

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

JOÃO LUIZ PADILHA DE AGUIAR

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE
CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA COM PROVA DE CARGA
REALIZADA EM UMA OBRA NO BAIRRO DE TAMBAÚ EM JOÃO PESSOA – PB**

JOÃO PESSOA - PB

2020

JOÃO LUIZ PADILHA DE AGUIAR

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE
CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA COM PROVA DE CARGA
REALIZADA EM UMA OBRA NO BAIRRO DE TAMBAÚ EM JOÃO PESSOA – PB**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Universidade Federal da Paraíba como requisito
para a realização da graduação em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

JOÃO PESSOA – PB

2020

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

A282a Aguiar, Joao Luiz Padilha de.

Análise comparativa de métodos de previsão de capacidade de carga de estacas hélice contínua com prova de carga realizada em uma obra no bairro de Tambaú em João Pessoa - PB / Joao Luiz Padilha de Aguiar. - João Pessoa, 2020.

60 f. : il.

Orientação: Fábio Soares.

Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Fundações. 2. Estaca hélice contínua. 3. Prova de carga estática. I. Soares, Fábio. II. Título.

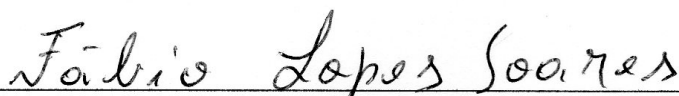
UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

JOÃO LUIZ PADILHA DE AGUIAR

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA COM PROVA DE CARGA REALIZADA EM UMA OBRA NO BAIRRO DE TAMBAÚ EM JOÃO PESSOA – PB

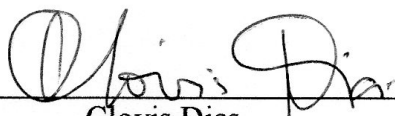
Trabalho de Conclusão de Curso em 01/04/2020 perante a seguinte Comissão Julgadora:



Fábio Lopes Soares

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Clovis Dias

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Enildo Tales Soares

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof.ª Andrea Brasiliano Silva

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, porque tudo que tenho e sou é por causa dEle. Na minha vida, Deus providenciou tudo e me possibilitou chegar aqui.

Também quero agradecer a Nossa Senhora Menina por sua intercessão e por seu amor materno que me consola nas horas difíceis.

Ao meu pai, André Aguiar, por incentivar meus sonhos e, com um olhar otimista, dar esperanças aos meus projetos e à minha vida. À minha mãe, Eulina Aguiar, por torcer por mim, alegrar-se com minhas vitórias e ser esse apoio fundamental na minha vida. Aos meus irmãos, Igor e Davi, por serem amigos que estão ao meu lado me apoiando e acreditando em mim. Às minhas avós, Joana Aguiar e Lúcia Zenaide, que sempre estão presentes na minha vida e por acreditarem no meu potencial. Agradeço aos meus avôs João Aguiar, por estar sempre preocupado com minha formação e me incentivou nas minhas escolhas, e Zenildo (*In memoriam*) por ter visto em mim o potencial engenheiro. Aos demais familiares, agradeço por me apoiarem nas minhas decisões e acreditarem em mim. O apoio de vocês me deu forças para prosseguir nesta etapa.

À minha namorada, Caroline, que me incentivou nas minhas decisões e me deu a confiança e a felicidade em realizar os meus projetos e sonhos.

Aos meus amigos da universidade, por todo o apoio no caminho da graduação. Quero agradecer especialmente a Paulo Sandro e a Willian Sena, por terem sido fiéis companheiros na graduação e não mediram esforços para me ajudar nessa etapa.

A todos os meus professores, que, com seus ensinamentos e sabedoria, formaram-me e fizeram-me crescer como pessoa e profissional.

Ao meu orientador, Professor Fábio Lopes, pelo incentivo, disponibilidade e orientação neste trabalho.

Às empresas Atlantis e Concesolo, pela disponibilização dos dados deste trabalho e todo aprendizado que me fizeram crescer profissionalmente. Em especial, agradeço a Gilberto Guedes pela oportunidade do estágio.

Aos meus amigos, por estarem comigo me apoiando nas etapas da minha vida.

RESUMO

As estacas hélice contínua tem tido um grande interesse comercial e tem sido cada vez mais utilizadas no Brasil. Um dimensionamento correto dessas estacas é essencial para a segurança e viabilidade de uma edificação. Com isso, este trabalho apresenta uma análise comparativa entre os métodos semi empíricos de cálculo de capacidade de carga e uma prova de carga numa estaca hélice contínua projetada e executada como fundação de uma edificação no bairro de Tambaú em João Pessoa. A estaca ensaiada possui 17 m de comprimento e 500 mm de diâmetro. Para a comparação da capacidade de carga, utilizou-se quatro métodos semi empíricos: Antunes & Cabral, Décourt & Quaresma, Aoki & Velloso e Alonso, utilizando os dados fornecidos pelo ensaio SPT realizado no local de estudo. Para a prova de carga, foi aplicado sobre a estaca o dobro da carga de trabalho, conforme a norma prevê. Obteve-se os recalques para cada intervalo de carga aplicado. Com esses valores, pôde-se fazer uma análise gráfica dos resultados utilizando o Método da Rigidez e a Extrapolação de Van Der Veen. Com todos os resultados, foram realizadas comparações entre os valores utilizando os métodos semi empíricos e os obtidos da prova de carga.

Palavras-chave: Fundações; Estaca hélice contínua; Prova de carga estática.

ABSTRACT

Continuous flight piles have been of great commercial interest and have been increasingly used in Brazil. A correct dimensioning of these piles is essential for the safety and viability of a building. With this, this work presents a comparative analysis between the semi empirical methods of calculating the load capacity and a load test on a continuous flight pile designed and executed as the foundation of a building in the neighborhood of Tambaú in João Pessoa. The tested pile is 17 meters long and 500 millimeters in diameter. To calculate the load, four semi-empirical methods were used: Antunes & Cabral, Décourt & Quaresma, Aoki & Velloso and Alonso, using the data provided by the SPT test carried out at the study site. For the load test, twice the work load was applied to the pile, as the standard foresees. The settlements for each applied load range were obtained. With these values, it was possible to make a graphical analysis of the results using the Rigidity Method and the Van Der Veen Extrapolation. With all the results, comparisons were made between the values using the semi-empirical methods and those obtained from the load test, verifying the accuracy of the methods.

Key-Words: Foundations; Continuous flight pile; Static load test.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de C em função do tipo de solo.....	17
Tabela 2: Valores dos coeficientes α e β em função do tipo de solo para estacas hélice contínua.....	18
Tabela 3: Coeficientes α_i e K_i	19
Tabela 4: Coeficientes de transformação F1 e F2.....	19
Tabela 5: Valores de β_1 e β_2	21
Tabela 6: Limites de r_i e valores de α_{Al} para estacas hélice contínua.....	22
Tabela 7: Valores de β (em kgf.m) em função do tipo das regiões analisadas.	24
Tabela 8: Confiabilidade da Extrapolação carga x recalque	25
Tabela 9: Classes de Agressividade Ambiental (CAA).....	30
Tabela 10: Estacas moldadas in loco e tubulões segundo a NBR 6122/2019.	31
Tabela 11: Estacas moldadas in loco e tubulões segundo a NBR 6122/2010.	32
Tabela 12: Características da estaca e do ensaio.....	41
Tabela 13: Programa do carregamento e descarregamento do ensaio.	41
Tabela 14: Recalques do ensaio.....	45
Tabela 15: Resumo do ensaio.....	46
Tabela 16: Deslocamentos das estacas de reação.....	46
Tabela 17: Resultados dos métodos semi empíricos	47
Tabela 18: Resumo do resultado dos métodos.....	50
Tabela 19: Porcentagens dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga.	51
Tabela 20: Porcentagens da resistência lateral dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga.....	52
Tabela 21: Porcentagens da resistência de ponta dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga.....	53
Tabela 22: Cálculo da resistência lateral utilizando o método Aoki & Velloso.....	58
Tabela 23: Cálculo da resistência lateral utilizando o método Antunes & Cabral.....	59
Tabela 24: Cálculo da resistência lateral utilizando o método Alonso.....	60

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Capacidade de carga em fundações profundas.	16
Figura 2: Bloco de coroamento.	26
Figura 3: Etapas da execução de estaca hélice contínua.	28
Figura 4: Ensaio de reconhecimento simples a percussão SPT.	34
Figura 5: Localização do empreendimento.....	37
Figura 6: Detalhe da localização da área de estudo.	38
Figura 7: Locação da prova de carga e do ensaio SPT (SP03).	39
Figura 8: Resultado da Sondagem SP03.....	40
Figura 9: Corte do esquema do sistema de reação.....	42
Figura 10: Planta baixa do sistema de reação.	43
Figura 11: Sistema de reação montado na obra.	43
Figura 12: Macaco hidráulico e bloco de coroamento.....	44
Figura 13: Bomba manual e manômetro.	44
Figura 14: Gráfico carga x recalque.	45
Figura 15: Extrapolação de Van der Veen.	48
Figura 16: Método da Rigidez de Décourt.....	49
Figura 17: Comparação das resistências totais dos métodos semi empíricos com a da prova de carga.	50
Figura 18: Comparação das resistências laterais da estaca estudada.	51
Figura 19: Comparação das resistências de ponta da estaca estudada.....	52

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1. Justificativa	12
1.2. Objetivos	13
1.3. Estrutura do trabalho	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1. Histórico	15
2.2. Capacidade de carga em fundações profundas	15
2.3. Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt et al. (1996)	16
2.4. Método Aoki & Velloso (1988)	18
2.5. Método Antunes & Cabral (1996)	20
2.6. Método Alonso (1996)	21
2.7. Método da Rigidez (Décourt, 1996; 2008)	24
2.8. Método de Van der Veen (1953)	24
2.8.1. Confiabilidade da extrapolação	25
2.9. Método executivo	26
2.9.1. Locação da estaca	26
2.9.2. Perfuração	26
2.9.3. Concretagem	27
2.9.4. Colocação da armadura	27
2.10. Vantagens e desvantagens das estacas hélice contínua	28
2.10.1. Vantagens	28
2.10.2. Desvantagens	29
2.11. Considerações sobre a nova norma ABNT 6122/2019	29
2.11.1. Concreto na estaca hélice contínua	29
2.11.2. Quantidade de provas de carga	32

2.11.3.	Monitoramento do recalque.....	33
2.12.	Standard Penetration Test (SPT) – Sondagem de simples reconhecimento a percussão.....	33
2.12.1.	Número mínimo de sondagens	34
2.13.	Prova de carga estática.....	35
2.14.	Caracterização geológica de João Pessoa.....	36
3.	MATERIAIS E MÉTODO.....	37
3.1.	Materiais.....	37
3.1.1.	Localização da obra em estudo.....	37
3.1.2.	Características geotécnicas do local da obra	38
3.1.3.	Ensaio de carregamento estático	41
4.	RESULTADOS.....	47
4.1.	Resultado do cálculo da capacidade de carga utilizando os métodos semi empíricos	47
4.2.	Curvas Carga x Recalque e Rigidez	48
4.3.	Comparação dos resultados.....	49
5.	CONCLUSÃO.....	54
	REFERÊNCIAS.....	55
	APÊNDICE A – Cálculo do resultado do Método Décourt & Quaresma	57
	APÊNDICE B – Cálculo do resultado do Método Aoki & Velloso.....	57
	APÊNDICE C – Cálculo do resultado do Método Antunes & Cabral.....	58
	APÊNDICE D – Cálculo do resultado do Método Alonso.....	59

1. INTRODUÇÃO

As tecnologias de fundações têm avançado a cada dia em busca de melhores soluções para o mercado, surgindo opções para as fundações superficiais e para as profundas. Neste sentido, com a crescente necessidade de edificações mais altas e que aplicam mais cargas sobre o solo, as fundações profundas têm sido bastante utilizadas como opções viáveis.

Fundação profunda: elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (NBR 6122/2019).

Existe uma variedade de fundações profundas como tubulão a céu aberto, tubulão a ar comprimido, estacas metálicas, estacas de madeira, estacas pré moldadas de concreto, estacas Franki, estacas Strauss, estacas Raiz, estaca hélice contínua e entre outros. Todas têm as suas vantagens que levam à utilização delas em certos casos.

