

AVALIAÇÃO DA PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS E HÉLICE-CONTÍNUA A PARTIR DE RESULTADOS DE PCEs INSTRUMENTADAS

Semi-empirical prediction evaluation of the bearing capacity of bored piles and continuous flight auger piles from instrumented static load test results

Bismarck Chaussê Oliveira ¹, Gabriella Cândida de Paula Limiro ², Maurício Martines Sales ³



PALAVRAS CHAVE:

Capacidade de carga;
Estacas sem deslocamento;
Métodos semi-empíricos;
Provas de carga instrumentadas;
Ensaio de campo.

KEYWORDS:

Bearing capacity;
Non-displacement piles;
Semi-empirical methods;
Instrumented load test;
Field tests.

RESUMO: Métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas baseados em sondagens SPT devem ser usados com cautela, observando-se as particularidades de cada situação. Dada a ampla utilização desses métodos, em um contexto de otimização de projetos de fundações é fundamental analisá-los à luz de dados mais refinados. Neste sentido, esse trabalho tem como objetivo avaliar a performance de alguns métodos semi-empíricos brasileiros a partir de resultados de provas de carga estáticas instrumentadas (PCEs), que por fornecerem dados reais de transferência de carga, possibilitam uma análise mais refinada dos métodos. Para tal, trabalhou-se com um banco de dados de 42 PCEs (21 em estacas escavadas e 21 em hélice contínua). As previsões semi-empíricas de capacidade de carga de cada parcela resistente foram comparadas aos valores medidos nas PCEs. Observou-se que os métodos apresentam baixa exatidão na previsão das cargas lateral e de ponta, com resultados ligeiramente melhores para a carga total. Nota-se também uma grande dispersão de resultados, sobretudo para estacas escavadas e para a parcela resistente de ponta. Ainda, observou-se que para estacas de grande diâmetro os resultados foram mais satisfatórios. As análises ressaltam a importância de se avaliar a previsão de comportamento de estacas em termos de transferência de carga, dada as diferenças expressivas de resultados entre os componentes da capacidade de carga.

ABSTRACT: Semi-empirical methods for pile bearing capacity prediction based on SPT should be used with caution, considering the particularities of each situation. Given the wide use of these methods, in a context of optimization of foundation design it is fundamental to analyze them in the light of more refined data. In this sense, this paper aims to evaluate the performance of some Brazilian semi-empirical methods from the results of instrumented static load tests (ISLT), which, by providing real data of load distribution along the pile, allow a more refined analysis of the methods. For this purpose, a database of 42 ISLT (21 of bored piles and 21 of continuous flight auger piles) was used. The semi-empirical predictions of ultimate shaft and tip resistance and bearing capacity were compared to the values measured in the ISLT. There was also a large scatter of results, especially for bored piles and for the tip resistance. Furthermore, it was observed that for large diameter piles the results were more satisfactory. The analyses highlight the importance of evaluating the prediction of pile behavior in terms of load transfer, given the significant differences in results between the components of load capacity.

* Contato com os autores:

Publicado em 27 de dezembro de 2022

¹ e-mail: bismarckchausse@gmail.com (B. C. Oliveira)

Engenheiro Civil, Mestre em Geotecnia, Universidade Federal de Goiás (UFG)

² e-mail: gabriella.limiro@gmail.com (G. C. P. Limiro)

Engenheira Civil, Bacharel em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás (UFG)

³ e-mail: mmartines@ufg.br (M. M. Sales)

Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular, Universidade Federal de Goiás (UFG)

1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por fundações profundas em estaca é um dos desdobramentos dos avanços tecnológicos na indústria da construção civil, que ao permitirem obras de engenharia cada vez mais complexas e que geram maiores solicitações ao solo, exigem uma otimização dos projetos de fundações em termos de custos e de segurança. Em razão de características como elevada capacidade de carga, adequação à variados perfis geotécnicos e custo-benefício, destacam-se entre essas fundações as estacas do tipo escavada e hélice contínua.

O aumento da relevância de fundações em estaca gera a necessidade de aperfeiçoamento da complexa previsão de comportamento de tais estruturas. No que tange à previsão da capacidade de carga, observa-se na prática de engenharia de fundações brasileira uma ampla utilização de métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo, sobretudo aqueles que utilizam como parâmetros de cálculo os resultados de ensaios de sondagem de simples reconhecimento (SPT).

Embora práticos e vantajosos, esses métodos não devem ser usados de forma indiscriminada. Em função de sua natureza empírica, seus resultados são fortemente influenciados pelo solo local e pela técnica construtiva, tornando necessárias adequações a partir da experiência regional (Amann, 2010; Langone, 2012; Pereira, 2016). Em se tratando de fundações profundas, soma-se às questões já levantadas a dificuldade da análise da transferência de carga ao longo da profundidade desses elementos. Atualmente, esse estudo é facilitado por meio de provas de carga instrumentadas, as quais possibilitam a obtenção, de forma discriminada, das parcelas de resistência lateral e de ponta para os respectivos carregamentos aos quais a fundação é solicitada.

Apesar da prática da instrumentação ter evoluído ao longo dos anos, provas de carga instrumentadas ainda são pouco utilizadas na prática brasileira, se concentrando mais no âmbito acadêmico. Isso se reflete no fato que a maioria das provas de carga utilizadas no desenvolvimento dos principais métodos semi-empíricos nacionais não foram instrumentadas, o que limita a estimativa de parâmetros de projeto adequados e distintos para as duas parcelas de resistência de uma estaca, impactando negativamente na otimização de projetos de fundações.

Outro ponto ressaltado por Amann (2010) é o fato de que mesmo as diversas pesquisas realizadas nas últimas décadas com o intuito de verificar a aplicabilidade desses métodos se concentram nos critérios de ruptura aplicados às curvas carga-recalque ao analisar as previsões semi-empíricas, negligenciando critérios de transferência de carga.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo avaliar a precisão de determinados métodos semi-empíricos baseados nos resultados de ensaios SPT na previsão da capacidade de carga de estacas escavadas e hélice contínua, analisando de forma discriminada as parcelas de resistência lateral e de ponta através do confronto com dados obtidos de provas de carga instrumentadas.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas baseiam-se em correlações estatísticas entre ensaios de campo e se traduzem em formulações simples cujas variáveis de cálculo são de fácil obtenção. No cenário nacional, a correlação mais comum ocorre com o ensaio SPT, por ser esse o ensaio

de sondagem mais utilizado no Brasil. Tais fatores fazem desses métodos os mais empregados no dimensionamento de fundações em estacas na prática brasileira.

É sempre válido ressaltar que esses métodos foram desenvolvidos a partir de bancos de dados frequentemente regionais, o que torna a prática construtiva regional e as condições específicas dos casos históricos utilizados no seu desenvolvimento partes constituintes do método (Schnaid e Odebrecht, 2012). Visando ampliar a aplicabilidade destes, diversas pesquisas são desenvolvidas visando o ajuste de parâmetros de entrada para outras circunstâncias. Isso ocorre tanto com base em resultados específicos de uma outra região, quanto a partir de dados diversos, na tentativa de universalizar os métodos.

Dentre os diversos métodos já consagrados pela experiência brasileira, os propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), posteriormente modificado por Décourt (1996), figuram entre os mais utilizados, e são nesse trabalho analisados para as estacas escavadas e hélice contínua. Além desses, destacam-se os métodos de Velloso (1981), Teixeira (1996) e alguns desenvolvidos exclusivamente para estacas hélice contínua, tais como os de Gotlieb *et al.* (1996) e Antunes e Cabral (1996), os quais serão também aferidos.

3.2 CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga de estacas é a soma de duas parcelas distintas de resistência, mobilizadas em momentos e de formas diferentes. A primeira é resultado do cisalhamento gerado ao longo do fuste da estaca e a segunda ocorre em função de tensões normais geradas na base da fundação. Segundo Fleming *et al.* (2009), a magnitude de cada parcela está relacionada ao procedimento executivo e às características geométricas da estaca e ao perfil de solo em que ela está inserida.

É de conhecimento geral que o atrito lateral é mobilizado para deslocamentos muito inferiores aos necessários para a mobilização da resistência de ponta. Fleming *et al.* (2009) falam em deslocamentos da ordem de 0,5 a 2% do diâmetro para a mobilização lateral e da ordem de 5 a 10% para a parcela de ponta. Cintra e Aoki (2010) relatam que observações experimentais de diversos pesquisadores sugerem que o atrito lateral é esgotado para recalques entre 5 e 10 mm, independentemente do tipo ou diâmetro da estaca. Para parcela de ponta, os autores citam que esse valor é da ordem de 10 a 30% do diâmetro da estaca, sendo a maior porcentagem referente a estacas escavadas. Em ambos os casos, a mobilização da resistência de ponta é função do diâmetro da estaca. Dessa forma, entender os mecanismos de transferência de carga em estacas é imprescindível para o desenvolvimento e aperfeiçoamento de bons métodos de previsão do comportamento dessas estruturas.

4. METODOLOGIA

4.1 BANCO DE DADOS

Com dados coletados em artigos, teses e dissertações nacionais e internacionais foi elaborado um banco de dados contendo os resultados de 42 provas de carga estática instrumentadas. Desse total, 21 provas de carga foram realizadas em estacas escavadas e 21 em estacas hélice contínua. Os diâmetros (D), comprimentos (L) e regiões geográficas das estacas são diversos, bem como o tipo de carregamento empregado na prova de carga. As Tabelas 1 e 2 resumem essas informações referentes às estacas escavadas e hélice contínua, respectivamente, em conjunto com os valores de carga máxima de ensaio, carga última total e as parcelas correspondentes de atrito lateral e resistência de ponta para cada estaca.

TABELA 1: Banco de dados – Estacas escavadas.

