

JULIANA MARIA FÉLIX DE LIMA

Interação Solo-Grampo: Comparação dos Resultados  
de Campo com Ensaio de Laboratório

Dissertação apresentada à  
Escola de Engenharia de São Carlos da  
Universidade de São Paulo, como parte  
dos requisitos para obtenção do Título de  
Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos

2009

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.



## Dedicatória

A minha mãe, minha primeira educadora, meu maior exemplo de esforço e perseverança que sempre acreditou que eu posso chegar mais longe. Lembro de ti e da tua história de vida nos momentos mais difíceis e assim nunca me permito desistir de nada...

A meu pai, maior presente de Deus na minha vida, minha sorte grande. Seu bom humor, seus conselhos otimistas e sua forma de me fazer rir em todos os momentos me fazem ver a vida de outro modo e te amar cada dia mais...

Aos meus irmãos, Ranulfo, Rodrigo e Jéssica pelo amor a mim dedicado, pelo apoio e conselhos recebidos, pelo incentivo em todos os momentos e pela grande compreensão nos momentos em que tive ausente. Amo vocês incondicionalmente...

Ao meu irmão Roberto Marcos. Seria tão maravilhoso se ainda estivesse conosco.

# Agradecimentos

---

A Deus, pela graça alcançada de realizar este sonho e por ser meu refúgio e minha fortaleza em todos os momentos.

A minha família, que apesar da distância penso em vocês todos os dias da minha vida e agradeço a Deus pelo presente de ter uma família tão maravilhosa e presente.

A meus pais, meu alicerce, pela formação recebida, pelos valores desde sempre mostrados, pelos incentivos em todos os momentos. Quanto mais longe vou, mais percebo o quanto estão cada vez mais presentes na minha vida. Eu amo vocês intensamente.

Aos meus irmãos, que dão um colorido mágico a minha vida, pelo apoio recebido, pelo constante incentivo, conversas frequentes e amizade cada dia mais intensa.

Aos meus sobrinhos, que apesar da distância sempre me fazem sorrir e me proporcionam uma imensa felicidade simplesmente pelo fato de existirem.

A minha família materna e paterna, pelas orações, conselhos, preocupações, incentivos e alegria recebidos.

A família Paccas, minha segunda família, por sempre me proporcionarem uma palavra de incentivo, pelos momentos felizes que compartilhamos e por sempre acreditarem nos meus ideais.

A Jarbas Alves, pela paciência durante esse período, pelo amor e amizade oferecidos, pelas palavras de carinho e pelos sonhos que realizamos juntos.

Ao professor Benedito de Souza Bueno, pela oportunidade oferecida, pelo apoio profissional e pessoal, orientação, amizade, caráter, confiança e dedicação. Tu és uma lição de vida e humildade no mundo.

Aos professores do Departamento de Geotecnia por todo conhecimento transmitido, pelo apoio profissional e pessoal, em especial aos professores Aoki, Cintra, Esquivel e Orêncio.

Aos professores da UNESP de Ilha Solteira, em especial ao professor Paulo César Lodi e José Augusto de Lollo, meus primeiros incentivadores a fazer o mestrado.

Aos funcionários do Departamento de Geotecnia, Álvaro, Herivelton, Maristela e Neiva, pela paciência e apoio constante.

Aos amigos e técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, José Luis, Oscar, Benedito, Décio e Antônio pelo convívio amistoso no período de ensaios, pelo auxílio e amizade oferecidos.

Aos colegas do Laboratório de Materiais Avançados a Base de Cimento, Jorge e Rodrigo, por me ajudarem na realização dos ensaios e por permitirem total acesso ao laboratório

Aos meus companheiros de sala, Aline, Daniela Cenci, Daniela Massami, Elaine, Kelly, Leonardo, Sérgio e Vagner, pelos conhecimentos divididos, pelas horas de estudos e pelas boas histórias vividas neste período.

Aos meus “geobrothers”, Fagner, Fernando, Natália e Vinícius, por estarem sempre dispostos a qualquer conselho amigo e por me auxiliarem em todas as dúvidas surgidas.

As amigas Carla, Damares, Márcia, Rafaela e Wanessa, por sempre estarem solícitas a uma boa conversa, pelas palavras de conforto oferecidas e pelos grandes momentos de descontração que passamos juntas.

A Lizandra, por ser tão prestativa no período dos meus ensaios e pela amizade até então oferecida.

Aos amigos epitacianos, Roberto Brasil, Andréa, Juliane, Tássia, Luana e José Antônio, que apesar da distância física sempre se mostraram presentes na minha vida de uma forma tão especial e única.

Aos amigos da UNESP de Ilha Solteira, em especial a Cecília Faria, Débora Tomazela, Fabrício Vieira, Francisco, Juliana Martins, Marcos Nagai, Priscila Peres, Solange Pontes, Tatiane Guerra e Thais Hashimoto, por me mostrarem que a simplicidade de uma amizade irreverente e sincera.

Aos amigos do Laboratório de Geossintéticos, Aline, Cléver, Daniel, Jorge, Marcos e Walter, por sempre estarem dispostos a oferecer qualquer tipo de auxílio.

Aos colegas Roger, Eraldo e Danilo, pelo caráter e inteligência que admiro, por sempre estarem dispostos a um bom auxílio.

Aos meus amigos São Carlenses, Luiz Antônio, Camila, Clayton, Tayguer, Joana, Aline, Leandro, Renato e Patrícia, pelos fins de semana maravilhosos, pelas orações e por me mostrarem que felicidade é saber admirar as coisas simples da vida.

A Sérgio Ludemann pelo apoio prestado, conhecimentos recebidos e compreensão da minha ausência.

Ao CNPq pela bolsa de mestrado concedida.

“O mundo pertence a quem se atreve  
a acreditar na beleza dos seus sonhos...”

## RESUMO

LIMA, J.M.F. (2009). Interação Solo-Grampo: Comparação dos Resultados de Campo com Ensaio de Laboratório. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Dentre as técnicas de reforço de solos, o solo grampeado tem se destacado em âmbito mundial devido a sua versatilidade e eficiência na estabilização de taludes de escavação por meio do reforço do solo *“in situ”*, através da introdução de grampos no meio a ser estabilizado. A resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo é um dos parâmetros mais importantes a serem analisados. Esta pode ser obtida por meio de ensaios de arrancamento. No entanto, como estes ensaios devem ser executados durante a execução das obras, existe uma grande aplicação de estimativas da resistência por atrito lateral, baseada em correlações empíricas. Este trabalho avalia a previsão da resistência ao cisalhamento da interface solo-calda que foi avaliada experimentalmente por meio de ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório. Estes ensaios permitiram uma análise dos parâmetros de resistência dos solos ( $c'$  e  $\phi'$ ) e das interfaces solo-calda. Adicionalmente, foram elaborados traços alternativos de caldas solo-cimento de modo a avaliar sua aplicabilidade na técnica de solo grampeado. Os resultados permitiram constatar que o uso de solo-cimento em substituição a calda de cimento convencional é viável, visto que os resultados apresentaram um ganho de resistência ao cisalhamento de interface. Os valores de resistência de interface obtida em laboratório apresentaram resultados próximos aos valores de campo, obtidos a partir da realização dos ensaios de arrancamento em obras distintas.

