

# **ANÁLISE DE DUAS METODOLOGIAS EXECUTIVAS DE CHUMBADORES A PARTIR DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM SOLO PREGADO**

Danilo Pacheco e Silva – Doutorando

Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo, [danpasil@yahoo.com.br](mailto:danpasil@yahoo.com.br)

Sergio Barreto de Miranda – Mestrando

Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo, [sbmiranda@gmail.com](mailto:sbmiranda@gmail.com)

Caibar Azzi Pitta – Diretor Técnico

Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda, [azzi@solotrat.com.br](mailto:azzi@solotrat.com.br)

Benedito de Souza Bueno – Professor Titular

Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo, [bsbueno@sc.usp.br](mailto:bsbueno@sc.usp.br)

## **RESUMO**

Uma das propriedades mais importantes da técnica de solo pregado é a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface entre o reforço e o solo circundante ( $q_s$ ). A quantificação deste parâmetro é extremamente importante para a realização de projetos mais seguros e econômicos. Neste sentido, avaliou-se a influência de duas diferentes metodologias executivas em chumbadores testes realizados em solo residual jovem em uma obra de solo pregado em Santo André-SP. A partir de ensaios de arrancamento, buscou-se quantificar a melhoria do desempenho de chumbadores construídos com diferentes fases de injeção, em relação aos executados somente com bainha. Esta duas metodologias foram empregadas em chumbadores curtos e longos, instrumentados com extensômetros elétricos. Os resultados permitiram observar significativa melhoria no desempenho dos chumbadores executados com injeções localizadas. Os dados da instrumentação possibilitaram verificar a distribuição das cargas, durante o ensaio, ao longo do comprimento dos reforços.

## INTRODUÇÃO

O conhecimento e o aprimoramento da técnica de solo pregado advêm principalmente da execução e do acompanhamento das obras realizadas, ou seja, da experiência prática dos executores. Em virtude do grande número de fatores envolvidos neste tipo de contenção, projetistas, executores e pesquisadores divergem quanto a melhor forma de execução e previsão do comportamento destas obras.

Uma das propriedades mais importantes deste sistema de contenção é a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface entre o reforço e o solo circundante ( $q_s$ ). A quantificação deste parâmetro é extremamente importante para a realização de projetos mais seguros e econômicos. Como os reforços trabalham basicamente à tração, esta propriedade é a principal responsável pelo processo de transferência de esforços do solo para o reforço. Sendo assim, quanto maior for o valor de  $q_s$ , melhor será o desempenho do reforço na estabilidade do sistema.

Para a previsão da resistência ao cisalhamento de interface, diversos pesquisadores têm apresentado métodos analíticos e diferentes correlações empíricas e semi-empíricas baseadas em ensaios de campo e de laboratório, entre eles Schlosser (1982) [1], Bustamante e Doix (1985) [2], Jewell (1990) [3], Bridle e Barr (1990) [4], Clouterre (1991) [5], Byrne *et al* (1998) [6], Ortigão e Palmeira (1997) [7]. Embora estes modelos e correlações se baseiem em interações simples e empreguem parâmetros aparentemente fáceis de serem determinados, há dificuldade de se determinar o valor de  $q_s$ . Neste contexto, a realização de ensaios de arrancamento é de fundamental importância para um melhor entendimento da interação solo-reforço.

No Brasil, a falta de uma metodologia padrão faz com que não seja usual a realização de ensaios de arrancamento em obras de solo pregado. A partir dos ensaios de arrancamento, é possível determinar a carga máxima de arrancamento (carga de pico) e a carga residual (Clouterre, 1991) [5]. O valor de  $q_s$  obtido no ensaio é dependente do diâmetro do furo ( $\phi_{furo}$ ), do comprimento da interface solo-calda de cimento ( $L_s$ ) e da carga de pico ( $T_L$ ), definida na Equação 1. A unidade do  $q_s$  normalmente é kPa, como unidade de tensão.

$$q_s = \frac{T_L}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_s} \quad (01)$$

A resistência ao cisalhamento de interface é influenciada por diversos fatores, entre os quais: (i) variabilidade do solo; (ii) método construtivo do chumbador; (iii) variações físicas e geométricas dos elementos de reforço (e.g. comprimento da barra, tipo da barra de aço, diâmetro da coluna de calda de cimento e inclinação do reforço) e (iv) níveis de tensão atuantes.

Este trabalho faz parte de uma pesquisa maior em que se busca avaliar a influência de diferentes metodologias executivas na resistência ao cisalhamento de interface e contempla a realização de ensaios de arrancamento em escala real, ou seja, em obras em que se utiliza a técnica de solo pregado para a contenção de escavações.

