

Comparativo de resultados de provas de carga com células expansivas, ensaios bidirecionais, em estacas hélice contínua sem e com problemas em processo executivo (reperfuração).

Alysson Santos Resende

Engenheiro Civil, Arcos Arquitetura Construções Ltda., ABMS-Núcleo MG, Belo Horizonte, Brasil, alysson@arcos.eng.br

Luciano Décourt

Engenheiro Civil, Luciano Décourt Consultoria S. S. Ltda., São Paulo, Brasil, decourt@decourt.com.br

Marcelle Quelve da Costa Silva

Engenheira Civil, Universidade de Fortaleza, Fortaleza, Brasil, marcellequelve@gmail.com

Carla Beatriz Costa de Araújo

Professora Assistente, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, carlabeatriz7@gmail.com

Antônio José Nóbrega Junior

Engenheiro Civil, GEOBRASIL, Fortaleza, Brasil, nobregajunior@terra.com.br

RESUMO: O presente artigo tem como objetivo apresentar os resultados e suas respectivas análises de quatro provas de carga estática executadas com células expansivas, ensaios bidirecionais, em estacas hélice contínua, executadas na mesma obra, com as mesmas características, mas com uma delas submetida a reperfuração e sua influência na capacidade de carga da estaca. As estacas foram submetidas a sequência de carregamento com estágios de 30 minutos, descarregamento em estágios de 10 minutos e recarregamento seguido de descarregamento com o mesmo procedimento. Entre o primeiro carregamento e o descarregamento a carga foi mantida por, no mínimo, 12 horas. Os resultados foram determinados através do método de rigidez de Décourt (1996) tanto de atrito lateral quanto de resistência de ponta e evidenciaram as modificações resultantes de uma nova perfuração em uma estaca quando comparada às demais executadas em uma única perfuração. As análises dos resultados gerados nas leituras e determinados pelo método mostraram que o ensaio bidirecional é uma ferramenta eficaz para a avaliação do desempenho de fundações direta e estacas escavadas e que uma estaca hélice contínua perde capacidade de atrito lateral acima de 60 % quando submetida a reperfuração.

PALAVRAS-CHAVE: Hélice Contínua, ensaio bidirecional, método de rigidez, atrito lateral.

ABSTRACT: The present paper aims to present the results and their respective analyzes of four tests of static load performed with expansive cells, bidirectional tests, in screw piles, executed at the same jobsite, with the same characteristics but with one of them submitted to a new drilling and its influence at load capacity of pile. The piles were submitted in a sequence of loading, in stages of 30 minutes, unloading with 10 minutes stages and a new load/unloading with the same procedure. Between the first loading and the unloading the load was maintained for, at least, 12 hours. The results were determined according to the Décourt's method of stiffness (1996) even to skin friction to end bearing and showed the modifications resulting from a new drilling in a pile when compared to the others executed in a single drilling. The analysis of the results of readings and determined by the method showed that the bidirectional test is an effective tool for performance evaluation of direct foundation and drilling piles and that a screw pile loses skin friction capacity over than 60% when subjected to a new drilling.

KEYWORDS: Screwpile, Bidirectional load test, Method of Stiffness, skin friction.

1 Introdução

A execução de provas de carga em estacas antes da elaboração do projeto de fundação definitivo é uma ferramenta muito importante na confirmação de parâmetros de cálculos e definição das soluções a serem adotadas. Dessa maneira o projeto torna-se baseado em dados reais e não apenas em métodos e/ou correlações, por mais confiáveis que os mesmos pudessem ser.

A concepção inicial do projeto era de ser realizado em fundações diretas. O projetista, entretanto, optou por realizar as provas de carga em estacas hélice contínua monitorada (HCM) que trariam facilidade e agilidade na execução permitindo a obtenção dos parâmetros antes da escavação do terreno para rebaixamento criando os subsolos previstos no projeto arquitetônico.

Considerada na atualidade a prova de carga que fornece o maior número de parâmetros para definição de projeto, principalmente os valores diretos de atrito lateral e resistência de ponta, a metodologia bidirecional foi a opção escolhida. Foram executadas 4 estacas tipo Hélice Contínua, nos locais dos pilares P-1, P-2, P-6 e P-10, respectivamente PCE04, PCE03, PCE02 e PCE01, com o objetivo específico de permitir a colocação de células expansivas hidrodinâmicas e, portanto, com a definição de posicionamento de acordo com as limitações do sistema.

Nessas estacas com 15,0 m de comprimento e 800,0 mm de diâmetro, foram colocadas células bidirecionais à profundidade de 13,0 m. A parte inferior (abaixo da célula) era uma estaca com ponta e fuste com 2,0m de comprimento. A capacidade máxima dessas células era de aproximadamente 6.614,00 kN.