Um tipo de fundação profunda que tem tido um grande interesse comercial é a hélice contínua. Isso ocorre por uma série de características dela como: possui alta produtividade, não causa perturbações nas redondezas (diferentemente dos equipamentos à percussão), não é afetado pelo nível do lençol freático, possui um controle de qualidade em cada estaca e entre outros.

As estacas hélice contínuas têm sido bastante aplicadas nas construções perto do mar e onde há grandes centros urbanos. Com isso, este trabalho busca fazer uma análise utilizando dados de uma obra na região litorânea de João Pessoa em que a solução foi estacas hélice contínua. Será feito uma comparação dos métodos de cálculo de previsão da resistência das estacas com a prova de carga, verificando qual se aproxima mais e quais as causas disso.

1.1. Justificativa

A utilização de estacas hélice contínua tem crescido bastante no Brasil nos últimos anos. Neste sentido, o tema foi escolhido com o objetivo de aprofundar os

conhecimentos na área da Geotecnia, especificamente na utilização de estacas hélice contínua, através de um estudo de caso no bairro de Tambaú em João Pessoa – PB.

Os métodos de previsão de carga, que serão utilizados neste trabalho para comparação com a prova de carga, são consolidados na área da Engenharia Civil. Entretanto, mais uma comparação dos métodos com o teste de carga e a análise da fundação são bastante válidas, em especial para contribuir com traçado do perfil do solo de João Pessoa, especificamente na região de Tambaú. Um esforço contínuo de contribuir com a criação de dados para o solo de João Pessoa irá beneficiar a indústria da construção civil em geral, principalmente na construção de edificações na região do Tambaú.

1.2. Objetivos

Geral

Comparar os métodos de previsão de resistência da estaca hélice contínua com o teste de carga realizado em uma construção de um prédio em João Pessoa, localizado no bairro de Tambaú.

Específicos

- a) Classificar entre os métodos o que terá um desempenho mais preciso e outro que será mais conservador para o estudo de caso em questão.
- b) Realizar uma discussão sobre os resultados obtidos da comparação dos métodos de previsão de resistência da estaca hélice contínua com o teste de carga.

1.3. Estrutura do trabalho

A estrutura do trabalho está da seguinte maneira:

Capítulo 1: apresentação da introdução, justificativa, objetivos geral e específicos e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2: é apresentado a revisão bibliográfica, no qual serão tratados a história das estacas hélice contínuas e a sua capacidade de carga, os métodos semi empíricos de previsão de carga, métodos para obtenção da resistência da estaca utilizando dados de prova de carga, considerações sobre a nova norma de Projeto e Execução de Fundações NBR 6122/2019, *Standard Penetration Test*, prova de carga estática e a caracterização geológica de João Pessoa.

Capítulo 3: trata dos materiais e métodos utilizados no estudo em questão. São estudados as características geotécnicas, localização e ensaio de carregamento estático da área de estudo.

Capítulo 4: mostra-se os resultados dos cálculos da capacidade de carga utilizando os métodos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma, Alonso e Antunes & Cabral. Os resultados são comparados com os valores obtidos do Método da Rigidez de Décourt e a Extrapolação de Van der Veen utilizando os dados da prova de carga estática.

Capítulo 5: é feita a conclusão do trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Histórico

O início da estaca hélice contínua surgiu nos Estados Unidos na década de 50 com a utilização da *Continuous Flight Auger* (CFA), que são estacas escavadas com trado hélice contínua utilizando equipamentos com guindastes de torre acoplada e mesa perfuradora com diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. Este sistema foi introduzido na Alemanha no início da década de 70 e depois se espalhou pela Europa e Japão. (PENNA et al., 1999).

O desenvolvimento das estacas hélice contínua se deram a partir da década de 80 nos EUA, Japão e Europa, utilizando inicialmente equipamentos adaptados e posteriormente com equipamentos específicos e apropriados para essas estacas (ALMEIDA NETO, 2002). Segundo Brons & Kool (1988), as estacas hélice contínua tornaram-se muito conhecidas na Europa na década de 80 por conta, principalmente, das vantagens técnicas combinadas com o custo relativamente baixo.

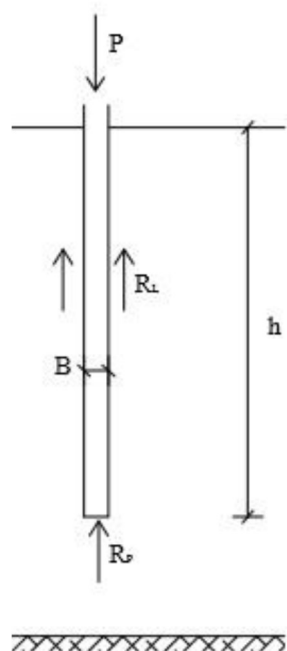
Já no Brasil, as estacas hélice contínua começaram a ser utilizadas por volta de 1987. Inicialmente, foi utilizado equipamentos adaptados e que aos poucos foi despertando o interesse devido as suas vantagens executivas. Entretanto, só a partir de 1993, com a importação de equipamentos específicos para estacas hélice contínua, foi que houve um grande progresso e utilização desta solução de fundação. (PENNA et al., 1999).

Com isso, com equipamentos importados com força de torque de até 85 kN.m, foi possível executar estacas de até 800 mm de diâmetro e comprimento máximo de 24 metros (ALMEIDA NETO, 2002). Hoje em dia, executa-se estacas com diâmetros de até 1500 mm e profundidade de até 40 m, aproximadamente.

2.2. Capacidade de carga em fundações profundas

Todo elemento de fundação deve apresentar sua respectiva capacidade de carga que é dado pelo conjunto solo e elemento estrutural. Para o caso de hélice contínua, a resistência da estaca é dada pelo somatório de duas parcelas: resistência lateral e resistência de ponta.

Figura 1: Capacidade de carga em fundações profundas.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Os métodos que vão ser mostrados a seguir estão todos de acordo com a norma NBR 6122/2019, que é a norma regulamentadora das fundações no Brasil.

2.3. Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt et al. (1996)

Decourt & Quaresma criaram um método de previsão de carga em que se baseia nos resultados de SPT. Inicialmente, o método foi apresentado para calcular a resistência de estacas de deslocamento. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas do atrito lateral e de ponta de estaca. Em 1996, ele foi adaptado para ser aplicado em estacas hélice contínua introduzindo os coeficientes α e β , multiplicando as parcelas de ponta e lateral, respectivamente, como mostra a seguir:

- Parcela da ponta

$$P_p = \alpha \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (C \cdot N_{PD}) \quad (1)$$

Onde:

α = coeficiente introduzido na modificação de 1996 que é dado pela tabela 2;

C = coeficiente tabelado dependente do tipo de solo dado pela tabela 1;

N_{pD} = média do número de golpes do ensaio SPT na camada da ponta da estaca, imediatamente acima, imediatamente abaixo desta;

D = diâmetro da estaca (m).

- Parcela lateral

$$P_l = \beta \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \times 10 \quad (2)$$

Onde:

β = coeficiente introduzido na modificação de 1996 que é dado pela tabela 2;

L = comprimento da estaca;

N_l = média dos valores de N ao longo do fuste.

- Carga última

$$P_{\text{últ}} = P_l + P_p \text{ (kPa)} \quad (3)$$

Tabela 1: Valores de C em função do tipo de solo.

Tipo de solo	Valores de C (kPa)
Argila	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Décourt & Quaresma, 1978.

Tabela 2: Valores dos coeficientes α e β em função do tipo de solo para estacas hélice contínua.

Tipo de solo	Tipo de estaca	
	Hélice Contínua	
	Valores típicos de α	Valores típicos de β
Argilas	0,3	1
Solos intermediários	0,3	1
Areias	0,3	1

Fonte: Décourt & Quaresma, 1996.

2.4. Método Aoki & Velloso (1988)

Inicialmente, os autores criaram um método para cálculo da capacidade de carga última em estacas usando dados de ensaio CPT. Como no Brasil o ensaio mais utilizado é o SPT, então as fórmulas foram adaptadas para este ensaio.

Para este método, tem-se:

- Parcela de atrito lateral

$$P_l = \sum_1^n \pi \cdot D \cdot K_i \cdot \alpha_i \cdot N_n \cdot L_n \quad (4)$$

Onde:

K_i e α_i = coeficiente que dependem do tipo de solo, de acordo com a tabela 3;

N_n = número de golpes de SPT de cada camada;

L_n = comprimento de cada camada;

D = diâmetro da estaca;

n = número de camadas.

- Parcela da ponta

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_p \cdot K_i \quad (5)$$

Onde:

N_p = número de golpes SPT da camada de apoio da ponta da estaca;

Tabela 3: Coeficientes α_i e K_i .

Tipo de Solo	Ki	α_i
	(kPa)	(%)
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 & Velloso, 1988.

Para ponderar as diferenças entre o comportamento do modelo (cone) e do protótipo (estaca), os autores definiram os valores dos coeficientes de transformação, F1 e F2, em função do tipo da estaca. Esses coeficientes F1 e F2 irão dividir, respectivamente, os valores de resistência de ponta e lateral, dando-nos a carga última, conforme mostra a fórmula abaixo:

$$P_{\text{últ}} = \frac{P_p}{F1} + \frac{P_l}{F2} \quad (6)$$

Tabela 4: Coeficientes de transformação F1 e F2.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldada	1,8	3,5
Metálica	1,8	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Aoki & Velloso, 1975.

Para o caso de estacas tipo raiz, hélice contínua e ômega, Velloso e Lopes (2002), sugerem $F1=2$ e $F2=4$.

2.5. Método Antunes & Cabral (1996)

Baseados em informações obtidas em 9 provas de carga estáticas 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 semi empíricos tradicionais, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

Para calcular a resistência de ponta e lateral, tem-se as seguintes fórmulas:

- Resistência lateral

$$P_l = \pi \cdot D \cdot \sum (N \cdot \beta_1) \cdot \Delta l \quad (7)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca;

Δl = comprimento da estaca;

N = 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 5;

- Resistência de ponta

$$P_p = \beta_2 \cdot N_p \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \quad (8)$$

$$\beta_2 N_p \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$$

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 5;

Tabela 5: Valores de β_1 e β_2 .

Solo	$\beta_1(\%)$	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.

2.6. Método Alonso (1996)

É um método semi-empírico para a previsão de carga em estacas hélice contínua que utiliza dados do ensaio do tipo SPT-T. Inicialmente, foi desenvolvido para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, e depois foi modificado para duas novas regiões geotécnicas: formação Guabirotuba e os solos de cidade de Serra no Espírito Santo.

Para o cálculo, temos a parcela de resistência de ponta e lateral que somando-as, obtém-se a resistência total.

- Resistência Lateral

$$P_l = U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (9)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal da estaca;

Δl = trecho onde se admite atrito lateral r_i constante;

$\tau_{l,ult}$ = resistência lateral unitária (conforme a tabela 6)

A resistência lateral unitária é dada como a seguinte equação:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot f \leq 200kPa \quad (10)$$

Onde:

α = coeficiente de correção do atrito lateral f obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última (conforme a tabela 6);

f = adesão calculada a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total do amostrador, no ensaio SPT-T.

Tabela 6: Limites de r_i e valores de α_{Al} para estacas hélice contínua.

Região	Limite de r_i	α
Bacia sedimentar de São Paulo	≤ 200 kPa	0,65
Formação Guabirota	≤ 80 kPa	0,65
Cidade de Serra - ES	≤ 200 kPa	0,76

Fonte: Alonso, 1996, 2000.

No ensaio de SPT-T, a penetração total do amostrador é normalmente de 45 cm, variando em solos moles, cuja penetração é maior que 45 cm, e em solos muito resistentes, cuja penetração é menor que 45 cm.

Para se obter o f , utiliza-se a seguinte equação idealizada por Ranzini (ALONSO, 1996):

$$f = \frac{100T_{m\acute{a}x}}{0,41h - 0,032} \text{ (kPa)} \quad (11)$$

Onde:

$T_{m\acute{a}x}$ = torque máximo expresso em kgf.m;

h = penetração total do amostrador, em cm;

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

$$f = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} \text{ (kPa)} \quad (12)$$

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

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N \quad (13)$$

$$T_{mín} = 1,0N \quad (14)$$

Para a formação Guabirota, tem-se:

$$T_{máx} = 1,13N \quad (15)$$

$$T_{mín} = 0,98N \quad (16)$$

Alonso (1996) adverte que, antes de utilizar o método, é aconselhável encontrar as correlações se for utilizado em outras regiões.