PC	Região	Ensaio Tipo	Dimensões		Carga Máxima de ensaio (kN)	Cargas Últimas (kN)			Referência
			D (m)	L (m)		Total	Lateral	Ponta	
E01	ES	Lento	1,20	22,00	8442	8957	6367	2590	Fontoura, Velloso e Pedrosa (1982)
E02	USA	Rápido	0,89	17,70	8900	20121	17929	2192	Hussein e Camp (1994)
E03	USA	-	0,92	10,70	3000	3000	1960	1040	Briaud, Ballouz e Nars (2000)
E04	SP	Lento	0,45	12,00	684	684	681	3	Albuquerque (2001)
E05	SP	Lento	0,45	12,00	670	670	657	13	Albuquerque (2001)
E06	SP	Lento	0,45	12,00	693	693	668	25	Albuquerque (2001)
E07	DF	Lento	0,30	7,65	270	270	269	1	Mota (2003)
E08	DF	Lento	0,60	13,40	2689	3294	2442	851	Soares (2004)
E09	MAS	Lento	0,75	47,00	6237	6237	5387	850	Hanifah e Kai (2006)
E10	MAS	Lento	1,00	50,50	11056	11056	9778	1278	Hanifah e Kai (2006)
E11	SP	Lento	0,40	12,00	670	670	630	40	Albuquerque <i>et al.</i> (2009)
E12	SP	Misto	1,20	23,00	8800	8800	6198	2602	França (2011)
E13	SP	Lento	1,20	29,00	11000	12122	8031	4090	França (2011)
E14	SP	Misto	1,20	31,00	11140	11718	7554	4164	França (2011)
E15	SP	Lento	0,25	5,00	180	180	180	0	Schulze (2013)
E16	SP	Lento	0,25	5,00	180	180	180	0	Perez (2014)
E17	SP	Lento	0,30	5,00	210	210	202	8	Perez (2014)
E18	SP	Lento	0,40	5,00	240	240	231	9	Perez (2014)
E19	SC	Misto	0,70	15,70	2965	3007	2884	123	Pereira (2016)
E20	SC	-	1,00	24,10	8518	8931	7409	1522	Nienov (2016)
E21	SC	Lento	1,00	24,10	4258	4365	3132	1233	Nienov (2016)

FONTE: Autoria Própria.

TABELA 2: Banco de dados – Estacas Hélice Contínua.

PC	Região	Ensaio Tipo	Dimensões		Carga Máxima de ensaio (kN)	Cargas Últimas (kN)			Referência
			D (m)	L (m)		Total	Lateral	Ponta	
HC01	EUA	Rápido	0,46	15,20	1660	1660	1504	156	O'Neill <i>et al.</i> (1999)
HC02	EUA	Rápido	0,46	15,20	1570	1570	1498	72	O'Neill <i>et al.</i> (1999)
HC03	EUA	Rápido	0,46	9,10	1492	1492	1241	251	O'Neill <i>et al.</i> (1999)
HC04	SP	Lento	0,40	12,00	960	960	858	102	Albuquerque (2001)
HC05	SP	Lento	0,40	12,00	975	975	904	71	Albuquerque (2001)
HC06	SP	Lento	0,40	12,00	720	720	697	23	Albuquerque (2001)
HC07	DF	Lento	0,40	18,50	1100	1183	930	253	Soares (2004)
HC08	FRA	-	0,50	12,00	1312	1312	939	373	Reiffsteck (2009)
HC09	DF	Lento	0,40	15,28	1471	1520	752	768	Silva (2011)
HC10	DF	Lento	0,40	15,12	981	981	860	121	Silva (2011)
HC11	DF	Lento	0,80	18,50	1993	2107	1893	213	Silva (2011)
HC12	DF	Lento	0,80	16,20	1976	2013	1381	632	Silva (2011)
HC13	DF	Lento	0,80	18,00	1965	2083	1504	579	Silva (2011)
HC14	DF	Lento	0,80	17,50	1769	1870	1253	617	Silva (2011)
HC15	ES	Lento	0,40	7,70	720	720	613	107	Alledi (2013)
HC16	ES	Lento	0,40	11,85	1100	1100	853	247	Alledi (2013)
HC17	ES	Lento	0,40	14,95	1901	2641	1491	1151	Alledi (2013)
HC18	ES	Lento	0,40	23,65	1499	1941	1390	551	Alledi (2013)
HC19	ES	Lento	0,40	15,80	1799	2460	1261	1199	Alledi (2013)
HC20	ES	Lento	0,40	16,80	2399	2855	2080	775	Alledi (2013)
HC21	PR	Lento	0,50	9,60	1688	1688	631	1057	Benetti (2016)

FONTE: Autoria Própria.

Os resultados das sondagens SPT dos perfis de solo referentes às estacas escavadas e hélice contínua, necessários ao emprego dos métodos semi-empíricos, são apresentados nas Figuras 1 e 2, respectivamente. Nesse modelo, os diversos tipos de solos são representados por algarismos de 1 a 5, sendo: 1 – areia; 2 – silte; 3 – argila; 4 – pedregulhos; 5 – aterro. Dessa forma, um solo identificado como 321 trata-se de uma argila silto-arenosa, e assim por diante.

PC	Prof (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30										
		31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60										
E01	N _{SPT}	28	27	11	12	12	14	26	23	25	20	23	25	27	29	12	12	15	15	28	26	22	23	56	60																
	Solo	321			31				32				321				32																								
E02	N _{SPT}	5	8	5	4	2	2	5	5	4	4	4	4	6	29	24	20	53	27	27	26	26	21	21	26	26	24	24													
	Solo	31	1			3			12				1																												
E03	N _{SPT}	12	12	12	12	12	12	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32																			
	Solo	3																																							
E04; E05; E06; E11	N _{SPT}	2	3	3	4	4	5	4	4	5	5	8	8	9	8	7	5	7	7	15	23																				
	Solo	32						231																																	
E07	N _{SPT}	3	2	3	3	4	6	7	8	11	19	16																													
	Solo	13			31				2																																
E08	N _{SPT}	2	1	1	1	2	2	5	9	9	11	16	16	20	23	26	30																								
	Solo	32						13				21																													
E09	N _{SPT}	5	5	6	6	5	5	5	6	7	9	8	7	7	11	14	17	18	15	12	13	15	16	18	28	42	39	29	18	21											
	Solo	12												23															132												
	N _{SPT}	32	43	44	45	12	14	21	28	26	35	45	50	40	23	15	8	9	15	21	43	36	51	100	78	67	33	36	38	36											
	Solo	132									12																														
E10	N _{SPT}	5	6	6	7	7	8	8	6	6	6	6	7	7	10	14	18	19	22	19	23	27	20	50	32	19	39	36	32	37	41										
	Solo	12												23															132												
	N _{SPT}	45	37	36	35	37	39	25	27	27	27	28	33	40	43	38	36	50	50	50	34	37	42	50	63	75	72	67	79	35											
	Solo	132												12																											
E12	N _{SPT}	-	5	8	9	3	5	2	4	2	23	7	12	10	10	9	8	10	9	20	27	26	42	23	18	22	11	23	20	26	50										
	Solo	13																		12												13									
	N _{SPT}	23	31	42	33	32	25	27	31	30																															
Solo	32						13																																		
E13	N _{SPT}	4	8	14	12	7	5	5	5	3	11	9	8	6	8	14	24	13	21	25	36	40	26	26	10	15	14	23	50	50	36										
	Solo	13	32			13				32				13						32				13																	
	N _{SPT}	40	38	42	39	44	45	25	25	30																															
	Solo	32	13			32				13																															
E14	N _{SPT}	2	2	7	10	4	2	4	8	5	9	20	21	7	5	11	21	15	29	25	33	45	50	29	26	20	16	34	23	44	45										
	Solo	13												32				13				32				13				32				13							
	N _{SPT}	49	23	32	35	49	39	25	50	25	30																														
	Solo	13	32				13																																		
E15; E16; E17; E18	N _{SPT}	2	4	4	5	6	6	7	7	20	32																														
	Solo	32						231																																	
E19	N _{SPT}	6	2	5	15	21	23	27	38	40	24	4	2	2	5	5	3	3	4	3	4	6	9	12	12	10	11	12	12	18	19										
	Solo	1												13						1				14																	
E20; E21	N _{SPT}	7	3	4	24	20	25	31	41	50	20	4	2	1	3	6	5	4	4	3	4	5	7	12	13	10	11	11	14	20	20										
	Solo	1									13						31				1				14																

FIGURA 1: Resultados de sondagens SPT das estacas escavadas.

FONTE: Autoria Própria.

PC	Prof (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30					
HC01	N _{SPT}	5	11	12	18	18	18	18	7	18	18	34	23	23	18																					
	Solo	312						31																												
HC02	N _{SPT}	50	71	27	27	10	2	2	2	10	10	17	5	50																						
	Solo	1											3																							
HC03	N _{SPT}	25	41	23	21	26	45	45	50	50	50																									
	Solo	31		1																																
HC04; HC05; HC06	N _{SPT}	2	3	3	4	4	5	4	4	5	5	8	8	9	8	7	5	7	7	15	23															
	Solo	32						231																												
HC07	N _{SPT}	6	8	9	10	6	2	3	7	7	11	11	15	17	32	19	21	22	33	41	41															
	Solo	31			13				31				32				321				21															
HC08	N _{SPT}	6	9	13	15	16	20	22	20	20	21	24	27	26	30	30																				
	Solo	2		3																																
HC09	N _{SPT}	2	2	2	2	2	2	2	4	4	6	8	11	33	50	33	35	37	49	49	45	46	48													
	Solo	5		31										23																						
HC10	N _{SPT}	4	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4	8	6	14	25	48	52	63	26	35	41	49													
	Solo	5		31										23																						
HC11;HC12 HC13;HC14	N _{SPT}	2	2	2	2	2	2	3	4	6	6	6	4	6	6	9	13	11	10	18	16	12	18	20	19	23	26	32	11	18	30					
	Solo	312																				2				1										
HC15	N _{SPT}	8	13	13	30	58	45	5	4	31	30	24	14	14	14																					
	Solo	1		12				123				12																								
HC16	N _{SPT}	10	10	15	40	15	29	3	22	21	8	10	11	15	15	26																				
	Solo	1		12				3		13		12		1																						
HC17	N _{SPT}	3	4	3	5	4	3	3	22	13	10	11	13	14	20	23																				
	Solo	312		1		132		1		312				31				213																		
HC18	N _{SPT}	1	10	10	4	3	10	17	11	4	5	4	2	4	5	6	7	4	5	4	4	4	6	6												
	Solo	1		31			1			32						312						12														
HC19	N _{SPT}	18	19	24	27	9	9	11	7	11	13	12	13	11	16	17	41	61	30																	
	Solo	1		2		231				12		231				12		21																		
HC20	N _{SPT}	5	4	6	12	9	10	22	16	14	17	16	11	10	10	9	7	18	49	43	38	31	39	9	15	7										
	Solo	123				321								123				321				12				321										
HC21	N _{SPT}	6	9	10	11	22	28	24	27	28	40	46	46																							
	Solo	32			13			32			13																									

FIGURA 2: Resultados de sondagens SPT das estacas hélice contínua.