Os resultados obtidos serviram de parâmetros para a definição de dimensões da solução em fundações diretas que se caracterizava como a opção de melhor custo-benefício para o empreendimento.

2 Descrição do processo executivo das estacas

A Estaca Hélice Contínua Monitorada (HCM) é uma estaca escavada de concreto moldado “in loco” executada mediante a introdução no terreno, por rotação de um trado helicoidal contínuo. O concreto é bombeado pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A perfuração é concluída quando a base da estaca chegar a profundidade prevista em projeto, de modo a atender a capacidade de carga, sem danificar o conjunto de trados.

A extremidade da haste é fechada por uma tampa, de forma a prevenir a entrada de água ou solo, essa tampa é aberta quando o concreto atinge determinada pressão necessária para iniciar o bombeamento do concreto. Tal pressão é monitorada pelo *software* do equipamento da perfuratriz, no tempo de avanço da ferramenta de perfuração. A concretagem é realizada até o nível do terreno, de modo que o equipamento deve ser posicionado e nivelado para assegurar a centralização e verticalidade da estaca. A colocação da armadura deve ser feita imediatamente após a concretagem. Sua descida pode ser auxiliada por peso ou vibrador. A armadura deve ser enrijecida para facilitar sua introdução.

A perfuratriz utilizada para a execução das estacas foi o equipamento EM-1000/32, fabricação CZM *Foundation Equipment*, torque 26.300 kgf.m, a qual se movimenta sobre esteiras, constituída escavadeira hidráulica CAT 336-HHP e torre com prolongador até 32,00 m.

As estacas executadas nesse estudo apresentam as seguintes características: diâmetro de 800 mm, concreto com resistência à compressão de 30 MPa, *slump* de 28 cm \pm 3 cm e teor de cimento de 450 kg/m³; profundidade de perfuração de 15,00 m; armadura longitudinal de aço CA-50 com diâmetro de 20 mm e comprimento de 13,00 m e armadura transversal de diâmetro 6,30 mm e 20 cm cada e foram escavadas em 23 de novembro de 2017. Na Figura 1 são mostrados os detalhamentos das armaduras longitudinal e transversal e imagem armadura utilizada.

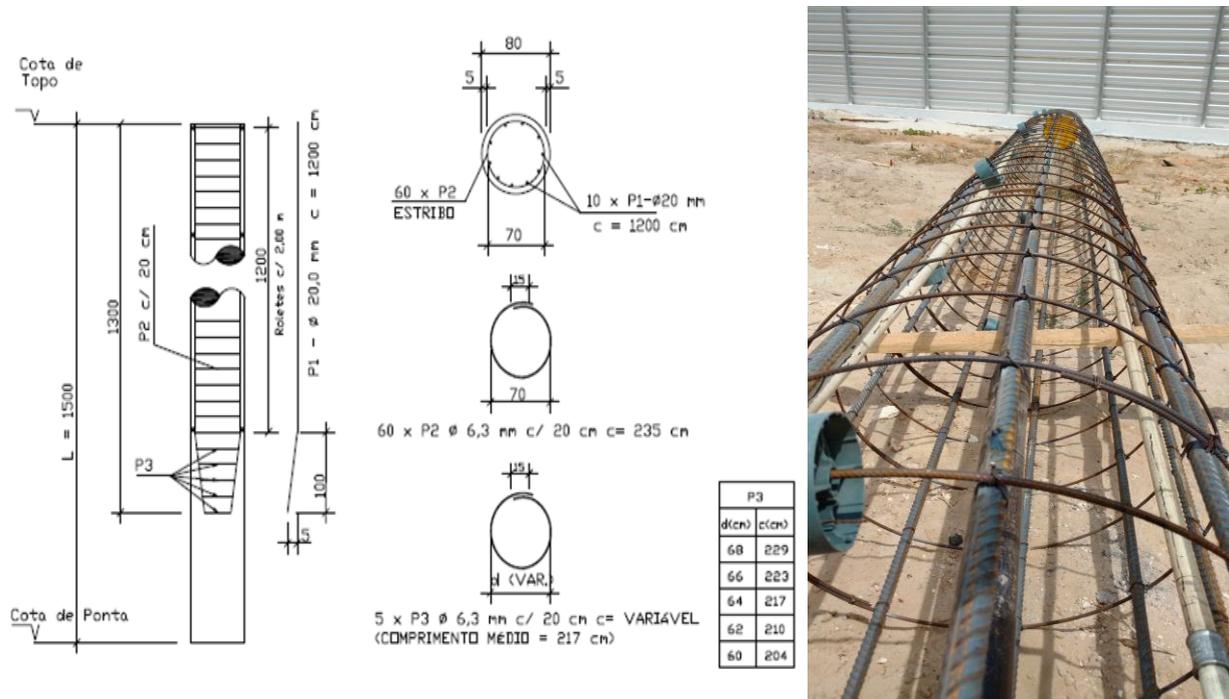


Figura 1. Detalhamento de Armadura e Armadura das Estacas HCM.

