

Capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo típico da cidade de Maringá –Pr.

Jorge Luis Augusto Almada

Universidade Estadual de Maringá – UEM, Maringá – PR, Brasil, almadaeng@gmail.com

Eduardo Vedovetto Santos

Universidade Estadual de Maringá–UEM, Maringá – PR, Brasil, vedovetto@gmail.com

Raquel L. G. F. Ricciardi

Universidade Estadual de Maringá – UEM – PR, Brasil, coordenacaocivil@feitep.edu.br

Verônica Ricken Marques

Universidade Estadual de Maringá – UEM – PR, Brasil, v.ricken.marques@gmail.com

Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

Universidade Estadual de Maringá – UEM, Maringá – PR, Brasil, jhcreis@uem.br

Antonio Belincanta

Universidade Estadual de Maringá – UEM, Maringá – PR, Brasil, abelincanta@hotmail.com

RESUMO: Na cidade de Maringá – PR, as obras de pequeno porte utilizam estacas escavadas de pequeno diâmetro sem fluido estabilizante, executadas na camada superficial de solo argilo-siltoso, laterítico e colapsível. Este artigo tem como objetivo avaliar aplicabilidade dos métodos semi-empíricos Aoki e Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978), Peixoto (2001), e do método Empírico – Maringá/Pr, bem como da influência do umedecimento do solo na capacidade de carga de duas estacas escavadas, sem fluido estabilizante, com diâmetro nominal de 25 cm, comprimento de 6 m, executadas no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá (UEM). Na análise foram consideradas as cargas de ruptura obtidas em provas de carga, efetuadas com carregamento lento, preconizado pela norma NBR 12.131/2006. Os métodos de estimativa de capacidade de carga aqui analisados, se mostraram conservadores frente aos valores reais obtidos nas provas de carga, excetuando-se o método Empírico – Maringá/Pr quando do solo umedecido.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca escavada, prova de carga, capacidade de carga, curva carga-recalque.

1 INTRODUÇÃO

O município de Maringá está localizado na Região Noroeste do Estado do Paraná, é um município jovem e em franco processo de crescimento e urbanização, sendo segundo o IBGE a sétima maior cidade da Região Sul, com população em 2015 de 397.437 habitantes.

No que diz respeito à geologia, a cidade de Maringá-Pr, está assente sobre a Formação

Serra Geral que se constitui de rochas vulcânicas básicas do tipo basalto maciço ou vesicular, de coloração escura, com a presença marcante na sua composição mineralógica de plagioclásio, piroxênio-augita e magnetita.

A camada de solo superficial, resultante de um intenso processo de intemperismo dessas rochas basálticas, é constituída de solo argiloso, laterítico, do tipo latossolo vermelho fêrrico, com índices de vazios variando de 1,5 a 2,3,

porosidade de até 70% e teor de umidade natural variando de 29 a 35%. Este solo, conforme resultado de ensaios realizados na Universidade Estadual de Maringá é considerado metaestável, com tendência ao colapso quando do aumento da umidade.

Devido ao fato do solo superficial típico desta região ser de espessura considerável, normalmente estável na perfuração e com ausência do lençol freático, a maioria das fundações das obras de pequeno porte é executada com estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, com fuste totalmente embutido nesta camada superficial.

Segundo Décourt (2002), as argilas lateríticas apresentam propriedades de rigidez superiores às de outras argilas não lateríticas, com valores de N_{SPT} semelhantes. Por si só, esta característica torna conservadores os métodos tradicionais de dimensionamento de estacas, tais como: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e também Peixoto (2001), quando da comparação com os resultados obtidos em provas de carga. Este fato se observa nos solos lateríticos de Maringá, que também se mostram colapsíveis, com sensível aumento da deformabilidade e redução da capacidade de carga, quando de umedecimento intenso.

Portanto as fundações de edificações implantadas nestes solos podem se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente podem sofrer um recalque adicional, quando do aparecimento de uma fonte de água que eleve a umidade do solo.

Neste sentido este artigo apresenta resultados de provas de carga realizadas em duas estacas escavadas, sem fluido estabilizante, de pequeno diâmetro, comprimento de 6 m, sendo uma estaca ensaiada com solo na umidade natural e a outra com solo umedecido, ambas executadas no Campo Experimental de Geotecnia da UEM.

