



The Organizing Committee of

ICEUBI2019

INTERNATIONAL CONGRESS ON ENGINEERING UBI2019

Engineering for Evolution

organized by the Faculty of Engineering, University of Beira Interior, which took place in Covilhã, Portugal, November 27-29, 2019, certifies that the paper,

Parametric Study of Lateral Loaded Piles by Computational Modeling

id 104

by:

*Giovani Augusto Noquelli Lombardi, António Miguel Verdelho Paula,
Manuel Teixeira Braz César*

was presented and included in the Congress documentation.

Covilhã, UBI, November 27, 2019

Silvio Mariano

President of Faculty of Engineering

Jorge Silva

Chairman of the Organizing Committee



Parametric Study of Lateral Loaded Piles by Computational Modeling

Giovani Augusto Noquelli Lombardi¹, António Miguel Verdelho Paula², Manuel Teixeira Braz César³

1 - Antigo aluno Instituto Politécnico de Bragança, giovanilombardi@gmail.com
2 - Instituto Politécnico de Bragança, mpaula@ipb.pt
3 - Instituto Politécnico de Bragança, brazcesar@ipb.pt

Abstract

Since soils are heterogeneous materials and the survey methods are based on insufficiently representative soil samples, there are several variables involved and less reliability in estimating the load capacity of the structures. So that, it is necessary to keep verifying the validity of stress and displacement method analysis in order to achieve results with more precision. In this sense, the objective of this study was to develop a two-dimensional computational analysis of the axial and transverse (simultaneous) loading effects on isolated, bored and reinforced concrete piles. In addition, different types of soil, piles dimensions, soil stratigraphy, drainage conditions and soil mechanical parameters were considered as variables of this study. Thereby, the axial load capacity of piles was verified by the method of NAVFAC DM 7.2, the settlement by the methods of Poulos & Davis (1980) and Masopust (1994), and the distribution of horizontal forces and displacements by the p-y method, based on the horizontal reaction modulus obtained from the theoretical approaches by Bowles (1997), Vesic (1977), CSN 73 1004, Pochman & Simek (1989) and Matlock & Reese (1956). Regarding to the distribution of lateral stresses and displacements by the p-y method, no interference on results was observed due to change of friction angle, cohesion, coefficient of lateral earth pressure and soil drainage conditions. In addition, it was concluded that the horizontal forces and displacements are more dependent on the diameter than the length of piles.

Keywords

Computational analysis of piles, Lateral loading, Distribution of horizontal stresses, Distribution of lateral displacements

Estudo Paramétrico de Estacas Carregadas Transversalmente por Modelagem Computacional

1. Introdução

A geotecnia é uma das áreas da engenharia que mais dependem de métodos de análise empíricos e semiempíricos. Isso se deve ao fato de o solo ser um material heterogêneo e os métodos de sondagens atuais ainda serem bastante onerosos, de modo que os parâmetros de resistência do solo são baseados em amostras pouco representativas do volume de solo total. Por conseguinte, comparada a outras áreas da engenharia estrutural, há muito mais variáveis envolvidas e menos confiabilidade na estimativa da capacidade de carga da estrutura. Assim sendo, é necessário verificar a validade e as particularidades de tais métodos de análise, a fim de que representem cada vez mais as características reais do solo e gerem resultados mais precisos. Nesse sentido, este estudo tem como finalidade verificar as diferenças teóricas, bem como comparar os resultados gerados por alguns desses métodos de análise através de modelos computacionais bidimensionais de fundações profundas.

2. Revisão Bibliográfica

No estudo da resistência lateral de fundações profundas, a distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais pode ser representada por curvas que exprimem a tensão horizontal do solo como função da deflexão lateral da estaca (Método p-y). O formato das curvas está diretamente relacionado a parâmetros de resistência e ao estado de tensões do solo no entorno da fundação. Na Figura 1, apresenta-se uma curva p-y típica; a rigidez do solo é dada pela tangente da curva para carregamentos de até 30% da capacidade última da fundação e pelo módulo secante para carregamentos entre 30% e 50% (Ruigrok, 2010).

Além disso, a rigidez do solo pode variar com a profundidade; na Figura 2 apresenta-se essa relação para diferentes tipos de solos, onde as linhas pontilhadas representam simplificações sugeridas por alguns autores, enquanto que as linhas cheias representam propostas mais realísticas dessa relação. Na Figura 2a apresenta-se a abordagem de Terzaghi (1955) para solos coesivos pré-consolidados cuja reação lateral é constante com a profundidade; na Figura 2b ilustra-se a proposta de Terzaghi (1955) - validada por Prakash (1962), de que o módulo de reação lateral do solo varia linearmente com a profundidade em solos granulares e em argilas normalmente consolidadas. Por fim, na Figura 2c mostra-se um solo cuja relação entre o módulo de reação lateral e a profundidade não é linear (Prakash & Sharma, 1989).

De acordo com Budhu (2013), o Método p-y é baseado em um modelo massa-mola, em que se considera a estaca como sendo uma viga apoiada sobre uma fundação elástica. A rigidez do solo é comparada à de um conjunto infinito de molas elásticas independentes com pouco espaçamento entre si (modelo de solo de Winkler, Figura 3). A proporção entre a resistência do solo e a deformação da estaca é dada pelo módulo de reação do solo, que pode ser estimado pelo programa de análise geotécnica segundo as abordagens de Pochman & Simek (1989), Bowles (1997), CSN 73 1004 (1981), Matlock & Reese (1956) ou Vesic (1977).

