

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS CAVALCANTE GOMES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA HÉLICE-CONTÍNUA DE
PEQUENO DIÂMETRO NO BAIRRO DE MANAÍRA EM JOÃO PESSOA / PB.**

JOÃO PESSOA

2022

LUCAS CAVALCANTE GOMES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA HÉLICE-CONTÍNUA DE
PEQUENO DIÂMETRO NO BAIRRO DE MANAÍRA EM JOÃO PESSOA / PB.**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado à Universidade Federal da
Paraíba, como parte dos requisitos para a
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

JOÃO PESSOA

2022

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

G633a Gomes, Lucas Cavalcante.

Análise do comportamento de uma estaca
hélice-contínua de pequeno diâmetro no bairro de
Manaira em João Pessoa / PB. / Lucas Cavalcante Gomes.
- João Pessoa, 2022.
54 f. : il.

Orientação: Fábio Lopes Soares.
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Fundações. 2. Estaca Hélice-Contínua. 3. Métodos
Semiempíricos. 4. Capacidade de Carga. 5. Prova de
Carga Estática. I. Soares, Fábio Lopes. II. Título.

UFPB/CT/BSCT

CDU 624(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

LUCAS CAVALCANTE GOMES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA HÉLICE-CONTÍNUA DE
PEQUENO DIÂMETRO NO BAIRRO DE MANAÍRA EM JOÃO PESSOA / PB.**

Trabalho de Conclusão de Curso em 22/06/2022 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Fábio Lopes Soares

APROVADO

FABIO LOPES SOARES

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Clóvis Dias

CLÓVIS DIAS

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Enildo Tales Ferreira

ENILDO TALES FERREIRA

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Profª. Andrea Brasiliano Silva

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pois tem me dado força para permanecer firme nas batalhas diárias, e pelas grandes bençãos que tem derramado sobre a minha vida.

À meu pai que sempre me deu suporte e me apoia incondicionalmente para que eu não desista dos meus sonhos; à minha mãe, que em vida sempre esteve comigo e me apoiou de maneiras indescritíveis.

À minha namorada e sua família, que sempre me ajudou nos momentos de necessidade e me apoiou nas dificuldades.

A meus tios e primos, que me acolheram da melhor forma possível e sempre me ajudaram no dia a dia.

Aos meus colegas, pelo companheirismo e as experiências vividas no período de graduação.

Ao meu orientador, o Prof. Doutor Fábio Lopes Soares, pela ajuda, disponibilidade, orientação não só neste trabalho, mas também nas disciplinas por ele ministradas no decorrer do curso.

Às empresas Equilíbrio Construtora, Coneresolo e Engeobase, pelos dados disponibilizados para este trabalho; e em especial a empresa Equilíbrio Construtora, pela oportunidade de estágio a mim confiada e que me possibilitou grande aprendizado na engenharia.

RESUMO

A engenharia civil tem sofrido um grande desenvolvimento teórico e tecnológico nos últimos anos, com ideias inovadoras surgindo no setor. As estacas do tipo hélice-contínua fazem parte dessa gama de novas ideias, e tem revolucionado a área da geotecnia na execução de fundações profundas. Nisso, é de grande importância o aprimoramento do dimensionamento desse tipo de fundação, a fim de melhorar a viabilidade de sua execução. Assim, o presente trabalho objetiva realizar a análise comparativa do cálculo de capacidade de carga realizada por métodos semiempíricos com o resultado de um ensaio de prova de carga estático, realizada numa estaca hélice-contínua de pequeno diâmetro, executada em uma edificação no bairro Manaíra, na região da orla da cidade de João Pessoa-PB. A estaca em questão possui 14m de comprimento e diâmetro 300mm. Para o cálculo da capacidade de carga foram utilizados os métodos semiempíricos de Aoki & Veloso, Décourt & Quaresma, Antunes & Cabral e Alonso. Ademais, utilizou-se o resultado do ensaio de sondagem SPT para realização dos cálculos. Para realização do ensaio de prova de carga, foi seguido todos os itens previstos pelas normas ABNT NBR 6122/2019 e NBR 12131/2006. Do ensaio de prova de carga, os valores de recalques sofridos pela estaca em função do tempo de aplicação de carga, com os quais tornou-se possível plotar gráficos para realizar uma análise baseada na extrapolação de Van der Veen. Dessa maneira, com todos os dados obtidos foi possível realizar a comparação entre os valores reais e os calculados.

Palavras-chave: Fundações, Estaca Hélice-Contínua, Métodos Semiempíricos, Capacidade de Carga, Prova de Carga Estática.

ABSTRACT

Civil engineering has experienced a great theoretical and technological development in our last years, with innovative ideas surging in set. These types of helical-contaminated are part of this range of new ideas and revolutionized the area of geotechnics after the execution of deep foundations. Thus, is of great importance in terms of dimension of this type of foundation, to increase the viability of its execution. This work presents the objective work of conducting a comparative analysis of the load capacity calculation carried out by semi-empirical methods with the result of a static load test, carried out by a small diameter container with diameter 14m, in the direction of the city of João Pessoa-PB. It stands at this point has 14m of compression and a diameter of 300mm. For the load capacity calculation we used the semi-empirical methods of Aoki & Veloso, Décourt & Quaresma, Antunes & Cabral and Alonso. In addition, the result of the SPT survey is used for the calculation of the calculations. For the implementation of the loading test, follow all the procedures according to the standards ABNT NBR 6122/2019 and NBR 12131/2006. From the loading test, the values of sophisticated recalcitrants at the time and function of the loading application rate, as well as the potential to plot graphs to perform an analysis based on Van der Veen extrapolation. In this way, with all due diligence you can make a comparison between the real values and the calculated ones.

Keywords: Foundations, Continuous-Helix Pile, Semi-empirical Methods, Load Capacity, Static Load Proof.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- número de furos para sondagem realizados em relação a área da edificação.	16
Tabela 2 - Coeficientes α_i e K_i	23
Tabela 3 - Coeficientes de transformação F1 e F2.	23
Tabela 4 - Valores de K_p em função do tipo de solo.	24
Tabela 5 - Valores dos coeficientes α e β em função do solo para estacas hélice-contínua....	25
Tabela 6 - Valores de β_1 e β_2	26
Tabela 7- Limites de $\tau_{l,ult}$ e valores propostos pelo método de Alonso (1996) para estacashélice-contínua.	27
Tabela 8 - Valores de β (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas	28
Tabela 9 - Confiabilidade da Extrapolação de Vander Veen	29
Tabela 10 - Características da estaca.....	33
Tabela 11 - Carregamento de descarregamento do ensaio.	34
Tabela 12 - Recalques observados no ensaio.	39
Tabela 13 - Resumo de deslocamentos no ensaio.	39
Tabela 14 - Deslocamentos das Estacas de Reação.....	40
Tabela 15 - Resultados dos métodos Semiempíricos.	41
Tabela 16 - Resultados da resistência total para cada método.	44
Tabela 17 – Percentual da resistência total dos métodos em comparação com a prova de carga	44
Tabela 18 - Cálculo da resistência Lateral pelo método de Aoki & Veloso.	50
Tabela 19 - Cálculo da Resistência Lateral pelo método de Décourt & Quaresma.	51
Tabela 20 - Cálculo da Resistência de Ponta pelo método de Décourt & Quaresma.....	51
Tabela 21 - Cálculo da Resistência Lateral pelo método de Antunes & Cabral.	51
Tabela 22 - Cálculo da Resistência Lateral pelo método de Alonso.	53

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama do ensaio SPT.....	15
Figura 2 – Localização do pilar P16 e as estacas e sapata referente ao P16.	18
Figura 3 - Resumo dos procedimentos de execução de estacas Hélice-contínua.....	20
Figura 4 – Diagrama de cargas e resistências sobre a estaca.....	21
Figura 5 - Localização do Terreno	32
Figura 6 - Detalhe do sistema de Ancoragem.....	35
Figura 7 - Planta Baixa do sistema de montagem do sistema de reação.	36
Figura 8 - Vista do Sistema de Reação montado.....	37
Figura 9 - Sistema de aplicação de carga.	37
Figura 10 - Extensômetros da estaca teste.....	38
Figura 11 - Sistema de Acompanhamento dos deslocamentos.....	38
Figura 12 - Gráfico de Carga (tf) x Recalque (mm)	40
Figura 13 - Resistência lateral, ponta e total calculada em cada método.	42
Figura 14 - Curva de Carga x Recalque, com Extrapolação de Van der Veen.	43
Figura 15 - Valores da resistência total para cada método	44
Figura 16 – Localização dos ensaios de sondagem e de prova de carga.....	54
Figura 17 - Resultado do Ensaio SPT (SP 04) - Parte 1	55
Figura 18 - Resultado do Ensaio SPT (SP 04) - Parte 2.....	56

Sumário

1. INTRODUÇÃO	12
1.1. Justificativa	13
1.2. Objetivos	13
1.2.1. Geral	13
2. REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1. Sondagem SPT (Standard Penetration Test)	14
2.1.1. Histórico	14
2.1.2. Objetivos e método de ensaio	14
2.2. Estacas Hélice-Contínua de Pequenos Diâmetros	16
2.3. Execução	17
2.4. Vantagens e Desvantagens	20
2.4.1. Vantagens	20
2.4.2. Desvantagens	21
2.5. Capacidade de carga de fundações profundas	21
2.6. Método de Aoki & Veloso	22
2.7. Método de Decourt & Quaresma	23
2.8. Método de Antunes & Cabral	25
2.9. Método de Alonso	26
2.10. Método de Van der Veen	28
2.10.1. Confiabilidade da extrapolação de Van der Veen	29
2.11. Ensaio de prova de Carga Estática	29
2.11.1. Método do Ensaio	30
2.12. Aspectos geológicos de João Pessoa-PB	31

3. MATERIAIS E MÉTODOS	32
3.1. Materiais	32
3.1.1. Localização do canteiro	32
3.1.2. Caracterização Geotécnica	33
3.1.3. Prova de Carga Estática	33
4. RESULTADOS	41
4.1. Capacidade de carga dos cálculos semiempíricos	41
4.2. Curva Carga x Recalque	42
5. CONCLUSÃO	46
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	47
APÊNDICE A – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE AOKI & VELOSO	50
APÊNDICE B – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA	51
APÊNDICE C – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL	51
APÊNDICE D – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE ALONSO	52
APÊNDICE E – ENSAIO DE SONDAAGEM SPT	54

1. INTRODUÇÃO

As fundações são os elementos de base de qualquer tipo de edificação construída no mundo, e tem importância crucial para a sustentabilidade espacial destas, tendo em vista que a sua função é transmitir as cargas provenientes da estrutura para o solo na qual a construção se apoia. Dessa maneira, a fundação deve ser capaz de suportar as cargas e tensões provenientes dos esforços da estrutura, assim como o solo no qual a fundação se encontra apoiada deve ser resistente o suficiente para receber essas cargas, a fim de que não ocorra ruptura e a edificação não seja danificada.

Ciente disso, observa-se uma evolução contínua na tecnologia voltada tanto para o desenvolvimento de novas tipologias quanto para a execução de fundações, seja ela profunda ou superficial. Nesse sentido, tem surgido uma grande variedade de soluções para utilizar. No que diz respeito as fundações profundas, podemos citar estacas metálicas, estacas Franki, estacas Raiz, estacas escavadas, estacas pré-moldada de concreto, estaca mista, estacas Hélice-Contínua.

No que diz respeito as fundações superficiais, encontramos as sapatas, que se subdividem em isolada, corrida e associada; o radier, que possui maneiras variadas para a sua execução; e os blocos de fundação, que é uma das maneiras mais antigas e utilizadas na execução de fundação.

Ademais, podemos ressaltar também o desenvolvimento de técnicas de melhoramento de características geotécnicas de solo da fundação, que permite a utilização de fundações do tipo superficial em situações que de outra forma seria necessário a optar por soluções mais onerosas para execução da fundação. Podemos citar como exemplos de técnicas de melhoramento do solo o uso estacas de compactação, a vibro flotação, o uso de explosivos, injeção de cimento, uso de aditivos químicos, dentre outros.

Dessa forma, o presente trabalho tem o objetivo de fazer uma análise baseada em dados oriundos de uma obra em construção na região litorânea de João Pessoa que utilizou fundação do tipo mista, com estacas hélice-contínua de pequenos diâmetros para reforços de sapatas, com o objetivo de limitar os recalques sofridos pela fundação e aumentar a capacidade de carga do conjunto sapata/estaca, uma vez que o estaqueamento alcança camadas de solo mais resistentes. Assim, compararemos os resultados da prova de carga estática realizada em uma das estacas executadas, com os cálculos feitos para previsão de carga de ruptura através dos métodos semiempíricos.