2 SOLOS DO CAMPO EXPERIMENTAL

O Campo Experimental de Geotecnia da UEM está localizado no Campus Sede da Universidade Estadual de Maringá, com um subsolo típico da cidade de Maringá, para locais de alta e média vertente.

Na Tabela 1, são apresentados na forma de resumo os valores médios de N_{SPT} e de torque máximo, ao longo da profundidade, provenientes de quatro sondagens de simples reconhecimento, realizadas no Campo Experimental de Geotecnia da UEM.

Tabela 1. Perfil típico do subsolo, Campo Experimental de Geotecnia da UEM. Fonte: Belincanta (1998).

Prof. (m)	Descrição do solo	N_{SPT}		$T_{MAX.}$ (kgf.m)	
		Médio	Desvio padrão	Médio	Desvio Padrão
1	Argila siltosa marrom avermelhado consistência: de mole à média. Solo evoluído	1,99	0,29	1,07	0,34
2		1,98	0,18	1,40	0,32
3		2,79	0,35	1,75	0,27
4		3,48	0,64	2,21	0,48
5		4,08	0,63	2,48	0,54
6		4,80	0,52	3,13	1,13
7		4,97	0,78	4,39	0,50
8		6,20	1,32	5,72	1,38
9		6,59	0,82	6,82	1,76
10	Argila siltosa variegada, com consistência: de média à rija. Solo residual de basalto	8,89	2,94	13,61	4,68
11		10,40	2,13	18,50	4,87
12		11,14	0,94	21,38	1,89
13		13,49	1,58	26,58	3,00
14	OBS: Nível do lençol freático 15,70m	13,76	1,44	23,83	5,32
15		13,07	6,90	19,98	10,74
16		19,54	1,46	22,00	3,46
17		35,22	4,02	39,00	4,02

Neste local, a camada superficial é constituída de solo argiloso tropical, evoluído, do tipo latossolo vermelho férrico, proveniente da alteração de basalto, poroso, de cor marrom avermelhado, com teor de argila variando de 52 a 78%, silte de 15 a 35% e areia de 5 a 10%, com espessura aproximada de nove metros. Nas Tabelas 2 e 3, com referência a esta camada de solo superficial, são apresentados os índices físicos e parâmetros de comportamento, típicos.

Tabela 2. Valores típicos dos índices físicos do solo da camada superficial. Fonte: Gutierrez et. al. (2004).

Peso específico natural	12,5 - 16,5 (kN/m ³)
Peso específico dos grãos	29,7 - 30,7 (kN/m ³)
Umidade natural	29 - 35%
Grau de saturação	37 - 70%
Índice de vazios	1,50 - 2,30
Porosidade	60 - 70%
Fração argila	52 - 78%
Fração silte	15 - 38%
Fração areia	5 - 10%
Limite de liquidez (LL)	53 - 61%
Limite de plasticidade (LP)	39 - 45%
Índice de plasticidade	14 - 22%

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos típicos do solo da camada superficial. Fonte: Gutierrez et. al. (2004).

Tensão de pré-adensamento	$N_{SPT}/0,020$ a $N_{SPT}/0,035$ (kN/m ²)
Índice de compressão natural	0,500 - 0,750
Ângulo de atrito interno (efet.)	27 – 32 (graus)
Intercepto de coesão (efet.)	10 – 30 (kN/m ²)
Envoltória característica (efet.)	$10 + \sigma' \tan 30^\circ$ (kN/m ²)
Coeficiente de permeabilidade	10^{-3} (cm/s)
Peso esp. ap.seco máx (E.N.)	14,0 – 15,5 (kN/m ³)
Umidade ótima (E.N.)	28 – 34 (%)
CBR (E. N.)	7 – 25 (%)
Expansão (E.N.)	0,1 – 0,3 (%)

Nota: E.N. – energia normal

3 ESTACAS ESCAVADAS

As estacas escavadas, executadas acima do lençol freático, sem a utilização de revestimento ou fluido estabilizante, perfuradas com trado mecânico ou manual, com concretagem posterior, são um tipo de fundação profunda, prevista pela NBR 6.122/2010.