Em uma das estacas foi necessário realizar reperforação, devido à instabilidade apresentada pelo terreno durante a execução. No Quadro 1 são apresentados os dados reais de cada estaca, obtidos pelo software da perfuratriz, juntamente com a identificação de cada uma para o ensaio de prova de carga estática (PCE).

Tabela 1. Características das estacas utilizadas

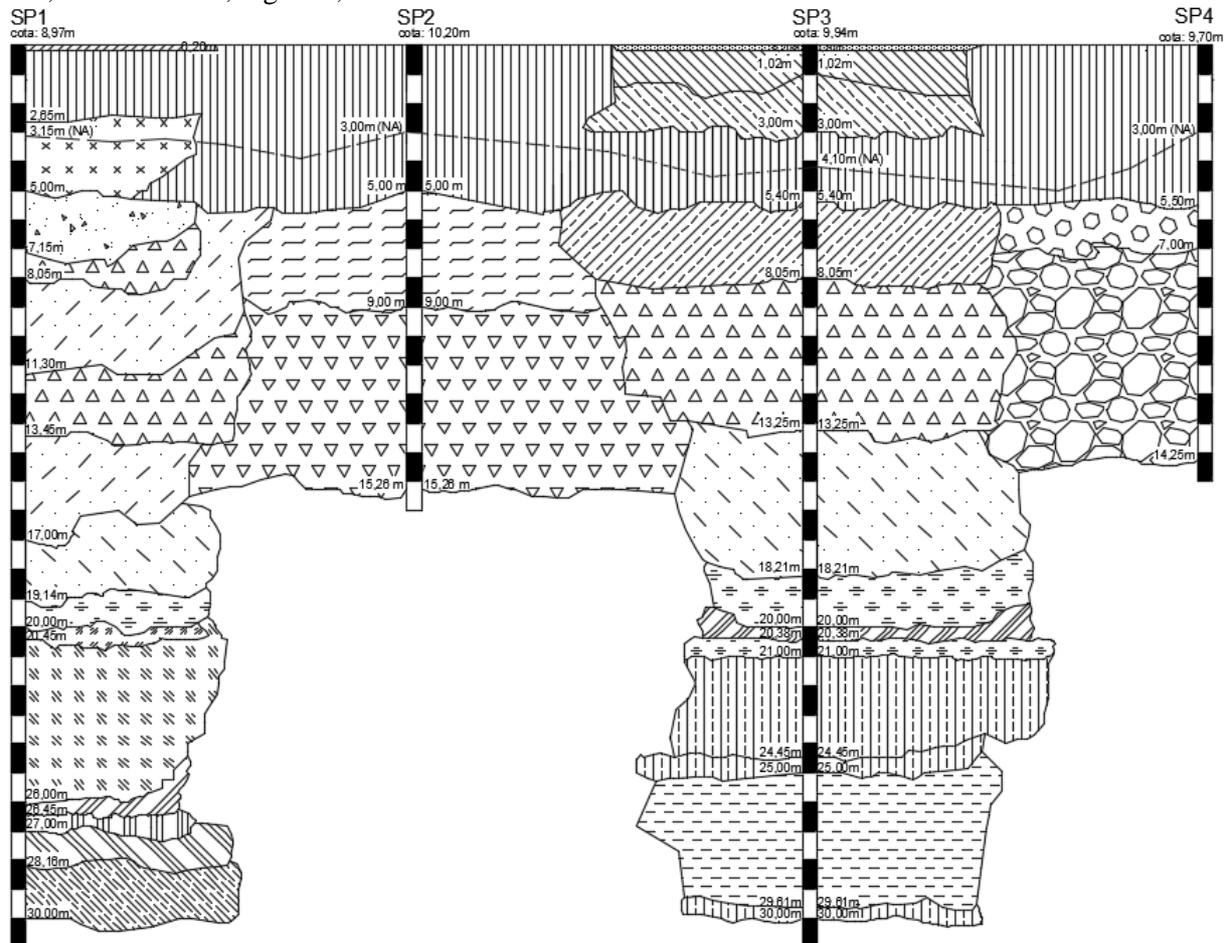
PCE	IDENTIFICAÇÃO DA ESTACA	PROFUNDIDADE (m)	VOLUME DE CONCRETO (m³)	SUPER CONSUMO DE CONCRETO (%)	OBS.:
PCE-01	P-06	15,12	8,89	16,94	
PCE-02	P-10	15,12	9,23	21,92	
PCE-03	P-02	13,28	-	-	Perfuração interrompida
PCE-03	P-02	15,04	9,19	21,64	Estaca reescavada
PCE-04	P-01	15,12	8,81	15,97	

