

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP



COBRAMSEG 2022
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

Avaliação da Capacidade de Carga de Estacas Metálicas Compostas por Perfis Laminados - Estudos de caso na Região Metropolitana do Recife

Júlia de Medeiros Santiago Ramos

UPE/Construtora Correia e Peixoto, Recife, Brasil, julia.demedeiros@hotmail.com

Marina Didier Pedrosa de Amorim

UPE/Gusmão Engenheiros Associados, Recife, Brasil, mdpa@poli.br

Alexandre Duarte Gusmão

UPE/Gusmão Engenheiros Associados, Recife, Brasil, adg@poli.br

Pedro Eugenio Silva de Oliveira

UNICAP/Gusmão Engenheiros Associados, Recife, Brasil, pedrocivil@hotmail.com

RESUMO: A cidade do Recife possui subsolo peculiar com áreas formadas por espessas camadas argilosas, sendo em sua maioria argilas moles a muito moles. Para viabilizar obras nessa região, é comum a utilização de estacas metálicas com perfis laminados de grandes profundidades, alcançando solos firmes de elevada resistência. Foram selecionadas três obras objetivando comparar métodos de capacidade de carga e prova de carga; analisar influência do efeito Setup na obtenção da capacidade de carga das estacas metálicas de perfil laminado. Foram analisados os resultados calculados pelo método semiempírico de Décourt e Quaresma (1978) para estabelecer comparativos com os dados finais obtidos pelo ECD e PCE, além do método de extrapolação de Van der Veen (1953). Concluiu-se que quanto maior a camada de solo mole presente no perfil, menor é sua carga de ruptura em relação à carga calculada pelo método semiempírico; estacas profundas são capazes de mobilizar maior resistência; o tempo decorrido entre a execução das provas de carga e a cravação das estacas eleva a resistência do elemento de fundação pelo efeito Setup; o perfil geotécnico com camadas argilosas espessas converge para cargas de ruptura menores.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Metálicas, Solos Argilosos, Prova de Carga Estática, Ensaio de Carregamento Dinâmico, Efeito Setup.

ABSTRACT: The city of Recife has a peculiar subsoil with some areas formed by thick clay layers, most of which are soft to very soft clays. For this reason, the deep foundation solution with metal piles composed of laminated profiles was analyzed in order to overcome these thick clay layers, reaching firm soils and with high load capacity at great depths. Three buildings were selected in order to compare methods of carrying capacity and proof of load; analyze the influence of Setup effect in the load capacity of metal piles. The results calculated by the semi-empirical method of Décourt e Quaresma (1978) were analyzed to establish comparisons with the final data obtained by DLT and SLT, in addition to the extrapolation method of Van der Veen (1953). The results showed the influence of time on the increase of the safety factor, due to the Setup effect; the influence of the geotechnical profile in obtaining the breaking load, with thicker clay layers converging to lower breaking loads; and the influence of high depths on the increase in carrying capacity.

KEYWORDS: Metal piles, Clay Soils, Static Load Test, Dynamic Loading Test. Setup Effect.

1 Introdução

O relevo do Recife pode ser caracterizado por uma grande planície descontinuada por alguns morros. Diante desse cenário, as edificações foram construídas concentradas na planície, a qual possui um subsolo bastante variado (FERREIRA et al., 1986) e com características peculiares, sendo cerca de 60% de sua área



com espessos depósitos de argila mole a muito mole (OLIVEIRA, 2015), sendo um solo com desafios para suportar cargas elevadas. A partir da identificação geomorfológica dos subsolos do Recife, pode-se escolher o método mais adequado e economicamente viável de fundação para cada caso analisado, já que a mecânica dos solos é um fator primordial para definição de variados parâmetros de uma edificação (TERZAGHI, 1996).

Por ser considerada uma problemática recorrente para edificações no Recife, e sendo o entendimento dos mecanismos de comportamento dos solos essencial para todo desenvolvimento das técnicas de projeto e execução de fundações (FALCONI et al., 2019), a solução de fundação adotada para um solo argiloso é bastante criteriosa, devendo vencer as dificuldades de cravação impostas pelo próprio solo e sendo suficiente para suportar as cargas solicitantes da edificação. Nesse contexto, o uso de estaca de concreto pré-moldado, apesar de comum, possui algumas limitações no enfrentamento dessas espessas camadas argilosas. Esse tipo de fundação profunda pode apresentar maior dificuldade de cravação, com risco de quebra das estacas, além da possível necessidade de emendas, no caso de camadas argilosas maiores que 12 metros. Tais problemáticas fazem com que o uso de estacas metálicas ganhe vantagem se comparada às estacas pré-moldadas de concreto nesse aspecto.