Pelo fato da perfuração com trado mecânico deixar solo solto junto à extremidade inferior da estaca, o contato direto do concreto com o solo natural fica comprometido, portanto na estimativa da capacidade de carga não se deve considerar a resistência de ponta.

A capacidade de carga de um elemento de fundação, também denominada de carga de ruptura, é definida pela norma NBR 6.122/2010 como o valor da carga aplicada a esse elemento, que provoca deslocamento que compromete a segurança e/ou desempenho da estrutura.

Para a obtenção da estimativa da capacidade de carga em fundações profundas existem atualmente os métodos teóricos (racionais), semi-empíricos e empíricos.

Na engenharia nacional é comum a utilização dos métodos semi-empíricos que relacionam grandezas medidas nos ensaios *in situ*, como CPT, SPT e SPT-T, diretamente com a capacidade de carga das estacas.

Na ausência de investigação geotécnica, para obras de pequeno porte na região de Maringá - Pr, tem sido de uso corrente no cálculo da carga de trabalho das estacas, a utilização de valores empíricos, estabelecidos pela prática regional, sendo estes valores tabelados em função do tipo da estaca, do diâmetro e da profundidade,

Belincanta e Reis (2003).

No Brasil, dentre os métodos semi-empíricos, destacam-se os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), com as devidas alterações posteriores, como aquelas apresentadas por Décourt (1996).

Deve-se ressaltar também que Peixoto (2001) propôs um método semi-empírico de dimensionamento, baseado em Ranzini (2000), utilizando nos cálculos os torques máximos obtidos em sondagem SPT-T.

4 PROVAS DE CARGA

As provas de carga são ensaios realizados em campo que possibilitam verificar o desempenho de um elemento de fundação. Classificadas em dois grupos principais, estáticas e dinâmicas, podem ser realizadas nos diversos tipos de fundações.

A NBR 12.131/2006 estabelece critérios para a execução de provas de carga estática, cujo objetivo é o de determinar a capacidade de carga de estacas, para isto preconiza três tipos de carregamento: lento, rápido e misto.

As provas de carga com carregamento lento se caracterizam pela aplicação da carga em incrementos iguais e sucessivos e pela estabilização do recalque em cada incremento de carga aplicado.

Na análise dos resultados das provas de carga, quando da não presença da ruptura nítida, de posse da curva carga-recalque, tem-se na prática utilizado tanto os métodos que contemplam ajustes de curva matemática, como é o caso dos métodos de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976) e de Chin-Kondner apresentado por Chin (1970) e discutido por Fellenius (2014), bem como aqueles métodos que se utilizam de um deslocamento limite, como é o caso dos métodos propostos pela NBR 6.122/2010, e por Terzaghi (1942).

5 MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais e métodos utilizados neste trabalho são apresentados e discutidos na sequência.

5.1 Execução das Estacas

As duas estacas ensaiadas foram escavadas com trado mecânico sem fluido estabilizante, no diâmetro de 26 cm (diâmetro nominal 25 cm), e comprimento de fuste de 6 m, denominadas de E302 e E306. Na perfuração destas estacas permitiu-se o avanço do trado além da cota prevista, ajustando-se posteriormente esta cota com o lançamento de solo, sem a utilização de qualquer processo de densificação do mesmo. Desta maneira, devido à presença de solo solto abaixo da ponta da estaca, desprezou-se a parcela de resistência de ponta, quando da estimativa da capacidade de carga.

As estacas foram armadas apenas nos primeiros 1,5 m, com seis barras longitudinais de aço CA50 de 8 mm de diâmetro, com estribos a cada 10 cm. A concretagem foi realizada em conformidade com a norma NBR 6.122/2010, sendo no mesmo dia da perfuração, com concreto de resistência fck 25 MPa, abatimento (slump) 12 cm e módulo de elasticidade estimado de 28.000 MPa.

Para o sistema de reação foram executadas estacas do mesmo tipo, com 6 m de comprimento, armadas com uma mono-barra Incotep 22D.

