza Vargas Eichelberger

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA EM
ESTACAS A PARTIR DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVAS
DE CARGA ESTÁTICAS**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Geotecnia e Pavimentação, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 26 de julho de 2022:

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Alejandro Ruiz Padillo, Dr. (UFSM)
(Coorientador)

Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)

Bruno Teixeira Lima, Dr. (UERJ)

Santa Maria, RS
2022

*Dedico esta dissertação à minha mãe,
Adriana e meus avós, João e Marly.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, por sempre se fazer presente em minha vida.

À minha mãe Adriana por ser meu porto seguro e estar ao meu lado em todos os momentos, principalmente os mais difíceis. Aos meus avós, João e Marly, por todo amor e carinho. À toda minha família: meu pai, meus irmãos, minha dinda e meus primos. Ao meu namorado Fernando, por todo apoio e paciência.

Ao professor Magnos Baroni pela orientação, confiança e por toda transmissão de conhecimento concedidos. Obrigada por contribuir com meu crescimento.

Ao professor Dr. Alejandro Ruiz Padillo pela coorientação e conhecimentos agregados à pesquisa, principalmente na parte que se refere à análise estatística.

À banca examinadora composta pelos professores Rinaldo José Barbosa Pinheiro e Bruno Teixeira Lima, por aceitarem o convite de participar desta defesa, muito obrigada.

Ao Gustavo Masutti pela dedicação e comprometimento na realização dos ensaios de prova de carga, fundamentais para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos colegas do GEPPASV, em especial à Patrícia Falcão por todo auxílio, companheirismo e incentivo.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, na elaboração desta pesquisa.

“Tente mover o mundo – o primeiro passo será mover a si mesmo.”

(Platão)

RESUMO

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA EM ESTACAS A PARTIR DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

AUTORA: Luiza Vargas Eichelberger
ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni
COORIENTADOR: Prof. Dr. Alejandro Ruiz Padillo

Esta pesquisa apresenta, em uma primeira etapa, um estudo sobre o comportamento de estacas escavadas de 30 cm de diâmetro submetidas a ensaios de prova de carga estática em um campo experimental localizado na cidade de Cruz Alta/RS, seguido de um estudo da confiabilidade dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), com suas adaptações, para as estacas ensaiadas. Para a estimativa de capacidade de carga, utilizou-se de sondagens de simples reconhecimento realizadas no local. Para as provas de carga, foram submetidas ao ensaio 3 estacas com 30 cm de diâmetro e 6,00 metros de comprimento cada. A curva carga *versus* recalque apresentou ruptura bem definida. A determinação da possível carga de ruptura das estacas, foi realizada utilizando-se a média entre os valores encontrados nos ensaios e os valores encontrados pelo Método de Décourt (1998) através do Gráfico de Rigidez. A partir dos resultados obtidos, é possível observar que as 3 estacas apresentaram resultados relativamente coerentes entre si. Para a estimativa da resistência das estacas, aplicou-se o método proposto por Décourt (2002a). Com base nos resultados das provas de carga obtidos por Masutti (2020) para as estacas de 30 cm de diâmetro e 3,00m de comprimento no mesmo campo experimental deste estudo, foi possível observar que, ao dobrar o comprimento da estaca, de 3,00 m para 6,00 m, a capacidade de carga média da mesma aumentou em 145,27kN, ou seja, 170,90%. Em relação aos métodos semiempíricos, o método original proposto por Décourt-Quaresma (1978) foi o que mais se aproximou dos resultados de capacidade de carga total encontrados nos ensaios, apresentando uma diferença 16,49% inferior. No entanto, em relação a capacidade de carga total, todos os métodos foram conservadores. No método de Aoki-Velloso (1975), a correlação entre os fatores de correção que mais se adaptariam aos valores encontrados nos ensaios de PCE seria $F1 = 3,58F2$. Já os fatores α e β do método de Décourt-Quaresma (1978) resultariam em $\alpha = 0,6749$ e $\beta = 1,3417$. Em uma segunda etapa, foi realizada uma análise comparativa entre os métodos semiempíricos através da estimativa da capacidade de carga de estacas rotativas e hélice contínua. A estimativa da capacidade de carga das estacas foi obtida com o auxílio do programa web Sisfundações utilizando-se de um banco de dados com perfis de ensaios SPT, a maioria realizados na cidade de Porto Alegre/RS. A comparação dos resultados obtidos foi realizada através da aplicação de testes estatísticos de Análise de Variância (ANOVA) e teste Tukey de comparação de médias. De maneira geral, a maior discrepância de valores entre os métodos foi para a resistência de ponta no caso de estacas hélice contínua, e para a resistência lateral no caso de estacas rotativas. Solos de origem argilosa e siltosa revelaram um resultado de capacidade de suporte geotécnico maior para o método de Décourt-Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), enquanto a presença de areia resultou em valores maiores de capacidade de carga para o método de Aoki-Velloso (1975).

Palavras-chave: Métodos semiempíricos. Provas de carga estática. Teste Tukey. ANOVA. Capacidade de carga.

ABSTRACT

ASSESSMENT OF GEOTECHNICAL LOAD CAPACITY IN PILES FROM SEMI-EMPIRICAL METHODS AND STATIC LOAD TESTS

AUTHOR: Luiza Vargas Eichelberger

ADVISOR: Prof. Dr. Magnos Baroni

CO-ADVISOR: Prof. Dr. Alejandro Ruiz Padillo

This research presents, in a first step, a study on the behavior of excavated piles of 30 cm in diameter submitted to static load test tests in an experimental field located in the city of Cruz Alta/RS, followed by a study of the reliability of the semi-empirical methods by Aoki-Velloso (1975) and Décourt-Quaresma (1978), with their adaptations, for the stakes tested. To estimate the load capacity, simple reconnaissance soundings carried out on site were used. For the load tests, 3 piles with 30 cm in diameter and 6 meters in length each were submitted to the test. The load versus settlement curve showed a well-defined rupture. The determination of the possible breaking load of the piles was carried out through the average between the values found in the tests and the values found by the Method of Décourt (1998) through the Rigidity Graph. From the results obtained, it is possible to observe that the 3 piles presented results that were relatively consistent with each other. To estimate the strength of the piles, the method proposed by Décourt (2002a) was applied. Based on the results of load tests obtained by Masutti (2020) for piles of 30 cm in diameter and 3.00 m in length in the same experimental field of this study, it was possible to observe that, when doubling the length of the pile, from 3, 00 m to 6 m, its average load capacity increased by 145.27kN, that is, 170.90%. Regarding the semi-empirical methods, the original method proposed by Décourt and Quaresma (1978) was the one that came closest to the results of total load capacity found in the tests, presenting a difference 16.49% lower. However, in relation to the total load capacity, all methods were conservative. In the method by Aoki-Velloso (1975), the correlation between the correction factors that would best adapt to the values found in the PCE tests would be $F1 = 3.58F2$. The factors α and β of the method by Décourt-Quaresma (1978) would result in $\alpha = 0.6749$ and $\beta = 1.3417$. In a second step, a comparative analysis was carried out between the semi-empirical methods by estimating the load capacity of rotating piles and continuous helix. The estimation of the load capacity of the piles was obtained with the help of the Sisfundações web program, using a database with profiles of SPT tests, most of them carried out in the city of Porto Alegre/RS. The comparison of the results obtained was carried out through the application of statistical tests of Analysis of Variance (ANOVA) and Tukey's test of means comparison. In general, the greatest discrepancy of values between the methods was for the tip resistance in the case of continuous helix piles, and for the lateral resistance in the case of rotating piles. Soils of clayey and silty origin revealed a result of higher geotechnical bearing capacity for the method of Décourt-Quaresma (1978) adapted by Décourt (1996), while the presence of sand resulted in higher values of bearing capacity for the method of Aoki-Velloso (1975).

Keywords: Semi-empirical methods. Static load tests. Tukey test. ANOVA. Load capacity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração do ensaio SPT.	19
Figura 2 - Tipos de estacas.	22
Figura 3 - Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.	24
Figura 4 – Esquema de Prova de Carga Estática.	38
Figura 5 - Gráfico de rigidez de fundações que não rompem.	41
Figura 6 - Gráfico de rigidez de fundações que rompem.	41
Figura 7 – Fluxograma de atividades das duas etapas apresentadas nesta pesquisa.	48
Figura 8 - Mapa de localização de Cruz Alta, Unicruz e área experimental.	49
Figura 9 – Perfil do subsolo e resultados das sondagens SPT.	50
Figura 10 - Layout do campo experimental das estacas executadas nos estudos de Masutti (2020) e neste estudo.	51
Figura 11 – a) Execução da perfuração das estacas. b) Instalação da armadura das estacas de 6 m de comprimento.	52
Figura 12 - a) Instalação da armadura das novas estacas de 6 m de comprimento. b) Instalação das formas antes na concretagem nas novas estacas de 6 m.	53
Figura 13 – Concretagem das estacas de reação e compressão de 6 m de comprimento.	54
Figura 14 - Curva carga <i>versus</i> recalque das três estacas de 3 m de comprimento realizadas nos estudos de Masutti (2020).	56
Figura 15 – Sistema do ensaio de prova de carga estática (PCE) na estaca EC01.	57
Figura 16 – a) Defletômetros apoiados sobre placa metálica. b) Inserção de incrementos de carga na estaca através do macaco hidráulico.	58
Figura 17 - Fluxograma dos procedimentos realizados na etapa 2.	60
Figura 18 – a) Densidade entre solos mistos com a profundidade do impenetrável. b) Densidade entre solos arenosos, argilosos e siltosos com a profundidade do impenetrável.	61
Figura 19 - Histograma da profundidade do impenetrável <i>versus</i> frequência para solos mistos.	62
Figura 20 - Histograma da profundidade do impenetrável <i>versus</i> frequência para solos arenosos, argilosos e siltosos.	63

Figura 21 – Parâmetros de entrada do programa <i>web Sisfundações</i> – Dados de identificação.	65
Figura 22 – Parâmetros de entrada do programa <i>web Sisfundações</i> – Profundidade do ensaio SPT.....	65
Figura 23 – Parâmetros de entrada do programa <i>web Sisfundações</i> – Número de golpes por metro do ensaio SPT.	66
Figura 24 – Parâmetros de entrada do programa <i>web Sisfundações</i> – Tipo de solo.	66
Figura 25 – Parâmetros de entrada do programa <i>web Sisfundações</i> – Dados da estaca.....	67
Figura 26 – Parâmetros de entrada do programa <i>web Sisfundações</i> – Fatores de segurança.....	67
Figura 27 – Relatório de capacidade de carga gerado pelo programa <i>web Sisfundações</i> para estaca Hélice contínua e Ø30 cm.....	68
Figura 28 - Relatório de capacidade de carga gerado pelo programa <i>web Sisfundações</i> para estaca Rotativa e Ø40 cm.	69
Figura 29 - Curva carga <i>versus</i> recalque das 3 estacas convencionais ensaiadas: EC01, EC02 e EC03.....	72
Figura 30 - Curva carga <i>versus</i> rigidez para a estaca EC01 - 6,00m.....	73
Figura 31 - Curva carga <i>versus</i> rigidez para a estaca EC02 - 6,00m.....	73
Figura 32 - Curva carga <i>versus</i> rigidez para a estaca EC03 - 6,00m.....	74
Figura 33 - Aplicação do Método de Brierley Modificado para a estaca EC01 - 6,00m.	76
Figura 34 - Aplicação do Método de Brierley Modificado para a estaca EC02 - 6,00m.	76
Figura 35 - Aplicação do Método de Brierley Modificado para a estaca EC03 - 6,00m.	77
Figura 36 – Comparação entre a capacidade de carga média obtida nos ensaios PCE para estacas de 3 e 6 m de comprimento.	79
Figura 37 - Comparação entre os resultados de capacidade de carga obtidos nos métodos semiempíricos e ensaios de prova de carga.	82
Figura 38 - Diagrama de dispersão da capacidade de carga estimada e prevista. ...	83
Figura 39 - Comparação entre a média das variações entre os métodos semiempíricos para estacas hélice contínua.....	91

Figura 40 – Comparação entre a média das variações entre os métodos semiempíricos para estacas rotativas.	92
Figura 41 - Perfil de sondagem SPT 01.	105
Figura 42 – Perfis de sondagem SPT 02, SPT 03 e SPT 04.....	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de correção F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975).	27
Tabela 2 - Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975).	28
Tabela 3 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.	29
Tabela 4 - Valores de F_1 e F_2 propostos por Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988); Benegas (1993) e Monteiro (1997).....	30
Tabela 5 - Valores de α e k propostos por Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988); Danziger (1982) e Monteiro (1997).	31
Tabela 6 – Valores de α e k propostos por Alonso (1980).	32
Tabela 7 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978).	33
Tabela 8 - Valores de atrito médio (Décourt e Quaresma, 1978).	33
Tabela 9 - Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986).	34
Tabela 10 - Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt 1996).	35
Tabela 11 - Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt 1996).	35
Tabela 12 - Valores das cargas de ruptura estimadas e cargas de ruptura experimental das provas de carga.....	56
Tabela 13 - Divisão interna dos materiais.	61
Tabela 14 – Valores dos coeficientes de segurança parciais e globais adotados.....	64
Tabela 16 - Valores das cargas de ruptura estimadas para as 3 estacas ensaiadas.	74
Tabela 17 – R_L obtida através do método de Décourt (2002a) para as 3 estacas ensaiadas.....	78
Tabela 18 – Valores de R_T , R_L e R_p para as 3 (três) estacas ensaiadas.	78
Tabela 19 - N_{SPT} médio referente aos relatórios de sondagem.	80
Tabela 20 – Resultado da previsão de capacidade de carga obtidos através pelos métodos semiempíricos.....	81
Tabela 21 - Variação entre os resultados de capacidade de carga obtidos nos métodos semiempíricos e ensaios de prova de carga.	82
Tabela 22 - Retroanálise dos fatores F_1 e F_2 para o método de Aoki e Velloso (1975).	84

Tabela 23 - Retroanálise dos fatores α e β para o método de Décourt e Quaresma (1978).....	84
Tabela 24 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos com predominância de areias.....	86
Tabela 25 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos com predominância de argilas.....	86
Tabela 26 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos com predominância de silte.....	87
Tabela 27 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos mistos.	87
Tabela 28 - Resultado do teste de Tukey para solos predominantemente arenosos.	88
Tabela 29 - Resultado do teste de Tukey para solos predominantemente argilosos.	89
Tabela 30 - Resultado do teste de Tukey para solos predominantemente siltosos...89	
Tabela 31 - Resultado do teste de Tukey para solos mistos.	90
Tabela 32 - Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Aoki e Velloso (1975) adaptado por Aoki e Alonso (1991) e Laprovitera (1988) e Benegas (1993).....	102
Tabela 33 - Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Décourt e Quaresma (1978).....	103
Tabela 34 - Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Décourt e Quaresma (1978) e adaptado por Décourt (1996).....	103
Tabela 35 – Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Aoki e Velloso (1975) adaptado com os fatores de correção retroanalizados nesta pesquisa: $F1 = 4,4837$ e $F2 = 1,2526$	104
Tabela 36 – Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado com os fatores de correção retroanalizados nesta pesquisa: $\alpha = 0,5625$ e $\beta = 1,3417$	104

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVO GERAL.....	16
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
1.3	ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA	17
2	REVISÃO DA LITERATURA.....	18
2.1	ENSAIO SPT	18
2.2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	21
2.2.1	Estacas Escavadas	22
2.2.2	Estacas Cravadas.....	23
2.3	CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS.....	24
2.3.1	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	25
2.3.1.1	Método de Aoki & Velloso (1975)	25
2.3.1.2	Método de Décourt & Quaresma (1978).....	32
2.4	PROVAS DE CARGA EM ESTACAS	35
2.4.1	Prova de Carga Estática.....	36
2.4.2	Métodos para interpretação da curva carga <i>versus</i> recalque.....	39
2.5	TESTES ESTATÍSTICOS.....	42
2.5.1	Testes de Hipótese.....	43
2.5.1.1	Análise de Variância (ANOVA)	43
2.5.2	Teste de Comparação de Médias.....	45
2.5.2.1	Teste Tukey.....	46
3	METODOLOGIA.....	47
3.1	ETAPA 1 – ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	48
3.1.1	Localização dos Ensaios	48
3.1.2	Ensaio SPT	49
3.1.3	Execução das Estacas do Campo Experimental	50
3.1.4	Provas de Carga nas Estacas	54
3.1.4.1	Estacas com três metros de comprimento, Masutti (2020).....	54
3.1.4.2	Estacas com seis metros de comprimento, presente estudo.....	56
3.1.5	Interpretação da curva carga <i>versus</i> recalque.....	58

3.2	ETAPA 2 – CORRELAÇÕES E TENDÊNCIAS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	59
3.2.1	Banco de Dados – Relatórios de Sondagens SPT	60
3.2.2	Parâmetros de Entrada dos Métodos Semiempíricos.....	63
3.2.3	Programa Web Sisfundações	64
3.2.4	Análise e comparação da capacidade de carga geotécnica das estacas	69
4	RESULTADOS ETAPA 1 - ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	71
4.1.1	Capacidade de carga - Curvas carga <i>versus</i> recalque	71
4.1.2	Capacidade de carga – Métodos semiempíricos	79
4.1.3	Comparação dos Resultados.....	81
5	RESULTADOS ETAPA 2 - CORRELAÇÕES E TENDÊNCIAS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	85
5.1.1	Previsão de Capacidade de Carga	85
5.1.2	Resultados da ANOVA	85
5.1.3	Aplicação do Teste de Tukey.....	87
5.1.4	Análise de Variância	90
6	CONCLUSÕES	94
6.1	ENSAIOS PROVA DE CARGA ESTÁTICA E APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	94
6.2	CORRELAÇÕES E TENDÊNCIAS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	95
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97
	APÊNDICE A – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DOS METÓDOS SEMIEMPÍRICOS	102
	ANEXO A – RELATÓRIOS DE SONDAÇÃO SPT	105

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia geotécnica, é comum a estimativa da capacidade de carga das fundações por estacas através de métodos semiempíricos. No Brasil, os métodos semiempíricos mais utilizados são os métodos de Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978). Estes métodos utilizam-se de parâmetros e correlações relacionados ao ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), além de coeficientes e parâmetros propostos pelos autores que relacionam o tipo de solo, tipo de estaca e o método executivo.

Segundo Milititsky (1991), a prova de carga é o método mais realista para se avaliar o comportamento de um determinado elemento de fundação, devido ao fato de, a mesma, já levar em consideração as variáveis do processo executivo da estaca, bem como as particularidades do solo local.

De acordo como a NBR 6122/2022 – Projeto e Execução de Fundações, é obrigatória a execução de provas de carga estáticas de desempenho, no decorrer do estaqueamento, em obras que tiverem um número de estacas superior a: 75 para estacas do tipo escavadas, raiz e microestaca, 50 para estacas do tipo trado vazado segmentado e 100 para os demais tipos de estacas. Porém, mesmo sendo o método mais realista, as provas de carga não são comumente utilizadas para determinar a capacidade de carga geotécnica anterior a etapa de projeto, sendo mais comum apenas o emprego dos métodos semiempíricos supracitados para a estimativa da mesma.

O objetivo deste trabalho, em uma primeira etapa, é realizar uma comparação entre os resultados obtidos em ensaios de prova de carga estática em estacas de 30 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, executados em um solo de origem laterítica, localizado em um campo experimental na cidade de Cruz Alta/RS, com os resultados obtidos nos métodos semiempíricos de Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978). Por conseguinte, com o intuito de aferir a confiabilidade de ambos os métodos, realizou-se uma comparação entre os resultados obtidos nas provas de carga estáticas em estacas de 6 m de comprimento executadas neste estudo, com estacas de 3 m de comprimento realizadas nos estudos de Masutti (2020), para a mesma área experimental e mesmo diâmetro.

Além disso, em uma segunda etapa, é proposta uma análise crítica dos métodos semiempíricos de Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978) através

de uma comparação da capacidade de carga, de estacas rotativas e hélice contínua, previstas entre ambos os métodos, referentes a um banco de dados de ensaios SPT para diferentes perfis de solos. A estimativa da capacidade de carga das estacas foi obtida com o auxílio da versão beta do Programa web Sisfundações, desenvolvido na Universidade Federal de Santa Maria e a comparação dos resultados obtidos foi realizada através da aplicação de testes estatísticos de Análise de Variância (ANOVA) e do teste Tukey de comparação de médias.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral da presente dissertação consiste em avaliar por meio de provas de carga estáticas, a capacidade de carga de estacas escavadas. Bem como, analisar por intermédio da estatística, a variabilidade obtida nos métodos semiempíricos de estimativa da capacidade de carga geotécnica para diferentes solos.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Obter o comportamento carga *versus* recalque de três estacas de 30 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, a partir da realização de ensaios de prova de carga estáticas;
- Determinar a possível carga de ruptura das estacas, com a média entre os valores encontrados nos ensaios e os valores encontrados pelo Método de Décourt (1998) através do Gráfico de Rigidez;
- Comparar os resultados encontrados, com os resultados obtidos por Masutti (2020) em estacas com 30 cm de diâmetro e 3 m de comprimento.
- Aplicar os métodos semiempíricos baseados nos resultados de sondagens SPT e comparar com os valores de capacidade de carga obtidos em campo;
- Avaliar estatisticamente os resultados de capacidade de carga geotécnica para estacas do tipo hélice contínua e rotativas, com a utilização de 197 perfis de solos distintos oriundos de sondagem SPT realizadas no estado do Rio Grande do Sul.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

A presente dissertação está estruturada em capítulos conforme apresentado a seguir.

O Capítulo 1 apresenta a introdução do tema, bem como o objetivo geral e os objetivos específicos da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre os temas que serão abordados: as características do ensaio SPT, o conceito de fundações profundas, os tipos de estacas, a capacidade de carga de fundações por estacas, os métodos semiempíricos para estimativa de capacidade de carga em estacas, divididos em Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978), materiais e métodos para execução de provas de carga estática, critérios de interpretação da curva carga-recalque e testes estatísticos de hipótese ANOVA e de comparação de médias Tukey.

O Capítulo 3 está dividido em duas etapas. A primeira etapa apresenta o planejamento, materiais e métodos utilizados para a execução das estacas de 6 m de comprimento e 30 cm de diâmetro no campo experimental, bem como as etapas e procedimentos para realização dos ensaios de prova de carga estática e interpretação dos resultados. A segunda etapa apresenta o planejamento, os materiais e os métodos utilizados para análise e comparação dos métodos semiempíricos de Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), utilizando a versão beta do Programa web Sisfundações, bem como os critérios que foram utilizados para a comparação dos resultados através de testes estatísticos de Análise de Variância (ANOVA) e do teste Tukey de comparação de médias.

O Capítulo 4 também está dividido em duas etapas. A primeira etapa apresenta os resultados das provas de carga estáticas nas estacas ensaiadas bem como os resultados da previsão de capacidade de carga pelos métodos semiempíricos. A segunda etapa apresenta os resultados da previsão de capacidade de carga dos métodos semiempíricos e o resultado da análise estatística da comparação entre os métodos.

O capítulo 5 apresenta a conclusão para cada etapa descrita acima, bem como uma reflexão quanto a confiabilidade dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga de Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978).

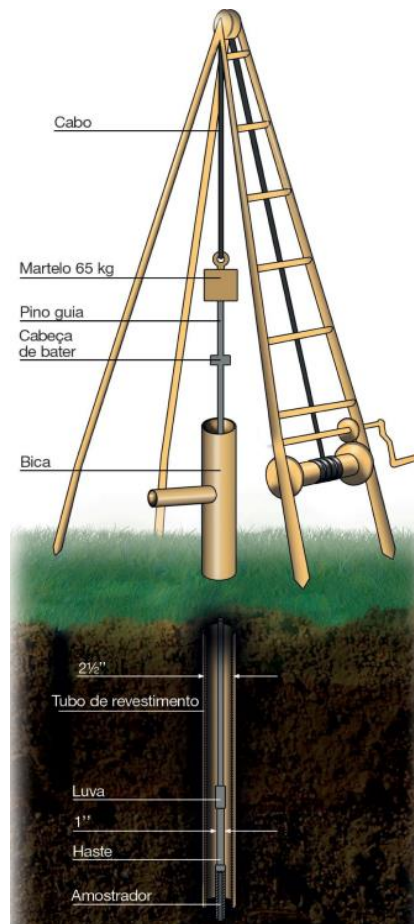
2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 ENSAIO SPT

O ensaio SPT é normatizado no Brasil pela NBR 6484/2020 – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, e tem o propósito de obter o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do solo a cada metro, o nível do lençol freático e de caracterizar e determinar o tipo de solo em função da profundidade do ensaio. Devido ao baixo custo e complexidade para realização, o SPT é o sistema de sondagem mais utilizado no Brasil. Através do ensaio obtém-se a caracterização do solo por meio de amostragens diretas coletadas a cada metro de profundidade por meio de um amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm e, indiretamente, a resistência do solo a qual é medida pelo número de golpes necessários à cravação de um amostrador padrão.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio SPT traduz-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tráfegem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750 mm, conforme mostra a Figura 1. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

Figura 1 - Ilustração do ensaio SPT.