Apresentam-se neste trabalho os resultados de cinco ensaios de arrancamento realizados em chumbadores testes construídos em uma obra de solo pregado em Santo André-SP. Buscando quantificar a melhoria do desempenho de chumbadores construídos com diferentes fases de injeção, em relação aos executados sem injeções (bainha), todos os chumbadores foram construídos em um mesmo horizonte de solo (solo residual jovem). De forma adicional, para avaliar a influência do comprimento, os ensaios foram realizados em chumbadores “curtos” e “longos”, instrumentados com extensômetros elétricos.

## DESCRIÇÃO DO LOCAL

Os chumbadores testes foram executados em obra em que se utilizou a técnica de solo pregado para a contenção de uma escavação para a implantação de subsolos. As escavações foram realizadas ao longo do perímetro do terreno. Desta forma, foram construídas duas contenções ao longo de uma extensão de 50,0 m e duas contenções ao longo de uma extensão de 20,0 m, abrangendo uma área de face de 963 m<sup>2</sup> a ser contida.

O programa experimental foi realizado em um trecho, em mesma cota, na qual, se aproximavam as condições de contorno, ou seja, geologia e estado de tensões. A Figura 1 apresenta o local da obra, destacando-se o trecho onde foram executados os chumbadores testes.



Figura 1. Vista em planta da obra, com destaque para a área de estudo.

### Investigações Geotécnicas

Foram realizadas cinco sondagens de simples reconhecimento (SP-01 a SP-05) que permitiram identificar três camadas com características geotécnicas distintas. Entre 0 e 0,70 m, identificou-se um aterro de areia fina à média, argilosa. A partir desta profundidade observou-se um perfil de alteração de solo residual. Na profundidade variável de 3,7 a 4,0 m, identificou-se uma argila silto-arenosa vermelha/marrom (solo residual jovem) com  $N_{SPT}$  variando entre 3 e 9. Abaixo desta camada, observou-se um solo saprolítico até a profundidade investigada de aproximadamente 8,0 m, com  $N_{SPT}$  crescente com a profundidade.

Este estudo foi realizado na camada de solo residual jovem, na profundidade de 1,80 m. Para tanto, coletou-se amostras que foram submetidas a ensaios de caracterização geotécnica em laboratório. A Tabela 1 apresenta os resultados, de forma resumida.

Tabela 1. Características geotécnicas e classificação do solo utilizado.

Teor de Argila	46 %
Teor de Silte	20 %
Teor de Areia	34 %
LL	47 %
LP	27 %
Classificação Unificada	CL

### CHUMBADORES TESTES

Os ensaios de arrancamento foram realizados em chumbadores testes curtos e longos, instrumentados com extensômetros elétricos. Os reforços foram construídos com 1,0 m de trecho livre, sendo os curtos de 4,0 m de comprimento, sendo 3,0 m injetados, enquanto que os longos foram construídos com 7,0 m de comprimento, sendo 6,0 m injetados.

Os chumbadores foram executados com duas diferentes metodologias. A primeira delas consiste na execução apenas da Bainha, ou seja, no preenchimento ascendente do furo com calda de cimento. A segunda, mesma utilizada na execução dos chumbadores da obra, trata-se de um aperfeiçoamento da primeira. Para tal, são realizadas injeções localizadas ao longo do comprimento do chumbador, com o objetivo de melhorar a resistência ao cisalhamento de interface. Para facilitar e padronizar a descrição deste trabalho apresenta-se na Tabela 2, a identificação dos chumbadores testes.

Tabela 2. Identificação dos chumbadores testes.

Chumbador	Tipo	Metodologia
A	Curto	1
B	Curto	1
C	Longo	1
D	Curto	2
E	Longo	2

Para a construção dos chumbadores longos e curtos foram utilizadas barras de aço CA-50 de 25 mm com 8,30 m e 5,30 m de comprimento, respectivamente. A fim de facilitar os trabalhos de instrumentação e de transporte para as obras, as barras de aço foram divididas em dois trechos. Para permitir a junção das barras em obra, foram confeccionadas roscas centrais e luvas de conexão. Foram utilizadas barras de aço de 4,20 m de comprimento unidas com barras de aço de 4,10 m de comprimento, para a confecção dos chumbadores longos enquanto que para os curtos, utilizaram-se barras de aço de 3,00 m de comprimento unidas com barras de aço de 2,30 m de comprimento. Para minimizar a perda da resistência à tração das barras de aço, as dimensões e o tipo das roscas e da conexão utilizada foram devidamente estudadas a partir de ensaios de tração realizados em amostras da barra de aço (1,0 m).