- Resistência de ponta

$$P_p = A_p \cdot r_p \quad (17)$$

Onde:

A_p = área da seção transversal da estaca;

$$r_p = \beta \frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2} \quad (18)$$

Onde:

$T_{mín}^{(1)}$ = 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 $T_{mín}$ acima do nível do terreno.

$T_{mín}^{(2)}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) camada abaixo da ponta da estaca com espessura 3D.

Alonso recomenda que os valores $T_{mín}$ adotados, sejam de no máximo 40 kgf.m.

Os valores de β são mostrados na tabela a seguir:

Tabela 7: Valores de β (em kgf.m) em função do tipo das regiões analisadas.

Região	β (areia)	β (silte)	β (argila)
Bacia sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra - ES	260	195	130

Fonte: Alonso, 1996, 2000.

2.7. Método da Rigidez (Décourt, 1996; 2008)

O método da Rigidez foi proposto por Décourt em 1996, utilizando a rigidez (que é a relação entre a carga e o seu respectivo recalque causado). Com esse dado, é possível extrair um gráfico que tem como abscissa a carga aplicada e a ordenada a rigidez. (FRANÇA, 2011).

Com esse gráfico, é possível obter dois valores sobre a ruptura da estaca:

- a) Ruptura física: ponto onde a rigidez é nula;
- b) Ruptura convencional: a carga para um recalque na ponta de 10% do diâmetro.

Posteriormente, Décourt (2008) refina o método assumindo que quando há grandes deformações, pode-se facilmente identificar dois domínios: o da ponta e o do atrito lateral (PEREIRA et al., 2016). Com isso, o método permite a separação da resistência lateral e a de ponta, extrapolando duas retas utilizando os pontos no gráfico. A primeira reta utiliza os pontos das cargas iniciais, obtendo uma linha de tendência que após extrapolá-la até o ponto de rigidez zero, chega-se ao valor de resistência lateral. A segunda reta utiliza os outros pontos que também obtendo uma linha de tendência e extrapolando-a até a rigidez zero, chega-se ao valor de resistência total.

2.8. Método de Van der Veen (1953)

O método mostra que a relação entre a carga e o deslocamento no topo tem um aspecto exponencial, conforme a equação abaixo (FRANÇA, 2011):

$$Q = Q_{ul} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (19)$$

Onde:

Q = carga aplicada no topo da estaca;

Q_{ul} = carga de ruptura;

α = coeficiente que define a forma da curva;

ρ = recalque da carga aplicada

Entretanto, este método foi modificado por Aoki em 1976 e Cintra e Aoki em 2009, fazendo com que a curva não passasse mais pela origem do sistema de coordenadas, obtendo a seguinte equação:

$$Q = Q_{ul} \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot \rho + b)}) \quad (20)$$

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).

2.8.1. Confiabilidade da extrapolação

AOKI et al. classificam a extrapolação da curva carga x recalque de acordo com os valores da Q_{ul} e da máxima carga aplicada no ensaio. A confiabilidade é dada pela tabela a seguir:

Tabela 8: Confiabilidade da Extrapolação carga x recalque

$((Q_{\text{últ}}/P_{\text{máx}})-1) \cdot 100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Fonte: Aoki et al. (adaptado pelo autor)

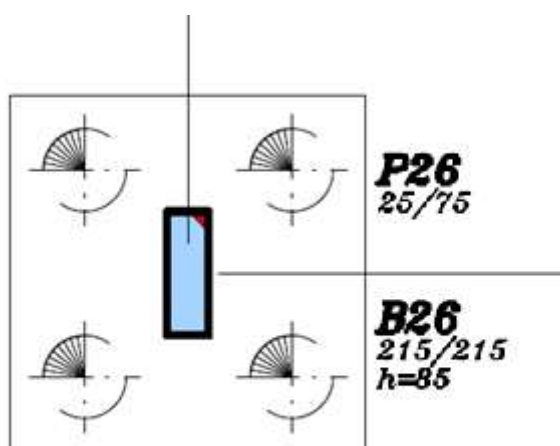
2.9. Método executivo

A execução de estacas hélice contínua pode ser dividida em 4 etapas: locação da estaca, perfuração, concretagem e colocação da armadura.

2.9.1. Locação da estaca

A fundação hélice contínua recebe as cargas do bloco de coroamento e o bloco de coroamento recebe as cargas dos pilares. Para alocar uma estaca, é preciso saber qual o pilar que vai estar acima da estaca em questão. Com isso, utiliza-se o gabarito para identificar o local do pilar no terreno e, a partir dos eixos do pilar, irá ser feito o posicionamento da estaca.

Figura 2: Bloco de coroamento.



Fonte: Projeto de fundação do caso estudado, 2018.

2.9.2. Perfuração

A perfuração ocorre através da rotação das hélices com o torque necessário para vencer a resistência do solo e da aplicação de uma força vertical que juntamente com o torque fará com que a hélice chegue à profundidade necessária. Além disso, a hélice conta na sua ponta um conjunto de dentes que auxiliam na perfuração de solos mais resistentes. A profundidade é medida através de um equipamento que avalia a resistência que o solo apresenta durante a perfuração. Assim que se obter um valor de resistência definido, a perfuração irá parar naquela profundidade. Para garantir a

concretagem, há uma tampa no trado que leva o concreto, para evitar a entrada de água do solo onde o concreto irá fluir.

2.9.3. Concretagem

Após chegar na profundidade desejada, a concretagem da estaca começa por meio do bombeamento do concreto pela haste tubular, entrando pela extremidade superior. A tampa é expulsa do trado com a pressão que o concreto faz e a hélice passa a ser tirada sem girar, garantindo a concretagem da estaca no local perfurado. Em casos de solos arenosos, a hélice é tirada girando lentamente para garantir a concretagem.

O concreto é injetado sob pressão positiva, da ordem de 0,5 kgf/cm² a 1,0 kgf/cm², o que garante a continuidade do fuste. Essa pressão positiva serve para controlar a velocidade de subida do trado, obtendo um super-consumo de concreto.

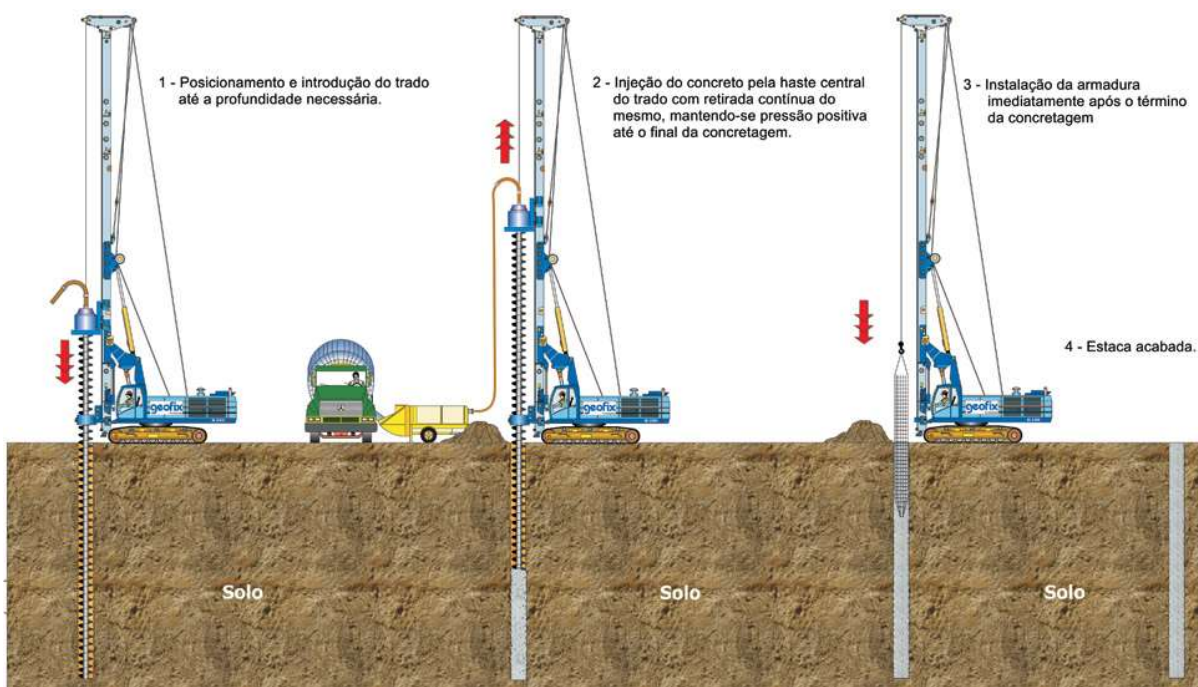
Dessa forma, o trado vai sendo retirado do solo e a limpeza do solo que fica entre a hélice do trado é feita pelos trabalhadores que estão executando a estaca.

2.9.4. Colocação da armadura

A estaca hélice contínua exige a colocação da armadura na estaca após a concretagem. A armadura pode ser inserida por gravidade, vibração ou com o auxílio de um pilão de pequena carga. No caso das estacas que são submetidas apenas a compressão, elas levam uma armadura no seu topo com comprimento variando de 4 a 6 metros. Essa armadura serve para fazer a ligação entre a estaca e o bloco de coroamento e garantir sua integridade no momento em que as estacas são “arrasadas” no nível determinado em projeto.

A seguir está uma imagem ilustrando os passos descritos:

Figura 3: Etapas da execução de estaca hélice contínua.



Fonte: Geofix.

2.10. Vantagens e desvantagens das estacas hélice contínua

Uma escolha adequada do tipo de fundação é essencial para uma obra. As vantagens e desvantagens a serem considerados são várias quando se vai utilizar estacas hélice contínua, e não se restringem somente ao âmbito dos custos.

2.10.1. Vantagens

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

- a) Alta produtividade, o que reduz o cronograma de execução da fundação com somente uma equipe de trabalho;
- b) Possibilidade de execução em quase todos os tipos de solos, exceto na presença de matacões e rochas;
- c) Diferentemente das fundações à percussão, não causa distúrbios e vibrações nos arredores;

- d) Não há produção de detritos poluídos por lama bentonítica, reduzindo o problema da disposição final dos resíduos produzidos pela escavação.

2.10.2. Desvantagens

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

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

2.11. Considerações sobre a nova norma ABNT 6122/2019

Atualizar as normas técnicas é muito importante para que elas se adequem às novas práticas utilizadas no mercado. A NBR 6122 rege as fundações de todas as estruturas convencionais da engenharia civil. Em 2019, a norma de Projeto e Execução de Fundações passou por mais uma revisão. Em virtude disso, as principais mudanças ocorridas na revisão, relevantes para projetos com fundação hélice contínua, serão abordadas nesse tópico.

2.11.1. Concreto na estaca hélice contínua

Os parâmetros de dimensionamento de estacas moldadas in loco e tubulões foram modificados. No geral, os valores mudaram de maneira a favorecer a segurança. Em relação as estacas hélice contínua, o f_{ck} do concreto passou de 20 MPa em todas as classes de agressividade ambiental conforme a NBR 6118, para 30

MPa nas classes I e II e 40 MPa nas classes III e IV. Para ilustrar melhor as classes de agressividade ambiental, está a seguir a tabela da NBR 6118/2014:

Tabela 9: Classes de Agressividade Ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana (a, b)	Pequeno
III	Forte	Marinha (a)	Grande
		Industrial (a, b)	
IV	Muito forte	Industrial a,	Elevado
		Respingos de maré	

a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118/2014 (adaptado pelo autor em 2020).

A seguir estão as tabelas da NBR 6122 de 2019 e 2010, respectivamente, mostrando as mudanças nos valores de resistência do concreto.

Tabela 10: Estacas moldadas in loco e tubulões segundo a NBR 6122/2019.

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/ resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) Armadura %		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco)
				Armadura %	Comprimento m	
						MPa
Hélice/hélice de deslocamento/ hélice com trado segmentado a	I, II	C30	2,7	0,4	4	6
	III, IV	C40	3,6			
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2	5
	III, IV	C40	5			
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4	6
	III, IV	C40	3,6			
Strauss b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2	5
Franki b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3	5
	III, IV	C40	3,6			
Raiz b,c,d	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	-
Microestacas b,c,e	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-
Estaca trado vazado segmentado a,d	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-

a Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

b Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

c O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; $A_s =$ área de aço), conforme a seguir:

— quando $A_s \leq 6$ % A_c , o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);

— quando $A_s \geq 6$ % A_c , o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

d Argamassa.

e Calda de cimento.