Palavras chaves: solos grampeado, resistência ao cisalhamento de interface e solo cimento



## **ABSTRACT**

LIMA, J.M.F. (2009). Interaction Soil-Nailed: Comparison of the Results of Field with the Laboratory Tests. Dissertation (Master) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Among the techniques to enhance soil, the nailing soil have been highlighted in the world due to its versatility and efficiency in the stabilization of excavation's slopes by means of the strengthening of the soil *in situ* by the introduction of nails in the environment that it wanted to stabilize. The shear strength at the interface soil-nailed is one of the most important parameters to be analyzed. This can be obtained by pullout testing. However, these tests should be performed during the construction activities, there is a great application of estimates of resistance by lateral friction, based on empirical correlations. This study evaluates the prediction of the strength to shear in the soil-grout interface which was experimentally evaluated by means of direct shear tests performed in the laboratory. These tests allowed an analysis of the parameters of resistance of the soils and of the soil-grout interfaces. Additionally, it was developed alternative batches of soil-cement grouts to assess its applicability in the technique of soil nailing. The outcomes allowed conclude to the use of soil-cement in place of the conventional cement grout is feasible, because the results presented a considerable gain in shear strength of interface. The values resistance of the interface obtained in the laboratory showed similar results to the values of the field, obtained from the pullout testing in different construction sites.

Keywords: soil nailing, unit skin friction, cement soil.

# Sumário

Introdução .....	1
Revisão Bibliográfica .....	4
2.1. Descrição da Técnica.....	4
2.2. Aplicações do Solo Grampeado.....	10
2.3. Vantagens e Desvantagens da técnica.....	11
2.4. Comportamento mecânico de estruturas feitas com solo grampeado.....	15
2.4.1. <i>Distribuição das tensões nos esforços</i> .....	16
2.4.2. <i>Resistência a tração</i> .....	17
2.4.3. <i>Resistência aos esforços cisalhantes e momentos fletores</i> .....	18
2.5. Ensaio de Arrancamento.....	20
2.5.1. <i>Correlações Empíricas</i> .....	23
2.6. Métodos de Análise de Estruturas de Solo Grampeado .....	26
2.6.1. <i>Método de Clouterre</i> .....	27
2.6.2. <i>Método Alemão</i> .....	36
2.6.3. <i>Método de Davis</i> .....	38
2.7. Resistência ao Cisalhamento dos Solos.....	41
2.7.1. <i>Ensaio de Cisalhamento</i> .....	44
2.7.2. <i>Ensaio de Cisalhamento Direto do Solo</i> .....	45
2.7.3. <i>Ensaio Triaxial</i> .....	47
2.8. Injeções com Calda de Solo-Cimento .....	51
2.8.1. <i>Ensaio de Miniabatimento</i> .....	53
2.8.2. <i>Ensaio do Cone de Marsh</i> .....	54
Materiais e Métodos .....	56
3.1. Casos de Obras.....	57
3.1.1. <i>Caso de Obra 1 – Santo André/SP</i> .....	57
3.1.2. <i>Caso de Obra 2 – Osasco/SP</i> .....	59
3.2. Ensaio Realizados com Solo .....	61
3.2.1. <i>Ensaio de Cisalhamento Direto do Solo</i> .....	61
3.2.2. <i>Ensaio Triaxiais</i> .....	63
3.3. Ensaio Realizados com Solo-Cimento.....	65
3.3.1. <i>Ensaio de Miniabatimento</i> .....	66
3.3.2. <i>Ensaio de Compressão Simples</i> .....	68
3.3.3. <i>Ensaio de Cisalhamento de Interface</i> .....	70
Análise dos Resultados.....	72
4.1. Obra 1 – Santo André / SP.....	73
4.1.1. <i>Ensaio de Laboratório</i> .....	73
4.1.2. <i>Ensaio de Cisalhamento da Interface Solo/Calda de Cimento</i> .....	76
4.1.3. <i>Ensaio com Solo-Cimento</i> .....	80
4.2. Obra 2 – Osasco/SP.....	87
4.2.1. <i>Ensaio de Laboratório</i> .....	87
4.2.2. <i>Ensaio de Cisalhamento da Interface Solo/Calda de Cimento</i> .....	89
4.3. Ensaio de Campo x Ensaio de Laboratório.....	93
Conclusões.....	96
Referências Bibliográficas.....	98

# Lista de Figuras

---

Figura 2.1 – Fixação dos grampos injetados na face de concreto. (a) Barras maiores que 20 mm; (b) barras menores que 20 mm. (Ortigão et.al,1993) .....	7
Figura 2.2 – Detalhes dos drenos tipo barbacã e dreno linear contínuo ( Abramento et. al, 1998). .....	9
Figura 2.3 – Aplicações de solo grampeado: a) Estabilização de taludes naturais; b) Contenção de escavações (Ortigão e Sayão, 1992). .....	10
Figura 2.4 – Definição da zona ativa e passiva em solos grampeados (SPRINGER, 2001) .....	17
Figura 2.5 – Superfície de ruptura em solo grampeado em comparação ao plano de ruptura de Rankine (adaptado de Clouterre, 1991) .....	18
Figura 2.6 – Solicitações que os grampos são submetidos em um muro experimental de solo grampeado (adaptado de CLOUTERRE, 1991). .....	19
Figura 2.7– Grampos submetidos a flexão e esforços cisalhantes (adaptado de CLOUTERRE, 1991) .....	20
Figura 2.8 – Esquema de ensaio de arrancamento em solos grampeados .....	21
Figura 2.9– Correlações entre $q_s$ , $p_1$ e $N_{spt}$ (BUSTAMANTE et.al, 1985) .....	24
Figura 2.10- Correlações entre $q_s$ e $N_{spt}$ (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1997).....	25
Figura 2.11– Tipos de rupturas em solo grampeado (SPRINGER, 2006) .....	26
Figura 2.12 – Carregamento transversal nos grampos (Adaptado de Camargo, 2005) .....	30
Figura 2.13 – (a) Combinações dos modos de ruptura; (b) Determinação das forças no reforço (Adaptado de Clouterre, 1991) .....	33
Figura 2.14 – Divisão do maciço em duas cunhas e suas respectivas forças (CAMARGO, 2005) .....	36
Figura 2.15– Esquema básico do processo proposto por Shen (1980).....	39
Figura 2.16– Esquemas das formas de análise do Método de Davis.....	40
Figura 2.17 – Geometria e condições de contorno do Método de Davis (LIMA FILHO, 2001) .....	41
Figura 2.18 – Zona Fraca, Zona Cisalhada e Superfície de Cisalhamento .....	43

