

# ANÁLISE DE MÉTODOS EXECUTIVOS DE SOLO PREGADO A PARTIR DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO REALIZADOS EM LABORATÓRIO

Analysis of soil nailing execution methods from laboratory pullout tests

Danilo Pacheco e Silva\*

Benedito de Souza Bueno\*\*

**RESUMO** – Avaliou-se experimentalmente a influência de três diferentes metodologias executivas (número de injeções) na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço ( $q_s$ ) de uma estrutura de solo pregado construída em laboratório. Para tal, foram realizados ensaios de arrancamento em nove chumbadores instrumentados com extensômetros elétricos. Os ensaios de arrancamento permitiram quantificar melhorias na resistência ao cisalhamento de interface a partir das injeções do chumbador e estabelecer equações que relacionam o valor de  $q_s$  com o volume injetado de calda de cimento, sendo uma importante ferramenta para analisar o desempenho do chumbador. O monitoramento ao longo do ensaio permitiu analisar os mecanismos de distribuição das cargas. Todos os chumbadores ensaiados foram exumados e os resultados são apresentados, destacando-se os aspectos da sua integridade e uniformidade do diâmetro.

**SYNOPSIS** – This study evaluated the shear strength of the soil-reinforcement interface ( $q_s$ ) of a soil nailing structure built in laboratory. The influence of three singular construction methodologies was analyzed. Pullout tests were performed on nine nails instrumented with electrical strain gauges. The pullout test allowed the quantification of the interface shear strength improvement by increasing the number of successive grout injections. Equations were formulated relating  $q_s$  with injected grout volume, an important tool to evaluate nail performance. Additionally, the instrumented tests allowed the evaluation of the load distribution mechanisms. All tested nails were exhumed and their observations are presented in this study, especially regarding integrity and diameter uniformity of the nails.

**PALAVRAS CHAVE** – Solo pregado, ensaios de arrancamento, instrumentação.

## 1 – 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 empírica dos executores. Neste sentido, alguns conceitos e metodologias de execução estão sendo desenvolvidos, porém, sem uma consistência teórica que permita maiores avanços técnicos. 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.

---

\* Doutorando, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo  
E-mail: danpasil@yahoo.com.br

\*\* Professor Titular, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail: bsbueno@sc.usp.br

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 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), Bustamante e Doix (1985), Jewell (1990), Bridle e Barr (1990), Clouterre (1991), Byrne *et al.* (1998) e Ortigão e Palmeira (1997).

Embora estes modelos e correlações se baseiem em interações simples e empreguem parâmetros aparentemente fáceis de serem determinados, há dificuldade de se conhecer, previamente, os parâmetros de interação e as magnitudes das tensões normais atuantes. 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 padronizada por norma faz com que não seja muito 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, a carga residual e o coeficiente  $k_p$  correspondente à inclinação inicial da curva carga vs. deslocamento (Clouterre, 1991). 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 máxima ( $T_L$ ), definida na Equação 1. O valor de  $q_s$  é definido em unidade de tensão, normalmente em kPa.

$$q_s = \frac{T_L}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_s} \quad (1)$$

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.

A realização de ensaios de arrancamento em laboratório, sob condições controladas, possibilita avaliar o valor de  $q_s$  sob diferentes condições. Recentemente, diversos pesquisadores têm investigado esta propriedade a partir de ensaios realizados em laboratório, entre eles: Hausmann e Lee (1978), Chang e Milligan (1996), Franzen (1998), Morris (1999), Hong *et al.* (2003), Lee *et al.* (2004), Junaideen *et al.* (2004), Chu e Yin (2005) e França e Bueno (2009).

Nesse contexto, foi construída uma estrutura de solo pregado no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos-USP. O solo pregado foi construído com o objetivo de avaliar a variação da resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) frente a três diferentes metodologias construtivas (número de reinjeções). Os ensaios de arrancamento foram realizados em nove reforços (chumbadores) instrumentados. Durante o processo construtivo as cargas desenvolvidas ao longo do trecho injetado dos reforços também foram monitoradas.

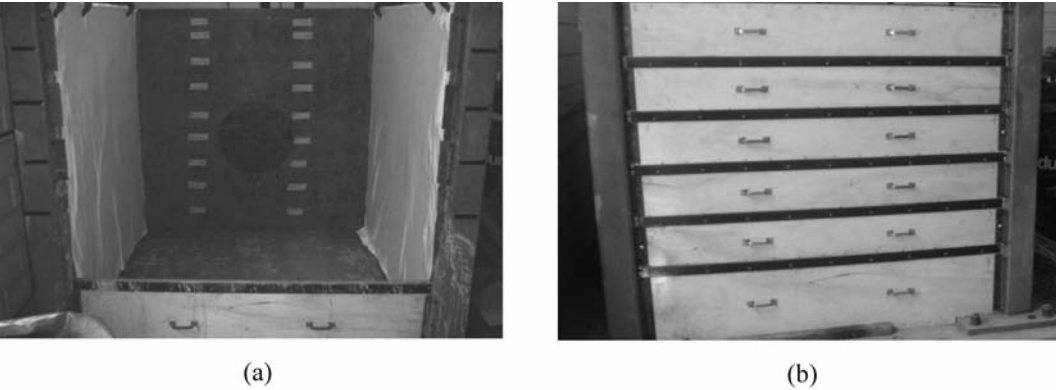
## 2 – MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 – Caixa metálica de ensaios

O solo pregado foi construído em uma caixa metálica desenvolvida por Viana (2003). A caixa de ensaio apresenta área plana de 1,80 x 1,55 m (BxL), altura de 1,80 m e é composta por peças

metálicas (pilares, paredes e tampa) rígidas. As paredes laterais da caixa de ensaio foram forradas com uma montagem de geomembranas de PVC com graxa entre elas. Esta medida visou reduzir o atrito entre as paredes laterais da caixa de ensaio e o solo.

A face frontal da caixa de ensaio foi dimensionada e adaptada para simular as etapas de escavação inerentes à técnica de solo pregado. A face frontal é composta por seis segmentos retangulares de madeira com 50 mm de espessura e 250 mm de altura, exceto o segmento inferior que possui 425 mm de altura. As Figuras 1 (a) e (b) apresentam, respectivamente, a caixa metálica e a face frontal móvel adaptada para simular as etapas de escavação.



**Fig. 1** – (a) Vista da caixa metálica utilizada e (b) face frontal móvel adaptada para a construção do solo pregado.

### 2.2 – Solo estudado

Para a construção do maciço de solo foi utilizado o solo do Campus II da USP/São Carlos. A escolha deste material deve-se a existência de um banco de dados das suas propriedades geotécnicas e maior facilidade de coletá-lo, frente ao grande volume despendido para a construção da estrutura de solo pregado. O Quadro 1 apresenta os resultados da caracterização geotécnica realizada para este solo.

**Quadro 1** – Características geotécnicas e classificação do solo utilizado.

Propriedade	Valor
Massa específica dos sólidos $\rho_s$ (kg/m³)	2.681,0
Teor de Argila (%)	34,0
Teor de Silte (%)	4,0
Teor de Areia (%)	62,0
LL (%)	39
LP (%)	21
$\rho_{d, \max}$ (kg/m³)	1.805,0
$w_{ot}$ (%)	16,0
Coesão efetiva* (kPa)	24
Ângulo de atrito efetivo* (°)	32,0
Classificação Unificada	SC

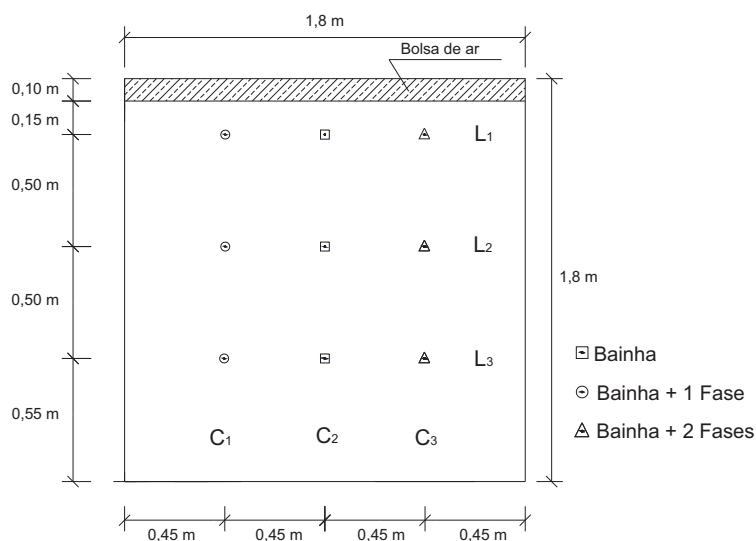
\* Parâmetros determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto na condição ótima de compactação.