Fonte: NBR 6122/2019 (adaptado pelo autor em 2020).

Tabela 11: Estacas moldadas in loco e tubulões segundo a NBR 6122/2010.

Tipo de estaca	fck d máximo de projeto MPa	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4	6
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2	5
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4	6
Strauss b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2	5
Franki b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	0
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3	-
Raiz b,c	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas b,c	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

a Neste tipo de estaca o comprimento da armadura é limitado devido ao processo executivo.

b Neste tipo de estaca o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

c No caso destas estacas, deve-se observar que quando for utilizado aço com resistência até 500 MPa e a porcentagem de aço for $\leq 6\%$ da seção da estaca, a estaca deve ser dimensionada como pilar de concreto armado. Quando for utilizado aço com resistência ≥ 500 MPa ou a porcentagem de aço for $\geq 6\%$ da seção real, toda carga deve ser resistida pelo aço. Esta limitação está relacionada com a garantia de preenchimento pleno do furo com argamassa ou calda de cimento.

d O fck máximo de projeto desta Tabela é aquele que deve ser empregado no dimensionamento estrutural da peça.

Fonte: NBR 6122/2010 (adaptado pelo autor em 2020).

Quanto ao consumo de cimento, em ambas esse não pode ser inferior a 400 kg/m³. Na NBR 6122/2010, o abatimento deve ser igual a 22 ± 3 cm e fator $a/c \leq 0,6$. Já na de 2019:

- a) Para o C25, o abatimento deve estar entre 22 cm e 26 cm e fator $a/c \leq 0,6$;
- b) Para o C40, o abatimento deve estar entre 22 cm e 26 cm e fator $a/c \leq 0,45$.

2.11.2. Quantidade de provas de carga

Na NBR 6122/2010, o critério se há necessidade de realização de prova de carga em estaca hélice contínua é o número total de estacas que tem que ser inferior a 100 para não ser necessário. Na NBR 6122/2019, este critério manteve-se, porém com a adição de novos:

- Qualquer que seja o número de estacas da obra, se elas forem calculadas para tensões de trabalho superiores ao limite indicado na norma, é preciso realizar a prova de carga;
- Nos casos em que os carregamentos principais provenientes da estrutura, nas condições de utilização mais frequentes durante a sua vida útil, forem os esforços de tração ou os esforços horizontais, é necessário a realização da prova de carga;
- Em obras de artes especiais (pontes e viadutos) que possuem vão superior a 30,0 m ou com mais três vãos (quatro linhas de apoio), é obrigatório o ensaio de carga.

2.11.3. Monitoramento do recalque

A mudança dos casos em que há necessidade do monitoramento dos recalques medidos na estrutura foi que, enquanto na NBR 6122/2010 há a necessidade de monitoramento em estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável, na edição de 2019 a altura máxima para não haver monitoramento é de 55 m.

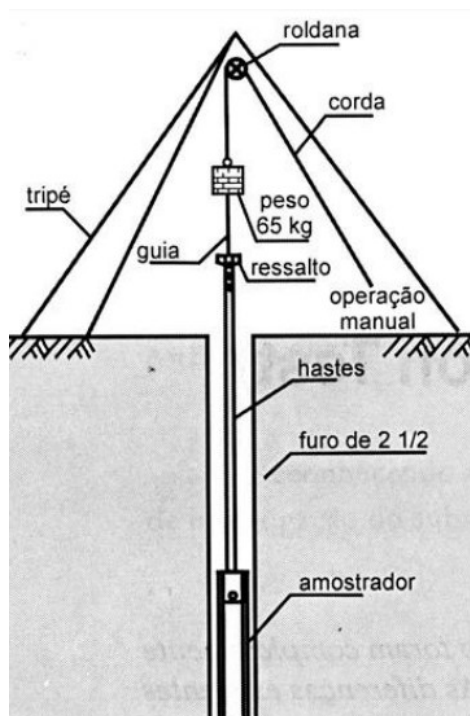
2.12. Standard Penetration Test (SPT) – Sondagem de simples reconhecimento a percussão

Segundo Hachich (1996), o ensaio de sondagem de simples reconhecimento com 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.

A norma que rege este ensaio é a ABNT NBR 6484/2001. O ensaio consiste em cravar um amostrador padrão no solo com o auxílio da queda livre de um martelo de 65 kg com característica determinadas na norma a uma altura de 75 cm.

Figura 4: Ensaio de reconhecimento simples a percussão SPT.



Fonte: Schnaid, 2000.

É um ensaio simples, mas necessita de cuidado na uniformidade nos golpes aplicados, para que não ocorra inconsistência nos dados.

2.12.1. Número mínimo de sondagens

Segunda a norma ABNT NBR 8036/1986, a quantidade de furos depende da área de projeção da edificação (APE):

- Se a área for inferior a 200 m², deve-se fazer dois furos;
- Se a área for entre 200 e 400 m², deve-se fazer três furos;
- Se for entre 400 a 1200 m², um furo a cada 200 m²;
- Entre 1200 e 2400 m², um furo a cada 400 m²;
- Acima de 2400 m², o número de sondagens fica a critério do engenheiro responsável.

2.13. Prova de carga estática

O projeto e a execução da hélice contínua contam com uma série de coeficientes de segurança que contribuem para garantir a integridade da estrutura. Entretanto, todos esses procedimentos não são suficientes para verificar se haverá um bom funcionamento da infraestrutura da edificação. O ensaio de carregamento estático tem como objetivo observar o comportamento da fundação para certos níveis de carga até a carga máxima de ensaio pedida pela norma ou até ruptura do sistema ensaiado.

Neste ensaio, a aparelhagem é composta por:

- Dispositivo de aplicação de carga que pode ser constituído por um ou vários macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais;
- Dispositivos para as medições da carga aplicada, dos deslocamentos axiais ou transversais e o tempo de realização de cada medida.

A prova de carga consiste em aplicar cargas em estágios crescentes e com incrementos iguais. Cada incremento não pode ser maior que 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada e os estágios têm duração mínima de 30 minutos ou podem durar até a estabilização do recalque. Segundo a norma NBR 12131/2010, em cada estágio os deslocamentos devem ser medidos logo após a aplicação da carga e após 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, uma hora, duas horas, 3 horas, 4 horas etc., contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização. A estabilização do recalque se dá quando a diferença entre as leituras consecutivas for de no máximo 5% do deslocamento no mesmo estágio. A ruptura da estaca se dá quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande recalque. Após atingir a carga máxima do ensaio, ela deve ser mantida no mínimo durante 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início dos descarregamentos. A fase de descarregamento deve ser feita em no mínimo quatro estágios e cada estágio tem o tempo necessário para que haja estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo para cada estágio de descarregamento é 15 minutos.

2.14. Caracterização geológica de João Pessoa

A área de estudo em questão está localizada em João Pessoa que é a capital da Paraíba, cidade que se localiza na zona costeira do estado e é o ponto mais oriental das Américas. Ela está inserida no contexto geológico da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba. As unidades geológicas mais presentes na região de João Pessoa são constituídas de sedimentos inconsolidados de origem fluvial e marinha e de rochas sedimentares brandas (MABESOONE; ALHEIROS, 1988; BORGES, 2004).

Há grandes edificações da cidade de João Pessoa que estão presentes em dois domínios que são Orla e Formação Barreiras. 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).

Com isso, a obra em questão está localizada mais especificamente no bairro de Tambaú que está localizado no domínio da orla. A presença do lençol freático impossibilita alguns tipos de fundações como tubulões a céu aberto e as estacas escavadas. Em vista de solucionar esse problema, Soares (2005) listou as fundações mais utilizadas nessa região:

- Melhoria com Estaca de Compactação
- Estacas Tipo Franki
- Estacas Metálicas
- Estacas Pré-Moldadas de Concreto
- Tubulões Pneumáticos

Uma solução que tem crescido bastante a sua utilização é a estaca hélice contínua, visto que possui uma série de vantagens para sua utilização. Na região do Tambaú, as estacas hélice contínua chegam a uma profundidade de mais de 15 metros, podendo variar de acordo com a profundidade do leito rochoso onde a estaca se apoia.

3. MATERIAIS E MÉTODO

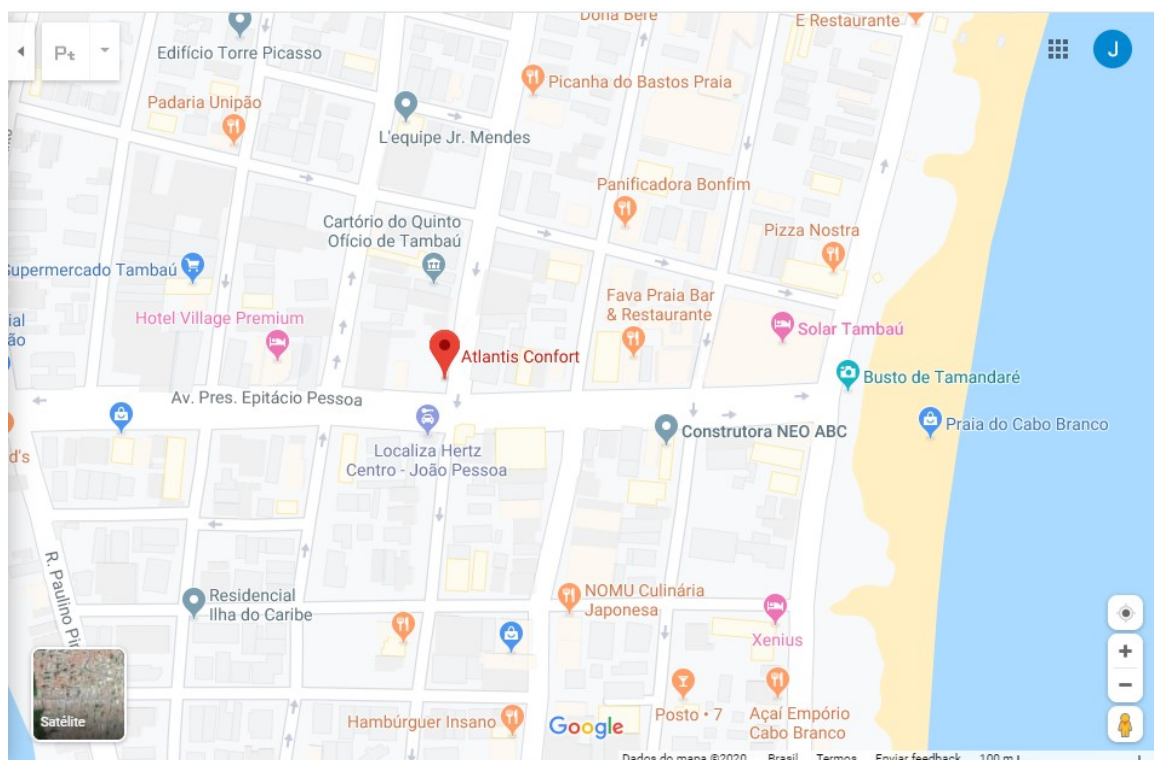
3.1. Materiais

Para o estudo de caso, utilizar-se-á um empreendimento em construção que será um edifício residencial e comercial que conta com 10 pavimentos e 72 apartamentos de 61,22 m² a 66,87 m² de alto padrão de qualidade e em localização privilegiada. O empreendimento também conta com lojas no pilotis e um subsolo.

3.1.1. Localização da obra em estudo

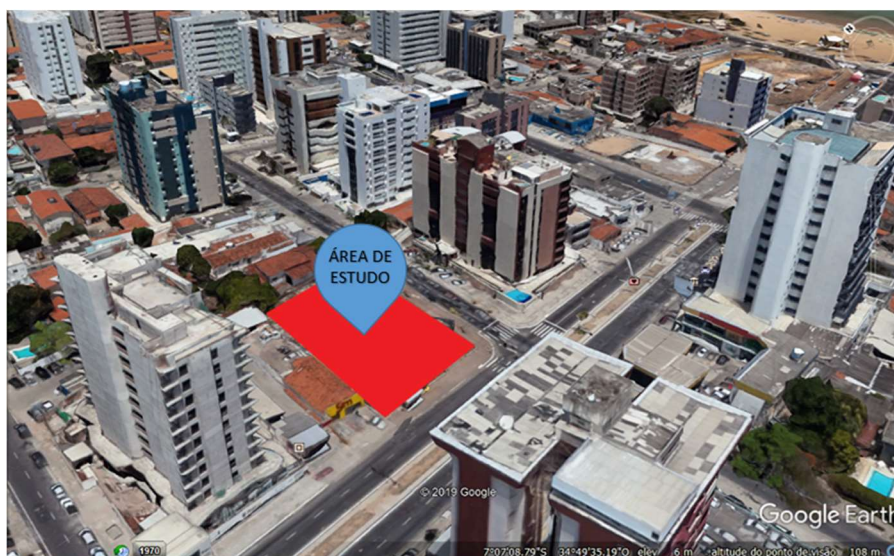
A obra estudada se situa no bairro de Tambaú em João Pessoa. Fica na Epitácio Pessoa, uma das avenidas mais movimentadas do estado da Paraíba, e a 350 metros do Busto de Tamandaré. O terreno onde foi realizado a fundação possui 1480 m² e 160 metros de perímetro.