Neste método, fazem-se algumas modificações ao modelo idealizado da viga de Winkler, de modo a considerar o comportamento não linear do solo, bem como a interferência da profundidade no cálculo do módulo de reação lateral. Ademais, o método pode ser aplicado a solos estratificados e tem sido utilizado para se estimar resultados em longo prazo, as curvas p-y não dependem da geometria nem da rigidez da estaca. Uma vez definidas as curvas p-y é possível resolver problemas de estacas carregadas transversalmente a partir de um processo numérico iterativo para estimar a deflexão lateral, a rotação, o momento fletor, bem como a força cortante e a reação do solo para quaisquer profundidades (Prakash & Sharma, 1989). Ruigrok (2010) afirma ainda que a relação p-y pode ser dada a partir de curvas obtidas

experimentalmente e que o uso delas torna o modelo fácil de ser aplicado, uma vez que poucos dados do solo são necessários. Em contrapartida, o método ignora a continuidade do solo e a resistência do solo ao cisalhamento, o que pode acarretar erros significativos para grandes deslocamentos.

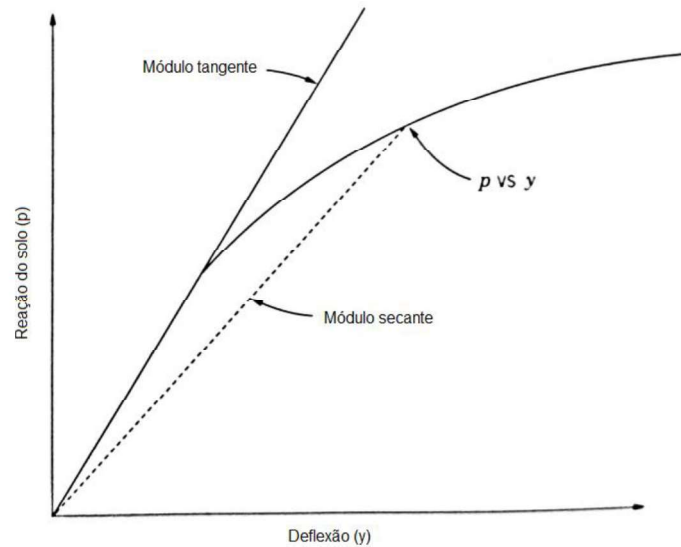


Figura 1 - Curva p-y típica
Fonte: Prakash & Sharma, 1989.

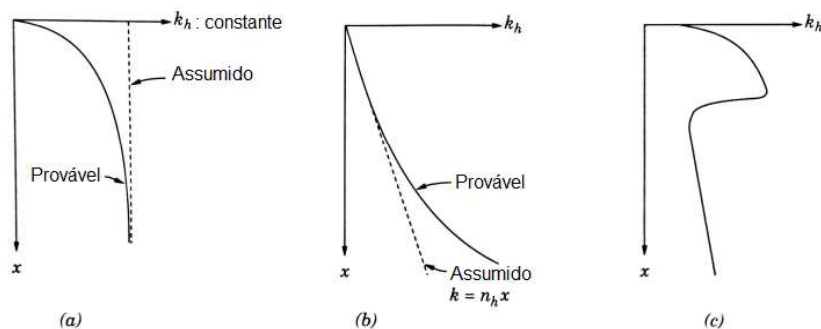


Figura 2 - Variação do módulo de reação do subsolo com a profundidade
Fonte: Prakash & Sharma, 1989.

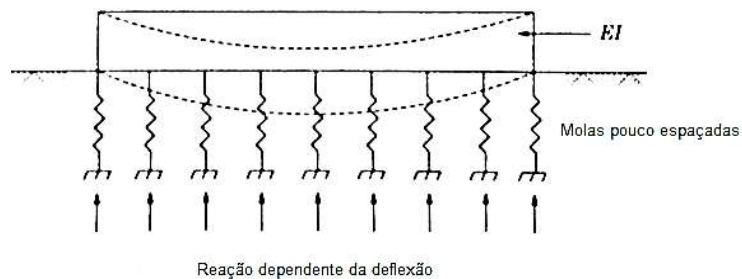


Figura 3 - Ilustração do modelo de solo de Winkler
Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.6 (adaptada)

3. Programa de Trabalho

Primeiramente, foi necessário elencar os métodos disponibilizados pelo programa de análise geotécnica, que são usados como base para se estimar os esforços solicitantes e capacidade

resistente da fundação. Na Tabela 1 estão apresentados os métodos de análise para a estimativa da distribuição de esforços horizontais no solo, da capacidade de carga axial e do assentamento da estaca.