Para avaliar, durante a execução dos ensaios de arrancamento, a distribuição dos esforços ao longo do seu comprimento, as barras de aço foram instrumentadas com extensômetros elétricos. Os chumbadores longos foram instrumentadas com sete extensômetros elétricos, enquanto que as barras de aço dos chumbadores curtos foram instrumentadas com quatro extensômetros elétricos. Estes sensores foram alinhados na lateral das barras de aço para reduzir a influência de possíveis momentos fletores. A Figura 2 apresentada a localização dos extensômetros elétricos ao longo das barras de aço.

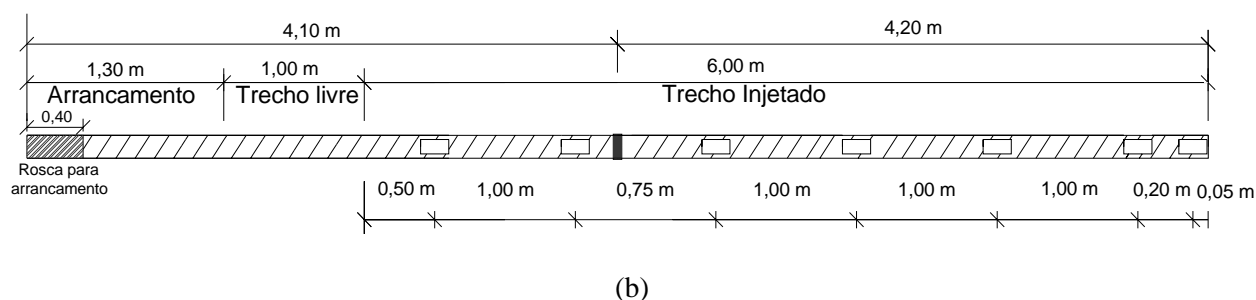
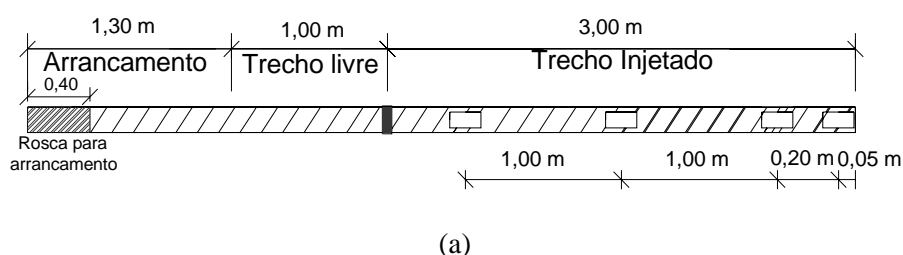


Figura 2. Distribuição dos extensômetros elétricos ao longo dos chumbadores curtos (a) e longos (b).

A correta interpretação das leituras dos extensômetros elétricos, durante a realização dos ensaios, exigiu uma calibração apropriada dos mesmos. Para tanto, as barras de aço instrumentadas foram carregadas sob tração em estágios crescentes e as leituras verificadas para cada nível de carregamento. Foi desenvolvido um equipamento específico para fazer esta calibração. O equipamento é composto por dois pilares metálicos que foram fixados na laje de reação de concreto existente no Laboratório de Geossintéticos. Em um dos pilares, fixou-se um gancho para permitir a fixação da barra de aço através de uma argola soldada em sua extremidade. Na outra extremidade da barra, adaptou-se um mecanismo para a aplicação da carga. Foi feita uma conexão da barra de aço (rosca) com uma célula de carga de 50 kN. A aplicação do carregamento foi realizada por um conjunto manivela/barras apresentando um eixo que permitia a aplicação e a manutenção do carregamento sem

promover o giro da barra de aço. A Figura 3 apresenta os detalhes do equipamento desenvolvido para aplicação de cargas na barra de aço.