O estudo de caso realizado objetiva comparar métodos de capacidade de carga e provas de carga de estacas metálicas com perfis laminados; estabelecer relação entre os métodos semiempíricos de cálculo de capacidade de carga com ECD e PCE; analisar a influência do efeito do tempo na obtenção da capacidade de carga das estacas metálicas.

2 Casos de Obra

Utilizaram-se três etapas como metodologia, iniciando-se pela seleção dos empreendimentos com solução de estacas metálicas em perfil laminado, coleta de dados dos empreendimentos selecionados e, por fim, a análise dos dados coletados. O resumo dos dados das obras avaliadas é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Características das obras. Fonte: autores, 2021.

Características	OBRA A	OBRA B	OBRA C
Local	Ilha do Retiro	Pina	Boa Viagem
Tipo de edificação	Prédio residencial	Prédio residencial	Prédio residencial
Quantidade de pavimentos	43 pavimentos - 130,57 metros Torre A e Torre B	37 pavimentos - 111,84 metros Torre única	38 pavimentos - 112,95 metros Torre única
Quantidade estacas	306 estacas: tipo A - 161; tipo B - 145.	87 estacas: tipo A - 51; tipo B - 33; tipo C - 3.	115 estacas: tipo A - 49; tipo B - 22; tipo C - 32; tipo D - 12.
Comprimento	Tipo A - 54 metros Tipo B - 56 metros	Tipo A - 48 a 50 metros Tipo B - 48 a 50 metros Tipo C - 48 metros	Tipo A - 50 metros Tipo B - 50 metros Tipo C - 47 metros Tipo D - 47 metros
Quantidade PCE's	2 estacas	1 estaca	1 estaca
Quantidade ECD's	17 estacas	9 estacas	5 estacas

3 Análise de Dados

Os dados coletados inicialmente foram organizados de forma a compor possíveis padrões nas características dos empreendimentos, que podem ou não ser comuns a todos os casos. Nesse sentido, foi elaborado um perfil médio das sondagens do solo de cada obra analisada (Figura 3, Figura 2, Figura 1), possibilitando a observação das características geotécnicas de cada local. Por conseguinte, essas informações foram analisadas em termos de capacidade de carga, verificando todos os ensaios realizados em campo, de forma a comparar a conformidade destes com os critérios já relacionados à fundação adotada.

Em se tratando dos ensaios PCE, foram recolhidos seus resultados observando as cargas máximas alcançadas e seus respectivos recalques. Além disso, para os casos em que as cargas de ruptura não foram



alcançadas, foi utilizado o método de extrapolação de Van der Veen (1953) para obtenção das mesmas. Por fim, para o ECD, foram extraídos dos ensaios os valores das cargas laterais e de ponta, para obtenção da carga total e, a partir dela, calcular os valores dos coeficientes de segurança, por meio da relação entre as cargas totais e as cargas suportadas por cada tipo de estaca.