FONTE: Autoria Própria.

4.2 TRATAMENTO DAS PROVAS DE CARGA

Visto que nem todas as provas de carga analisadas levaram o sistema solo-estaca a uma ruptura nítida, a análise dos dados coletados foi subdividida em duas frentes, abordando de formas distintas os casos em que houve ruptura nítida e os casos que não apresentaram esse fenômeno.

Nos casos em que o sistema atingiu uma ruptura nítida, a carga última foi obtida diretamente da curva carga-recalque. Analogamente, as parcelas de resistência lateral e de ponta foram obtidas das curvas de transferência de carga. Em relação a resistência de ponta, nem sempre é possível realizar a instrumentação da estaca até o nível da base. Quando isso ocorre, uma possibilidade de se obter a parcela de ponta é extrapolar os valores de resistência medidos pelo sensor mais próximo da base. No presente trabalho, foi considerado como resistência de ponta tanto os valores extrapolados pelos autores das provas de carga quanto os valores referentes ao último nível instrumentado, nos casos em que o autor não realizou a extrapolação e foi atestado que esse nível era suficientemente próximo da base da estaca se comparado ao seu comprimento total. Já a resistência lateral correspondeu à diferença entre a carga última medida no topo da estaca e a resistência de ponta.

Quando a carga máxima aplicada no ensaio foi inferior à carga última, foi realizada a extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen (1953). Nessa situação, a obtenção das resistências últimas de atrito lateral e de ponta é prejudicada, pois as curvas de transferência de carga limitam-se aos valores correspondentes à carga máxima de ensaio.

Para contornar essa limitação, elaborou-se curvas de atrito lateral *versus* carga total a partir dos dados de transferência de carga medidos e, por meio do método de extrapolação de Van der Veen (1953),

estimou-se uma “carga lateral última”. O procedimento é melhor compreendido através de uma analogia à extrapolação da curva carga-recalque: os carregamentos aplicados no topo da estaca equivalem aos recalques e as mobilizações de atrito correspondentes equivalem às parcelas de carga total. Dessa forma, para um aumento indefinido de carga total, ocorre um esgotamento da resistência lateral, que forma uma assíntota vertical no gráfico atrito lateral-carga total.

Todavia, diferente do que ocorre na extrapolação da curva carga-recalque, a carga lateral correspondente à carga última não é o valor assintótico. Matematicamente esse valor corresponde à uma carga total superior à carga última. Dessa forma, feita a extrapolação, a resistência lateral correspondente à carga última (anteriormente obtida através da extrapolação da curva carga-recalque) é determinada por meio da equação da curva de atrito lateral-carga total extrapolada. Por fim, a carga de ponta é obtida pela diferença entre a carga última e o atrito lateral.

A fim de melhor ilustrar o procedimento, é apresentada na Figura 3 a extrapolação da curva atrito lateral vs carga total de uma das estacas estudadas. A estaca em questão apresentou carga máxima de ensaio de 1799 kN, sendo a carga última obtida pela extrapolação da curva carga-recalque igual a 2460 kN. Ao realizar a extrapolação da curva atrito lateral vs carga total, obteve-se um valor assintótico da ordem de 1529 kN. Todavia, a carga lateral referente à carga de ruptura de 2460 kN, obtida através da equação da curva, é igual a 1261 kN. Assim, a parcela de ponta é igual a 1199 kN.

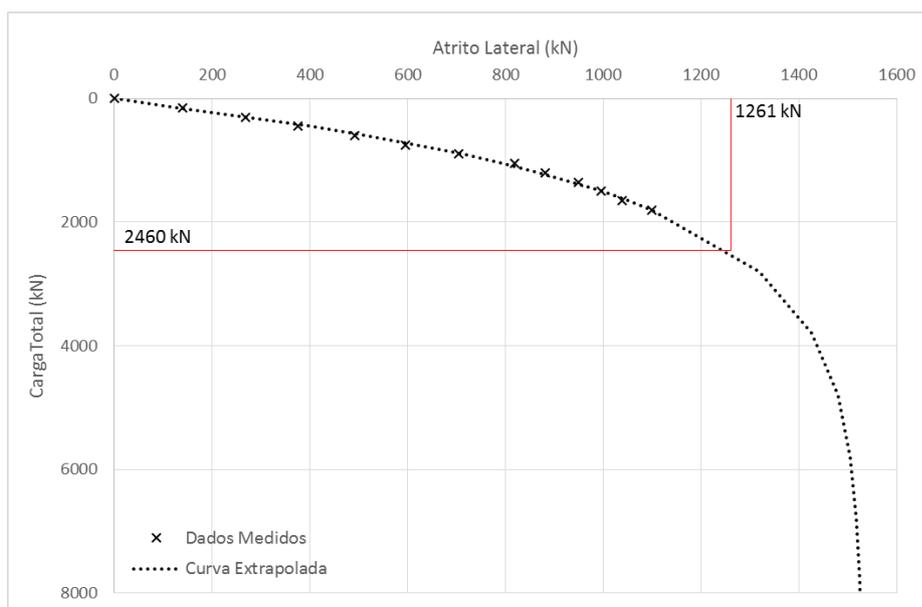


FIGURA 3: Extrapolação da curva atrito lateral vs carga total para a estaca HC19.

FONTE: Autoria Própria.

A utilização da parcela lateral nesse procedimento justifica-se pelo fato de que a mobilização do atrito lateral requer deslocamentos muito menores do que a mobilização da resistência de ponta e, numa hipótese simplificadora, a mobilização da parcela de ponta se inicia apenas quando o atrito lateral é esgotado (Cintra e Aoki, 2010). Esse fato se traduz na constatação de Amann (2010), de que a análise de provas de carga mostra que muitas vezes a resistência última de ponta da estaca não é alcançada, e o que se consegue obter com um mínimo de garantia é a carga máxima transferida via atrito lateral. Dessa forma, o autor ressalta que a parcela de atrito lateral é mais confiável em termos de obtenção de seu valor.

Nas Tabelas 3 e 4 são apresentados os resumos dos resultados das provas de carga instrumentadas das estacas escavadas e hélice contínua, respectivamente. As cargas aplicadas durante o ensaio foram discretizadas entre 0,5P e 2P, sendo o limite superior a carga total máxima aplicada em ensaio. Para cada parcela de carga são apresentados os recalques e a carga lateral correspondente, a partir dos quais é possível

reconstruir as curvas de carga-recalque e de carga lateral-carga total. Os valores em negrito e itálico correspondem àquelas provas de cargas em que não houve ruptura nítida e, portanto, foram aplicados os procedimentos de extrapolação acima descritos.

TABELA 3: Resultados das PCEs instrumentadas em estacas escavadas.