### 2.3 – Características do reforço

Os chumbadores foram construídos com barras de aço CA-50 de 8,0 mm de diâmetro. Embora os reforços fossem construídos com 1,0 m de comprimento injetado e 0,3 m de comprimento livre, as barras de aço foram utilizadas com 1,8 m, deixando o comprimento excedente (0,5 m) disponível para a realização dos ensaios de arrancamento.

Os chumbadores foram dispostos na caixa de ensaio em 3 linhas (L1 a L3) e 3 colunas (C1 a C3), com espaçamentos verticais e horizontais iguais a 0,50 m e 0,45 m, respectivamente. Esta distribuição buscou otimizar o espaço físico da caixa para os objetivos do estudo. Ao longo das linhas buscou-se avaliar a influência das três diferentes metodologias executivas na resistência ao cisalhamento de interface, enquanto ao longo das colunas foi possível avaliar a influência da profundidade em cada um dos métodos executivos.

Para uma melhor representação dos procedimentos executivos empregados, apresenta-se a disposição na face frontal da caixa (Figura 2) e as descrições das metodologias utilizadas em cada uma das colunas.

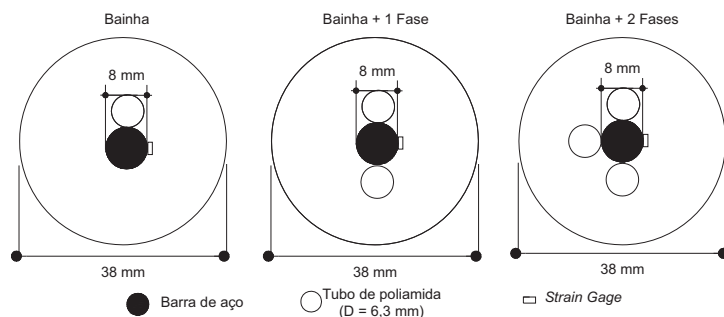


**Fig. 2** – Vista frontal da disposição dos reforços na caixa de ensaios.

- Coluna 1 (C1): os reforços foram construídos com a bainha (preenchimento do furo com calda de cimento) e mais uma fase posterior de injeção. Este método construtivo será denominado de Bainha + 1 Fase;
- Coluna 2 (C2): os reforços foram construídos somente com a bainha (preenchimento do furo com calda de cimento). Este método construtivo será denominado de Bainha;
- Coluna 3 (C3): os reforços foram construídos com a bainha (preenchimento do furo com calda de cimento) e mais duas fases posteriores de injeção. Este método construtivo será denominado de Bainha + 2 Fases;

Para permitir a realização da Bainha e das fases posteriores de injeção foram fixadas, junto à barra de aço, uma tubulação “perdida” de poliamida de 6,3 mm de diâmetro para cada uma destas etapas. Estas tubulações foram dotadas de válvulas de injeção alternadas a cada 0,10 m ao longo

do trecho injetado de 1,0 m. Estas válvulas foram confeccionadas realizando pequenas aberturas no tubo e posteriormente, vedado-as com fita adesiva. Com a aplicação da pressão de injeção, as fitas rompiam-se e permitiam o fluxo da calda de cimento. A Figura 3 apresenta as seções transversais dos chumbadores para cada um dos métodos construtivos empregados na construção do solo pregado.



**Fig. 3** – Seção transversal dos chumbadores para cada um dos métodos construtivos empregados.

Para garantir a integridade do trecho injetado e a manutenção do trecho livre foram instalados, respectivamente, três centralizadores plásticos e um obturador composto por espuma enrolada e fixada junto à barra de aço. A Figura 4 apresenta as barras de aço devidamente preparadas e prontas para serem inseridas no maciço de solo.

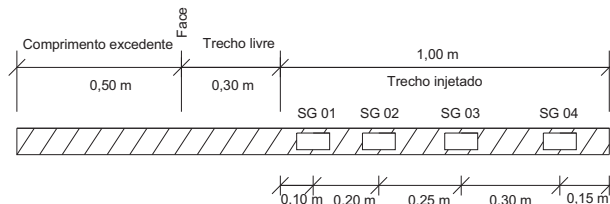


**Fig. 4** – Detalhe das barras de aço preparadas para serem inseridas no maciço de solo.

A calda de cimento foi preparada com cimento CII-E-32 e fator água-cimento igual a 0,6 em peso. Para aumentar a fluidez da calda de cimento foi utilizado o super plastificante Glenium 3010 e o ponto de saturação do aditivo (teor considerado ótimo) foi determinado a partir de um estudo de compatibilidade entre o cimento e o super plastificante. Para a relação água-cimento estudada, o teor ótimo de aditivo foi de 0,05% da massa de cimento utilizada. A partir de ensaios de laboratório, verificou-se que a partir da idade de 21 dias de cura a resistência à compressão uniaxial foi de 21,1 MPa. Este valor apresenta-se dentro do valor mínimo estabelecido pelo manual internacional da FHWA (Lazarte *et al.*, 2003).

## 2.4 – Instrumentação utilizada

Os *strain gages* (extensômetros elétricos) foram alinhados na lateral das barras de aço e dispostos em quatro diferentes posições ao longo do comprimento injetado. A Figura 5 apresenta a localização de cada um deles ao longo das barras de aço.

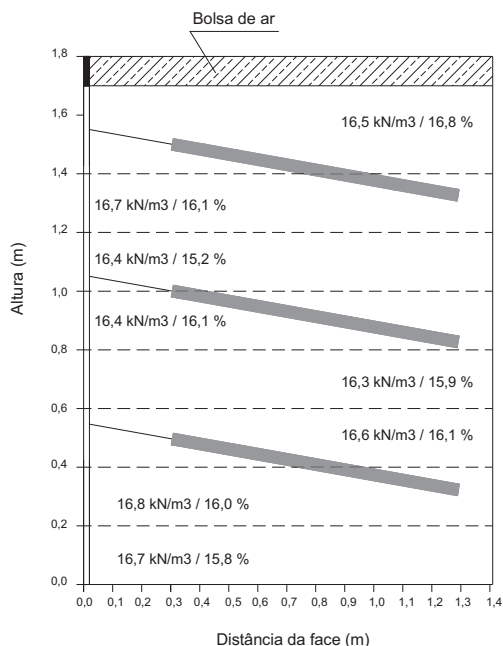


**Fig. 5** – Vista lateral das barras de aço instrumentadas com *strain gages*.

Para facilitar a nomenclatura, tais extensômetros serão denominados de SG 01, SG 02, SG 03 e SG 04. 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 foram carregadas sob tração em estágios, crescentes e decrescentes, verificando-se as leituras em cada nível de carregamento.

## 2.5 – Execução do solo pregado

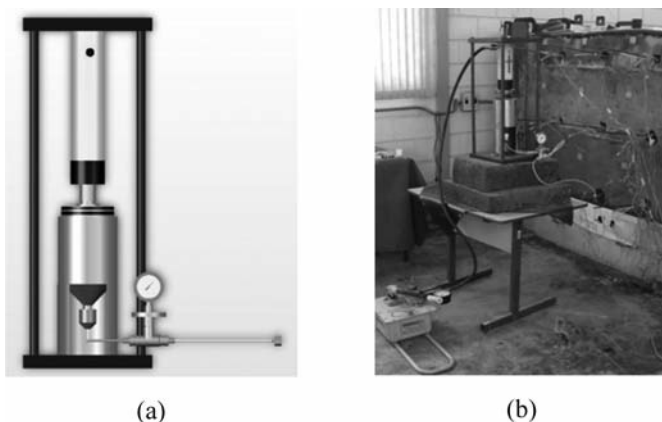
Inicialmente foi realizado o preenchimento da caixa metálica com solo solto, seguido de sua compactação. O processo de compactação foi efetuado com soquete manual, produzindo camadas de aproximadamente 40 mm de espessura, sendo esse procedimento repetido até o completo preenchimento da caixa de ensaio. Após a compactação de cinco camadas consecutivas, era efetuado o controle de compactação. Foram realizadas oito determinações do peso específico seco e do teor de umidade, utilizando-se, respectivamente, o método do cilindro de cravação (NBR 9813/87) e o forno de microondas (ASTM D 4643/93). Os resultados obtidos são apresentados ao longo da seção transversal do solo pregado (Figura 6). A partir dos ensaios realizados foi obtido um Grau de Compactação médio de 91,7% e um desvio de teor de umidade máximo de  $\pm 0,8\%$ .



**Fig. 6** – Peso específico seco e teor de umidade obtidos nos controles de compactação executados.

A sequência de execução do solo pregado seguiu a prática comum das obras. A etapa de escavação foi simulada através da remoção sucessiva dos segmentos de madeira da face. Após cada etapa de escavação, aplicou-se no solo exposto uma pintura com calda de cimento para minimizar as perdas de umidade. A perfuração foi realizada com trado manual e inclinação de  $10^\circ$  em relação à horizontal, resultando em furos com 38 mm de diâmetro e 1,30 m de comprimento. Para obter a inclinação desejada, foram construídos dois suportes metálicos que permitem o apoio do trado com altura variável.