3 Dados da Obra e Terreno

As estacas HCM avaliadas no presente artigo foram executadas na obra do Edifício São Carlos, localizada na Avenida Historiador Raimundo Girão esquina com Avenida Rui Barbosa, na cidade de Fortaleza, Ceará. As estacas foram dimensionadas seguindo o projeto adotado pelo engenheiro Luciano Décourt, o qual preconizou a execução das estacas-teste em pontos específicos e de interesse no terreno. A avaliação geológica-geotécnica do subsolo foi através de sondagens à percussão, tipo SPT-T e ensaios

sísmicos tipo cross-hole e down-hole.

Os furos de sondagens à percussão foram próximos às estacas-testes, os furos SP1, SP2, SP3 e SP4 foram respectivamente locados próximos às estacas PCE-01, PCE-02, PCE-03 e PCE-04. Diante dos relatórios desta sondagem, traçou-se o perfil geológico-geotécnico, como apresentado na Figura 2, de modo a observar nível de água variável entre 3,00m e 4,10m, assim como a estatigrafia do solo, com presença de aterros, solo laterítico, argiloso, siltoso e arenoso.



LEGENDA:

- ▨ AREIA FINA E MÉDIA, SILTOSA COM RESTOS DE ALVENARIA, COR MARROM CLARA (ATERRO)
- ▩ AREIA FINA E MÉDIA, SILTOSA COM RESTOS DE ALVENARIA, COR AMARELA (ATERRO)
- ▧ AREIA FINA E MÉDIA, MUITO SILTOSA, COM RESTOS DE ALVENARIA, COR CINZA CLARA (ATERRO)
- ▦ AREIA FINA, COR CINZA
- ▤ AREIA FINA E MÉDIA, COR CINZA E AMARELA
- ▣ SILTE POUCO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COR CINZA E AMARELO
- ▢ SILTE ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COR CINZA E AMARELO
- SILTE ARGILOSO, COM PEDREGULHOS E CONCREÇÕES LATERÍTIICAS, COR VERMELHO, AMARELO E CINZA
- SILTE POUCO ARGILOSO, COM CONCREÇÕES LATERÍDICAS, COR VERMELHO E AMARELO
- ▤ LATERITA COM INTERCALAÇÕES DE SILTE ARGILOSO, COM CONCREÇÕES FERRUGINOSAS COM ARENITO, COR VERMELHO AMARELO E CINZA
- ▣ SILTE ARGILOSO, COR AMARELO E VERMELHO
- ▢ SILTE ARGILOSO, COM PRESENÇA DE FELDSPATO ALTERADO, COR CINZA, AMARELO E VERMELHO
- SILTE ARGILOSO, COR CINZA E AMARELO
- SILTE ARGILOSO, COM PEDREGULHOS E SEIXOS ROLADOS DE QUARTZO, COR CINZA E AMARELO
- ▤ SILTE ARGILOSO, COM PRESENÇA DE FELDSPATO ALTERADO, COR CINZA E AMARELO
- ▣ ARGILITO, GRANULADO FINO, COR CINZA
- ▢ AREIA FINA, COR CINZA E AMARELA (FORMAÇÃO QUARTENÁRIA)
- SILTE ARGILOSO, COM CONCREÇÕES LATERÍTIICAS, COR VEMELHO, AMARELO E CINZA
- SILTE ARGILOSO, COR VERMELHO, CINZA E AMARELO
- ▤ SILTE ARENOSO-ARGILOSO, COR CINZA E AMARELO
- ▣ AREIA FINA ARGILOSA, COR CINZA, VERMELHA E AMARELA
- ▢ ARGILA ARENOSA, COM CONCREÇÕES LATERÍTIICAS, COR VERMELHA E AMARELA
- ARGILA ARENOSA, COR CINZA, VERMELHA E AMARELA
- ARGILA ARENOSA, COM CONCREÇÕES LATERÍTIICAS, COR CINZA, VERMELHA E AMARELA

Figura 2. Perfil Geológico-Geotécnico do Terreno.