Tabela 1 - Métodos disponibilizados no programa de análise geotécnica

Tipos de análise	Métodos de análise		
	Formulação teórica	Condição	Método
Capacidade de carga axial	Teoria clássica	Solo drenado	NAVFAC DM 7.2
			CSN 73 1002
	Solo não drenado	Método da tensão efetiva	
		NAVFAC DM 7.2	
Método da mola	Solo compressível	MEF	
Distribuição dos esforços horizontais	Deformação linear do solo	Solo homogêneo	Broms, 1964
	Deformação não linear do solo (Método p-y)	Reação horizontal do solo constante	Pochman & Simek, 1989
			Vesic, 1977
		Reação horizontal do solo linear	CSN 73 1004 (coesivos)
	Deformação linear do solo	-	Bowles, 1997
CSN 73 1004 (não coesivos)			
Deformação não linear do solo	Carga estática	Matlock & Reese, 1956 (não coesivos)	
Assentamento	Deformação linear do solo	-	Poulos & Davis, 1980
	Deformação não linear do solo	Carga estática	Masopust, 1994

Dentre os métodos de análise, foram selecionados os mais apropriados para cada estudo de caso. Sendo assim, o método escolhido para a análise da capacidade de carga vertical foi o proposto pelo NAVFAC DM 7.2, pois é o único aplicável tanto a solos drenados e não drenados. Quanto aos esforços horizontais, a escolha da abordagem depende do tipo e das condições de drenagem dos solos. Nos casos de solos arenosos, foram escolhidos os métodos de análise segundo a CSN 73 1004, Bowles (1997) e Matlock (1956), pelo fato de satisfazerem a condição de distribuição linear do módulo de reação do solo com a profundidade. No caso da argila mole (normalmente consolidada), somente a abordagem de Bowles (1997) poderia ser aplicada a solos não coesivos com módulo de reação horizontal de comportamento linear. Ainda, para o caso de argila dura (sobreconsolidada), cujo módulo de reação horizontal é constante com a profundidade, os métodos de Pochman & Simek (1989), Vesic (1977) e CSN 73 1004 foram utilizados nos modelos de análise.

Finalmente, em relação ao assentamento, foram aplicados ambos os métodos disponibilizados pelo programa: segundo Poulos & Davis (1980) e Masopust (1994), em que foram geradas curvas carga-assentamento, onde a capacidade de carga das estacas foi estimada com base no assentamento crítico da fundação ou então limitada a 25 mm (o menor entre os valores).

Após definidos os métodos de análise, os casos de estudos puderam ser enfim definidos (Tabela 2); eles consistem em 14 modelos matemáticos de uma estaca cilíndrica de concreto armado, moldada em diferentes tipos de solos e estratigrafias, com variações nas características geométricas da estaca, bem como nos parâmetros mecânicos dos solos.

Os parâmetros físicos de cada tipo de solo foram estabelecidos de acordo com os intervalos típicos sugeridos na bibliografia e pelo próprio programa geotécnico. Para cada modelo matemático, foram definidos valores invariáveis para o peso específico e o coeficiente de Poisson, enquanto que o ângulo de atrito interno, coesão, módulo de deformabilidade, coeficiente de reação unitária e coeficiente de impulso foram alternados, a fim de se constatar a influência de cada um na distribuição de esforços e deslocamentos da fundação.

O modelo geométrico utilizado neste estudo está apresentado na Figura 4. No programa de cálculo, se assume a estaca como sendo um elemento estrutural de barra (bidimensional), cujo domínio foi subdividido em 20 elementos finitos, independentemente das dimensões. As variações na geometria da estaca e nos parâmetros mecânicos do solo estão indicados na Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5, respectivamente, e, em todos os casos, o limite de sondagem foi assumido a 30 m de profundidade.

Tabela 2 - Casos de estudo

Modelo Matemático	Caso de Estudo	Tipo de solo	Métodos de análise		
			Capacidade de carga axial	Assentamento	Esforços Horizontais
1	1	Areia média	NAVFAC DM 7.2	Poulos	CSN 73 1004
2					Bowles
3				Matlock & Reese	
4				Masopust	Bowles
5	2	Areia média / densa	NAVFAC DM 7.2	Poulos	CSN 73 1004
6					Bowles
7				Matlock & Reese	
8	3	Argila mole	NAVFAC DM 7.2	Poulos	Bowles
9				Masopust	
10	4	Argila dura	NAVFAC DM 7.2	Poulos	Vesic
11					CSN 73 1004
12				Pochman & Simek	
13				Vesic	
14				Masopust	

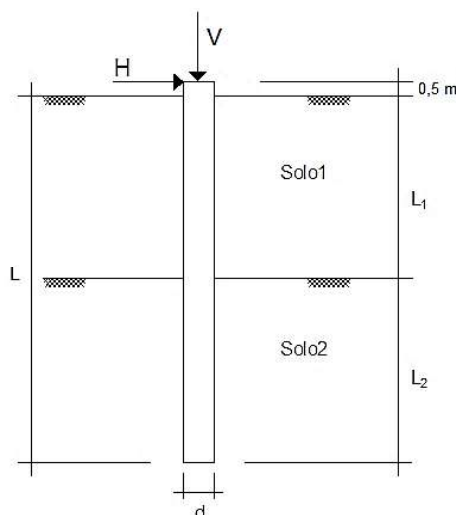


Figura 4 - Modelo matemático de estaca carregada transversalmente

Tabela 3 - Parâmetros e variáveis geométricas da estaca

Parâmetros da estaca	Símbolo	Unidade	Valor
Comprimento	L	[m]	10, 15 e 20
Diâmetro	D	[m]	0,4, 0,6 e 0,8
Módulo de deformabilidade do concreto	E_{def}	[GPa]	29
Coefficiente de Poisson do concreto	ν	[-]	0,2
Razão entre as espessuras dos estratos	L_1/L_2	[-]	0,33; 0,50; 1,0; 2,0 e 3,0
Resist. característica do concreto à compressão	f_{ck}	[MPa]	20
Resist. característica do concreto à tração	f_{ct}	[MPa]	2,2
Módulo de elasticidade do concreto	E_{cm}	[GPa]	29
Tensão de escoamento característica do aço	f_{yk}	[MPa]	500
Módulo de elasticidade do aço	E	[GPa]	200