PC	Φ (m)	L (m)	2P (kN)	Recalque (mm) / Carga Lateral Correspondente (kN)						
				0,5P	P	1,2P	1,4P	1,6P	1,8P	2P
E01	1,20	22,00	8441,60	0,37	1,58	2,97	5,08	8,29	13,50	17,79
				2109,31	3661,82	4146,19	4570,64	5017,37	5560,75	6105,40
E02	0,89	17,70	8900,00	1,61	3,59	4,42	5,37	6,32	7,30	8,13
				2194,38	4388,76	5204,14	6015,8	6827,46	7667,07	8507,37
E03	0,92	10,70	3000,00	0,90	2,14	2,93	4,76	8,90	18,67	60,22
				629,94	1177,39	1371,34	1560,23	1736,06	1891,14	1960,00
E04	0,45	12,00	684,00	4,54	5,03	5,11	5,11	6,02	14,13	112,48
				171,00	340,62	408,39	476,50	544,66	612,69	680,60
E05	0,45	12,00	670,00	0,51	1,02	1,53	2,40	4,15	8,70	107,70
				165,37	330,75	397,22	463,60	529,85	595,88	656,70
E06	0,45	12,00	693,00	0,28	0,28	0,56	0,64	2,40	9,04	65,94
				173,25	338,87	404,04	469,51	536,21	602,38	667,90
E07	0,30	7,65	270,00	1,25	2,40	2,97	3,55	4,38	7,05	16,10
				67,21	134,10	161,10	187,92	214,38	240,98	268,70
E08	0,60	13,40	2689,47	0,77	2,10	2,71	3,43	4,42	5,55	7,17
				398,69	896,43	1118,37	1337,53	1554,59	1800,66	2066,14
E09	0,75	47,00	6237,00	4,68	7,37	9,35	12,51	17,54	35,12	75,19
				1559,25	3118,50	3742,20	4365,90	4989,51	5391,71	5387,00
E10	1,00	50,50	11056,00	4,66	7,42	9,11	11,23	13,85	18,13	106,67
				2764,00	5517,13	6597,82	7671,10	8725,26	9732,59	9778,00
E11	0,40	12,00	670,00	0,34	1,03	1,69	2,54	5,28	8,72	107,70
				-	-	-	-	-	-	630,00
E12	1,20	23,00	8800,00	1,76	4,85	6,35	8,52	11,23	14,38	52,77
				1814,00	3615,67	3995,00	4542,00	5092,00	5606,00	6198,00
E13	1,20	29,00	11000,00	1,39	5,10	7,27	11,63	18,16	31,50	43,12
				2518,75	4758,00	5458,20	6125,50	6687,60	7163,90	7631,00
E14	1,20	31,00	11140,00	1,42	4,25	6,05	8,47	11,94	19,75	31,41
				2419,31	4621,08	5264,90	5878,77	6419,39	6824,86	7390,00
E15	0,25	5,00	180,00	0,52	1,03	1,24	1,41	1,98	6,73	45,61
				45,00	90,00	108,00	126,00	144,00	162,00	180,00
E16	0,25	5,00	180,00	0,61	1,12	1,26	1,46	2,13	6,88	45,61
				45,00	90,00	108,00	126,00	144,00	162,00	180,00
E17	0,30	5,00	210,00	0,38	1,84	3,02	5,32	11,42	23,33	45,64
				52,50	105,00	126,00	147,00	168,00	187,20	202,00
E18	0,40	5,00	240,00	0,58	1,31	1,99	2,84	3,83	4,78	40,67
				60,00	120,00	144,00	168,00	189,95	209,76	231,00
E19	0,70	15,70	2965,42	1,98	6,59	10,41	14,55	21,21	40,99	71,15
				699,68	1415,51	1696,15	1980,12	2266,44	2560,25	2848,83
E20	1,00	24,10	8518,00	1,23	7,77	12,97	22,61	38,79	63,38	98,71
				1887,46	3623,09	4345,49	5021,48	5616,34	6418,31	7172,00
E21	1,00	24,10	4258,00	0,13	0,74	1,40	2,59	4,26	7,33	11,52
				975,20	1651,67	1907,40	2188,70	2492,80	2805,20	3110,00

FONTE: Autoria Própria.

TABELA 4: Resultados das PCEs instrumentadas em estacas hélice contínua.

PC	Φ (m)	L (m)	2P (kN)	Recalque (mm) / Carga Lateral Correspondente (kN)						
				0,5P	P	1,2P	1,4P	1,6P	1,8P	2P
HC01	0,46	15,20	1660,00	0,54 415,00	1,58 809,49	2,13 964,16	3,27 1116,49	5,29 1270,26	9,53 1425,48	50,50 1504,00
HC02	0,46	15,20	1570,00	0,53 392,50	1,68 776,82	2,63 916,65	4,21 1055,74	6,86 1197,10	11,12 1332,67	47,50 1498,00
HC03	0,46	9,10	1492,00	0,38 350,65	1,50 680,56	2,73 801,66	4,52 923,67	7,54 1041,45	13,96 1163,52	45,95 1241,00
HC04	0,40	12,00	960,00	0,18 238,10	0,55 469,60	0,84 553,12	1,48 635,86	2,89 713,90	5,98 787,18	80,24 858,20
HC05	0,40	12,00	975,00	0,37 237,48	1,14 474,91	1,59 567,29	2,45 656,44	2,95 743,10	6,34 823,76	85,62 904,00
HC06	0,40	12,00	720,00	0,37 180,00	0,55 357,40	0,79 426,04	1,25 494,92	1,91 564,28	3,99 631,16	88,23 697,00
HC07	0,40	18,50	1100,00	2,25 267,65	4,55 490,75	5,70 589,24	7,72 686,28	11,77 767,95	17,42 828,98	23,44 821,46
HC08	0,50	12,00	1312,00	0,25 269,42	1,43 530,21	1,93 635,16	2,37 742,24	3,31 836,53	5,31 928,66	50,00 939,00
HC09	0,40	15,28	1471,00	0,76 316,62	3,25 517,62	5,26 569,33	8,75 612,07	14,92 656,28	26,11 713,38	39,87 744,00
HC10	0,40	15,12	980,70	0,65 238,24	1,56 473,01	2,08 559,90	3,38 643,49	10,55 729,62	23,58 821,18	53,00 860,00
HC11	0,80	18,50	1993,00	0,23 497,92	1,10 993,35	1,48 1181,78	2,18 1351,87	3,04 1513,17	4,29 1659,37	6,30 1798,00
HC12	0,80	16,20	1976,00	0,45 481,31	1,08 958,24	1,42 1114,40	1,74 1223,98	2,26 1226,96	3,53 1323,25	6,20 1363,00
HC13	0,80	18,00	1965,00	0,10 449,36	0,89 814,03	2,84 906,88	5,09 1053,88	8,59 1195,14	11,78 1324,25	16,50 1453,00
HC14	0,80	17,50	1769,00	0,45 414,46	4,71 776,77	11,05 878,05	19,94 970,16	31,39 1056,41	44,05 1142,44	62,00 1219,00
HC15	0,40	7,70	720,00	2,83 153,80	7,13 315,20	9,05 379,84	11,34 442,52	14,72 505,88	21,26 563,48	41,20 613,00
HC16	0,40	11,85	1100,00	2,62 257,25	7,47 512,00	10,09 613,80	13,93 712,60	18,65 807,80	30,26 874,50	67,30 853,00
HC17	0,40	14,95	1900,89	0,72 438,25	2,50 788,00	3,33 918,27	4,21 1041,10	5,25 1127,44	6,38 1195,00	7,57 1252,00
HC18	0,40	23,65	1498,50	1,43 362,50	3,30 696,00	4,36 806,00	5,19 915,00	6,15 1015,00	7,56 1100,00	9,80 1172,00
HC19	0,40	15,80	1799,08	2,71 376,00	7,35 705,00	9,93 831,40	13,09 908,20	15,99 977,20	19,02 1030,40	23,40 1099,00
HC20	0,40	16,80	2398,61	2,17 559,00	4,80 1069,00	6,01 1256,00	7,38 1433,20	9,43 1579,00	12,32 1707,80	15,56 1842,00
HC21	0,50	9,60	1688,00	0,72 338,16	1,50 694,60	3,85 790,80	11,27 708,74	25,14 602,13	48,23 561,74	92,25 631,00

FONTE: Autoria Própria.

4.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E TRATAMENTO DOS DADOS DE SPT

A definição dos métodos semi-empíricos empregados se deu em função do tipo de estaca estudada. A partir da literatura observou-se os métodos que obtiveram resultados mais adequados para cada processo executivo, chegando-se à relação apresentada na Tabela 5.

Além das características geométricas das estacas, para a aplicação dos métodos é necessário o valor de N_{SPT} das camadas de solo em que esses elementos estão inseridos. Esse valor é função da quantidade de energia transferida ao amostrador durante o procedimento de cravação (Odebrecht, 2003). No Brasil, a energia média de referência é de 72%, conforme observa Décourt, Belincanta e Quaresma Filho (1989).

Como algumas provas de carga que integram o banco de dados foram realizadas em outros países, empregou-se a Equação 1 na correção dos valores de N_{SPT} internacionais para o valor de referência brasileiro. Para tal, considerou-se como energia de referência internacional o valor de 60%, conforme observado por Skempton (1986).

$$N_{72} = \frac{N_{60} \times 60}{72} \quad \text{Eq. [1]}$$

Em que:

N_{72} = N_{SPT} referente a energia de 72%;

N_{60} = N_{SPT} referente a energia de 60%.

TABELA 5: Métodos semi-empíricos utilizados.

Estacas escavadas	Estacas hélice contínua
Aoki e Velloso (1975) – [AV]	Aoki e Velloso (1975) – [AV]
Décourt-Quaresma (1978; 1996) – [DC]	Décourt-Quaresma (1978; 1996) – [DC]
Teixeira (1996) – [TX]	Antunes e Cabral (1996) – [AC]
Velloso (1981) – [PPV]	Gotlieb <i>et al.</i> (2000) – [GT]

FONTE: Aatoria Própria.

4.4 CONFRONTO ENTRE VALORES PREVISTOS X MEDIDOS

Finalmente, os valores previstos de resistência lateral, de ponta e total foram relacionados com os respectivos valores medidos (ou extrapolados) nas provas de carga, possibilitando a análise da precisão e acurácia dos métodos para cada parcela individualmente.

Para tal, utilizou-se a razão (r) entre valor previsto e valor medido, conforme a Equação 2, de forma que a razão unitária representa a igualdade de valores e conseqüente acurácia do método semi-empírico quanto a capacidade de carga real do conjunto solo-estaca estudado.

$$r = \frac{R_P}{R_M} \quad \text{Eq. [2]}$$

Em que:

R_P = Resistência prevista pelo método semi-empírico;

R_M = Resistência medida na prova de carga (ou extrapolada, nos casos em que não houve ruptura nítida).

5. RESULTADOS E ANÁLISES

Nas análises efetuadas considerou-se como valores previstos aceitáveis aqueles cuja razão (r) situa-se entre 0,8 e 1,2. Valores abaixo de 0,8 indicam que a carga prevista é subestimada em mais de 20% da carga real, correspondendo a projetos a favor da segurança, mas antieconômicos. Valores acima de 1,2 e menores ou iguais a 2 indicam uma previsão superestimada em mais de 20% do que ocorre na realidade, correspondendo a valores contra a segurança. Tendo em vista que a NBR 6122 (ABNT, 2019) prevê para

estacas um fator de segurança igual a 2, destacou-se os valores de r superiores a esse fator, por representarem uma situação mais grave contra a segurança.