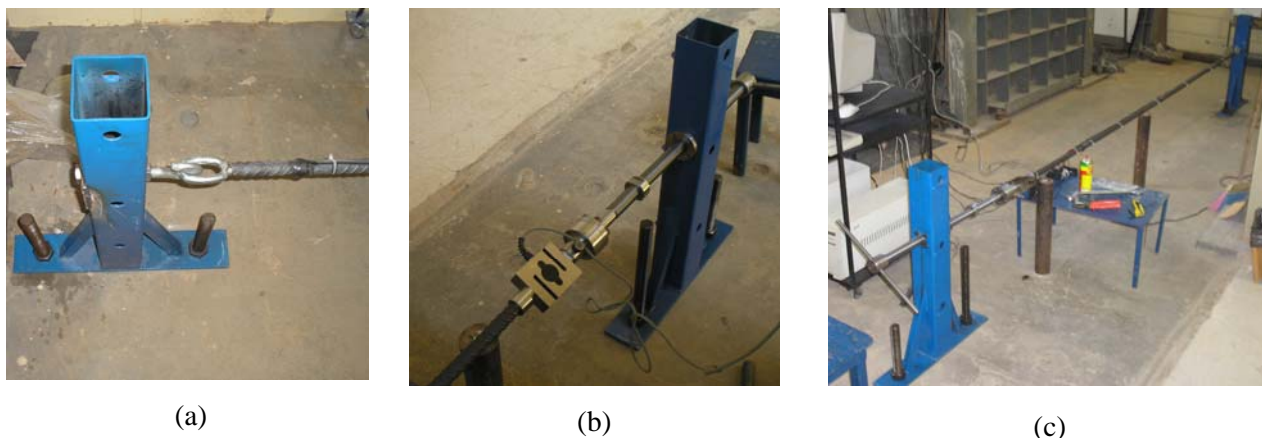


Figura 3. Equipamento utilizado para a calibração das barras de aço. Detalhe das fixações (a) e (b) e vista geral durante a calibração das barras (c).

A preparação dos chumbadores foi realizada, na própria obra, de forma específica para cada metodologia e comprimento do chumbador teste. Esta etapa de preparação compreende a fixação, junto à barra de aço, de centralizadores e de tubos de injeção. Visando garantir a integridade do trecho livre de 1,0 m de comprimento instalou-se um obturador que consiste em uma espuma enrolada na barra de aço e espalhou-se graxa ao longo da barra de aço. A Figura 4 apresenta detalhes da preparação da barra de aço no canteiro da obra.



Figura 4. Detalhe da preparação das barras de aço. (a) Posicionamento dos tubos de injeção e centralizadores e (b) espuma enrolada no início do trecho livre.

Os chumbadores D e E, foram construídos com a segunda metodologia. Para cada etapa de injeção, foi instalado um tubo de polietileno com 10 mm de diâmetro correspondente e válvulas de injeção distribuídas conforme ilustrado na Figura 5. O chumbador D (Figura 5-a) apresenta três tubos, um para cada fase de injeção, destacando que foram realizadas de forma localizada e ascendente. De forma semelhante, em virtude do maior comprimento, o chumbador E apresenta quatro fases de injeção, detalhadas na Figura 5-b.

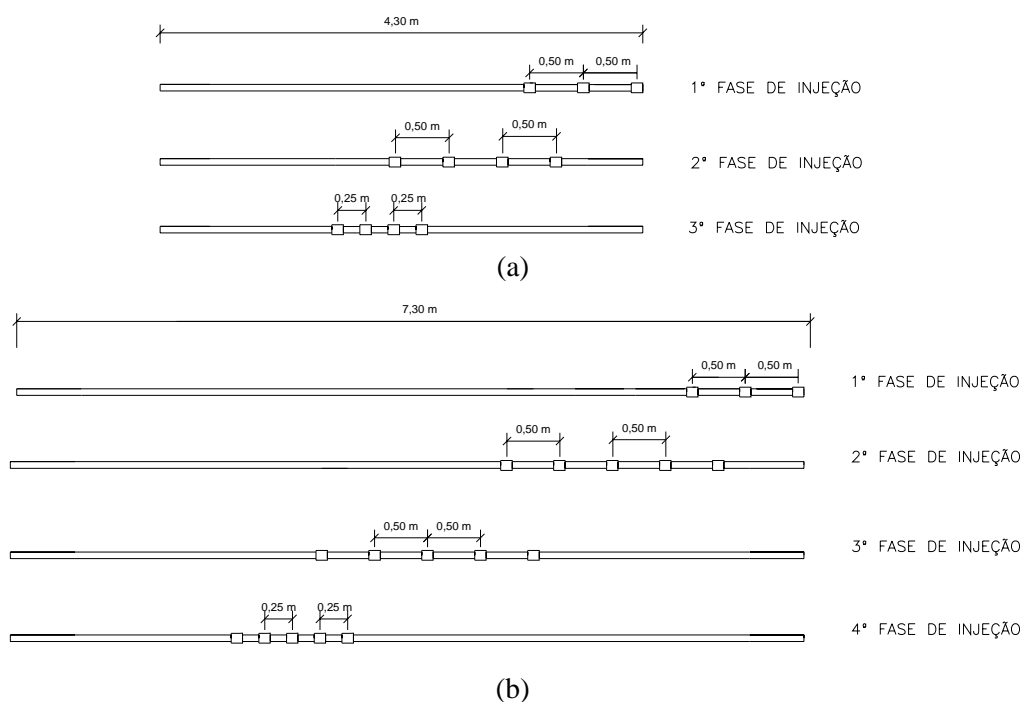


Figura 5. Localização das válvulas de injeção utilizadas, na segunda metodologia, para a construção dos chumbadores curtos (a) e longos (b).