Após a execução destas etapas, os reforços, da respectiva linha, foram inseridos no maciço de solo. Em virtude do pequeno diâmetro do furo e, conseqüentemente, do pequeno volume de calda de cimento necessário para realizar o processo de injeção, foi necessário desenvolver um equipamento específico para realizar a injeção de calda de cimento. As Figuras 7 (a) e (b) apresentam, respectivamente, um esquema geral e uma vista do equipamento durante o procedimento de injeção.



**Fig. 7** – (a) Esquema do equipamento desenvolvido e (b) vista do equipamento durante a realização da injeção de calda de cimento.

O equipamento de injeção é composto por um reservatório de aço inox com seção circular de 120 mm de diâmetro, 150 mm de altura e 8 mm de espessura de parede. A região inferior do reservatório foi projetada na forma de um funil para facilitar o escoamento da calda de cimento. O reservatório de volume conhecido (1,8 litros) permitiu quantificar, de forma aproximada, o volume de calda de cimento utilizado em cada um dos métodos executivos. Para garantir a estanqueidade do sistema, foram fixados dois o-rings no êmbolo superior do reservatório. A pressão foi aplicada por um cilindro hidráulico que utilizava uma placa metálica de 15 mm de espessura fixa a uma base metálica de mesma espessura como reação. Para a determinação da pressão de injeção foi inserido, ao longo da tubulação de saída, um manômetro com um dispositivo de segurança (selo diafragma) para evitar sua contaminação com calda de cimento.

O procedimento de injeção foi realizado da mesma forma para cada uma das linhas. Inicialmente, foram realizadas todas as Bainhas; após um intervalo de 4 horas realizaram-se a primeira injeção de dois chumbadores e após um intervalo de 20 horas, em relação à execução da bainha, realizou-se, em um único reforço, a segunda injeção. Estes intervalos de tempo foram determinados com o objetivo de facilitar o processo executivo. A partir de testes preliminares realizados em uma caixa de menor dimensão, constatou-se que a adoção de maiores intervalos de tempo dificultaria as injeções.

A calda de cimento foi preparada para cada uma das etapas de injeção. Os Quadros 2 a 4 apresentam, para cada linha de chumbadores, um resumo do controle do volume e da pressão de injeção realizado para cada uma das etapas de injeção de calda de cimento.

**Quadro 2** – Controle da injeção da calda de cimento para a linha 1.

Descrição	Bainha		1ª Fase (4 horas)		2ª Fase (20 horas)	
	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)
Bainha	1,13	0,25	–	–	–	–
Bainha + 1 Fase	1,13	0,25	0,18	0,30	–	–
Bainha + 2 Fases	1,13	0,25	0,28	0,30	0,11	0,70 – 2,50*

Nota: Pressão final atingida e adotada como critério de parada para a injeção.

**Quadro 3** – Controle da injeção da calda de cimento para a linha 2.

Descrição	Bainha		1ª Fase (4 horas)		2ª Fase (20 horas)	
	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)
Bainha	1,13	0,25	–	–	–	–
Bainha + 1 Fase	1,13	0,25	0,28	0,30	–	–
Bainha + 2 Fases	1,13	0,25	0,28	0,30	0,20	0,70 – 2,50*

Nota: Pressão final atingida e adotada como critério de parada para a injeção.

**Quadro 4** – Controle da injeção da calda de cimento para a linha 3.

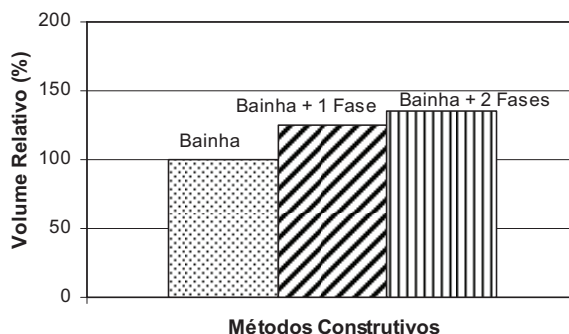
Descrição	Bainha		1ª Fase (4 horas)		2ª Fase (20 horas)	
	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)
Bainha	1,13	0,25	–	–	–	–
Bainha + 1 Fase	1,13	0,25	0,28	0,35	–	–
Bainha + 2 Fases	1,13	0,25	0,28	0,35	–	2,50*

Nota: Pressão final atingida e adotada como critério de parada para a injeção.

Os Quadros 2, 3 e 4 mostram que as pressões de injeção variaram de 0,25 a 2,5 MPa. Estes valores encontram-se muito próximos da faixa de valores (0,4 a 2,0 MPa) encontrados na literatura (Springer, 2006; Zirlis *et al*, 2003). Para a execução da Bainha e Bainha + 1 Fase os valores de volume e pressão foram praticamente os mesmos para cada uma das metodologias, exceção feita a pressão de injeção da linha 3, que foi um pouco superior. Os volumes injetados para a execução da segunda fase foram pequenos (Linhas 1 e 2) e até inexistentes (Linha 3), a partir do método utilizado para a sua quantificação. Nesta etapa, as pressões de injeção foram da ordem de 0,70 MPa e após a injeção da calda de cimento, atingiu pressões da ordem de 2,50 MPa, adotada como critério de parada. Os baixos volumes e as elevadas pressões medidas nesta etapa remetem para uma melhor qualidade (integridade) do chumbador. Estas premissas são constatadas a partir dos resultados dos ensaios de arrancamento e da exumação dos chumbadores.



A Figura 8 apresenta um comparativo entre os volumes médios de injeção obtidos para os diferentes métodos construtivos. Os volumes se referem ao volume utilizado para o preenchimento da perfuração (Bainha), considerado como 100%.



**Fig. 8** – Comparativo entre os volumes médios injetados para os diferentes métodos construtivos.

A partir da Figura 8 verifica-se que o volume médio de calda de cimento utilizado para a realização da primeira injeção foi 25% superior ao volume utilizado para o preenchimento do furo (Bainha). Para a construção do chumbador com duas fases de injeção, o volume médio de calda de cimento utilizado foi 34% superior ao volume da Bainha, sendo, portanto, a segunda fase responsável por um acréscimo de 9%.

A Figura 9 apresenta uma vista geral da estrutura de solo pregado após o término das etapas construtivas.



**Fig. 9** – Vista geral do solo pregado após o término das etapas construtivas.

Após o término da construção, foi aplicado sobre o solo pregado um acréscimo de tensão vertical de 50 kPa. Este processo foi realizado por meio de uma bolsa de ar situada na parte superior da caixa de ensaio. O propósito da aplicação da sobrecarga foi simular uma altura adicional de aterro sobre a estrutura, antes de realizar os ensaios de arrancamento.

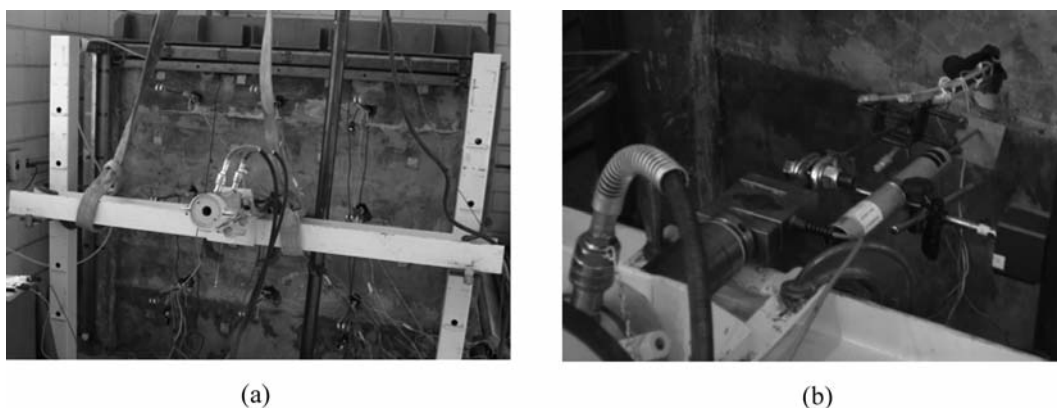
A instrumentação das barras de aço com extensômetros elétricos permitiu verificar a evolução da força de tração ao longo desses elementos durante as sucessivas etapas de construção do maciço reforçado. A coleta dos dados também foi realizada após a aplicação da sobrecarga de 50 kPa e durante a realização dos ensaios de arrancamento.

## 2.6 – Ensaios de arrancamento

Todos os reforços inseridos no maciço de solo foram submetidos ao ensaio de arrancamento. Buscou-se, além de determinar a resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço, verificar a evolução dos carregamentos ao longo do seu comprimento a partir da instrumentação. Os ensaios foram realizados de maneira similar e com velocidade constante da ordem de 0,5 kN/min.