Por fim, o dimensionamento estrutural adotado neste estudo teve como base as recomendações do Eurocódigo 1 (EN 1991) para os coeficientes parciais de segurança de majoração dos esforços e o Eurocódigo 7 (EN 1997) para a minoração da resistência do solo da fundação no estado limite último. Nesse sentido, admitiu-se em todos os modelos um carregamento de projeto permanente de 1.000 kN de carga axial e 200 kN de carga horizontal, transmitido à cabeça da estaca, cuja cota de arrasamento está 50 cm acima do nível do terreno - no caso de assentamento, a análise é feita com base no assentamento crítico da fundação (na ruptura) ou então limitado a 25 mm por questões construtivas.

Tabela 4 - Parâmetros físicos e mecânicos dos solos arenosos

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor	
			Areia média	Areia densa
Coeficiente de Poisson	ν	[-]	0,35	0,35
Peso específico seco	γ	[kN/m ³]	19	21
Peso específico saturado	γ_{sat}	[kN/m ³]	21	23
Módulo de deformabilidade do solo	E_{def}	[MPa]	50	150
Coeficiente de reação unitária	k^1	[MN/m ³]	180, 195 e 210	240
Ângulo de atrito interno	ϕ'	[°]	35, 37 e 39	40
Coeficiente de impulso lateral	K	[-]	1,46; 1,56 e 1,66	1,72

¹: nos métodos de Matlock & Reese (1956) e CSN 73 1004, este parâmetro é calculado com base no módulo de compressibilidade horizontal (n_h), assumido em ambos como 4,5 MN/m³.

Tabela 5 - Parâmetros físicos e mecânicos dos solos argilosos

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor	
			Argila Mole	Argila Dura
Coeficiente de Poisson (drenado)	γ	[-]	0,40	0,40
Coeficiente de Poisson (não drenado)	γ	[-]	0,49	0,49
Peso específico seco	Γ	[kN/m ³]	18,5	19
Peso específico saturado	γ_{sat}	[kN/m ³]	20,5	21
Módulo de deformabilidade do solo	E_{def}	[MPa]	2	10, 15 e 20
Coeficiente de reação unitária	K	[MN/m ³]	10, 20 e 30	Função do E_{def}
Parâmetros em tensões efetivas				
Ângulo de atrito interno	ϕ'	[°]	13; 15 e 17	28, 30 e 32
Coeficiente de impulso lateral	K	[-]	1,0; 1,5 e 2,0	1,1; 1,3 e 1,5
Parâmetros em tensões totais				
Coesão não drenada do solo	c_u	[kPa]	20, 30 e 40	150, 175 e 200

4. Resultados e Discussões

Foram realizadas análises da capacidade de carga axial, do assentamento e da distribuição de esforços e deformações horizontais por diferentes métodos de análise teórica. Verificou-se que essas análises são absolutamente independentes entre si, ou seja, o carregamento transversal não causa efeito sobre a capacidade de carga axial nem sobre o assentamento da estrutura e as recíprocas são verdadeiras.

Em relação à capacidade de carga axial pelo método da NAVFAC 7.2 DM, em solo composto por areia média, como pode ser observado na Figura 5 e Figura 6, nota-se que quanto menor o diâmetro e maior o comprimento, mais há contribuição da resistência pela base e maior é a capacidade de carga por volume escavado. Além disso, o acréscimo do ângulo de atrito foi mais favorável ao aumento da resistência de ponta do que por atrito lateral.

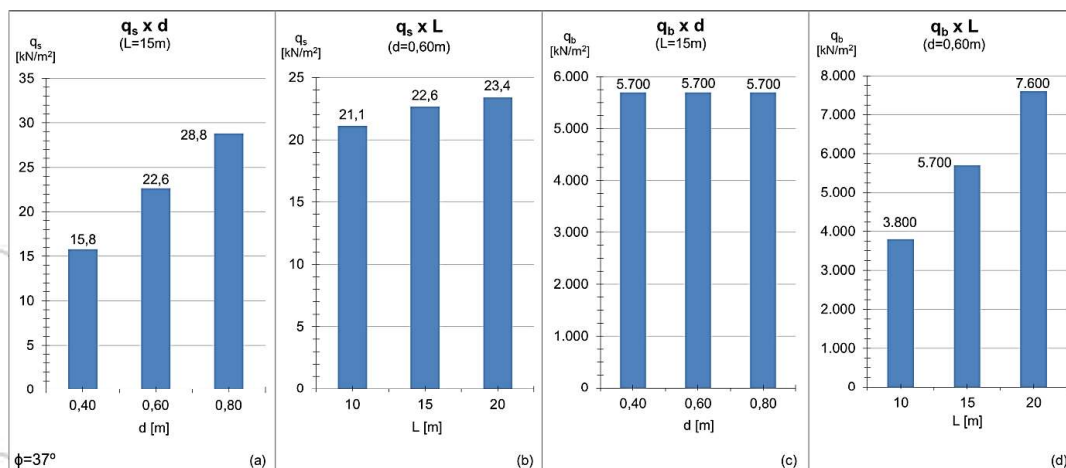


Figura 5 - Variação das tensões normal e de cisalhamento no solo devida à alteração da geometria de estacas em areia média