Figura 5: Localização do empreendimento.



Fonte: Google Maps, 2020.

Figura 6: Detalhe da localização da área de estudo.

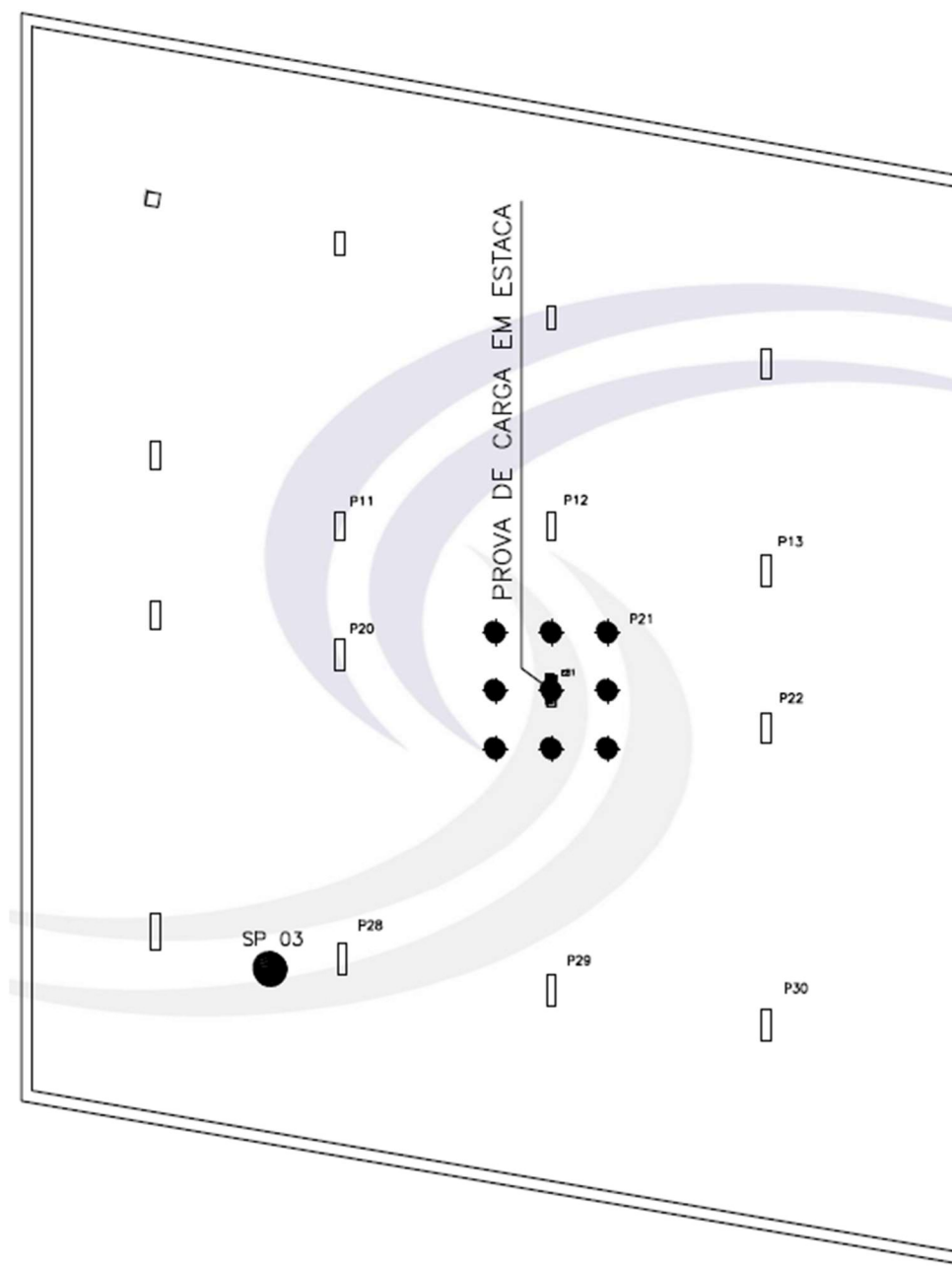


Fonte: Google Earth (adaptada pelo autor), 2020.

3.1.2. Características geotécnicas do local da obra

Para a obra em estudo, foram realizadas três sondagens de reconhecimento SPT. Para os três testes realizados, obtiveram-se três perfis do solo do terreno com 9 camadas com diferentes classificações do solo até chegar à camada impenetrável ao trépano. Obteve-se uma profundidade média de camada impenetrável de 19,13 m. A sondagem mais próxima do teste de carga realizado na obra foi o SP03. A seguir estão a locação da prova de carga e o resultado do teste SP03:

Figura 7: Localização da prova de carga e do ensaio SPT (SP03).



Fonte: Concesolo, 2018.

Figura 8: Resultado da Sondagem SP03

Prof.(m)		CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostras	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO							
						golpes/ 15 cm	Nspt			Gráfico			
						1º	2º	3º	10	20	30	40	
1		Aterro arenoso, com metralha; cor variegada		1,00		3	10	12	22/30				
2		Areia fina; cor cinza clara (pouco compacta)		3,30	N.A. 3,15 m	2	3	3	8/30				
3		Areia fina, pouco siltosa; cor marrom (fofa)		4,90		2	2	3	6/30				
4		Areia grossa, pouco siltosa; cor marrom (fofa)		6,00		1	1	3	5/30				
5		Areia fina, muito siltosa; cor cinza (pouco compacta a compacta)		8,60		1	1	2	4/30				
6		Silte arenoso, pouco argiloso, com marisco; cor cinza (fofo)		10,10		1	1	1	3/30				
7		Areia fina siltosa; cor cinza clara (fofa a pouco compacta)		11,20		1/25	2/20	-	2/20				
8		Areia argilosa, pouco siltosa; cor variegada (medianamente compacta)		12,50		3	3	4	8/30				
9		Areia siltosa, pouco argilosa; cor marrom (pouco compacta a medianamente compacta)				4	5	5	7/30				
10						4	4	5	10/30				
11						3	4	5	9/30				
12						4	4	4	8/30				
13						3	3	4	7/30				
14						3	4	5	9/30				
15						4	3	4	7/30				
16						2	3	3	6/30				
17						1	5	-	5/15				
18		Impenetrável ao trépano Conforme ensaio de avanço da perfuração (item 6.4.3 NBR 6484)											
19				19,30									
20													

COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO	PROCESSOS DE PERFURAÇÃO	OBSERVAÇÕES:	SONDADOR: PEDRO RIBEIRO
Amostrador { Padrão { Øext: 50,8 mm Øint: 34,9 mm	REVESTIMENTO: 0,0 - 2,0 m		DESENHO: SAFYRA GURGEL
Martelo { Peso: 65 kg Altura queda: 75 cm	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA): 2,0 - 19,30 m		REVISÃO: BRENDA BRANDINI
Revestimento Øext: 76 mm	ESCALA VERTICAL: 1/100		ENG. RESP.:

R. Prof. Batista Leite, 229; Róger - João Pessoa/PB. Fone +55 83 3222 0100 / 3241 5944. www.solo.eng.br

Fonte: Concretosolo, 2018.

3.1.3. Ensaio de carregamento estático

O ensaio de prova de carga estática do tipo lenta se deu em uma estaca hélice contínua ($\varnothing 500$) com comprimento executado de 17,00 m (cota de implantação de 2,37 m), cuja numeração em projeto é E81. A carga máxima no teste é de 190 tf, conforme a norma manda. O ensaio iniciou-se no dia 04/10/18 com os carregamentos lentos, e finalizou-se dia 05/10/18 com o descarregamento da estaca. Os dados do ensaio são mostrados a seguir:

Tabela 12: Características da estaca e do ensaio.

Estaca Tipo	\varnothing (mm)	Comprimento (m)	Carga de trabalho (tf)	Carga de ensaio (tf)
Hélice contínua	500	17,00	95,0	190,0

Fonte: Concesolo (adaptado pelo autor), 2018.

Todo o procedimento de carregamento e descarregamento foi realizado de acordo com a NBR 12131/2006. O programa do carregamento e descarregamento é mostrado a seguir:

Tabela 13: Programa do carregamento e descarregamento do ensaio.

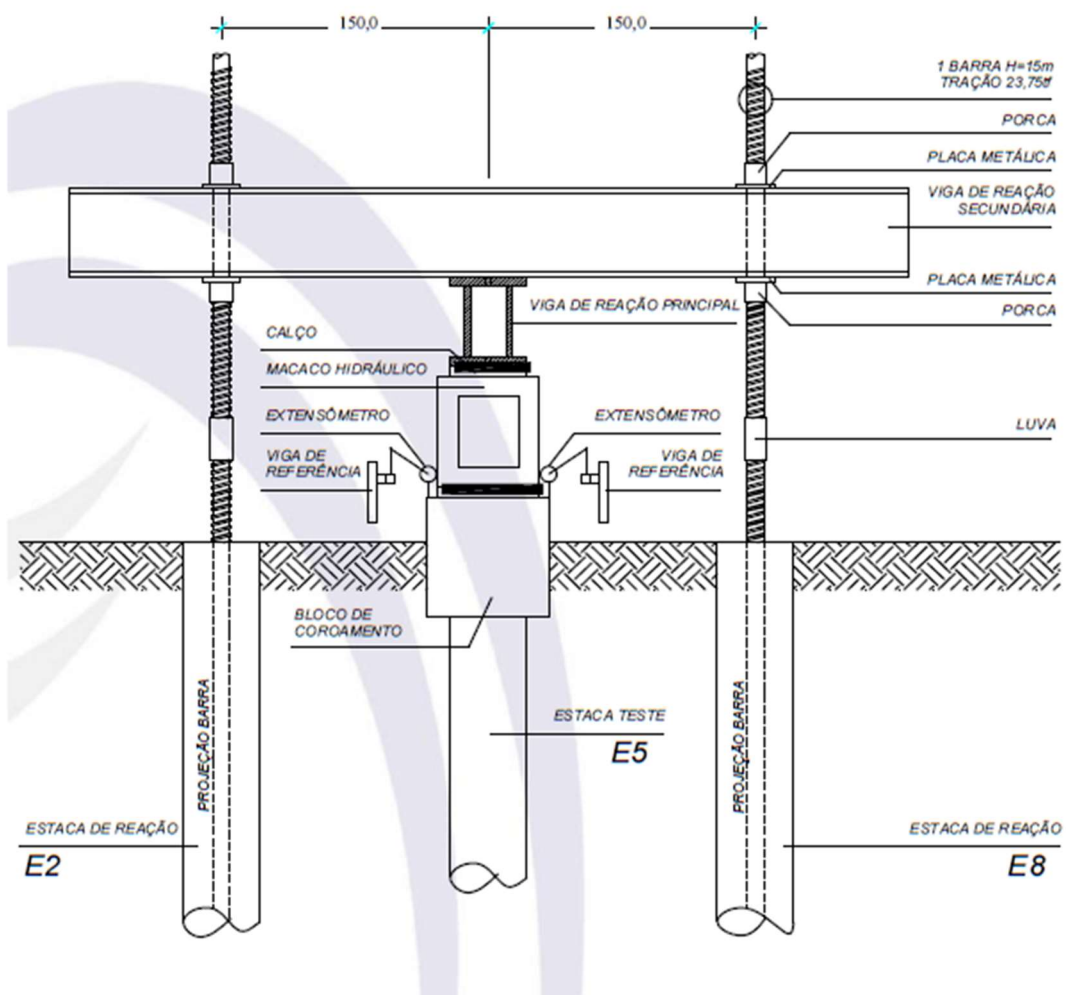
Carregamento		Descarregamento	
Estágio	Carga (tf)	Estágio	Carga (tf)
1	19	1	142,5
2	38	2	95
3	57	3	47,5
4	76	4	0
5	95	-	-
6	114	-	-
7	133	-	-
8	152	-	-
9	171	-	-
10	190	-	-

Fonte: Concesolo (adaptado pelo autor), 2018.