Figura 2.19 – Princípio do Ensaio de Cisalhamento Direto: a) Início do ensaio, b) Durante o ensaio (Fonte: HEAD, 1994).....	45
Figura 2.20 – Curvas típicas de um Ensaio de Cisalhamento Direto: Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deslocamento (Fonte: HEAD, 1994).....	46
Figura 2.21 – Envoltória de Coulomb (Fonte: HEAD, 1994).....	47
Figura 2.22 - Esquema de Montagem do Ensaio Triaxial (PINTO, 2002) .....	48
Figura 2.23– Fluxograma que sintetiza os tipos de ensaios triaxiais (PACHECO E SILVA, 2005).....	50
Figura 2.24– (a) Minitronco de miniabatimento; (b) Dimensões do minitronco em mm. ....	53
Figura 2.25 - Foto do Cone de Marsh .....	54
Figura 3.1 – Perfil do solo da obra de Santo André.....	58
Figura 3.2 – Perfil do solo da obra de Osasco .....	60
Figura 3.3– (a) Detalhe do amostrador para moldagem do corpo de prova a partir da amostra indeformada, (b) Detalhe do esquema de moldagem com amostrador e anel de cisalhamento. ....	62
Figura 3.4 – (a) Corpo de prova sobre a base da câmara triaxial; (b) Corpo de prova protegido por membrana impermeável de látex; (c) Corpo de prova fixo na extremidade com orings e elásticos. ....	64
Figura 3.5 (a) Preparação da calda de solo-cimento; (b) Minitronco de cone preenchido com calda solo-cimento; (c) Pasta de solo-cimento espalhada sobre a placa de vidro; (d) Determinação de um dos diâmetros da calda de solo-cimento.....	68
Figura 3.6– Corpos de prova utilizados no ensaio de compressão uniaxial.....	69
Figura 3.7– Ensaio de Compressão Uniaxial .....	69
Figura 3.8 – (a) Primeira camada do corpo de prova armazenado na caixa de moldagem; (b) Caixa de moldagem preenchida com as duas camadas de solo (sem regularização do topo).....	71
Figura 4.1– Envoltórias de resistência obtida por ensaios triaxiais para a Linha 2 (a) e para a Linha 5 (b).....	73
Figura 4.2– Curvas Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deslocamento para os solos da Linha 2 (a) e da Linha 5 (b) e Curvas Variação Volumétrica <i>versus</i> Deslocamento para os solos da Linha 2 (c) e da Linha 5 (d). ....	74

Figura 4.3– Resultados obtidos para tempo de cura de 7 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento para o solo da Linha 2 e (b) da Linha 5. ....	77
Figura 4.4– Resultados obtidos para tempo de cura de 14 dias: (a) Curvas tensão cisalhante versus deslocamento para os solos da Linha 2 e (b) e da Linha 5. ...	78
Figura 4.5– Resultados obtidos para tempo de cura de 28 dias: (a) Curva da tensão cisalhante versus deslocamento para os solos da Linha 2 e (b) e da Linha 5 ...	78
Figura 4.6– Variação da tensão de cisalhamento no tempo para a obra de Santo André: (a) Solo da Linha 2 e (b) Solo da Linha 5 .....	80
Figura 4.7– Variação da resistência a compressão uniaxial com o tempo de cura ...	81
Figura 4.8– Tensão Cisalhante versus Deslocamento para tempo de cura de 7 dias: (a) Tensão Normal de 35 kPa. (b) Tensão Normal de 100 kPa, (c) Tensão Normal de 200 kPa e (d) Envoltórias de Resistência. ....	82
Figura 4.9- Gráfico da Tensão Cisalhante versus Deslocamento para tempo de cura de 14 dias: (a) Tensão Normal de 35 kPa. (b) Tensão Normal de 100 kPa, (c) Tensão Normal de 200 kPa e (d) Envoltória de Resistência .....	83
Figura 4.10- Gráfico da Tensão Cisalhante versus Deslocamento para tempo de cura de 28 dias: (a) Tensão Normal de 35 kPa. (b) Tensão Normal de 100 kPa, (c) Tensão Normal de 200 kPa e (d) Envoltória de Resistência .....	84
Figura 4.11– Variação da Tensão de Cisalhamento no tempo para cada porcentagem de solo utilizada: (a) Tensão Normal de 35 kPa, (b) Tensão Normal de 100 kPa e (c) Tensão Normal de 200 kPa .....	87
Figura 4.12- Envoltórias de resistência total e efetiva para o solo da Linha 3 da obra de Osasco. ....	88
Figura 4.13– Curva Tensão Cisalhante versus Deslocamento para a linha os solos da Linha 3 (a) e da Linha 5 (b) e e Curvas Variação Volumétrica versus Deslocamento para os solos da Linha 3 (c) e da Linha 5 (d). ....	89
Figura 4.14- Resultados obtidos para tempo de cura de 7 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deslocamento para os solos Linha 3 e (b) da Linha 5. ....	90
Figura 4.15- Resultados obtidos para tempo de cura de 14 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento para os solos Linha 3 e (b) da Linha 5. ....	90
Figura 4.16- Resultados obtidos para tempo de cura de 28 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento para os solos Linha 3 e (b) da Linha 5. ....	91
Figura 4.17- Variação da tensão de cisalhamento ao longo do tempo para a obra de Osasco: (a) Solo da linha 3 e (b) Solo da linha 5 .....	93
Figura 4.18– Análise comparativa dos resultados obtidos em campo (Pacheco Silva, 2009) e laboratório. ....	94



# Lista de Tabelas

---

Tabela 2.1 – Métodos de análise em solo grampeado (Adaptado de Ortigão et.al, 1993).....	27
Tabela 2.2 - Fatores de Segurança recomendados por Schlosser (1982) .....	35
Tabela 3.1– Características geotécnicas e classificação do solo da obra de Santo André.....	59
Tabela 3.2 – Características geotécnicas e classificação do solo da obra de Osasco .....	61
Tabela 4.1– Parâmetros de resistência totais e efetivos do solo da obra se Santo André.....	76
Tabela 4.2– Parâmetros do ensaio de cisalhamento de interface da obra de Santo André.....	79
Tabela 4.3– Traços utilizados e resultados do ensaio de mini-abatimento .....	81
Tabela 4.4– Parâmetros de interface obtidos para as caldas analisadas nos diferentes tempos de cura.....	86

# Introdução

---

A técnica de solo grampeado surgiu na França na década de 70 e tomou grande impulso nos anos subsequentes na Alemanha e nos EUA. Devido às vantagens e ao excelente desempenho na estabilização de taludes naturais ou resultantes de escavação esta técnica vem se disseminando em larga escala no Brasil por apresentar vantagens quando comparadas com outras técnicas de reforço, destacando-se: economia, versatilidade, segurança e velocidade de execução.

O reforço do solo na técnica de solo grampeado é realizado por meio da introdução de elementos passivos denominados grampos, na massa de solo. Estes devem ser associados aos solos do local da obra, revestimento da face e sistemas de drenagem, resultando em uma maior estabilidade do maciço.

Os grampos em sua maior parte são feitos de aço e posicionados de forma horizontal ou levemente inclinados. Estes podem ser instalados por processo de cravação (grampos cravados) ou injeção (grampos injetados). O processo de execução por grampos injetados é mais comumente utilizado no Brasil.

Dentre os parâmetros envolvidos nas contenções com solos grampeados, a resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo destaca-se como primordial, pois é desta interação que os esforços são transferidos do solo para os grampos. A



forma mais precisa da quantificação desta resistência é obtida por meio de ensaios executados em campo.

Os ensaios de arrancamento realizados constituem o meio mais seguro para determinação da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo. Porém, estes ensaios tornam-se mais viáveis de realização na fase de execução das obras.

Devido a falta de tempo de realização destes ensaios, entre outros fatores, muitas vezes estes não são realizados, sendo então a resistência ao cisalhamento determinada durante a fase de projeto, baseada na experiência do projetista ou por correlações empíricas como as apresentadas por Clouterre (1991) que apresenta correlações entre a resistência ao cisalhamento de interface e resultados de ensaio pressiométricos, enquanto Ortigão e Palmeira (1997), correlaciona a resistência ao cisalhamento de interface com resultados valores de  $N_{spt}$ .