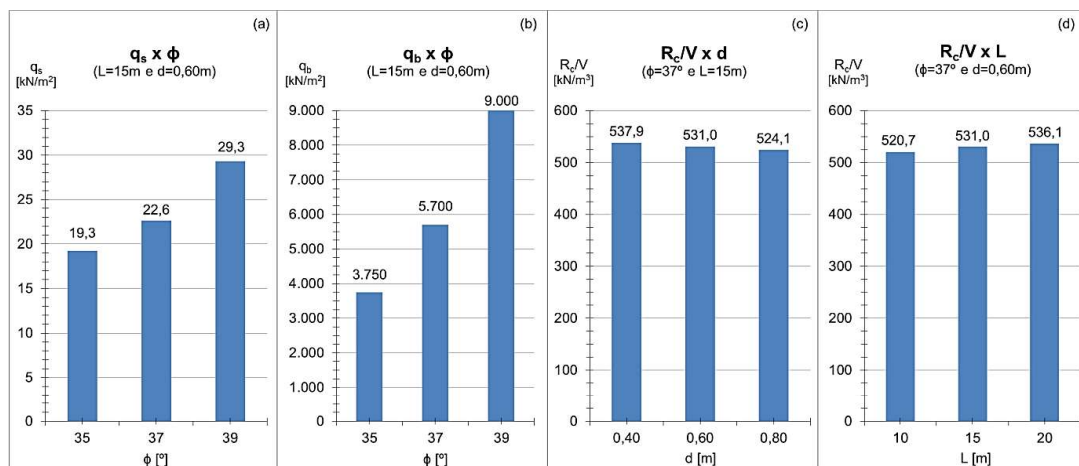


Figura 6 - Variação das tensões no solo pela alteração do ângulo de atrito (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em areia média

Quanto ao solo de areia média sobre areia densa, conclui-se que o aumento da espessura da camada de areia média levou à redução da tensão ao longo do fuste, à diminuição da capacidade de carga por volume e ao aumento da contribuição da resistência pela base.

Para argila mole drenada, o acréscimo do ângulo de atrito resultou em aumentos similares das parcelas de resistência axial, sendo a resistência por atrito lateral sempre mais significativa que a de ponta. Em argila dura drenada, porém, o acréscimo do ângulo de atrito resultou aumento mais significativo da resistência de ponta e para ganho da capacidade de carga por volume escavado, é sempre mais válido aumentar o comprimento que o diâmetro da estaca.

Além disso, tanto em argila mole não drenada quanto em argila dura não drenada, o acréscimo da coesão resultou em aumentos lineares de ambas as parcelas de resistência axial (Figura 7). Notou-se também que a variação da geometria da estaca não gerou qualquer efeito sobre a tensão ao longo do fuste nem sobre a tensão na ponta. Ainda, observou-se que a capacidade resistente da estaca se deu majoritariamente por atrito lateral.

Por fim, em ambos os tipos de solo, quanto menores o diâmetro e o comprimento, maior a capacidade de carga por volume escavado (ver Figura 8); ou seja, em situação de necessidade de acréscimo da capacidade resistente da fundação, a solução mais apropriada seria utilizar as menores dimensões possíveis e aumentar o número de estacas.

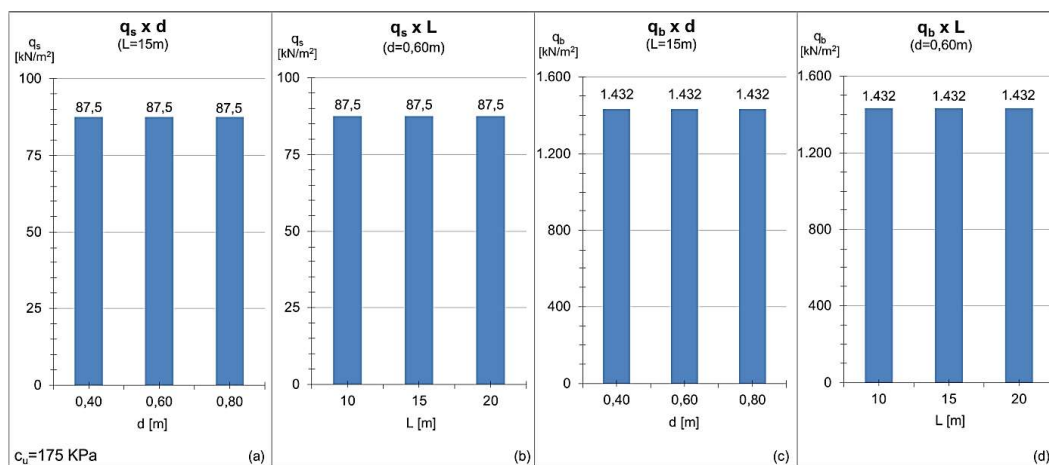


Figura 7 - Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila dura não drenada