1.1. Justificativa

Esse tema foi escolhido a fim de ampliar as pesquisas na área de geotecnia e aprofundar o entendimento do uso de fundação do tipo mista na cidade de João Pessoa -PB, mais especificamente no bairro de Manaíra.

Ademais, essa análise proporcionará um dado para auxiliar no entendimento de como o cálculo da capacidade de uma estaca através do uso dos métodos teóricos se aproxima da carga real suportada por uma estaca, observando através de comparação qual dos métodos se aproxima mais, qual o mais conservador e que traz maior margem de segurança.

1.2. Objetivos

1.2.1. Geral

O presente trabalho tem o objetivo de fazer uma comparação entre os resultados teóricos de carga de ruptura de estaca, calculando-os através dos métodos semiempíricos já conhecidos, com o resultado obtido em um ensaio de carga estático realizado em uma obra na cidade de João Pessoa-PB.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Sondagem SPT (Standard Penetration Test)

2.1.1. Histórico

O uso da prática de sondagem do solo remonta a meados do final do século XIX, onde realizava-se a penetração do solo a ser analisado através da circulação de água e recolhendo-se os detritos oriundo do solo, resultando em um processo que se obtinha a classificação e as propriedades do solo pouco coerentes com o natural. (BELINCANTA, 1985). Foi só apenas no início do século XX que surgiu o processo feito através da cravação de tubos com intervalos de penetração, altura de queda, e contabilização do número de golpes realizados. Esse processo foi desenvolvido por Charles R. Gow.

No ano de 1948, Terzaghi e Peck publicaram um estudo dos procedimentos da sondagem por circulação de água, interligando a penetração e a resistência do solo penetrado, de onde deriva-se o nome “*Standard Penetration Test*”. Esse método foi de grande importância pois agregou índices de resistência à penetração do solo passíveis de estudo como resistência, compacidade, consistência, e os equipamentos e formas que podem ser utilizados para execução do teste. (GALVÃO, 2019)

Porém, foi apenas no ano de 1958 que surgiu primeira a normatização do ensaio de penetração do solo, que foi a norma D1586-58T (ASTM) da *American Society for Testing and Materials*.

No Brasil estes estudos chegaram apenas na década de 1930, com os ensaios sendo realizados de maneira imprecisa e sem norma que os regulamentassem. Apenas no ano de 1979 que surge a primeira norma a ser utilizada, a MB – 1211, que posteriormente foi numerada como NBR-6484 de 1980 (Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos). Atualmente, a norma vigente trata-se da NBR-6484 do ano de 2020. (GALVÃO, 2019)

2.1.2. Objetivos e método de ensaio

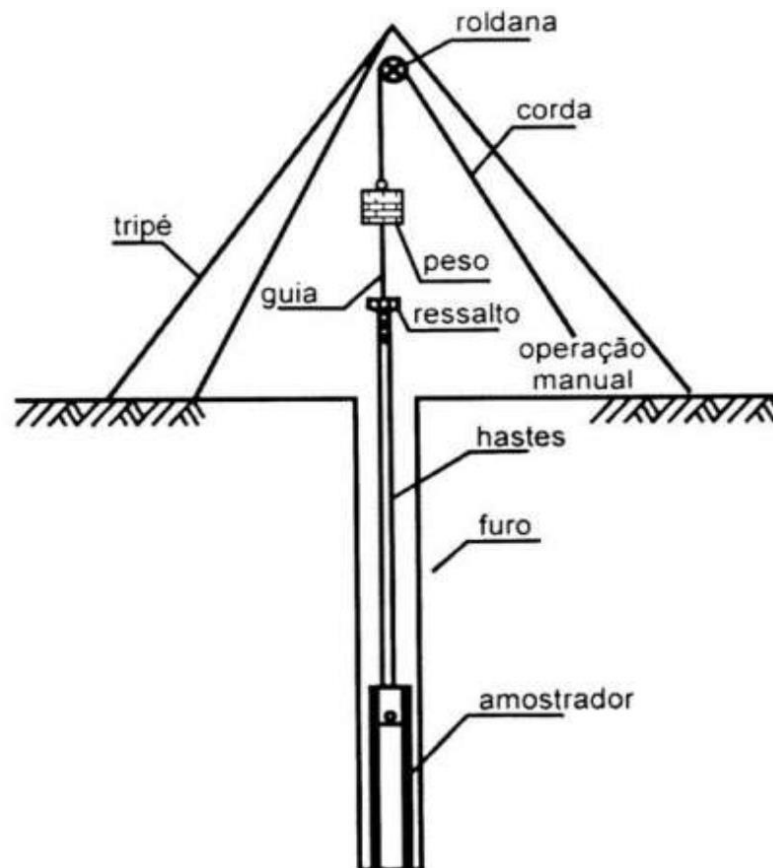
De acordo com Hachich (1996), o ensaio de sondagem de simples reconhecimento SPT tem como objetivo determinar:

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado;

- A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado;
- A posição do nível ou um dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

Como dito anteriormente, a norma que regulamenta e mostra os procedimentos de execução do ensaio de sondagem do ensaio SPT é a norma NBR-6484 (2020). O ensaio consiste basicamente na perfuração e cravação dinâmica do amostrador padrão (definido pela norma) a cada metro, resultando assim na definição do tipo de solo e da resistência, dada pelo NSPT, além da demarcação do nível de água dentro do furo (caso ele seja alcançado). A norma define dois modelos a serem executados desse ensaio: o sistema manual e o sistema mecanizado; o resultando da resistência dado por ambos podem divergir. A seguir, pode-se observar na Figura 1 um diagrama detalhando os materiais utilizados no ensaio de sondagem SPT.

Figura 1 - Diagrama do ensaio SPT



Fonte: Baroni, 2014, Adaptado pelo Autor.

O número de sondagens a ser realizada em um terreno varia de acordo com diversos fatores, sendo o principal deles a área da edificação a ser construída. A norma ABNT NBR

8036 (1983) prevê a quantidade de furos a serem realizados, de acordo com o mostrado na Tabela 1:

Tabela 1- número de furos para sondagem realizados em relação a área da edificação.

ÁREA CONSTRUÍDA	NÚMERO DE FUROS
Área menor que 200 m ²	Mínimo de 2 furos
Área variando entre 200 m ² e 400 m ²	Mínimo de 3 furos
Área variando entre 400 m ² e 1200 m ²	Um furo a cada 200 m ²
Área variando entre 1200 m ² e 2400 m ²	Um furo a cada 200 m ²
Área acima de 2400 m ²	O número de furos realizados fica a critério do engenheiro

Fonte: ABNT NBR 8036 (1983), adaptado pelo autor.

2.2. Estacas Hélice-Contínua de Pequenos Diâmetros

A estaca de hélice-contínua é uma estaca moldada *in loco* (concretada no canteiro), escavada através de um trado mecânico contínuo que perfura o solo até a profundidade total da estaca, servindo dessa forma como um escoramento provisório para o furo da estaca. (DER-SP, 2006) Além disso, juntamente ao eixo do trado mecânico existe uma tubulação que é utilizada para a aplicação do concreto no interior da estaca, que ocorre de forma gradual de acordo com a retirada do trado.

As estacas desse tipo possuem um diâmetro variável, dependendo das dimensões previstas em projetos e das máquinas disponíveis para execução. Tendo isso em mente, podemos classificar as estacas hélice contínua de pequenos diâmetros como estacas que possuem a dimensão do diâmetro variando entre a 25cm e 30cm. Dessa forma, classifica-se a estaca analisada como sendo de pequeno diâmetro.

2.2.1. Histórico

As estacas de hélice-contínua passaram a ser executadas no Brasil por meados do ano de 1987, tendo sua ampla disseminação no cenário de execução de fundações na construção civil a partir do ano de 1993.

No decorrer desse tempo, foram realizados inúmeros ensaio de prova de carga com o objetivo de compreender o funcionamento dessas estacas e conferir a resistência total da estaca, ensaios esses, que após análises realizadas nos dados coletados comprovaram a eficácia desse modelo de fundação profunda, além de formar uma base firme para atestar o

dimensionamento da carga de ruptura utilizando-se os métodos de previsão de carga semiempíricos.

Tendo em vista esse momento de afirmação dessa tipologia de estaca, podemos afirmar que hoje trata-se da solução alternativa mais empregada nas execuções de fundações profundas.

2.3. Execução

O processo executivo das estacas de hélice-continua pode ser subdividido em quatro etapas, sendo a primeira considerada como uma etapa prévia. São elas: locação do ponto da estaca, posicionamento do trado e perfuração, injeção do concreto e instalação da armadura.

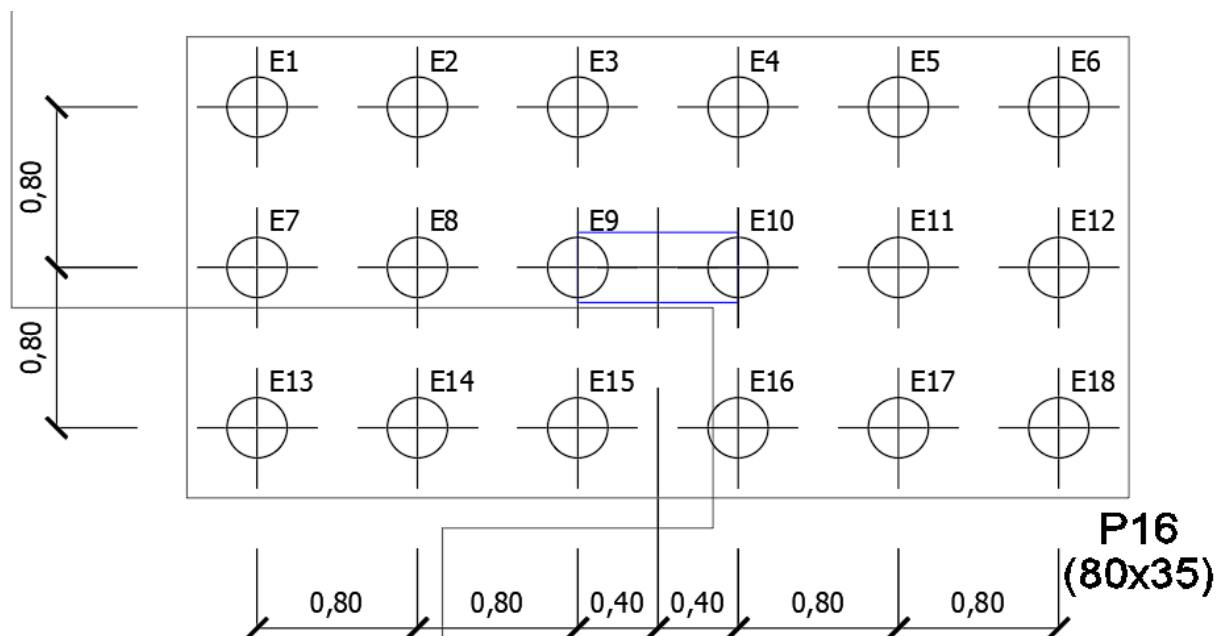
a) Locação da estaca

A fundação de estacas de hélice-continua recebe as cargas do edifício através do bloco de coroamento, com o bloco de coroamento recebendo as cargas dos pilares. Assim, o posicionamento do local da estaca depende do pilar sob a qual ela está posicionada. Dessa forma, utiliza-se o gabarito para localizar o pilar no terreno e, a partir dos eixos do pilar, é feito posicionamento do local da estaca.

No caso estudado neste trabalho, foi necessário ressaltar que as estacas de hélice-continua executadas objetivam o reforço das fundações superficiais do tipo sapata. Assim, o projetista optou pela não execução de bloco de coroamento, sendo executada apenas uma camada de concreto magro para regularização acima das estacas e a execução da sapata logo após. No entanto, o procedimento de locação das estacas permaneceu o mesmo descrito acima (baseando-se nos eixos dos pilares).

Na Figura 2 o posicionamento do pilar P16 e as respectivas estacas localizadas sob a sapata do P16.

Figura 2 – Locação do pilar P16 e as estacas e sapata referente ao P16.



Fonte: Equilíbrio Construtora, 2022

b) Posicionamento do trado e perfuração

A perfuração é executada através da introdução da hélice no terreno, utilizando-se de uma rotação necessária para se opor a resistência do solo e da aplicação de uma força vertical voltada ao solo, oriunda de motores localizados na sua extremidade, que com um torque apropriado, atingirá a profundidade requerida pelo projeto. Ademais, a hélice possui dentes na sua extremidade que facilita uma melhor penetração no solo. (GEOFIX, 2012)

A medição da profundidade é realizada através de um equipamento que mede o torque ao longo da profundidade, de modo que ao se obter o valor da resistência definido, a perfuração será paralisada na profundidade referente a esse valor de resistência.