5.1 ESTACAS ESCAVADAS

A Figura 4 apresenta o quantitativo, em formato percentual, de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança em termos de carga total, atrito lateral e resistência de ponta para os métodos relacionados na Tabela 5. Para possibilitar a análise da distribuição dos resultados, são apresentados na Figura 5 os *boxplots* de cada método. Nesse modelo de gráfico, as arestas esquerda e direita da caixa referem-se ao primeiro e terceiro quartil, respectivamente, já o traço intermediário é a mediana da amostra. As retas que se estendem a partir dos quartis indicam os limites inferior e superior. Quanto maior a amplitude do gráfico, maior o grau de dispersão dos resultados.

As estacas E15 e E16 não apresentaram mobilização de ponta no momento da ruptura, de modo que não foi possível calcular a razão entre valor previsto e valor medido para essa parcela. Portanto, considerou-se que as previsões semi-empíricas de resistência de ponta para essas duas estacas resultaram em valores acima do fator de segurança e na análise de dispersão da parcela de ponta elas foram desconsideradas.

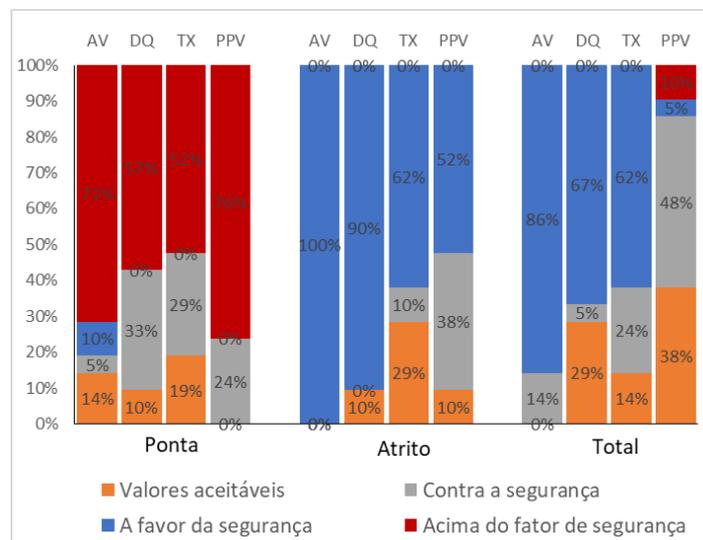


FIGURA 4: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas escavadas.

FONTE: Autoria Própria.

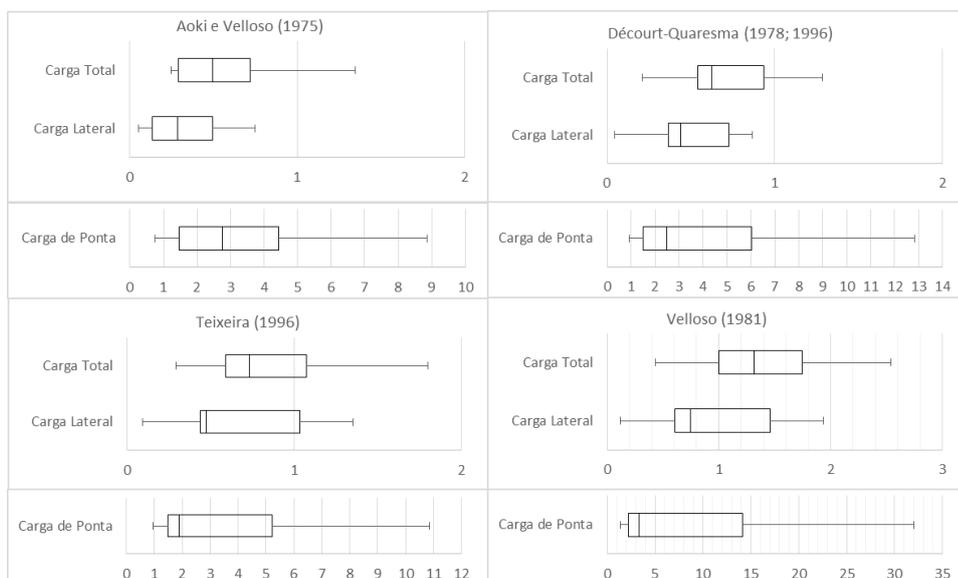


FIGURA 5: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas escavadas.

FONTE: Autoria Própria.

Os resultados da Figura 4 indicam que os métodos semi-empíricos apresentaram baixo percentual de valores dentro do limite de $\pm 20\%$ em relação aos valores medidos. Em geral, os métodos superestimaram a parcela de ponta e subestimaram o atrito lateral, comportamento que já foi observado em outros trabalhos (Mota, 2003; França, 2011; Langone, 2012; Perez, 2014). Em alguns casos, esse fenômeno resulta em uma compensação de valores quando se soma as parcelas de atrito lateral e de ponta, o que se traduz em um maior percentual de acerto da capacidade de carga total. Isso ocorre para os métodos de Décourt-Quaresma (1978; 1996) e de Velloso (1981), sendo que o segundo, embora tenha superestimado a resistência de ponta em todos os casos, foi o que apresentou maior percentual de valores aceitáveis de carga total (38%). No caminho inverso, o método de Teixeira (1996) obteve os maiores percentuais de valores aceitáveis das parcelas de atrito lateral e de ponta, mas teve um desempenho inferior em termos de carga total. O método de Aoki e Velloso (1975) foi o que mais subestimou o atrito lateral e a capacidade de carga total das estacas.

Ainda em termos de capacidade de carga total, embora tenha apresentado o maior percentual de valores dentro da faixa considerada aceitável, o método de Velloso (1981) resultou em valores contra a segurança para mais da metade das estacas analisadas, sendo que cerca de 10% dos valores previstos ficaram acima do fator de segurança previsto pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Em contrapartida, os demais métodos se mostraram bastante conservadores.

Em termos de precisão, verificou-se uma grande dispersão de resultados, conforme infere-se dos *boxplots* apresentados na Figura 5. Ao utilizar um método semi-empírico é preciso considerar o fator regionalidade dos solos em que foram realizados os ensaios utilizados em sua concepção. Outro limitante ressaltado por Amann (2010) é que o critério de ruptura considerado no desenvolvimento do método torna-se parte inerente dele e, portanto, só faria sentido avaliar o método à luz desse critério.

Esses dois fatores são apontados como possíveis causas para a dispersão de resultados. Dada a escassez de trabalhos referentes a solos com as mesmas características e que forneçam tanto a prova de carga instrumentada quanto o perfil de sondagem SPT, no presente trabalho optou-se por criar um banco de dados composto por ensaios em regiões geográficas diversas, mas com um quantitativo maior. Além disso, apesar de cientes da influência do critério de ruptura, os presentes autores optaram por não analisar os métodos semi-empíricos cada qual a partir de seu critério de ruptura original, por entenderem que devido à grande difusão desses métodos, há muito considerados consagrados, seu emprego na prática de engenharia de fundações brasileira ocorre, muitas vezes, de forma universal. Nesse sentido, a proposta desse trabalho não é apresentar uma nova metodologia semi-empírica ou modificações aos métodos analisados, mas sim evidenciar que o estudo de transferência de carga ao longo da profundidade é inerente ao aperfeiçoamento de métodos semi-empíricos.

Outra tendência verificada a partir dos resultados apresentados na Figura 5 é que a dispersão de resultados referentes à resistência de ponta é muito superior à das demais parcelas. Observa-se a partir dos valores de resistências apresentados na Tabela 1 que o percentual de resistência de ponta em relação à carga total é menor em estacas de pequeno diâmetro do que em estacas de grandes dimensões. Estacas de grandes dimensões possuem maior área de influência da ponta e, normalmente, estão apoiadas em camadas de solo mais profundas e mais resistentes. Em alguns métodos semi-empíricos, essa questão afeta também outro fator de influência na mobilização da parcela de ponta: o embutimento da ponta da estaca. A exemplo, o método de Teixeira (1996) utiliza para cálculo da resistência de ponta a média dos valores de N_{SPT} medidos no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.

Outro fator a ser considerado é o processo executivo de estacas escavadas, que gera uma desestruturação do solo na região da ponta e um possível acúmulo de solo revolvido na base do furo (Albuquerque, 2001). Dessa forma, a estaca é apoiada em uma camada de resistência inferior à da camada originalmente considerada em seu dimensionamento, o que prejudica a mobilização da resistência de ponta.

Devido a razões já discutidas, estacas de pequenas dimensões tendem a ser mais afetadas por esse fenômeno.

Nesse sentido, optou-se por realizar análises discriminadas para dois grupos de estacas de diferentes dimensões, de forma a considerar as diferenças na mobilização de tensões dessas estruturas. Um grupo contempla estacas com diâmetros menores que 1 m e outro reúne estruturas de diâmetros a partir desse valor. São apresentados na Figura 6 os percentuais de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança para as parcelas de carga total, atrito lateral e resistência de ponta dos dois grupos.

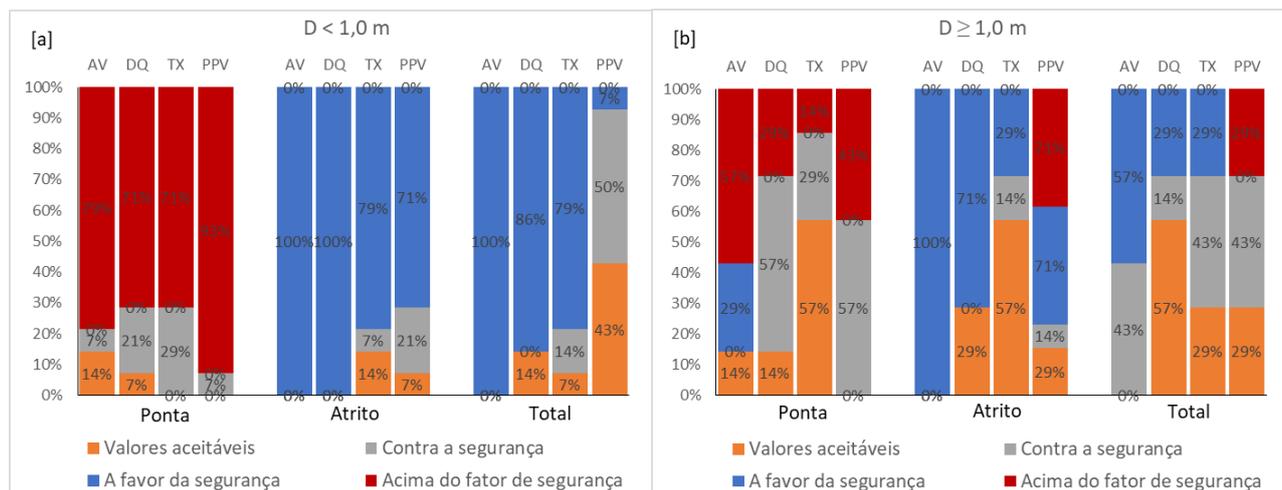


FIGURA 6: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas escavadas: [a] com $D < 1$ m; [b] com $D \geq 1$ m.