Fonte: (SCHNAID e Odebrecht, 2012, pg. 24)

Os principais elementos que compõe o sistema de sondagem são:

- amostrador-padrão: O amostrador-padrão, também conhecido por “Raymond”, possui diâmetro externo de $50,8 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e diâmetro interno de $35,9 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ (NBR 6484/2020) e é dividido em três partes: cabeça corpo e sapata. A cabeça do amostrador possui dois orifícios laterais que possibilitam a saída da água e do ar e, assim, possibilitando a retenção da amostra de solo dentro do amostrador;
- hastes: As hastes são tubos de aço que possuem em suas extremidades roscas e luvas a fim de permitir a perfeita ligação com o amostrador padrão. O peso da haste, segundo a NBR 6484/2020 deve ser de 323 kN/m^2 ($3,23 \text{ kgf/cm}^2$);
- martelo: O martelo padrão é constituído de massa de ferro na forma cilíndrica ou prismática com massa de 65 kg (NBR 6484/2020). A

extremidade inferior do martelo que é responsável pelo impacto na cabeça de bater e deve possuir um coxim de madeira a fim de diminuir o desgaste. Na prática da engenharia, existem vários tipos de martelo e, dependendo do martelo escolhido, não há necessidade de usar o coxim de madeira e realizar o controle de altura de queda do mesmo;

- d) cabeça de bater: A cabeça de bater recebe a energia do golpe do martelo e a transfere para a haste. Segundo a NBR 6484/2020, ela deve ser constituída por tarugo de aço de 83 ± 5 mm de diâmetro e 90 ± 5 mm de altura e massa nominal entre 3,5 kg e 4,5 kg;
- e) sistema de perfuração: Os sistemas mais usuais de abertura dos furos de sondagem são o trado-concha, trado helicoidal e trépano ou peça de lavagem.

Os procedimentos para a realização do ensaio SPT são, basicamente: locação dos furos, execução do ensaio, perfuração e elevação e liberação do martelo. Para fundações de edifícios, a locação e quantidade de furos de sondagem é normatizada pela NBR 8036/83 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.

De acordo com a NBR 6484/2020, após o posicionamento do amostrador-padrão conectado à composição de cravação, coloca-se a cabeça de bater e, utilizando-se o tubo de revestimento como referência, marca-se na haste, com giz, um segmento de 45 cm dividido em três trechos iguais de 15 cm. Em seguida coloca-se cuidadosamente o martelo sobre a cabeça de bater e mede-se a penetração da composição decorrente do peso próprio do martelo, caso não ocorra penetração do amostrador igual ou maior que 45 cm, a cravação continua através da elevação do martelo em 75 cm de altura e sua liberação em queda livre por meio de sucessivos golpes, anotando-se o número de golpes necessários à cravação de cada segmento de 15 cm do amostrador-padrão.

O registro do ensaio é expresso pelas frações obtidas nas três etapas da seguinte forma: 5/15, 11/15 e 12/15. Como nem sempre é possível obter o número exato de 15 cm durante a cravação, anota-se o número ligeiramente superior ou inferior, por exemplo: 5/14, 7/17 e 5/15. Na engenharia, utiliza-se o valor de N_{SPT} como sendo o número de golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador-padrão.

Ainda, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), apresenta-se adicionalmente o número de golpes para a penetração dos 30 cm iniciais. Há, ainda, duas representações adicionais: quando o solo é mole ou muito resistente. Quando o solo é muito mole, com apenas um golpe o amostrador-padrão pode penetrar mais que 15 cm, nesse caso, registra-se o número de golpes e sua respectiva penetração, por exemplo 1/45 (com um golpe o amostrador-padrão teve uma penetração 45 cm). Já quando o solo é muito resistente pode ser necessário um número superior a 30 golpes para a penetração dos 15 cm do amostrador-padrão, nesse caso, registra-se o número de 30 golpes com a respectiva penetração, por exemplo: 30/10 (com 30 golpes o amostrador penetrou 10 cm).

2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a NBR 6122/2022, são consideradas fundações profundas aquelas em que as cargas provenientes da superestrutura (pilares, vigas e lajes) e do seu peso próprio são transmitidas ao solo através da sua base (resistência de ponta), da sua superfície lateral (resistência de fuste) ou da combinação de ambas. O comprimento da estaca deve ser superior à sua menor dimensão em planta e de, no mínimo, três metros, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

As estacas são elementos de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou mistos.

As estacas podem ser classificadas de acordo com o material e o método executivo. Quanto ao material, elas podem ser classificadas como de madeira, concreto, aço ou mistas. Já quanto ao método executivo, elas podem ser classificadas como estacas com deslocamento, estacas sem deslocamento e estacas de substituição.

As estacas “sem deslocamento” são as estacas escavadas onde não há praticamente remoção do solo e/ou na ocasião da concretagem (VELLOSO; LOPES, 2010). As estacas “de deslocamento”, onde estão as estacas cravadas em geral são aquelas executadas "in situ" através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a

utilização de fluido estabilizante (DÉCOURT,1988). Já estacas de substituição, onde estariam as estacas escavadas em geral, são aquelas que o solo, no espaço que a estaca vai ocupar, é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas (VELLOSO; LOPES, 2010). A Figura 2 mostra os principais tipos de estacas executadas no Brasil.

Figura 2 - Tipos de estacas.

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais (“estacas hélice de deslocamento”)
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raiz
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, pg. 182)

2.2.1 Estacas Escavadas

As estacas escavadas são aquelas em que, antes da sua execução, o material local é escavado ou perfurado para sua posterior concretagem.

As escavações podem ter suas paredes suportadas ou não, e o suporte pode ser provido por um revestimento, recuperável ou perdido, ou por fluido estabilizante. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Os principais tipos de estacas escavadas utilizados no Brasil são:

- a) Estacas Raiz: A estaca raiz é uma estaca moldada “*in loco*” através de um processo de perfuração que permite inserção de um tubo de revestimento provisório até a ponta da estaca. Após a perfuração introduz-se uma armadura de aço em todo o seu comprimento e, em

seguida, é realizada a concretagem da estaca através de bombeamento de argamassa de cimento e areia até sua extremidade. À medida que a argamassa sobe pelo tubo de revestimento, este é conjuntamente retirado. Entre as vantagens do emprego da estaca raiz estão: execução sem choques e vibrações no terreno, podem ser executadas em locais de difícil acesso e podem ser executadas na vertical ou inclinadas;

- b) Estacas escavadas com ou sem lama bentonítica: A estaca escavada é executada com concreto moldado “in loco”, podendo ser revestida com lama bentonítica. As principais características do emprego da lama bentonítica na sua execução é a estabilidade produzida pelo fato de a suspensão de bentonita se manter por longo período e a capacidade de formar nos vazios do solo e especialmente junto à superfície lateral da escavação uma película impermeável (*cake*) (NBR 6122/2022);
- c) Estacas Strauss: A estaca Strauss é uma estaca moldada “in loco”. Uma das suas principais diferenças quando comparada as outras estacas é a simplicidade para a sua execução, a qual é realizada pela inserção no terreno de um tubo de revestimento por um processo semelhante ao das sondagens a percussão ou por escavação do interior do tubo com uma ferramenta chamada sonda ou "piteira" (VELLOSO; LOPES, 2010);
- d) Estacas Hélice Contínua: A estaca Hélice Contínua também é uma estaca moldada “in loco” e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado (NBR 6122/2022).

2.2.2 Estacas Cravadas

As estacas cravadas são elementos pré-fabricados que são introduzidos no solo através de processos de prensagem, percussão ou vibração e podem ser constituídas de madeira, aço ou concreto.

As estacas de madeira têm uma duração ilimitada quando mantidas permanentemente debaixo d'água. Sujeitas a alternâncias de secura e umidade, quase todas as madeiras são destruídas rapidamente (COSTA, 1956 apud TOMLINSON, 1994). Como vantagens, poderiam ser mencionadas a facilidade de manuseio, de corte e a preparação para a cravação e após a cravação (VELLOSO; LOPES, 2010).

As estacas metálicas ou estacas de aço são encontradas em diversas formas, desde perfis (laminados ou soldados) a tubos (de chapa calandrada e soldada ou sem costura) (VELLOSO; LOPES, 2010). Entre as vantagens, pode-se citar a elevada resistência do aço, que possibilita sua cravação em materiais mais resistentes. Entre as desvantagens, destaca-se o custo elevado do material e a possibilidade de corrosão quando sujeita a agentes agressivos ao aço sem a devida proteção.

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, e concretadas em formas horizontais ou verticais (NBR 6122/2022). A grande vantagem das estacas pré-moldadas sobre as moldadas no terreno está na boa qualidade do concreto que se pode obter e no fato de que os agentes agressivos, eventualmente encontrados no solo, não terão nenhuma ação na pega e cura do concreto (VELLOSO; LOPES, 2010).

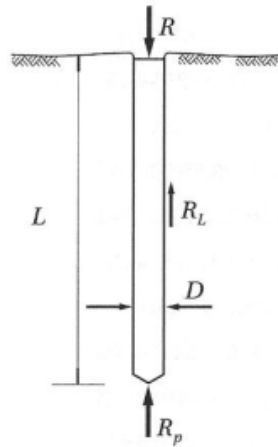
A estaca tipo Franki é uma estaca de concreto armado moldada no solo, que usa um tubo de revestimento cravado dinamicamente com ponta fechada por meio de bucha e recuperado ao ser concretada à estaca (MAIA, 1988). Entre as vantagens, destaca-se a elevação da resistência de ponta da estaca devido a sua base alargada e a possibilidade de serem executadas abaixo do nível d'água. Entre as desvantagens, destaca-se a elevada vibração do terreno durante o processo executivo.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

A capacidade de carga de uma estaca é obtida como o menor entre os dois valores de resistência estrutural do material da estaca e a resistência do solo que lhe dá suporte (ALONSO, 1989).

Segundo SCHULZE (2013), a capacidade de carga de uma estaca é dividida em parcela correspondente à resistência de ponta (R_p) e à resistência por efeito do atrito lateral ou simplesmente resistência por atrito lateral (R_L), esta última consequência da interação fuste – solo do sistema solo-estaca. A Figura 3 especifica as parcelas que constituem a capacidade de carga do sistema solo-estaca.

Figura 3 - Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.



Fonte: (CINTRA; AOKI, 2010, pg. 12).

Equacionando a expressão de capacidade de carga, tem-se:

$$R = R_L + R_p \quad (1)$$

Onde: R = capacidade de carga da estaca;
 R_L = resistência lateral ao longo do fuste;
 R_p = resistência de ponta.

Segundo Cintra e Aoki (2010), quando o valor de resistência de ponta e resistência de fuste da estaca atingem sua máxima mobilização, a estaca estaria na iminência de deslocar-se incessantemente para baixo. Essa condição de recalque, mantendo o carregamento aplicado, caracteriza a ruptura do elemento de fundação por estaca.

A capacidade de carga pode ser determinada através de métodos teóricos, métodos semiempíricos e métodos práticos (provas de carga). No Brasil, os métodos semiempíricos mais empregados para o cálculo de capacidade de carga são os métodos de Aoki Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978).

2.3.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

2.3.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) basearam seu método nos ensaios de penetração estática de cone (CPT) com luva de Begemann (que mede também o atrito lateral

local) (AMANN, 2000). Segundo o método, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação é obtida pela soma das parcelas de resistência lateral (R_L) e de resistência de ponta (R_p), conforme demonstrado nas equações 2 e 3.

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (2)$$

$$R_L = U \sum_1^n (r_L \cdot \Delta_L) \quad (3)$$

Onde: r_p = tensão limite normal no nível da ponta;
 r_L = tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste;
 A_p = área de seção transversal da ponta;
 U = perímetro da seção transversal do fuste;
 Δ_L = comprimento do trecho de estaca considerado.

As tensões r_p e r_L são obtidas através do ensaio CPT, pelas equações:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (5)$$

Onde: q_c = resistência de ponta do CPT;
 f_s = atrito lateral do CPT;
 F_1 e F_2 = coeficientes de transformação contemplando o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca e o cone do CPT.

Para determinar o atrito lateral, esse método utiliza a razão de atrito (α) existente entre a resistência por atrito lateral local da luva de atrito (f_s) e a resistência de ponta (q_c), relação esta que assume um determinado valor médio para cada tipo de solo (AMANN, 2010).

Segundo Cintra e Aoki (2010), F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CTP (modelo) e, também, a influência do método executivo de cada tipo de

estaca. A Tabela 1 apresenta os valores de correção propostos por Aoki e Velloso (1975).

Tabela 1 - Fatores de correção F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1,75	3,50

Fonte: (CINTRA; AOKI, 2010, pg. 25).

Velloso e Lopes (2002) relatam que os valores destes coeficientes foram obtidos a partir de retroanálises de provas de carga em estacas cuja carga última foi determinada através do método de Van der Veen (1943). Foram consideradas 63 provas de carga estática executadas em diferentes regiões do Brasil, das quais 11 foram levadas à ruptura (BENETTI, 2016).

De acordo com Velloso e Lopes (2010), como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores, portanto, adotou-se a relação $F_2 = 2F_1$.

Como no Brasil o ensaio SPT é mais utilizado quando comparado ao ensaio CPT, correlacionou-se o valor de resistência de ponta (q_c) com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) através de um coeficiente empírico (K) para cada tipo de solo:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (6)$$

Aplicando a relação da razão de atrito (α):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (7)$$

Tem-se:

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot k \cdot N_{SPT} \quad (8)$$

A Tabela 2 apresenta os valores de K e α propostos por Aoki e Velloso (1975).

Tabela 2 - Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Areia argilosa	0,60	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte	0,40	3,0
Site argiloarenoso	0,25	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltoarenosa	0,33	3,0
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila	0,20	6,0

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2011, pg. 264).

Reorganizando as equações (4 e (5 através desses coeficientes, tem-se:

$$r_P = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \quad (9)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (10)$$

A partir de todos esses dados, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{K \cdot N_P \cdot A_P}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (11)$$

Os coeficientes de correção F_1 e F_2 propostos inicialmente por Aoki e Velloso (1975) não previam valores para estacas escavadas, os quais foram propostos posteriormente por Velloso et al (1978). Aoki (1985) aprimorou o valor dos coeficientes de correção para estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro pela seguinte expressão:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (12)$$

Onde: D = diâmetro ou lado da seção transversal do fuste da estaca, em metros.

Já Velloso e Lopes (2002) adaptaram o método para estacas raiz, hélice contínua e ômega. Os coeficientes de correção F_1 e F_2 atualizados encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: (AOKI & VELLOSO, 1975).

Laprovitera (1988), *apud* Benegas (1993) e Monteiro (1997) também apresentaram novos valores para os coeficientes F_1 e F_2 (NIENOV, 2006). Já para as estacas escavadas, os valores comumente utilizados são $F_1 = 3$ e $F_2 = 6$, propostos por Aoki e Alonso (1991). A Tabela 4 apresenta um resumo de alguns dos valores sugeridos para os fatores de correção F_1 e F_2 .

Tabela 4 - Valores de F_1 e F_2 propostos por Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988); Benegas (1993) e Monteiro (1997).

Estaca	Aoki e Velloso (1975) Adaptado por Aoki e Alonso (1991)		Laprovitera (1988) Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki	2,50	2,50	2,50	3,00	-	-
Metálica	1,75	3,50	2,40	3,40	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,75	3,50	2,00	3,50	-	-
Escavada	3,00	6,00	4,50	4,50	-	-
Franki de fuste apilado	-	-	-	-	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	-	-	-	-	2,30	3,20
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	-	-	-	-	2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	-	-	-	-	1,20	2,30
Escavada com lama bentonítica	-	-	-	-	3,50	4,50
Raiz	-	-	-	-	2,20	2,40
Strauss	-	-	-	-	4,20	3,90
Hélice contínua	-	-	-	-	3,00	3,80

Fonte: (NIENOV, 2006, pg. 34).

Laprovitera (1988) propôs para o coeficiente α valores conforme a confiabilidade da sondagem. Para o coeficiente K , este sugere o uso dos valores propostos por Danziger (1982) (SCHULZE, 2013). Monteiro (1997) também apresentaram novos valores para os coeficientes α e k , conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de α e k propostos por Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988); Danziger (1982) e Monteiro (1997).

Classificação do Solo	Aoki e Velloso		Monteiro		Dazinger	Laprovitera	
	K (MPa)	α (%)	K (MPa)	α (%)	K (MPa)	α (%)	α^* (%)
Areia	1,00	1,4	0,73	2,1	0,60	1,4	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0	0,68	2,3	0,53	1,9	1,9
Areia siltoargilosa	0,70	2,4	0,63	2,4	0,53	2,4	2,4
Areia argilossiltosa	0,50	2,8	0,57	2,9	0,53	2,8	2,8
Areia argilosa	0,60	3,0	0,54	2,8	0,53	3,0	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2	0,50	3,0	0,48	3,0	3,0
Silte arenoargiloso	0,45	2,8	0,45	3,2	0,38	3,0	3,0
Silte	0,40	3,0	0,48	3,2	0,48	3,0	3,0
Site argiloarenoso	0,25	3,0	0,40	3,3	0,38	3,0	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4	0,32	3,6	0,30	3,4	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4	0,44	3,2	0,48	4,0	2,6
Argila arenossiltosa	0,30	2,8	0,30	3,8	0,38	4,5	3,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0	0,33	4,1	0,38	5,0	3,3
Argila siltosa	0,22	4,0	0,26	4,5	0,25	5,5	3,6
Argila	0,20	6,0	0,25	5,5	0,25	6,0	4,0

Observação: O símbolo “**” apresenta os valores no caso de sondagem não confiável.
 Fonte: (NIENOV, 2006, pg. 34).

O Método de Aoki Velloso (1975) foi reavaliado por Laprovitera (1988) através de um banco de dados da COPPE-UFRJ o qual dispunha de 172 provas de carga em diversos tipos de estacas, interpretadas com o método de Van der Veen (1953) e ensaios SPT. Benegas (1993) utilizou o mesmo banco de dados de Laprovitera (1988), porém expandiu a correção dos valores de F_1 e F_2 . Já as correlações propostas por Monteiro (1997) baseadas na sua experiência na empresa Estacas Franki Ltda. possuem as seguintes condições:

- a) o valor de N é limitado a 40;
- b) no cálculo da resistência de ponta (q_c) deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente.

Alonso (1980) também propôs novos valores de coeficientes α e k para diferentes regiões do estado de São Paulo, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de α e k propostos por Alonso (1980).

Região	Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,31	3,1
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,34	2,5
	Argila siltosa pouco arenosa	0,33	2,4
3	Areia pouco argilosa e siltosa	0,94	2,0
	Silte argilo-arenoso (residual)	0,60	-
	Silte argilo-arenoso (residual)	0,33	3,0
	Areia argilosa	0,56	-
	Areia fina argilosa pouco siltosa	0,64	1,4
4	Silte arenoso (residual)	0,52	1,3
	Silte pouco areno-argiloso (residual)	0,26	3,2
	Silte pouco argilo-arenoso (residual)	0,50	-
	Argila arenosa	0,27	2,9
	Argila siltosa (residual)	0,72	2,7
	Argila siltosa pouco arenosa	0,28	2,3
	Areia argilosa e siltosa	0,61	2,2
5	Argila siltosa e arenosa	0,35	-
6	Silte argiloso com areia fina	0,21	-
7	Areia argilosa pouco siltosa	0,38	-
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,33	3,0

Fonte: (BENETTI, 2016, pg. 52).

O valor de capacidade de carga estimada pelo método de Aoki Velloso (1975) tem sido comparado ao resultado de provas de carga de diversas regiões do Brasil.

A calibração dos coeficientes k e α em função do tipo de solo e os fatores de correção F_1 e F_2 em função do tipo de estaca vem sendo ajustados, como visto em alguns exemplos anteriormente, para cada região, com o intuito de aumentar a confiabilidade nos valores estimados pelo método.

2.3.1.2 Método de Décourt & Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um método para determinar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT. De acordo com Décourt (2007 *apud* Amann, 2010), a origem do método Décourt-Quaresma para estacas cravadas (considerada estaca de referência) veio do desejo de tornar práticas as proposições teóricas e conceituais de Vésic (1967).

Diferentemente do critério de ruptura de extrapolação exponencial de Van der Veen (1953) utilizado por Aoki e Velloso (1975), o método de Décourt e Quaresma (1978) utiliza como critério de ruptura o recalque limite das estacas cravadas, considerado como sendo 10% do diâmetro da estaca (ruptura convencional).

Inicialmente, determinava-se a resistência de ponta (r_p) proposta pelo método da seguinte forma:

$$r_p = C \cdot N_p \quad (13)$$

Onde: r_p = tensão limite normal no nível da ponta;

N_p = número de golpes do SPT médio entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

C = fator empírico característico do solo junto à ponta, conforme a Tabela 7.

Tabela 7 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978).

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, pg. 267).

Já para a determinação do atrito lateral, considerava-se a média dos valores de N_L ao longo do fuste, desconsiderando os valores para a estimativa de resistência de ponta. Com o valor médio de N_L obtém-se o atrito médio ao longo do fuste através da Tabela 8.

Tabela 8 - Valores de atrito médio (Décourt e Quaresma, 1978).

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

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, pg. 267).

Observa-se que o método proposto por Décourt e Quaresma (1978) para determinação da resistência lateral não considera, em nenhum momento, o tipo de solo em questão. Já para a determinação da resistência de ponta, segundo Amman (2010), o método privilegia o comportamento do solo (arenoso, argiloso ou intermediário) e não a sua classificação específica.

Décourt e Quaresma (1982) aprimoraram o método para a determinação da resistência lateral utilizando-se da seguinte expressão:

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (14)$$

Onde: r_L = tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste;

N_L = média dos valores de N ao longo do fuste, sendo que, para $N \leq 3$, considera-se o valor de 3 e para $N \geq 50$, considera-se o valor de 50.

Décourt (1986) recomendou novos valores para o cálculo da resistência de ponta das estacas escavadas com lama bentonítica (VELLOSO; LOPES, 2010), conforme apresentado da Tabela 9.

Tabela 9 - Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986).

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	10
Siltos argilosos (alteração de rocha)	12
Siltos arenosos (alteração de rocha)	14
Areias	20

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, pg. 268).

Décourt (1996) introduziu fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral (CINTRA; AOKI, 2010). Esses valores foram introduzidos em função do tipo de estaca e do tipo de solo conforme apresentado nas Tabelas 10 e 11. Para o método original (estacas pré-moldadas, metálicas e tipo franki), os fatores não são influentes, ou seja, $\alpha=\beta=1$.

Tabela 10 - Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt 1996).

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areais	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.
Fonte: (DÉCOURT, 1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, pg. 28).

Tabela 11 - Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt 1996).

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areais	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.
Fonte: (DÉCOURT, 1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, pg. 28).

A partir de todos esses dados, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \beta \sum_{i=1}^n 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot \Delta_L \quad (15)$$

2.4 PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

Segundo Scallet (2011), a prova de carga é o método mais realista para se avaliar o comportamento de um determinado elemento de fundação, devido ao fato de a mesma, já levar em consideração as variáveis do processo executivo da estaca, bem como as particularidades do solo local. Porém, mesmo sendo o método mais realista, as provas de carga em estacas não são comumente utilizadas, sendo mais comum a utilização apenas dos métodos semiempíricos vistos anteriormente para a previsão da capacidade de carga.

De acordo com a NBR 6122/2022, para estacas raiz, microestacas e estacas escavadas com ou sem fluido ($\varnothing \geq 70 \text{ cm}$), é obrigatório realizar, no mínimo, uma prova de carga a cada 75 estacas. Para as demais estacas a obrigatoriedade é de uma prova de carga a cada 100 estacas. Quando o número total de estacas for superior a 75 ou 100 (dependendo do tipo de estaca), deverá ser executado um número de provas de carga igual a, no mínimo, 1% da quantidade total de estacas, com arredondamento para mais.

Nienov (2006) destaca alguns cuidados que devem ser tomados para evitar influências indesejáveis durante a montagem da prova de carga, muitos dos quais previstos na NBR 12131/2019 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de ensaio, como a distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar e o excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as provas de carga podem ser divididas em três categorias, de acordo com a aplicação de carga:

- a) Carga controlada (carga incremental lenta, rápida e cíclica);
- b) Deformação (deslocamento) controlada;
- c) Método “do equilíbrio”.

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), o ensaio de carga controlada mais comum é o de carga incremental, com suas variantes em incrementos de carga mantidos até a estabilização (ensaio lento), conhecido pelas siglas SML (slow maintained load), e em incrementos de carga mantidos por um tempo preestabelecido, normalmente 15 minutos (ensaio rápido), conhecido pelas siglas QML (quick maintained load). Já os ensaios de carga cíclica são especiais, em que o projetista prevê um certo padrão de carregamento e especifica esse padrão para o ensaio. As provas de carga do tipo SML são as que melhor assemelham-se ao carregamento que a estaca terá sob a estrutura futura nos casos mais correntes como edifícios, silos, pontes etc.

2.4.1 Prova de Carga Estática

O método de prova de carga estática em estacas é normatizado pela NBR 12131/2019 – Estacas – Prova de carga estática, a qual prescreve o método e visa

fornecer elementos para avaliar seu comportamento carga *versus* deslocamento e estimar suas características de capacidade de carga.

Ainda segundo a NBR 12131/2019, a prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Esta norma se aplica a todos os tipos de estacas, independente do processo de execução e de instalação no terreno.

O resultado de uma prova de carga é apresentado na forma de acréscimo de carga e os deslocamentos verticais medidos. Essa curva é denominada de curva carga *versus* recalque e pode ser utilizada para estimativa de carga de trabalho e última da estaca (ROMANINI, 2019).

Fleming et al. (1992) descreve os objetivos da prova de carga estática como sendo:

- a) Determinar a capacidade de carga do sistema solo-estaca e compará-la com a estimativa de projeto;
- b) Avaliar as parcelas da carga aplicada resistidas por atrito lateral e por resistência de ponta da estaca;
- c) Determinar a rigidez do sistema solo-estaca sob a carga de projeto;
- d) Determinar o recalque correspondente à uma determinada carga aplicada.