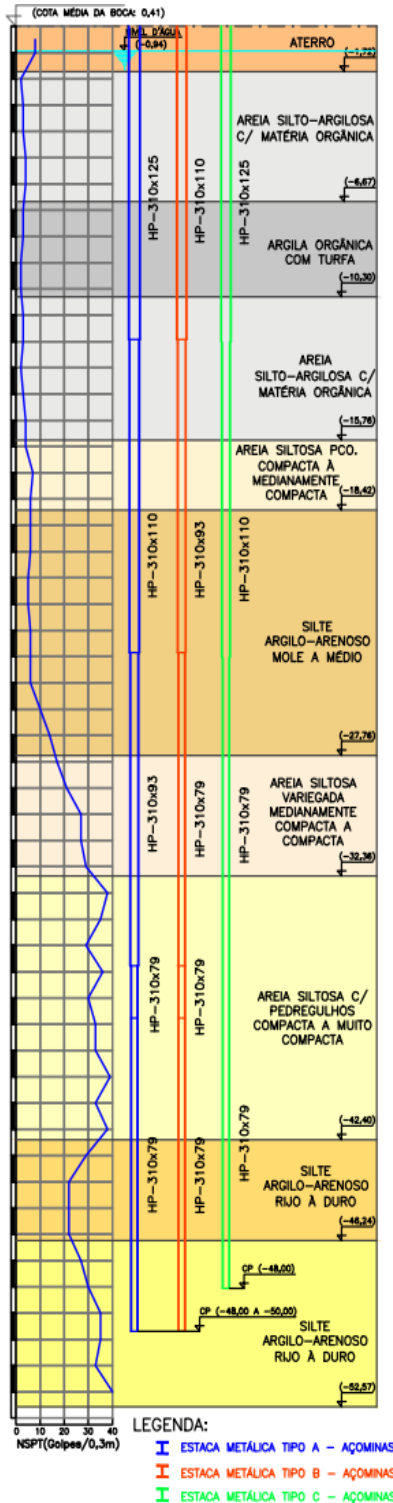


Figura 1. Perfil geotécnico médio obra A. Fonte: autores, 2021.

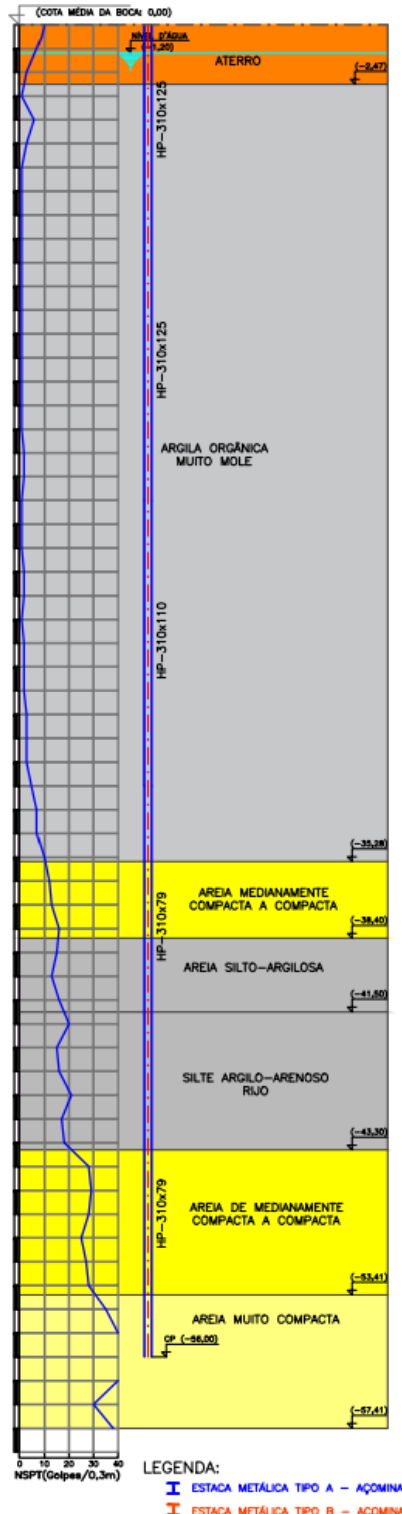


Figura 3. Perfil geotécnico médio obra B. Fonte: autores, 2021.