Com o objetivo de avaliar o mecanismo de interação solo/grampo em laboratório, foi realizada uma campanha experimental de modo a caracterizar os solos em estudo e determinar os parâmetros de resistência dos solos e da interface Solo / Calda.

Assim sendo, foram realizados ensaios de caracterização física, ensaios de cisalhamento direto no solo e ensaios de cisalhamento na interface solo/ calda, na umidade natural. As amostras indeformadas foram coletadas em locais pré-definidos, próximos aos locais onde foram realizados os ensaios de arrancamento por Pacheco e Silva (2009).

Os valores da resistência ao cisalhamento da interface obtida por meio de ensaios laboratoriais foram comparados com os resultados encontrados nos ensaios de arrancamento realizados por Pacheco e Silva (2009).

Paralelamente foi também realizado um estudo sobre a substituição da calda de cimento convencionalmente utilizada em solos grampeados por calda de solo-cimento de modo a reduzir ainda mais os custos e obter resistência considerável. Para tanto, foram desenvolvidas caldas de solo-cimento que obtivessem boa fluidez e com estas foram realizados ensaios de cisalhamento de interface e os resultados também comparados com os obtidos no ensaio de arrancamento realizados por Pacheco e Silva (2009).

# **Revisão Bibliográfica**

---

## **2.1. Descrição da Técnica**

A técnica de solo grampeado introduzida na França em 1972 tem sido empregada com freqüência em âmbito nacional e internacional por ser bastante eficiente no reforço de solo *in situ*, podendo ser executada em locais de difícil acesso, com prazos e custos reduzidos, redução de impacto ambiental e um maior ganho de área quando confrontada com outras técnicas de contenção.

Nesta técnica os grampos resistentes a flexão composta fazem a contenção e consolidação de uma massa de solo instável por meio da introdução de uma estrutura metálica aliada a um revestimento de concreto projetado e um eficiente sistema de drenagem. Estes grampos podem ser executados em barras de aço ou barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular e são instalados horizontalmente ou subhorizontalmente, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento (Ortigão et al., 1993).

O processo construtivo de uma estrutura de solo grampeado em contenção de escavações consiste na escavação da camada; instalação dos grampos e proteção da face. Paralelamente a estes processos são executados os sistemas de

drenagem. No caso de estabilização de taludes naturais apenas as duas últimas fases são realizadas, sendo dispensado o processo de escavação.

No corte do maciço o processo é iniciado pela escavação, que pode ser mecânica ou manual, a depender das condições do terreno. A escavação é realizada em etapas, geralmente com profundidades de 1 a 2 m. A altura de cada camada depende do tipo de terreno e da inclinação da face da escavação (Ortigão et al., 1992). Após a escavação da primeira camada se faz a perfuração que é executada em profundidade e ângulos determinados em projeto. Geralmente a inclinação varia de 5 a 30° abaixo da horizontal, para facilitar o processo de injeção da calda de cimento, no caso de grampos injetados. Os grampos são feitos de aço e possuem diâmetro entre 15 e 32 mm. A fixação dos grampos na face de concreto pode ser feita por meio de porcas e parafusos para barras com diâmetro maior que 20 mm, ou com a dobra da extremidade da barra (tipo cantoneira) para diâmetro menor que 20 mm (Figura 2.1).

Os grampos cravados são introduzidos no maciço de forma manual ou com o auxílio de martelotes pneumáticos. Esta técnica é de rápida execução, entretanto a resistência ao cisalhamento é reduzida podendo chegar à ordem de 30 a 40 kPa em solos arenosos. Outros aspectos relevantes são a maior susceptibilidade à corrosão, a impossibilidade de se cravar em solos com ocorrência de pedregulhos e o comprimento permitido para os grampos serem reduzidos.

Os grampos injetados são inseridos no maciço previamente perfurado com diâmetro das perfurações entre 50 e 600 mm. A depender da profundidade do furo, do diâmetro e da área de trabalho, podem ser utilizadas perfuratrizes tipo sondas, manuais, crawlair ou wagon drill. Quando a condição de trabalho permite alta produtividade, podem ser utilizadas carretas perfuratrizes sobre esteiras, cujos

pesos variam entre 2.000 e 4.000 kg. A água atua como fluido de perfuração e auxilia na limpeza do furo, mas em solos porosos e colapsíveis o seu uso não é recomendado. Posteriormente é feita a injeção da calda de cimento sob baixas pressões.

A primeira fase de injeção, denominada bainha apenas preenche e reconstitui a face escavada na execução do furo (Zirlis et. al, 1999). A bainha é injetada por um tubo auxiliar removível, de forma ascendente, proveniente de um misturador coloidal de alta turbulência, até que se extravase na boca do furo. Pitta et al. (2003) comenta que o fator água/cimento da bainha varia entre 0,5 a 0,70.

De modo a aumentar a aderência lateral solo-calda de cimento são feitas reinjeções após um período de no mínimo 12hs após a execução da bainha (Zirlis et al., 1999). Durante esta fase de reinjeção é possível controlar o volume da calda de cimento, medindo-se a pressão de injeção e o volume de calda injetado (Pitta et al.,2003).

Os grampos injetados possuem a vantagem de poder ser utilizado em qualquer tipo de solo, mesmo que seja necessária a adaptação do equipamento às características do terreno. Além disso, a resistência ao atrito destes grampos é maior que os grampos cravados. O processo de instalação por grampos injetados é o mais utilizado no Brasil.

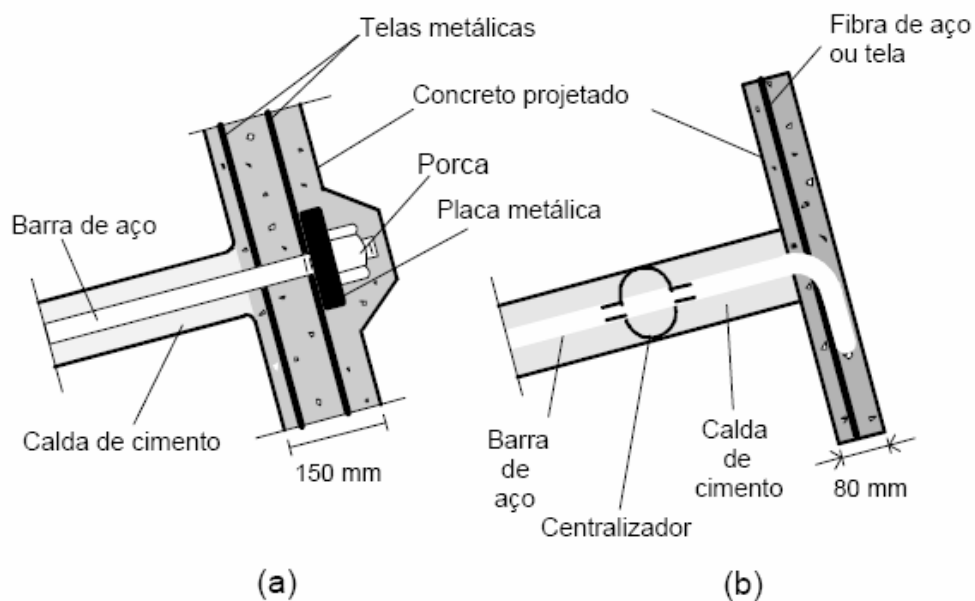


Figura 2.1 – Fixação dos grampos injetados na face de concreto. (a) Barras maiores que 20 mm; (b) barras menores que 20 mm. (Ortigão et.al,1993)