5.2 Estimativa da Capacidade de Carga

A estimativa de capacidade de carga das estacas ensaiadas foi feita pelos métodos semi-empírico: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Peixoto (2001), e também pela utilização de valores empíricos tabelados em função do diâmetro e da profundidade da estaca, sendo estes valores de uso corrente na região de Maringá – Pr, apresentados por Belincanta e Reis (2003). Neste caso, devido ao processo executivo, desconsiderou-se a parcela de resistência de ponta na estimativa da capacidade de carga.

Os valores da capacidade de carga em função da profundidade, para as duas estacas escavadas de diâmetro 26 cm, estimados pelos métodos mencionados, estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Estimativa de capacidade de carga para as duas estacas escavadas no Campo Experimental da UEM.

Estaca	Prof (m)	Estimativa de carga (kN)			
		Aoki Velloso	Décourt Quaresma	Peixoto	Empírico Maringá/Pr
E302 E306	6,0	40,6	80,8	96,2	120,0

5.3 Umidade do solo

A estaca E302 foi ensaiada com o solo na condição de umidade natural, enquanto que a estaca E306 foi ensaiada com o solo umedecido artificialmente, por meio de uma cava executada ao redor da estaca, com raio de 50 cm contendo 6 furos com 10 cm de diâmetro e profundidade de 35 cm, sendo a cava e os furos preenchidos com material granular. No umedecimento artificial da estaca E306, o sistema foi alimentado com 135 litros de água por dia, num período de 9 dias, simulando uma precipitação de 400 mm. As Figuras 1 e 2 apresentam detalhes do sistema de umedecimento utilizado.

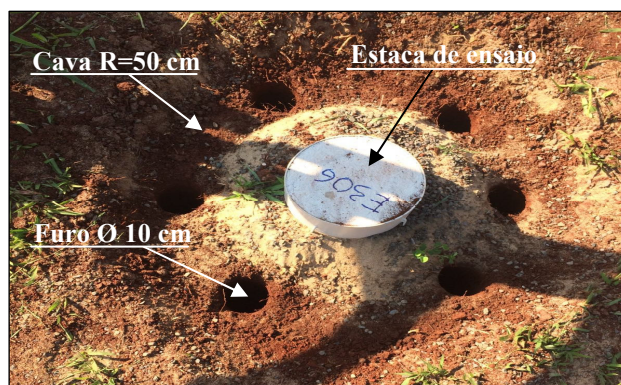


Figura 1. Execução do sistema de umedecimento do solo (cava superficial, com seis furos de 10 cm de diâmetro).



Figura 2. Sistema de umedecimento do solo, antes da cobertura com lona plástica.

Após a execução das provas de carga, para ambas as estacas (E302 com umidade do solo natural e para a estaca E306 com solo umedecido), foram determinados os teores de umidade do solo. Para tanto utilizou-se de um furo de sondagem realizado próximo da estaca de ensaio, com trado manual de diâmetro de 10 cm, com retirada de amostras de solo a cada 30 cm, até a profundidade de 4,2 m. As amostras recolhidas foram acondicionadas e levadas ao laboratório de Mecânica dos Solos da UEM, onde foram determinadas as umidades pelo método da estufa, sendo os valores apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Umidade do solo em função da profundidade, quando da realização das provas de carga.

PROF.	UMIDADE DO SOLO (%)	
	E302	E306
0,30	35,4	35,3
0,60	36,0	37,8
0,90	35,2	36,7
1,20	34,2	37,4
1,50	33,6	37,8
1,80	33,5	37,2
2,10	33,5	37,7
2,40	33,4	37,7
2,70	32,5	37,8
3,00	32,8	38,2
3,30	32,5	36,9
3,60	33,4	36,3
3,90	33,1	36,2
4,20	31,9	34,9
MÉDIA	33,6	37,0

5.4 Provas de carga estática

Na execução das provas de carga estática foi utilizado um sistema adequado para a aplicação de carga de compressão axial no topo da estaca, constituído de: uma reação estável; um macaco com bomba hidráulica; uma célula de carga elétrica com leitora analógico-digital, devidamente aferida; relógios comparadores com resolução de centésimo de milímetro e viga de referência, sendo este sistema apresentado nas Figuras 3 e 4.