A aparelhagem do ensaio é dividida em dispositivo de aplicação de carga e dispositivos de medidas. Os dispositivos de aplicação de carga são constituídos por:

- a) Um ou mais macacos hidráulicos acionados por bomba manual ou elétrica;
- b) Sistema de reação para as provas de carga, geralmente constituído de estacas de reação armadas ou tirantes, projetados com capacidade adequada à tração (50% superior à máxima carga prevista para a prova de carga), executadas apenas para atender à realização do ensaio (SCALLET, 2011).

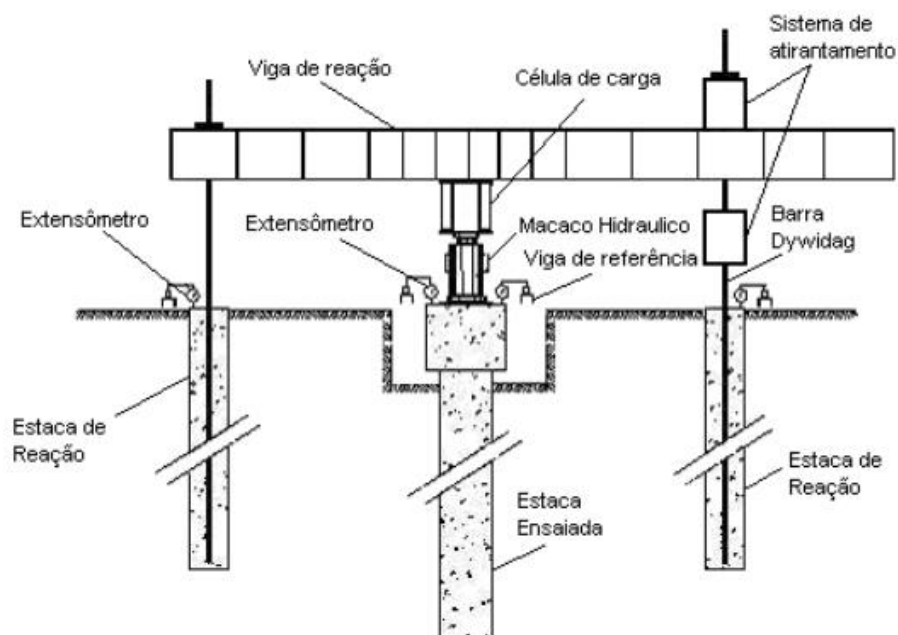
Os dispositivos de medidas referente às cargas aplicadas no topo na estaca podem ser compostos por:

- a) Um manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico ou por uma célula de carga;
- b) Para carregamentos verticais no topo da estaca, os deslocamentos devem ser medidos por quatro (4) defletômetros instalados em dois

eixos ortogonais. Para carregamentos transversais, os deslocamentos devem ser medidos por dois (2) ou mais defletômetros dispostos no plano ortogonal ao eixo da estaca.

A Figura 4 apresenta um esquema de montagem de prova de carga estática.

Figura 4 – Esquema de Prova de Carga Estática.



Fonte: (GONÇALVES, 2006 apud SCALLET, 2011, pg. 63).

Para a NBR 12131/2019, a execução das provas de carga estáticas pode ser realizada por ensaio lento, rápido ou misto, sendo:

- a) Ensaio lento: o carregamento é realizado em estágios iguais e sucessivos com uma carga aplicada que não deve ser superior a 20% carga de trabalho prevista. As leituras de recalque devem ser realizadas imediatamente após a aplicação da carga nos intervalos decorridos de 02, 04, 08, 15, 30, 60 e 120 minutos, até ser atingida a estabilização, sendo no mínimo o tempo de 30 minutos. A estabilização dos deslocamentos ocorre quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio. O descarregamento deve ser feito em, no

mínimo, quatro estágios, e mantido até a estabilização dos deslocamentos, obedecendo para isso o mesmo critério de estabilização do carregamento;

- b) Ensaio rápido: o carregamento é realizado em estágios iguais e sucessivos com uma carga aplicada que não deve ser superior a 10% carga de trabalho prevista. Em cada estágio a carga deve ser mantida por 10 minutos independente da estabilização dos deslocamentos e os deslocamentos devem ser lidos, obrigatoriamente, no início e no fim do estágio. Após atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras de 10, 30, 60, 90 e 120 minutos, seguidas do descarregamento que deve ser feito em 5 estágios de 10 minutos cada, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 minutos do descarregamento total, devem ser realizadas mais duas leituras aos 30 e 60 minutos;
- c) Ensaio misto: inicialmente o ensaio é realizado com carregamento lento até atingida a carga 1,2 vezes a carga de trabalho da estaca. A seguir, executa-se o ensaio com o carregamento rápido.

2.4.2 Métodos para interpretação da curva carga *versus* recalque

Segundo a NBR 6122/2022, a carga de ruptura da estaca de prova deve ser considerada definida quando ocorre ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. No entanto, o comportamento da estaca quando submetido à prova de carga pode não apresentar ruptura nítida. Neste caso, pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura através da aplicação de métodos como o Método da ABNT (2019), Método de Van der Veen (1953) e pelo Método de Décourt (1998) através do Gráfico de Rigidez (GR).

Nesta pesquisa, iremos utilizar o método proposto por Décourt (1998), o qual é baseado no conceito de rigidez. Neste conceito, a rigidez (RIG) é definida como sendo:

$$RIG = \frac{P}{r} \quad (16)$$

Onde: P = carga aplicada na estaca;
 r = recalque correspondente.

De acordo com Décourt (1998), a ruptura física da estaca é definida como sendo a carga correspondente a rigidez zero, ou seja:

$$P_u = \text{limite de RIG} = \frac{P}{r}, \text{ quando } r \rightarrow \infty \quad (17)$$

$$e, \text{ portanto: } RIG = \frac{P}{r} \rightarrow 0$$

Para a aplicação deste conceito, Décourt (1998) introduz o chamado Gráfico de Rigidez (GR), no qual plota-se um gráfico com os valores de RIG nas ordenadas e o valores da carga aplicada (P) nas abcissas. A partir disso, cria-se uma linha de tendência entre esses pontos. A extrapolação dessa linha até um valor nulo de RIG é definida como sendo o possível valor de carga de ruptura (P_u).

Através da Análise do GR, Décourt (1998) expõe duas possíveis situações:

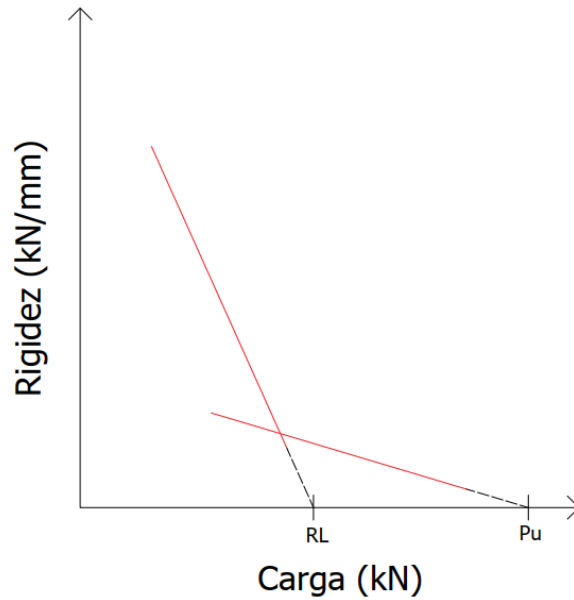
- Situação 1: Fundações onde a ruptura física pode ocorrer;
- Situação 2: Fundações onde a ruptura física praticamente não ocorre.

Na situação 1, segundo Décourt (1998), a redução de rigidez com o aumento da carga é bastante nítida. À medida que a carga aplicada aproximasse de P_u , a variação RIG *versus* P é bastante clara e, na maioria das vezes, pode ser assimilada a uma reta. Nos seus estudos, Décourt (1998) detectou que poucos tipos de fundações apresentam esse comportamento, entre as analisadas, apenas as estacas de deslocamento tais como as pré-moldadas de concreto, as do tipo Franki, e os perfis metálicos se enquadraram nessa situação.

Já na situação 2, segundo Décourt (1998), é onde a imensa maioria das fundações se enquadram. Nessa situação, ocorre primeiramente, no trecho inicial, uma importante redução da rigidez com o crescimento da carga (determinando a estimativa do valor de R_L), seguido de uma redução muito pequena de rigidez com o aumento da carga (determinando a estimativa do valor de P_u). A curva RIG *versus* P apresenta um carácter hiperbólico, dificultando a visualização da intersecção desta curva com o eixo das abcissas. Nesse caso, a carga P_u pode ser estimada através de extrapolações geralmente logarítmicas.

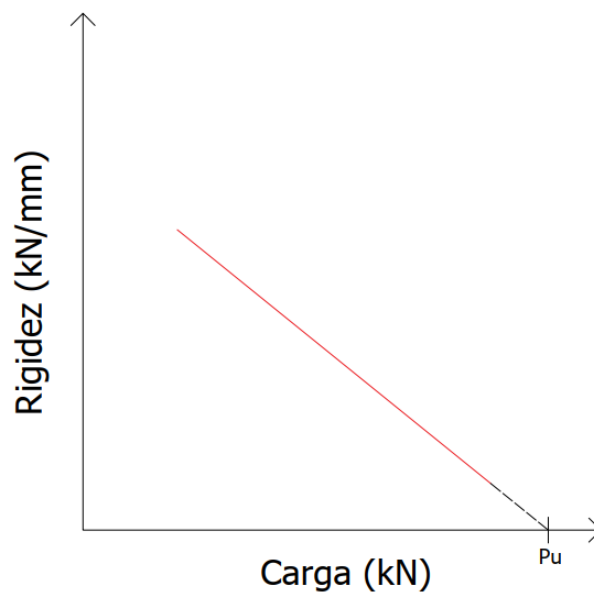
As Figura 5 e Figura 6 apresentam o gráfico de rigidez da situação de fundações que não rompem e da situação de fundações que rompem, respectivamente.

Figura 5 - Gráfico de rigidez de fundações que não rompem.



Fonte: Adaptado de Scallet (2011).

Figura 6 - Gráfico de rigidez de fundações que rompem.



Fonte: Adaptado de Scallet (2011).

Os métodos expostos acima permitem determinar apenas a carga total de ruptura, não sendo possível identificar a parcela de resistência ao atrito lateral (R_L) e a de ponta (R_P). Segundo Scallet (2011), a determinação da resistência ao atrito lateral, de maneira precisa, exigiria a instrumentação da estaca, que por razões econômicas muitas vezes não é feita.

A partir disso, para estimar o valor de R_L , Décourt (2002a) recomenda a utilização de duas metodologias propostas por ele anteriormente: O Método de Brierley Modificado (MBM) (Décourt, 1993) e o Gráfico de Rigidez (GR) (Décourt, 1996b).

Nó método MBM (Décourt, 1993 apud Décourt, 2002a), a R_L é estimada a partir da regressão linear da curva carga *versus* recalque para os valores de r/D compreendidos entre 2% e 4% aproximadamente, sendo r o recalque e D o diâmetro da estaca.

Já para o método GR (Décourt, 1996b apud Décourt 2002a), a R_L é estimada a partir da regressão linear da curva carga *versus* rigidez (RIG) para valores de deformações relativas inferiores às utilizadas no método MBM, ou seja, aproximadamente inferiores a 2%.

Segundo a experiência de Décourt (2002a), a metodologia MBM tende a subestimar o valor exato de R_L , enquanto a metodologia GR tende a superestimar o valor de R_L . Portanto, o autor considera os 2 (dois) métodos e utiliza 4 (quatro) estimativas de resultados: R_L (MBM); $1,1R_L$ (MBM); R_L (GR) e $0,9R_L$ (GR). A partir dos resultados, descarta-se os valores extremos e considera-se como melhor estimativa para o valor de R_L a média entre os 2 (dois) valores intermediários.

2.5 TESTES ESTATÍSTICOS

Os testes estatísticos são grandes aliados para a interpretação de resultados perante uma vasta quantidade de informações. Através deles, pode-se inferir uma tendência de resultados e, se os mesmos, apresentam uma diferença significativa entre si. Segundo Silva *et al.* (2021), a estatística descritiva auxilia na compreensão, mostrando se determinados dados tendem a se agrupar em um ponto na distribuição ou se eles se afastam de toda a gama de possíveis valores.

2.5.1 Testes de Hipótese

Testes de hipótese são testes estatísticos capazes de aceitar ou rejeitar hipóteses pré-formuladas para um conjunto amostral, sendo possível, a partir daí, inferir seus resultados para a população de que a amostra é oriunda (PANSERA, 2018).

Segundo Piana *et al.* (2009), existem dois tipos básicos de hipóteses estatísticas: Hipótese de nulidade H_0 , definida como sendo a hipótese que está sob verificação e que supõe a igualdade dos parâmetros que estão sendo testados, e a hipótese alternativa H_1 , definida como sendo a hipótese que será considerada caso a hipótese de nulidade seja rejeitada e que supõe que os parâmetros testados são diferentes.

De acordo com Pinto e Silva (2013), pelo fato de os resultados basearem-se em dados amostrais, corre-se o risco de tomar uma decisão errada e rejeitar uma hipótese nula verdadeira, intitulado como erro do tipo I ou aceitar uma hipótese nula falsa, intitulado como erro do tipo II. A probabilidade de cometer o erro do tipo I pode ser estabelecida, a critério do pesquisador, através de um nível de significância (α), ou seja, ao escolher o valor de α , o pesquisador determina o nível de tolerância de rejeição de uma hipótese nula. Já a probabilidade de cometer o erro do tipo II é chamada de β .

Entre os testes de hipótese, nesta pesquisa será abordado o teste de hipótese paramétrico de Análise de Variância (ANOVA).

2.5.1.1 Análise de Variância (ANOVA)

A ANOVA é um teste de hipótese paramétrico, que tem como objetivo verificar se as médias de diferentes níveis de um fator de tratamento possuem alguma diferença estatística entre si (FAVERO *et al.*, 2009 *apud* PANSERA, 2018).

Segundo Pagotto *et al.* (2021), o teste básico utilizado para comparar as médias dos tratamentos na ANOVA foi proposto por Ronald Aylmer Fisher (teste z de Fisher) e, atualmente, o teste foi substituído pelo seu equivalente teste F de Snedecor (teste F). As hipóteses a serem analisadas no teste F são:

- Hipótese nula (H_0): não existe diferença significativa entre as médias;

- Hipótese alternativa (H_1): existe diferença significativa em pelo menos uma das médias.

De acordo com PANSERA (2018), para determinar a estatística F_{calc} do teste ANOVA, inicialmente deve-se calcular a soma de quadrados total (SQ_{tot}), a soma de quadrados dos tratamentos (SQ_{trat}) e a soma de quadrados do resíduo (SQ_{res}), dadas, respectivamente, por:

$$SQ_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^m (x_{ij} - \bar{x})^2, \quad (18)$$

$$SQ_{\text{trat}} = \sum_{i=1}^m m_i (\bar{x}_i - \bar{x})^2, \quad (19)$$

$$SQ_{\text{res}} = SQ_{\text{tot}} - SQ_{\text{trat}} \quad (20)$$

Onde: $1 \leq i \leq k$ e $1 \leq j \leq m$;
 k = número de tratamentos;
 m = número de repetições de cada tratamento;
 x_{ij} = variável resposta medida na repetição j do tratamento i ;
 \bar{x}_i = média aritmética do tratamento i ;
 m_i = número de repetições do tratamento i ;
 \bar{x} = média aritmética de todas as variáveis respostas obtidas.

Posteriormente, calcula-se o quadrado médio dos tratamentos QM_{trat} e o quadrado médio do resíduo QM_{res} , através das respectivas equações:

$$QM_{\text{trat}} = \frac{SQ_{\text{trat}}}{GL_{\text{trat}}} \quad (21)$$

$$QM_{\text{res}} = \frac{SQ_{\text{res}}}{GL_{\text{res}}} \quad (22)$$

Sendo que:

$$GL_{trat} = k - 1 \quad (23)$$

$$GL_{res} = k(m - 1) \quad (24)$$

Onde: SQ_{trat} = soma de quadrados dos tratamentos;
 SQ_{res} = soma de quadrados dos resíduos;
 GL_{trat} = graus de liberdade dos tratamentos;
 GL_{res} = graus de liberdade dos resíduos.

Através dos resultados obtidos, é possível encontrar o valor de F_{calc} pela razão de QM_{trat} e QM_{res} , conforme a equação:

$$F_{calc} = \frac{QM_{trat}}{QM_{res}} \quad (25)$$

Com o valor de F_{calc} , realiza-se uma comparação com o valor de $F_{tabelado}$, o qual depende do grau de liberdade dos tratamentos e dos resíduos e do nível de significância α considerado no teste. Se $F_{calc} > F_{tabelado}$ deve-se rejeitar a hipótese nula, concluindo que as médias dos tratamentos não são iguais estatisticamente, ou seja, pelo menos duas médias são diferentes estatisticamente entre si (PANSERA, 2018).

A ANOVA pode ser realizada com o auxílio de diversos softwares. Através da aplicação do teste, obtém-se a probabilidade de significância, também chamada de p-valor, que, se for menor que o nível de significância estabelecido, indica que a hipótese nula deve ser rejeitada. Ou seja, no caso de $\alpha=5\%$, rejeita-se a hipótese nula H_0 para um p-valor $< 0,05$.

O teste ANOVA não possibilita a identificação de quais médias estão divergindo entre si. Para isso, costuma-se utilizar alguns procedimentos de comparação simultânea de todos os pares de média do tratamento por meio de testes aproximados (SILVA *et al*, 2021).

2.5.2 Teste de Comparação de Médias

O teste de comparação de médias pode ser aplicado após a utilização do ANOVA para identificar quais médias estão divergindo entre si. Nesta pesquisa, optou-se pela utilização do teste de Tukey.

2.5.2.1 Teste Tukey

O teste Tukey é um exemplo de método para obtenção do valor da diferença mínima significativa (d.m.s) entre duas médias de um experimento a partir de um nível de significância α . O teste destaca-se por ser de fácil aplicação, sendo calculado conforme as equações 26 e 27.

- Para amostras de mesmo tamanho:

$$d.m.s = q \cdot \sqrt{\frac{QM_{trat}}{m}} \quad (26)$$

- Para amostras de tamanhos diferentes:

$$d.m.s = q \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{m_i} + \frac{1}{m_j}\right) \cdot \frac{QM_{trat}}{2}} \quad (27)$$

Onde: q = valor tabelado da amplitude studentizada.

Através da obtenção do valor de d.m.s realiza-se uma comparação entre os valores de cada par de amostras com o intuito de evidenciar se existe ou não diferenças mínimas significativas para um intervalo de confiança estabelecido. A partir disso, se p-valor for menor que α , existe evidência contra H_0 e, portanto, rejeita-se a hipótese nula.

3 METODOLOGIA

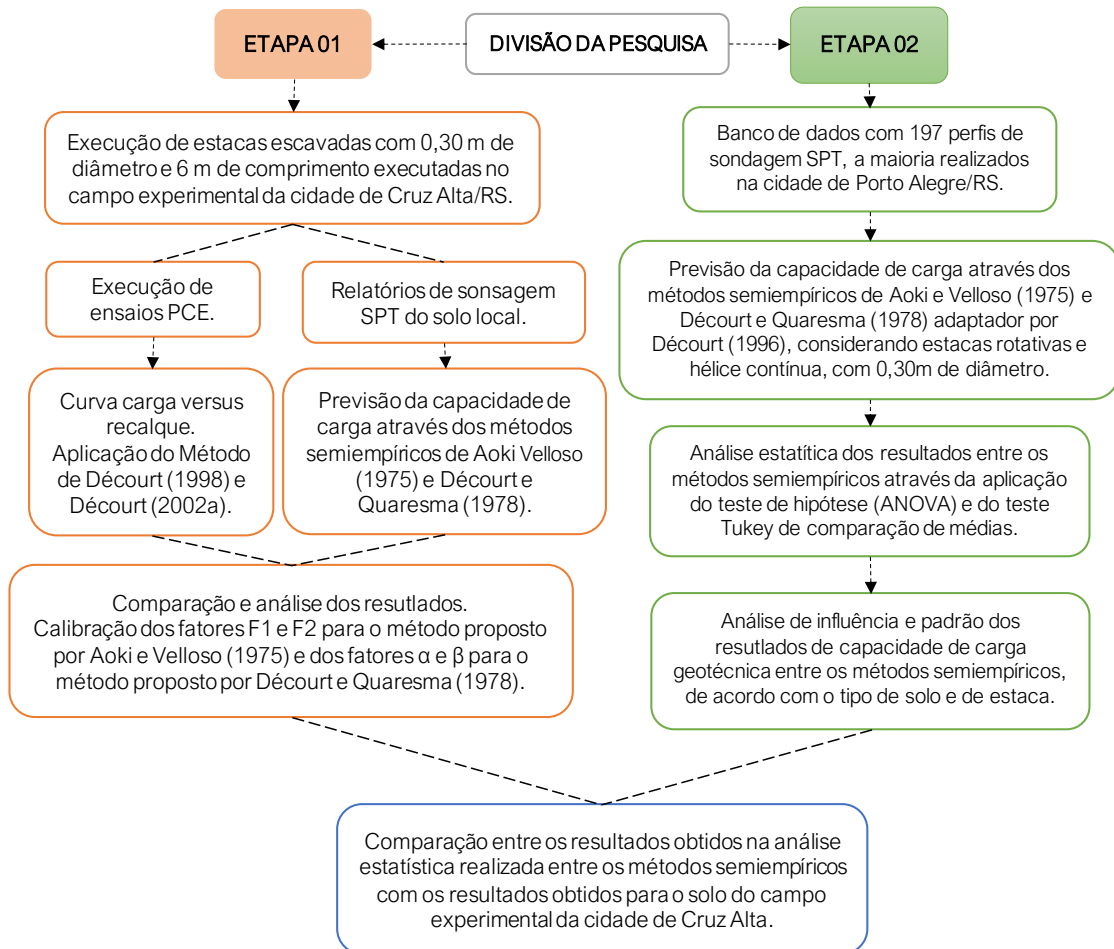
Esse capítulo aborda o planejamento e os métodos utilizados na pesquisa. A apresentação da metodologia divide-se em duas etapas.

Na primeira etapa, apresentam-se os dados e os procedimentos para a realização de ensaios de prova de carga estática em estacas escavadas de 30 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, executadas em um campo experimental de engenharia geotécnica localizado na cidade de Cruz Alta/RS, bem como a previsão de capacidade de carga utilizando os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para o perfil de solo local, obtido com sondagens SPT.

Na segunda etapa apresentam-se os dados e procedimentos para a previsão de capacidade de carga geotécnica de estacas de 30 cm de diâmetro do tipo rotativa e hélice contínua, utilizando-se de um banco de dados com 197 perfis de sondagem SPT, a maioria realizados na cidade de Porto Alegre/RS, e aplicando-se os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996). A escolha do diâmetro da estaca, teve como fundamento a sua ampla utilização, sendo uma das estacas mais utilizadas em obras de pequeno e médio porte. A partir dos resultados obtidos para os dois métodos supracitados, foi realizada uma identificação entre igualdades e diferenças estatísticas dos resultados através da aplicação do teste de análise de variância ANOVA e a posterior aplicação do Método Tukey.

A Figura 7 apresenta o fluxograma das atividades desenvolvidas nas duas etapas propostas nesta pesquisa.

Figura 7 – Fluxograma de atividades das duas etapas apresentadas nesta pesquisa.



Fonte: (Autora).

3.1 ETAPA 1 – ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Nesta etapa apresenta-se um resumo dos ensaios de provas de carga estáticas realizados por Masutti (2020) no campo experimental localizado na cidade de Cruz Alta/RS, bem como a metodologia que foi utilizada para a execução dos novos ensaios de prova de carga estática nas estacas com 30 cm de diâmetro e 6 m de comprimento no mesmo campo experimental.

3.1.1 Localização dos Ensaios

Para o presente estudo utilizou-se de um campo experimental localizado na cidade de Cruz Alta ao noroeste do estado do Rio Grande do Sul. A Figura 8 apresenta o mapa de localização da cidade de Cruz Alta, na Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ) e da área experimental utilizada do estudo.

Figura 8 - Mapa de localização de Cruz Alta, Unicruz e área experimental.

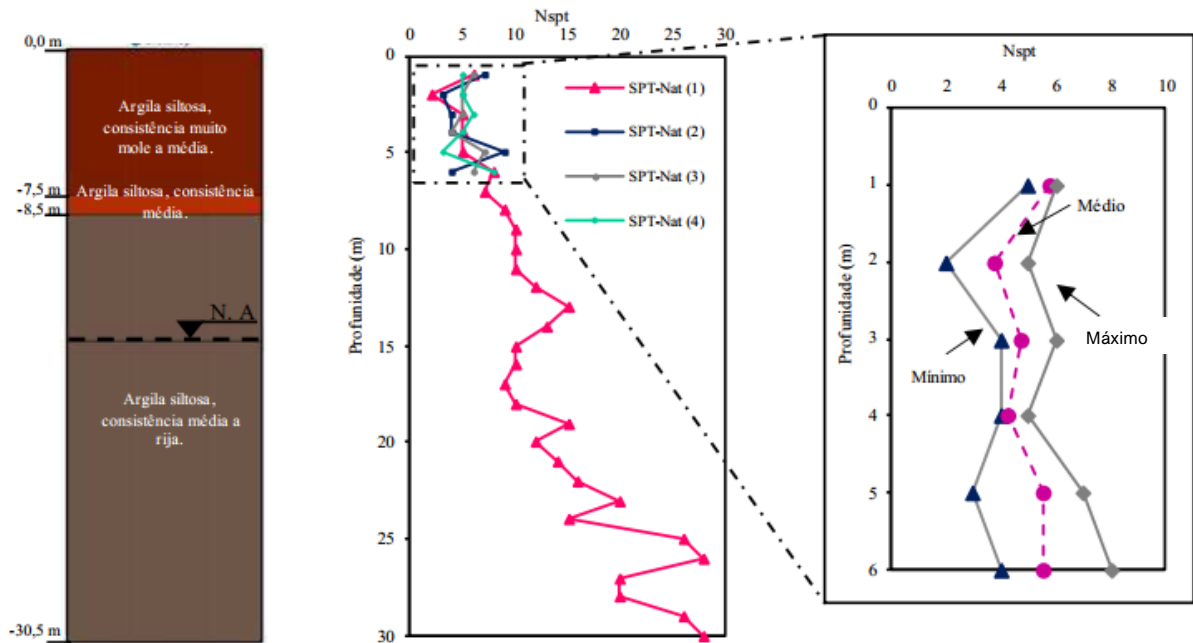


Fonte: (Masutti, 2020, ADAPTADO DE GOOGLE MAPS, 2019).