Para evitar que durante a introdução do trado haja entrada de solo ou água na haste tubular, existe, em sua face inferior, uma tampa metálica provisória, que é expulsa no início da concretagem. Essa tampa é presa por uma corrente ao trado para que não seja perdida. (GEOFIX, 2012)

c) Injeção do concreto

No momento em que a perfuração alcança a cota de profundidade da estaca, inicia-se a injeção do concreto através do bombeamento da haste tubular. A partir da pressão imprimida pelo concreto, a tampa provisória posicionada na ponta do tubo é expulsa e o trado começa a

ser retirado em um movimento retilíneo sem a rotação. Em casos de solos arenosos, a hélice é tirada girando lentamente no sentido da perfuração para garantir a concretagem. (GEOFIX, 2012)

O concreto injetado é mantido sempre a uma pressão positiva em torno de 0,5 e 1,0 kgf/cm², visando garantir a continuidade do fuste da estaca. Para isso se faz necessário dois pontos na execução da concretagem. O primeiro ponto é necessário certificar que a ponta do trado tenha alcançado um solo que proporcione a formação da “bucha” a fim de garantir que o concreto permaneça abaixo da ponta do trado. O segundo ponto é o controle da velocidade com que o trado está subindo de modo a manter um domínio sobre consumo de concreto. (GEOFIX, 2012)

Além disso, enquanto o trado vai sendo retirado, o solo que se encontra entre a hélice e o trado vai sendo retirado, e depois é removido para fora da área ao redor da estaca (essa remoção pode ser feita por uma escavadeira ou de forma manual pela equipe que está executando o serviço).

d) Inserção da armadura

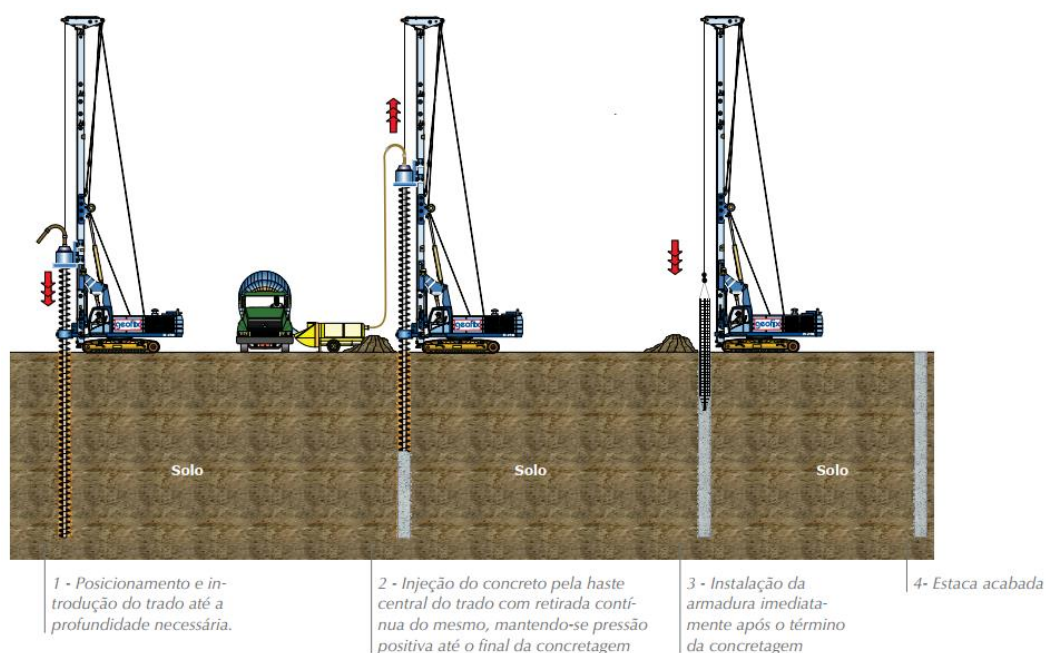
Após a concretagem é feita a inserção da armadura, realizada por gravidade, vibração ou utilizando um pilão com pequena carga. Vale ressaltar que para a colocação da armadura é necessário que a concretagem atinja o nível do terreno, a fim de evitar a queda de terra sobre o concreto, o que ocasionaria danificação da armadura no momento da sua colocação. (GEOFIX, 2012)

No caso das estacas que são submetidas apenas a compressão, elas levam uma armadura no seu topo com comprimento variável. Essa armadura serve para fazer a ligação entre a estaca e o bloco de coroamento e garantir sua integridade quando as estacas são “arrasadas” no nível determinado em projeto. (GEOFIX, 2012)

No caso da estaca analisada nesse trabalho, cujo objetivo é proporcionar reforço para a fundação do tipo sapatas, o projetista optou pela utilização de estacas não armadas.

Podemos observar os processos descritos na Figura 3.

Figura 3 - Resumo dos procedimentos de execução de estacas Hélice-contínua.



Fonte: Geofix fundações, 2012

2.4. Vantagens e Desvantagens

Para a escolha do tipo de fundação a ser executada, deve-se analisar todas as possibilidades tipológicas disponíveis, verificando as vantagens e desvantagens de cada uma. Baseado nisso, listaremos a seguir alguns dos pontos positivos e negativos desse tipo de estaca.

2.4.1. Vantagens

As vantagens da utilização das estacas hélice-contínua são (HACHICH, 1996):

- Alta produtividade, o que reduz o cronograma de execução da fundação com somente uma equipe de trabalho;
- Possibilidade de execução em quase todos os tipos de solos, exceto na presença de matacões e rochas;
- Diferentemente das fundações à percussão, não causa distúrbios e vibrações na proximidade;
- Não produz detritos poluídos por lama bentonítica, reduzindo o problema da disposição final dos resíduos produzidos pela escavação.

2.4.2. Desvantagens

As desvantagens da utilização das estacas hélice-contínua são (HACHICH, 1996):

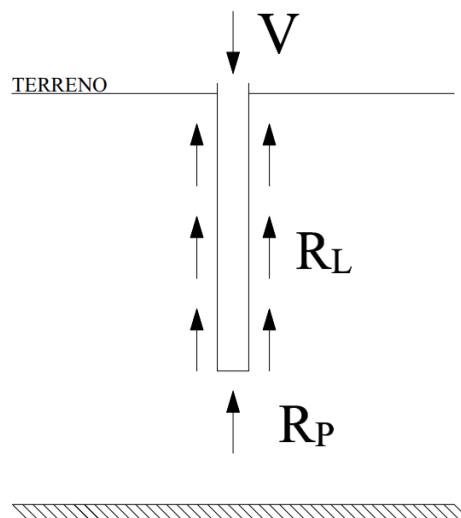
- Dificuldade em terrenos que não sejam planos e de fácil movimentação, devido ao porte do equipamento;
- Necessidade de um grande volume de concreto durante a execução, devido à alta produtividade da fundação;
- Necessidade de uma pá-carregadeira para limpeza e remoção do material extraído da perfuração das estacas;
- Os custos de mobilização dos equipamentos envolvidos oneram a obra, fazendo com que haja um número mínimo de estacas para serem viáveis economicamente;
- Limitação do comprimento da estaca e da armação.

2.5. Capacidade de carga de fundações profundas

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a capacidade de carga de uma fundação é a carga com a qual o solo sob essa fundação chega à carga limite. Para o caso da estaca de hélice-contínua, assim como para todos os tipos de fundações profundas, essa capacidade de carga (chamada também de carga de ruptura) é dada pela soma das tensões resistentes por adesão ou atrito lateral ao longo do comprimento da estaca, com tensão resistente normal à base da estaca (ponta da estaca).

Na Figura 4 pode-se observar um pequeno diagrama das cargas e resistências que atuam sobre uma estaca:

Figura 4 – Diagrama de cargas e resistências sobre a estaca.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O cálculo dessa capacidade de cargas é realizado através dos métodos semiempíricos criados no Brasil, dos quais serão utilizados quatro para prever a carga de ruptura da estaca de estudo. O processo de cálculo é mostrado nos tópicos seguintes.

2.6. Método de Aoki & Veloso

No método de Aoki & Veloso, a capacidade de carga de ruptura é calculado a partir da soma das parcelas de resistência lateral e resistência de ponta

$$R_{RUP} = R_L + R_P \text{ (Eq. 01)}$$

Onde R_{RUP} é a carga de Ruptura, R_L é a resistência lateral e R_P é a resistência de ponta.

A parcela de resistência lateral é calculada baseado nas sequências de fórmulas a seguir:

$$R_L = \sum_1^n R_{L,i} \text{ (Eq. 02)}$$

$$R_{L,i} = A_{L,i} \cdot r_{L,i} = U \cdot \Delta L_i \cdot r_{L,i} \text{ (Eq. 03)}$$

$$r_{L,i} = \frac{\alpha \cdot K_i \cdot \bar{N}_i}{F_2} \text{ (Eq. 04)}$$

Onde:

- $A_{L,i}$ é a área lateral da estaca na camada i;
- ΔL_i é a variação de altura em cada camada;
- α , e K_i são constates dadas em função do solo em cada uma das camadas baseados na tabela 2;
- N_i é a média aritmética do NSPT na camada i, (onde i refere-se as camadas que estarão em contato lateral com a estaca);
- F_2 é dado em função do tipo de estaca baseado na Tabela 3;
- n é o número de camadas.

A parcela de ponta é calculada a partir das seguintes equações mostradas abaixo:

$$R_P = A_P \cdot r_P \text{ (Eq. 05)}$$

$$r_P = \frac{K_P \cdot \bar{N}_p}{F_1} \text{ (Eq. 06)}$$

Onde:

- A_P refere-se a área da seção da ponta da estaca;

- K_p é uma constante dada em função do tipo de solo da ponta da estaca retirada da Tabela 02;
- $\bar{N}_p$ é a média aritmética dos valores de NSPT na ponta da estaca, e imediatamente inferior e superior;
- F_1 trata-se de uma constante determinada pelo tipo de estaca através da Tabela 3.

Tabela 2 - Coeficientes α_i e K_i

Tipo de Solo	K_p (kPa)	α (%)
Areia	600	1,4
Areia Siltosa	530	1,9
Areia Argilosa	530	3,0
Silte	480	3,0
Silte Arenoso	480	3,0
Silte Argiloso	300	3,4
Argila	250	6,0
Argila Arenosa	480	4,0
Argila Siltosa	250	5,5

Fonte: Aoki & Veloso, 1975

Tabela 3 - Coeficientes de transformação F_1 e F_2 .

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Pré-Moldada	1,8	3,5
Metálica	1,8	3,5
Escavada	3	6,0

Fonte: Aoki & Velloso, 1975

Para o caso das estacas do tipo raiz, hélice-contínua e ômega, que não estão presentes na tabela 02, Velloso e Lopes (2010), sugerem $F_1=2$ e $F_2=4$.

2.7. Método de Decourt & Quaresma

Decourt & Quaresma desenvolveram um método semiempírico para previsão de capacidade de carga que se baseia no resultado de ensaio do SPT. Nesse método, assim como no método de Aoki & Veloso, a carga de ruptura é calculada pela soma das parcelas do atrito lateral e de ponta de estaca. No ano de 1996, ele foi adaptado para ser aplicado em estacas hélice-contínua introduzindo os coeficientes α e β , multiplicando as parcelas de ponta e lateral.

A parcela de resistência lateral é calculada baseado nas sequências de fórmulas a seguir:

$$R_L = (A_L \cdot r_L) = (U \cdot L \cdot r_L) \cdot \beta \text{ (Eq. 07)}$$

$$r_L = \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{10} + 1 \right) \cdot 10 \text{ (Eq. 08)}$$

Onde:

- A_L é a área lateral da estaca ao longo da estaca;
- U é o comprimento da seção da estaca;
- L é o comprimento total da estaca;
- β é coeficiente de ponderação dado pela Tabela 5;
- $\bar{N}_{SPT}$ é a média aritmética do número de SPT ao longo do comprimento total da estaca.

A parcela de ponta é calculada a partir das seguintes equações mostradas abaixo:

$$R_P = (A_P \cdot r_P) \cdot \alpha \text{ (Eq. 09)}$$

$$r_P = K_P \cdot \bar{N}_p \text{ (Eq. 10)}$$

Onde:

- A_P é a área lateral da estaca ao longo da estaca;
- α é coeficiente de ponderação dado pela tabela 5;
- $\bar{N}_p$ é a média aritmética dos valores de NSPT na ponta da estaca, e imediatamente inferior e superior a camada;
- K_P é uma constante dada em função do tipo de solo da ponta da estaca retirada da Tabela 4.

Com posse das duas parcelas, calculamos a capacidade de carga total pela equação 11:

$$R_{RUP} = R_L + R_P \text{ (Eq. 11)}$$

Tabela 4 - Valores de K_p em função do tipo de solo.

Tipo de Solo	K_p (kPa)
Argila	120
Silte Arenoso	200
Silte Argiloso	250
Areia	400

Fonte: Décourt & Quaresma, 1978.