A última etapa do ciclo de operações para construção de uma estrutura em solo grampeado é o revestimento da face. Geralmente é feito de concreto projetado sobre uma malha de aço eletrossoldada, ou o concreto reforçado com fibras metálicas. As telas eletrossoldadas é a forma mais convencional de revestimento da face, no entanto, ultimamente estas telas têm sido cada vez mais substituídas por fibras metálicas que são adicionadas diretamente da betoneira, sob forma de uma mistura homogênea. A utilização das fibras tem como vantagem a redução nos custos e tempo de execução, pois não existe a necessidade de uma frente de trabalho como ocorre na confecção das telas. O revestimento da face pode também ser realizado com painéis pré-fabricados de concreto ou revestimento vegetal, que proporcionam um melhor efeito estético ao talude. No entanto, a utilização de revestimento vegetal se limita a taludes com inclinações mais suaves (Pinto e Silveira, 2001).

O revestimento da face do talude não possui função estrutural, por absorver apenas pequenos carregamentos, mas é responsável pela estabilização da face, evitando as rupturas localizadas e protegendo a face dos processos erosivos causados pelas chuvas e intempéries e contra ação de vandalismo.

Simultaneamente aos processos de escavação, fixação dos grampos e revestimentos da face é também realizado um sistema de drenagem. Este deve ser dimensionado de modo a prevenir a estrutura dos efeitos nocivos da infiltração de água. A água pode gerar aumento de poropressões que provocam a redução da resistência da estrutura e também pode causar a corrosão das barras. A drenagem é indispensável, sendo usualmente feita por meio de um sistema de drenagem profunda e superficial.

Na drenagem profunda são utilizados os drenos sub-horizontais profundos. Estes drenos captam as águas distantes da face do talude e as conduzem para as canaletas localizadas no lado externo do mesmo. Resultam da instalação de tubos plásticos drenantes com diâmetro de 40 a 60 mm e são inseridos em perfurações no solo de 60 a 100 mm de diâmetro. São perfurados e revestidos com manta de geotêxtil ou tela de nylon e devem ter comprimento maior que o dos grampos, normalmente entre 6 e 18m (FRANÇA, 2007). O espaçamento dos drenos depende de fatores como condições locais como nível d'água, permeabilidade do solo e frequência das chuvas.

A drenagem superficial deve ser feita com drenos do tipo barbacã e drenos lineares contínuos. Os drenos tipo barbacã são responsáveis por uma drenagem pontual e devem abranger toda a superfície do talude. São executados em uma cavidade de aproximadamente 40 x 40 x 40cm preenchida com material arenoso

Um tubo de PVC drenante com inclinação descendente, liga este dreno ao exterior do paramento e conduz a água para fora do talude (Figura 2.2). (LIMA, 2007).

Os drenos verticais ou drenos lineares contínuos são instalados verticalmente atrás da parede do paramento, desde a crista até o pé do talude. São constituídos por uma calha drenante revestida com geotêxtil numa escavação de aproximadamente 10 x 30 cm e conduzem a água captada para a canaleta de pé. Para finalizar os sistemas de drenagem é feita a drenagem superficial, com canaletas de crista e pé que são moldadas no local e revestidas com concreto projetado (Figura 2.2) (SPRINGER, 2006).

Detalhes do procedimento executivo de um solo grampeado pode ser encontrado em França (2007), Lima (2002), Silva (1999), Ortigão et.al. (1992), Montezuma (1998), Magalhães (2005) e Leite (2007).

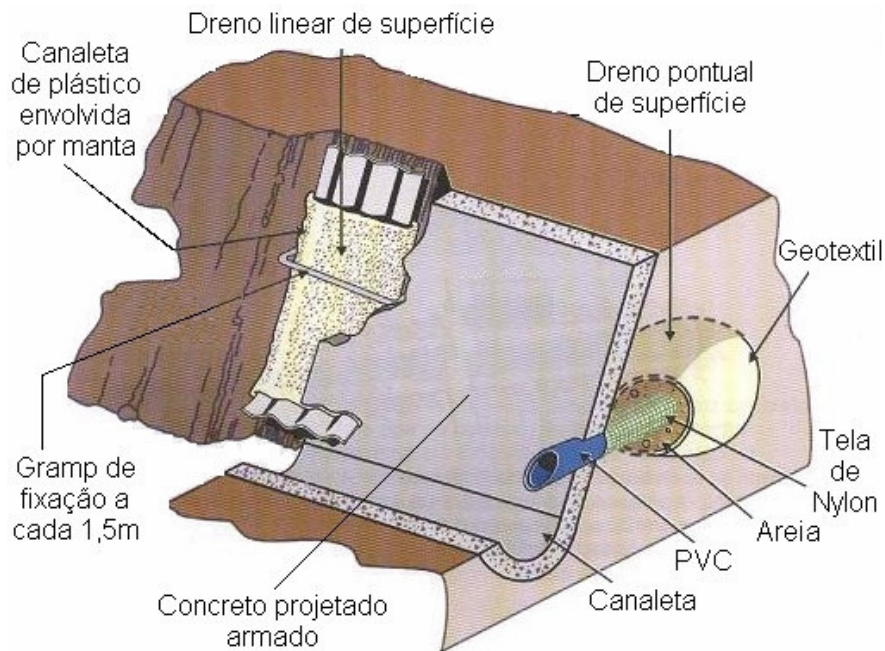


Figura 2.0.2 – Detalhes dos drenos tipo barbacã e dreno linear contínuo ( Abramento et. al, 1998).



## 2.2. Aplicações do Solo Grampeado

A técnica de contenção em solo grampeado pode ser aplicada a taludes ou escavações muito íngremes ou verticais. Na estabilização de taludes naturais, o reforço atua de forma a aumentar a estabilidade do maciço, aumentando seu fator de segurança. Neste caso, os elementos dos reforços são instalados na vertical ou perpendicular à superfície de ruptura. e os esforços de cisalhamento e momentos fletores devem ser considerados. Palmeira (1998) cita que quando a densidade dos grampos é pequena os momentos fletores podem ser desconsiderados.

Nos casos de contenção de escavações os grampos são geralmente dispostos na horizontal ou subhorizontal e os principais esforços a ser considerados são as forças de tração (Schlosser, 1982) (Figura 2.3).