Os esforços de tração foram aplicados por um conjunto bomba elétrica - cilindro hidráulico e as cargas foram medidas por uma célula de carga de 50 kN de capacidade. Os deslocamentos do chumbador foram medidos por um transdutor de deslocamento (LVDT), fixo a um suporte externo, utilizando-se como referência uma placa metálica fixa à barra de aço. O conjunto foi montado sobre um pórtico de reação metálico rígido e fixo ao chão, devidamente dimensionado para esta finalidade.

Os ensaios foram conduzidos com um único e contínuo estágio de carregamento até atingir o final do curso do LVDT (100 mm). As Figuras 10 (a) e (b) apresentam, respectivamente, uma vista geral e uma vista detalhada dos equipamentos e da estrutura de reação utilizados nos ensaios de arrancamento.



**Fig. 10** – Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento: (a) vista geral e (b) vista detalhada.

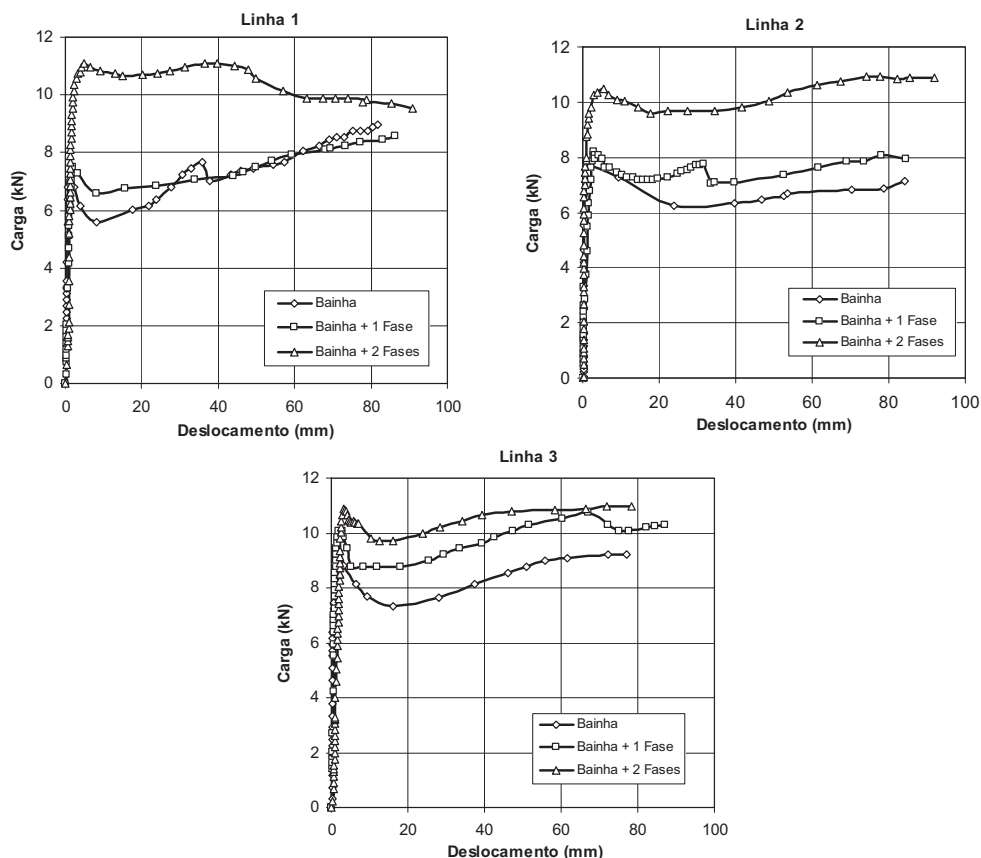
Após os ensaios de arrancamento, realizou-se o processo de escavação e exumação dos reforços. Este trabalho foi realizado de forma lenta e cuidadosa para garantir a integridade do trecho injetado e permitir análises do reforço em relação à metodologia empregada na sua execução.

## 3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 3.1 – Ensaios de arrancamento

A Figura 11 apresenta as curvas carga vs. deslocamento obtidas a partir de ensaios de arrancamento realizados em nove reforços que compõem a estrutura de solo pregado. Para poder analisar a influência dos diferentes métodos construtivos na resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço os resultados são apresentados para cada uma das linhas de chumbadores.

A partir da Figura 11, nota-se que após atingir o carregamento de pico, a carga tende inicialmente para um valor residual menor, convergindo posteriormente para uma tendência a um incremento de carga com o aumento do deslocamento. Tal fato pode ser decorrente de eventuais imperfeições existentes (variação no diâmetro) no trecho livre (0,30 m). Ao analisar os deslocamentos verifica-se, de forma geral, que para a mobilização total da resistência ao cisalhamento de interface



**Fig. 11** – Curvas carga vs. deslocamento para os diferentes métodos construtivos, para cada uma das linhas de reforço.

os deslocamentos foram pequenos, da ordem de 1 a 6 mm e tornaram-se maiores à medida que se aumentaram o uso das fases de reinjeção dos chumbadores. Os deslocamentos médios para os chumbadores construídos somente com a Bainha, Bainha + 1 Fase e Bainha + 2 Fases foram, respectivamente, 1,46 mm, 2,28 mm e 4,62 mm.

A resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) foi obtida a partir dos valores de pico das curvas carga x deslocamento dos reforços. O Quadro 5 apresenta um resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Para as três linhas de reforços, os ensaios de arrancamento resultaram em valores crescentes de  $q_s$  com o aumento do número das fases de injeção. Para os reforços executados somente com a Bainha, o valor médio de  $q_s$  foi de 67,5 kPa, enquanto que para os reforços executados com uma fase adicional de injeção, o valor médio de  $q_s$  foi de 72,3 kPa (acrécimo de 7,1%), e os executados com duas fases adicionais de injeção, o valor médio foi de 90,9 kPa (acrécimo de 34,6%).

Byrne *et al.* (1998) apresentam faixas de valores de resistência de interface ( $q_s$ ) para vários tipos de solo. Os valores de resistência de interface para solos arenosos variam de 50 kPa (areia siltosa) a 240 kPa (areia siltosa muito densa) e entre 100 e 200 kPa para argilas arenosas. O intervalo de variação da resistência de interface obtida para os ensaios do modelo (areia argilosa) encontra-se no intervalo de variação sugerido por Byrne *et al.* (1998).

**Quadro 5** – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Linha	Descrição	$T_{\max}$ (kN)	Deslocamento (mm)	$q_s$ (kPa)	A.R. (%)
1	Bainha	7,02	1,00	59,13	0
	Bainha + 1 Fase	7,48	1,88	63,01	6,5
	Bainha + 2 Fases	11,09	4,94	93,39	57,9
2	Bainha	7,68	1,45	64,73	0
	Bainha + 1 Fase	8,20	2,99	69,08	6,7
	Bainha + 2 Fases	10,48	5,47	88,26	36,4
3	Bainha	9,33	1,94	78,58	0
	Bainha + 1 Fase	10,06	1,98	84,79	7,8
	Bainha + 2 Fases	10,82	3,46	91,19	16,0

Nota:  $T_{\max}$ : carga máxima obtida durante o ensaio;  $q_s$ : resistência ao cisalhamento de interface; A.R.(%): aumento relativo de resistência, tomando-se como referência o chumbador construído somente com a Bainha.