FONTE: Autoria Própria.

Com exceção do método de Aoki e Velloso (1975), que manteve invariável os percentuais de valores aceitáveis, os métodos semi-empíricos resultaram em previsões significativamente melhores para as parcelas de atrito lateral e de ponta de estacas com diâmetros maiores ou iguais a 1 m. A tendência de subestimar o atrito lateral e superestimar a resistência de ponta se mantém em ambos os grupos. Observa-se que todas as previsões de resistência de ponta dentro da faixa de valores aceitáveis fornecidos pelo método de Teixeira (1996) se referem às estacas de grande diâmetro. O mesmo ocorre com as previsões de atrito lateral do método de Décourt-Quaresma (1978; 1996).

Em termos de carga total, o método de Velloso (1981) foi o único que apresentou um percentual de cargas totais aceitáveis superior para estacas de pequeno diâmetro, mas a quantidade de casos contra a segurança se manteve muito elevada em ambos os grupos, sobretudo no de estacas com diâmetro maior que 1 m, para o qual aproximadamente 29% dos casos ficaram acima do coeficiente de segurança. O método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) previu para mais de 50% das estacas de grande diâmetro cargas totais dentro do limite de tolerância de $\pm 20\%$. Em termos de atrito lateral e de resistência de ponta, o percentual de valores considerados aceitáveis obtidos com o método de Teixeira (1996) para estacas de grande diâmetro foi superior à 50%. Todavia, o método mantém um desempenho inferior na previsão da capacidade de carga total, o que sugere que, para uma mesma estaca, esse método prevê satisfatoriamente uma das parcelas de resistência enquanto subestima ou superestima excessivamente a outra. Dessa forma, mesmo quando essas duas parcelas são somadas, ainda há uma discrepância em relação aos valores medidos.

As Figuras 7 e 8 possibilitam, por meio de *boxplots*, a análise da dispersão dos resultados para os grupos de estacas com diâmetro inferior e maior ou igual a 1 m, respectivamente. Verifica-se uma diferença expressiva de dispersão entre os dois grupos. Em relação à carga total e ao atrito lateral, os métodos avaliados tendem a ser mais exatos para estacas de grande diâmetro, mas a precisão dos resultados é maior entre o grupo de menores dimensões.

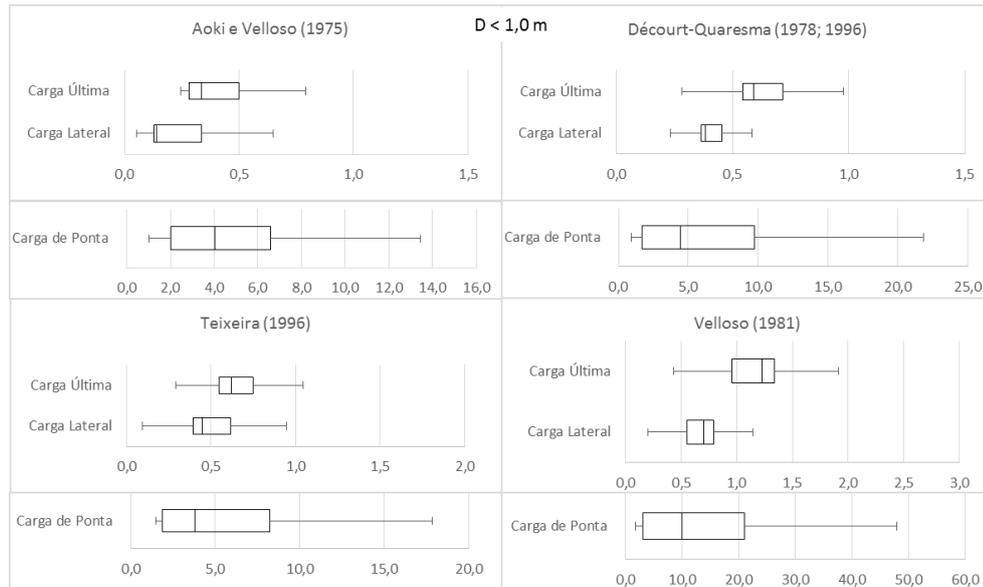


FIGURA 7: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas escavadas com $D < 1$ m.
FONTE: Autoria Própria.

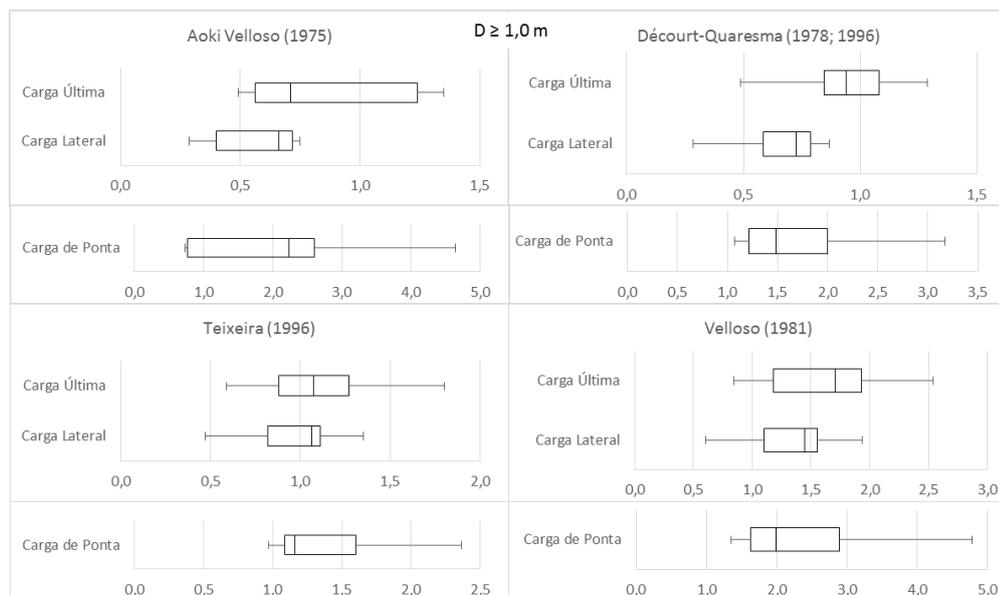


FIGURA 8: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas escavadas com $D \geq 1$ m.
FONTE: Autoria Própria.

Nota-se que a dispersão das previsões da resistência de ponta das estacas de menor diâmetro é superior à do conjunto total (Figura 5). Isso se deve ao fato de que a mudança no quantitativo de dados dos grupos independentes interfere nos quartis e limites superior e inferior das amostras. Dessa forma, valores que antes eram classificados como *outliers*, se tornaram limites da nova amostra. Observa-se que os valores de resistência de ponta superestimados em dezenas de vezes são referentes às estacas de pequeno diâmetro. Para as estacas de grande diâmetro, tanto a dispersão quanto a magnitude da superestimação foram muito inferiores à do outro grupo, o que pode ser explicado pelo fato dessas estacas geralmente apresentarem um percentual de resistência de ponta superior, conforme já discutido.

5.2 ESTACAS HÉLICE-CONTÍNUA

A Figura 9 mostra como os valores previstos pelos métodos considerados se dividem entre aceitáveis ou não para estacas do tipo hélice contínua. Em geral, observa-se que independentemente da parcela de resistência analisada, houve um baixo percentual de valores previstos dentro da faixa de aceitabilidade. A tendência de superestimação da resistência de ponta e subestimação do atrito lateral, verificada no caso de estacas escavadas, se mantém para as estacas hélice contínua, assim como é observado em outros trabalhos, tais como Benetti (2016).

Considerando apenas o atrito lateral, os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Antunes e Cabral (1996) resultaram nos menores percentuais de valores considerados aceitáveis. O maior percentual foi obtido com o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996), seguido do método de Gotlieb *et al.* (2000). Cabe ressaltar que os métodos de Antunes e Cabral (1996) e de Gotlieb *et al.* (2000) foram formulados especificamente para estacas hélice contínua, dessa forma, esperava-se que eles fossem os mais assertivos. Quanto à carga total, o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) novamente foi o mais assertivo, juntamente com o método de Antunes e Cabral (1996).

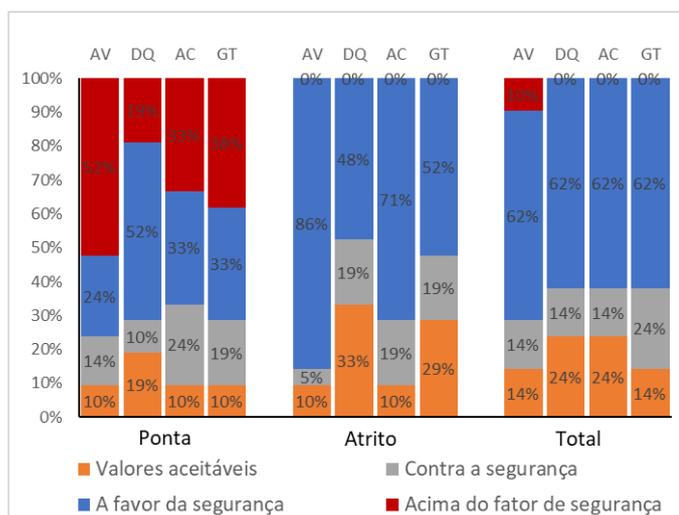


FIGURA 9: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas hélice contínua.