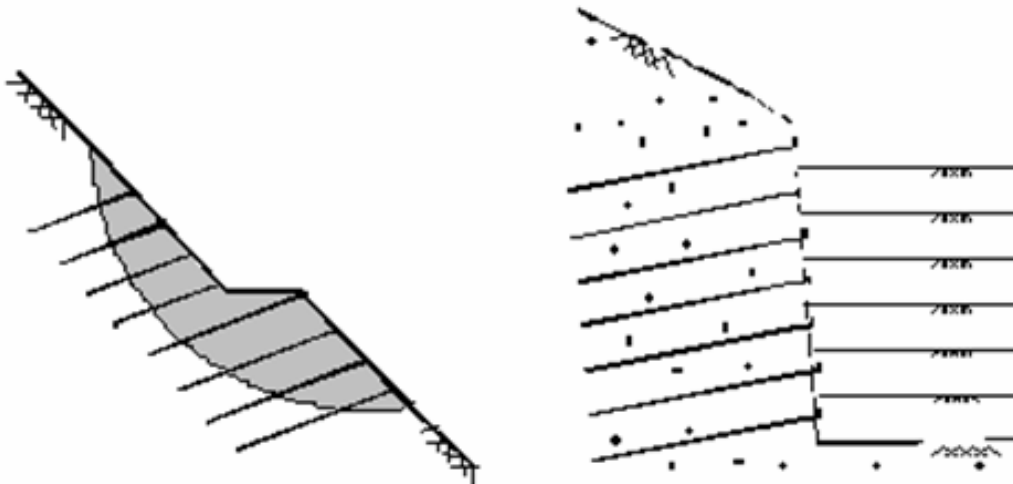


Figura 2.0.3 – Aplicações de solo grampeado: a) Estabilização de taludes naturais; b) Contenção de escavações (Ortigão e Sayão, 1992).

Os solos que constituem estes taludes devem apresentar resistência ao cisalhamento não drenada de no mínimo 10 kPa para se manter estável (ORTIGÃO

e PALMEIRA, 1992). Esta resistência ao cisalhamento é observada na maioria dos solos arenosos e argilosos, até mesmo em areias úmidas, devido às tensões de sucção. Portanto em taludes formados por areias secas e sem cimentação natural, taludes formados por solos moles e solos com bolsões de água esta solução não é tecnicamente recomendada.

Estruturas de contenção em solo grampeado podem ser dimensionadas em construções novas como cortinas de contenção para escavações destinadas às fundações de edifícios, estacionamentos subterrâneos ou vias de transporte (metrô); em estabilização de taludes nos cortes necessários para a implantação de vias rodoviárias ou ferroviárias; e ainda em estabilizações de portais de túneis. Em obras de recuperação pode ser utilizado para reparo de cortinas de terra armada, substituindo tiras ou conexões danificadas por sobrecarga ou por corrosão; em reparos de muros de arrimo de peso para prevenir ou remediar a ruptura causada por deterioração do muro ou de movimentos a montante; em estabilização de taludes de solo instáveis, após ruptura ocorrida devido ao colapso, inadequação de contenções preexistentes ou movimentos catastróficos por razões hidro-geológicas; e em reparos de cortinas ancoradas, após o colapso de tirantes por carregamento excessivo ou corrosão (DRINGENBERG e CRAIZER, 1992).

### **2.3. Vantagens e Desvantagens da técnica**

A disseminação desta técnica está vinculada às vantagens oferecidas, que se sobressaem em relação aos outros métodos de melhorias de solos existentes. Dentre estas vantagens podemos citar:

- Economia: O próprio maciço é usado como elemento estrutural e os grampos possuem um preço relativamente baixo. A técnica requer o uso de poucos tipos de equipamentos. O concreto projetado utilizado tem somente a função de proteger a face e o colapso do solo, sem possuir função estrutural, portanto é delgado. A obra possui uma rápida velocidade de execução, o que reduz os gastos com mão-de-obra.

- Equipamentos: Os equipamentos necessários à realização da obra são de pequeno porte e produzem pouco ruído durante sua utilização, o que se torna um fator positivo para a utilização da técnica em áreas urbanas onde as condições de acesso são limitadas, vibrações e ruídos devem ser controlados de modo a não causar incômodo a vizinhança.

- Velocidade de execução: A construção simultânea da obra permite rapidez de execução. O grampeamento do solo pode ser feito de forma eficiente com a utilização de equipamentos adequados. O uso de concreto projetado permite o término da obra de forma mais rápida, principalmente se este for aliado a fibras metálicas em substituição às telas eletrossoldadas.

- Adaptação do projeto inicial: Estruturas em solo grampeado podem sofrer ajuste do projeto inicial mesmo durante a construção. Parâmetros como espaçamento dos grampos, profundidade de escavação e comprimento dos grampos podem ser modificados ao longo da execução de acordo com a necessidade observada.

- Flexibilidade: A flexibilidade é uma das grandes vantagens da técnica de solo grampeado (Azambuja, Strauss e Silveira, 2001). Estas estruturas se adaptam as diferentes geometrias presentes em cada maciço. Com isso, o volume de solo

escavado é reduzido e por ser mais flexível suporta melhor os recalques diferenciais, aumentando a estabilidade da obra.

- Inclinação da face: A inclinação dos muros no sentido do terreno melhora a estabilidade global da estrutura e reduz o movimento de terra na obra, em relação aos outros métodos de contenção. Além disso, ocorre a redução das perdas durante o jateamento do concreto.

- Execução em solos heterogêneos: Há uma fácil adaptação desta técnica aos diferentes tipos de solos. Simplesmente se variam os parâmetros (comprimento, densidade e espaçamento dos grampos) com a resistência do solo (LIMA, 2007). Esta técnica também pode ser realizada em matacões e rochas duras, por meio da utilização de perfuratrizes que conseguem penetrar nestes blocos de rocha. No entanto, os melhores desempenhos de solos grampeados são observados EM argilas arenosas de baixa plasticidade.

- Baixo deslocamento para mobilização dos reforços: Medições realizadas em obras de solo grampeado na Europa verificaram que os deslocamentos necessários para a mobilização do reforço são menores que o esperado. Em taludes verticais, os valores máximos observados são da ordem de 0,3% da altura, na direção horizontal. Além disso, se o grampeamento for aplicado no menor tempo possível após a escavação, os deslocamentos do solo são minimizados, prevenindo-se danos a estruturas adjacentes (CLOUTERRE, 1991, JURAN e ELIAS, 1991).

Assim como todo sistema de contenção existente, as obras em solo grampeado apresentam algumas desvantagens ou limitações, que são apresentadas a seguir:

- Tipo de solo: Alguns solos não são adequados para se realizar o grampeamento, pois é necessário que o solo se mantenha estável por algumas

horas (período entre a escavação e o revestimento da face). Sendo assim, estes solos devem ter algum tipo de coesão ou cimentação, mesmo se for devido a sucção, como no caso das areias úmidas. Não é aplicável em solo muito argilosos ou solos susceptíveis a variações volumétricas como as argilas expansivas e as argilas orgânicas. Em escavações de argila mole, este método de contenção não é recomendado, uma vez que será necessária uma alta densidade de chumbadores com comprimentos elevados (Dias, 1992). França (2007) cita alguns exemplos de tipos de solos nos quais a aplicação do grampeamento pode ser inviável, como as areias puras e secas, solos com bolsões de água, solos com alto teor de argila, nos quais o teor de umidade pode aumentar após a construção, argilas moles e solos susceptíveis a congelamento.

- Presença do Nível d'água: A técnica se limita a solos acima do nível d'água. Nos solos permeáveis com nível d'água próximo à superfície, deve se fazer um prévio rebaixamento. Do contrário, poderão ocorrer instabilizações localizadas no maciço. A presença do nível d'água também dificulta a execução da face de concreto projetado e pode diminuir a vida útil dos grampos, devido o aumento da corrosão dos mesmos.