### Execução dos Chumbadores

A Bainha foi executada com um traço de calda de cimento estudado, com relação água/cimento igual a 0,6. No traço das injeções, com o objetivo de obter caldas de cimento com maior fluidez, a relação água/cimento foi de 0,7. As caldas de cimento foram preparadas em um misturador de alta turbulência, utilizando o cimento Portland tipo CP III-40 RS. Os resultados de ensaios de compressão uniaxial, realizados em dia anterior ao início dos ensaios de arrancamento, apresentaram valor médio superior a 21 MPa. Este valor apresenta-se dentro do valor mínimo estabelecido pelo manual internacional da FHWA (Lazarte *et al.*, 2003) [8].

A perfuração foi executada com perfuratriz manual, utilizando o procedimento de lavagem do furo. O diâmetro médio acabado foi de 75 mm e inclinação média de 10° em relação à horizontal. Após o término da perfuração foi então realizado o preenchimento do furo com calda de cimento (Bainha), até que a calda de cimento extravasasse pela boca do furo limpa. As barras de aço, devidamente preparadas, foram então inseridas no maciço de solo. As injeções, da segunda metodologia, foram iniciadas após um intervalo mínimo de 12 horas, obedecendo ao procedimento da obra, de se realizar uma fase de injeção por dia. Durante esta etapa, controlou-se a pressão e o volume da injeção, resumidos na Tabela 3.

Tabela 3. Controle de execução dos chumbadores teste.

Chumbador		1ª Fase		2ª Fase		3ª Fase		4ª Fase	
Id.	Tipo	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)
D	Curto	0,6	70,0	0,4	35,0	1,6	-		
E	Longo	0,6	70,0	0,6	70,0	1,5	-	1,6	-

A partir da Tabela 3 observa-se que as pressões máximas de injeção variaram de 0,4 a 1,6 MPa. Estes valores encontram-se muito próximos da faixa de valores (0,4 a 2,0 MPa) apresentados na literatura (Springer, 2006 [9]; Zirlis *et al.*, 2003 [10]). As maiores pressões de injeção foram obtidas para as últimas fases de injeção dos chumbadores D e E, em que não foi injetado nenhum volume de calda de cimento. A ausência destes volumes e as elevadas pressões medidas nesta etapa remetem a uma melhor qualidade (integridade) do chumbador. Observa-se também que os volumes de injeção nunca foram superiores a 70 litros, ou seja, equivale a um saco de cimento (50 kg) para o traço A/C =

0,6. Este valor foi utilizado como critério de parada, considerando que a partir deste volume, a calda de cimento poderia ter encontrado algum vazio excessivo no maciço de solo e poderia comprometer as edificações vizinhas.

A Figura 6 apresenta a etapa da execução da Bainha (a), o procedimento de inserção da barra de aço no maciço de solo (b) e o detalhe da fixação do equipamento de injeção.



Figura 6. (a) Detalhe da execução da bainha, (b) inserção do chumbador no maciço de solo após a execução da bainha e (c) fixação do equipamento de injeção.

## ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Todos os chumbadores foram ensaiados de maneira similar. Buscou-se, determinar a resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço e verificar a evolução dos carregamentos ao longo do seu comprimento a partir da instrumentação. A primeira parte dos ensaios consistiu na aplicação de uma pequena carga para garantir um melhor ajuste do sistema de arrancamento. Aplicou-se carga ao chumbador por meio de macaco hidráulico em estágios de 5,0 kN. O sistema de aquisição (Figura 7-c) fazia a aquisição automática dos dados da célula de carga, dos transdutores de deslocamento e dos extensômetros elétricos. Entre cada estágio de carga, aguardava-se o período de tempo necessário para a estabilização dos deslocamentos e das leituras dos extensômetros elétricos. Realizou-se o ensaio até atingir a ruptura ou deslocamentos crescentes do chumbador sem incremento de carga. Na fixação dos transdutores de deslocamento, se utilizou um suporte externo, independente do movimento do macaco e da parede de concreto projetado. A Figura 7-a apresenta o esquema de montagem utilizado no ensaio de arrancamento e a Figura 7-b apresenta detalhes do sistema de reação, bem como da célula de carga utilizada no ensaio.