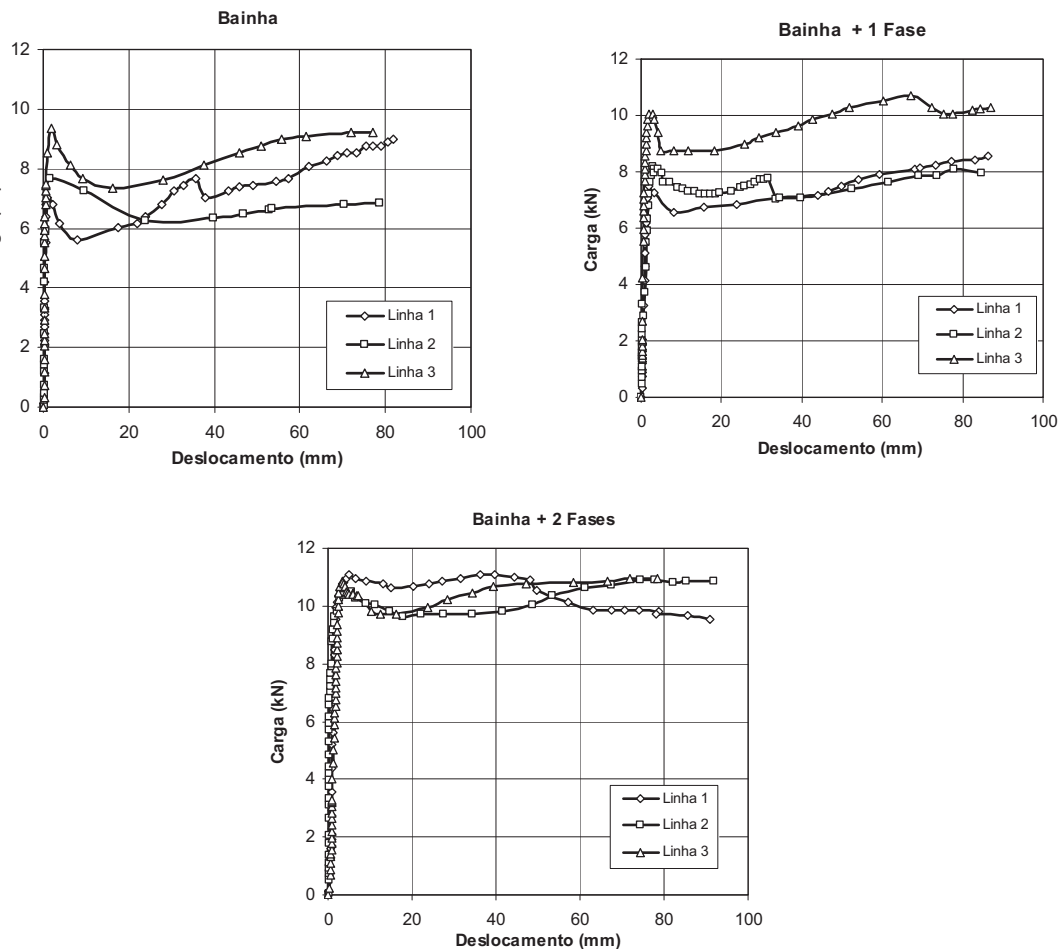
Um dos fatores que mais influencia o valor de  $q_s$  é a tensão normal atuante na superfície do reforço. Existe a corrente de pesquisadores que acredita que o valor de  $q_s$  é constante com o aumento da profundidade, pois considera que a tendência de diminuição da dilatância é compensada pelo aumento da tensão vertical. Entretanto, a outra corrente acredita que esta consideração é uma hipótese simplificadora, pois há uma grande dispersão observada através dos resultados dos ensaios de arrancamento, para um mesmo solo e uma mesma técnica.

A Figura 12 apresenta as curvas carga  $\times$  deslocamento para os diferentes métodos construtivos empregados. Esta representação busca avaliar o efeito da profundidade nos ensaios de arrancamento realizados.

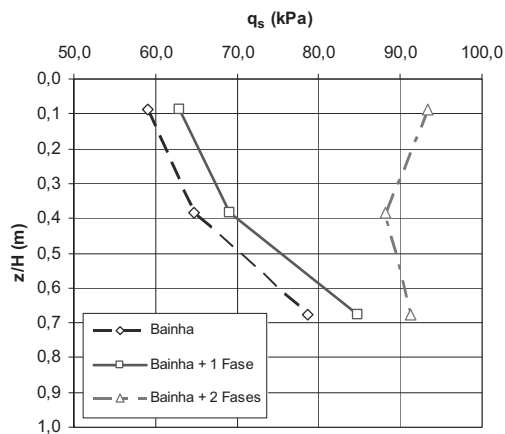
Ao comparar o mesmo método construtivo, nas diferentes profundidades, verifica-se que as curvas tornaram-se mais próximas à medida que se aumentaram o número de reinjeções. A Figura 13 apresenta a variação de  $q_s$  com a relação  $z/H$ , sendo  $z$  a profundidade e  $H$  a altura, para cada um dos métodos construtivos empregados.

Ao analisar a variação da resistência de interface ( $q_s$ ) nota-se que para os reforços construídos com Bainha e Bainha + 1 Fase, a resistência ao cisalhamento de interface aumentou ao longo da profundidade. Entretanto, os chumbadores construídos com Bainha + 2 Fases apresentaram valores de  $q_s$  muito próximos com o aumento da profundidade, sendo ligeiramente maior para os chumbadores posicionados na Linha 1. Para as dimensões do solo pregado construído em laboratório, aparentemente, esse método executivo tende a uniformizar a resistência ao arrancamento mobilizada através do perfil de solo reforçado.

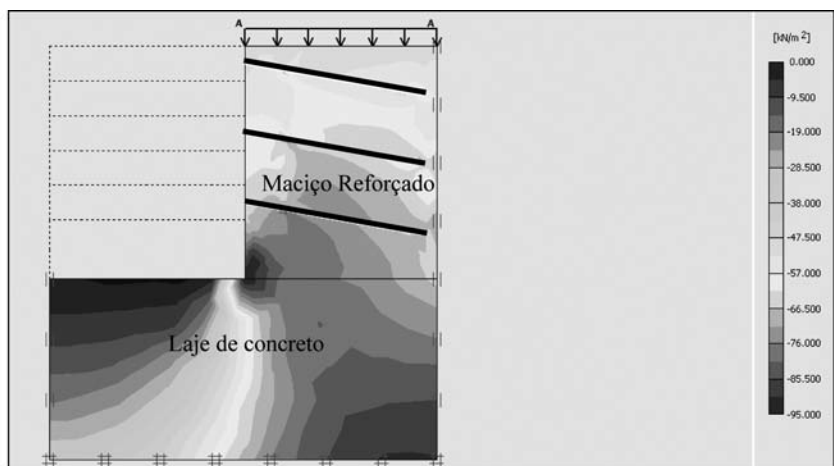
O processo de escavação e de inserção dos chumbadores acaba alterando o estado de tensões do maciço de solo. Na tentativa de avaliar as magnitudes das tensões normais médias atuantes ao longo do trecho injetado de cada linha de chumbador foi realizada uma simulação numérica com o software de elementos finitos Plaxis v.8. Para tal, foi considerada a situação anterior à realização dos ensaios de arrancamento, ou seja, após o processo de “escavação” e inserção dos chumbadores e aplicação da sobrecarga de 50 kPa. Para simular a laje de reação de concreto existente sob o maciço reforçado, foi considerado um solo com módulo de deformabilidade igual ao do concreto ( $2,1 \times 10^7$  kPa). A Figura 14 apresenta a distribuição de tensões verticais no maciço compactado, antes de iniciar os ensaios de arrancamento.



**Fig. 12** – Curvas carga  $\times$  deslocamento comparativas para as diferentes linhas de reforço, para cada um dos diferentes métodos construtivos.



**Fig. 13** – Variação de  $q_s$  com a profundidade, para cada um dos métodos executivos empregados.



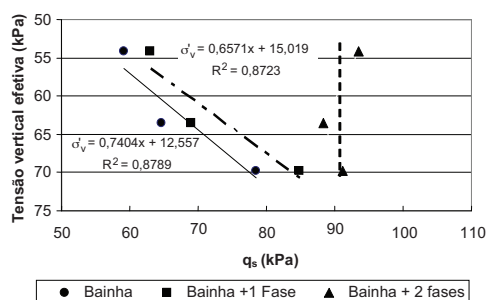
**Fig. 14** – Distribuição das tensões verticais efetivas ao longo da profundidade.

O Quadro 6 apresenta os valores médios de tensão vertical efetiva atuante em cada linha de chumbador e o aumento relativo A.R. (%) em relação à linha 1.

**Quadro 6** – Valores médios de tensão vertical efetiva ( $\sigma_v'$ ) atuante em cada linha de chumbador.

Linha de chumbador	$\sigma_v'$ (kPa)	A.R. (%)
1	54,14	0
2	63,57	17,4
3	69,85	29,0