Tabela 5 - Valores dos coeficientes α e β em função do solo para estacas hélice-contínua.

Tipo de Solo	Tipo de Estaca	
	Hélice-Contínua	
	α	β
Argilas	0,3	1,0
Solos Intermediários	0,3	1,0
Areias	0,3	1,0

Fonte: Décourt & Quaresma, 1996.

2.8. Método de Antunes & Cabral

Baseados em informações obtidas em 9 provas de carga estática com diâmetros de 35, 50 e 75 cm, os autores propuseram um novo método de previsão de carga em estacas hélice-contínua, fazendo uma comparação entre os métodos semiempíricos tradicionais, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

A parcela de resistência lateral é calculada baseado nas sequências de fórmulas a seguir:

$$R_L = \pi \cdot D \sum_{1}^n (\bar{N}_{SPT\ 1,n} \cdot \beta_{1\ 1,n}) \cdot \Delta l_{1,n} \quad (Eq. 12)$$

Onde:

- D = diâmetro da estaca;
- Δl = comprimento da estaca;
- $\bar{N}_{SPT}$ = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;
- β_1 = coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo, de acordo com a Tabela 6.

A parcela de resistência de ponta é calculada baseado nas sequências de fórmulas a seguir:

$$R_P = \beta_1 \cdot N_P \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{10} \right) \quad (Eq. 13)$$

$$\beta_1 \cdot N_P \leq 40 \frac{kgf}{cm^2}$$

Onde:

- N_P = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;
- β_2 = parâmetro para o cálculo de resistência de ponta que depende do tipo de solo, de acordo com a tabela 6.

- A parcela de $\beta_1 \cdot N_p$ deve ser menor que 40 kgf/cm²; caso ultrapasse esse valor, deve ser utilizado 40 kgf/cm² para efetuar o cálculo.

Tabela 6 - Valores de β_1 e β_2 .

Tipo de Estaca	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes & Cabral, 1996.

2.9. Método de Alonso

O método de Alonso trata-se de um método semiempírico para o cálculo da capacidade de estacas exclusivamente do tipo hélice-contínua, fazendo-se uso dos resultados do ensaio de SPT-T. Esse método inicialmente era voltado apenas para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, mas posteriormente (2000) foi revalidado para duas novas regiões geotécnicas, sendo elas a formação Guabirotuba e os solos da cidade de Serra-ES.

A capacidade de carga final da estaca é dada pela soma das parcelas lateral e de ponta. A parcela lateral é calculada pela fórmula a seguir.

$$R_l = U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (Eq. 14)$$

Onde:

- U é o perímetro da seção transversal da estaca;
- Δl é o trecho onde se admite atrito lateral r_i constante;
- $\tau_{l,ult}$ é resistência lateral unitária (conforme a Tabela 7).

A resistência lateral unitária é dada como a seguinte equação:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot f \leq 200 \text{ kPa} \quad (Eq. 15)$$

Onde:

- α é o coeficiente de correção do atrito lateral f , obtido pela interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última (mostrados na Tabela 7);
- f é o atrito calculado a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total do amostrador, no ensaio de SPT-T.

Tabela 7- Limites de $\tau_{l,ult}$ e valores propostos pelo método de Alonso (1996) para estacas hélice-contínua.

Região	Limites de $\tau_{l,ult}$	α
Bacia Sedimentar de São Paulo	≤ 200 kPa	0,65
Formação Guabirotuba	≤ 80 kPa	0,65
Cidade de Serra -ES	≤ 200 kPa	0,76

Fonte: Alonso, 1996,2000.

No ensaio SPT, geralmente a penetração total do amostrador é de 45 cm, a não ser no caso de solos muito moles, onde a penetração na maioria dos casos será maior que 45 cm, e em solos muito resistentes, onde a penetração final geralmente é inferior a 45 cm.

Para a obtenção do valor de f , utiliza-se a seguinte equação, proposta Ranzini (ALONSO, 1996).

$$f = \frac{100T_{m\acute{a}x}}{0,41h - 0,032} (kPa) (Eq. 16)$$

Onde:

- $100T_{m\acute{a}x}$ é o torque máximo expresso em kgf.m;
- h = penetração total do amostrador, em cm;

Com isso, para uma penetração total do amostrador de 45 cm, a expressão fica da seguinte forma.

$$f = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} (kPa) (Eq. 17)$$

O autor sugere algumas equações para a correlação entre o ensaio SPT e o SPT-T para calcular a resistência lateral e de ponta, utilizando-se o número de golpes N do ensaio SPT.

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N (Eq. 18)$$

$$T_{m\acute{i}n} = 1,0N (Eq. 19)$$

Para a formação Guabirotuba, as correlações indicadas são:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,13N (Eq. 20)$$

$$T_{m\acute{i}n} = 0,98N (Eq. 21)$$

O autor, ressalta a importância de se encontrar as correlações adequadas ao se utilizar o método em outras regiões.

Para o cálculo da parcela de ponta, o método utiliza-se da seguinte equação:

$$R_p = A_p \cdot r_p (Eq. 22)$$

Onde:

- A_p é a área da seção transversal da estaca;

O cálculo de r_p é dado pela equação a seguir.

$$r_p = \beta \frac{T_{\min}^{(1)} + T_{\min}^{(2)}}{2} \quad (Eq. 23)$$

Onde:

- $T_{\min}^{(1)}$ é a média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) da camada acima da ponta da estaca com espessura 8D. Quando a estaca for menor que 8D, considera-se nulo os $T_{\min}$ acima do nível do terreno;
- $T_{\min}^{(2)}$ média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) camada abaixo da ponta da estaca com espessura 3D.

O autor do método recomenda que os valores de $T_{\min}$ utilizados sejam no máximo 40 kgf.m.

Os valores do coeficiente de β são dados pela Tabela 8:

Tabela 8 - Valores de β (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas.

Região	β (Areia)	β (Silte)	β (Argila)
Bacia Sedimentar de São Paulo	200	150,0	100
Formação Guabirotuba	-	-	80
Cidade de Serra -ES	260	195,0	130

Fonte: Alonso, 1996, 2000.

2.10. Método de Van der Veen

O método de Van der Veen (1953) propõe que a relação entre a carga e o deslocamento no topo apresenta uma característica exponencial, dado pela equação a seguir:

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (Eq. 24)$$

Onde:

- Q é a carga aplicada no topo da estaca;
- Q_{ult} é a carga de ruptura;
- α é o coeficiente que define a forma da curva;
- ρ é o recalque referente à carga aplicada.

Posteriormente o método foi modificado por Aoki em 1976 e Cintra & Aoki em 2009, fazendo com que a curva não passasse pela origem do gráfico, obtendo a seguinte equação:

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-(\alpha \cdot \rho + b)}) \quad (Eq. 25)$$

Onde b é intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala logarítmica (BESSA et al., 2016). Com isso, a curva utilizada será aquela que tiver o melhor coeficiente de correlação (R^2) e ela dará a carga de ruptura. (BESSA et al., 2016).

2.10.1. Confiabilidade da extrapolação de Van der Veen

AOKI et al. classificam a extrapolação da curva carga x recalque de acordo com os valores de Q_{ult} obtidos e da carga máxima aplicada no ensaio. A confiabilidade é dada pela Tabela 9.

Tabela 9 - Confiabilidade da Extrapolação de Vander Veen

$\left(\left(Q_{ult} / P_{máx} \right) - 1 \right) \cdot 100 \text{ (Eq. 26)}$	EXTRAPOLAÇÃO
$\leq 25\%$	Confiável
Entre 25% e 50%	Aceitável
Entre 50% e 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Fonte: Aoki et al. (Adaptado).

2.11. Ensaio de prova de Carga Estática

O ensaio de prova de carga estática trata-se de um ensaio realizado em fundações sejam elas do tipo profundas ou superficiais, previstas pela norma ABNT NBR 6122 (2019), tendo o seu método de execução detalhado e normatizado pela norma ABNT NBR 12131 (2006). Resumidamente, é um procedimento adotado para avaliar a capacidade de carga de uma estaca. O procedimento do ensaio consiste em aplicar um carregamento estático crescente sobre a estaca a ser analisada e registrar os deslocamentos no decorrer do tempo.

2.11.1. Método do Ensaio

Aparelhagem

De acordo com o tópico 3.2.1 da norma NBR 12131, o dispositivo de aplicação de carga é constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais, agindo contra um sistema de reação estável. Esse sistema, por sua vez, deve ser projetado, montado e utilizado de modo que a carga aplicada atue na direção desejada, sem produzir choques ou vibrações.

Além disso, durante o ensaio de prova de carga são utilizados os aparelhos para realização das medições. São obrigatoriamente realizadas as medições das cargas aplicadas no topo da estaca através de uma célula de carga ou com um manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico.

Execução do ensaio

DE acordo com a norma ABNT NBR 121131, a execução do ensaio propriamente dita trata-se da aplicação de cargas sobre a estaca em estágios iguais e sucessivos, com um aumento da quantidade de carga igual em cada um dos estágios. Cada acréscimo de carga deve ser maior ou igual a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca submetida ao ensaio. A carga imprimida em cada estágio deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e por um período de no mínimo 30 minutos.

No que diz respeito a leitura dos deslocamentos, a norma NBR 12131 prevê que devem ser realizadas imediatamente após a aplicação das cargas e nos períodos decorrentes de 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3 e 4 horas etc., após o início de cada estágio, finalizando quando o deslocamento for estabilizado.

A ruptura da estaca ocorre quando um pequeno acréscimo de carga ocasiona um recalque considerável. Quando se é atingido a carga máxima da fase de carregamento, ela deve ser mantida por um período de no mínimo 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início da fase de descarregamentos.

A fase de descarregamentos deve ser feita em no mínimo 4 estágios, mantidas até o momento em que os deslocamentos são estabilizados, seguindo os mesmos critérios adotados na fase dos carregamentos. O tempo mínimo para cada estágio deve ser de 15 minutos. Após o descarregamento total, a leitura dos deslocamentos deve prosseguir até a estabilização.

2.12. Aspectos geológicos de João Pessoa-PB

De acordo com Barbosa (2015), na cidade de João Pessoa pode-se destacar duas unidades geomorfológicas predominantes, que se trata da formação barreiras, que abrange os setores mais centrais da cidade e regiões mais afastadas e menos urbanizadas do município; e unidade da Bacia Sedimentar Paraibana, que abrange a região litorânea e seus arredores. Nisso, no que diz respeito as características geológicas, a região do estudo de caso se localiza na unidade geomorfológica da Bacia Sedimentar Paraibana.

Ademais, nos últimos anos a cidade de João Pessoa tem sido marcada pela construção de grandes empreendimentos nos bairros mais desenvolvidos da cidade, que se encontram nos domínios da orla e da Formação Barreiras. Em geral, a formação barreiras se caracteriza por um solo areno-argiloso com uma superfície plana e suavemente inclinada. Já o domínio de orla se caracteriza por um solo arenoso em uma região de baixa altitude e um lençol freático com baixa profundidade. (DUARTE, 2016).

A obra em questão se localiza mais especificamente no bairro de Manaíra, que se encontra no domínio dos terraços marinhos. Para esse caso, verificou-se a impossibilidade de algumas soluções de fundações como estacas escavadas pela presença do lençol freático raso. Em vista de solucionar esse problema, Soares (2005) listou as fundações mais utilizadas nessa região. São elas: melhoria de solo com estaca de compactação; estacas tipo franki; estacas metálicas; estacas pré-moldadas de concreto.

Nisso, uma solução que tem ganhado bastante espaço é a estaca hélice-contínua, pelo fato de apresentar muitas vantagens para sua utilização, como pode-se constatar no caso analisado.

3.1.2. Caracterização Geotécnica

Na obra estudada, realizaram-se quatro sondagens SPT, nas quais obtiveram-se 16 camadas de diferentes tipos de solos e colorações, chegando até ao nível do impenetrável. A disposição dos furos no terreno pode ser observada na Figura 16, presente no Apêndice E do trabalho. Ademais, pode-se observar também que as sondagens chegaram a uma profundidade média de 25,35m, com o ensaio SP 01 apresentando maior profundidade de 30,5m, e o ensaio SP 03 tendo a menor profundidade de 20,45m.

Para o presente caso, baseando-se na proximidade do ensaio em relação à estaca escolhida para a prova de carga, utilizaremos os dados obtidos através do ensaio de sondagem SP 04. O resultado do ensaio de sondagem pode ser observado nas figuras 17 e 18 localizadas no Apêndice E do trabalho.

3.1.3. Prova de Carga Estática

A prova de carga estática foi executada numa estaca de hélice-contínua de pequeno diâmetro (Ø300), com comprimento de 14m. A estaca é a de número E9, e está localizada no pilar de número 16 (P16), sendo utilizado concreto com f_{ck} 35Mpa para sua execução. A carga máxima no teste aplicada sobre a estaca é de 60 tf. A localização da estaca pode ser observada na figura 2.