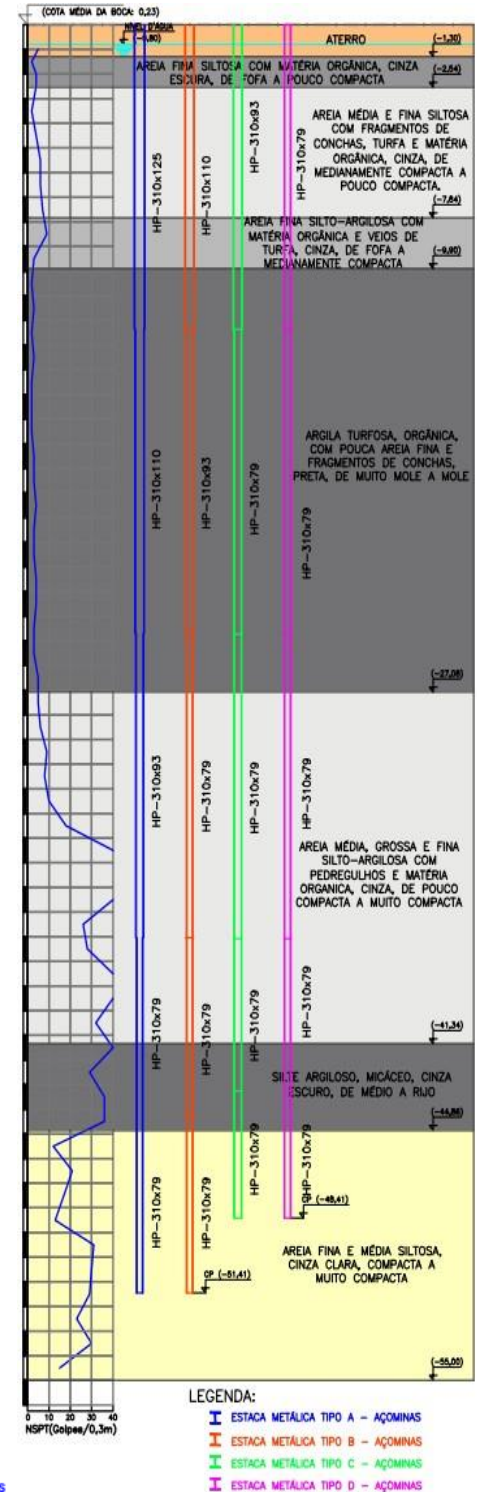


Figura 2. Perfil geotécnico médio obra C. Fonte: autores, 2021.

4 Resultados



Foram analisados os ensaios de PCE e ECD com uso do PDA (Pyle Driving Analyzer) para cada torre estudada. A seguir serão descritos os dados coletados para cada um dos ensaios.

4.1 Capacidade de carga

Para análise da capacidade de carga, foi utilizado o método Décourt e Quaresma (1978) em todos os casos de obra. A tabela abaixo apresenta os valores médios da análise de capacidade de carga pelo método, contendo o Fator de Segurança (FS) médio dos furos de sondagem para cada tipo de estaca, calculado a partir da relação entre a carga total obtida pelo método e a carga estrutural suportada pelas estacas.

A carga total obtida foi calculada a partir de uma média da resistência do atrito lateral e a resistência de ponta da estaca. Foram analisados os coeficientes de segurança para cada furo de sondagem para definir qual o comprimento das estacas, levando em consideração o atrito e a ponta das estacas respeitando os critérios da NBR 6122 / 2019.

Tabela 2. Capacidade de carga Décourt e Quaresma (1978). Fonte: autores, 2021.

Dados Gerais				Décourt e Quaresma – Valores médios			
Obra	Tipo	Q estaca (kN)	Comprimento (m)	Atrito (kN)	Ponta (kN)	Total (kN)	FS
A	A	2.000	56	3.989,62	1.871,80	5.861,42	2,93
	B	2.135	54	3.460,90	1.877,04	5.337,94	2,50
B	A	2.200	50	3.585,00	1.326,75	4.911,75	2,23
	B	1.900	50	3.585,00	1.326,75	4.911,75	2,59
	C	2.200	50	3.585,00	1.326,75	4.911,75	2,23
C	A	2.200	50	3.288,00	1.326,75	4.614,75	2,10
	B	1.900	50	3.288,00	1.326,75	4.614,75	2,43
	C	1.550	47	2.899,00	617,63	3.516,63	2,27
	D	1.200	47	2.899,00	617,63	3.516,63	2,93

4.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD)

A instrumentação e ensaio dinâmico deu-se através da avaliação da capacidade de carga mobilizada através do método “CASE” no momento do ensaio e posterior análise com o software. Nas tabelas a seguir é possível verificar a análise CAPWAP fornecida pelo escritório com os valores de capacidade de carga calculados a partir dos dados obtidos em campo, assim como o FS das estacas ensaiadas em cada torre.

O FS do CAPWAP foi menor que 2,0 (dois) em grande parte devido ao efeito “Setup” ou “Soil Freeze”, que consiste no ganho de resistência do elemento de fundação com o passar do tempo. Sendo o ensaio de PDA na obra A realizado cerca de 7 a 15 dias antes do PCE da torre A e 80 dias depois do PCE da torre B, e nas obras B e C sendo o PCE realizado num intervalo de 30 dias após o ECD, os seus resultados foram inferiores ao FS recomendado, fato esse que pode ser explicado pelo efeito “Setup” mencionado acima.