3.1.2 Ensaios SPT

Para obter os parâmetros de resistência do solo local, foram realizados quatro ensaios de simples reconhecimento (SPT). O primeiro deles, denominado SPT 01, foi executado em 2018 a cerca de 50 m do campo experimental. Os outros três ensaios, denominados SPT 02, SPT 03 e SPT 04, foram realizados em 2019 na área onde as estacas foram executadas. A Figura 9 apresenta o perfil do subsolo e os resultados das sondagens SPT. Os relatórios completos das sondagens encontram-se no Anexo A.

Figura 9 – Perfil do subsolo e resultados das sondagens SPT.



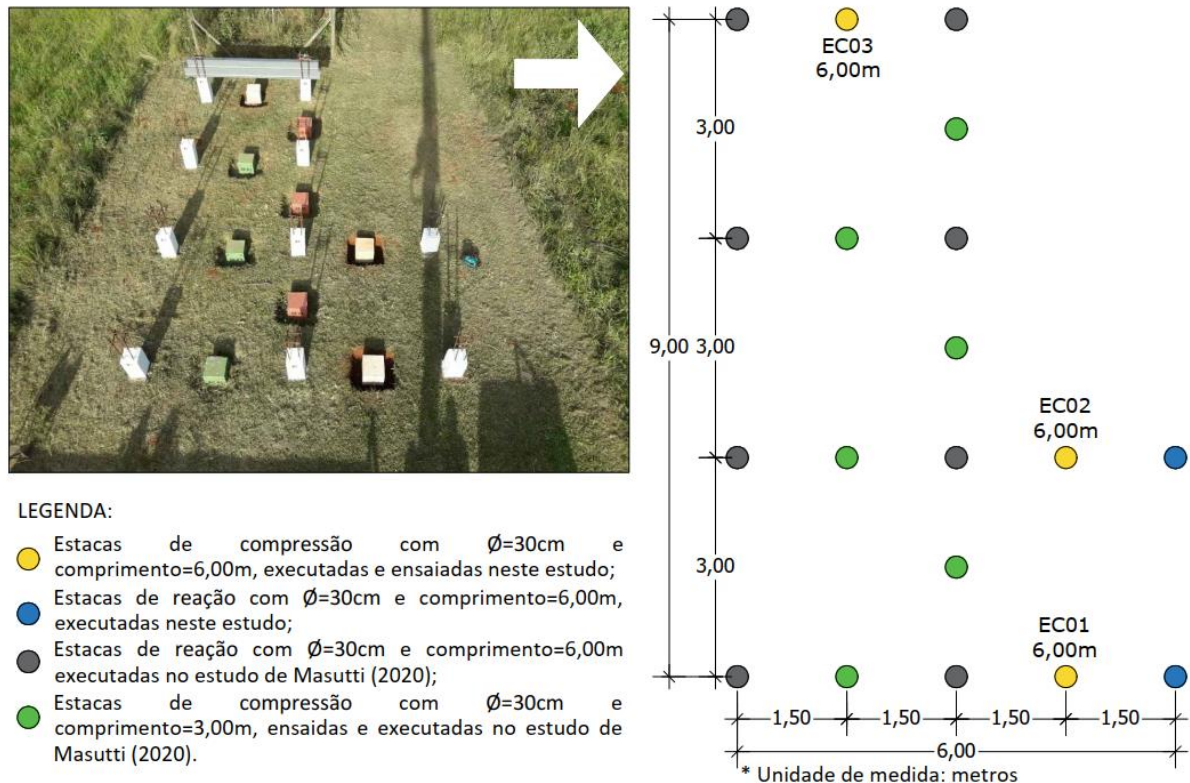
Fonte: (Falcão, 2021).

Observa-se que a primeira camada de solo (até 7,5 m de profundidade) apresenta consistência mole a média, resultando em um material poroso e de baixa resistência à penetração. Observa-se também, que o índice de resistência à penetração aumenta de maneira gradativamente em função da profundidade.

3.1.3 Execução das Estacas do Campo Experimental

A execução de uma parcela das estacas no campo experimental foi realizada no estudo de Masutti (2020) e a outra parcela neste estudo (Figura 10).

Figura 10 - Layout do campo experimental das estacas executadas nos estudos de Masutti (2020) e neste estudo.



Fonte: (Autora).

Masutti (2020) executou dezessete (17) estacas com diâmetro nominal de 0,30 m, sendo oito (8) estacas de reação, com comprimento de 6 m e nove (9) estacas testes com 3 m de comprimento, ensaiadas à compressão.

As estacas foram escavadas com o auxílio de um caminhão com sistema de trado helicoidal conectado a um redutor hidráulico acoplado ao guindaste. Segundo Masutti (2020), as estacas de 6 m de comprimento foram armadas com seis (6) barras de aço CA-50, diâmetro nominal de 10 mm e 6 m de comprimento, cintadas por estribos horizontais circulares de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 0,20 m. Ainda sobre as estacas de reação, executou-se a armadura de espera dos blocos com quatro (4) barras de aço CA-50 com 20 mm de diâmetro e 3 m de comprimento cada, sendo 1,20 a 1,40 m ancoradas nas estacas. Os blocos de concreto da estaca possuem 0,30 x 0,30 m de dimensões, variando a altura entre 0,60 e 0,80 m.

Já para as estacas de 3 m de comprimento, ainda segundo Masutti (2020), foram armadas com seis (6) barras de aço CA-50, diâmetro nominal de 10 mm e 3,30

m de comprimento, cintadas por estribos horizontais retangulares de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 0,20 m. Os blocos de coroamento sobre as estacas foram executados com 0,40 x 0,40 x 0,40 m de dimensões, utilizando armadura tipo gaiola, composta de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro, dimensões 0,30 x 0,30 m e espaçamento entre barras de aproximadamente 7,5 cm.

A concretagem das estacas e dos blocos foi realizada utilizando-se de concreto usinado com resistência a compressão (f_{ck}) de 20 MPa aos 28 dias. A Figura 11 mostra a execução da perfuração das estacas e a instalação da armadura das estacas de 6 m de comprimento, que serão ensaiadas neste estudo.

Figura 11 – a) Execução da perfuração das estacas. b) Instalação da armadura das estacas de 6 m de comprimento.

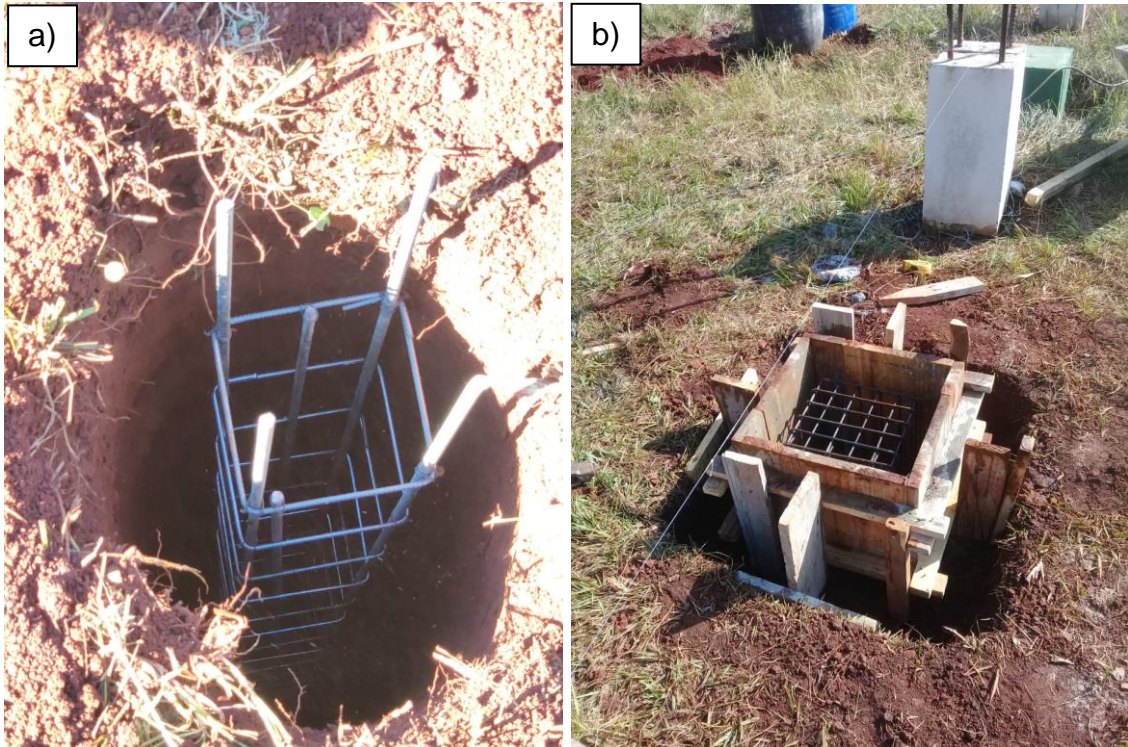


Fonte: (Masutti, 2020).

Além das estacas já executadas nos estudos de Masutti (2020), executou-se, neste estudo, outras cinco (5) estacas com 6 metros de comprimento cada uma, sendo três delas com a finalidade de serem estacas de compressão e as outras duas estacas de reação. As estacas executadas, no presente estudo, apresentam a mesma geometria e características das demais estacas com comprimento de 6 m estudadas

por Masutti (2020) e já citadas anteriormente. As Figura 12 e Figura 13 apresentam, respectivamente, a instalação das armaduras e formas e a concretagem das novas estacas de 6 m de comprimento.

Figura 12 - a) Instalação da armadura das novas estacas de 6 m de comprimento. b) Instalação das formas antes da concretagem nas novas estacas de 6 m.



Fonte: (Autora).

Figura 13 – Concretagem das estacas de reação e compressão de 6 m de comprimento.



Fonte: (Autora).

3.1.4 Provas de Carga nas Estacas

3.1.4.1 Estacas com três metros de comprimento, Masutti (2020)

As provas de carga estáticas nas estacas escavadas de 3 m foram realizadas no estudo de Masutti (2020). Naquele estudo, foi utilizado um sistema reação que permitiu aplicar as cargas de compressão na estaca. Esse sistema constituiu-se de duas estacas de reação com 30 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, localizadas entre a estaca a ser ensaiada, porém, no mesmo alinhamento e unidas por uma viga metálica de reação formada por dois perfis metálicos na forma “I” sobrepostos (Masutti, 2020).

O ensaio de prova de carga estática foi realizado de acordo com a NBR 12131/2019 utilizando-se a metodologia convencional, ou seja, a prova de carga de carregamento lento (S.M.L). Para a leitura dos deslocamentos das estacas utilizou-se 3 deflectômetros analógicos, os quais foram instalados em três pontos superiores de uma placa metálica utilizada para apoio.

O gráfico da curva carga *versus* recalque obtido a partir dos ensaios de prova de carga das estacas de 3 m de comprimento realizados nos estudos de Masutti (2020) encontra-se na Figura 14.

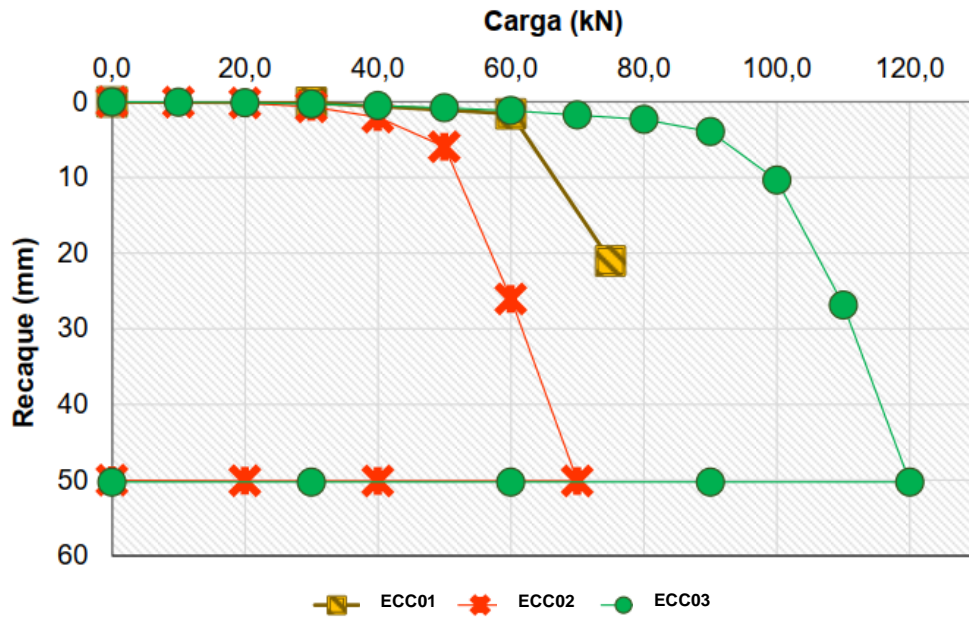
Ressalta-se que os estágios de incremento de carga realizado no ensaio da estaca ECC01 foram de 30 kN pois, seguindo as recomendações da NBR 12131/2019, estimava-se um carregamento inicial de 150 kN. Porém, a provável ruptura da estaca ocorreu para o carregamento de 75 kN, evidenciado pelas leituras de deformação que não estabilizavam. A partir desta experiência e com o intuito de obter mais pontos no gráfico, Masutti (2020) realizou os ensaios de prova de carga para as estacas EC02 e EC03 com estágios de incremento de carga de 10 kN.

A Tabela 12 apresenta os valores das cargas de ruptura estimadas pelos ensaios de PCE, pelo critério da NBR 6122/2022 e pelo método de Van Der Veen (1953), das três estacas de 3 m de comprimento.

A partir dos resultados explanados, nota-se uma discrepância relevante na capacidade de carga obtida na estaca ECC03, sendo 41,67% maior que na estaca ECC02. Sabe-se que muitos são os fatores que podem influenciar no valor de capacidade de carga de uma estaca, sendo a interação entre a ponta de estaca e o solo, concretagem da estaca, prumo e a saturação alguns deles. Como visto anteriormente, o solo da cidade de Cruz Alta é considerado laterítico, fator este que pode ter influenciado na variação dos resultados de capacidade de carga entre as estacas obtidas nos estudos de Masutti (2020).

É importante destacar que os ensaios de PCE realizados neste estudo e em Masutti (2020) foram executados na condição natural do solo, ou seja, não saturado. Tendo em vista estudos como o de Carvalho e Souza (1990), Teixeira (1993), Guimarães (2002), Scallet (2011) e Falcão (2021), sabe-se que pode ocorrer uma expressiva redução da capacidade de carga geotécnica em estacas em solos laterítico e colapsíveis a partir da inundação do solo (condição saturada).

Figura 14 - Curva carga *versus* recalque das três estacas de 3 m de comprimento realizadas nos estudos de Masutti (2020).



Fonte: (Masutti, 2020).

Tabela 12 - Valores das cargas de ruptura estimadas e cargas de ruptura experimental das provas de carga.

Prova de carga	Cargas dos Ensaios	NBR 6122 (2019)	Van Der Veen (1953)	Média por estaca (kN)
	Q_{PCE} (kN)	Q_{NBR} (kN)	Q_{VDV} (kN)	
ECC01	75,0	66,6	83,0	74,8
ECC02	70,0	52,1	77,0	66,3
ECC03	120,0	99,7	122,0	113,9
Média EC	88,3	72,8	94,0	85,0

Fonte: (Masutti, 2020).

3.1.4.2 Estacas com seis metros de comprimento, presente estudo

As provas de carga estáticas nas estacas escavadas de 6 metros de comprimento foram realizadas neste estudo, conforme a disposição apresentada na Figura 10 e de acordo com a NBR 12131/2019, utilizando-se a metodologia convencional, ou seja, a prova de carga de carregamento lento (S.M.L).

Realizou-se os ensaios de prova de carga estática de maneira análoga aos ensaios realizados nas estacas convencionais de 3 m de comprimento por Masutti (2020). Para isso foi utilizado um sistema de reação que permitiu aplicar diferentes

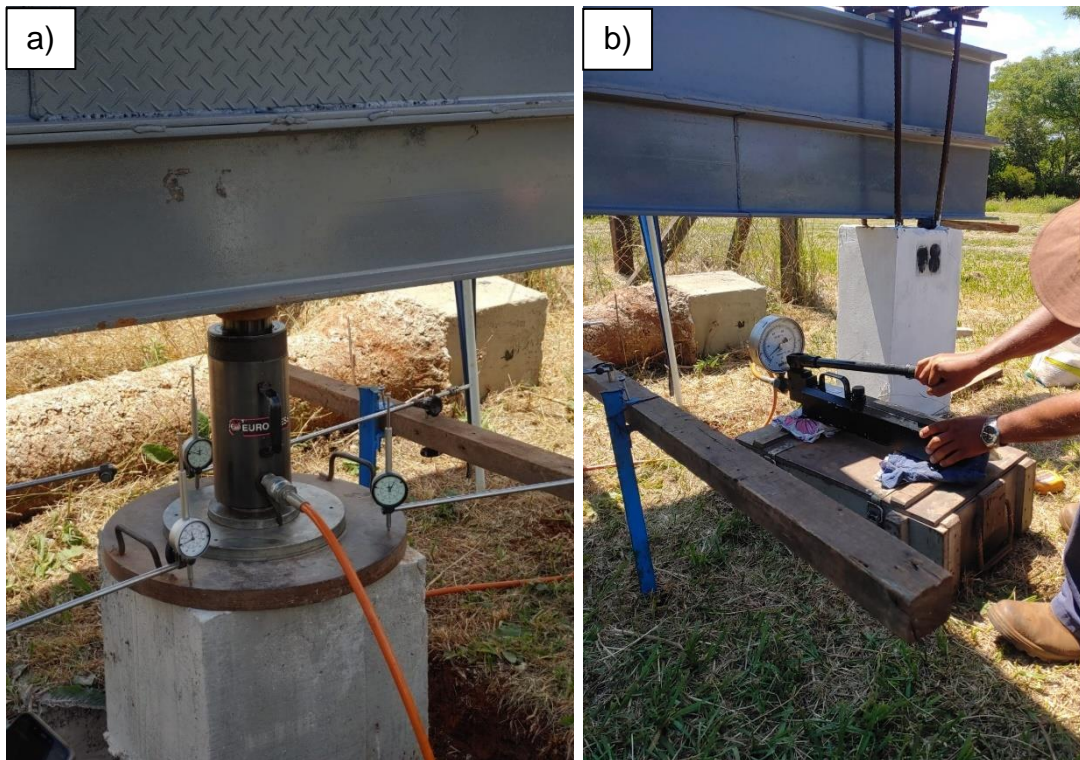
estágios de carga, conforme Figura 15. Tanto as estacas ensaiadas (estacas de compressão) quanto as duas estacas utilizadas para formar o sistema de reação, possuem 6 m de comprimento. A leitura dos deslocamentos das estacas foi realizada através de 3 deflectômetros analógicos, conforme a Figura 16 a). Os incrementos de carga nas estacas foram realizados através do sistema constituído pela placa de apoio devidamente nivelada e o macaco hidráulico, controlado por um operador, conforme a Figura 16 b).

Figura 15 – Sistema do ensaio de prova de carga estática (PCE) na estaca EC01.



Fonte: (Autora).

Figura 16 – a) Defletômetros apoiados sobre placa metálica. b) Inserção de incrementos de carga na estaca através do macaco hidráulico.



Fonte: (Autora).

A partir dos resultados obtidos nas provas de carga executadas neste estudo com as estacas de 6 m de comprimento, será realizada uma análise comparativa com os resultados das provas de carga obtidas por Masutti (2020) nas estacas de 3 m de comprimento e, também, com os resultados obtidos nos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga.

3.1.5 Interpretação da curva carga *versus* recalque

Após a execução dos ensaios de PCE e obtenção das curvas carga *versus* recalque, foi possível determinar a possível carga de ruptura utilizando-se da média entre os valores encontrados nos ensaios e os valores encontrados pelo Método de Décourt (1998) através do Gráfico de Rigidez (GR).

A determinação dos possíveis valores de resistência lateral (R_L) foi obtida através da metodologia proposta por Décourt (2002a), que utiliza o Método de Brierley Modificado (MBM) (Décourt, 1993) e o GR (Décourt, 1996b).

A partir dos resultados obtidos para resistência total (R_T) e resistência lateral (R_L), será determinado o valor de resistência de ponta (R_p) através da equação 28. Os resultados obtidos serão apresentados no item 4.1.

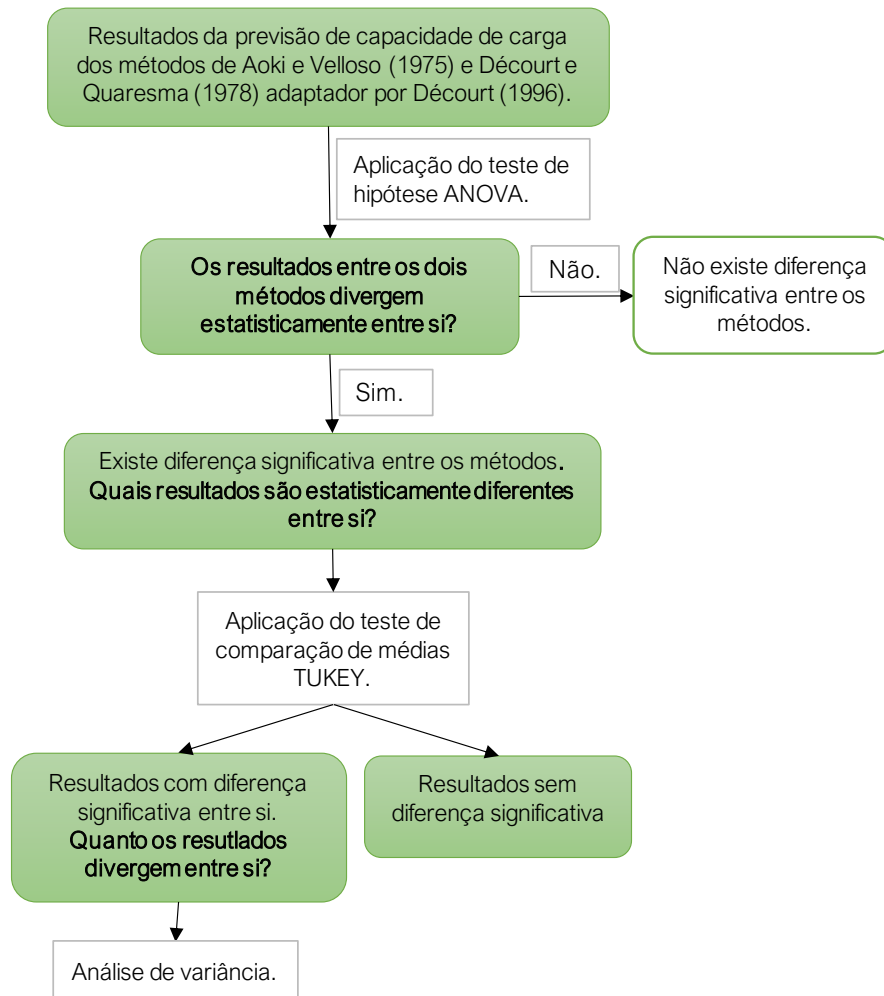
$$R_T = R_L + R_p \quad \rightarrow \quad R_p = R_T - R_L \quad (28)$$

3.2 ETAPA 2 – CORRELAÇÕES E TENDÊNCIAS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Como já mencionado no início deste capítulo, em uma segunda etapa da pesquisa, são apresentados os dados e procedimentos para a previsão de capacidade de carga geotécnica de estacas do tipo rotativa e hélice contínua pelos métodos de cálculo semiempíricos. A partir dos resultados, foi realizada uma análise estatística através do teste de análise de variância ANOVA e a posterior aplicação do Método Tukey. A

Figura 17 apresenta um fluxograma dos procedimentos que serão realizados nesta etapa.

Figura 17 - Fluxograma dos procedimentos realizados na etapa 2.



Fonte: (Autora).

3.2.1 Banco de Dados – Relatórios de Sondagens SPT

Para o presente estudo utilizou-se de um banco de dados com 197 relatórios de perfis de sondagens SPT, sendo a maioria deles realizados na região de Porto Alegre, RS. Entre os perfis de solo dos relatórios, encontram-se: 43 perfis siltosos, 28 perfis argilosos, 47 perfis arenosos e 79 perfis mistos. Os relatórios foram organizados de acordo com a semelhança da tipologia do solo local. Primeiramente, cada perfil foi separado em uma classificação geral, sendo ela: argila, areia, silte e mistos. Salienta-se que a designação “solo misto” consiste em uma sondagem que apresenta diferentes tipologias de solo entre as camadas. Após esta etapa, realizou-se uma

segunda subdivisão interna a cada grupo já pré-definido, conforme exemplificado na Tabela 13. A classificação do solo misto como sendo areia, argila ou silte foi definida pelo solo da camada do impenetrável proveniente do ensaio SPT.