Na tabela 10 podemos ver um resumo das características da estaca analisada.

Tabela 10 - Características da estaca.

Tipo da Estaca	Ø (mm)	Comprimento (m)	Carga de Trabalho (tf)	Carga de Ensaio (tf)
Hélice-Contínua	300	14,00	30,0	60,0

Fonte: Engeobase (adaptado pelo autor), 2020

O ensaio iniciou-se no dia 5 de janeiro de 2021 com aplicação de carga feita de forma gradativa em 10 estágios iguais e sucessivos, com uma carga acrescida de 6 tf a cada 30 minutos. As medições dos deslocamentos foram feitas para os tempos de 0, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos após cada acréscimo de carga, desde o estágio em que a carga estava em 0 tf até 60 tf.

Depois da fase de carregamento, a carga de 60tf foi mantida aplicada sobre a estaca por um período de 12 horas, realizando-se medições para os períodos 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540, 600, 660 e 720 minutos após o início desta fase.

Após esse estágio, deu-se início a fase de descarregamento que foi realizada em 5 estágios subsequentes com a duração de 15 minutos cada um, com o decréscimo de carga para execução do monitoramento nos estágios de 48, 36, 24, 12 e 0 tf, medindo-se os deslocamentos no início e no fim de cada fase.

Em todas as fases e níveis de carga os deslocamentos foram considerados finais após a estabilização das leituras, não apresentando variações acima de 5%. Na Tabela 11 podemos observar os estágios de carregamento e descarregamento da estaca

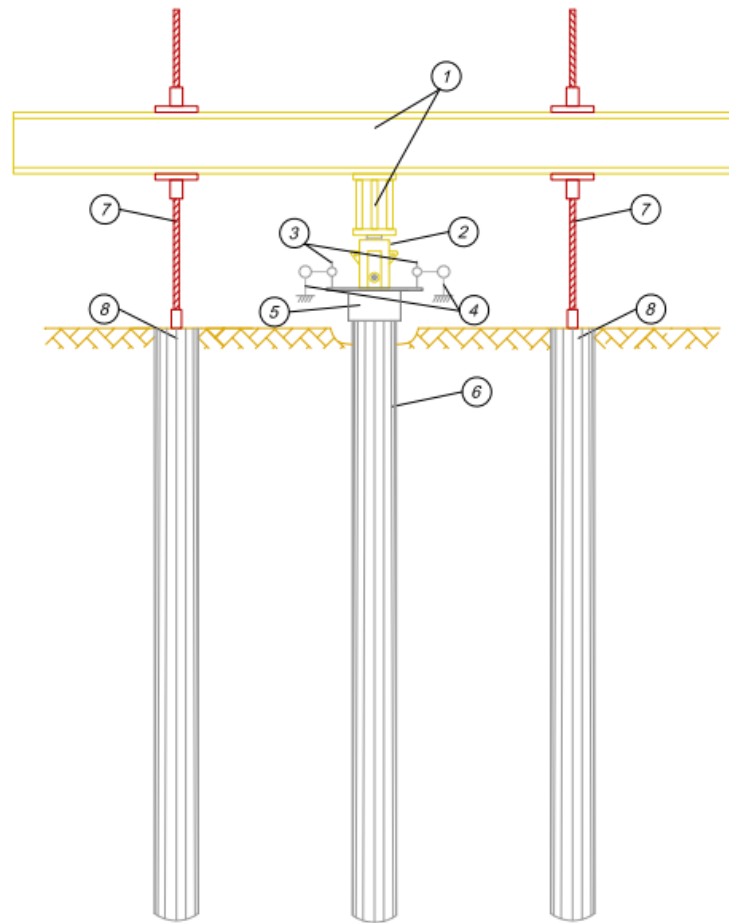
Tabela 11 - Carregamento e descarregamento do ensaio.

Carregamento		Descarregamento	
Estágio	Carga(tf)	Estágio	Carga(tf)
1	6	1	48
2	12	2	36
3	18	3	24
4	24	4	12
5	30	5	0
6	36	-	-
7	42	-	-
8	48	-	-
9	54	-	-
10	60	-	-

Fonte: Engeobase (adaptado pelo autor), 2020

O sistema de reação montado na obra é formado por um conjunto de duas vigas metálicas ancoradas em 4 barras de aço. A estrutura das vigas é reforçada com chapas soldadas para aumentar a resistência ao cisalhamento. As barras de tirantes são engastadas em outras 4 estacas do tipo hélice-contínua (Ø300) do bloco, com comprimento de ancoragem de 6,00 m. O aço utilizado é o Incotep, dimensionado para carga de tração de 15,00 tf. O sistema de reação é ilustrado nas Figura 6, 7 e 8:

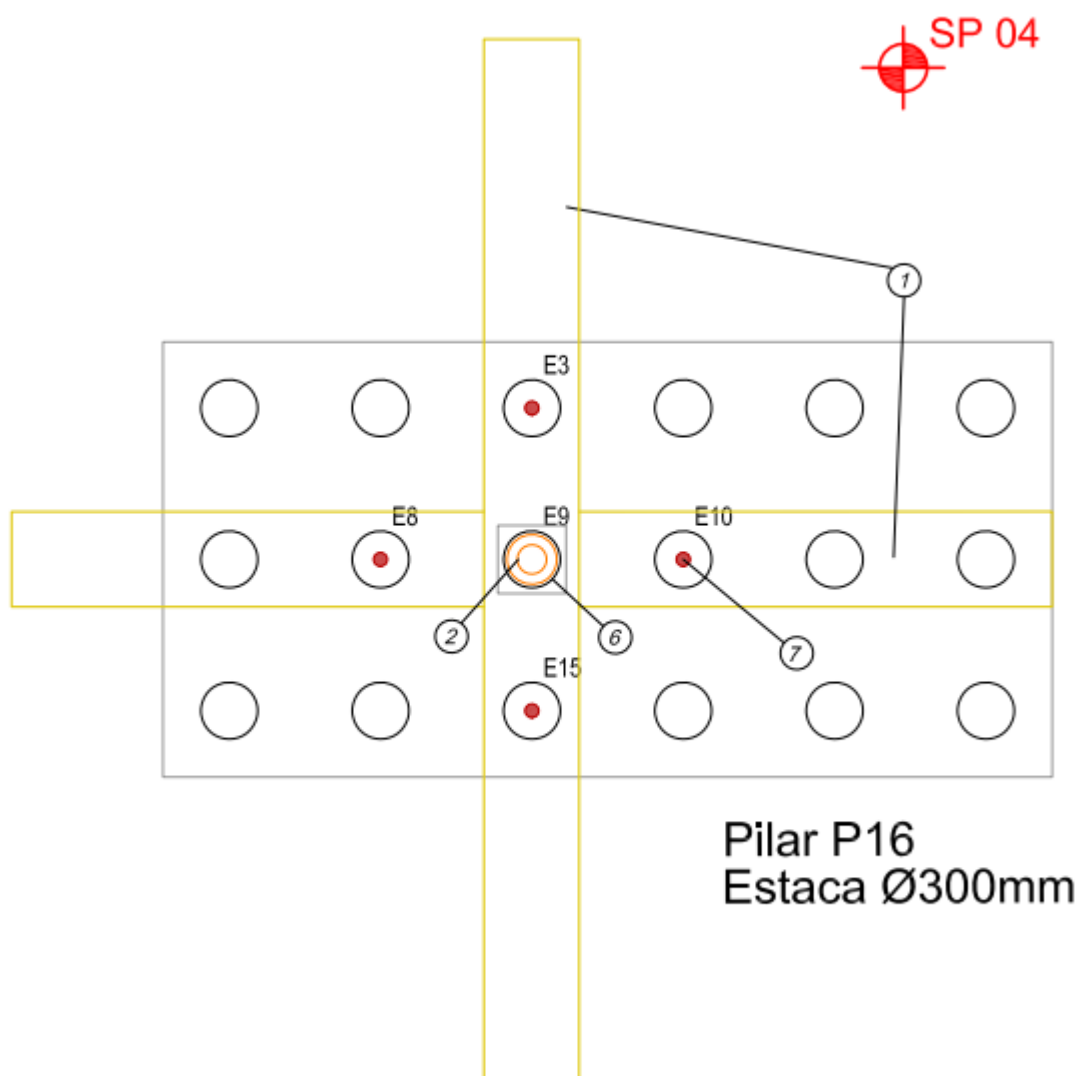
Figura 6 - Detalhe do sistema de Ancoragem



- | | |
|------------------------------|-------------------------------------|
| ① - VIGAS DE REAÇÃO (x2) | ⑤ - BLOCO DE FRETAGEM |
| ② - MACACO HIDRÁULICO | ⑥ - ESTACA DE TESTE |
| ③ - EXTENSÔMETROS (x4) | ⑦ - TIRANTE/BARRA DE ANCORAGEM (x4) |
| ④ - VIGAS DE REFERÊNCIA (x2) | ⑧ - ESTACA DE REAÇÃO (x4) |

Fonte: Engeobase, 2020

Figura 7 - Planta Baixa do sistema de montagem do sistema de reação.



Fonte: Engeobase, 2020

Figura 8 - Vista do Sistema de Reação montado.



Fonte: Engeobase, 2020

Para o sistema de medição dos deslocamentos, utilizou-se um macaco hidráulico. Pode-se observar algumas imagens da montagem do sistema de medição do recalque nas Figuras 9, 10 e 11.

Figura 9 - Sistema de aplicação de carga.



Fonte: Engeobase, 2020

Figura 10 - Extensômetros da estaca teste.



Fonte: Engeobase, 2020

Figura 11 - Sistema de Acompanhamento dos deslocamentos.



Fonte: Engeobase, 2020

Com o resultado do ensaio de prova de carga, obteve-se os dados de deslocamentos da estaca em função da carga aplicada, como mostrado na tabela 12, nos permitindo detalhar o recalque sofrido pela estaca em função da carga de trabalho e carga máxima, mostrados na tabela 13.

Tabela 12 - Recalques observados no ensaio.

Carregamento			Descarregamento		
Estágio	Carga (tf)	Recalque (mm)	Estágio	Carga (tf)	Recalque (mm)
1	6	0,198	1	48	9,598
		0,210			9,490
2	12	1,325	2	36	9,468
		1,338			9,428
3	18	1,680	3	24	9,308
		1,695			9,240
4	24	2,218	4	12	8,473
		2,235			8,410
5	30	2,685	5	0	6,648
		2,748			6,585
6	36	3,838	-	-	-
		3,838			-
7	42	5,230	-	-	-
		5,230			-
8	48	5,918	-	-	-
		6,050			-
9	54	7,035	-	-	-
		7,120			-
10	60	8,200	-	-	-
		9,598			-

Fonte: Engeobase (adaptado), 2020

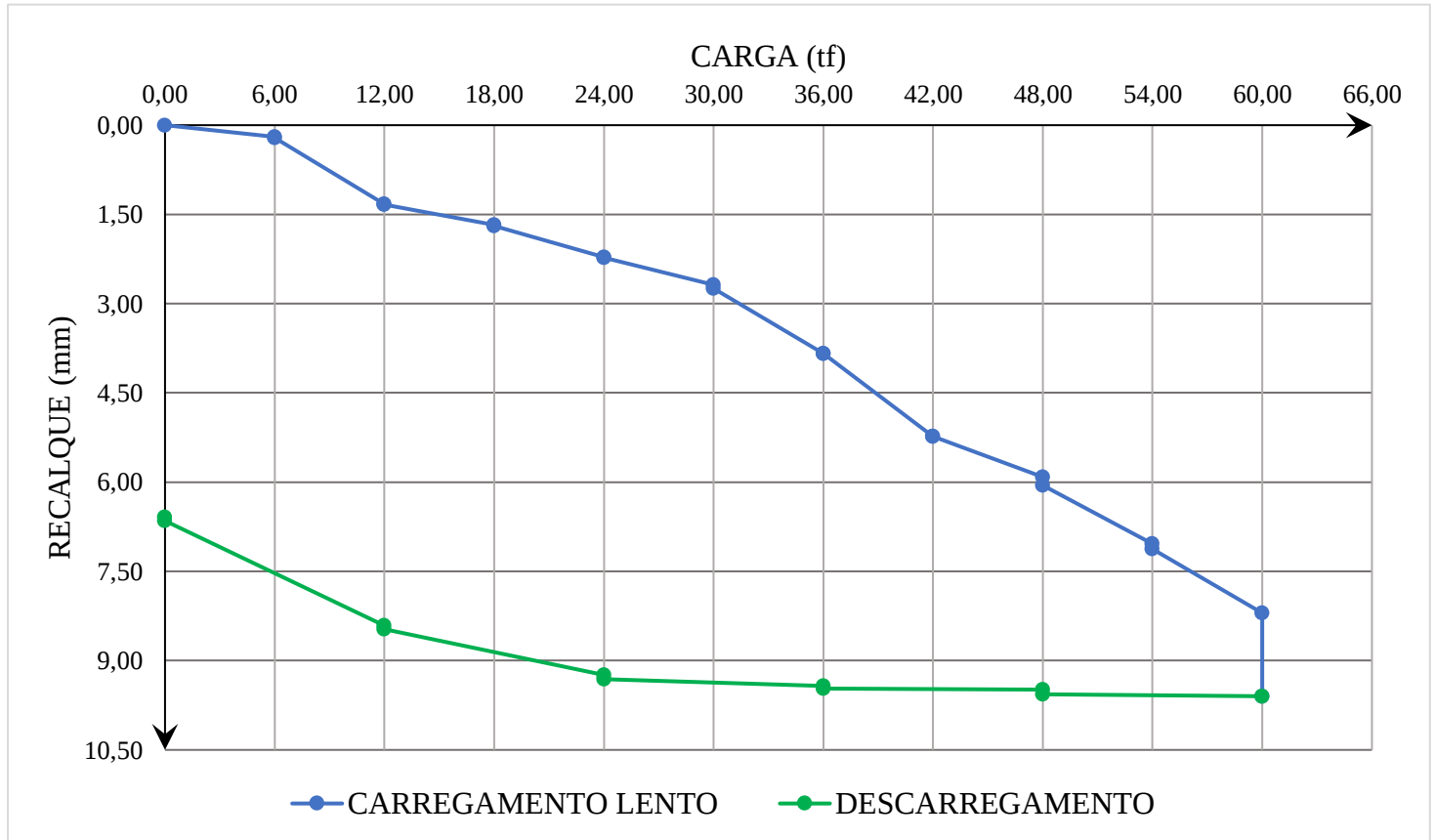
Tabela 13 - Resumo de deslocamentos no ensaio.