Tabela 3. Capacidade de carga pelo método CAPWAP - ECD. Fonte: autores (2021).

CAPWAP					
Obra	Tipo	Período do ensaio	Total (kN)	FS	Recalque (mm)
A	Tipo A	09/05 a 17/05/2019	2.014 a 2.900	1,007 a 1,450	30 a 44
		Média	2.359	1,18	37,2
	Tipo B	26/09/2019	2.785 a 3.330	1,304 a 1,560	37 a 44
		Média	3.045	1,42	41,9
B	Tipo A	24/07/2018	2.555 a 3.371	1,161 a 1,532	32 a 42
		Média	3.021	1,37	37,4



Tabela 3. Capacidade de carga pelo método CAPWAP - ECD. Fonte: autores (2021).

Obra	Tipo	Período do ensaio	Total (kN)	FS	Recalque (mm)
B	Tipo B	24/07/2018	2.990	1,57	38
		Média	2.990	1,57	38,0
C	Tipo A	20/08/2014	3.090	1,40	37
		Média	3.090	1,40	37,0
	Tipo B	20/08/2014	2.770 a 2.790	1,45 a 1,46	41 a 41
		Média	2.780	1,46	41,0
	Tipo C	20/08/2014	2.720	1,75	45
		Média	2.720	1,75	45,0
	Tipo D	20/08/2014	2.850	2,37	47
		Média	2.850	2,37	47,0

4.3 Prova de Carga Estática (PCE)

Com o intuito de simular o carregamento real que as estacas receberão, o PCE avalia o comportamento “carga x deslocamento”. O resultado da curva carga-recalque para cada uma das obras está na Figura 4 abaixo.

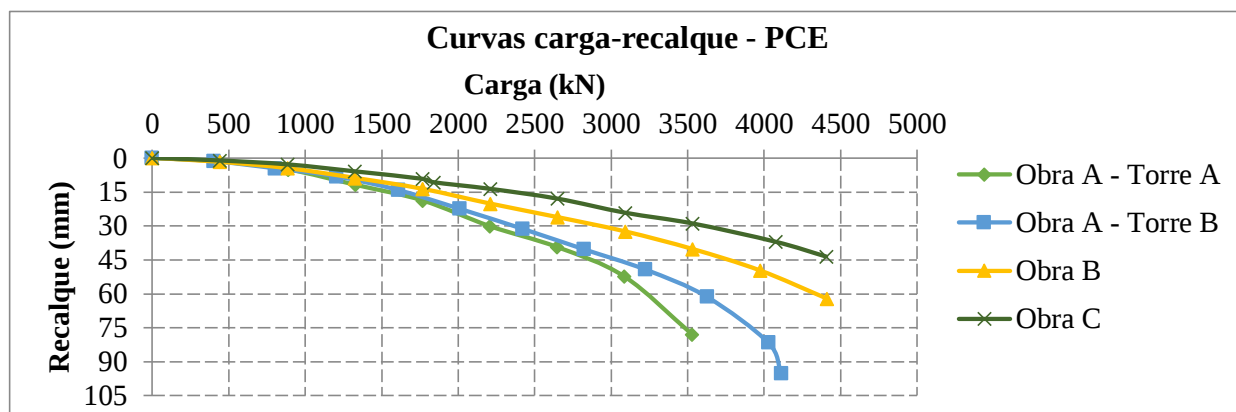


Figura 4. Curvas carga-recalque, PCE. Fonte: autores, 2021.

Tabela 4. Extrapolação de Van der Veen (1953). Fonte: autores, 2021.

Dados Gerais			Extrapolção Van Der Veen	
Obra	Estaca	Q estaca (kN)	Carga de ruptura (kN)	FS
A - Torre A	E5 - PA11	2.000	4.060	2,03
A - Torre B	E5 - PB8	2.135	4.980	2,33
B	E5 - P10	2.200	5.680	2,58
C	E5 - P3	1.900	6.210	3,26

Em se tratando da análise dos gráficos das provas de carga para o ECD, percebeu-se que o sistema não foi levado à ruptura, uma vez que apresentou apenas a primeira das três regiões definidas por Aoki (1997). A obtenção do FS das estacas ensaiadas foi realizado pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953), através do qual foi possível obter a carga de ruptura estimada para cada estaca analisada, sendo seu FS calculado pela relação entre a carga última e a carga de projeto. Os fatores alfa e beta obtidos pelo método na obra A foram $\alpha = -0,02534$ e $\beta = -0,06829$ (torre A), $\alpha = -0,01829$ e $\beta = -0,10873$ (torre B); na obra B foram $\alpha = -0,02339$ e $\beta = -0,03564$; e na obra C obtiveram-se $\alpha = -0,02681$ e $\beta = -0,06825$.