- Deslocamentos: Devido a flexibilidade da estrutura ocorrem deslocamentos na face do talude. Estes devem ser avaliados e monitorados de modo que não causem danos a estruturas vizinhas. Se o grampeamento for aplicado no menor tempo possível após a escavação, os deslocamentos do solo são minimizados, prevenindo-se danos a estruturas adjacentes (CLOUTERRE, 1991, JURAN e ELIAS, 1991). Um projeto adequado de execução e monitoramento da obra pode prever e controlar estes deslocamentos.

PITTA *et al.* (2003) listam alguns pontos importantes para o bom desempenho de uma obra de solo grampeado, dentre os quais destacam-se os seguintes: (i) a observação das deformações deve ser obrigatória; (ii) o método executivo é muito importante e deve ser detalhadamente padronizado e fielmente executado; (iii) a injeção do chumbador é fundamental para a eficiência do solo grampeado, muito mais qualitativamente que quantitativamente, devendo sempre ser realizada e avaliada; (iv) a observação da geologia e hidrogeologia previamente ao detalhamento do projeto, e o diário de acompanhamento dos trabalhos definem os passos de um projeto, que somente se encerra após o término da execução da contenção.

#### **2.4. Comportamento mecânico de estruturas feitas com solo grampeado**

As inclusões são solicitadas por esforços de tração, forças cisalhantes e momentos fletores. As solicitações começam a atuar durante o período construtivo da obra, quando as deformações do solo ainda são muito pequenas e as principais solicitações nos grampos são devido aos esforços de tração. No entanto, quando a face do talude é inclinada em relação a vertical, pequenos esforços cisalhantes e de flexão atuam na estrutura, próximo a face da escavação e não devem ser desprezados.

Com o aumento das escavações ocorre o aumento dos esforços de tração, progressivamente, devido a descompressão lateral do solo (CLOUTERRE, 1991). Nesse momento, o principal elemento de interação solo-grampo é o atrito mobilizado no contato entre os dois materiais (SPRINGER, 2001). Portanto, quanto maior o atrito solo-reforço existente, melhor o desempenho do reforço.

Os deslocamentos são de pequena magnitude e necessários para que haja mobilização dos esforços nos grampos (SCHLOSSER, 1982). Os valores máximos geralmente ocorrem no topo. Em obras de solo grampeado os deslocamentos esperados são da ordem de 0,1 a 0,5 % da altura da contenção (CARTIER e GIGAN, 1983; CLOUTERRE, 1991).

Os deslocamentos no topo das estruturas dependem de diversos fatores, como: altura do talude da escavação, seqüência construtiva, espaçamento entre os grampos, comprimento dos grampos, razão entre o comprimento do grampo e a altura do muro, inclinação dos grampos e capacidade de suporte do solo de fundação (SPRINGER, 2001).

#### *2.4.1. Distribuição das tensões nos esforços*

Os grampos inseridos nas estruturas de solo grampeado possuem a função de estabilizar a zona ativa à zona passiva do maciço. A zona ativa é uma região instável, sujeita a deslizamentos. Já a zona passiva ou zona resistente o maciço não apresenta movimentações significativas. Estas zonas são delimitadas por uma superfície de ruptura, que é definida pela união dos pontos de força de tração máxima em cada grampo (Figura 2.4).

O atrito mobilizado ao longo dos grampos possui sentidos opostos nas zonas ativa e passiva. Na zona ativa, as tensões devido ao atrito lateral nos grampos são direcionadas para fora. Na zona passiva, o sentido das forças é direcionado para dentro do maciço em direção oposta aos deslocamentos laterais da região ativa. Este mecanismo de ruptura com o desenvolvimento das regiões ativa e passiva,

ocorrem somente quando os grampos são livres em relação a face do talude (CLOUTERRE, 1991).

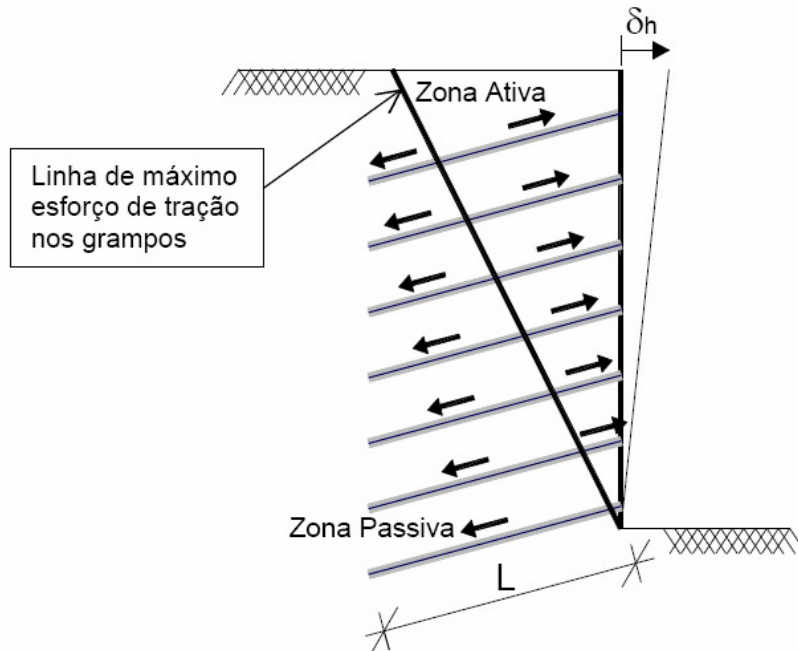


Figura 2.4 – Definição da zona ativa e passiva em solos grampeados (SPRINGER, 2001)

#### 2.4.2. Resistência a tração

Os esforços de tração são os que mais solicitam as inclusões. As tensões na extremidade livre dos grampos são nulas e crescem até um ponto de tração máxima, no interior da massa de solo reforçada. A posição de máxima tração, geralmente coincide com a superfície de ruptura e possui um formato diferente do plano de ruptura proposto por Rankine (Figura 2.5). Resultados experimentais de alguns autores concluíram a linha máxima de tração está localizada a  $0,3 H$  (CLOUTERRE, 1991), e  $0,3H$  a  $0,35H$  (BYRNE et. al, 1998), sendo  $H$  a altura da contenção. LIMA (2002) defende que esta posição pode variar com a inclinação do talude. O autor



ressalta ainda que a distância do topo da escavação até a superfície de ruptura varia ainda com o tipo de solo e grampos existentes.