FONTE: Autoria Própria.

A Figura 10 apresenta a dispersão dos resultados a partir dos gráficos tipo *boxplots*. Para corroborar com essa análise, para cada parcela de resistência foram calculados a média e o desvio padrão dos valores previstos pelos métodos. Em seguida, obteve-se os coeficientes de variação (CV) para as parcelas discriminadas de cada estaca, que corresponde à razão entre o desvio padrão e a média e, por fim, calculou-se a média dos CV de cada parcela. Os valores foram de 98% para a carga de ponta, 13% para o atrito lateral e 53% em relação à carga total. Esses dados evidenciam uma grande dispersão de previsão entre os métodos, o que reforça as diferenças de metodologias e formulações utilizadas em cada um.

Independentemente do método considerado, as previsões da parcela de ponta são as menos exatas e precisas, conforme infere-se dos dados das Figuras 9 e 10 e pelo alto valor de CV médio (98%). Todavia, um destaque deve ser feito ao método de Décourt-Quaresma (1978; 1996), o qual resultou em uma dispersão consideravelmente menor que os demais métodos e, ainda, apresentou as menores magnitudes de superestimação das parcelas de ponta e de carga total. Já o método de Aoki e Velloso (1975) resultou no maior percentual de valores de resistência de ponta contra a segurança, superestimando essa parcela em mais de dez vezes em alguns casos. Além disso, para 10% dos casos a previsão de carga total foi maior que o dobro do valor verificado experimentalmente.

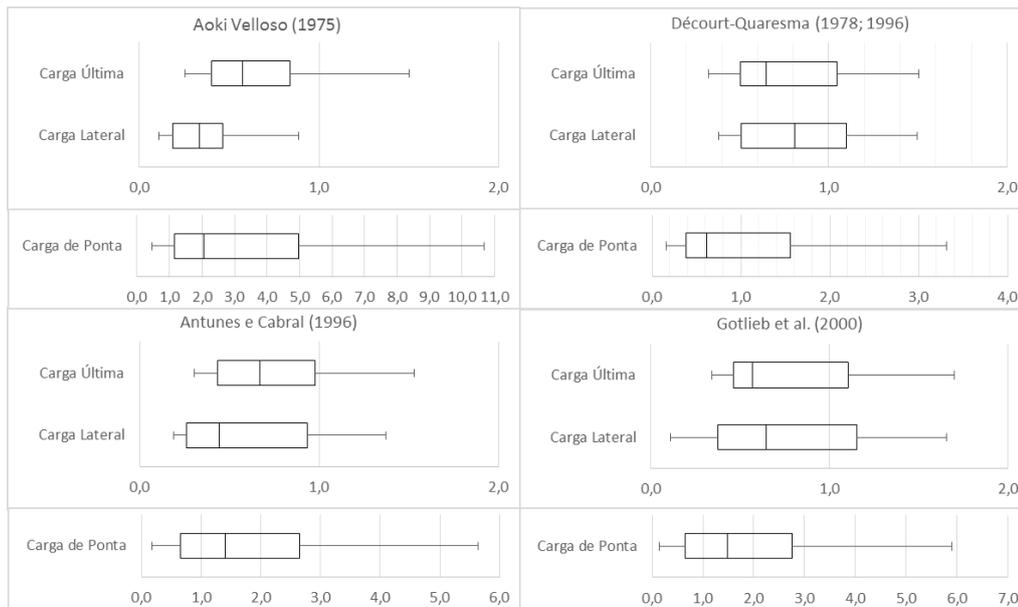


FIGURA 10: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas hélice contínua.
FONTE: Autoria Própria.

Conforme comentado sobre as estacas escavadas, as elevadas dispersões dos métodos e entre os métodos podem ser explicadas por diversas questões que permeiam a sua elaboração, a diversidade de dimensões entre as estacas analisadas, a variedade dos solos que compõem o banco de dados e fatores relacionados ao processo executivo das estacas. A influência desse último é notável à medida em que se compara os valores de dispersão dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1978; 1996) para ambos os tipos de estacas analisados. Observa-se que a imprecisão dos resultados é consideravelmente menor para as estacas do tipo hélice contínua (Figura 10) do que para as estacas escavadas (Figura 5). Isso pode se justificar pelo fato de o processo executivo da hélice contínua ser monitorado e controlado, de modo que a influência de fatores externos é atenuada e fenômenos como a desestruturação do solo da ponta são menos recorrentes. Além disso, a variabilidade de características geométricas dentro do banco de dados das estacas hélice contínua é menor em relação aos dados das estacas escavadas.

Seguindo o viés de análise das estacas escavadas, foram analisadas a exatidão e a precisão dos métodos para diferentes faixas de diâmetros, que no caso das estacas hélice contínua se dividem entre estacas de até 40 cm (sendo 12 estacas) e as de diâmetro acima desse valor (sendo 9 estacas). Nas Figuras 11, 12 e 13 são mostrados os resultados quantitativos dessa análise, assim como os gráficos *boxplots* demonstrando a dispersão de valores para essa discriminação.

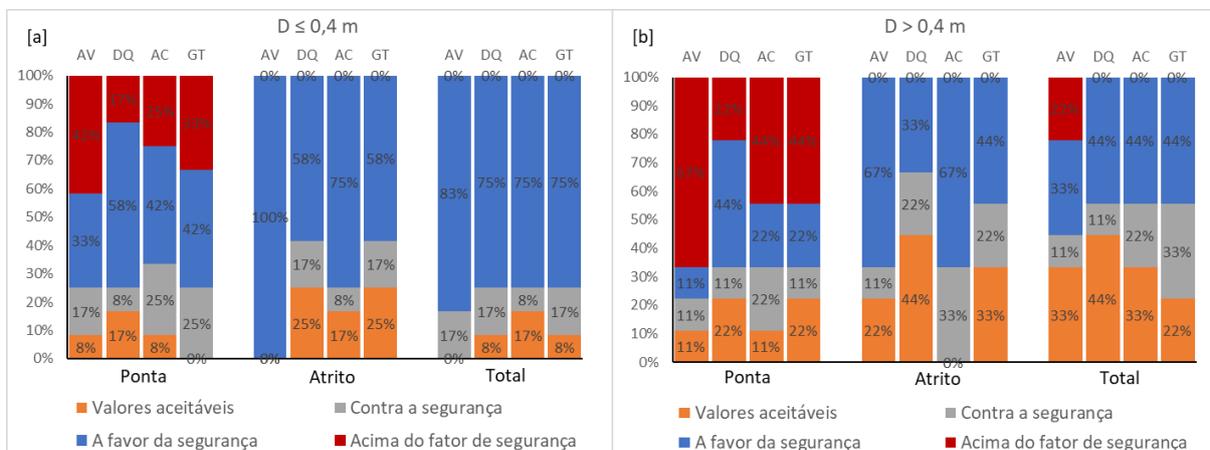


FIGURA 11: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas hélice contínuas: [a] com $D \leq 0,4$ m; [b] com $D > 0,4$ m.

FONTE: Autoria Própria.

Quanto a acurácia, observa-se a partir da Figura 11 que, em geral, as previsões para estacas de diâmetros maiores que 40 cm foram mais exatas, com uma única exceção para o método de Antunes e Cabral (1996) em termos de atrito lateral. Contudo, nesse grupo houve um maior percentual de valores de resistência de ponta contra a segurança, com previsões ultrapassando os valores experimentais majorados por um fator de segurança igual a 2.

A diferença mais significativa entre os grupos ocorre para as previsões de carga total, com destaque para o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996), que assim como no caso das estacas escavadas, obteve o maior percentual de valores previstos dentro da faixa de valores aceitáveis no grupo das estacas de maior diâmetro, além de apresentar o menor índice de valores contra a segurança. Observa-se, ainda, que todas as previsões de carga total obtidas com o método de Aoki e Velloso (1975) que foram superiores ao dobro dos valores medidos referem-se às estacas de maior diâmetro. Ressalta-se que a verificação de uma tendência geral é comprometida pela baixa variabilidade de diâmetros do próprio banco de dados (de 0,4 a 0,8 m). Além disso, a pequena quantidade de estacas que compõem os grupos pode gerar uma indicação de efeito escala, quando na verdade representa somente uma variabilidade de grandeza.

Conforme infere-se das Figuras 12 e 13, diferentemente do que ocorre com as estacas escavadas, para as estacas hélice contínua não foram verificadas mudanças expressivas de precisão entre os grupos, sobretudo nos casos dos métodos propostos por Décourt-Quaresma (1978; 1996) e Gotlieb *et al.* (2000). Contudo, nota-se que o método de Aoki e Velloso (1975) foi mais preciso entre o grupo de menor diâmetro, tal qual ocorre para Antunes e Cabral (1996) em termos das parcelas lateral e de ponta.

Três pontos são elencados para sustentar essas verificações. Primeiramente, o controle tecnológico inerente ao processo executivo de estacas hélice contínua por si só limita a possibilidade de dispersão dos resultados de capacidade de carga e, conseqüentemente, de previsão dos resultados. Além disso, a quantidade limitada de estacas em cada grupo de diferentes diâmetros pode não gerar variabilidade o suficiente para indicar uma tendência. Por último, Benetti (2016) sugere que possivelmente o efeito de escala (relacionado aos diâmetros) afete a determinação de carga de ponta de estacas hélice contínua, o que não ocorre em termos de atrito lateral, corroborando com os resultados obtidos neste trabalho.