4.4 Análise de Resultados

Foi utilizado o método de cálculo semiempírico de Décourt e Quaresma (1978) para cálculo da capacidade de carga com base nos furos de sondagem. No entanto, para a obra A, com os ensaios de PCE, percebeu-se que extrapolando as curvas carga-recalque obtidas por meio do método de Van der Veen (1953) a carga de ruptura para a torre A seria de 4.060kN, havendo então redução da carga de projeto das estacas de forma a atender o FS definido pela NBR 6122 / 2019. Isso ocorreu porque apesar de o método de Décourt e Quaresma apresentar, pelas sondagens, FS superior a 2,0 (dois), ao aferir a carga de trabalho da estaca em campo verificou-se que o FS não estava sendo atendido, havendo a necessidade de redução dessa carga de trabalho, para 2.000 kN na torre A e 2.135 kN na torre B. Na Figura 5. Relação Décourt e Quaresma (1978) e Van der Veen (1953). Fonte: autores, 2021. Figura 5 é possível analisar a equivalência entre as cargas médias calculadas por Décourt e Quaresma (1978) e as cargas extrapoladas obtidas por Van der Veen (1953).

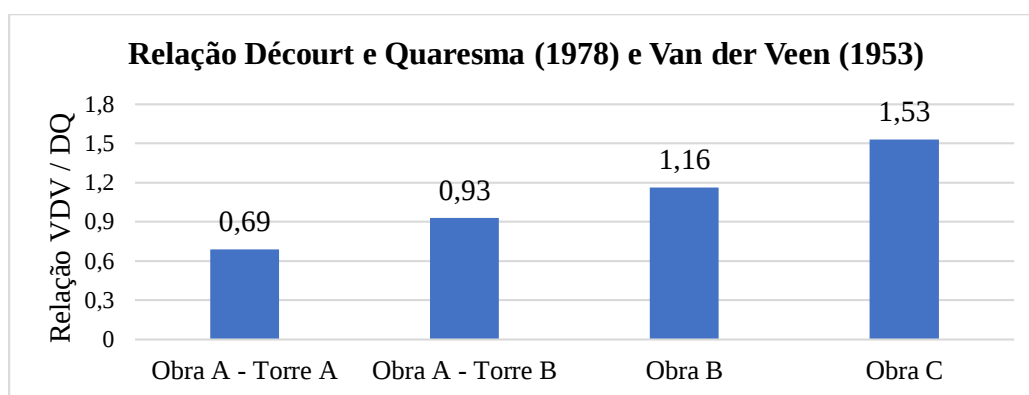


Figura 5. Relação Décourt e Quaresma (1978) e Van der Veen (1953). Fonte: autores, 2021.

Também na obra A, foi possível perceber a influência do tempo a partir da variação dos valores dos FS calculados a partir do CAPWAP, sendo quanto maior o tempo entre os ensaios, maior o FS obtido. No caso da torre B, cujo ECD foi realizado cerca de 80 dias após o PCE, foram obtidos os maiores valores de FS, em relação à torre A, comprovando que com o passar do tempo há um aumento na capacidade de carga das estacas.

Para a obra B, os resultados obtidos pelo método de Décourt e Quaresma (1978) indicam que a capacidade de carga das estacas poderia ser mantida. Com o PCE calculou-se o FS 2,005 com a carga máxima obtida no ensaio, já sendo satisfatório para a NBR 6122 / 2019, no entanto, como não foi considerada a carga de ruptura, foi realizado novo cálculo através da extrapolação de Van der Veen (1953). Tal extrapolação converge para o possível valor de carga de ruptura da estaca, obtendo FS de 2,582. Para o ECD, devido ao efeito “Setup”, o FS calculado foi abaixo do recomendado para fundações profundas. Essa informação pôde ser comprovada a partir da análise dos resultados obtidos pelo PCE, realizado 30 dias após o ECD, com valores dos fatores de segurança maiores que os obtidos anteriormente, como mostra a Tabela 5.