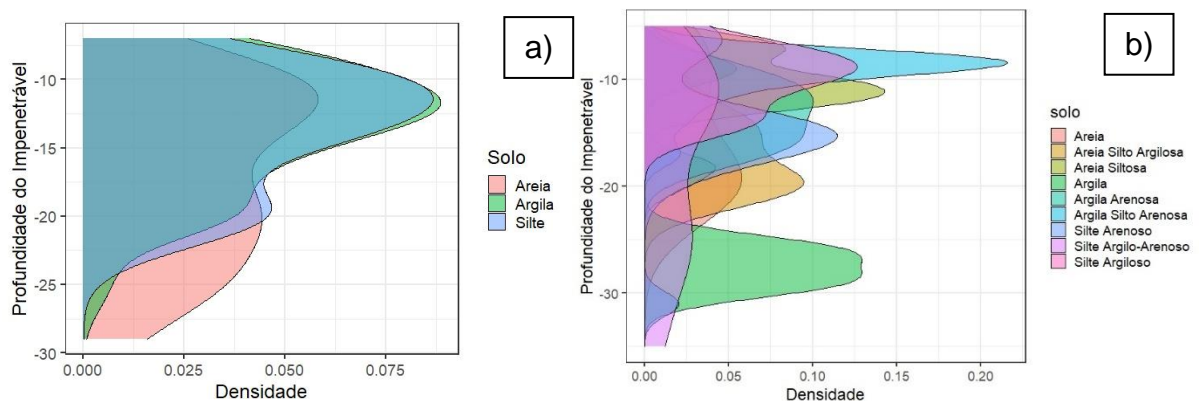
Tabela 13 - Divisão interna dos materiais.

Argila	Areia	Silte	Misto
Argila	Areia	Silte Arenoso	Areia
Argila Arenosa	Areia Siltosa	Silte Argiloso	Argila
Argila Silto Arenosa	Areia Silto Argilosa	Silte Argilo Arenoso	Silte

Fonte: (Autora).

As profundidades de cada relatório de sondagem são variáveis entre si e com valores entre 5 e 35 metros, sendo a mesma correspondente ao valor do impenetrável, proveniente dos ensaios SPT. Através da Figura 18 (a) é possível observar que o pico relacionado a profundidade do impenetrável para solos mistos encontra-se na profundidade entre 5 e 15 metros, possuindo a maior densidade para solos de origem argilosa. Já para os demais tipos de solo observa-se, através da Figura 18 (b), que existe maior incidência de solos com profundidade do impenetrável inferiores a 20 metros, sendo a maior incidência representada pelo pico para solos classificados como Argila Silto Arenosa.

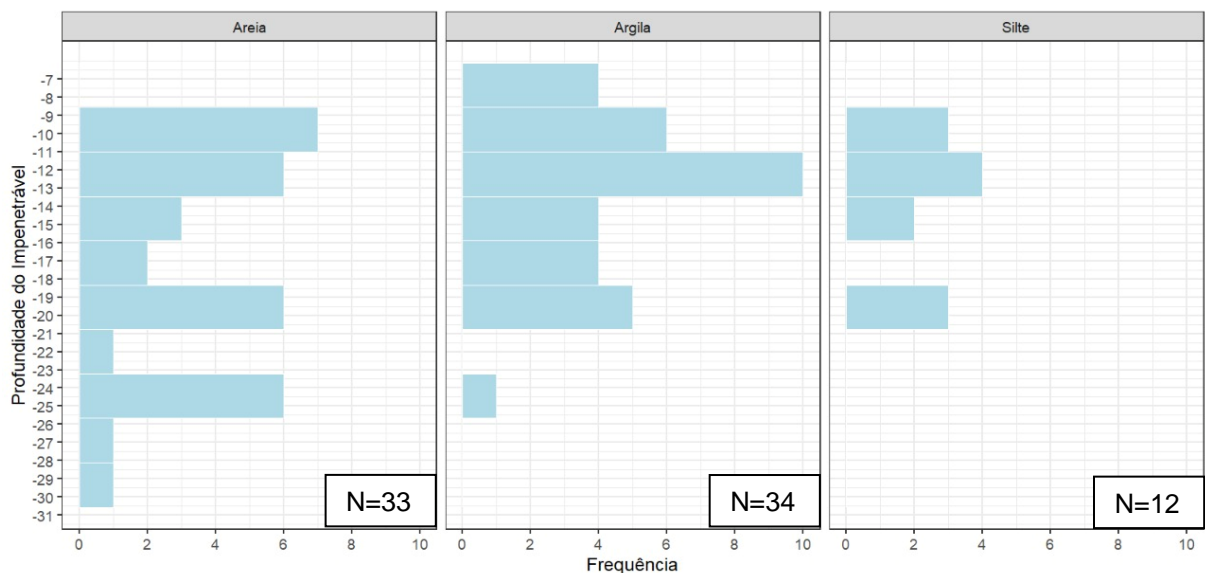
Figura 18 – a) Densidade entre solos mistos com a profundidade do impenetrável. b) Densidade entre solos arenosos, argilosos e siltosos com a profundidade do impenetrável.



Fonte: (Autora).

Com o intuito de explicar a quantidade de relatórios SPT por tipo de solo, realizou-se histogramas da profundidade do impenetrável *versus* frequência, conforme demonstrado nas Figuras 19 e 20. Observa-se que, no caso de solos mistos (Figura 19), a maior quantidade de amostras é para solos classificados como argilosos, e as maiores profundidades do impenetrável são para os solos arenosos. Já para os solos arenosos, argilosos e siltosos (Figura 20), a maior quantidade de amostras é para solos classificados como areia silto-argilosa, e as maiores profundidades do impenetrável para os solos classificados como silte argilo-arenoso.

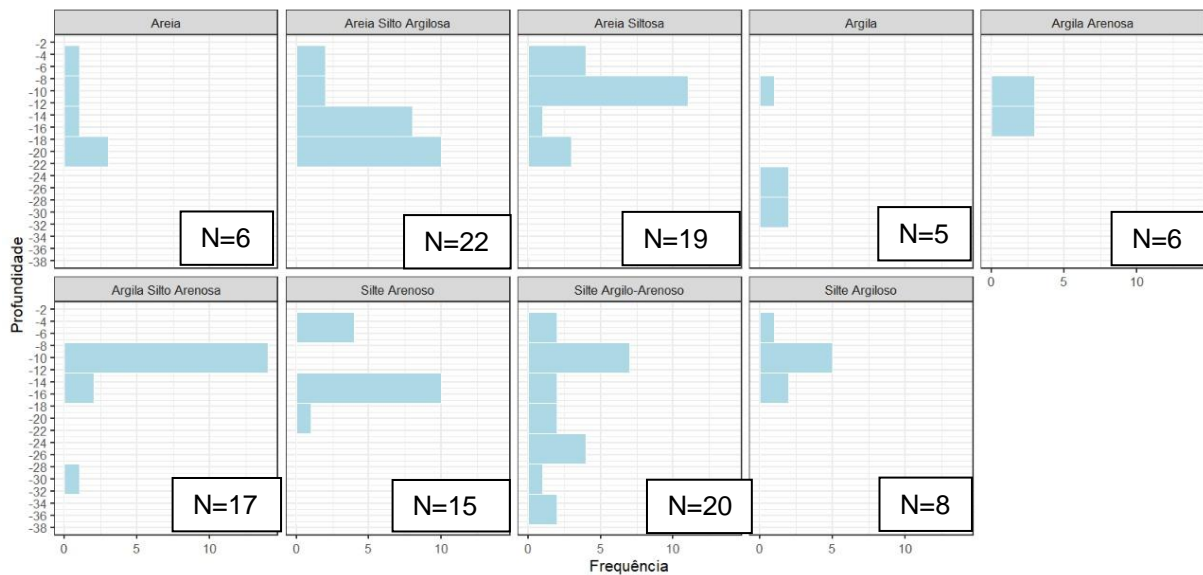
Figura 19 - Histograma da profundidade do impenetrável *versus* frequência para solos mistos.



*N = Número de amostras.

Fonte: (Autora).

Figura 20 - Histograma da profundidade do impenetrável *versus* frequência para solos arenosos, argilosos e siltosos.



*N = Número de amostras.

Fonte: (Autora).

3.2.2 Parâmetros de Entrada dos Métodos Semiempíricos

Através dos relatórios de ensaios SPT, estimou-se as capacidades de carga de estacas através dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), com as devidas atualizações propostas pela literatura. As estacas escolhidas para a presente análise foram as estacas rotativas e as estacas hélice contínua.

Para o método proposto por Aoki e Velloso (1975), os coeficientes de entrada k e α utilizados encontram-se na Tabela 2. Já os coeficientes de correção F_1 e F_2 utilizados foram os propostos por Monteiro (1997) de acordo com a Tabela 4.

Para o método proposto por Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), os fatores de entrada C , α e β encontram-se, respectivamente, nas Tabelas 7, 10 e 11.

Os valores dos coeficientes parciais e globais utilizados em cada método encontram-se na Tabela 14.

Tabela 14 – Valores dos coeficientes de segurança parciais e globais adotados.

Método	Coeficientes		
	Parcial		Global
	Ponta	Lateral	
Aoki-Velloso (1975)	3,00	1,50	2,00
Décourt-Quaresma (1978)	4,00	1,30	2,00

Fonte: (Autora).

3.2.3 Programa Web Sisfundações

A estimativa de capacidade de carga das estacas com base em cada relatório SPT foi realizada através da versão beta do programa web *Sisfundações*. O programa foi desenvolvido na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) e pode ser acessado através do site <http://www.sisfund.kinghost.net/> mediante a um login e uma senha.

A capacidade de carga geotécnica obtida através do programa é baseada nos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996). Para a obtenção dos resultados, é necessário a inserção de parâmetros de entrada no programa referentes à identificação e localização da obra, profundidade e número de golpes do ensaio SPT, classificação do solo, tipo de estaca, diâmetro da estaca, faixa de cálculo (faixa de profundidade desejada no cálculo) e, por fim, os fatores de segurança utilizados. As Figuras 21 a 26 demonstram um exemplo de inserção de dados no programa web *Sisfundações*.

Figura 21 – Parâmetros de entrada do programa *web Sisfundações* – Dados de identificação.

Dados de Identificação

Referência	Nome da Obra
Exemplo - Dissertação Luiza Eichelberger	Exemplo - Dissertação Luiza Eichelberger
Projeto Estrutural	Sondagem
Sim	1
Localização	Data
Santa Maria/RS	23/01/2021

Nº DE GOLPES >

Fonte: (Autora).

Figura 22 – Parâmetros de entrada do programa *web Sisfundações* – Profundidade do ensaio SPT.

Nº de golpes

Nome:	SPT1
Profundidade:	5

Nº DE GOLPES

Fonte: (Autora).

Figura 23 – Parâmetros de entrada do programa *web Sisfundações* – Número de golpes por metro do ensaio SPT.

Nº de golpes

Profundidade	Nº de golpes
1	5
2	10
3	13
4	15
5	21

[TIPOS DE SOLO >](#)

Fonte: (Autora).

Figura 24 – Parâmetros de entrada do programa *web Sisfundações* – Tipo de solo.

Tipos de Solo

Prof. inicial:

Prof. final:

Solo Aoki-V: ▼

Solo Décourt-Q: ▼

[SALVAR >](#)

Fonte: (Autora).

Figura 25 – Parâmetros de entrada do programa *web Sisfundações* – Dados da estaca.

Estacas

Tipo de Estaca: Hélice Contínua

Diâmetros: Ø30

Faixa de Cálculo: 1 até 4 metros.

DIÂMETROS >

Fonte: (Autora).

Figura 26 – Parâmetros de entrada do programa *web Sisfundações* – Fatores de segurança.

Fatores de Segurança

	Aoki-Veloso	Decourt-Quaresma
FS de Ponta:	3,0	4,0
FS Lateral:	1,5	1,3
FS Global:	2,0	2,0
σ adm:	5	(tensão admissível no concreto, em MPa)
F1:	3,0	F2: 3,8

Fonte: (Autora).

Após a inserção de todos os dados, o programa gera uma planilha no formato *.xls* ou em *PDF* com os resultados de capacidade de carga de diferentes

profundidades, sem e com fatores de segurança de ruptura, parcial e global (FSG), além da resistência estrutural da estaca (P_k). As Figuras 27 e 28 apresentam um exemplo do relatório gerado pelo programa.

Figura 27 – Relatório de capacidade de carga gerado pelo programa *web Sisfundações* para estaca Hélice contínua e Ø30 cm.

Relatório Capacidade de Carga Programa Sisfundações:
Estaca Hélice Contínua

Obra: Exemplo - Dissertação Luiza Eichelberger
Data: 23/01/2021
Sondagem: 1
Engenheiro:

ES TA CA	DECOURT-QUARESMA							AOKI-VELLOSO							Pk
	RUPTURA			FS PARCIAIS			FSG	RUPTURA			FS PARCIAIS			FSG	
	Ql	Qp	Qt	Ql	Qp	Qt	Qt	Ql	Qp	Qt	Ql	Qp	Qt	Qt	
Profundidade L = 1 m															
Ø30	2	1	4	2	0	2	2	1	4	5	1	1	2	3	47,68
Profundidade L = 2 m															
Ø30	6	2	8	5	0	5	4	3	8	11	2	3	5	6	47,68
Profundidade L = 3 m															
Ø30	11	3	14	9	1	10	7	5	10	16	4	3	7	8	47,68
Profundidade L = 4 m															
Ø30	17	4	21	13	1	14	11	9	12	21	6	4	10	11	47,68

Fonte: (Autora).

Figura 28 - Relatório de capacidade de carga gerado pelo programa web Sisfundações para estaca Rotativa e Ø40 cm.

Relatório Capacidade de Carga Programa Sisfundações:
Estaca Rotativa

Obra: Exemplo - Dissertação Luiza
Data:
Sondagem: 1
Engenheiro:

ES TA CA	DECOURT-QUARESMA							AOKI-VELLOSO							Pk
	RUPTURA			FS PARCIAIS			FSG	RUPTURA			FS PARCIAIS			FSG	
	Ql	Qp	Qt	Ql	Qp	Qt	Qt	Ql	Qp	Qt	Ql	Qp	Qt	Qt	
Profundidade L = 1 m															
Ø40	2	5	7	2	1	3	4	1	3	4	1	1	2	2	60,23
Profundidade L = 2 m															
Ø40	5	8	13	4	2	6	6	2	3	6	2	1	3	3	60,23
Profundidade L = 3 m															
Ø40	9	11	20	7	3	10	10	4	7	12	3	3	6	6	60,23
Profundidade L = 4 m															
Ø40	14	15	30	11	4	15	15	7	9	17	5	3	8	9	60,23
Profundidade L = 5 m															
Ø40	20	17	38	16	4	20	19	11	11	23	7	4	11	11	60,23

Fonte: (Autora).

3.2.4 Análise e comparação da capacidade de carga geotécnica das estacas

Os relatórios gerados pelo programa *web Sisfundações* foram divididos em dois grupos, um de estacas rotativas e outro de estacas hélice contínua. Cada um desses grupos foi dividido conforme exemplificado na Tabela 13. A partir dessas divisões prévias, foram elaboradas tabelas em formato *Excel* com as seguintes disposições de dados: referência da obra, nome do SPT, profundidade, diâmetro, resistência lateral, resistência de ponta e resistência total para o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), assim como resistência lateral, resistência de ponta e resistência total para Aoki e Velloso (1975).

Com os dados levantados para cada grupo e subgrupo, realizou-se uma análise e comparação entre os valores de resistência lateral, de ponta e total para os dois métodos de cálculo supracitados. Primeiramente, aplicou-se o teste de variância

ANOVA, considerando um nível de significância $\alpha = 5\%$, com a finalidade de detectar se existe diferença estatística entre os resultados obtidos para os dois métodos de previsão de capacidade de carga. Após a aplicação do ANOVA, para determinar exatamente quais são os resultados estatisticamente diferentes entre si, aplicou-se o teste de comparação de médias Tukey.

Com o intuito de evidenciar se existe uma influência ou um padrão de maior capacidade de carga para algum dos métodos, devido ao tipo de solo e de estaca, realizou-se uma análise de dispersão através de medidas de variância e desvio padrão para os resultados que apresentaram diferença estatística significativa entre si.

4 RESULTADOS ETAPA 1 - ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Este item apresenta os resultados do ensaio de prova de carga estática das três estacas avaliadas neste estudo, além da capacidade de carga estimada pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996). Ainda, realiza-se uma comparação dos resultados obtidos por Masutti (2020) para as estacas de 30 cm de diâmetro e 3 m de comprimento com os resultados obtidos neste estudo.

4.1.1 Capacidade de carga - Curvas carga *versus* recalque

A curva carga *versus* recalque foi realizada para as 3 estacas estudadas. A deformação das estacas foi obtida como sendo a média aritmética dos três deflectômetros apoiados sobre o topo delas. O incremento de carga utilizado nos três ensaios foi definido a partir de experiências obtidas por Masutti (2020) e definido como sendo de 20 kN em cada estágio de carregamento.

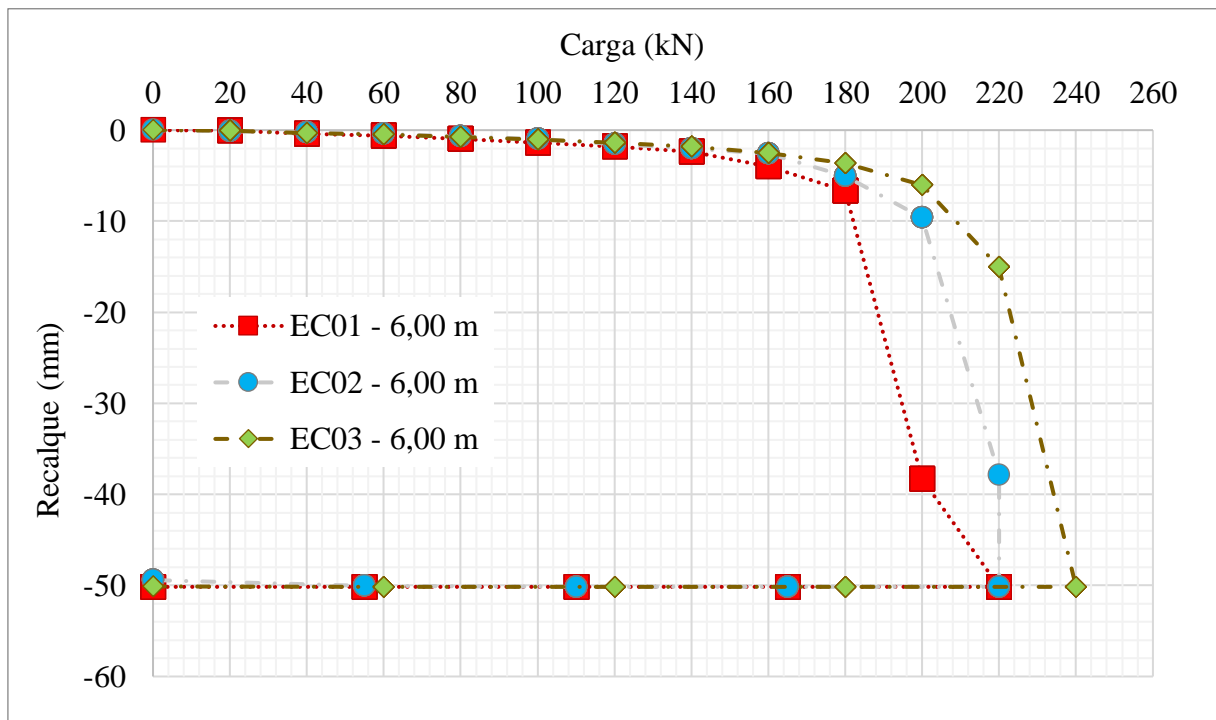
As estacas EC01-6,00m, EC02-6,00m e EC03-6,00m foram ensaiadas nos dias 13/11/2021, 14/11/2021 e 15/11/2021, respectivamente.

Durante a realização dos ensaios, as estacas EC01-6,00m e EC02-6,00m contemplaram os seguintes estágios de carregamento: 0, 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200 e 220 kN, tendo como carga máxima aplicada 220 kN. O descarregamento foi realizado nos estágios: 165, 110, 55 e 0 kN.

Já a estaca EC03-6,00m contemplou os seguintes estágios de carregamento: 0, 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220 e 240 kN, tendo como carga máxima aplicada 240 kN. O descarregamento foi realizado nos estágios: 180, 120, 60 e 0 kN. O recalque médio das três estacas ensaiadas foi de 50,157 mm, sendo este valor limitado pelo tamanho do cursor dos deflectômetros utilizados no ensaio.

A Figura 29 apresenta o gráfico da curva carga *versus* recalque para as 3 estacas ensaiadas.

Figura 29 - Curva carga *versus* recalque das 3 estacas convencionais ensaiadas: EC01, EC02 e EC03.

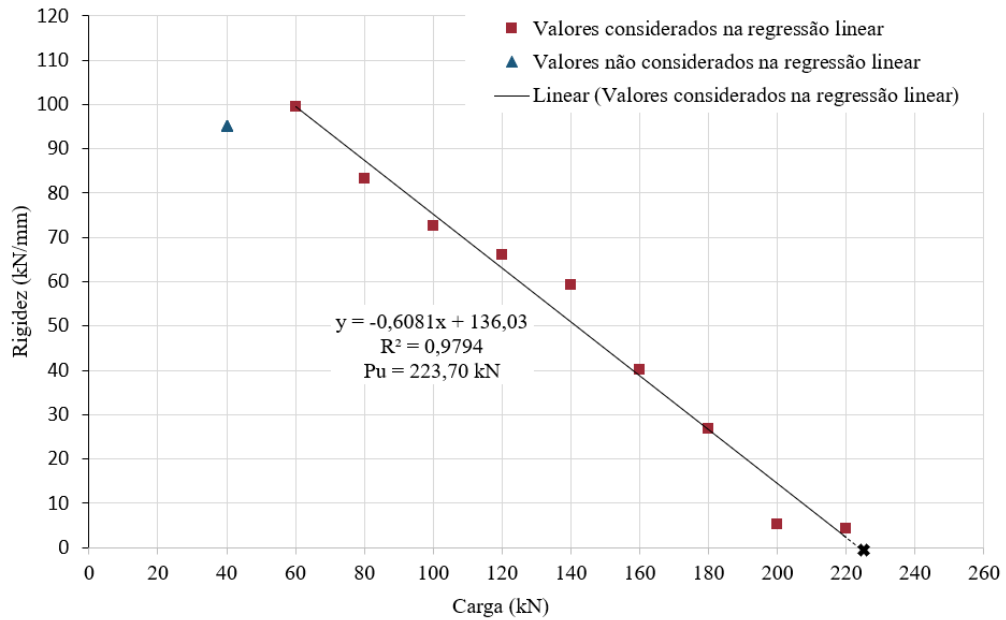


Fonte: (Autora).

Observa-se na Figura 29 que o solo apresenta um comportamento elástico e com pequenas deformações, em torno de 2% do diâmetro da estaca, até o estágio de 180 kN. A partir de 180 kN de carregamento, os recalques ocorrem de maneira mais acentuada, indicando um comportamento plástico. Ao comparar as três provas de carga, a média do carregamento foi 226,67 kN. A variabilidade da capacidade de carga máxima das estacas foi de 9%, valor este não significativo estatisticamente em termos de capacidade de carga geotécnica, representando resultados coerentes e homogêneos entre si.

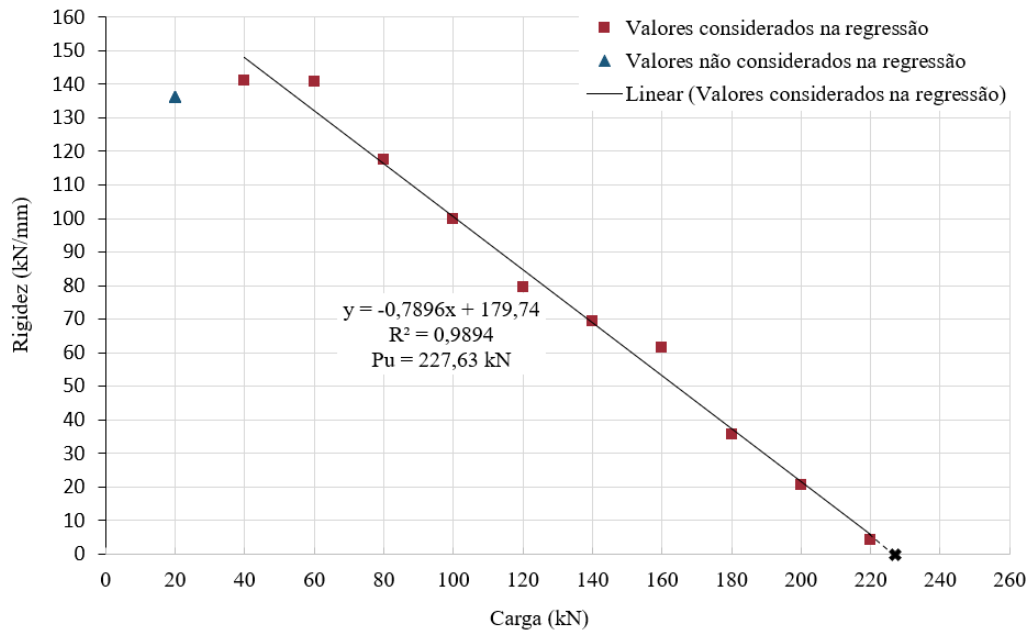
As Figuras 30 a 32 apresentam os resultados obtidos utilizando-se da regressão linear da curva *P versus* RIG pelo método de Décourt (1998) através do Gráfico de Rigidez (GR) para as 3 estacas estudadas. Através dos resultados, é possível identificar que, apesar das estacas escavadas não serem típicas de apresentar ruptura física, neste caso, o gráfico de rigidez enquadrar-se na situação 1 de Décourt (1988), onde a redução de rigidez com o aumento da carga é bastante nítida e a variação entre RIG *versus* carga é bastante clara e pode ser assimilada a uma reta, indicando possível ruptura.