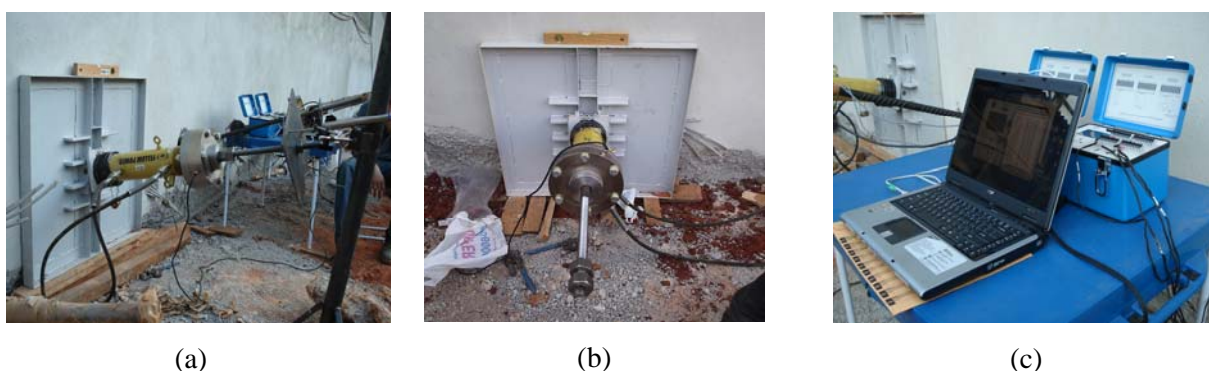


Figura 7. (a) Esquema de montagem do ensaio de arrancamento, (b) detalhes do sistema de reação e célula de carga e (c) sistema de aquisição de dados.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

As Figuras 8 e 9 apresentam as curvas carga  $v_s$  deslocamento obtidas a partir dos ensaios realizados. Com o propósito de analisar a influência das duas diferentes metodologias executivas, os resultados são apresentados para os chumbadores curtos (Figura 8-a) e longos (Figura 8-b). Adicionalmente, apresentam-se as curvas carga  $v_s$  deslocamento para a primeira (Figura 9-a) e segunda

(Figura 9-b) metodologias. Esta representação busca avaliar o efeito do comprimento dos chumbadores na resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço.

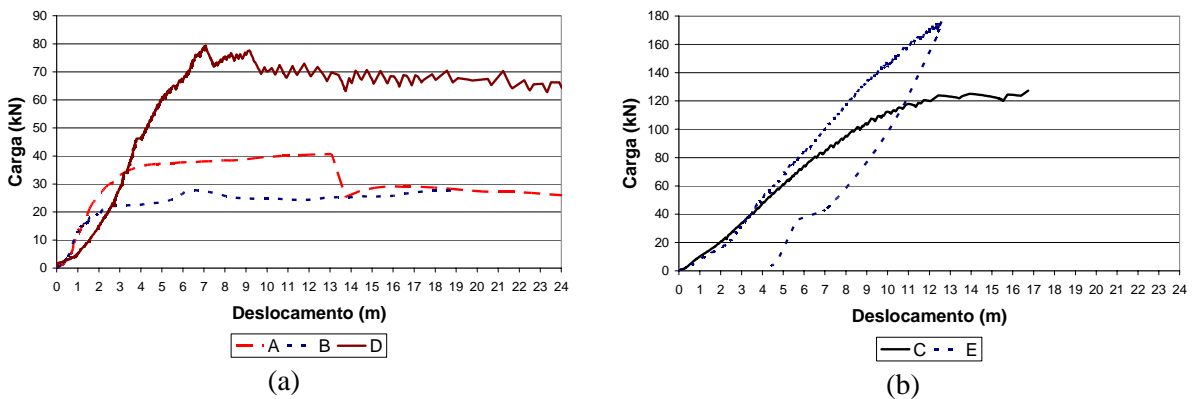


Figura 8. Curvas carga  $v_s$  deslocamento para os chumbadores curtos (a) e longos (b).

A partir da Figura 8-a, na qual são apresentados os resultados dos chumbadores curtos, nota-se que os chumbadores A e B, de mesmo método construtivo, apresentaram uma concordância no trecho inicial do ensaio bem como, após atingir o carregamento de pico. Em relação ao chumbador D, executado com a segunda metodologia, observa-se um ganho significativo quanto ao carregamento de pico.

A Figura 8-b, representa os resultados dos chumbadores longos. Apesar da diferente metodologia executiva, apresenta um comportamento similar no trecho inicial. Observa-se que o chumbador E, executado com a segunda metodologia, não apresenta carregamento de pico. Este fato se deve as limitações impostas pelo conjunto macaco-bomba e ao aparecimento de trincas ao longo da face de reação.