Tabela 5. Relação entre fatores de segurança. Fonte: autores, 2021.

Obra	Tipo da estaca	FS médio (ECD)	FS (PCE - Van der Veen)	Relação ECD / PCE
A	Tipo A	1,20	2,03	59%
	Tipo B	1,42	2,33	61%
B	Tipo A	1,34	2,58	52%
C	Tipo B	1,47	3,26	45%

Na obra C, o método Décourt e Quaresma (1978) resultou num FS superior a 2,0 (dois), e apresentou um FS para o CAPWAP inferior ao recomendado pela NBR 6122 / 2019, com exceção da estaca tipo D. Tal fato ocorreu pela diminuição da carga estrutural da estaca, que para o tipo D passa a ser de 1.200 kN, enquanto nas outras estacas varia de 1.550 kN até 2.200 kN. A explicação para a redução do FS no ECD também se



deve ao efeito Setup, uma vez esse ensaio ocorreu cerca de 30 dias antes do ensaio de PCE. Acerca do PCE, o resultado obtido para FS foi de 2,319 que, apesar de já ser um valor normalizado, não utilizou a carga de ruptura para cálculo do FS, obtendo-se então o FS de 3,268 por meio da extrapolação de Van der Veen (1953).

4.5 Resultados gerais

Em se tratando da influência do tempo nos resultados de capacidade de carga, é válido frisar que todas as obras analisadas possuem camadas argilosas que, devido ao processo de cravação da estaca, ainda estavam amolgadas. Com o passar do tempo ocorreu o aumento da resistência, à medida que o solo se acomodava ao redor das estacas. A diferença obtida nos valores dos fatores de segurança para ECD e PCE ocorreu, principalmente, devido ao tempo decorrido entre o momento de cravação da estaca (quando era realizado o ECD) e o tempo de ensaio de PCE, o qual ocorreu, normalmente, 30 dias após o dinâmico. Esse intervalo foi suficiente para provocar alterações das condições das estacas, resultando num aumento de sua resistência, comprovando assim a influência do tempo na resistência dos elementos de fundação estudados.

No que se refere à obra A, por se tratar de um solo com praticamente as mesmas características médias, percebe-se que a adoção de estacas mais profundas (tipo A) foi necessária para que pudesse atingir a resistência necessária para suporte da estrutura, fato que explica o valor da capacidade de carga por Décourt e Quaresma (1978) ser mais elevado para a torre A. Por possuir uma camada média de cerca de 32 metros de argila orgânica muito mole, o valor obtido para carga de ruptura por Van der Veen (1953) é baixo em relação ao método semiempírico calculado (as menores relações apresentadas na Tabela 5 foram da obra A). Já as obras B e C apresentam um solo mais heterogêneo, com camadas intercaladas arenosas e argilosas, cujas resistências são um pouco mais elevadas que o primeiro caso, de forma geral. Tal fato influenciou na obtenção da carga de ruptura mais elevada no método de Van der Veen (1953) para esses dois casos, uma vez que para seu cálculo são utilizados os recalques e suas respectivas cargas que irão convergir para um valor de carga de ruptura.

Tabela 6. Tabela resumo: Carga média x recalque médio no ECD. Fonte: autores, 2021.

Obra	Carga máxima média ECD (kN)	Recalque médio ECD (mm)	Relação Q / S (kN/mm)
Obra A - Torre A	2.359	37,2	63,4
Obra A - Torre B	3.045	41,8	72,7
Obra B	3.005	37,7	79,7
Obra C	2.844	42,2	67,7

Na Tabela 6 é possível observar os valores das médias de cargas máximas do PDA para o ECD e dos seus respectivos recalques, além da relação que visa comparar as cargas e recalques médios para cada caso de obra. Quanto maior o valor da relação “Q / S”, maior a resistência da estaca (uma vez que recalcou menos com uma maior carga). Apesar da obra A apresentar o menor recalque médio para a torre A, é fundamental perceber que a carga média utilizada para atingir esse recalque foi também menor se comparada às médias das outras obras, de forma que a relação entre carga e recalque para a torre A foi a menor dos casos apresentados. Isso se deve em grande parte à composição geotécnica do solo e às suas características de suporte / resistência. A técnica de seção variável das estacas com a profundidade é trabalhada com estacas de uma mesma família, sendo adotadas para os casos analisados as estacas série HP 310 – 125, 110, 93, 79, por terem dimensões equivalentes e ser possível a execução de solda entre os mesmos. De acordo com o Manual de Estacas Metálicas da GERDAU (2011), a ampla variedade de bitolas oferecidas para perfis de uma mesma família possibilitou a criação das Estacas Metálicas de Seção Transversal Decrescente com a profundidade.