4 Descrição da metodologia utilizada nos ensaios bidirecionais

As provas de carga estática executadas utilizaram a metodologia de ensaios bidirecionais com células expansivas hidrodinâmicas que se caracteriza pela instalação das células de carga, previamente aferidas, dentro do fuste da estaca, engastadas na armação, por imersão do conjunto célula-armação logo após a concretagem das estacas. Há um estudo prévio de posicionamento das células de carga de acordo com os parâmetros que serão analisados. No caso em questão, em todas as estacas as células foram posicionadas 13,0 m abaixo da cota de topo. Os ensaios foram realizados entre 20 e 22 dias após a concretagem das estacas, tempo necessário para cura do concreto utilizado. Os deslocamentos foram medidos de maneira analógica com leitura manual utilizando hastes metálicas, teltales, com extensômetros em uma das extremidades, sendo 01 fixado no prato inferior da célula para medir o deslocamento inferior, 01 fixado no prato superior da célula para medir o deslocamento ascendente e um terceiro extensômetro apoiado no topo da estaca para também medir o deslocamento ascendente. Os extensômetros utilizados para medição dos deslocamentos apresentavam leitura direta com precisão de 0,01 mm.

Os ensaios seguiram as seguintes diretrizes:

- As provas de carga foram executadas em dois dias, começando nas primeiras horas do dia;
- No primeiro dia, a carga máxima de 2.480,40 kN em cada sentido foi aplicada em 12 estágios de 190,80 kN, com duração de 30' (trinta minutos) por estágio, perfazendo um tempo total de carregamento de 6,0 horas. Concluído o carregamento, a carga máxima de 2.480,40 kN foi mantida até a manhã do dia seguinte;
- No segundo dia, procedeu-se o descarregamento, em 6 estágios com duração de 10' (dez minutos) cada. A seguir, foi iniciado um novo carregamento, aplicando-se 16 estágios de 413,40 kN cada, até se chegar à carga máxima de 6.614,40 kN em cada sentido, observando-se um tempo de 30' (trinta minutos) por estágio. Assim, o tempo estimado de carregamento foi de aproximadamente 8,0 horas. Na Prova de carga nº03, no estágio 09, a estaca apresentou ruptura geotécnica do atrito lateral no trecho acima da célula de carga, portanto chegando a carga máxima de 3.498,00 kN em cada sentido.
- Terminado o carregamento, a carga máxima foi mantida por uma hora com exceção da Prova de carga 03, iniciando-se a seguir o descarregamento em 8 estágios com duração de 10' (dez minutos) por estágio.

As cargas foram transmitidas utilizando-se 01 (uma) Célula Expansiva Hidrodinâmica, de 1.590 cm² de área interna, para cada estaca.

5 Apresentação dos resultados dos ensaios

Devido a semelhança das características de solo e das estacas e a adoção do mesmo procedimento de execução dos ensaios, esperava-se um comportamento semelhante em todas os ensaios. Tal expectativa foi confirmada nas provas de carga 01, 02 e 04 em que houve um deslocamento na ordem de 50 mm do trecho abaixo da célula e de 1,50 mm do trecho acima da célula caracterizando alta resistência tanto de ponta quanto atrito lateral. O resumo dos resultados pode ser observado na tabela 2.

A prova de carga 03, entretanto, em que a estaca durante a sua execução passou por reperfuração, não apresentou estabilização de deslocamento do trecho acima da célula quando atingiu o nono estágio no segundo dia de carregamento, 3.498,00 kN em cada sentido, o que caracteriza provável ruptura geotécnica do atrito lateral da estaca. O resultado pode ser observado na tabela 2, linhas 06 e 07.

Tabela 2. Resultados das leituras das provas de carga:

Prova de Carga (PCE)	Seg.	Medição	Ø(cm)	Comp. (m)	1º CARREGAMENTO			2º CARREGAMENTO		
					Carreg. Máximo (kN)	Desloc. Máximo (mm)	Desloc. Resid. (mm)	Carreg. Máximo (kN)	Desloc. Máximo (mm)	Desloc. Resid. (mm)
01	Trecho acima da célula	Topo da estaca	Ø-80	13,00	2.480,40	0,15	0,03	6.614,40	1,67	1,11
01	Trecho abaixo da célula	Parte inferior da célula	Ø-80	2,00	2.480,40	1,82	1,38	6.614,40	65,24	62,90
02	Trecho acima da célula	Topo da estaca	Ø-80	13,00	2.480,40	0,14	0,04	6.614,40	1,56	0,86
02	Trecho abaixo da célula	Parte inferior da célula	Ø-80	2,00	2.480,40	1,85	0,88	6.614,40	48,75	45,33
03	Trecho acima da célula	Topo da estaca	Ø-80	13,00	2.480,40	8,57	7,74	3.498,00	40,37	39,66
03	Trecho abaixo da célula	Parte inferior da célula	Ø-80	2,00	2.480,40	4,64	3,80	3.498,00	16,21	14,46
04	Trecho acima da célula	Topo da estaca	Ø-80	13,00	2.480,40	0,13	0,04	6.614,40	1,21	0,92
04	Trecho abaixo da célula	Parte inferior da célula	Ø-80	2,00	2.480,40	0,80	0,36	6.614,40	58,52	55,38

A seguir, estão indicados os valores medidos e as interpretações dos resultados, à luz do método de rigidez de Décourt:1996.