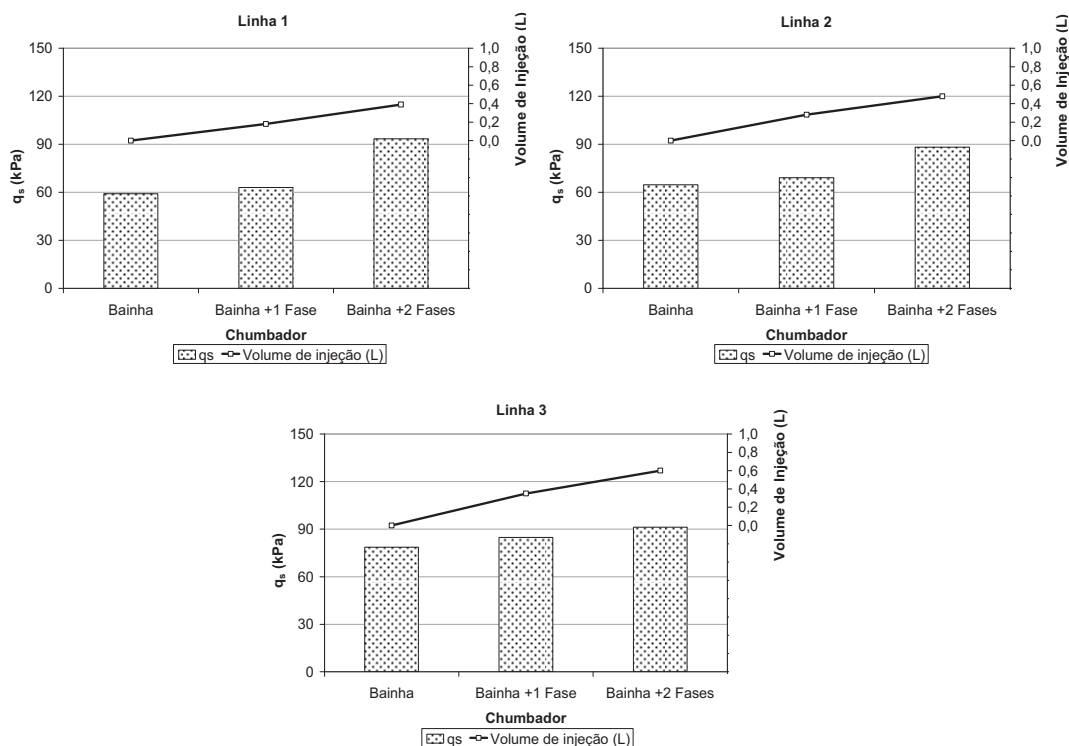
Na tentativa de verificar um padrão de comportamento ao longo da profundidade foram plotadas curvas de tensão vertical efetiva vs.  $q_s$  (Figura 15).



**Fig. 15** – Curvas tensão vertical efetiva vs.  $q_s$  para os diferentes métodos construtivos.

A partir da Figura 15, observa-se que, para os chumbadores construídos com Bainha e Bainha +1, foi possível estabelecer um ajuste linear do incremento de  $q_s$  a partir do acréscimo de tensão vertical, obtendo valores de  $R^2$  da ordem de 0,87. Entretanto, para os chumbadores executados com Bainha + 2, os valores de  $q_s$  apresentaram-se muito próximos com a variação da profundidade, sendo representados pela linha tracejada.

Os resultados obtidos mostram que o valor de  $q_s$  está intimamente relacionado com o volume de injeção obtido para cada metodologia executiva. Na tentativa de verificar uma tendência de comportamento, os valores de  $q_s$  e do volume de injeção das diferentes metodologias são apresentadas em um mesmo gráfico para cada uma das linhas de chumbadores (Figura 16).



**Fig. 16** – Variações de  $q_s$  e dos volumes de injeção para as diferentes metodologias executivas das Linhas 1, 2 e 3.

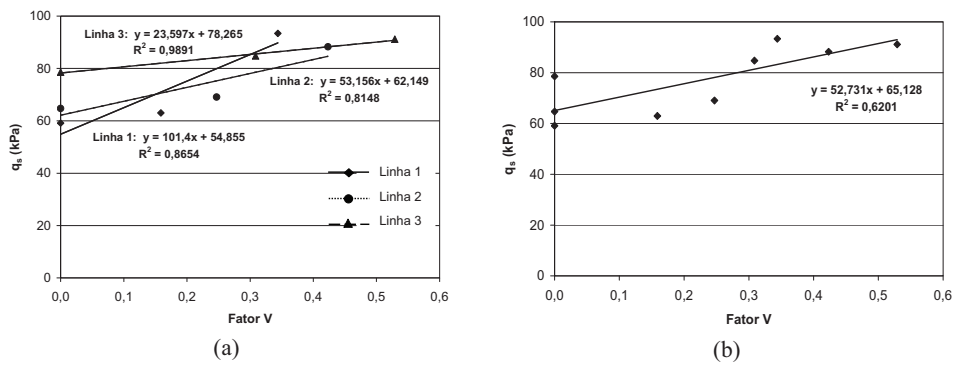
A partir da Figura 16 nota-se, claramente, que os ganhos no parâmetro  $q_s$  estão diretamente relacionados com a metodologia executiva e, conseqüentemente, com os incrementos dos volumes injetados de calda de cimento. Tal fato explica o melhor desempenho dos chumbadores executados com as metodologias Bainha + 1 Fase e Bainha + 2 Fases. As fases de injeção reduzem os vazios existentes após a execução da Bainha, melhorando a integridade do chumbador ao longo do trecho injetado, refletindo diretamente no parâmetro  $q_s$ . A partir da exumação dos chumbadores, estas constatações foram confirmadas.

A partir das análises apresentadas verificou-se, quantitativamente, a interdependência entre o parâmetro  $q_s$  e o volume de injeção. A fim de permitir posteriores comparações com ensaios realizados em chumbadores de diferentes geometrias, foi atribuído um fator adimensional “V”, que representa a relação entre o volume injetado de calda de cimento e o volume da cavidade escavada. A Figura 17 apresenta uma correlação entre os dois parâmetros ( $q_s$  vs. Fator V), para cada uma das linhas de chumbadores (a) e para todos os chumbadores (b).

Os ajustes lineares da Figura 17(a), apresentaram valores de  $R^2$  aceitáveis, considerando o pequeno espaço amostral e as variabilidades inerentes às metodologias executivas adotadas para a construção dos chumbadores.

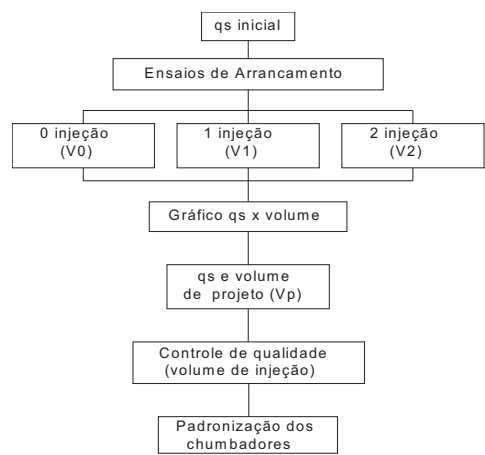
Os coeficientes lineares das equações do ajuste equivalem a um volume de injeção igual a zero, ou seja, representa a metodologia Bainha. Considerando esta situação, somente o valor de  $q_s$ , da Linha 1 (Figura 13a), representado por 54,85 kPa, é inferior ao mínimo sugerido pela GeoRio (1999) de 60 kPa.

A Figura 17(b), representa a tentativa de estabelecer um padrão de comportamento de relação do valor de  $q_s$  com o volume de injeção. O  $R^2$  para o ajuste linear foi inferior aos obtidos para cada linha, porém mais representativos quando consideramos que possui um maior espaço amostral. O coeficiente linear foi de aproximadamente 65 kPa, próximo ao mínimo sugerido pela GeoRio (1999) e o coeficiente angular foi de 52,7.



**Fig. 17** – Variações de  $q_s$  e dos volumes de injeção para as diferentes metodologias executivas das Linhas 1, 2 e 3 (a) e para todos os chumbadores (b).

Com estes resultados verifica-se que a determinação do volume de injeção é uma excelente opção no controle de qualidade de execução do chumbador. Ao realizar este controle é possível, para um mesmo tipo de solo, estimar o valor de  $q_s$  a partir do volume injetado para cada chumbador e a sua variação no maciço. Recomenda-se que, para obras que apresentem o mesmo solo característico adote-se a função  $q_s = 52,7 \cdot \text{“Fator V”} + 65$  (kPa). A Figura 18 apresenta uma proposta para otimização de projeto e controle de desempenho na técnica de solo pregado. Vale a pena ressaltar que a metodologia proposta é válida para um mesmo tipo de solo.



**Fig. 18** – Proposta para otimização de projeto e controle de desempenho na técnica de solo pregado.



A proposta apresentada na Figura 18 considera a realização de ensaios de arrancamento em pelo menos três chumbadores executados com diferentes números de injeção (0, 1 e 2). Estes ensaios de arrancamento são fundamentais para a verificação do  $q_s$  inicial estimado em projeto. Para tanto, os valores de  $q_s$  obtidos a partir dos ensaios de arrancamento devem ser plotados em função dos fatores adimensionais de volume ( $V_0$ ,  $V_1$  e  $V_2$ ) determinados para os diferentes números de injeções. Ao analisar estes valores o projetista poderá determinar um  $q_s$  de projeto e seu correspondente volume injetado de calda de cimento. Para garantir as premissas assumidas no projeto e padronizar o desempenho dos chumbadores executados, os volumes de injeção devem ser objeto de um rigoroso controle na obra.

As obras de solo pregado apresentam várias vantagens quando comparadas com outras técnicas de reforço e contenção *in situ*. No entanto, na ausência de normas regulamentadoras, alguns projetistas ainda não sentem confiança em utilizá-la como solução. Neste sentido, o controle de desempenho sugerido neste trabalho pode ser considerado como uma excelente alternativa para a realização de obras de solo pregado mais confiáveis, seguras e econômicas.