Figura 30 - Curva carga *versus* rigidez para a estaca EC01 - 6,00m.



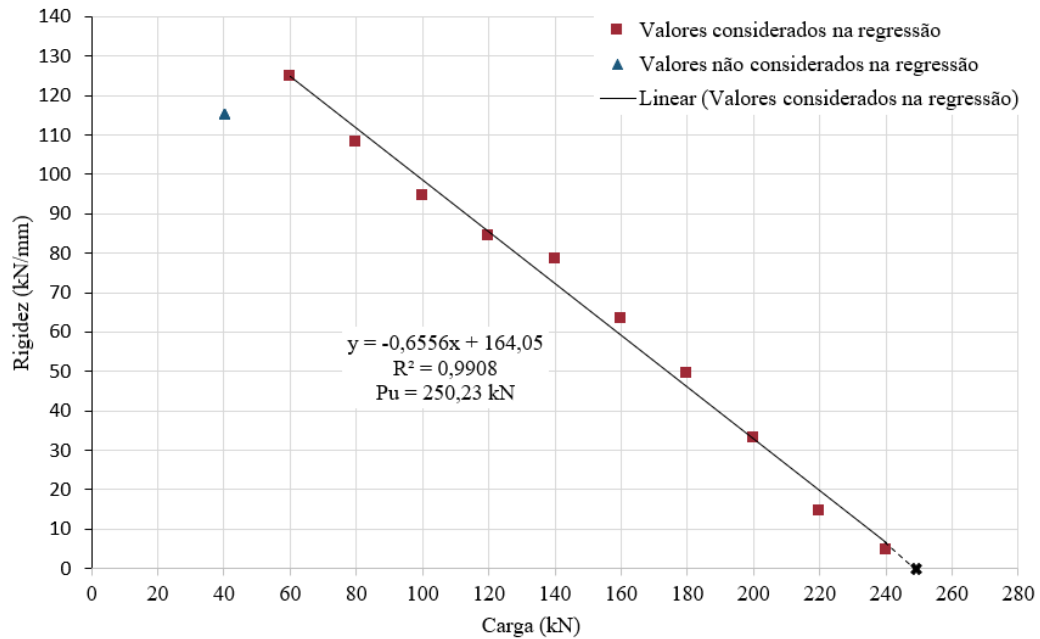
Fonte: (Autora).

Figura 31 - Curva carga *versus* rigidez para a estaca EC02 - 6,00m.



Fonte: (Autora).

Figura 32 - Curva carga *versus* rigidez para a estaca EC03 - 6,00m.



Fonte: (Autora).

A determinação da possível carga de ruptura da estaca, foi realizada através da média entre os valores encontrados nos ensaios e os valores encontrados pelo Método de Décourt (1998) através do GR, conforme explicado na Tabela 15.

Tabela 15 - Valores das cargas de ruptura estimadas para as 3 estacas ensaiadas.

Estaca	Máxima carga dos ensaios (kN)	Método de Décourt (1998) (kN)	Média (kN)
EC01 - 6,00m	220,00	223,70	221,85
EC02 - 6,00m	220,00	227,69	223,85
EC03 - 6,00m	240,00	250,23	245,12
Média			230,27

Fonte: (Autora).

Através da comparação dos resultados de estimativa de capacidade obtidos nos ensaios PCE com os obtidos pelo Método de Décourt (1998), é possível observar que ambos apresentaram valores similares entre si, apresentando variação máxima, em módulo, de 4,39%. Para fins de análise e comparação, optou-se por utilizar como

estimativa de capacidade de carga a média entre os valores obtidos nos ensaios e no Método de Décourt (1988).

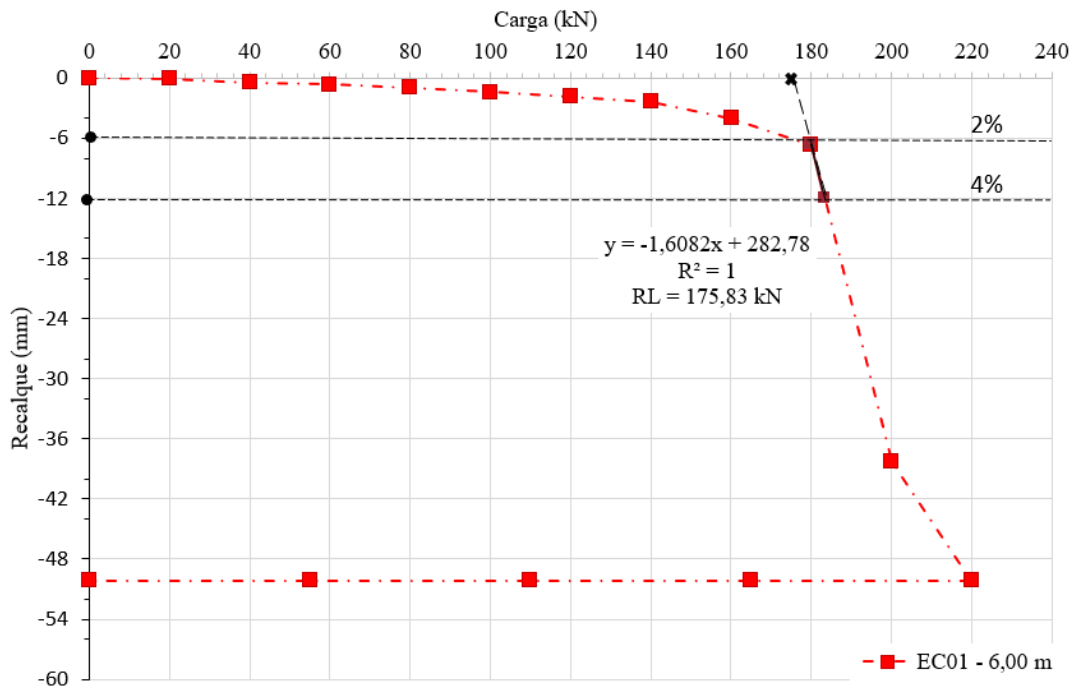
Considerando a média entre a carga dos ensaios e a obtida no Método de Décourt (1998) conforme visto na Tabela 15, observa-se que a estaca EC01-6,00m apresentou provável ruptura após a aplicação de uma carga de 221,85 kN, resultado 0,90% inferior à estaca EC02-6,00m e 10,49% inferior à estaca EC03-6,00m.

Para a estimativa da resistência lateral (R_L) das estacas, aplicou-se o método proposto por Décourt (2002a), o qual utiliza os valores obtidos no Método de Brierley Modificado (MBM) (Décourt, 1993) e o Gráfico de Rigidez (GR) (Décourt, 1996b). De acordo com Décourt (2002a), em solos porosos e poucos consistentes, como é o caso do solo de Cruz Alta, a resistência de ponta (R_p) torna-se pouco expressiva, e sua rigidez ocorre, basicamente, da capacidade de carga proveniente da R_L .

Pelo fato das estacas se enquadrarem na situação 1 que, segundo Décourt (1998), apresentam ruptura física, sabe-se que a extrapolação da linha de tendência do gráfico GR até um valor nulo de RIG é definida como sendo o possível valor de carga de ruptura (P_u). Portanto, neste estudo, considerou-se R_L como sendo igual ao valor de P_u apenas para aplicação do método de Décourt (2002a).

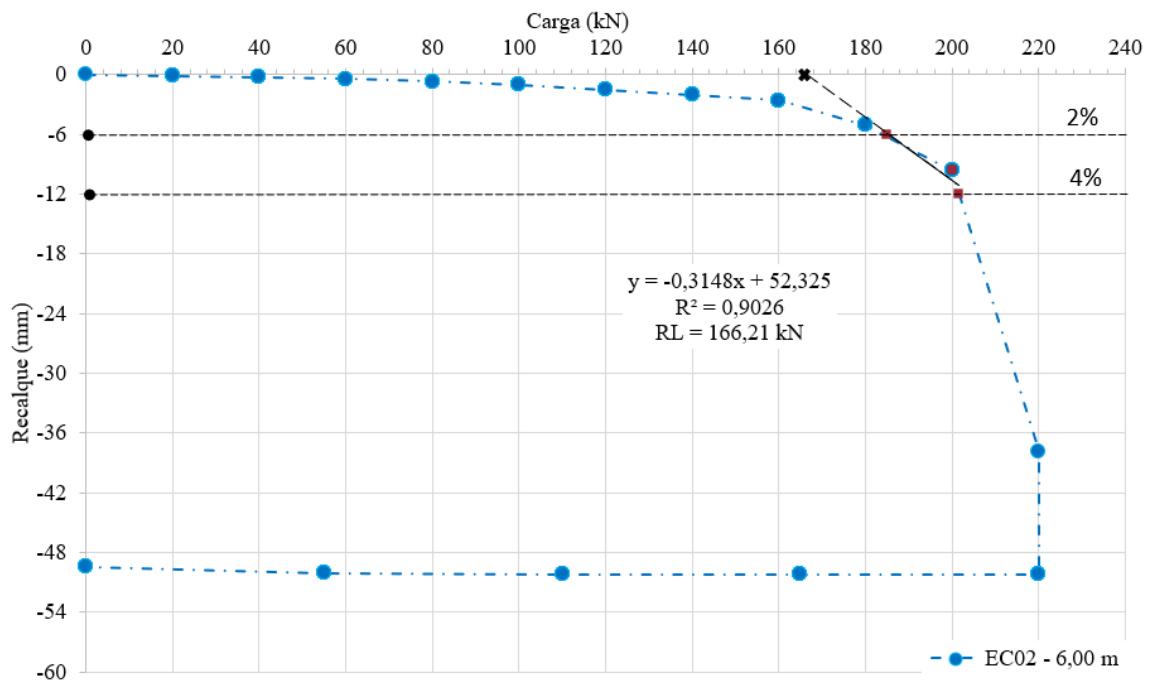
As Figuras 33 a 35 apresentam a estimativa do valor de R_L para as 3 (três) estacas ensaiadas, a partir do método MBM, utilizando-se da regressão linear da curva carga *versus* recalque para valores de recalque (r) sobre o diâmetro (D) da estaca, compreendidos entre 2% e 4%, aproximadamente. Ressalta-se que para viabilizar a inserção de uma linha de tendência entre os recalques de 6mm e 12mm, inseriu-se pontos auxiliares sobre a curva carga *versus* recalque, sendo: 1 ponto no gráfico da estaca EC01, 2 pontos no gráfico da estaca EC02 e 1 ponto no gráfico da estaca EC03.

Figura 33 - Aplicação do Método de Brierley Modificado para a estaca EC01 - 6,00m.



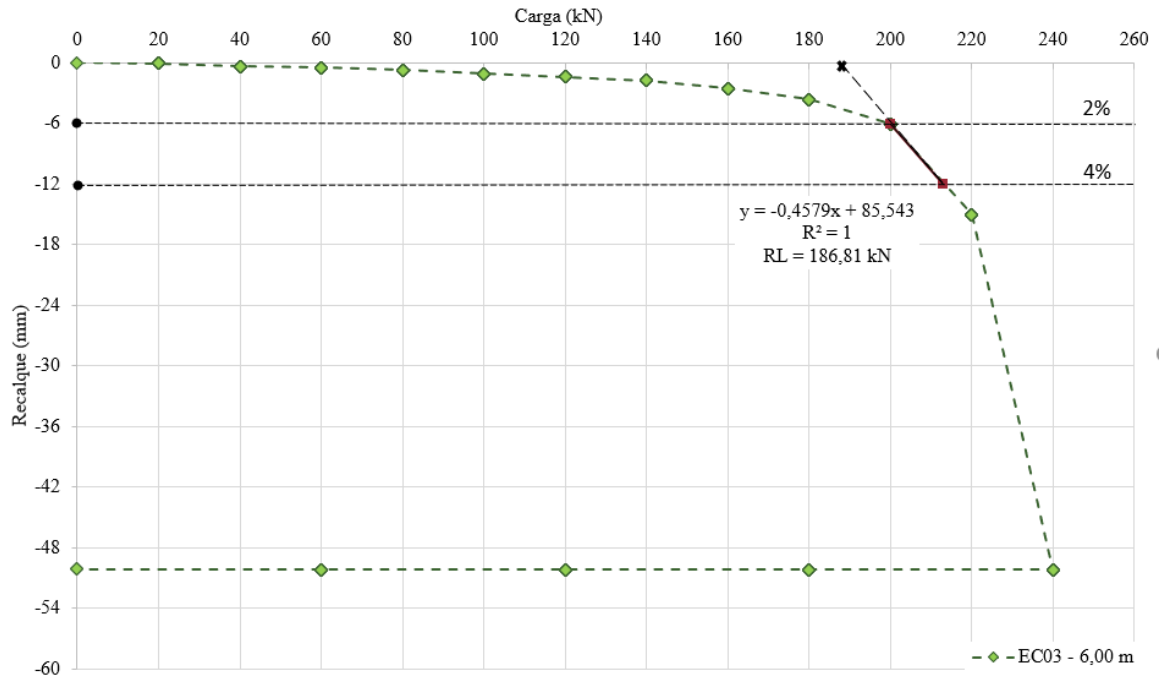
Fonte: (Autora).

Figura 34 - Aplicação do Método de Brierley Modificado para a estaca EC02 - 6,00m.



Fonte: (Autora).

Figura 35 - Aplicação do Método de Brierley Modificado para a estaca EC03 - 6,00m.



Fonte: (Autora).

De acordo com a experiência de Décourt (2002a), a metodologia MBM tende a subestimar o valor exato de R_L , enquanto a metodologia GR tende a superestimar o valor de R_L . A partir disto Décourt (2002a) propõe considerar 4 resultados, sendo eles:

- R_L (MBM);
- $1,1 \times R_L$ (MBM);
- R_L (GR);
- $0,9 \times R_L$ (GR).

A partir dos 4 resultados mencionados acima, descartou-se os dois valores extremos e considerou-se, como melhor estimativa para o valor de R_L , a média entre os dois valores intermediários (Tabela 16).

Tabela 16 – R_L obtida através do método de Décourt (2002a) para as 3 estacas ensaiadas.

	EC01–6,00m	EC02–6,00m	EC03–6,00m
	R_L (kN)	R_L (kN)	R_L (kN)
MBM	175,83	166,21	186,81
GR	223,70	227,69	250,23
1,1MBM	193,41	182,83	205,49
0,9GR	201,33	204,92	225,21
Média dos valores intermediários (kN)	197,37	193,88	215,349

Fonte: (Autora).

Subtraindo os resultados obtidos de R_T por R_L para cada estaca, é possível definir o provável valor de R_p , conforme explanado na Tabela 17.

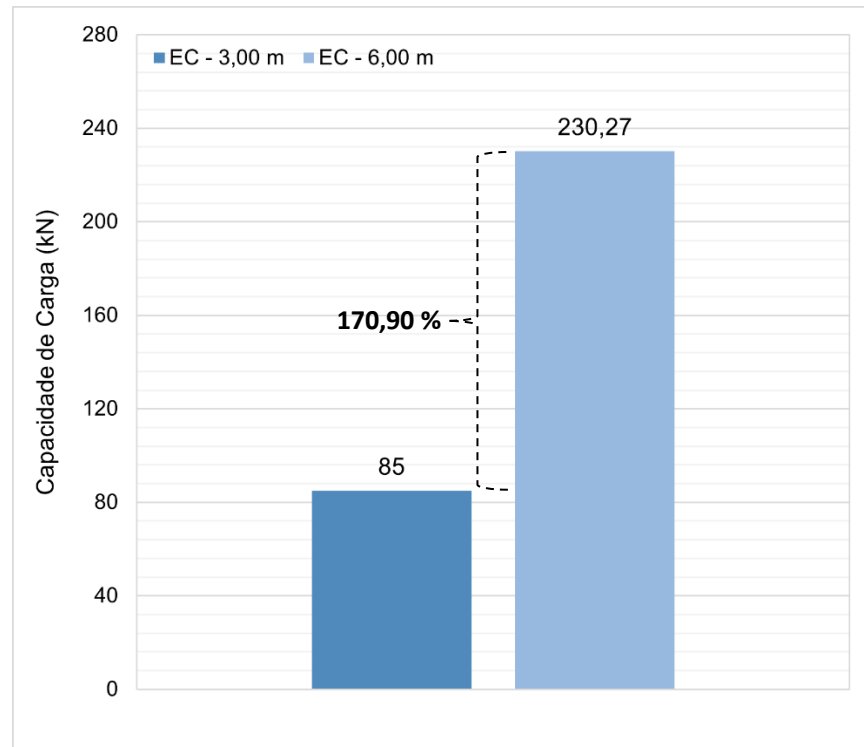
Tabela 17 – Valores de R_T , R_L e R_p para as 3 (três) estacas ensaiadas.

Estaca	R_p (kN)	R_L (kN)	R_T (kN)
EC01 - 6,00m	24,48	197,37	221,85
EC02 - 6,00m	29,97	193,88	223,85
EC03 - 6,00m	29,77	215,35	245,12
Média (kN)	28,07	202,20	230,27

Fonte: (Autora).

Com base nos resultados das provas de carga obtidos por Masutti (2020) para estacas de 30 cm de diâmetro com 3 m de comprimento no mesmo campo experimental deste estudo, é possível observar que, ao dobrar o comprimento da estaca, de 3 m para 6 m de comprimento, a capacidade de carga média da mesma aumentou em 170,90% (Figura 36).

Figura 36 – Comparação entre a capacidade de carga média obtida nos ensaios PCE para estacas de 3 e 6 m de comprimento.



Fonte: (Autora).

Através da comparação dos resultados de capacidade de carga geotécnica entre as estacas de 3 e 6 m de comprimento, é possível inferir que as estacas executadas no campo experimental supracitado, apresentaram expressivo acréscimo de resistência com o aumento do comprimento da estaca. Fato este que pode ser relacionado a maior parcela de resistência geotécnica total da estaca ser proveniente da parcela de atrito lateral.

4.1.2 Capacidade de carga – Métodos semiempíricos

O cálculo da estimativa de capacidade de carga para os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) foi realizado para a profundidade de 6 metros, de acordo com a metodologia explanada nos itens 2.5.1 e 2.5.2. Para isso, utilizou-se a média do valor de N_{SPT} referente aos 4 relatórios de sondagem disponíveis para o solo local (SP 01, SP 02, SP 03 e SP 04), conforme Tabela 18.

Tabela 18 - N_{SPT} médio referente aos relatórios de sondagem.

Profundidade	N_{SPT01}	N_{SPT02}	N_{SPT03}	N_{SPT04}	Média
1	6	7	6	5	6
2	2	3	5	5	4
3	5	4	5	6	5
4	5	4	4	5	4
5	5	9	7	3	6
6	8	4	6	8	6

Fonte: (Autora).

Para a estimativa de capacidade de carga realizada através do método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975) foi considerado, com base na classificação oriunda de Falcão (2021), que realizou o ensaio de caracterização granulométrica referente ao solo do campo experimental, o solo como sendo uma argila areno-siltosa, com $k = 3,00 \text{ kgf/cm}^2$ e $\alpha = 2,8\%$ (Tabela 2).

Para o método proposto por Décourt e Quaresma (1978), foi considerado o solo como sendo uma argila, com $C = 10 \text{ tf/m}^2$ (Tabela 9) e $\alpha = \beta = 1$. A fim de análise e comparação, também foi realizado o cálculo de estimativa de capacidade de carga com as adaptações sugeridas por Décourt (1996) que considera, para estacas escavadas em solos argilosos, $\alpha = 0,85$ e $\beta = 0,80$ (Tabela 10 e 11).

Os valores encontrados de R_L , R_P e R_T para a profundidade de 6 m de comprimento através dos métodos semiempíricos supracitados encontram-se explanados na Tabela 19. Nos resultados apresentados não foram aplicados os fatores de segurança (parcial e global). A planilha de cálculo detalhada de cada método encontra-se no Apêndice A. Ressalta-se que no método de Aoki e Velloso (1975) adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993), utilizou-se apenas os parâmetros sugeridos pelos autores, sendo o cálculo de capacidade de carga geotécnica realizado considerando o método original de Aoki e Velloso (1975).

Tabela 19 – Resultado da previsão de capacidade de carga obtidos através pelos métodos semiempíricos.

Método semiempírico para 6 m de profundidade	Previsão de Capacidade de Carga		
	R _P (kN)	R _L (kN)	R _T (kN)
Aoki e Velloso (1975): adaptado por Aoki e Alonso (1991)	41,59	40,11	81,70
Aoki e Velloso (1975): adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	27,73	53,48	81,21
Décourt e Quaresma (1978)	41,59	150,70	192,30
Décourt e Quaresma (1978): Adaptado por Décourt (1996)	35,35	120,56	155,92

Fonte: (Autora).

4.1.3 Comparação dos Resultados

A partir dos resultados obtidos, pode-se observar que o método original proposto por Décourt e Quaresma (1978) foi o que mais se aproximou dos resultados de R_T encontrados nas PCE, apresentando uma diferença 16,49% menor. No entanto, ao analisarmos apenas a parcela de R_p, o método proposto por Aoki e Velloso (1975) adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) para estacas escavadas foi o que mais se aproximou dos resultados obtidos na Tabela 17, apresentando uma diferença 1,21% menor (Figura 37).

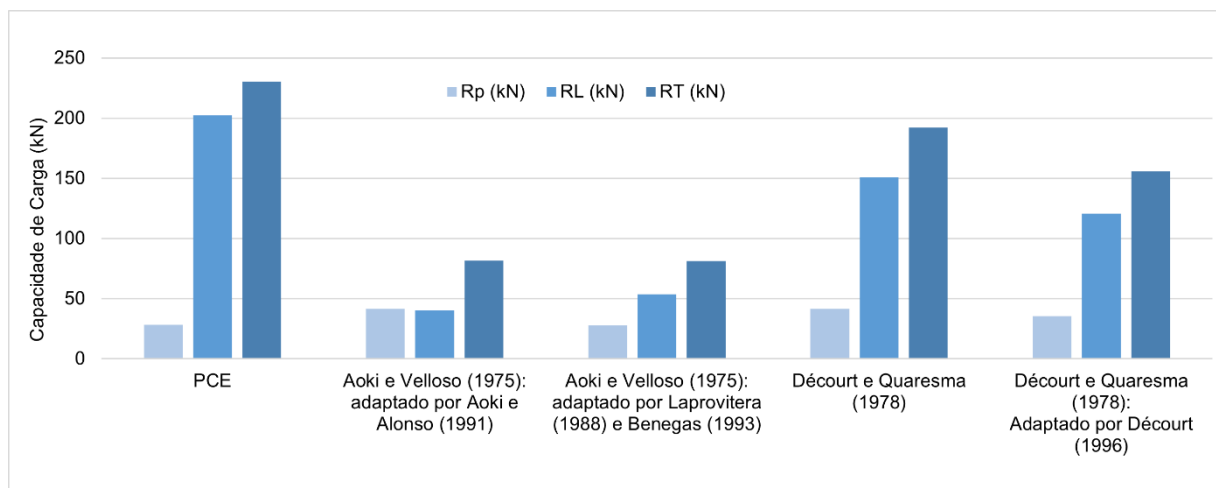
Ao confrontarmos os valores de R_T, R_L e R_p obtidos através dos métodos semiempíricos com os provenientes dos ensaios PCE (Tabela 20), é possível observar que tanto para a R_T quanto para R_L, todos os métodos foram conservadores. Já para a R_p apenas o método proposto por Aoki e Velloso adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) não superestimou o valor encontrado nos ensaios.

Tabela 20 - Variação entre os resultados de capacidade de carga obtidos nos métodos semiempíricos e ensaios de prova de carga.

Método	R _p (kN)	R _L (kN)	R _T (kN)
PCE	28,07	202,20	230,27
Aoki e Velloso (1975): adaptado por Aoki e Alonso (1991)	48,17%	-80,16%	-64,52%
Aoki e Velloso (1975): adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	- 1,21%	- 73,55%	- 64,73%
Décourt e Quaresma (1978)	48,17%	-25,47%	-16,49%
Décourt e Quaresma (1978): adaptado por Décourt (1996)	25,94%	-40,38%	-32,29%

Fonte: (Autora).

Figura 37 - Comparação entre os resultados de capacidade de carga obtidos nos métodos semiempíricos e ensaios de prova de carga.