5.1 Provas de Carga: carregamentos de ajustes (Primeiros Carregamentos):

Essas provas de carga foram conduzidas até a carga de 2.480,40 kN. As deformações resultantes foram, entretanto, muitíssimo pequenas, fazendo com que, abaixo da célula somente o atrito lateral fosse mobilizado e acima da célula, nenhuma mobilização houvesse ocorrido.

Os primeiros carregamentos foram realizados apenas para tentar comprimir eventuais solos pouco densos junto às pontas das estacas resultantes do processo executivo

Destaque-se apenas a capacidade por atrito lateral do trecho da estaca de 2,0 m de comprimento, que indicou um valor médio de 369,69 tf (tabela 3).

Tabela 3. Resultados das provas de carga -abaixo da célula:

CARREGAMENTOS PRINCIPAIS (SEGUNDOS CARREGAMENTOS)				
RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA				
TRECHO ABAIXO DA CÉLULA				
PILAR	Q_{uc} (tf)	Q_{sc} (tf) 1º carreg.	Q_{sc} (tf) 2º carreg.	Q_p (tf)
P-1 (PCE04)	680,20	436,18	422,40	244,02/257,80
P-6 (PCE01)	712,00	311,53	355,40	356,60/400,47
P-10 (PCE02)	769,50	361,37	346,60	408,13/422,90
MÉDIA	720,57	369,69	374,80	345,77/350,88
P-2 (PCE03)	460,13	-	293,96	166,17

Em média:

$$345,77 \leq Q_p \text{ (tf)} \leq 350,88$$

$$691,54 < q_p \text{ (tf/m}^2\text{)} < 701,76$$

$$Q_p^- \text{ (tf)} = 348,33$$

$$q_p^- \text{ (tf/m}^2\text{)} = 696,65$$

Relação entre a média e o resultado da PCE03 - Q_{uc} (tf).....720,57/460,13 = 1,570

Relação entre a média e o resultado da PCE03 - Q_{sc} (tf).....374,80/293,96 = 1,275

Relação entre a média e o resultado da PCE03 - Q_p (tf).....348,33/166,17 = 2,100

Sendo Q_{uc}, capacidade de carga última considerada, Q_{sc} capacidade de carga de atrito, Q_p capacidade de carga de ponta obtidos pelo Método da Rigidez.

5.2 Provas de Carga: carregamentos principais (Segundos Carregamentos):

Após finalização dos primeiros carregamentos as provas de carga foram conduzidas até a carga de 6.614,40 kN com exceção da PCE03 que apresentou ruptura com 3.498,00 kN. Os resultados corrigidos de capacidade de carga do atrito lateral do trecho acima da célula (Q_s) e o atrito lateral (q_s) podem ser observados na tabela 4.

Os gráficos VI das figuras 3 e 4 a seguir permitem a análise da capacidade última das estacas que não é possível obter através das leituras de carga x deslocamento durante a realização das provas de carga. Foi escolhida a análise da PCE01 para representar os resultados das demais PCE's que tiveram comportamento semelhante.

Tabela 4. Resultados das provas de carga -acima da célula:

CARREGAMENTOS PRINCIPAIS (SEGUNDOS CARREGAMENTOS)		
RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA		
TRECHO ACIMA DA CÉLULA PRINCIPAL		
PILAR	Q _s (tf)	q _s (tf/m ²)
P-1 (PCE04)	788,48	24,13
P-6 (PCE01)	758,63	23,22
P-10 (PCE02)	746,31	22,84
MÉDIA	764,47	23,40
P-2 (PCE03)	289,42	8,86