O sistema de reação montado na obra é formado por um conjunto de vigas metálicas (compostas por perfis laminado *Gerdau* duplo W 610 x 140) ancoradas em barras de aço. A estrutura das vigas é reforçada com chapas soldadas para aumentar

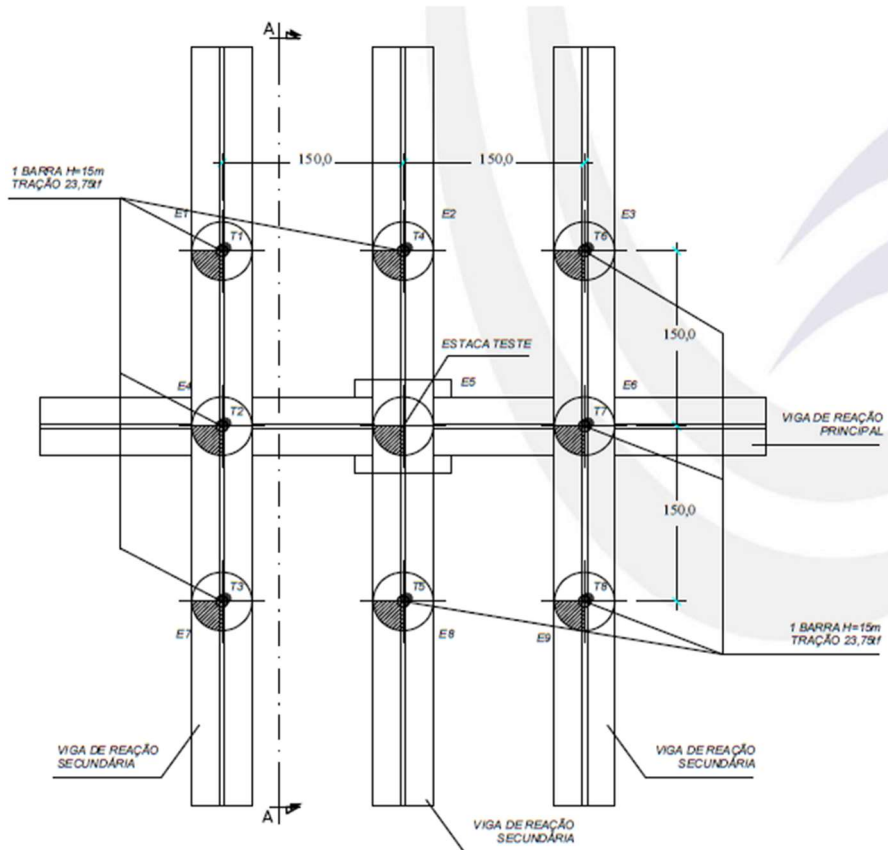
a resistência ao cisalhamento. As barras de tirantes são engastadas nas outras 8 estacas do tipo hélice contínua ($\varnothing 500$) do bloco, com comprimento de ancoragem de 15,00 m. O aço utilizado é o *Incotep*, dimensionado para carga de tração de 23,75 tf. O sistema de reação é ilustrado a seguir:

Figura 9: Corte do esquema do sistema de reação.



Fonte: Concesolo, 2018.

Figura 10: Planta baixa do sistema de reação.



Fonte: Coneresolo, 2018.

Figura 11: Sistema de reação montado na obra.



Fonte: Atlantis Planejamento e Construções Ltda., 2018.

Já o sistema de medição se deu através de um macaco hidráulico manual *Pontemac* com capacidade para 600 tf. Para montar o sistema de medição, foi feito um bloco de coroamento somente para a estaca ensaiada (conforme mostrado no sistema de reação), onde é aplicado a carga.

Figura 12: Macaco hidráulico e bloco de coroamento.



Fonte: Atlantis Planejamento e Construções Ltda., 2018.

Figura 13: Bomba manual e manômetro.



Fonte: Concesolo, 2018.

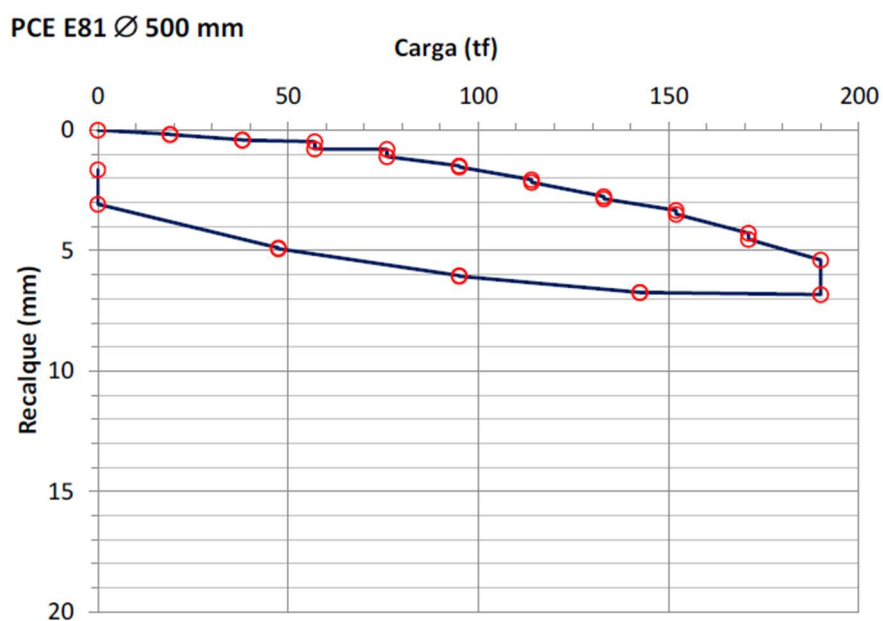
Para a prova de carga realizada, obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 14: Recalques do ensaio.

Carregamento			Descarregamento		
Estágio	Carga (tf)	Recalque (mm)	Estágio	Carga (tf)	Recalque (mm)
1	19,0	0,17	1	142,5	6,74
		0,19			6,74
2	38,0	0,40	2	95,0	6,07
		0,41			6,05
3	57,0	0,47	3	47,5	4,93
		0,78			4,89
4	76,0	0,80	4	0,0	3,07
		1,11			1,64
5	95,0	1,48	-	-	-
		1,53			-
6	114,0	2,06	-	-	-
		2,17			-
7	133,0	2,76	-	-	-
		2,86			-
8	152,0	3,33	-	-	-
		3,49			-
9	171,0	4,27	-	-	-
		4,53			-
10	190,0	5,40	-	-	-
		6,82			-

Fonte: Concesolo (adaptado pelo autor), 2018.

Figura 14: Gráfico carga x recalque.



Fonte: Concesolo, 2018.

Tabela 15: Resumo do ensaio.

Carga tipo	Carga valor (tf)	Deslocamento (mm)
Trabalho	95,0	1,53
Máxima	190,0	6,82

Fonte: Concesolo (adaptado pelo autor), 2018.

Com os resultados, pode-se notar que os requisitos da NBR 6122/2010 (na época era a norma vigente) e da NBR 6122/2019 são atendidos, pois a carga máxima atingida é o dobro da carga de trabalho (fator de segurança é dois) e o recalque é admissível para a estrutura da edificação.

Os deslocamentos das estacas de reação são apresentados a seguir:

Tabela 16: Deslocamentos das estacas de reação.

Estacas	Deslocamentos (mm)	Estacas	Deslocamentos (mm)
E1	5,5	E5	3,0
E2	3,1	E6	10,0
E3	6,0	E7	6,0
E4	4,5	E8	2,5

Fonte: Concesolo (adaptado pelo autor), 2018.

4. RESULTADOS

Neste capítulo, serão mostrados os resultados da previsão da capacidade de carga da estaca estudada e também os da resistência última através dos dados da prova de carga.

Para o cálculo da resistência com métodos semi empíricos, considerou-se como o NSPT máximo de 50 e o mínimo sendo 3. Serão utilizados todos os parâmetros dados na bibliografia citada neste trabalho.

4.1. Resultado do cálculo da capacidade de carga utilizando os métodos semi empíricos

Para os cálculos da capacidade de carga, foram utilizados os métodos de Décourt & Quaresma, Aoki & Velloso, Antunes & Cabral e Alonso sem utilizar fatores de segurança nos resultados finais. Todos os cálculos se basearam no ensaio SP 03, e considerando que a estaca iniciava a uma cota de 2,66 m de profundidade (0,29 m da cota do terreno em relação ao meio fio e 2,37 m da cota de implantação da estaca). A nossa estaca foi dimensionada com comprimento até o leito rochoso, ou seja, uma profundidade de 16,64 m. Considerou-se o NSPT do leito rochoso de 50. Todos os cálculos estão mostrados detalhadamente no apêndice deste trabalho.

Os resultados dos métodos semi empíricos foram:

Tabela 17: Resultados dos métodos semi empíricos

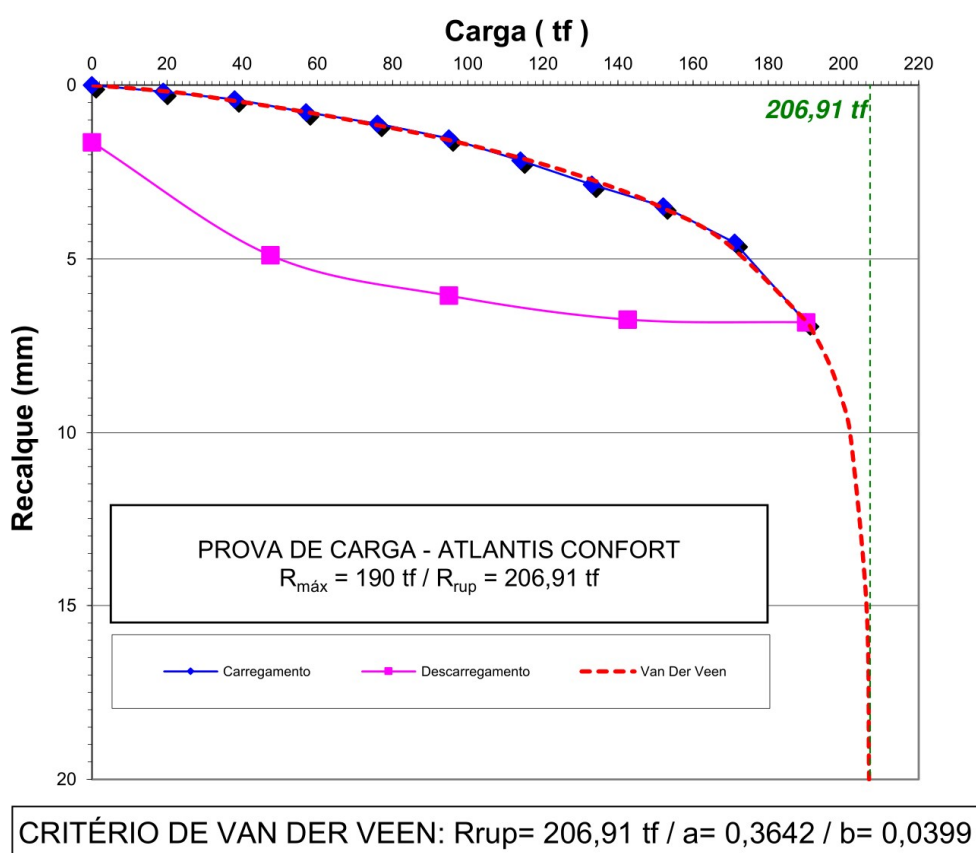
Métodos	Décourt & Quaresma (1996)	Aoki & Velloso (1975) [Mod. Lopes]	Antunes & Cabral (1996)	Alonso (1996)
Resistência Lateral (tf)	88,8	50,5	94,7	83,2
Resistência de Ponta (tf)	66,1	145,9	78,5	93,6
Resistência Total (tf)	154,9	196,4	173,2	176,8

Fonte: Autor, 2020.