### 3.2 – Distribuição da carga nos reforços

A instrumentação realizada nos reforços permitiu verificar a distribuição das cargas, durante o ensaio, ao longo do comprimento dos reforços. A Figura 19 apresenta a distribuição de cargas ao longo do comprimento dos reforços para oito barras de aço, já que na linha 3 a barra de aço executada com a metodologia Bainha + 2 Fases apresentou problemas com a aquisição de dados. Foram plotados quatro níveis de carregamento em relação à carga de ruptura (25, 50, 75 e 100%).

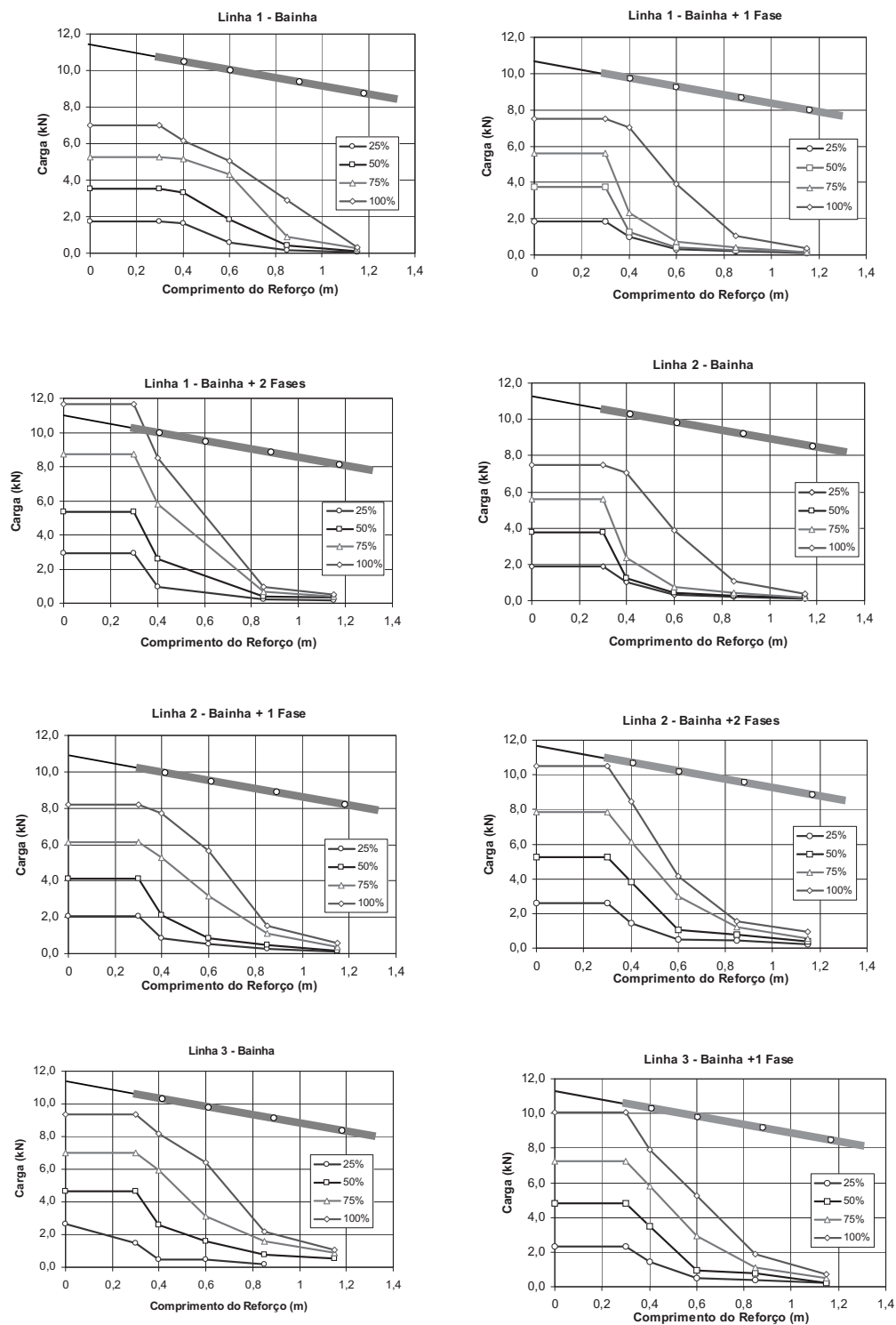
Observa-se que os reforços apresentam comportamentos semelhantes no tocante à mobilização das cargas durante a realização do ensaio de arrancamento. Como o arrancamento ocorre no contato solo-reforço, a mobilização da resistência é gradual, ou seja, da cabeça em direção à parte interna do chumbador. 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 o comprimento total dos reforços foi praticamente solicitado.

### 3.3 – Exumação dos reforços

Todos os chumbadores executados foram exumados. Apresenta-se nas Figuras 20 (a), (b) e (c) uma vista geral da constituição dos chumbadores das linhas 1, 2 e 3, respectivamente, após o processo de exumação.

A partir da exumação dos chumbadores verificou-se a presença de alguns vazios de calda de cimento ao longo do trecho injetado. Estes vazios apresentaram-se de forma mais evidente nos chumbadores executados somente com a Bainha. O ineficiente preenchimento de calda de cimento ocorreu, principalmente, atrás do obturador de espuma. Para os chumbadores executados com Bainha +1 Fase verificou-se um melhor preenchimento destes vazios enquanto os executados com Bainha + 2 Fases apresentaram-se mais íntegros ao longo do seu comprimento.

Para permitir uma análise quantitativa, mediram-se os diâmetros dos chumbadores em quatro posições diferentes (0,125 m, 0,375 m, 0,625 m e 0,875 m) em relação ao início do trecho injetado de 1,0 m. Para cada posição, foram tomadas três leituras e calculado o valor médio. A Figura 21 apresenta os diâmetros médios medidos para cada uma das linhas em função do diâmetro de referência (38 mm).



**Fig. 19** – Distribuição de carga ao longo do comprimento do reforço (percentagem de carga em relação à carga de ruptura), durante os ensaios.

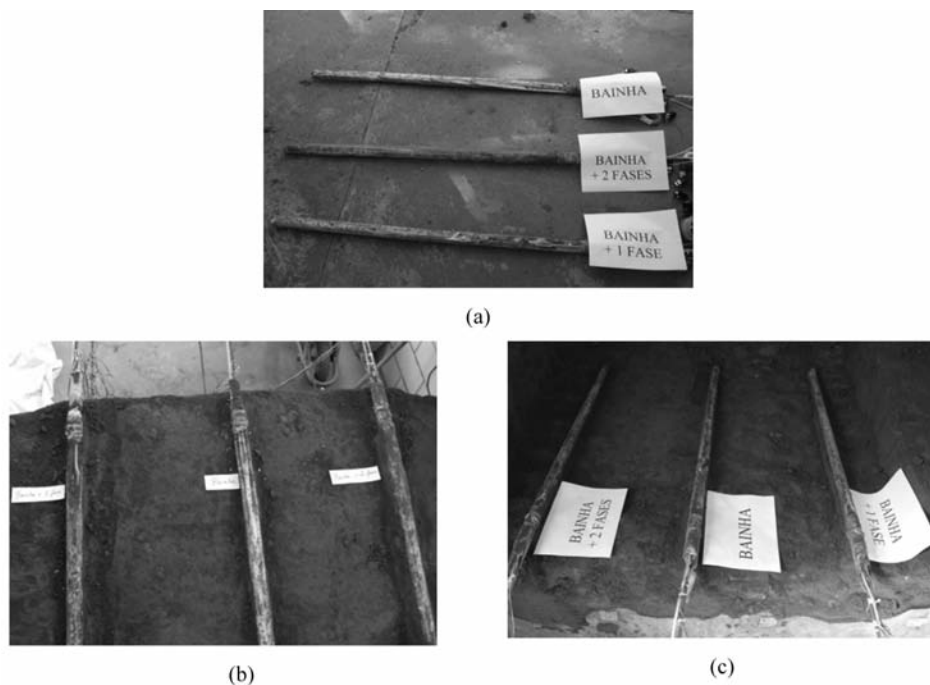


Fig. 20 – Chumbadores após o processo de exumação: (a) linha 1; (b) linha 2 e (c) linha 3.