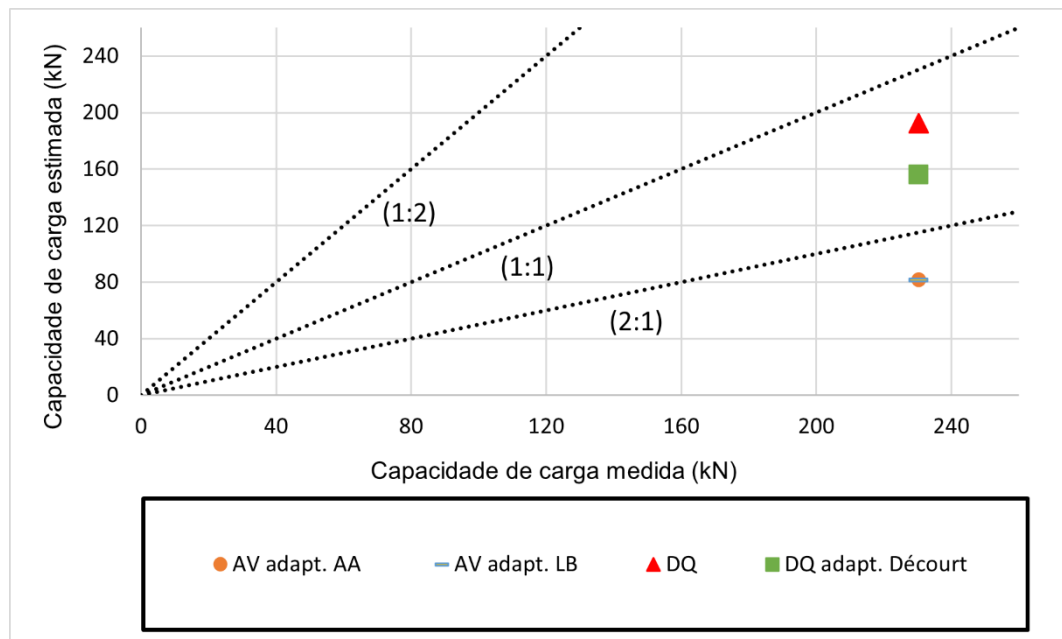


Fonte: (Autora).

Para uma melhor análise e comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos através dos métodos semiempíricos com a capacidade e carga média oriunda dos ensaios PCE (230,27kN), realizou-se um diagrama de dispersão (Figura 38). Observa-se no diagrama que a condição 1:1 representa a condição ideal, 1:2 condição 100% superior e 2:1 condição 100% inferior. Em concordância com a análise realizada

anteriormente, apenas os métodos propostos por Décourt e Quaresma (1978) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) apresentam resultados mais próximos a condição ideal, apresentando resultados entre a condição 1:1 e a condição 2:1. Já para os demais métodos, todos apresentam resultados abaixo da condição 100% inferior.

Figura 38 - Diagrama de dispersão da capacidade de carga estimada e prevista.



Fonte: (Autora).

Sabe-se que no método proposto inicialmente por Aoki e Velloso (1975), os fatores de correção F_1 e F_2 foram ajustados através da análise de provas de carga, sendo F_1 correlacionado a resistência de ponta e F_2 correlacionado ao atrito lateral. Com o intuito de encontrar um valor de F_1 e F_2 que mais se adapte aos resultados obtidos nas provas de carga ensaiadas neste estudo, realizou-se uma retroanálise apenas variando esses dois fatores e mantendo a condição do solo para argila arenosiltosa ($k = 3,00 \text{ kgf/cm}^2$ e $\alpha = 2,8\%$). A partir dos resultados encontrados e explanados na Tabela 21, pode-se observar que a relação encontrada foi de aproximadamente $F_1 = 3,58 F_2$, contrariando a relação $F_2 = 2F_1$ proposta inicialmente por Aoki e Velloso (1975) para estacas escavadas.

Tabela 21 - Retroanálise dos fatores F_1 e F_2 para o método de Aoki e Velloso (1975).

Estaca	R_P (kN)	Fator de correção F_1	R_L (kN)	Fator de correção F_2
EC01-6,00m	24,48	5,0960	197,37	1,2194
EC02-6,00m	29,97	4,1640	193,88	1,2414
EC03-6,00m	29,77	4,1910	215,35	1,2969
Média	28,07	4,4837	202,20	1,2526

Fonte: (Autora).

Para o método proposto inicialmente por Décourt e Quaresma (1978), também foi realizado uma retroanálise alterando os valores dos coeficientes em função do tipo de solo e estaca α e β , sendo que α está correlacionado a resistência de ponta e β ao atrito lateral, como mostra a Tabela 22. O valor do fator empírico característico do solo junto à ponta "C" foi mantido constante nesta análise, sendo igual a 10 tf/m².

Tabela 22 - Retroanálise dos fatores α e β para o método de Décourt e Quaresma (1978).

Estaca	R_P (kN)	Fator de correção α	R_L (kN)	Fator de correção β
EC01-6,00m	24,48	0,5885	197,37	1,3097
EC02-6,00m	29,97	0,7205	193,88	1,2865
EC03-6,00m	29,77	0,7157	215,35	1,4289
Média	28,07	0,6749	202,20	1,3417

Fonte: (Autora).

Nota-se que mesmo que o método proposto originalmente por Décourt e Quaresma (1978) tenha sido o mais próximo ao valor da resistência total obtido nos ensaios de provas de carga, ocorreu uma certa compensação entre as parcelas de resistência de ponta e lateral, sendo a R_P superestimada e R_L subestimada.

5 RESULTADOS ETAPA 2 - CORRELAÇÕES E TENDÊNCIAS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Neste item, são apresentados os resultados da previsão de capacidade de carga de 197 perfis de sondagem SPT. Os perfis de sondagem são originados de um banco de dados, sendo a maioria realizados na região de Porto Alegre/RS. Para a estimativa de capacidade de carga geotécnica, utilizou-se dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) para estacas rotativas e estacas hélice contínua. São apresentados, também, os resultados da análise de variância ANOVA, do teste de comparação de médias Tukey e da análise de variância.

5.1.1 Previsão de Capacidade de Carga

Os resultados dos valores de capacidade de carga geotécnica pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) geraram 394 análises finais pelo programa web Sisfundações. O comprimento das estacas é variável de acordo com o impenetrável de cada perfil de solo nos relatórios de sondagem.

5.1.2 Resultados da ANOVA

A ANOVA foi aplicada para as 394 análises finais geradas pelo programa web Sisfundações, comparando entre si as resistências de ruptura R_L , R_P , R_T , $R_{T, PARCIAL}$ e $R_{T, GLOBAL}$ entre os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) para estacas rotativas e hélice contínua em solos com predominância de areias, argilas, silte e mistos. O nível de significância utilizado foi de $\alpha = 5\%$.

A partir dos resultados obtidos e comparando-se o valor de p-valor com F_{calc} , verificou-se que todos os tratamentos apresentaram resultados significativos, que rejeita a hipótese nula, evidenciando que existe diferença estatística significativa em pelo menos um dos resultados. As Tabelas 25 a 28 apresentam os resultados obtidos para os solos do tipo areia, argila, silte e misto, respectivamente.

Tabela 23 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos com predominância de areias.

Classificação	Resistência de ruptura	Fonte de variação	*GL	**SQ	***Q _M	F _{calc}	P-valor
Areias	Ql Ruptura	Tratamentos	3	231.271,53	77.090,51	56,86	2,40E-26
		Resíduos	192	260.334,90	1.355,91		
	Qp Ruptura	Tratamentos	3	50.072,20	16.690,73	143,15	
		Resíduos	192	22.386,57	116,60		
	Qt Ruptura	Tratamentos	3	307.429,82	102.476,61	69,72	
		Resíduos	192	282.215,18	1.469,87		
	Qt parcial	Tratamentos	3	111.442,97	37.147,66	54,77	
		Resíduos	192	130.223,54	678,25		
	Qt global	Tratamentos	3	76.857,45	25.619,15	69,72	
		Resíduos	192	70.553,80	367,47		

*GL= Graus de Liberdade. **SQ = Soma de Quadrados. ***Q_M = Quadrado Médio

Fonte: (Autora).

Tabela 24 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos com predominância de argilas.

Classificação	Resistência de ruptura	Fonte de variação	*GL	**SQ	***Q _M	F _{calc}	P-valor
Argilas	Ql Ruptura	Tratamentos	3	34.576,63	11.525,54	3,63	1,51E-02
		Resíduos	116	368.205,37	3.174,18		
	Qp Ruptura	Tratamentos	3	10.929,43	3.643,14	15,80	
		Resíduos	116	26.748,57	230,59		
	Qt Ruptura	Tratamentos	3	15.353,89	5.117,96	1,74	
		Resíduos	116	340.960,43	2.939,31		
	Qt parcial	Tratamentos	3	21.901,91	7.300,64	4,59	
		Resíduos	116	184.650,63	1.591,82		
	Qt global	Tratamentos	3	3.838,47	1.279,49	1,74	
		Resíduos	116	85.240,11	734,83		

*GL= Graus de Liberdade. **SQ = Soma de Quadrados. ***Q_M = Quadrado Médio

Fonte: (Autora).

Tabela 25 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos com predominância de silte.

Classificação	Resistência de ruptura	Fonte de variação	*GL	**SQ	***Q _M	F _{calc}	P-valor
Silte	Ql Ruptura	Tratamentos	3	76.143,61	25.381,20	16,52	1,78E-09
		Resíduos	172	264.328,43	1.536,79		
	Qp Ruptura	Tratamentos	3	11.158,30	3.719,43	16,67	1,50E-09
		Resíduos	172	38.385,14	223,17		
	Qt Ruptura	Tratamentos	3	39.184,98	13.061,66	5,98	6,73E-04
		Resíduos	172	375.937,91	2.185,69		
	Qt parcial	Tratamentos	3	45.634,74	15.211,58	16,42	1,99E-09
		Resíduos	172	159.375,48	926,60		
	Qt global	Tratamentos	3	9.796,24	3.265,41	5,98	6,73E-04
		Resíduos	172	93.984,48	546,42		

*GL= Graus de Liberdade. **SQ = Soma de Quadrados. ***Q_M = Quadrado Médio

Fonte: (Autora).

Tabela 26 - Resultados da aplicação do teste ANOVA para solos mistos.

Classificação	Resistência de ruptura	Fonte de variação	*GL	**SQ	***Q _M	F _{calc}	P-valor
Misto	Ql Ruptura	Tratamentos	3	89.317,53	29.772,51	12,26	1,33E-07
		Resíduos	312	757.594,61	2.428,19		
	Qp Ruptura	Tratamentos	3	46.376,47	15.458,82	29,64	6,88E-17
		Resíduos	312	162.706,68	521,50		
	Qt Ruptura	Tratamentos	3	68.551,42	22.850,47	5,89	6,35E-04
		Resíduos	312	1.209.530,35	3.876,70		
	Qt parcial	Tratamentos	3	39.546,18	13.182,06	9,03	9,43E-06
		Resíduos	312	455.365,71	1.459,51		
	Qt global	Tratamentos	3	17.137,85	5.712,62	5,89	6,35E-04
		Resíduos	312	302.382,59	969,17		

*GL= Graus de Liberdade. **SQ = Soma de Quadrados. ***Q_M = Quadrado Médio

Fonte: (Autora).

5.1.3 Aplicação do Teste de Tukey

Como o resultado do teste de hipótese ANOVA identificou a existência de diferença estatística significativa em pelo menos um dos resultados entre os métodos utilizados, aplicou-se então o teste de comparação de médias Tukey para identificar quais médias que estão divergindo estatisticamente entre si. O nível de confiabilidade aplicado no teste Tukey foi de 95%, ou seja, o teste possui nível de significância de 5%. Os resultados obtidos no teste consistem em rejeitar ou aceitar a hipótese nula

H_0 a partir de p-valor, ou seja, para resultados de p-valor $< 0,05$, rejeita-se a hipótese nula H_0 .

A Tabela 27 apresenta os resultados estatisticamente divergentes entre os métodos referentes às resistências de ruptura R_L , R_p , R_T da resistência R_T parcial e global, de acordo com os coeficientes de segurança explanados na Tabela 14, para as estacas rotativas (RT) e hélice contínua (HC) para solos predominantemente arenosos.

Tabela 27 - Resultado do teste de Tukey para solos predominantemente arenosos.

Tipo de Estaca	Tipo de solo	$R_{L_{RUPTURA}}$	$R_{p_{RUPTURA}}$	$R_{t_{RUPTURA}}$	$R_{t_{PARCIAL}}$	$R_{t_{GLOBAL}}$
HC	Areia	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Areia siltosa	Aceita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0
	Areia Silto-Argilosa	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
RT	Areia	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Areia siltosa	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
	Areia Silto-Argilosa	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0

Fonte: (Autora).

Através dos resultados explanados é possível observar que, tanto para estacas rotativas quanto para estacas hélice contínua, apenas nos solos compostos exclusivamente por areia os resultados de resistência de capacidade de carga total se mostraram estatisticamente iguais por ambos os métodos.

No entanto, quando observado a presença de argila ou silte nos solos predominantemente arenosos, encontra-se uma tendência de os resultados de capacidade de carga total divergirem estatisticamente entre os métodos.

Além disso, observa-se que, para estacas hélice contínua, a R_p se mostra sempre divergente entre os métodos para solos predominantemente arenosos.

Do mesmo modo que para solos predominantemente arenosos, as Tabelas 30, 31 e 32 apresentam, respectivamente, os resultados estatisticamente divergentes entre os métodos para solos predominantemente argilosos, siltosos e solos mistos.

Tabela 28 - Resultado do teste de Tukey para solos predominantemente argilosos.

Tipo de Estaca	Tipo de solo	$R_{I_{RUPTURA}}$	$R_{P_{RUPTURA}}$	$R_{t_{RUPTURA}}$	$R_{t_{PARCIAL}}$	$R_{t_{GLOBAL}}$
HC	Argila	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Argila Arenosa	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0
	Argila Silto-Arenosa	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0
RT	Argila	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Argila Arenosa	Aceita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
	Argila Silto-Arenosa	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0

Fonte: (Autora).

Para solos predominantemente argilosos, é possível observar que, tanto para estacas rotativas quanto para estacas hélice contínua, para solos compostos exclusivamente por argila, os resultados de resistência de capacidade de carga total se mostraram estatisticamente iguais por ambos os métodos.

Observa-se que, se considerado apenas $R_{T, RUPTURA}$ sem aplicar os fatores de segurança, o método apresenta divergência apenas para argilas arenosas em estacas rotativas.

Do mesmo modo que para solos arenosos, observa-se que, para estacas hélice contínua, a R_P se mostra sempre divergente entre os métodos para solos predominantemente argilosos.

Tabela 29 - Resultado do teste de Tukey para solos predominantemente siltosos.

Tipo de Estaca	Tipo de solo	$R_{I_{RUPTURA}}$	$R_{P_{RUPTURA}}$	$R_{t_{RUPTURA}}$	$R_{t_{PARCIAL}}$	$R_{t_{GLOBAL}}$
HC	Silte Arenoso	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Silte Argiloso	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
	Silte Argilo-Arenoso	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
RT	Silte Arenoso	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Silte Argiloso	Aceita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
	Silte Argilo-Arenoso	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0

Fonte: (Autora).

Nos solos predominantemente siltosos, os resultados de resistência de capacidade de carga total se mostraram estatisticamente iguais por ambos os métodos nos solos de origem silte-arenoso tanto para estacas rotativas quanto para estacas hélice contínua.

Do mesmo modo que para solos arenosos e argilosos, observa-se que, para estacas hélice contínua, a R_P se mostra sempre divergente entre os métodos para solos predominantemente siltosos.

Já para os solos do tipo silte argiloso e silte argilo-arenoso, os resultados de capacidade de carga total divergirem estatisticamente entre os métodos, para ambos os tipos de estacas.

Tabela 30 - Resultado do teste de Tukey para solos mistos.

Tipo de Estaca	Tipo de solo	$R_{I\text{RUPTURA}}$	$R_{P\text{RUPTURA}}$	$R_{t\text{RUPTURA}}$	$R_{t\text{PARCIAL}}$	$R_{t\text{GLOBAL}}$
HC	Areia	Aceita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0
	Silte	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0
	Argila	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
RT	Areia	Rejeita H_0	Aceita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0	Rejeita H_0
	Silte	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0
	Argila	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0	Aceita H_0

Fonte: (Autora).

Assim como para todos os outros solos explanados, para os solos mistos com o uso de estacas hélice contínua, a R_P também se mostra sempre divergente entre os métodos.

Observa-se que, se considerado apenas $R_{T, \text{RUPTURA}}$ sem aplicar os fatores de segurança, o método apresenta divergência apenas para solos mistos com predominância de areia em ambas as estacas.

5.1.4 Análise de Variância

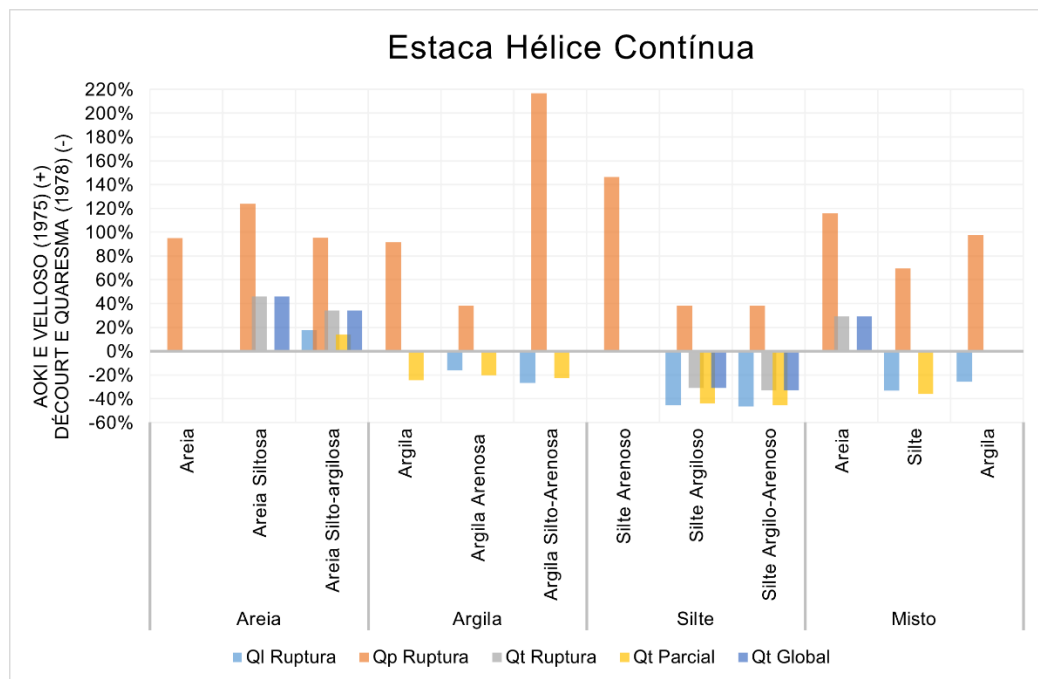
Após a aplicação do teste de Tukey e da identificação dos casos em que a capacidade de carga do solo diverge estatisticamente entre si para os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), realizou-se a análise de variância entre os resultados divergentes com o intuito de quantificar o nível de grandeza desta diferença.

O modelo consiste na análise percentual entre a diferença encontrada entre ambos os métodos, ou seja, quanto o valor obtido em um método é superior ao outro. Designou-se com o sinal de positivo (+) as diferenças maiores para o método de Aoki

e Velloso (1975) e com o sinal negativo (-) as diferenças maiores para o método de Décourt e Quaresma adaptado por Décourt (1996).

Nas estacas hélice contínua, os valores de resistência lateral, ponta, total de ruptura, total parcial e total global, os valores apresentaram, respectivamente, diferenças abaixo de 47%, 217%, 34%, 46% e 47% (Figura 39). No grupo de solo constituído de areia, observa-se que o método de Aoki e Velloso (1975) mostrou-se maior para todos os casos. Já para o grupo de solo constituído de argila e silte, com exceção da resistência de ponta, o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) mostrou-se maior.

Figura 39 - Comparação entre a média das variações entre os métodos semiempíricos para estacas hélice contínua.

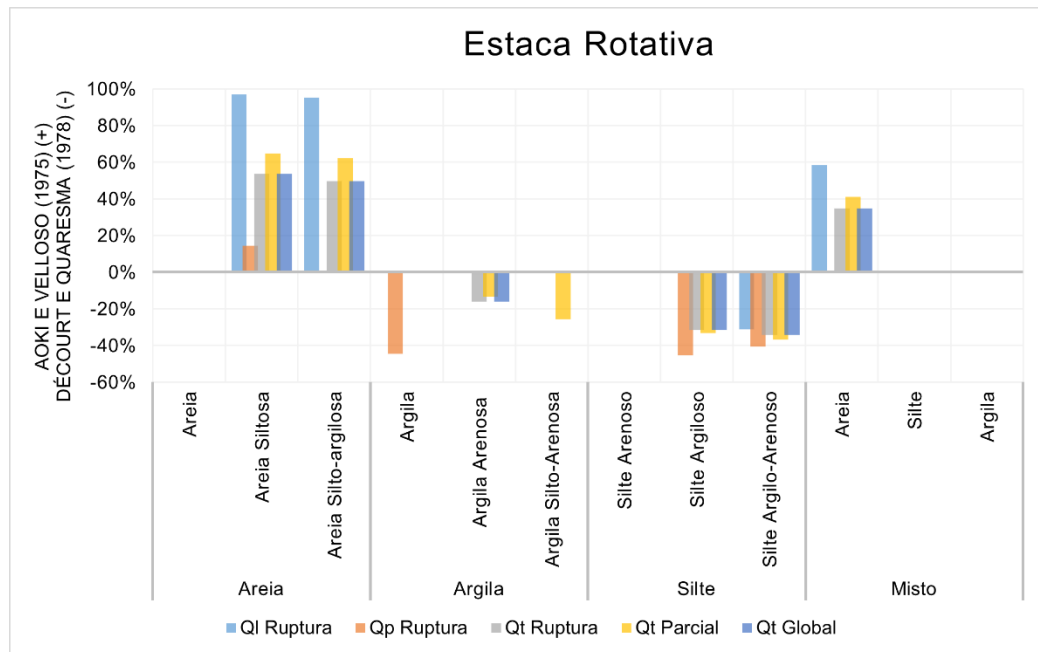


Fonte: (Autora).

Ao analisarmos as diferenças existentes entre os dois métodos para estacas hélice contínua, podemos observar uma maior discrepância entre os valores de R_p , sendo que, para todos os tipos de solo, os valores propostos por Aoki e Velloso (1975) foram superiores.

Através da Figura 40, é possível analisar que a maior discrepância de resultados entre os métodos ocorre ao compararmos os valores de R_L , apresentando valores de até 97% de diferença entre si.

Figura 40 – Comparação entre a média das variações entre os métodos semiempíricos para estacas rotativas.



Fonte: (Autora).

Ao analisarmos os valores obtidos para as estacas rotativas, percebe-se uma tendência mais clara de resultados entre os métodos. Nos grupos de solo constituídos de areia e misto (areia), todos os resultados encontrados foram maiores para o método de Aoki e Velloso (1975). Já para os grupos de solo constituídos de argila e silte, todos os resultados encontrados foram maiores para o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996).

É possível, através dos resultados, evidenciar que, no geral, a presença de argila e silte tende a revelar um resultado de capacidade de suporte maior do solo para o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996), enquanto a presença de areia resulta em valores maiores para o método de Aoki e Velloso (1975).

Esta conclusão vai de encontro aos valores obtidos na estimativa da capacidade de carga do subsolo do campo experimental de Cruz Alta, onde, no solo de natureza argilosa, o método de Décourt e Quaresma (1978), apresentou valores de capacidade de carga geotécnico das estacas, superiores aos valores obtidos pelo método de Aoki e Velloso (1975). Ainda, neste caso, os valores obtidos com a

aplicação do método de Décourt e Quaresma (1978), foram mais próximos, dos valores obtidos nas provas de carga estáticas realizadas.

6 CONCLUSÕES

Apresentam-se neste capítulo as principais conclusões obtidas nas duas etapas desta pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

6.1 ENSAIOS PROVA DE CARGA ESTÁTICA E APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

As curvas carga *versus* recalque originadas nos ensaios de prova de carga estática para as 3 estacas de 30 cm de diâmetro e 6 metros de comprimento, apresentaram valores de ruptura e deslocamentos similares entre si.

O aumento da capacidade de suporte ao dobrar o comprimento da estaca de 3 para 6 metros, foi de 170,90%. Em ambos os casos, a maior parcela de resistência está associada ao atrito lateral.

Ao confrontarmos os valores obtidos nos ensaios de prova de carga com os previstos nos métodos semiempíricos, no geral, os métodos semiempíricos apresentam resultados bem conservadores.

O método original proposto por Décourt e Quaresma (1978) foi o que mais se aproximou dos resultados de resistência total, apresentando uma diferença 16,49% menor. No entanto, ao analisarmos apenas a parcela de resistência de ponta, o método proposto por Aoki e Velloso (1975) adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) para estacas escavadas foi o que mais se aproximou dos resultados obtidos nos ensaios, apresentando uma diferença 1,21% menor.

Os fatores de correção F_1 e F_2 foram ajustados através da análise das provas de carga e acarretou uma relação de aproximadamente $F_1 = 3,58 F_2$, divergindo a relação $F_2 = 2F_1$ proposta inicialmente por Aoki e Velloso (1975) para estacas escavadas.

Os fatores α e β do método de Décourt e Quaresma (1978) também foram ajustados através da análise das provas de carga, resultando em $\alpha = 0,6749$ e $\beta = 1,3417$.

6.2 CORRELAÇÕES E TENDÊNCIAS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

A previsão de capacidade de carga entre os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) foi realizada para estacas rotativas e hélice contínua, com 30 cm de diâmetro e comprimento variável, até o solo descrito nas sondagens como impenetrável ao trépano de lavagem.

Nas estacas hélice contínua, a resistência de ponta se mostrou diferente estatisticamente entre si para todos os tipos de solo, sendo sempre de maior valor para o método de Aoki e Velloso (1975). No caso de solos do grupo das argilas, a capacidade de suporte total entre os dois métodos mostrou-se sempre iguais para a estaca em questão.