As estacas E302 e E306, com comprimento de 6 m, foram ensaiadas com carregamento estático do tipo lento. Sendo estas provas de carga realizadas em conformidade com a norma NBR 12.131/2006, com a aplicação da carga em

incrementos iguais e sucessivos, com a estabilização do recalque em cada incremento de carga aplicado.



Figura 3. Visão geral do sistema utilizado nas provas de carga.

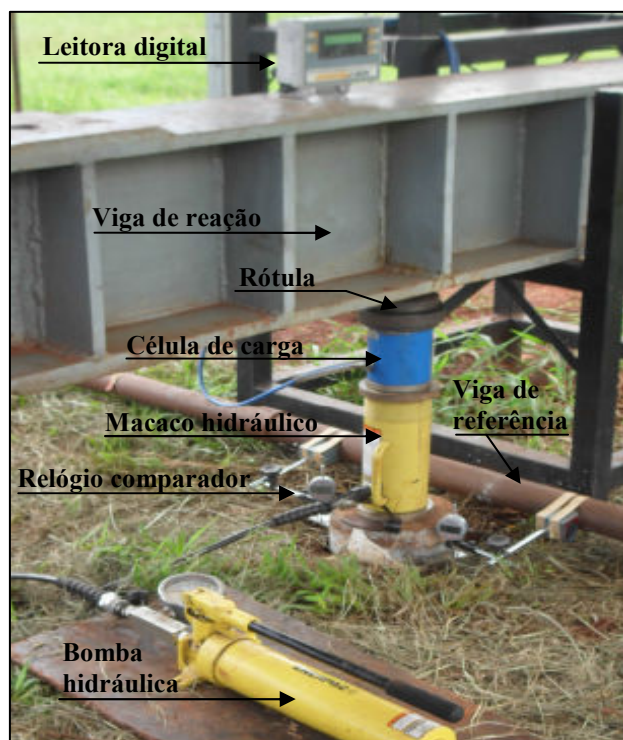


Figura 4. Detalhes do sistema utilizado nas provas de carga.

Nos ensaios realizados, com referência às curvas carga-recalque obtidas em prova de carga, foram feitos ajustes da curva exponencial, proposta por Van der Veen (1953) e generalizada por Aoki (1976), e da curva hiperbólica Chin-Kondner, calculando-se inclusive a carga de ruptura. Também foi feita a determinação da carga de ruptura convencional, conforme o que recomenda a NBR 6.122/2010, e Terzaghi (1942).

6 RESULTADOS

As curvas carga-recalque obtidas nas provas de carga estática com carregamento do tipo lento, realizadas nas estacas E302 e E306, são apresentadas na Figura 5, enquanto que na Figura 6 são apresentadas as mesmas curvas carga-recalque, quando do ajuste manual.

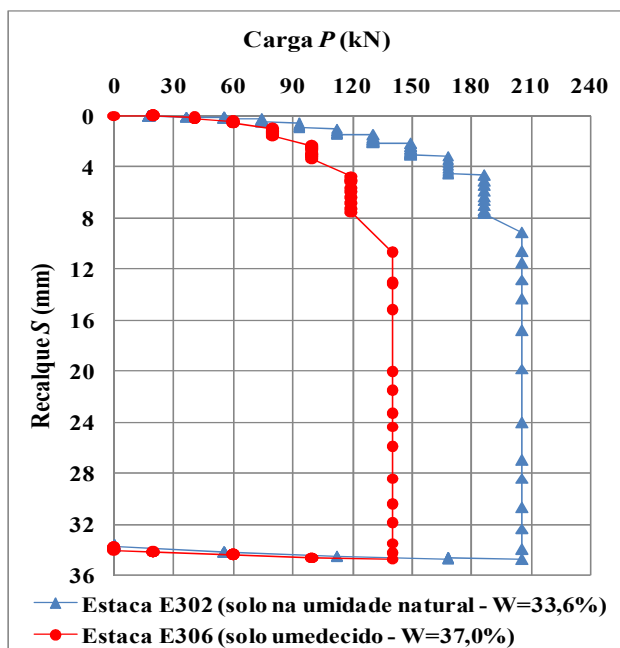


Figura 5. Curvas carga-recalque das estacas E302 e E306, com fuste de 6,0 m, diâmetro efetivo de 26 cm e carregamento estático do tipo lento.