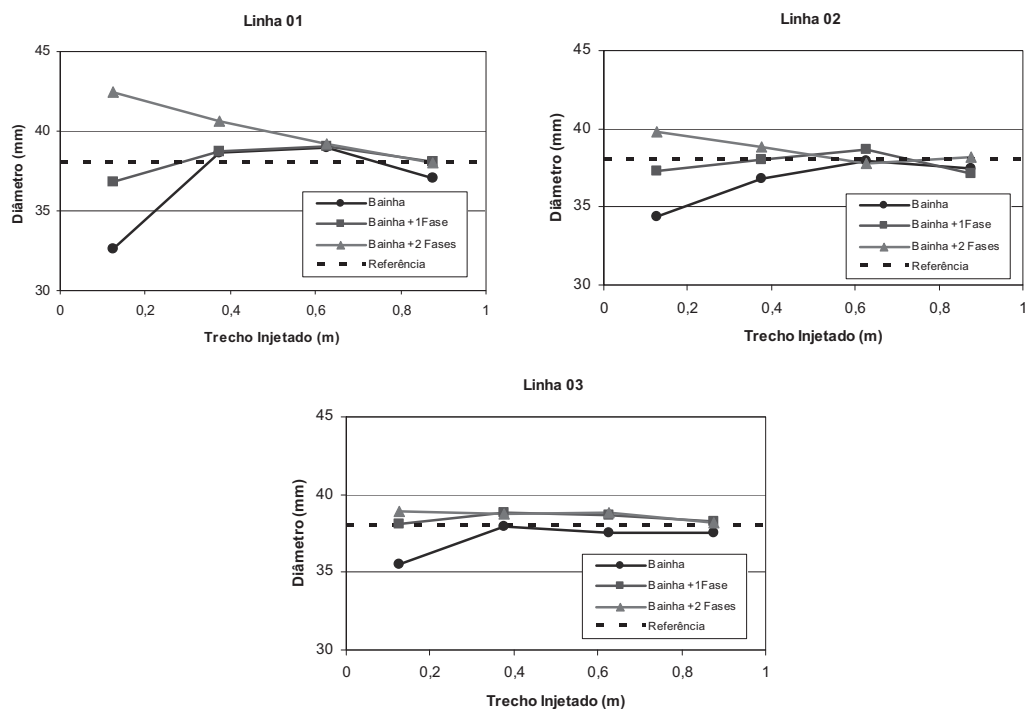


Fig. 21 – Variação do diâmetro médio ao longo trecho injetado para os chumbadores das linhas 1, 2 e 3.

As medidas dos diâmetros confirmaram as constatações qualitativas (visuais). Conforme mencionado, as maiores variações na seção transversal do chumbador ocorreram no início do trecho injetado (atrás do obturador). Para Bainha + 2 Fases as seções transversais sempre foram superiores ao valor de referência. Com o aumento da profundidade a amplitude da diferença entre as medidas para os diferentes métodos construtivos diminuiu, ficando muito próximas na última linha.

Estas constatações em relação à integridade do chumbador podem ser totalmente relacionadas com os resultados dos ensaios de arrancamento apresentados anteriormente e com a variação do  $q_s$  com o volume injetado do chumbador.

Além destas constatações foi possível verificar que: (a) não houve enraizamento da calda de cimento no solo compactado. Entretanto, houve a formação de um solo mais rígido com calda de cimento no entorno dos reforços reinjetados; (b) observou-se que todos os reforços foram arrancados no contato calda de cimento/solo. Este fato deve-se ao espaço vazio de aproximadamente 60 mm a partir da extremidade final dos reforços arrancados; (c) não houve vestígios de fissuração transversal e longitudinal ao longo do comprimento do reforço e (d) o trecho livre apresentou-se bem preservado. Isto mostra que o sistema utilizado como obturador trabalhou de forma adequada.

#### 4 – CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos com a construção do solo pregado em laboratório podem ser extraídas as seguintes conclusões:

Para as três linhas de reforços, os ensaios de arrancamento resultaram em valores de resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) crescente com o aumento das fases de injeção. Este incremento deve-se, provavelmente, a melhor integridade do chumbador e conseqüente redução dos vazios, permitindo a reconstituição do confinamento existente antes da perfuração.

A utilização de extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*) para a instrumentação das barras permitiu uma avaliação da qualidade do ensaio, possibilitando ainda a visualização da distribuição dos esforços ao longo do comprimento dos chumbadores.

A resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) aumentou ao longo da profundidade para os reforços construídos com Bainha e Bainha + 1 Fase. Entretanto, para os chumbadores construídos com Bainha + 2 Fases os valores de  $q_s$  ficaram muito próximos com o aumento da profundidade. Para os chumbadores construídos com Bainha e Bainha +1 foi possível estabelecer um ajuste linear do incremento de  $q_s$  a partir do acréscimo de tensão vertical, determinada a partir de software de elementos finitos.

Os resultados obtidos mostram que o valor de  $q_s$  está intimamente relacionado com o volume de injeção obtido para cada metodologia executiva. A exumação dos chumbadores confirmou estas considerações. A quantificação deste volume injetado é uma excelente opção para a determinação de  $q_s$  de projeto e para a realização do controle de qualidade de execução do chumbador.

Na tentativa de realizar obras mais confiáveis e seguras recomenda-se utilizar a proposta apresentada neste trabalho. Para um mesmo tipo de solo é possível a partir das formulações propostas, relacionar o valor de  $q_s$  com o volume injetado para cada chumbador. Ressalta-se que este controle é de fácil aplicação em obras e permite uma melhor análise dos parâmetros adotados em projeto.

## 5 – 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 segundo autor.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4643 (1993) – *Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Microwave Oven Heating*.
- Bridle, R. J.; Barr, B.I.G. (1990) – *The Analysis and Design of Soil Nails*. Internacional Reinforced Soil Conference, pp. 249-254, Glasgow.
- 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, n. 140, pp. 75-92, Paris.
- Byrne, R. J.; Cotton, D.; Porterfield, J.; Wolschlag, C.; Ueblacker, G. (1998) – *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls*. Report FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, USA.
- Chang, K. T.; Milligan, G. W. E. (1996) – *Effects of the Transition Zone in a Nailed Wall Model Test*. In: Earth Reinforcement, Balkema, pp. 333-338, Rotterdam.
- Chu, L. M.; Yin, J. H. (2005) – *A Laboratory Device to Test the Pull-Out Behavior of Soil Nails*. Geotechnical Testing Journal, vol.28, n°5, pp. 499-513.
- Clouterre. (1991) – *Recommandations Clouterre Project National Clouterre*. Presses de l'ENPC, 269 p., Paris.
- França, F. A.; Bueno, B. S. (2009) – *Comportamento de um Modelo de Laboratório em Solo Grampeado*. Revista Geotecnia, vol. 113, PP. 1-16 (no prelo).
- Frazen, G. (1998) – *Soil Nailing - A Laboratory and Field Study of Pullout Capacity*. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden.
- GeoRio (1999) – *Manual Técnico de Encostas: Ancoragem e Grampos*. Fundação GeoRio, 184 p., Rio de Janeiro-RJ.
- Hausmann, M. R.; Lee, K. L. (1978) – *Rigid Model Wall with Soil Reinforcement*. Proceedings of Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, pp. 400-401, Pittsburg – USA.
- Hong, Y. S.; Wu, C. S.; Yang, S. H. (2003) – *Pullout Resistance of Single and Double Nails in a Model Sandbox*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, n°. 5, pp. 1039-1047.
- Jewell, R. A. (1990) – *Review of Theoretical Models for Soil Nailing*. Internacional Reinforced Soil Conference, pp. 265-275, Glasgow.
- Junaideen, S. M.; Tham, L. G.; Law, C. F.; Lee, C. F.; Yue, Z. Q. (2004) – *Laboratory Study of Soil-Nail Interaction in Loose, Completely Decomposed Granite*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 41, pp. 274-286.

- Lazarte, C. A.; Elias, V.; Espinoza, R. D.; Sabatini, P. J. (2003) – *Soil nail walls*. Report FHWA0-IF-03-017, Geotechnical Engineering Circular, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC - USA.
- Lee, C. F.; Law, K. T.; Tham, L. G.; Yue, Z. Q.; Junaideen, S. M. (2004) – *Design of a Large Soil Box for Studying Soil-Nail Interaction in Loose Fill*. Soft Soil Engineering, pp. 413-418.
- Morris, J. D. (1999) – *Physical and Numerical Modelling of Grouted Nails in Clay*. Ph.D. Thesis, Magdalen College, Oxford University, Hilary Term, Oxford, England.
- NBR 9813 (1987) – *Solo - Determinação da Massa Específica Aparente “In Situ” com Emprego do Cilindro de Cravação*.
- Ortigão, J. A. R.; Palmeira, E. M. (1997) – *Optimised design for soil nailed walls*. Proceedings of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems (GIGS), pp. 368-374, London, UK.
- Schlosser, F. (1982) – *Behaviour and Design of Soil Nailing*. Symposium on recent developments in ground improvement techniques, pp. 399-413, Bangkok.
- Springer, F. O. (2006) – *Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Tese de Doutorado PUC-Rio, 310 p., Rio de Janeiro - RJ.
- Viana, P. M. F. (2003) – *Geovalva: Um Novo Processo Construtivo para Dutos Enterrados*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP.
- Zirlis, A. C.; Pitta, C. A.; Souza, G. J. T. (2003) – *Solos Grampeados – Alguns Detalhes Executivos e Casos de Obras*. Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, pp. 1-20, São Paulo-SP.