Para os valores que apresentaram diferenças significativas entre si, nos solos do grupo das areias, o método de Aoki e Velloso (1975) sempre apresentou valores maiores para os dois tipos de estacas.

Nas estacas rotativas, para os valores que apresentaram diferenças significativas entre si, o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) sempre apresentou valores superiores para solos dos grupos da argila e silte.

No geral, a maior discrepância de valores entre os métodos foi para a resistência de ponta no caso de estacas hélice contínua, e para a resistência lateral no caso de estacas rotativas.

Também se destaca que, no geral, a presença de argila e silte tende a revelar um resultado de capacidade de suporte maior do solo para o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt, enquanto a presença de areia resulta em valores maiores para o método de Aoki e Velloso (1975).

Analisando os resultados obtidos para as duas etapas desta pesquisa, é possível observar que, para o subsolo do campo experimental de Cruz Alta, os dois métodos semiempíricos apresentaram valores conservadores e, se comparados aos resultados das 197 sondagens SPT, os métodos apresentam também significativa discrepância dos resultados, quando comparados entre si.

De acordo com a etapa 01 desta pesquisa, evidenciou-se que para o solo argilo areno-siltoso do campus experimental da Cidade de Cruz Alta, o método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou resultados superiores ao método de Aoki e Velloso (1975), aferindo a análise estatística vista na etapa 02, na qual também apresentou

valores sempre maiores para o método de Décourt e Quaresma para estacas escavadas em solos de origem argilosa.

Sabe-se que na engenharia geotécnica brasileira, é comum a prática de estimativa da capacidade de carga das fundações por estacas através de métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) e também baseado na experiência do projetista, sem a utilização de ensaios prévios de prova de carga. Com isso, ressalta-se a importância da realização de ensaios de prova de carga para avaliar o real comportamento das fundações.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para pesquisas futuras, a partir das análises realizadas neste trabalho:

- Realizar ensaios de provas de carga estáticas em estacas, com as mesmas características das ensaiadas nesta pesquisa, na condição de solo inundado, com o intuito de avaliar a variação de capacidade de carga geotécnica em decorrência da variação do teor de umidade do terreno.
- Realizar simulação numérica dos ensaios de prova de carga estáticas realizados nas estacas de 6 m de comprimento, com o intuito de reproduzir e prever o comportamento das estacas em campo.
- Comparar os valores das calibrações obtidas nesta pesquisa para os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) com valores de provas de carga realizadas em solos semelhantes ao da cidade de Cruz Alta/RS.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações: Rio de Janeiro, 2022.

_____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

_____. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ALONSO, U.R. Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica para a cidade de São Paulo. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 3, n. 3, p. 19-25, dez. 1980.

_____. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Edgard Blucher, 1989.

AMANN, K. A. P. **Avaliação crítica dos métodos semi-empíricos de estimativa da carga de ruptura, aplicados à estaca raiz**. 2000. 230 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

_____. **Metodologia Semiempírica Unificada para a Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010, 2 v.

AOKI, N., ALONSO, U.R. **Previsão e comprovação a carga admissível em estacas**. Workshop ministrado no Instituto de Engenharia de São Paulo. *Revista Engenharia*, São Paulo, Instituto de engenharia, p. 17-26, 1991.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **5o. Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. Buenos Aires - Argentina. pp. 367-376.

AOKI, N. **Considerações sobre previsão e desempenho de alguns tipos de fundações profundas sob ação de cargas verticais**. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas UFRGS, 1985, Porto Alegre. Anais do ,1985. v. I. p. 211-251.

BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga x recalque de estacas a partir do SPT**. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1993.

BENETTI, L. B. **Estacas hélice contínua executadas em solos da formação guabirotuba: estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga**. 2016. 257p. Dissertação

(Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2016.

CARVALHO, D. SOUZA, A. Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: 9º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador/BA. **Anais...**Salvador/BA: ABMS, 1990, p. 109-114.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas**. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

COSTA, F. V. **Estacas para fundações**. São Paulo: Livraria Luso-Espanhola e Brasileira, 1956

DANZIGER, B. R. **Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas**. 1982. 265 f. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

DÉCOURT, L. *et al.* **Execução de Fundações Profundas**. São Paulo, Pini, 1988.

DÉCOURT, L. & Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. VICOBAMSEG1978. Rio de Janeiro/RJ. **Anais ...** V.1. p. 45-54.

Décourt, L. (1982) "Predicted of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT". In: **2ND Europ. Symp. On Penetration Test**, Amsterdam, v.1, p. 29-34.

Décourt, L. (1993) "Predicted and Measured Behavior of Non Displacement Piles in Residual Soils". **Anais do BAP II (Deep Foundations on Bored and Auger Piles)**, pp. 369-376, Ghent.

DÉCOURT, L. (1996) **Análise e projeto de fundações profundas: Estacas**. In: **HACHICH et al. (eds.). Fundações: Teoria e prática**. Editora Pini Ltda., São Paulo/SP. Cap. 8.1, p. 265- 301.

DÉCOURT, L. Sobre a origem do método Décourt-Quaresma. [entrevista pessoal]. São Paulo, Sede da Luciano Décourt Engenheiros Consultores. Entrevista concedida em 12 de abril de 2007., citado por AMANN (2010).

DÉCOURT, L. (1998) Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. XI COBRAMSEG, 1998. Brasília/DF. **Anais ...** V.3. p.1599-1606.

DÉCOURT, L. (2002a) Capacidade de Carga de Estacas Executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. Algumas ponderações. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. XII COBRAMSEG, 2002. São Paulo/SP. **Anais ...** V.3 p.1545-1555.

FALCÃO, R. F. **Avaliação do impacto da inundação na resistência e deformabilidade de um solo laterítico e colapsível: estudo experimental e numérico.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2021.

FÁVERO, L. P. L.; BELFIORE, P. P.; SILVA, F. L. da; CHAN, B. L. (2009). **Análise de dados: modelagem multivariada para tomada de decisões.** Rio de Janeiro: Elsevier.

FLEMING, W. G.L.; WELTMAN, A.J.; RANDOLPH, M.F.; ELSON, W.K. **Piling engineering.** London: E&FN Spon, 2ª ed, 1992. p. 92-331.

GUIMARÃES, R. C. (2002) **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Brasília.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados.** 1988. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1988.

MAIA, C. M. M. *et al.* **Execução de Fundações Profundas.** São Paulo, Pini, 1988.

MASUTTI, G. C. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em campo experimental na cidade de Cruz Alta/RS.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2020.

MILITITSKY, J. Provas de carga estáticas. **Seminário de Fundações Especiais**, v. 2, p. 203-208, 1991.

MONTEIRO, P.F. (1996). Acidente em fundação devido a insuficiência de sondagem do subsolo. In: **Acidentes Estruturais na Construção Civil.** 1.ed. São Paulo-SP, outubro, ed. Pini. pp. 67-80.

Monteiro, P. F. (1997). **Capacidade de carga de estacas – Método Aoki & Velloso.** Rio de Janeiro: Relatório Interno de Estacas Franki Ltda., citado por Velloso e Lopes (2002).

NIENOV, F. A. **Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Preservação Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2006.

PAGOTTO, L. G. *et al.* **Análise de variância e testes de médias: um estudo aplicado em experimentos com variedades de algodoeiro e seleções de citrumelo.** Brazilian Applied Science Review, Curitiba, v.5, n.3, p.1287-1296, mai./jun. 2021.

PANSERA, V. **Modelagem Matemática do Tempo de Vida de Baterias utilizando Modelos Analíticos**. 2018. Dissertação (Mestrado em Modelagem Matemática) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Unijuí, 2018.

PIANA, P. A.; FERNANDES, R.; GOMES, L. C. **Delineamento e análise de dados obtidos em experimentos com animais**. In: LANSAC-TOHA, F. A.; BENEDITO, E.; OLIVEIRA, E. F. [Org]. Contribuições da história da ciência e das teorias ecológicas para a Limnologia. Maringá: EDUEM, 2009, p. 423-449.

PINTO, S. S.; SILVA, C. S. da; **Estatística – Volume I**. Porto Alegre: A autora, 2013. v. 2 (205p).

ROMANINI, A. **Análise geotécnica em estacas hélice contínua no município de SINOP – MT**. 2019. 263p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2019.

SCALLET, M. M. **Comportamento de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Laterítico e Colapsível da Região de Campinas/SP**. 2011. 166p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2011.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULZE, T. 2013 - **Análise da Capacidade de Carga de Estaca Escavada Instrumentada de Pequeno Diâmetro por Meio de Métodos Semi-Empíricos**. 2013. 168p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2013,

SILVA, J.P. *et al.* **Aplicação da ANOVA e dos testes de Fisher e Tukey em dados de recalque de edifícios de múltiplos pavimentos**. Revista Principia - Divulgação Científica e Tecnológica do IFPB (2021): Revista Principia - Divulgação Científica E Tecnológica Do IFPB, 2021-08-19. Web.

TEIXEIRA, Cornélio Zampier. **comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo. São Carlos, 1993.

TOMLINSON, M. J. **Pile design and construction practice**. 4. ed. London: E & EN Spon, 1994.

VEEN, C.V. der (1953). The Bearing Capacity of Piles. **III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICSMFE**. Amsterdam - Holland, Session 5/17. pp. 84-90.

VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para o silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá. In: COBRAMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 3, p. 125-151.

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

_____. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. V.2, 472p.

VÉSIC, A.S. **A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations**. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 1967. (Final report, proj. B-189).

8 APÊNDICE A – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DOS METÓDOS SEMIEMPÍRICOS

Tabela 31 - Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Aoki e Velloso (1975) adaptado por Aoki e Alonso (1991) e Laprovitera (1988) e Benegas (1993).

Método Aoki e Velloso (1975) Adaptado por Aoki e Alonso (1991) F1=3 e F2=6													
Z (m)	Solo	N _{SPT}	K (kgf/cm ²)	α (%)	r _p (kgf)	R _p (kgf)	R _p (kN)	N _L	r _L (kgf/cm ²)	R _L (kgf)	ΣR _L (kgf)	ΣR _L (kN)	R _T RUPTURA (kN)
1	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	6,00	4241,2	41,59	6,00	0,08	791,68	791,68	7,76	49,36
2	Argila Arenosiltosa	4	3,00	2,8	4,00	2827,4	27,73	4,00	0,06	527,79	1319,47	12,94	40,67
3	Argila Arenosiltosa	5	3,00	2,8	5,00	3534,3	34,66	5,00	0,07	659,73	1979,20	19,41	54,07
4	Argila Arenosiltosa	4	3,00	2,8	4,00	2827,4	27,73	4,00	0,06	527,79	2506,99	24,59	52,31
5	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	6,00	4241,2	41,59	6,00	0,08	791,68	3298,67	32,35	73,94
6	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	6,00	4241,2	41,59	6,00	0,08	791,68	4090,35	40,11	81,70
Método Aoki e Velloso (1975) adaptado por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) F1=F2=4,5													
Z (m)	Solo	N _{SPT}	K (kgf/cm ²)	α (%)	r _p (kgf)	R _p (kgf)	R _p (kN)	N _L	r _L (kgf/cm ²)	R _L (kgf)	ΣR _L (kgf)	ΣR _L (kN)	R _T RUPTURA (kN)
1	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	4,00	2827,4	27,73	6,00	0,11	1055,58	1055,58	10,35	38,08
2	Argila Arenosiltosa	4	3,00	2,8	2,67	1885,0	18,49	4,00	0,07	703,72	1759,29	17,25	35,74
3	Argila Arenosiltosa	5	3,00	2,8	3,33	2356,2	23,11	5,00	0,09	879,65	2638,94	25,88	48,99
4	Argila Arenosiltosa	4	3,00	2,8	2,67	1885,0	18,49	4,00	0,07	703,72	3342,65	32,78	51,27
5	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	4,00	2827,4	27,73	6,00	0,11	1055,58	4398,23	43,13	70,86
6	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	4,00	2827,4	27,73	6,00	0,11	1055,58	5453,80	53,48	81,21

Fonte: (Autora).

Tabela 32 - Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Décourt e Quaresma (1978).

Método Décourt e Quaresma (1978)															
Z (m)	Solo	N _{SPT}	N _P	C (tf/m ²)	r _p (kgf/cm ²)	α	R _p (kgf)	R _p (kN)	β	N _L	r _L (kgf/cm ²)	R _L (kgf)	ΣR _L (kgf)	ΣR _L (kN)	R _T RUPTURA (kN)
1	Argila	6	3,3	10	3,33	1,00	2356,19	23,11	1,00	6,00	0,30	2827,43	2827,43	27,73	50,83
2	Argila	4	5,0	10	5,00	1,00	3534,29	34,66	1,00	5,00	0,27	2513,27	5340,71	52,37	87,03
3	Argila	5	4,3	10	4,33	1,00	3063,05	30,04	1,00	5,00	0,27	2513,27	7853,98	77,02	107,06
4	Argila	4	5,0	10	5,00	1,00	3534,29	34,66	1,00	4,75	0,26	2434,73	10288,72	100,90	135,56
5	Argila	6	5,3	10	5,33	1,00	3769,91	36,97	1,00	5,00	0,27	2513,27	12801,99	125,54	162,51
6	Argila	6	6,0	10	6,00	1,00	4241,15	41,59	1,00	5,17	0,27	2565,63	15367,62	150,70	192,30

Fonte: (Autora).

Tabela 33 - Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Décourt e Quaresma (1978) e adaptado por Décourt (1996).

Método Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996)															
Z (m)	Solo	N _{SPT}	N _P	C (tf/m ²)	r _p (kgf/cm ²)	α	R _p (kgf)	R _p (kN)	β	N _L	r _L (kgf/cm ²)	R _L (kgf)	ΣR _L (kgf)	ΣR _L (kN)	R _T RUPTURA (kN)
1	Argila	6	3,3	10	3,33	0,85	2002,77	19,64	0,80	6,00	0,30	2261,95	2261,95	22,18	41,82
2	Argila	4	5,0	10	5,00	0,85	3004,15	29,46	0,80	5,00	0,27	2010,62	4272,57	41,90	71,36
3	Argila	5	4,3	10	4,33	0,85	2603,59	25,53	0,80	5,00	0,27	2010,62	6283,19	61,62	87,15
4	Argila	4	5,0	10	5,00	0,85	3004,15	29,46	0,80	4,75	0,26	1947,79	8230,97	80,72	110,18
5	Argila	6	5,3	10	5,33	0,85	3204,42	31,42	0,80	5,00	0,27	2010,62	10241,59	100,44	131,86
6	Argila	6	6,0	10	6,00	0,85	3604,98	35,35	0,80	5,17	0,27	2052,51	12294,10	120,56	155,92

Fonte: (Autora).

Tabela 34 – Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Aoki e Velloso (1975) adaptado com os fatores de correção retroanalizados nesta pesquisa: $F1 = 4,4837$ e $F2 = 1,2526$.

Método Aoki e Velloso (1975) – adaptado com os fatores de correção retroanalizados $F1 = 4,4837$ e $F2 = 1,2526$													
Z (m)	Solo	N _{SPT}	K (kgf/cm ²)	α (%)	r _p (kgf)	R _p (kgf)	R _p (kN)	N _L	r _L (kgf/cm ²)	R _L (kgf)	ΣR_L (kgf)	ΣR_L (kN)	R _{T RUPTURA} (kN)
1	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	4,01	2837,7	27,83	6,00	0,40	3792,28	3792,28	37,19	65,02
2	Argila Arenosiltosa	4	3,00	2,8	2,68	1891,8	18,55	4,00	0,27	2528,19	6320,47	61,98	80,54
3	Argila Arenosiltosa	5	3,00	2,8	3,35	2364,8	23,19	5,00	0,34	3160,24	9480,71	92,97	116,16
4	Argila Arenosiltosa	4	3,00	2,8	2,68	1891,8	18,55	4,00	0,27	2528,19	12008,90	117,77	136,32
5	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	4,01	2837,7	27,83	6,00	0,40	3792,28	15801,18	154,96	182,79
6	Argila Arenosiltosa	6	3,00	2,8	4,01	2837,7	27,83	6,00	0,40	3792,28	19593,47	192,15	219,97

Fonte: (Autora).

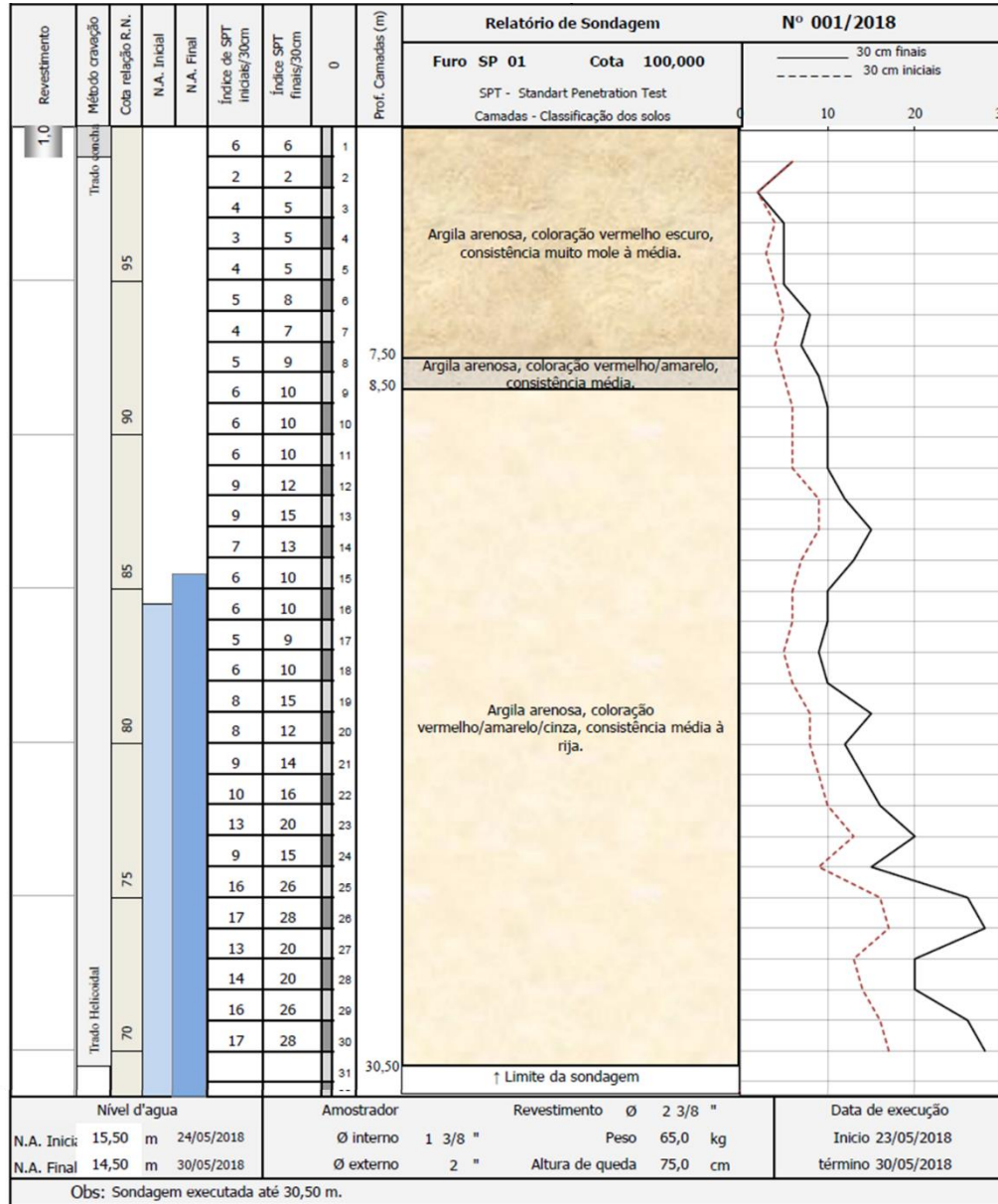
Tabela 35 – Planilha e cálculo de previsão de capacidade de carga para o método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado com os fatores de correção retroanalizados nesta pesquisa: $\alpha = 0,5625$ e $\beta = 1,3417$.

Método Décourt e Quaresma (1978) – adaptado com os fatores de correção retroanalizados $\alpha = 0,5625$ e $\beta = 1,3417$															
Z (m)	Solo	N _{SPT}	N _P	C (tf/m ²)	r _p (kgf/cm ²)	α	R _p (kgf)	R _p (kN)	β	N _L	r _L (kgf/cm ²)	R _L (kgf)	ΣR_L (kgf)	ΣR_L (kN)	R _{T RUPTURA} (kN)
1	Argila	6	3,3	10	3,33	0,67	1590,2	15,59	1,34	6,00	0,30	3793,57	3793,57	37,20	52,80
2	Argila	4	5,0	10	5,00	0,67	2385,29	23,39	1,34	5,00	0,27	3372,06	7165,63	70,27	93,66
3	Argila	5	4,3	10	4,33	0,67	2067,25	20,27	1,34	5,00	0,27	3372,06	10537,69	103,34	123,61
4	Argila	4	5,0	10	5,00	0,67	2385,29	23,39	1,34	4,75	0,26	3266,68	13804,37	135,37	158,77
5	Argila	6	5,3	10	5,33	0,67	2544,31	24,95	1,34	5,00	0,27	3372,06	17176,43	168,44	193,39
6	Argila	6	6,0	10	6,00	0,67	2862,35	28,07	1,34	5,17	0,27	3442,31	20618,74	202,20	230,27

Fonte: (Autora).

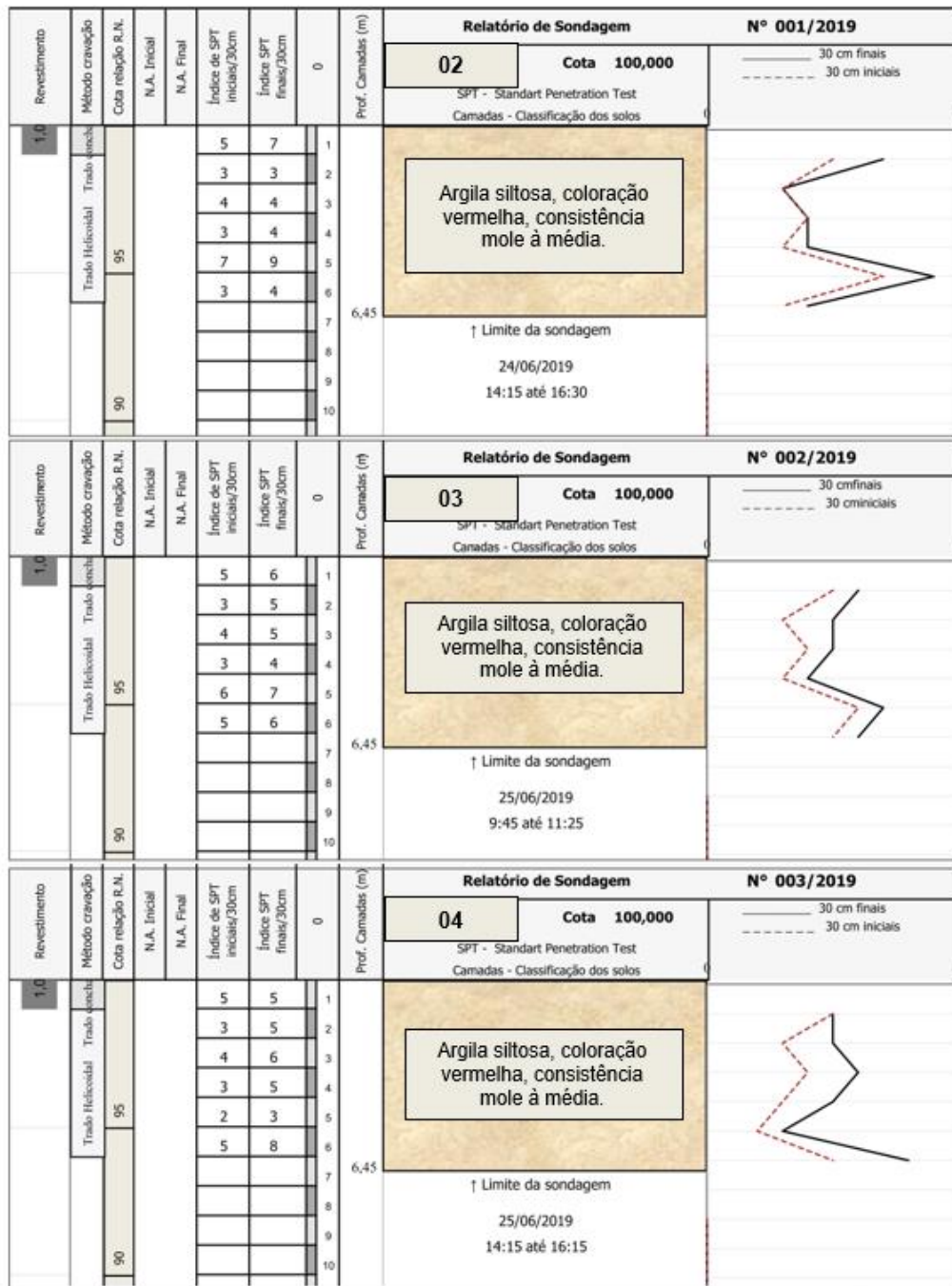
9 ANEXO A – RELATÓRIOS DE SONDAGEM SPT

Figura 41 - Perfil de sondagem SPT 01.



Fonte: (Masutti, 2020).

Figura 42 – Perfis de sondagem SPT 02, SPT 03 e SPT 04.



Fonte: (Masutti, 2020)