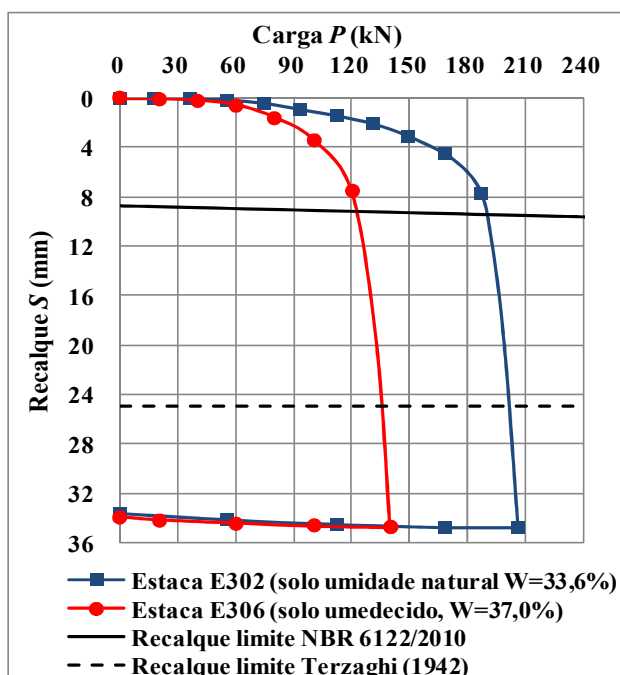


Figura 6. Curvas carga-recalque das estacas E302 e E306 de ajuste manual, recalque limite da NBR 6.122/2010 e de Terzaghi (1942).

Nas Figuras 7 e 8 são apresentados, para as mesmas estacas, os pontos de carregamento estabilizado, o recalque limite da NBR 6.122/2010 e as curvas ajustadas pelos métodos de Van der Veen (1953), modificada por Aoki (1976), e de Chin-Kondner.

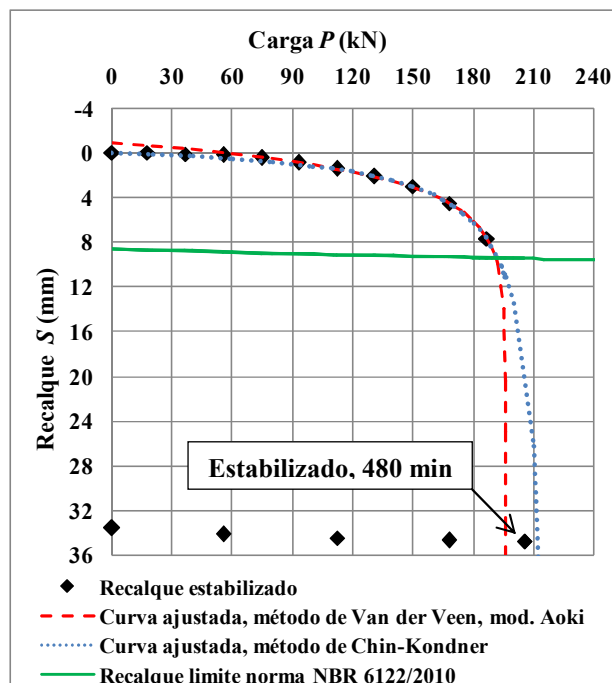


Figura 7. Estaca E302, com fuste de 6,0 m, diâmetro efetivo de 26 cm, carregamento estático do tipo lento e umidade natural média do solo de 33,6%.