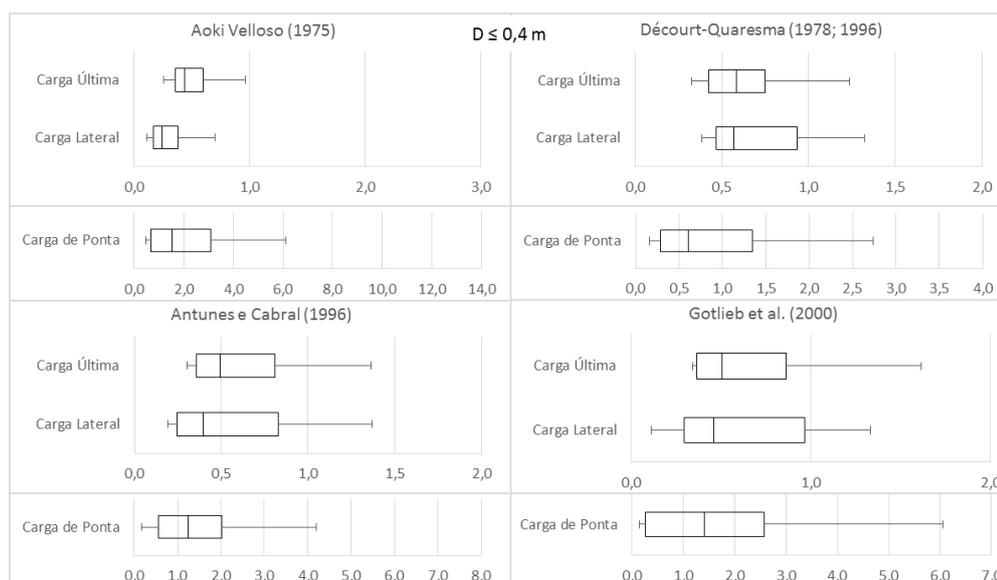


FIGURA 12: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas hélice contínuas com $D \leq 0,4$ m.

FONTE: Autoria Própria.

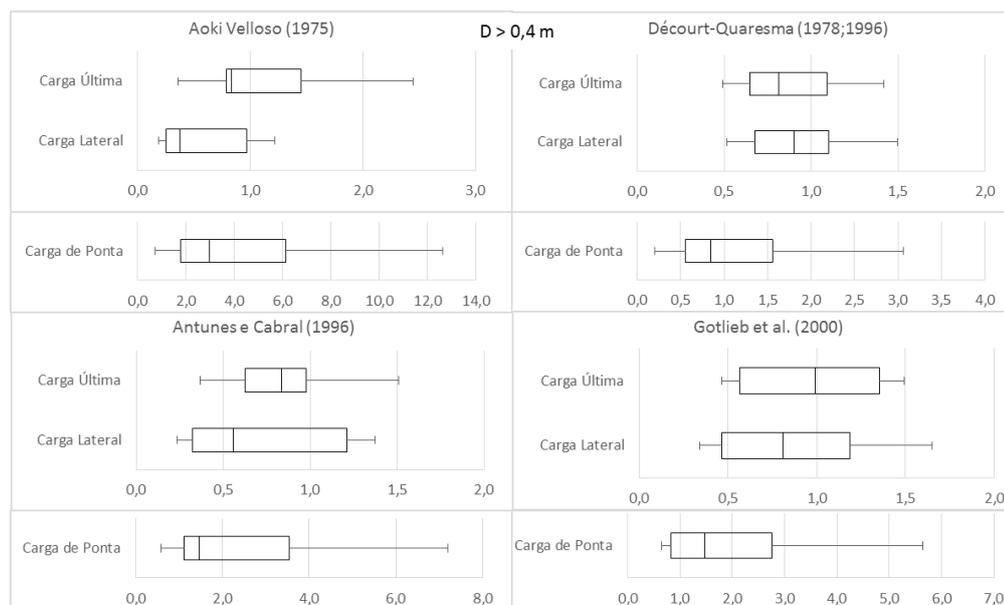


FIGURA 13: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas hélice contínua com $D > 0,4$ m.
FONTE: Autoria Própria.

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou a adequabilidade de métodos semi-empíricos nacionais na previsão da capacidade de carga de estacas escavadas e hélice contínua. As análises realizadas permitem concluir que embora os métodos avaliados apresentem uma relativa e discutível assertividade em termos de carga total, as parcelas de resistência independentes são previstas de forma equivocada, superestimando a resistência de ponta e subestimando o atrito lateral. O principal motivo dessa tendência é o fato de esses métodos terem sido calibrados majoritariamente a partir de dados de provas de carga estática não instrumentadas.

Os métodos são menos exatos e precisos na previsão da resistência de ponta das estacas. A não consideração da desestruturação do solo na base das estacas no momento da escavação corrobora com tal tendência de previsão.

Para as estacas escavadas, o método de Teixeira (1996) foi o mais exato na previsão das parcelas de carga lateral e de ponta. O método de Velloso (1981) foi o mais assertivo em termos de carga total, mas foi também o que resultou no maior percentual de valores contra a segurança, sendo o único que previu valores superiores ao dobro da carga total medida. Considerando grupos de estacas de diferentes diâmetros, o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) se destaca em termos de exatidão na previsão da capacidade de carga total de estacas com diâmetros maiores ou iguais a 1 m. Para o grupo de estacas com diâmetro inferior a 1 m, nenhum método apresentou resultados satisfatórios.

Para as estacas hélice contínua, os métodos formulados exclusivamente para esse tipo de estaca não resultaram no melhor desempenho. O método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) foi o mais exato tanto em termos de carga total quanto das parcelas lateral e de ponta, sobretudo quando a análise é centrada em estacas com diâmetros superiores a 0,4 m.

Em geral, os métodos avaliados apresentaram baixa precisão em suas previsões, sobretudo no caso de estacas escavadas. Contudo, para estacas escavadas com diâmetros maiores ou iguais a 1 m, a dispersão dos resultados é significativamente menor. A maior precisão dos métodos no caso das estacas hélice contínua é atribuído, em parte, às limitações do banco de dados e ao fato de possuírem um processo executivo mais uniforme e monitorado.

Em suma, as análises reafirmam a necessidade de calibração de métodos semi-empíricos considerando dados de transferência de carga. Ainda, sugere-se a criação de novos métodos que incorporem efeitos de escala e desestruturação do solo da ponta, por exemplo.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019, 108 p.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega**: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, B. N.; CARVALHO, D.; NOGUEIRA, R. C. R. Avaliação da capacidade de carga de estacas raiz e escavada convencional, instrumentadas, em solos de diabásio. *In*: V Seminário De Engenharia Geotécnica Do Rio Grande Do Sul – GeoRS, 2009, Pelotas. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2009. v. 1.
- ALLEDI, C. T. D. B. **Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade**. 2013. 271f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. 2 v.
- ANTUNES, W R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 2, 105-109 p.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In*: 5th Pan American CSMFE, 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v. 1, 367-376 p.
- BENETTI, L. B. **Estacas hélice contínua executadas em solos da formação guabirota**: Estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga. 2016. 257f. Dissertação (Mestrado) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.
- BRIAUD, J. L.; BALLOUZ, M.; NARS, G. **Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, v. 126, 2000, 640-649 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 93 p.
- DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1, 215-224 p.
- DÉCOURT, L.; BELINCANTA, A.; QUARESMA FILHO, A.R. (1989). **Brazilian experience on SPT**. XII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Supplement, Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. Rio de Janeiro: ABMS/ISSMGE, 1989, 49-54 p.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In*: VI CBMSEF, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1, 45-53 p.
- FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling engineering**. 3. ed. London, New York: Taylor & Francis, 2009. 398 p.
- FONTOURA, S. A. B.; VELLOSO, P. P. C.; PEDROSA, M. G. A. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada, com instrumentação no fuste. *In*: VII CBMSEF, 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro. 1982. v. 1, 221-235 p.
- FRANÇA, D. C. **Provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. 162f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- GOTLIEB, M.; PENNA, A. S. D.; ROMANO Jr, R.; RODRIGUES, L. H. D. Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. *In*: IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v. 1, 312-319 p.
- HANIFAH, A.A.; KAI, L.S. Application of Global Strain Extensometer (GLOSTREXT) Method for Instrumented Bored Piles in Malaysia. *In*: 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, 2006, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 2006. v. 1.

HUSSEIN, M.; CAMP, W. Dynamic and static tests on driven and cast-in-place piles. *In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS*, 1994, Orlando. **Proceedings...** Washington: FHWA, 1994, v. 2, 1103-1117 p.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão da capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

MOTA, N. M. B. **Ensaaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação**. 2003. 335f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical**. 2016. 267f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

O'NEILL, M. W.; VIPULANANDAN, C.; ATA, A.; TAN, F. Axial Performance of Continuous-Flight-auger Piles for Bearing. **Texas Department of Transportation Report**. n. 7-3940-2, Center for Innovative Grouting Materials and Technology, University of Houston, Houston, 1999. 254 p.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio do SPT**. 2003. 232f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PEREIRA, D. A. **Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia**. 2016. 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

PEREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 205f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014.

REIFFSTECK, P. ISP5 Pile Prediction Revisited. *In: International Foundation Congress and Equipment Expo Conference Topics In Situ Testing, Analysis and Reliability of Foundations (GSP 186)*, 2009, Paris. **Proceedings...** ASCE, 2009, 50-57 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2013.

SILVA, C. M. **Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua**. 2011. 311f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SKEMPTON, A. W. **Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation**. *Géotechnique*, v. 30, n. 3, 1986, 425-447 p.

SOARES, J. M. **Estudo Numérico Experimental da Interação Solo-Estrutura em dois Edifícios do Distrito Federal**. 2004. 265f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In: III SEFE*, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In: 3th ICSMFE*, 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953. v. 2, 84-90 p.

VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento, **Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas**, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.