4.2. Curvas Carga x Recalque e Rigidez

Com os dados da prova de carga, plotou-se as curvas de Carga x Recalque, como mostra a figura a seguir. Utilizou-se o artifício da extrapolação de Van der Veen, fornecendo a provável carga de ruptura da estaca. No caso em questão, o valor da resistência última foi de 206,91 tf.

Figura 15: Extrapolação de Van der Veen.

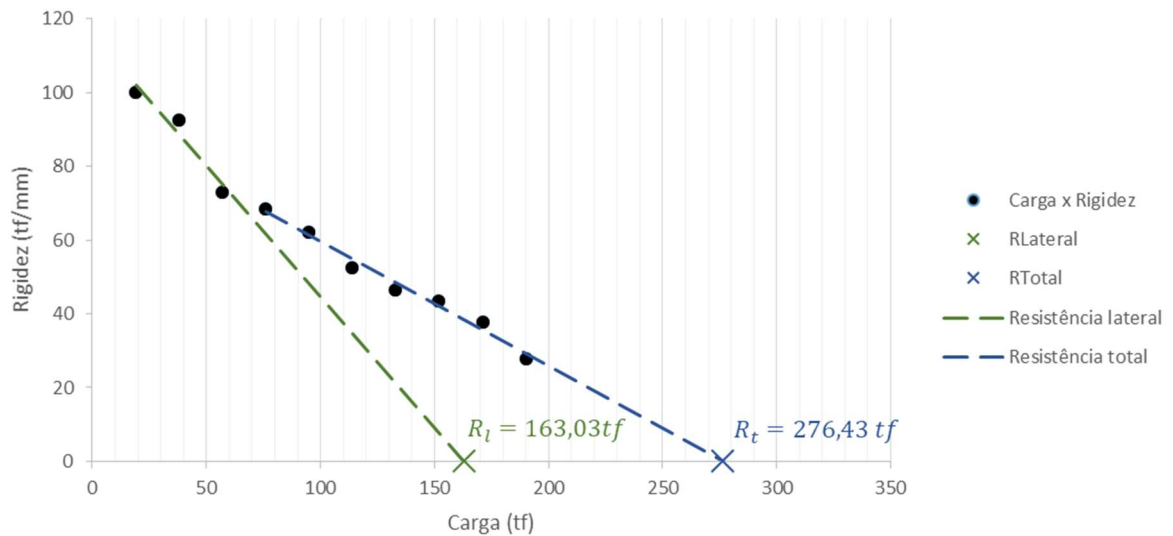


Fonte: Autor, 2020.

Em relação à confiabilidade da Resistência de ruptura obtido, para a tabela 8, temos um valor de 8,9%, o que nos dá um valor ruptura confiável.

Também foi plotado a curva Carga x Rigidez utilizando os dados da prova de carga. O Método da Rigidez de Décourt possibilita a separação dos valores de resistência lateral e total da estaca ensaiada, como mostra o gráfico a seguir:

Figura 16: Método da Rigidez de Décourt.



Fonte: Autor, 2020.

Entretanto, o valor da Resistência total foi de 276,74 tf, o que difere bastante do valor dado pela Extrapolação de Van der Veen. Por isso, não será considerado o valor de resistência total dado pelo Método da Rigidez nas comparações. Só será utilizado o da resistência lateral. Por fim, obteve-se os seguintes resultados das resistências da estaca:

$$R_L = 163,03 \text{ tf}$$

$$R_P = 43,88 \text{ tf}$$

$$R_{\acute{u}lt} = 206,91 \text{ tf}$$

4.3. Comparação dos resultados

Com os resultados dos métodos semi empíricos e dos valores obtidos dos gráficos de Carga x Recalque e Carga x Rigidez, pôde-se fazer a comparação das resistências, como mostra a tabela a seguir:

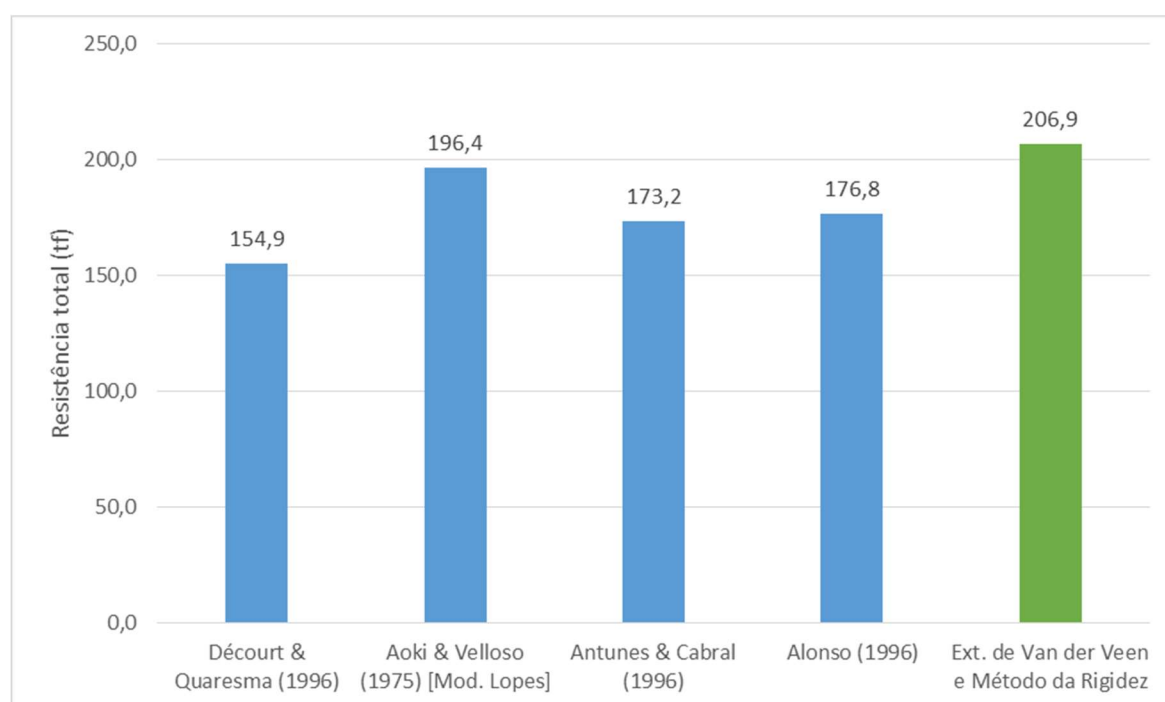
Tabela 18: Resumo do resultado dos métodos.

Métodos	Décourt & Quaresma (1996)	Aoki & Velloso (1975) [Mod. Lopes]	Antunes & Cabral (1996)	Alonso (1996)	Ext. de Van der Veen e Método da Rigidez
Resistência Lateral (tf)	88,8	50,5	94,7	83,2	163,0
Resistência de Ponta (tf)	66,1	145,9	78,5	93,6	43,9
Resistência Total (tf)	154,9	196,4	173,2	176,8	206,9

Fonte: Autor, 2020.

Para cada parcela da resistência e a total foi construído um gráfico para melhor comparação dos resultados:

Figura 17: Comparação das resistências totais dos métodos semi empíricos com a da prova de carga.



Fonte: Autor, 2020.

As porcentagens dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga são mostrados a seguir:

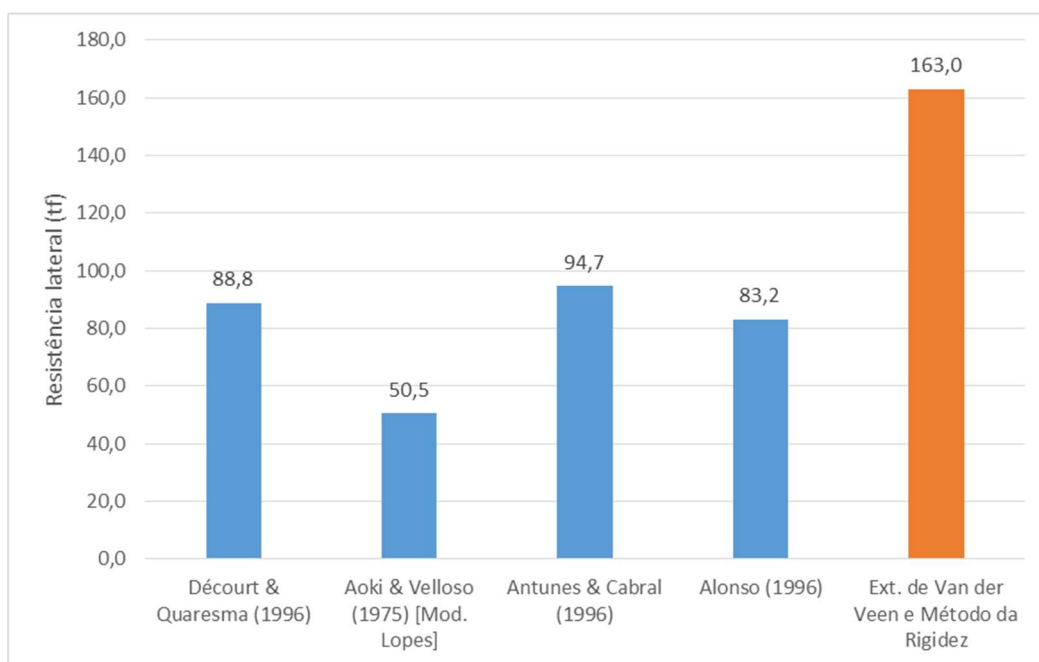
Tabela 19: Porcentagens dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga.

Resistência Total	
Métodos	Porcentagem em relação à Prova de Carga
Décourt & Quaresma (1996)	75%
Aoki & Velloso (1975) [Mod. Lopes]	95%
Antunes & Cabral (1996)	84%
Alonso (1996)	85%

Fonte: Autor, 2020.

Em relação a resistência lateral, o método que mais se aproximou dos dados da prova de carga foi o de Antunes & Cabral (1996), seguido por Décourt & Quaresma (1996) e Alonso (1996), respectivamente. O método que mais se mostrou conservador foi o Aoki & Velloso (1975).

Figura 18: Comparação das resistências laterais da estaca estudada.



Fonte: Autor, 2020.

As porcentagens da resistência lateral dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga são mostradas a seguir:

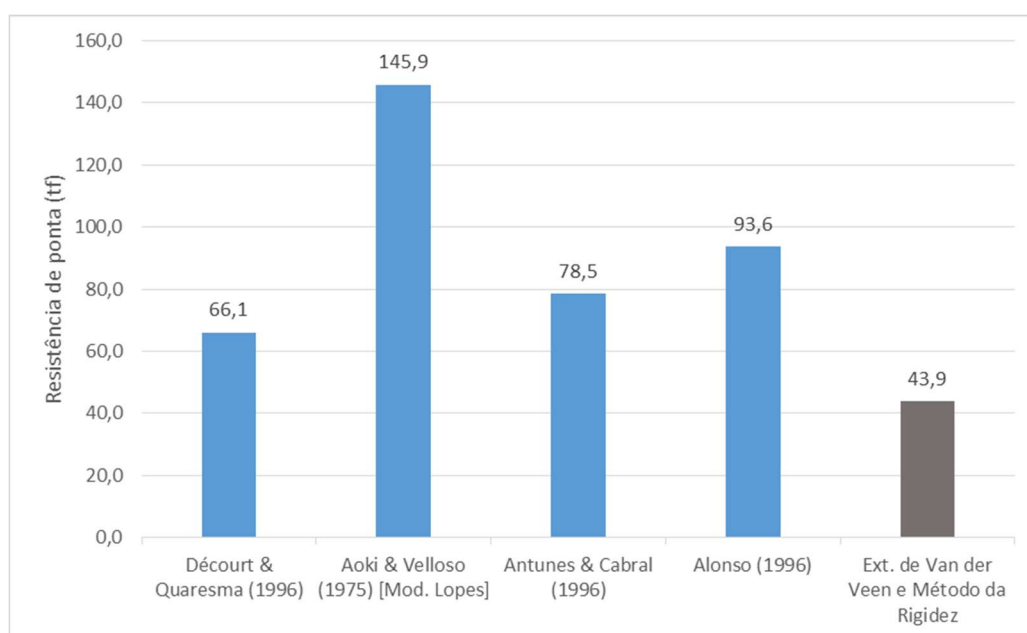
Tabela 20: Porcentagens da resistência lateral dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga.