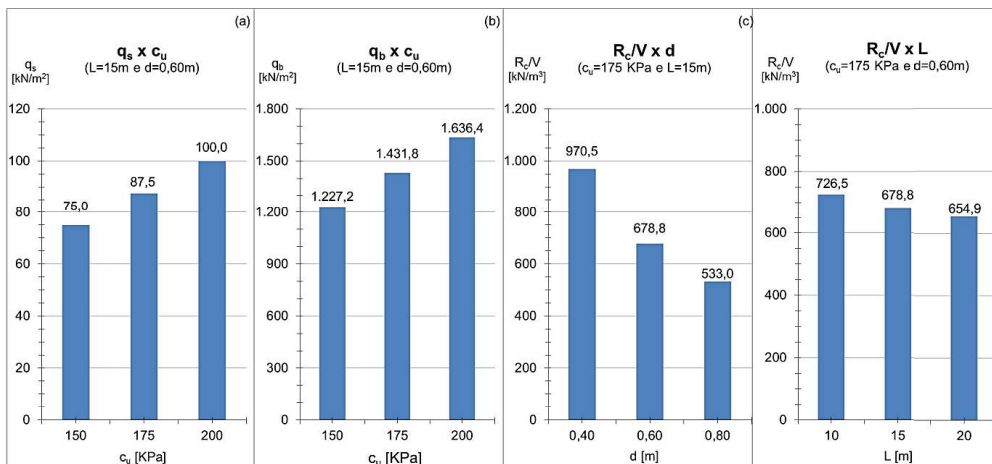


Figura 8 - Variação das tensões pela alteração da coesão (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em argila dura não drenada

Em relação ao coeficiente de impulso lateral, em nenhum tipo de solo foi observada qualquer influência sobre a tensão de ponta, mas em areia média, argila mole drenada e argila dura drenada, notou-se crescimento da tensão cisalhante linearmente proporcional ao K; enquanto que em solos argilosos não drenados, a variação deste parâmetro não gerou qualquer efeito sobre a resistência da fundação.

Acerca do assentamento de estacas pelo método de Poulos & Davis (1980), em todos os casos de estudo, não foi possível observar padrão de comportamento da variação da geometria nos resultados. Além disso, o acréscimo do coeficiente de impulso lateral fez aumentar linearmente a carga de mobilização lateral e seu respectivo assentamento, assim como o assentamento máximo da fundação.

Ainda, notou-se que em todos os casos, a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparadas às flutuantes (ver exemplo na Figura 9); percebeu-se que essa variação depende do comprimento e do diâmetro, porém não depende do ângulo de atrito nem da coesão do solo. Em estacas flutuantes, o assentamento máximo foi sempre o dobro do assentamento de mobilização do atrito lateral.

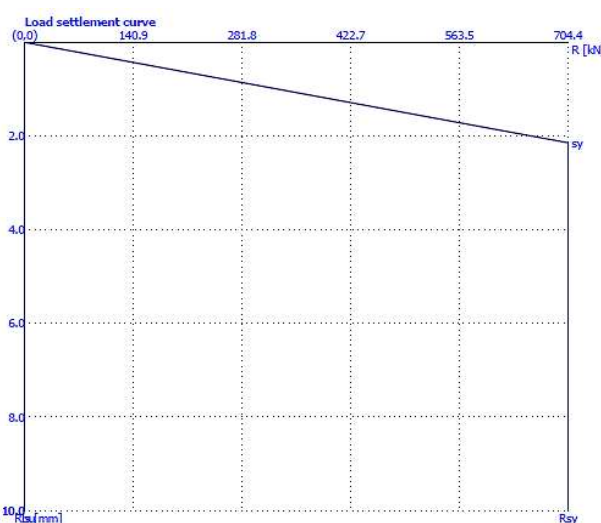


Figura 9a - Assentamento para estacas flutuantes segundo Poulos & Davis (1980)



Figura 9b - Assentamento para estacas de ponta segundo Poulos & Davis (1980)

Na estimativa do assentamento pelo método de Masopust (1994), a única variável é o módulo de elasticidade do solo. Assim, não foram percebidas influências nos resultados devidas à variação do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral, módulo de reação horizontal ou qualquer outro parâmetro mecânico do solo, nem das condições de drenagem. Verificou-se graficamente (Figura 10) que o assentamento cresce de maneira aproximadamente linear até atingir determinada carga, a partir da qual ocorre aumento abrupto da deformação do solo. Assim, foi possível aproximar a curva carga-assentamento a duas retas tangentes, cuja interseção foi assumida como sendo a coordenada carga crítica vs. assentamento crítico. Ademais, a carga crítica é linearmente proporcional ao diâmetro e comprimento da estaca.