Carga Tipo	Carga Valor (tf)	Deslocamento (mm)
Trabalho	30,000	2,748
Máximo	60,000	9,598

Fonte: Engeobase (adaptado), 2020

De posse desses dados, foi possível plotar um gráfico que relaciona a carga aplicada sobre o topo da estaca com o deslocamento ocorrido. Esse gráfico pode ser observado na Figura 12 mostrada a seguir.

Figura 12 - Gráfico de Carga (tf) x Recalque (mm)



Fonte: Engeobase, 2020, (Adaptado pelo autor).

Dessa maneira, pode-se observar que os requisitos da NBR 6122/2019 são atendidos, pois a carga máxima atingida no ensaio é o dobro da carga de trabalho (fator de igual a dois) e o recalque é admissível para a estrutura da edificação.

Os deslocamentos das estacas do sistema de reação são mostrados na tabela 14:

Tabela 14 - Deslocamentos das Estacas de Reação

Estacas	Deslocamento (mm)
E1	6,47
E2	6,8
E3	6,68
E4	6,39

Fonte: Engeobase (adaptado), 2020

4. RESULTADOS

Baseado nos cálculos e análises da prova de carga realizada, mostra-se a seguir os dados de previsão de carga estática e da resistência última.

Para o cálculo das resistências dos métodos semiempíricos escolhidos, utilizou-se os dados do ensaio de SPT mostrado no item anterior. Ademais, para todos os cálculos utilizou-se a bibliografia citada no capítulo 2 desse trabalho.

4.1. Capacidade de carga dos cálculos semiempíricos

Os cálculos teóricos para previsão de capacidade de carga da estaca analisada foram feitos utilizando quatro métodos semiempíricos, sendo eles os de Aoki & Veloso, Decourt & Quaresma, Alonso e Antunes & Cabral. Além disso, vale ressaltar que para a capacidade de carga final em cada um dos métodos não foram considerados os fatores de segurança previstos pela norma vigente.

Os cálculos tomaram por base o ensaio de SP 04, ilustrado nas figuras 17 e 18 do apêndice E, com a estaca sendo iniciada a partir de 1,80m de profundidade em relação a cota da rua. Recapitulando, vale destacar que a estaca possui um comprimento total de 14m, indo até a camada de Areia Fina, Siltosa, considerando o NSPT de 12. Os cálculos e tabelas são detalhados nos apêndices de A à D.

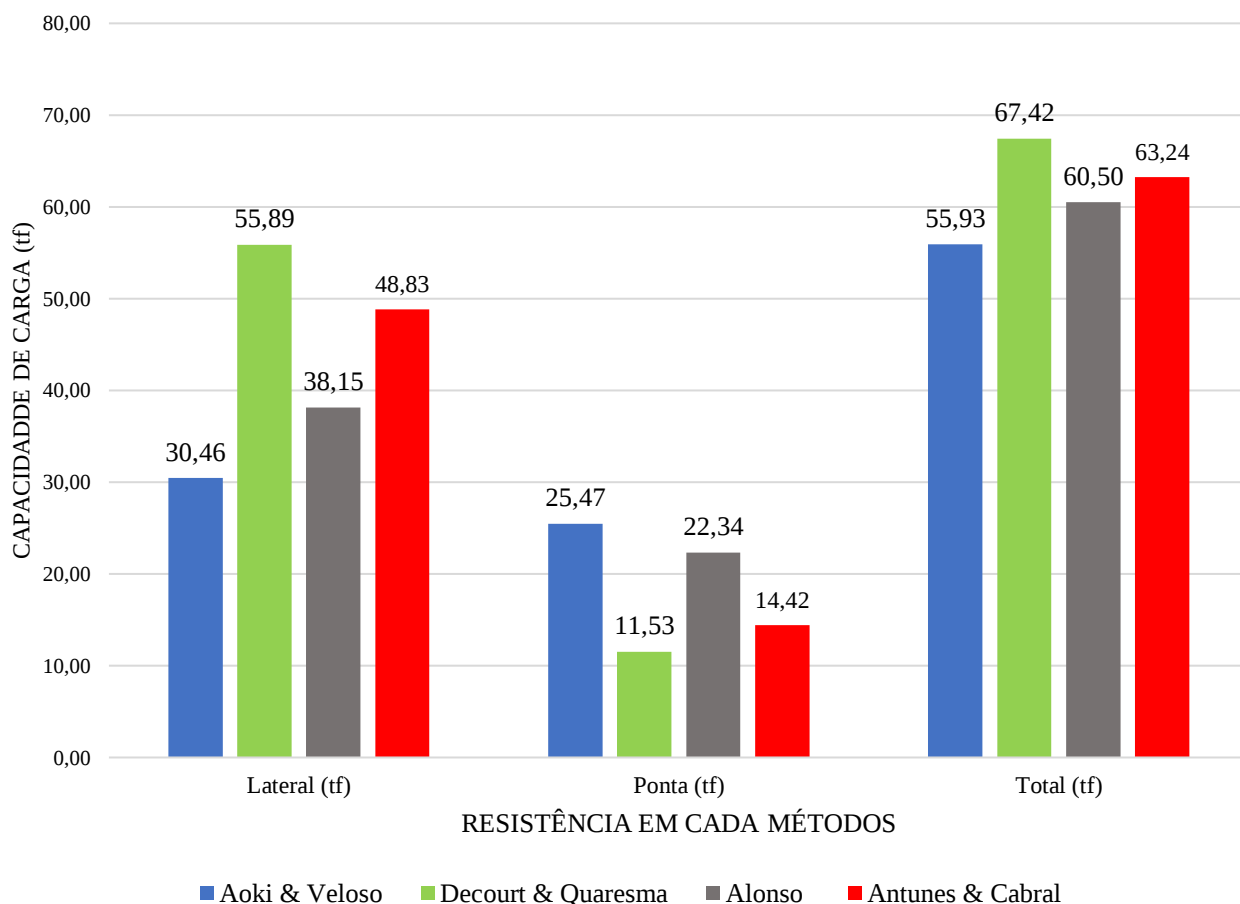
Os resultados dos métodos são mostrados na tabela 15, e estão disponíveis no gráfico mostrado na Figura 13.

Tabela 15 - Resultados dos métodos Semiempíricos.

Métodos / Resistências	Aoki & Veloso	Decourt & Quaresma	Alonso	Antunes & Cabral
Lateral (tf)	30,46	55,89	38,15	48,83
Ponta (tf)	25,47	11,53	22,34	14,42
Total (tf)	55,93	67,42	60,50	63,24

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022

Figura 13 - Resistência lateral, ponta e total calculada em cada método.

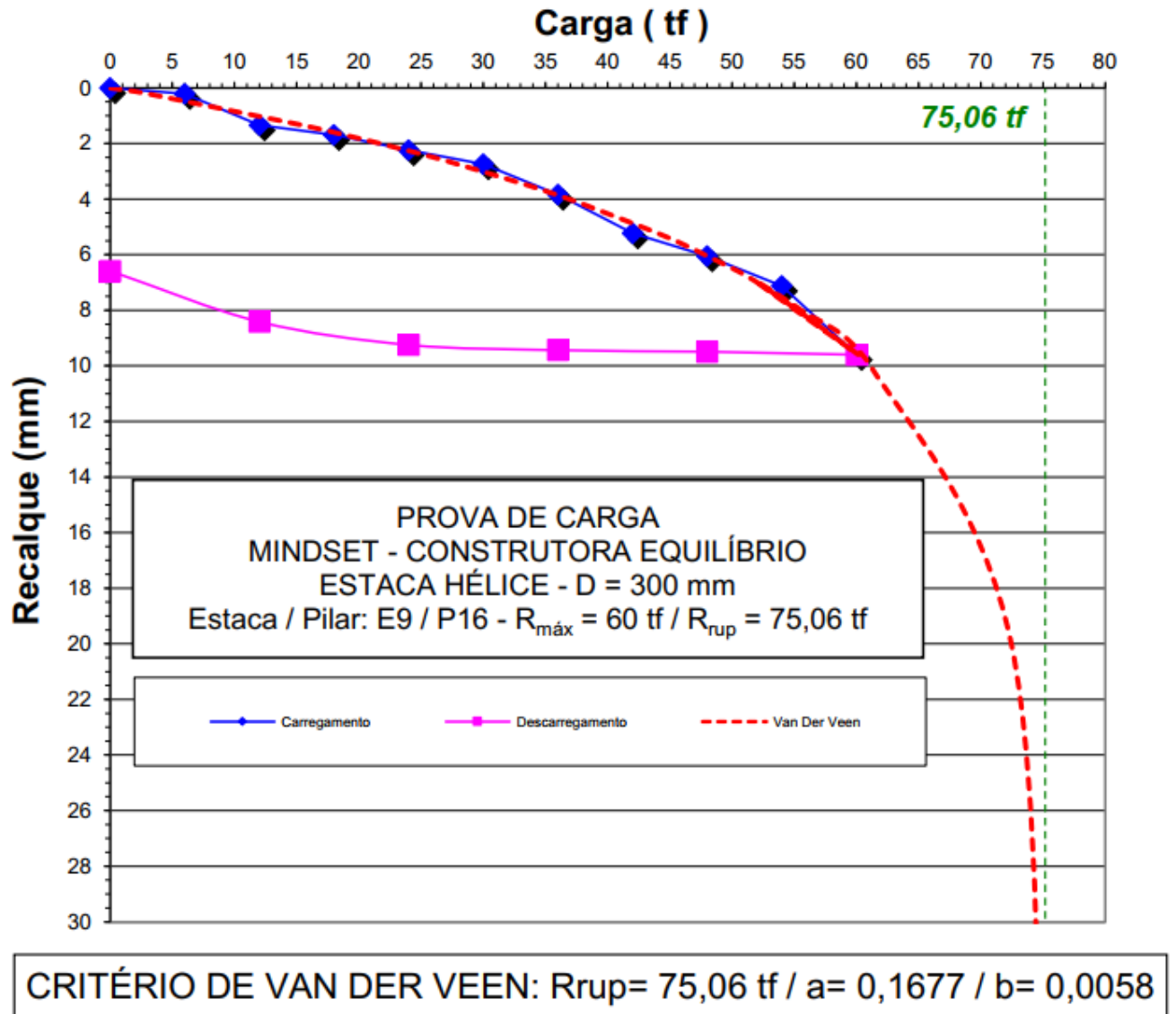


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2. Curva Carga x Recalque

Tomando por base os dados do ensaio de prova de carga realizada, foi possível plotar a curva de carga x recalque, como mostrado na figura abaixo. Baseado nisso, utilizou-se o método de Van der Veen para a obtenção da carga de Ruptura provável da estaca. Nesse caso, a carga de ruptura encontrada foi de $R_T = 75,06 \text{ tf}$. O gráfico da curva de Carga x Recalque com a extrapolação de Van der Veen é mostrado na Figura14.