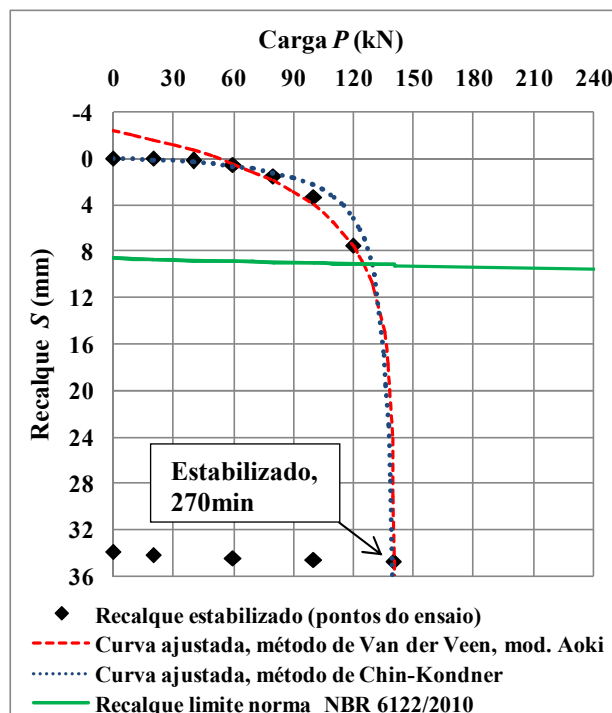


Figura 8. Estaca E306, com fuste de 6,0 m, diâmetro efetivo de 26 cm, carregamento estático do tipo lento, e umidade média do solo umedecido de 37,0%.

Os resultados obtidos nas duas provas de carga realizadas estão, na forma de resumo, apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Resultado das provas de carga estática, realizadas no Campo Experimental da UEM.

Descrição		E302	E306
Diâmetro efetivo (mm)		260	260
Comprimento (m)		6,0	6,0
Tipo de carregamento		lento	lento
Tempo de duração do ensaio (h:min)		27:30	25:35
Umidade média do solo (%)		33,6	37,0
Carga máxima do ensaio (kN)		205,5	140,0
Recalque máximo (mm)		34,8	33,9
Capacidade de carga estimada (kN)	Método Aoki e Velloso	40,8	40,8
	Décourt-Quaresma	85,8	85,8
	Peixoto	96,2	96,2
	Empírico-Maringá/Pr	120,0	120,0
Carga de ruptura (kN)	Terzaghi – ajuste manual	201,4	135,9
	NBR 6.122 – ajuste manual	189,7	123,2
	NBR 6.122 - Van der Veen	189,4	125,3
	NBR 6.122 – Chin-Kondner	192,2	129,1
	Van der Veen	196,0	140,1
	Chin-Kondner	221,6	143,3

Nesta Tabela 6, são registradas além das características das estacas, também o tipo de carregamento, o tempo de duração da prova de carga, a umidade média do solo, a carga máxima de ensaio, o recalque máximo correspondente, as estimativas de capacidade de carga, calculadas pelos métodos Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Peixoto (2001), Empírico – Maringá/Pr e, por fim, a carga de ruptura determinada pelos métodos de Van der Veen, Chin-Kondner, norma brasileira NBR 6.122/2010, e Terzaghi (1942).

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÃO

Analisando as curvas carga-recalque das estacas E302 (solo na umidade natural média de 33,6%) e E306 (solo umedecido, com umidade média de 37,0%), verifica-se que a elevação do teor de umidade influi no comportamento das estacas, neste caso sendo possível verificar um aumento

da deformabilidade, acentuada a partir da carga de 60 kN, e uma redução da capacidade de carga de 28,5% a 35,3%, dependendo do método utilizado para determinação da carga de ruptura. Em ensaios realizados no solo colapsível de São Carlos – SP, Fernandes (1995), também observou redução significativa da capacidade de carga em grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro, quando do umedecimento do solo.

A carga de ruptura estimada pelo método de Chin-Kondner é de valor superior àquela estimada por Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), para ambas as estacas.

As cargas de ruptura convencional (NBR 6.122/2010) foram de valor inferior àquelas determinadas pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), Chin-Kondner e Terzaghi (1942), independentemente da curva de ajuste utilizada como referência.

Tomando-se como referência as cargas de ruptura obtidas pelo emprego do método NBR 6.122/2010, nas curvas carga-recalque ajustadas manualmente, e as relações contidas na Tabela 7, os valores de capacidades de carga, estimados pelos métodos semi-empíricos, apresentam-se conservadores, inclusive para o solo na condição umedecido. No entanto esta afirmação não é válida para o método Empírico-Maringá/Pr, no caso de solo umedecido, cujo o valor da capacidade de carga estimada foi da ordem de 97,4% da carga de ruptura observada na prova de carga.