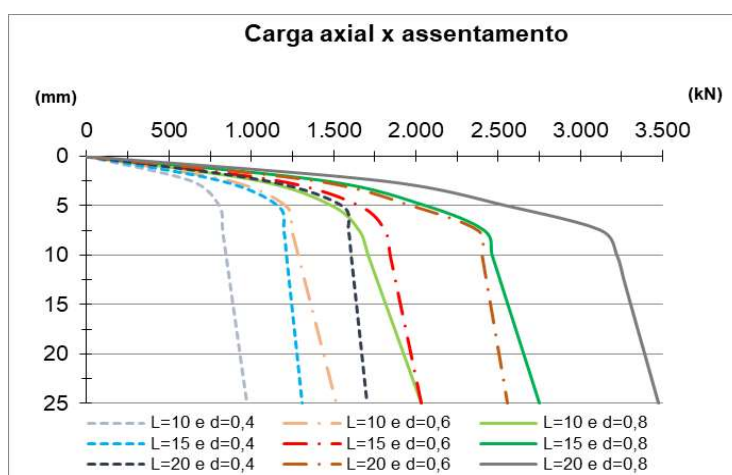


Figura 10 - Exemplo de comportamento da curva carga-assentamento (Masopust, 1994)

Ainda, notou-se que para estacas de mesmo diâmetro, as retas tangentes às respectivas curva carga-assentamento são aproximadamente paralelas umas às outras. Partindo deste pressuposto, percebeu-se que a variação do comprimento das estacas acarreta translação das retas tangentes; isto é, a inclinação da curva é principalmente dependente do diâmetro da estaca, enquanto o comprimento influencia, sobretudo, na amplitude horizontal da curva.

Acerca da distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais pelo Método p-y, não foi notada qualquer interferência devida à alteração do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral e condições de drenagem do solo. Percebeu-se que os resultados são mais dependentes do diâmetro que do comprimento e o formato das curvas de distribuição de esforços e deformações tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo a variação do comprimento notada por ligeira translação do gráfico (Figura 11).

Para solo composto por areia média segundo o método de Bowles (1997), observou-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implica, de modo geral, crescimento dos valores máximos da deflexão (y), rotação (θ) e momento fletor (M) e redução do módulo de reação horizontal (k_h). Ainda, percebeu-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro acarretou redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, com exceção do momento fletor.

Quanto ao coeficiente de reação unitária, notou-se graficamente que a sua alteração implica pouca variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Verificou-se também acréscimo dos valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral e redução da deflexão, rotação e momento fletor. Ainda, percebeu-se que os valores da deflexão e tensão normal lateral os mais sensíveis à variação de k_h .

Em relação às diferentes abordagens teóricas, tomando como base de comparação os resultados obtidos pelo método de Bowles (1997), percebeu-se que para a maioria dos valores máximos e mínimos, o método da CSN 73 1004 gera resultados inferiores, exceto para a tensão normal lateral. Quanto ao método de Matlock & Reese (1956), os resultados foram geralmente mais próximos aos do método de Bowles (1997) e as maiores disparidades foram percebidas para y e θ .