Figura 14 - Curva de Carga x Recalque, com Extrapolação de Van der Veen.



Fonte: Engeobase, 2020

Com base nesses dados, calculou-se à confiabilidade da resistência de ruptura encontrado, obtendo-se o resultado de 25,01% de confiabilidade. Assim, de acordo com a Tabela 9, o resultado caracteriza-se como aceitável.

4.3. Comparação dos resultados

Com base nos cálculos de capacidade de carga e na análise pelo método de extrapolação de Vander Veen, pode-se fazer uma comparação dos valores das resistências totais. Vê-se essa comparação mostrada na Tabela 16.

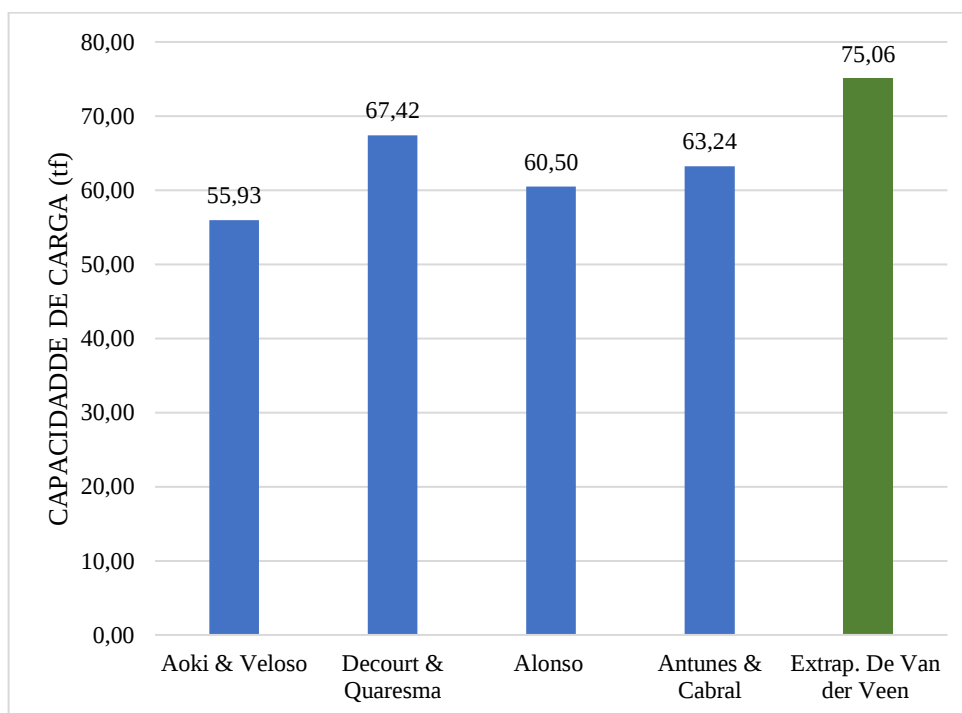
Tabela 16 - Resultados da resistência total para cada método.

Métodos / Resistências	Aoki & Veloso	Decourt & Quaresma	Alonso	Antunes & Cabral	Extrap. De Van der Veen
Total (tf)	55,93	67,42	60,50	63,24	75,06

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dessa maneira, podemos fazer uma comparação mais pormenorizada para entender quais métodos de cálculo semiempírico se aproximam mais do que foi obtido pelo ensaio de prova de carga. Pode-se ver as resistências totais encontradas em cada um dos métodos no gráfico mostrado na Figura 15.

Figura 15 - Valores da resistência total para cada método



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na tabela 17 mostra-se a comparação percentual dos métodos semiempíricos em relação ao método de Van der Veen.

Tabela 17 – Percentual da resistência total dos métodos em comparação com a prova de carga.

Métodos	Aoki & Veloso	Decourt & Quaresma	Alonso	Antunes & Cabral
Porcentagens	74,51%	89,82%	80,60%	84,26%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dessa forma, podemos observar que o método de cálculo que se aproximou do valor real da capacidade de carga foi o método de Decourt & Quaresma, apresentando uma porcentagem de 89,92%. Em seguida, o método que se mostrou mais próximo foi o de Antunes & Cabral com resistência Total de 84,26% em relação a resistência real. O método que mais se mostrou conservador foi o de Aoki & Veloso, com percentual de 74,51%.

5. CONCLUSÃO

Com o desenvolvimento do estudo de caso, foi possível obter resultados acerca da resistência total da estaca na mesma ordem de grandeza e com compatibilidade com o que foi analisado com o ensaio de prova de carga. Os valores de capacidade de carga oriundos da utilização dos métodos semiempíricos foram inferiores a carga encontrada pelo método da extrapolação de Van der Veen. Pode-se observar que dentre eles, o método que mais se aproximou da carga real da estaca foi o de Décourt & Quaresma, o que mesmo assim apresentou uma defasagem de cerca de 7,64 tf em relação a capacidade de carga real. Já o método de Aoki & Veloso foi o que se mostrou mais conservador, com a capacidade de carga admissível calculada sendo 19,13 tf menor que a carga dada pela extrapolação de Van der Veen.

Essa diferença entre a capacidade de carga real e calculada pode ser explicada pelo aumento da resistência do solo em decorrência da utilização da estaca de hélice-contínua. Isso pois a presença das estacas provocou o adensamento do solo ao seu redor e o tornou mais compacto nas suas proximidades.

Para sustentar essa afirmação, pode-se citar os estudos de (SOARES, 2015), (SOARES, 2016) e (SOARES, 2019), os quais foram realizados em condições semelhantes, na região da orla, em estacas com características semelhantes (diâmetro, comprimento), com diferencial de que além da execução do ensaio de prova de carga, realizou-se uma segunda campanha de ensaio SPT. Essas análises constataram que, após a execução das estacas de hélice contínua, houve um aumento considerável na capacidade de carga do solo.

Dessa maneira, pode-se observar baseado nesse estudo a importância desse tipo de análise para o entendimento do funcionamento das estacas de hélice-contínua e as consequências ocasionadas no solo. Ademais, evidencia-se a importância dos ensaios geotécnicos para reconhecimento do solo, como o SPT, CPT, entre outros, e dos ensaios de capacidade de carga, para medição e análise da resistência das estacas depois da sua execução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1983). **NBR 8036 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 3 p.
- ABNT (2006). **NBR 12231 – Estacas – Prova de carga estática - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 8 p.
- ABNT (2014). **NBR 6118 - Projeto de estrutura de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 221 p.
- ABNT (2019). **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 108 p.
- ALONSO, U.R. (1996). **Estacas hélice-contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T**. 3º seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo.
- AMANN, K. A. P (2010). **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. São Paulo. 430p.
- AOKI, N. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Editora Oficina de Textos.
- AOKI, N.; LOPES, F.R (1975). **Estimating stress and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity**. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Buenos Aires.
- BARBOSA, T. S. (2015). **Geomorfologia urbana e mapeamento geomorfológico do município de João Pessoa – PB, Brasil**. João Pessoa.
- BARONI, M. (2013). **Fundações e estruturas de contenção**. Notas de Aula, não paginado.
- BELICANTA, A. **Avaliação de fatores intervenientes do índice de resistência à penetração do SPT**. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-12062018-162336/en.php>>. Data de acesso: 04/06/2022
- BESSA, A. K. S. et al. (2016). **Análise de métodos de interpretação de curva carga x recalque de provas de carga estática em fundações profundas no nordeste do Brasil**. Belo Horizonte.
- CINTRA, J. C. A (2010). **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de Textos. 94p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H.; GIACHETI, H. L (2009). **Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo.

CONCRESOLO (2016). **Sondagem de simples reconhecimento com SPT- investigação geotécnica de campo - Obra/ local: Mindset. João Pessoa.**

DÉCOURT, L., QUARESMA, R (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.** In: Anais do CBMSEF. Rio de Janeiro.

DER/SP (2006). **Estacas hélice contínua.** São Paulo, 13 p.

DUARTE, M. M. (2016). **Prática das fundações na cidade de João Pessoa.** João Pessoa.

ENGEObASE (2021). **Relatório de ensaio prova de carga estática em estaca nº. 001 / 2021.** João Pessoa.

GALVÃO, B. B.; SANTOS, J. S.; SANTOS, R. C.; SANTOS, R. P.; NOGUEIRA, R. de M.; ANDRADE, W. V.; SWARTELE, J. C.; ÓRFÃO, R. B.; AMARANTE, M. dos S (2019). **Importância da sondagem spt na construção civil: tipos de sondagens, seus métodos e utilidades.** São Paulo.

GEOFIX FUNDAÇÕES (2012). **Catálogo de estaca de hélice contínua Monitorada.** Disponível em: http://www.estacas.com.br/catalogo_helice_continua.pdf. Acesso em: 02 de junho de 2022.

HACHICH, W.R.; TAROZZO, H. (1996). **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Editora PINI.

MATUANO, R. M. (2013). **Comparação entre métodos de dimensionamentos e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice.** Rio de Janeiro.

PENNA, A.S.D.; CAPUTO, A.N.; MAIA, M.C.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S.C.; ALONSO, U.R. (1999). **A estaca hélice-contínua – a experiência atual.** 1ª ed. São Paulo: FALCONI, F. F. & MARZIONNA, J. D. (Ed). ABMS/ABEF/IE. 162p.

PEREIRA, Caio (2018). **Sondagem SPT: O que é e como é feito esse ensaio. Escola Engenharia.** Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/>. Acesso em: 06 de junho de 2022.

SOARES, F. L.; FILHO, E. J. S. (2019). **Análise do comportamento de estacas hélice contínua em terraços marinhos na cidade de João Pessoa.** São Paulo.

SOARES, F. L.; JÚNIOR, E. J. S. C (2019). **Comportamento de estaca hélice contínua de pequeno diâmetro em terraços marinhos trabalhando como parte de fundação mista (sapata + estaca).** Sefe 9. São Paulo.

SOARES, F. L; NASCIMENTO, J. D. P. do; JÚNIOR, E. J. S. C. **Comportamento de estaca hélice contínua de pequeno diâmetro em terraços marinhos com presença de depósitos argilosos.**

SOARES, F. L; NASCIMENTO, J. D. P. do; JÚNIOR, E. J. S. C (2016). **Análise da capacidade de carga de estaca hélice contínua curta em terraços marinhos na cidade de João Pessoa.** COBRAMSEG. Belo Horizonte.

VAN DER VEEN, C (1953). **The Bearing Capacity of a Pile, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** Zurich, vol. 1.

VELLOSO, D. de A.; LOPES F. de L (2010). **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** Oficina de Textos. São Paulo.

APÊNDICE A – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE AOKI & VELOSO

O cálculo da parcela de resistência lateral se deu pela equação 20, e aplicando-se o valor F2:

Tabela 18 - Cálculo da resistência Lateral pelo método de Aoki & Veloso.

	U	ΔL	α	K	Nm	F2	r	RL
Areia Fina, siltosa; Cor Marrom (fofa a medianamente compacta)	0,94	2,00	0,02	530,00	9,00	4,00	22,66	42,71
Areia Grossa, Siltosa; Cor Ciza (compacta)	0,94	1,00	0,02	530,00	31,00	4,00	78,04	73,55
Areia Fina, siltosa; Cor Cinza (compacta)	0,94	0,50	0,02	530,00	0,00	4,00	0,00	0,00
Silte Argiloso; Cor Cinza (mole a médio)	0,94	2,00	0,03	300,00	6,50	4,00	16,58	31,24
Silte Argiloso, com marisco; Cor cinza (muito mole)	0,94	1,80	0,03	300,00	2,00	4,00	5,10	8,65
Argila Siltosa; Cor Vareigada (mole a média)	0,94	4,10	0,06	250,00	7,00	4,00	24,06	92,98
Areia Fina, silto-argilosa; cor variegada (medianamente compacta)	0,94	1,10	0,02	530,00	19,00	4,00	47,83	49,59
							RL Total (kN)	298,73
							RL Total (tf)	30,46

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Para a resistência de ponta, utilizou-se a equação (06) e dividiu-se pelo F1. Considerou-se o $K_i = 530$ e o Nm como sendo a média do NSPT entre as profundidades das 15 a 17 do ensaio de SPT. Portanto, obteve-se os seguintes valores:

$$P_p = 25,47 \text{ tf}$$

$$P_l = 30,46 \text{ tf}$$

$$P_{\text{últ}} = 55,93 \text{ tf}$$

APÊNDICE B – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA

Utilizando as equações 07, 08, 09 e 10 do método, adotando os valores a seguir, utilizando as tabelas referentes ao método e utilizando o furo 04 do ensaio de SPT Obteve-se os valores mostrados nas tabelas 19 e 20:

Resistência Lateral:

Tabela 19 - Cálculo da Resistência Lateral pelo método de Décourt & Quaresma.