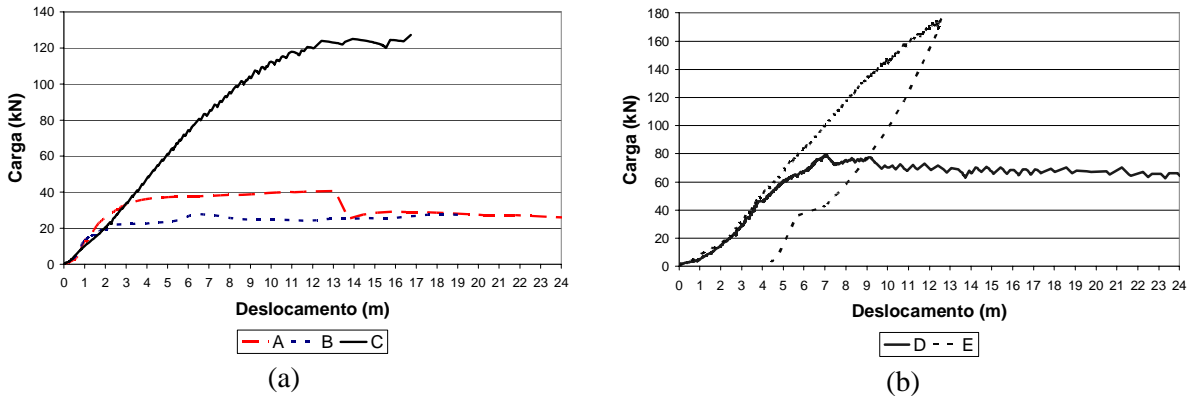


Figura 9. Curvas carga  $v_s$  deslocamento para os chumbadores realizados com a primeira (a) e segunda (b) metodologias.

A Figura 9 apresenta os resultados para as mesmas metodologias, onde se pode comparar o comprimento dos chumbadores. Teoricamente, estimou-se que o carregamento de pico do chumbador longo duplicasse em relação ao chumbador curto, dado os comprimentos executados. Porém, este comportamento não foi observado. Isto se deve, possivelmente, ao mecanismo de transferência de carga no chumbador, associado ao comprimento de transferência ( $l_0$ ) definido por Clouterre(1991) [5].

A resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) foi obtida a partir dos valores de pico das curvas carga  $v_s$  deslocamento dos reforços. A Tabela 4 apresenta um quadro resumo destes resultados.

Tabela 4. Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Chumbador	$T_{m\acute{a}x}$	Deslocamento	$q_s$ (kPa)	$T_{res}$ (kN)	$q_{sres}$ (kPa)	
Id.	Tipo	(kN)	(mm)			
A	Curto	40,7	13,1	57,6	26,0	36,7
B	Curto	27,8	6,5	39,4	24,5	34,6
C	Longo	127,2	16,4	90,0	*	*
D	Curto	112,4	7,1	112,4	60,7	85,9
E	Longo	176,2	10,5	124,6	*	*

Nota:  $T_{m\acute{a}x}$ : carga máxima;  $q_s$ : resistência ao cisalhamento de interface;  $T_{res}$ : carga residual;  $q_{sres}$ : resistência ao cisalhamento de interface residual.

Observa-se a partir da Tabela 4 que os chumbadores A e B, conforme relatado anteriormente, apresentam  $q_{sres}$  próximo, porém os valores de pico são distintos. Isto se deve a metodologia executiva empregada (Bainha), que pode ser decorrente de eventuais imperfeições existentes (variação do diâmetro) ao longo do chumbador, reduzindo o contato solo-chumbador. Ao comparar o valor médio da primeira metodologia com a segunda, para os chumbadores curtos, observa-se um ganho de 131%.

O chumbador E, conforme relatado anteriormente, não atingiu o carregamento de ruptura, bem como, o critério de deslocamento definido por Clouterre (1991) [5], entretanto, o carregamento atingido foi suficiente para comprovar a eficiência da segunda metodologia, que quantitativamente supera em 38% o carregamento atingido pelo chumbador C, executado com a primeira metodologia.

A instrumentação realizada nos reforços permitiu verificar a distribuição das cargas durante o ensaio, ao longo do comprimento dos reforços. A Figura 10 apresenta curvas típicas, para chumbadores longo (a) e curto (b), de distribuição de cargas ao longo do comprimento dos reforços. Foram apresentados quatro níveis de carregamento em relação à carga de ruptura (25, 50, 75 e 100%).