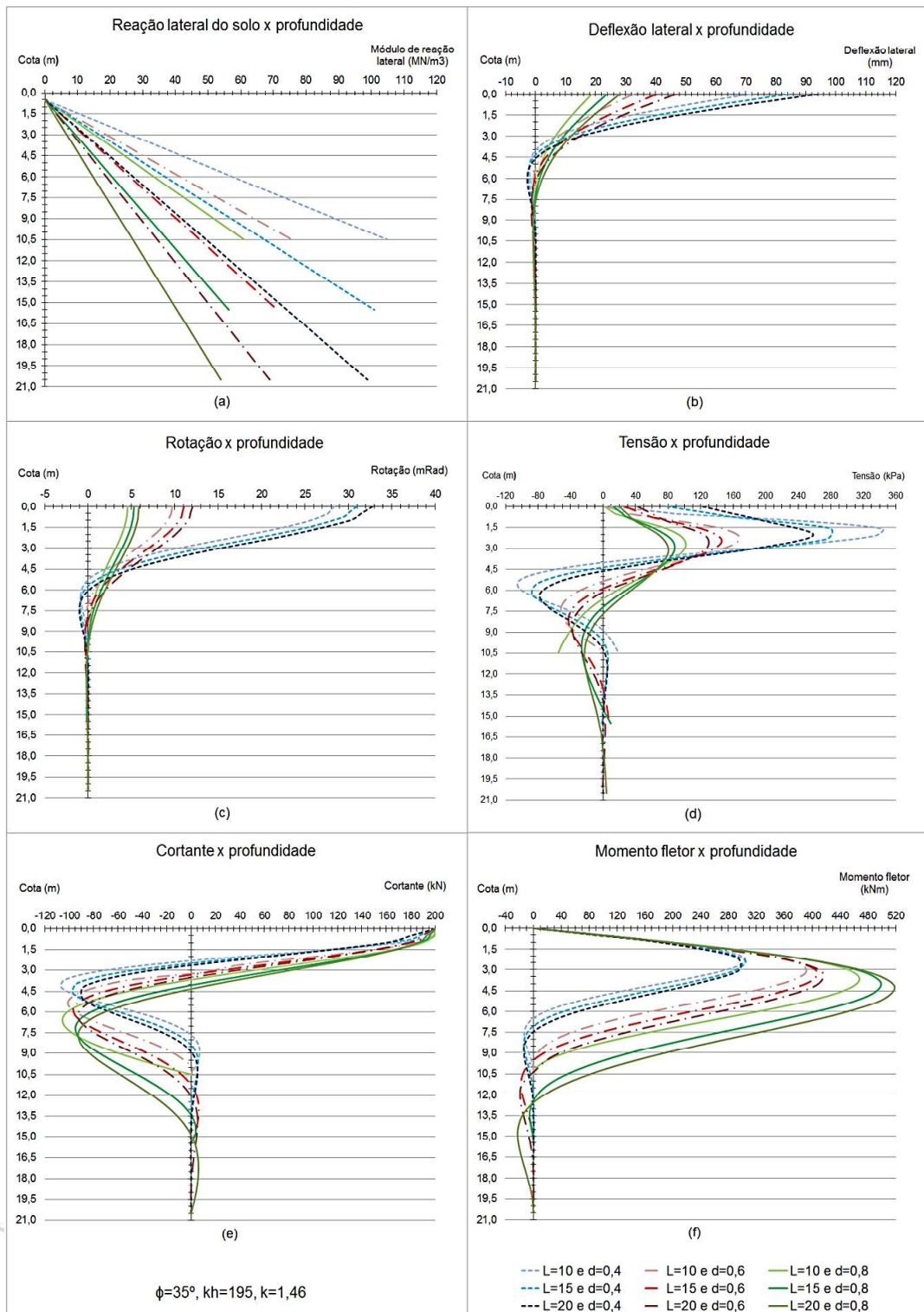


Figura 11 - Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média com comprimento e diâmetro variáveis - método de Bowles (1997)

Em solo de argila mole pelo método de Bowles (1997), notou-se que o aumento do comprimento da estaca implicou crescimento dos valores máximos da deflexão, rotação e momento fletor e redução do módulo de reação e da tensão normal lateral. Ademais,

percebeu-se que o aumento do diâmetro da estaca acarretou redução dos esforços e deslocamentos máximos, exceto do momento fletor.

Com relação à alteração do coeficiente de reação unitária, constatou-se acréscimo dos valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral e redução da deflexão, rotação e momento fletor. Notou-se que a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à metade da variação do k_h , sendo y e θ os mais sensíveis à variação deste parâmetro.

Por fim, em solo de argila dura pelo método de Vesic (1977), notou-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implicou acréscimo dos valores máximos da deflexão, rotação e momento fletor e redução da tensão normal lateral. Ainda, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro da estaca implicou redução dos esforços e deslocamentos máximos, exceto do momento fletor.

Quanto à alteração do módulo de deformabilidade do solo, notou-se graficamente considerável variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Ademais, o aumento de E_{def} elevou os valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral e reduziu a deflexão, rotação e momento fletor. Ainda, a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à metade da variação percentual do próprio módulo de deformabilidade, sendo y e θ os mais sensíveis a este parâmetro.

Finalmente, tendo como base de comparação o método de Vesic (1977), a maioria dos resultados gerados pelo método da CSN 73 1004 foram inferiores, com exceção da rotação; notou-se também que quanto maior a dimensão da estaca, mais similares são os resultados entre os métodos. Quanto ao método de Pochman & Simek (1989), os resultados foram em geral mais próximos aos de Vesic (1977), cujas diferenças foram notadamente padronizadas em todos os casos, sendo geralmente superiores para y , θ e M e inferiores para k_h e p .

5. Conclusão

A partir da apreciação dos resultados gerados através do programa de análise geotécnica, conclui-se que os métodos para a estimativa da capacidade de carga axial, dos esforços e deslocamentos horizontais, bem como do assentamento de fundações profundas são totalmente independentes entre si.

Além disso, tratando-se dos esforços e deslocamentos horizontais pelo Método p-y, não foi observada qualquer influência nos resultados pela variação do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral nem das condições de drenagem dos solos.

Ainda, percebeu-se que os resultados são mais dependentes do diâmetro que do comprimento e o formato das curvas de distribuição de esforços e deformações tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo a variação do comprimento notada por ligeira translação do gráfico. Logo, caso haja necessidade de redução da tensão lateral no solo ou da deflexão lateral da estaca, é mais efetivo o acréscimo do diâmetro que do comprimento.

Por fim, quanto às diferentes abordagens teóricas, verificou-se que todas apresentaram curvas p-y similares, sendo as diferenças entre os resultados gerados devidas à utilização de método mais ou menos conservador para a estimativa do módulo de reação lateral do solo.

6. Referências

Naval Facilities Engineering Command - NAVFAC. *Foundations and Earth Structures: Design Manual 7.02*. NAVFAC Publications Transmittal, Alexandria/VA (Estados Unidos), 1986

Budhu, M. *Fundações e Estruturas de Contenção*. LTC, Rio de Janeiro, 2013.

Prakash, S. & Sharma, H. D. *Pile Foundations in Engineering Practice*. Wiley-Interscience Publication, Nova Iorque (Estados Unidos da América), 1989.

Ruigrok, J. A. T. *Laterally Loaded Piles - Models and Measurements*. Faculdade de Engenharia Civil e Geociência da Universidade Técnica de Delft, Delft (Países Baixos), 2010