	U	ΔL	β	Nm	rl	RL Total	RL Total (tf)
Argila Siltosa; Cor Vareigada (mole a média)	0,94	13	1	9	41,54	508,94	51,90

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Resistência de Ponta:

Tabela 20 - Cálculo da Resistência de Ponta pelo método de Décourt & Quaresma.

	A	α	Nm	Kp	rp	RP Total	RP Total (tf)
Argila Siltosa; Cor Vareigada (mole a média)	0,07	0,3	13,33	400,00	5333,33	113,10	11,53

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Com posse desses dados, calculamos a capacidade de carga total utilizando a equação 11:

$$R_{Rup} = R_L + R_P = 51,90 + 11,53 = 63,43 \text{ tf}$$

APÊNDICE C – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL

Utilizando a equação 12 obteve-se o seguinte valor para a resistência lateral mostrado na tabela 21:

Tabela 21 - Cálculo da Resistência Lateral pelo método de Antunes & Cabral.

	ΔL	Nm	β_1	Área Lat.	RL
Areia Fina, siltosa; Cor Marrom (fofa a medianamente compacta)	2,00	9,00	5,00	1,88	84,82

Areia Grossa, Siltosa; Cor Cinza (compacta)	1,00	31,00	5,00	0,94	146,08
Areia Fina, siltosa; Cor Cinza (compacta)	0,50	0,00	5,00	0,47	0,00
Silte Argiloso; Cor Cinza (mole a médio)	2,00	6,50	3,50	1,88	42,88
Silte Argiloso, com marisco; Cor cinza (muito mole)	1,80	2,00	3,50	1,70	11,88
Argila Siltosa; Cor Vareigada (mole a média)	4,10	7,00	3,50	3,86	94,67
Areia Fina, silto-argilosa; cor variegada (medianamente compacta)	1,10	19,00	5,00	1,04	98,49
RL Total (kN)					478,83
RL Total (tf)					48,83

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Para o cálculo da resistência de ponta, utilizou-se a equação (13). Considerouse β_2 igual a 1,5 kgf/cm² e o N_p sendo a média dos NSPT da camada de areia fina silto-argilosa (última camada da tabela 23). Como o valor de $\beta_2 \cdot N_{ps}$ foi igual a 20,00, menor que 40, utilizamos o valor calculado. Dessa forma, obtivemos os seguintes valores:

$$P_p = 14,42 \text{ tf}$$

$$P_l = 48,83 \text{ tf}$$

$$P_{ult} = 63,24 \text{ tf}$$

APÊNDICE D – CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DE ALONSO

Para este método, no cálculo da resistência lateral, conforme mostrado na bibliografia, aplicou-se as fórmulas (14), (16) e (17).

Entretanto, como os dados disponíveis para o cálculo são do ensaio SPT e não do SPT-T, foi preciso utilizar a seguinte correlação das equações (18) e (19) entre os ensaios.

Dessa forma, obteve-se os seguintes valores no cálculo da resistência lateral:

Tabela 22 - Cálculo da Resistência Lateral pelo método de Alonso.

	U	ΔL	α	NSPT	T _{máx}	T _{min}	f	$\tau_{l,ult}$	RL
Areia Fina, siltosa; Cor Marrom (fofa a medianamente compacta)	0,94	2,00	0,65	9,00	10,80	9,00	60,00	39,00	73,51
Areia Grossa, Siltosa; Cor Cinza (compacta)	0,94	1,00	0,65	31,00	37,20	31,00	206,67	134,33	126,61
Areia Fina, siltosa; Cor Cinza (compacta)	0,94	0,50	0,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Silte Argiloso; Cor Cinza (mole a médio)	0,94	2,00	0,65	6,50	7,80	6,50	43,33	28,17	53,09
Silte Argiloso, com marisco; Cor cinza (muito mole)	0,94	1,80	0,65	2,00	2,40	2,00	13,33	8,67	14,70
Argila Siltosa; Cor Vareigada (mole a média)	0,94	4,10	0,65	7,00	8,40	7,00	46,67	30,33	117,21
Areia Fina, silto-argilosa; cor variegada (medianamente compacta)	0,94	1,10	0,65	19,00	22,80	19,00	126,67	82,33	85,36
RL Total (kN)									374,14
RL Total (tf)									38,15

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Para a resistência de ponta temos que considerar duas camadas acima e abaixo da ponta da estaca. Para $TT_{min}^{(1)}$, considerou-se 2,40 metros acima da ponta da estaca, obtendo um NSPT médio de 19, ou seja, um $T_{m(1in)}$ de 19 kgf.m. Já para $T_{min}^{(2)}$, considerou-se 0,90 metros abaixo da ponta da estaca, obtendo um NSPT médio de 12, o que significa um $T_{min}^{(2)}$ de 12 kgf.m. Para o β , considerou-se um valor de 200 kgf.m. Assim, usando a equação 23, temos:

$$r_p = \beta \frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2} = 200 \frac{19 + 12}{2} = 3100,00$$

Assim, a resistência de ponta será:

$$R_p = A_p \cdot r_p = 0,07 \cdot 3100,00 = 219,13 \text{ kN}$$

Por fim, temos os seguintes valores:

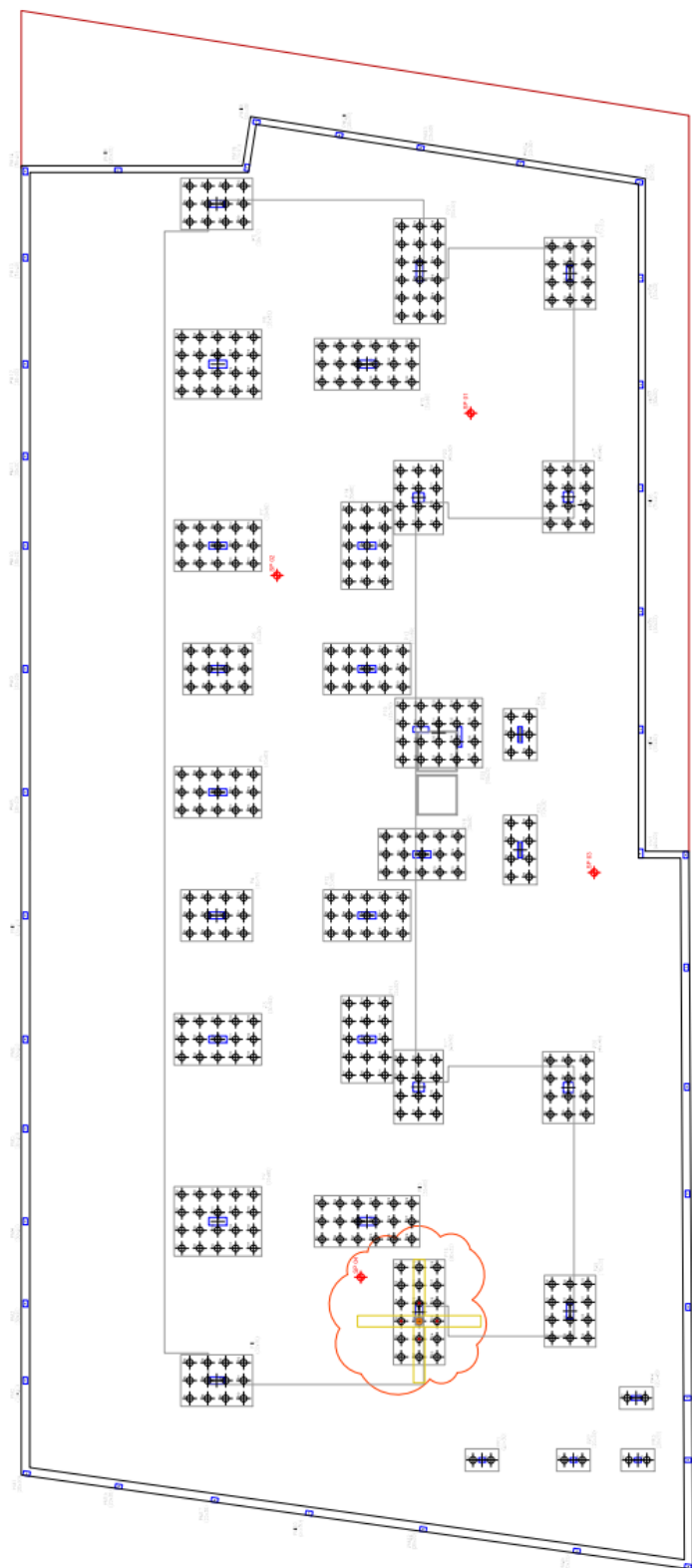
$$R_p = 22,34 \text{ tf}$$

$$R_L = 38,15 \text{ tf}$$

$$R_{Rup} = 60,49 \text{ tf}$$

APÊNDICE E – ENSAIO DE SONDAGEM SPT

Figura 16 – Locação dos ensaios de sondagem e de prova de carga.



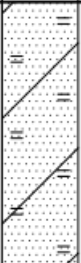
Fonte: Engeobase, 2021.

Figura 17 - Resultado do Ensaio SPT (SP 04) - Parte 1

Sondagem de Reconhecimento com SPT										RSP 191.16-00			
FURO: SP 04 COTA: (-) 0,00 m RN: 0,00 m (Meio fio da Av. Ingá)										INÍCIO: 28/10/16 TÉRMINO: 31/10/16			
Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostras	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO								
					golpes/ 15 cm			Nspt	Gráfico				
					1ª	2ª	3ª		10	20	30	40	
	Aterro arenoso, com pouco metralha; cor variegada		0,30		2	2	3	5/30					
1	Areia fina; cor cinza clara (pouco compacta a medianamente compacta)			N.A. 2,15 m	3	4	5	9/30					
2			2,30		2	4	4	8/30					
3	Areia fina, siltosa; cor marrom (fofa a medianamente compacta)				1	2	2	4/30					
4			4,30	2	5	9	14/30						
5	Areia grossa, siltosa; cor cinza (compacta)		5,30		7	13	18	31/30					
6	Areia fina, siltosa; cor cinza (compacta)		5,80										
7	Silte argiloso; cor cinza (mole a médio)				4	5	4	9/30					
8			7,80	3	2	2	4/30						
9	Silte argiloso, com marisco; cor cinza (muito mole)				1	1	1	2/30					
10			9,60	2	1	1	2/30						
11	Argila siltosa; cor vareigada (mole a média)				2	3	3	6/30					
12					2	2	3	5/30					
13			13,70	3	4	5	9/30						
14	Areia fina, silto-argilosa; cor variegada (medianamente compacta a compacta)				3	4	4	8/30					
15			16,00	8	10	12	22/30						
16	Areia média, siltosa; cor marrom (medianamente compacta)				6	8	8	16/30					
17			17,00	6	5	7	12/30						
18	Areia fina, siltosa; cor marrom (medianamente compacta)				5	6	6	12/30					
19				6	6	6	12/30						
20	Areia fina, siltosa, pouco argilosa; cor marrom (pouco compacta a medianamente compacta)		19,80		6	5	5	10/30					
COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO													
Amostrador Padrão { Øext: 50,8 mm Øint: 34,9 mm				PROCESSOS PERFURAÇÃO				OBSERVAÇÕES:				SONDADOR:	
Martelo { Peso: 65 kg Altura queda: 75 cm				REVESTIMENTO: 0,0 - 2,0 m								DESENHO:	
Revestimento Øext: 76 mm				CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA): 2,0 - 24,75 m								REVISÃO:	
				ESCALA VERTICAL: 1/100								ENG. RESP.:	

Fonte: Concretosolo, 2021.

Figura 18 - Resultado do Ensaio SPT (SP 04) - Parte 2.

Sondagem de Reconhecimento com SPT										RSP 191.16-00	
FURO: SP 04 COTA: (-) 0,00 m RN: 0,00 m (Meio fio da Av. Ingá)										INÍCIO: 28/10/16 TÉRMINO: 31/10/16	
Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostras	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO					Gráfico	
					golpes/ 15 cm			Nspt			
					1ª	2ª	3ª		10		20
21	Areia fina, siltosa, pouco argilosa; cor marrom (pouco compacta a medianamente compacta)				5	5	5	10/30			
7					7	9	16/30				
6					7	6	13/30				
5					4	4	8/30				
24					4	4	4	8/30			
25	Impenetrável à Percussão		24,75								
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											

COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO		PROCESSOS PERFURAÇÃO	OBSERVAÇÕES:	SONDADOR:
Amostrador { Padrão {	Øext: 50,8 mm	REVESTIMENTO:		DESENHO:
	Øint: 34,9 mm	0,0 - 2,0 m		REVISÃO:
Martelo {	Peso: 65 kg	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA):		ENG. RESP.:
	Altura queda: 75 cm	2,0 - 24,75 m		
Revestimento Øext: 76 mm		ESCALA VERTICAL:		
		1/100		

Fonte: ConcreSolo, 2021.