O perfil B, por sua vez, apresentou resistências iniciais superiores às do perfil C, o que explica a melhor relação entre carga e recalque obtida na obra B. Torna-se evidente, então, a influência direta da composição do solo nos níveis de capacidade de carga calculados para as estacas, bem como em sua carga de ruptura obtida pela extrapolação. Acrescenta-se ainda que, ao estabelecer comparativos entre os resultados das torres da obra A, há diferenças que devem ser consideradas tanto em relação às cargas médias quanto aos seus respectivos recalques. Na torre B, cujas estacas tem 54 metros de profundidade, a carga média obtida para o ECD foi superior à média da torre A (56 metros), fato que pode ser explicado por essa diferença de profundidade (e



pelo fato das estacas do tipo B serem dimensionadas para suportar uma carga de trabalho maior que as do tipo A). Tal explicação deve-se ao acréscimo de carga lateral e também ao provável aumento da resistência de ponta, considerando que a cota de ponta está numa camada ainda mais resistente, fazendo com que a estaca mais profunda tenha uma maior resistência. Dessa forma, torna-se expressiva a importância da profundidade das estacas nas possíveis relações estabelecidas entre métodos de capacidade de carga.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista os casos apresentados e suas respectivas soluções de fundações, a partir da análise proposta em relação às capacidades de carga das estacas metálicas em perfis laminados, foi possível compreender o comportamento dessas estruturas ao receberem os esforços solicitantes. De antemão, era esperado que houvesse uma certa variação nos resultados de capacidade de carga, uma vez que o cálculo semiempírico e os ensaios são realizados em etapas distintas de projeto / execução. Percebeu-se, então, que quanto maior a camada de solo mole presente no perfil, menor é sua carga de ruptura em relação à carga calculada pelo método semiempírico. Foi possível mostrar ainda a influência do comprimento das estacas para capacidade de carga e recalque, sendo estacas mais profundas capazes de mobilizar uma maior resistência, devido ao atrito acumulado com a profundidade bem como a ponta cravada numa camada mais resistente.

Por fim, conclui-se também que o tempo decorrido entre a execução das provas de carga e o tempo de cravação das estacas é fundamental para elevar a resistência do elemento de fundação devido ao efeito “Setup”, de forma que no ensaio PCE o conjunto solo e estaca já tenha adquirido resistência suficiente para estar de acordo com a exigência de norma, estando seu FS de acordo com o estabelecido pela NBR 6122 / 2019, ou seja, igual ou superior a 2,0 (dois).

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pelas bênçãos concedidas; à minha família, pelo suporte e incentivo; aos queridos professores Marina, Alexandre e Pedro, pelos ensinamentos, paciência; disponibilidade e apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.
- Aoki, N. (1997) *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente*. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 130 p.
- Décourt, L. Quaresma, A. R. Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. *Anais do 6º COBRAMSEG*, Rio de Janeiro, vol 1, p. 45-53, 1978.
- Falconi, F. et al. *Fundações Teoria e Prática*. 3. Ed. São Paulo: Editora Pini, 2019.
- Ferreira, S. R. M.; Amorim Júnior, W. M.; Coutinho, R. Q. *Argila Orgânica Mole do Recife - Banco de Dados*. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ABMS, 1986, Porto Alegre: ABMS, 1986.
- Oliveira, M. S., et al. *Identificação e Classificação de Perfis Típicos de Solos na Planície do Recife*. 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18-22 out. 2015, Belo Horizonte, MG.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3 ed., New York: John Wiley & Sons, 1996.
- Van der Veen, C. *Bearing Capacity of a Pile*. V. 2. International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, 3., 1953, Zurich. Proceedings. Zurich, 1953.
- GERDAU. 2011. *Estacas Metálicas Gerdau*. 5ª edição, obtido em: <http://sete.eng.br/media/downloads/367269.pdf>. Acesso em: 21 de mar. 2021.