Relação entre a média e o resultado da PCE03 - q_s (tf/m²).....23,40/8,86=2,64

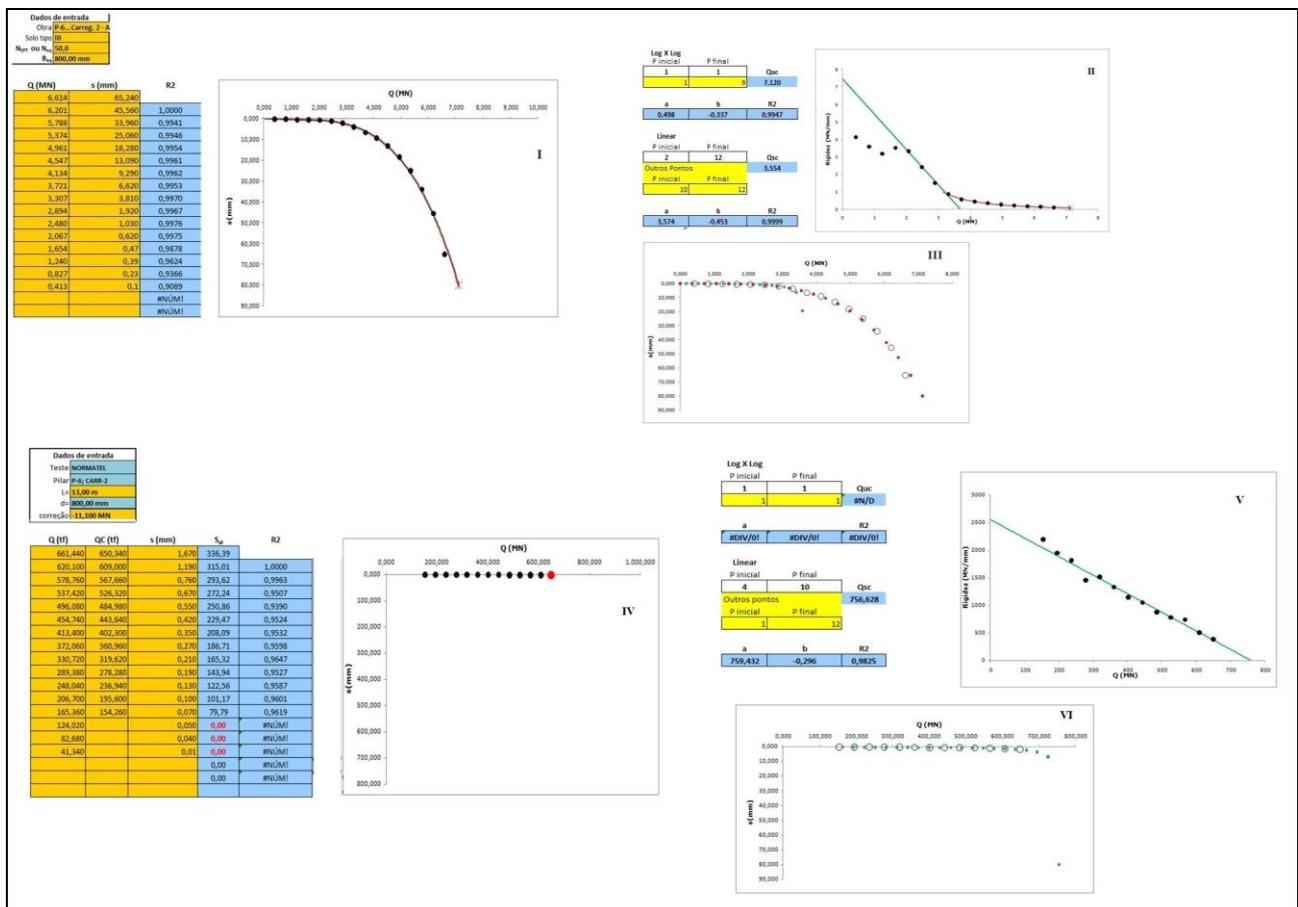


Figura 3. Resultados do Método da Rigidez para PCE01 – P06

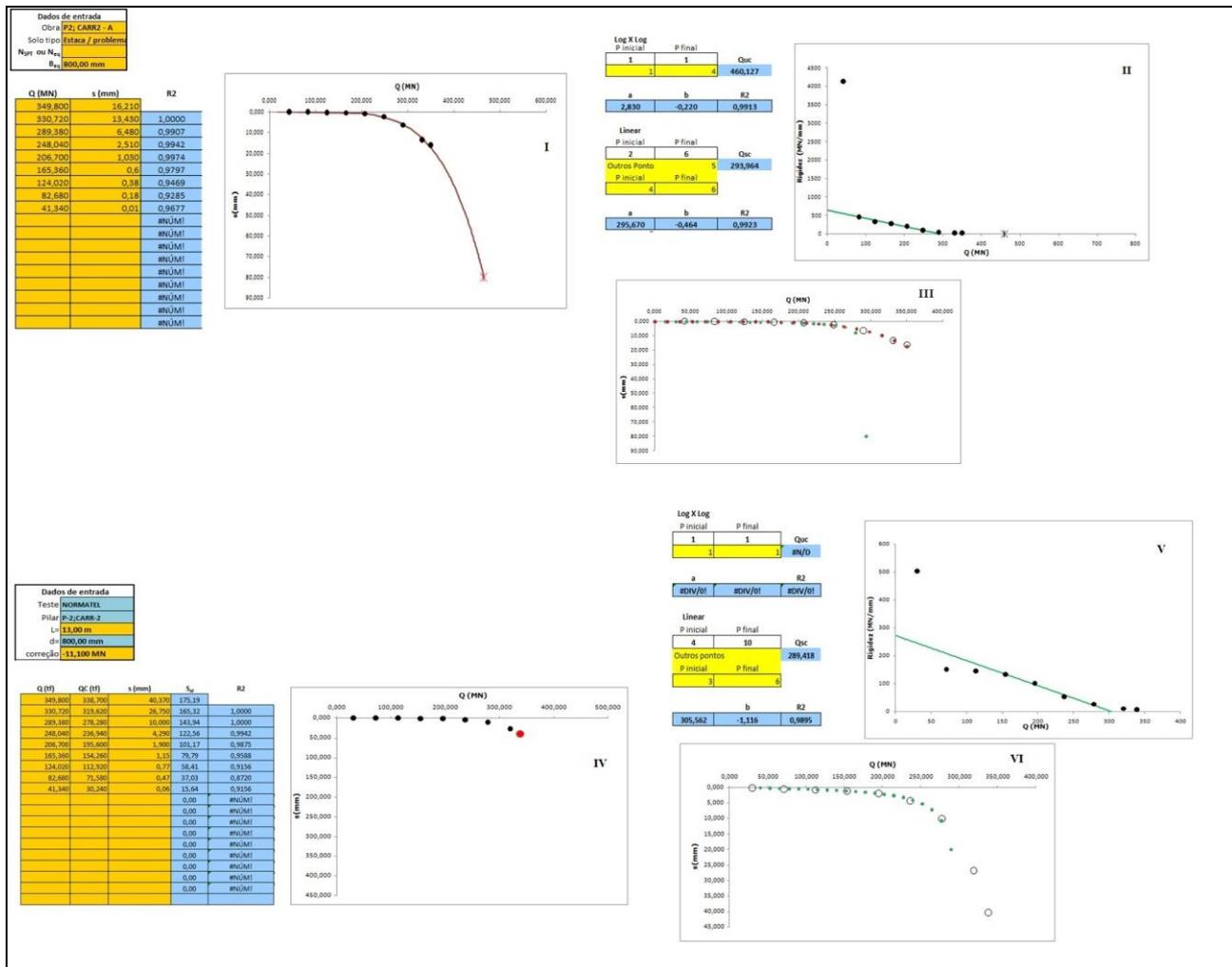


Figura 4. Resultados do Método da Rigidez para a PCE03 – P02

6 Conclusões

Uma feliz coincidência fez com que prova de carga do pilar P-2, PCE03, fosse executada em uma estaca que deu problemas executivos, conforme já apresentado no item 2.

Observa-se até a profundidade onde o problema ocorreu, houve um afrouxamento fazendo com que o atrito lateral fosse 2,64 vezes inferior à média das 3 estacas de execução normal.

Já entre as profundidades entre 13,0 e 15,0m, a perda de resistência foi menor, mas ainda assim, muito elevada.

Essas observações só foram possíveis devido a execução das provas de carga com células expansivas pois as células estavam posicionadas próximas ao local do problema. Esse diagnóstico em uma prova de carga estática com a metodologia convencional seria mais complicado pois não haveria distinção entre a resistência de ponta e atrito lateral em medição direta.

O método da rigidez, aplicado como análise dos dados obtidos nas provas de carga, evidencia-se como eficaz na determinação dos esforços últimos das estacas e no diagnóstico preciso de problemas de execução.

A perda de capacidade da estaca permite-se concluir que é de extrema importância o acompanhamento criterioso da execução das estacas HCM para que práticas rotineiras de reperfuração sejam bem avaliadas para não haver prejuízo de desempenho da fundação do empreendimento.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a empresa Normatel e sua equipe técnica bem como as equipes da Arcos Engenharia de Solos e da Geobrasil Fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro. 91 p.
- Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE III. São Paulo: ABEF/ABMS, v. 1, p. 215-224.
- Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE, 6, 2008, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABMS. v. 1, p. 221-245.
- Resende, A.S. (2015) Apresentação de Metodologia em Ensaio Bidirecionais, Provas de Carga Com Células Expansivas. In: 8º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE 8, 2015, São Paulo, São Paulo. *Mesa Redonda 3*. Disponível em <<http://www.acquacon.com.br/sefe8/pt/downloadpdf.php>>
- Silva, P. E. C. A. F. (1983). *Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga*, 1ª ed., Publicação independente, Belo Horizonte, 106 p.
- Silva, P. E. C. A. F. (1986). *Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – COBRAMSEF, 8, 1986, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ABMS. v. 6. p. 223-241.