Resistência Lateral	
Métodos	Porcentagem em relação à Prova de Carga
Décourt & Quaresma (1996)	54%
Aoki & Velloso (1975) [Mod. Lopes]	31%
Antunes & Cabral (1996)	58%
Alonso (1996)	51%

Fonte: Autor, 2020.

Em relação a resistência de ponta, os métodos semi empíricos superestimaram o valor da resistência de ponta, sendo o do Décourt & Quaresma (1996) o que mais se aproximou dos dados da prova de carga. O resultado do Aoki & Velloso (1975) foi o que mais se distanciou.

Figura 19: Comparação das resistências de ponta da estaca estudada.



Fonte: Autor, 2020.

As porcentagens da resistência de ponta dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga são mostrados a seguir:

Tabela 21: Porcentagens da resistência de ponta dos métodos semi empíricos em relação à Prova de Carga.

Resistência de Ponta	
Métodos	Porcentagem em relação à Prova de Carga
Décourt & Quaresma (1996)	151%
Aoki & Velloso (1975) [Mod. Lopes]	333%
Antunes & Cabral (1996)	179%
Alonso (1996)	213%

Fonte: Autor, 2020.

5. CONCLUSÃO

O estudo apresentou resultados, em relação a resistência total, compatíveis com a prova de carga realizada. As cargas admissíveis dadas pelos métodos semi empíricos se aproximaram da extrapolação de Van der Veen. Dentre os métodos trabalhados, o que foi mais conservador na resistência total foi o Décourt & Quaresma (1996). Já o que mais se aproximou foi o Aoki & Velloso (1975).

Também se concluiu que os métodos semi empíricos subestimaram a resistência lateral e superestimaram a resistência de ponta. Pode-se notar que, apesar do método de Aoki & Velloso ter se aproximado na resistência total, ele foi o que mais se distanciou na resistência lateral e de ponta.

Vale salientar também que a consideração do NSPT de ponta depende de como a estaca encosta no leito rochoso (se o contato é superficial, se a estaca está engastada no leito rochoso e entre outras situações). Entretanto, não houve uma maneira eficaz de saber como a estaca foi executada sobre o leito rochoso, ou seja, de qual seria o valor do NSPT considerado para a rocha. Com isso, pode-se notar que o desempenho das estacas hélice contínua é influenciado pelo processo executivo, o que depende da máquina, do operador e outros fatores. Diante disso, conclui-se que a resistência de ponta em estacas Hélice Contínua necessita ser melhor estudada para que se possa ter uma maior precisão na consideração do NSPT de ponta utilizado nos cálculos.

Portanto, com tantas variáveis que o solo apresentou e as diversas considerações que foram feitas no cálculo, destaca-se a importância de se realizar a prova de carga estática, pois ela é essencial para verificar o desempenho da fundação e garantir a estabilidade da edificação.

REFERÊNCIAS

- 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 (2010). **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 91 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.
- ANDRADE, G. M. (2009) **Fundação em estaca hélice contínua: estudo de caso em obra de viaduto no município de Feira de Santana – BA**. Feira de Santana.
- AOKI, N. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Editora Oficina de Textos.
- 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.
- BORGES, U. N. (2004). **Mapeamento das Áreas de Conflito com a Legislação e de Riscos Decorrentes da Instalação de Postos de Combustíveis na Cidade de João Pessoa – PB Utilizando Sistema de Informação Geográfica e Sensoriamento Remoto**. Monografia de Graduação. UFPB, CCEN, Departamento de Geociências- Curso de Geografia. João Pessoa. 145p.
- Brons, K. F., Kool, A. F., (1988). **Methods to improve the quality of auger piles in Naples area**. Ghent, Bélgica.
- DUARTE, M. M. (2016). **PRÁTICA DAS FUNDAÇÕES NA CIDADE DE JOÃO PESSOA**. João Pessoa.
- Estaca Hélice Contínua. **Geofix**. Disponível em: <http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php>. Acesso em: 3 de dez. de 2019.
- HACHICH, W.R.; TAROZZO, H. (1996). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Editora PINI.
- MABESOONE, J. M.; ALHEIROS, M.M. (1988). **Origem da bacia sedimentar costeira Pernambuco-Paraíba**. REVISTA BRASILEIRA DE GEOCIÊNCIAS. São Paulo 18(4): 476- 482.

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, D. A.; PASSINI, L. B.; KORMANN, A. C. M. (2016). **Aplicação do Método da Rigidez para estimativa do atrito lateral e resistência de ponta em Estaca Escavada**. Belo Horizonte.

RUBIN, A. B. (2016). **Previsão da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua**. Santa Maria.

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. Sondagem SPT: O que é e como é feito esse ensaio. **Escola Engenharia**. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/>. Acesso em: 21 de jan. de 2020.

APÊNDICE A – Cálculo do resultado do Método Décourt & Quaresma

Utilizando as equações (1) e (2) do método e adotando os seguintes valores seguindo as tabelas e o SP 03:

$$D = 0,5 \text{ m};$$

$$L = 16,64 \text{ m};$$

$$C = 400 \text{ kPa};$$

$$\alpha_D = 0,3;$$

$$\beta_D = 1,0;$$

$$N_{PD} = \frac{(50+5)}{2} = 27,5;$$

$$N_l = 7;$$

Obteve-se os seguintes valores:

$$P_p = 88,8 \text{ tf}$$

$$P_l = 66,1 \text{ tf}$$

$$P_{\text{últ}} = 154,9 \text{ tf}$$

APÊNDICE B – Cálculo do resultado do Método Aoki & Velloso

Na resistência lateral, foram considerados os valores da tabela a seguir para o cálculo, utilizando a equação (4) e já aplicando o F2:

Tabela 22: Cálculo da resistência lateral utilizando o método Aoki & Velloso.

CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Ki (kPa)	α	L _n (m)	Nspt médio na camada (N _n)	Área lateral na camada (m ²)	Resistência lateral na camada (kN)
CAMADA 2	AREIA FINA; COR CINZA CLARA; POUCO COMPACTA	600	0,014	0,64	7	1,01	14,8
CAMADA 3	AREIA FINA; POUCO SILTOSA; COR MARROM (FOFA)	600	0,014	1,6	5	2,51	26,4
CAMADA 4	AREIA GROSSA, POUCO SILTOSA; COR MARROM (FOFA)	530	0,019	1,1	3,5	1,73	15,2
CAMADA 5	AREIA FINA, MUITO SILTOSA; COR CINZA (POUCO COMPACTA A COMPACTA)	530	0,019	2,6	13,5	4,08	138,8
CAMADA 6	SILTE ARENOSO, POUCO ARGILOSO, COM MARISCO; COR CINZA (FOFO)	480	0,03	1,5	3,5	2,36	29,7
CAMADA 7	AREIA FINA SILTOSA; COR CINZA CLARA (FOFA A POUCO COMPACTA)	530	0,019	1,1	2	1,73	8,7
CAMADA 8	AREIA ARGILOSA, POUCO SILTOSA; COR VARIEGADA (MEDIANAMENTE COMPACTA)	530	0,03	1,3	7	2,04	56,8
CAMADA 9	AREIA SILTOSA, POUCO ARGILOSA; COR MARROM (POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA)	530	0,019	6,8	7,625	10,68	205,0
CAMADA 10	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO	-	-	-	50	-	-
TOTAL (kN)							495,4
TOTAL (tf)							50,5

Fonte: Autor.

Para a resistência de ponta, utilizou-se a equação (5) e dividiu-se pelo F1. Considerou-se o K_i como sendo o do solo da camada 9 e o N_p como sendo a média do NSPT do leito rochoso (50) e o último valor do solo (5). Portanto, obteve-se os seguintes valores:

$$P_p = 145,9 \text{ tf}$$

$$P_l = 50,5 \text{ tf}$$

$$P_{\text{últ}} = 196,4 \text{ tf}$$

APÊNDICE C – Cálculo do resultado do Método Antunes & Cabral

No cálculo da resistência lateral, utilizou-se a equação (7) e obteve-se os seguintes valores:

Tabela 23: Cálculo da resistência lateral utilizando o método Antunes & Cabral.

CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	β_1 (%)	Δl (m)	Nspt médio na camada (N)	Área lateral na camada (m ²)	Resistência lateral na camada (kN)
CAMADA 2	AREIA FINA; COR CINZA CLARA; POUCO COMPACTA	5	0,64	7	1,01	35,2
CAMADA 3	AREIA FINA; POUCO SILTOSA; COR MARROM (FOFA)	5	1,6	5	2,51	62,8
CAMADA 4	AREIA GROSSA, POUCO SILTOSA; COR MARROM (FOFA)	5	1,1	3,5	1,73	30,2
CAMADA 5	AREIA FINA, MUITO SILTOSA; COR CINZA (POUCO COMPACTA A COMPACTA)	5	2,6	13,5	4,08	275,7
CAMADA 6	SILTE ARENOSO, POUCO ARGILOSO, COM MARISCO; COR CINZA (FOFO)	3,5	1,5	3,5	2,36	28,9
CAMADA 7	AREIA FINA SILTOSA; COR CINZA CLARA (FOFA A POUCO COMPACTA)	5	1,1	2	1,73	17,3
CAMADA 8	AREIA ARGILOSA, POUCO SILTOSA; COR VARIEGADA (MEDIANAMENTE COMPACTA)	5	1,3	7	2,04	71,5
CAMADA 9	AREIA SILTOSA, POUCO ARGILOSA; COR MARROM (POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA)	5	6,8	7,625	10,68	407,2
CAMADA 10	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO	-	-	50	-	-
TOTAL (kN)						928,8
TOTAL (tf)						94,7

Fonte: Autor.

Para o cálculo da resistência de ponta, utilizou-se a equação (8). Considerou-se β_2 igual a 2 kgf/cm² e o N_p sendo a média do NSPT do leito rochoso (50) e o último valor do solo (5). Com isso, como o valor de $\beta_2 \cdot N_p$ superou o limite máximo, utilizou-se 40 kgf/cm². Portanto, obteve-se os seguintes valores:

$$P_p = 78,5 \text{ tf}$$

$$P_l = 94,7 \text{ tf}$$

$$P_{\text{últ}} = 173,2 \text{ tf}$$

APÊNDICE D – Cálculo do resultado do Método Alonso

Para este método, no cálculo da resistência lateral, conforme mostrado na bibliografia, aplicou-se as fórmulas (9), (10) e (12).

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 (13) e (14) entre os ensaios.

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

Tabela 24: Cálculo da resistência lateral utilizando o método Alonso.

CAMADA	Δl (m)	Nspt médio na camada	Tmáx (kgf.m)	Tmín (kgf.m)	fs (kPa)	Área lateral na camada (m ²)	Resistência lateral na camada (kN)
CAMADA 2	0,64	7	8,4	7	46,7	1,01	30,5
CAMADA 3	1,6	5	6	5	33,3	2,51	54,5
CAMADA 4	1,1	3,5	4,2	3,5	23,3	1,73	26,2
CAMADA 5	2,6	13,5	16,2	13,5	90,0	4,08	238,9
CAMADA 6	1,5	3,5	4,2	3,5	23,3	2,36	35,7
CAMADA 7	1,1	2	2,4	2	13,3	1,73	15,0
CAMADA 8	1,3	7	8,4	7	46,7	2,04	61,9
CAMADA 9	6,8	7,625	9,15	7,625	50,8	10,68	352,9
CAMADA 10	-	50	-	-	-	-	-
TOTAL (kN)							815,7
TOTAL (tf)							83,2

Fonte: Autor.

Para a resistência de ponta temos que considerar duas camadas acima e abaixo da ponta da estaca. Para $T_{mín}^{(1)}$, considerou-se 4 metros acima da ponta da estaca, obtendo um NSPT médio de 6,75, ou seja, um $T_{mín}^{(1)}$ de 6,75 kgf.m. Já para $T_{mín}^{(2)}$, considerou-se 1,5 metros abaixo da ponta da estaca, obtendo um NSPT médio de 50, mas como superou o limite máximo, utilizou-se 40 kgf.m. Para o β , considerou-se um valor de 200 kgf.m.

$$r_p = \beta \frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2}$$

$$r_p = 4675 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, a resistência de ponta:

$$P_p = A_p \cdot r_p$$

$$P_p = 917,9 \text{ kN}$$

Portanto, tem-se os seguintes valores:

$$P_p = 93,6 \text{ tf}$$

$$P_l = 83,2 \text{ tf}$$

$$P_{últ} = 176,8 \text{ tf}$$