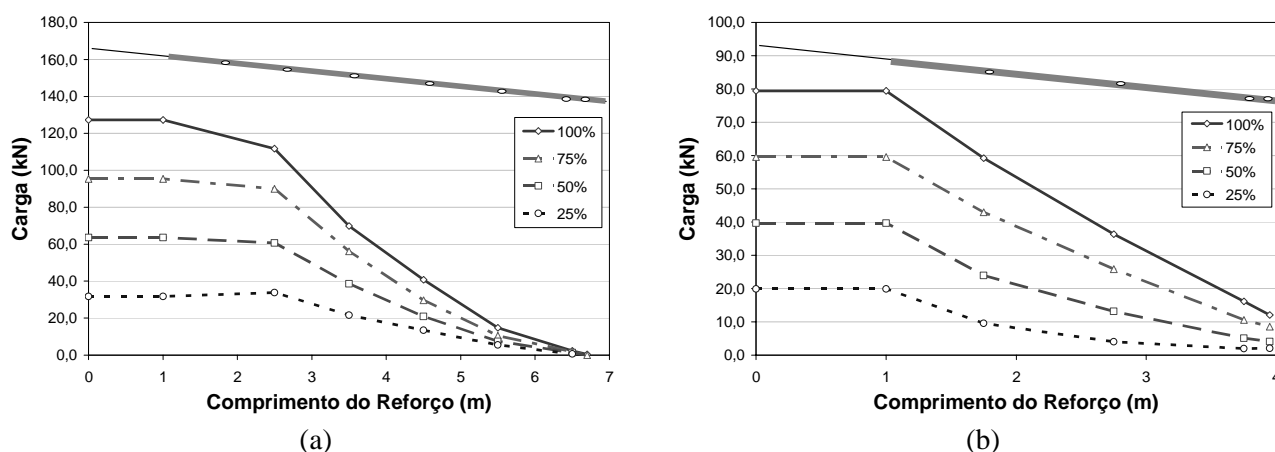


Figura 10. Distribuição de carga ao longo do comprimento para chumbadores longo (a) e curto (b), em percentagem em relação à carga de ruptura.

Os dados de instrumentação dos chumbadores permitiram analisar o mecanismo de transferência de carga, durante a execução dos ensaios. As Figuras 10 (a) e (b) mostram uma tendência de distribuição triangular das cargas ao longo da barra. Para os quatro níveis de carregamento, as cargas mostraram-se máximas na face, nas proximidades do ponto de aplicação de carga, e têm sua magnitude reduzida ao longo do reforço. Ao analisar as curvas referentes a 100% da carga de arrancamento, verifica-se que para os chumbadores curtos (Figura 10-b), o comprimento total dos reforços foi praticamente solicitado. No entanto, para os chumbadores longos, isto não foi verificado.

Como o arrancamento ocorre no contato solo-reforço, a mobilização da resistência é gradual, ou seja, da extremidade da face em direção à parte interna do chumbador.

A partir dos ensaios de arrancamento observou-se que os valores de resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) foram superiores para a segunda metodologia. Este incremento deve-se, provavelmente, ao preenchimento dos vazios da calda de cimento, permitindo a reconstituição do confinamento existente antes da perfuração. Esta metodologia, a mesma utilizada na obra, mostrou-se eficiente e é recomendável para a realização de projetos mais seguros e econômicos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo pelo suporte técnico a esta pesquisa e a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pela bolsa de estudos concedida ao primeiro autor e auxílio à pesquisa concedido ao quarto autor. Os autores agradecem à empresa SOLOTRAT Engenharia Geotécnica Ltda, pela disponibilização da obra, auxílio na execução dos chumbadores testes e dos ensaios de arrancamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] SCHLOSSER, F. Behaviour and Design of Soil Nailing. (1982) In: Symposium on recent developments in ground improvement techniques, Bangkok, pp. 399-413, 1982.
- [2] BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. (1985) Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris, n. 140 (Nov/Dec), pp. 75-92.
- [3] JEWELL, R.A. (1990) Review of Theoretical Models for Soil Nailing. In: Internacional Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp.265-275.
- [4] BRIDLE, R.J. & BARR, B.I.G. (1990) The Analysis and Design of Soil Nails. In: Internacional Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp.249-254.
- [5] CLOUTERRE. (1991) Recommandations Clouterre Project National Clouterre, Presses de l'ENPC, Paris, 269p.
- [6] BYRNE, R. J., COTTON, D., PORTERFIELD, J., WOLSCHLAG, C., UEBLACKER, G. (1998) Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls. In: Report FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, October.
- [7] ORTIGÃO, J. A. R. & PALMEIRA, (1997) Optimised design for soil nailed walls. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems (GIGS), pp. 368-374, London, UK, June. Edited by M.C.R. Davies, F. Schlosser, Ground Improvement Geosystems, Thomas Telford, London, UK.
- [8] LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOZA, R. D. & SABATINI, P. J. (2003) Soil nail walls. In: Report FHWA0-IF-03-017, Geotechnical Engineering Circular n. 7, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, March.
- [9] SPRINGER, F. O. (2006) Ensaios de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaiss, Tese de Doutorado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.
- [10] ZIRLIS, A.C.; PITTA, C.A. & SOUSA, G.J.T. (2003). Solos grampeados – Alguns Detalhes Executivos e Casos de Obras. In: Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, pp. 1-20.