O método Décourt-Quaresma (1978), se considerado o ganho de resistência de 76% nas argilas lateríticas, como notificado por Décourt (2002), também não é conservador para o solo umedecido.

Tabela 7. Relação entre a capacidade de carga estimada e a carga de ruptura convencional (NBR 6.122/2010, curva de ajuste manual) para as duas estacas ensaiadas.

Método	Carga estimada/carga ruptura	
	E302	E306
Aoki-Velloso	21,5%	33,1%
Décourt-Quaresma	45,2%	69,6%
Peixoto	50,7%	78,1%
Empírico - Maringá	63,3%	97,4%

Desconsiderando o trecho inicial para a curva ajustada pelo método de Van der Veen, as curvas do tipo Van der Veen e Chin-Kondner tem-se apresentado com bom ajuste à curva carga-recalque medida na prova de carga da estaca E302, executada com solo na umidade natural (umidade média de 33,6%), afastando-se somente no ponto de carga máxima aplicada.

No caso da prova de carga da estaca E306, executada com solo umedecido (umidade média de 37,0%), não se pode considerar que estas curvas são de bom ajuste. Pois a curva de Van der Veen se ajusta bem somente nas partes intermediária e final da curva carga-recalque medida, enquanto que a curva de Chin-Kondner se ajusta bem no início e final da curva medida, tendo afastamento considerável na parte intermediária.

REFERÊNCIAS

- Aoki, N.; Velloso, D.A. (1975). Na approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 5., Buenos Aires. Anais... v.1. p. 367-376.
- Aoki, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). *NBR 12.131 - Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 8 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). *NBR 6.122 – Projeto e Execução de Fundações*, 91 p.
- Belincanta, A. (1998). *Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração SPT*. Tese de Doutorado em Geotecnia – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. v.1 e 2. 361 p.
- Belincanta, A.; Reis, J.H.C. (2003). Uma abordagem geral sobre fundações profundas do tipo moldada in loco, de uso corrente na região de Maringá. In: *I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense - ENGEOPAR*, Maringá-Pr, anais... UEM, v.1. p. 279-290.
- Chin, F.K., (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, p. 81-90.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R. (1978). Capacidade de Carga em Estacas a Partir de Valores de SPT. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 6, Rio de Janeiro. Anais... ABMS, v.1. p. 45 – 54.
- Décourt, L. (1996). Estacas – Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: Hachich et. al. (Ed.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI, cap. 8.1, p. 265-301.
- Décourt, L. (2002). Capacidade de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da UEL Londrina. Algumas ponderações. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 12., São Paulo. Anais... ABMS, v.3. p. 1509-1606.
- Fellenius, B.H. (2014). *Basics of Foundation Design. Eletronic Edition, Analysis of Static Loading Tests. February*. Disponível em: <https://www.unisoftgs.com/uploaded/file/RedBook.pdf>. Acesso em 01/11/2015.
- Fernandes, J.C.S. (1995). *Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos.
- Gutierrez, N.H.M.; Belincanta, A. (2004). Características Básicas dos Solos Constituintes do Subsolo da Cidade de Maringá: *Locais de Alta a Média Vertente*. In: *Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul*, 4., Curitiba. Anais... ABMS, v. 1. p. 39-46.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2016). Disponível em <http://cod.ibge.gov.br/2340Q>. Acesso em 04/03/2016.
- Peixoto, A.S.P. (2001). *Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações*. Tese de Doutorado em Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Faculdade de Engenharia Agrícola - FEAGRI. Campinas. v.1, 468 p.
- Ranzini, S.M.T. (2000). *Capacidade-de-carga de Estacas a Partir da Medida do Atrito Lateral no SPTF*. Palestra. Instituto de Engenharia. ABMS. São Paulo. Março.
- Terzaghi, K. (1942). Pile-driving formulas. Discussion on the Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations, *Proceedings of the ASCE*, 68, n. 2, p. 311-323, Feb.
- Van der Veen, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In: 3rd ICSMFE, Zurich, Switzerland, v.2. p. 84 a 90.