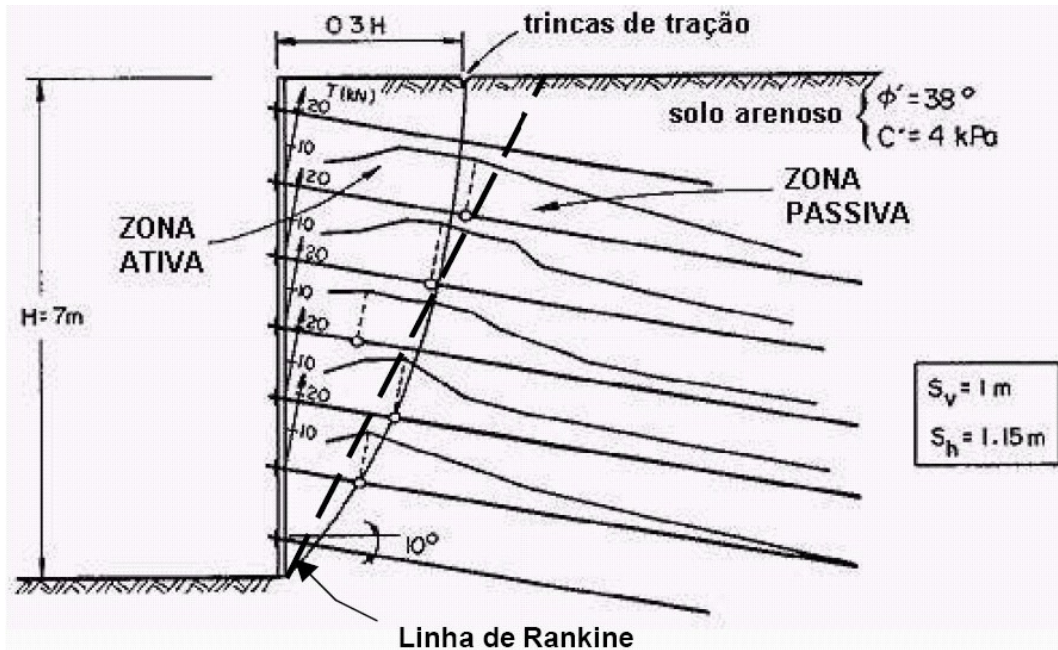


Figura 2.5 – Superfície de ruptura em solo grampeado em comparação ao plano de ruptura de Rankine (adaptado de Clouterre, 1991)

SPRINGER (2001), com auxílio de métodos numéricos, concluiu que os pontos de tração máxima variam em função da forma de fixação dos grampos à face do talude. Nos grampos fixos, a tração máxima ocorre junto a face, enquanto nos grampos livres este ponto é localizado em um ponto interno do maciço.

#### 2.4.3. Resistência aos esforços cisalhantes e momentos fletores

A técnica de solo grampeado aumenta a resistência ao cisalhamento dos solos, com os grampos atuando sob tensões de tração. Por se tratar de inclusões passivas (sem protensão) é necessário um pequeno deslocamento entre o grampo e

o maciço para que ocorra a mobilização da resistência dos esforços. A resistência a tração é atingida para deslocamentos muito menores do que os deslocamentos necessários para mobilizar os esforços transversais de cisalhamento e flexão (BRIDLE e DAVIES, 1997). No entanto, as forças cisalhantes e momentos fletores não devem ser desprezados, pois estas surgem ao longo da superfície de ruptura, no instante próximo à ruptura (SCHLOSSER e UNTERREINER, 1990).

CLOUTERRE (1991) também cita que na zona de cisalhamento dos solos grampeados, os grampos são solicitados por esforços cisalhantes e momentos fletores. O autor ilustra estas solicitações em um muro experimental de solo grampeado (Figura 2.6).

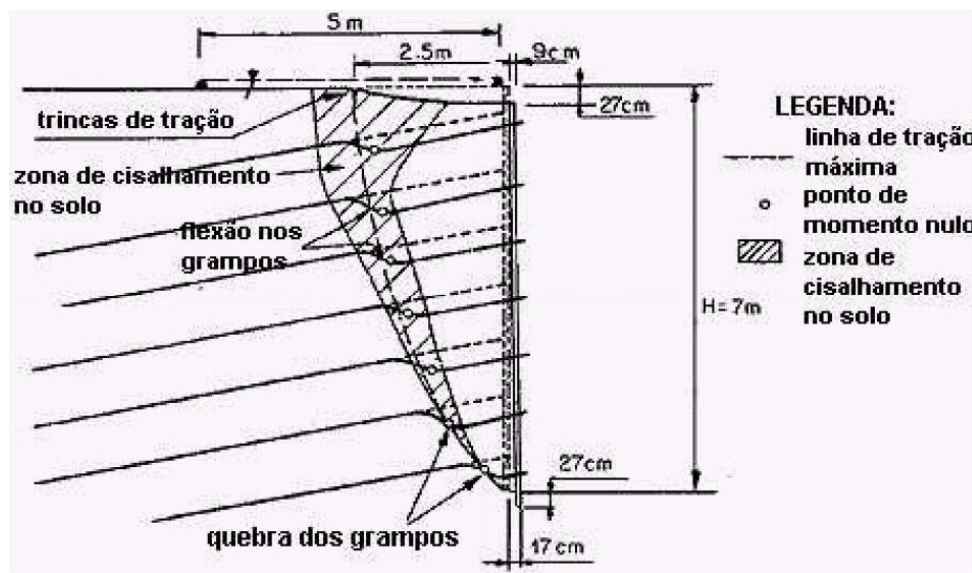


Figura 2.6 – Solicitações que os grampos são submetidos em um muro experimental de solo grampeado (adaptado de CLOUTERRE, 1991).

Durante o cisalhamento, o rompimento das inclusões pode ocorrer devido a esforços de tração ( $T_0$ ) na interseção com a superfície de ruptura, ou por plastificação nos pontos de máximos momentos fletores ( $M_{max}$ ), que se localizam

fora da linha de ruptura (Figura 2.7). A ruptura também pode ocorrer por falta de aderência, quando as tensões cisalhantes alcançam o valor limite da resistência ao arrancamento ( $q_s$ ).

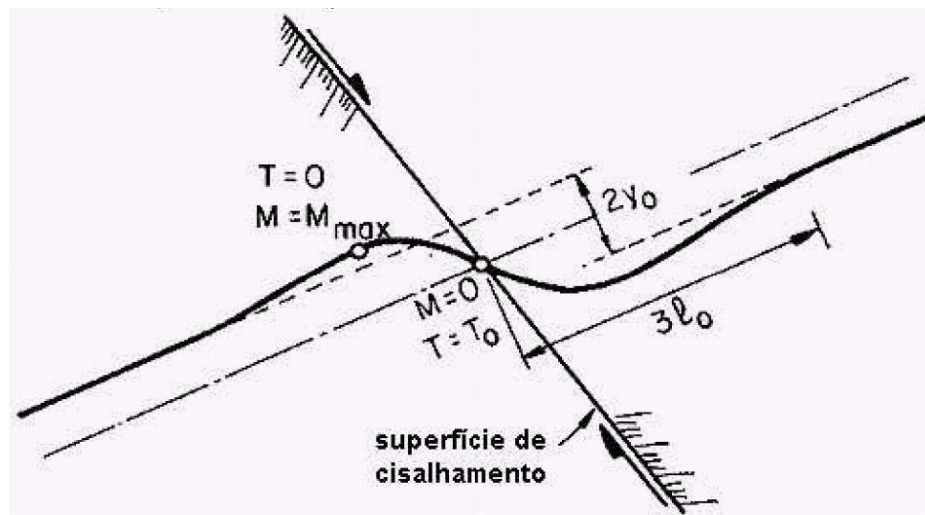


Figura 2.7– Grampos submetidos a flexão e esforços cisalhantes (adaptado de CLOUTERRE, 1991)

## 2.5. Ensaio de Arrancamento

A resistência ao atrito no contato solo-grampo ( $q_s$ ) é um dos fatores preponderantes em obras de solo grampeado. Pode ser determinado por meio de correlações empíricas ou com a realização de ensaios de arrancamento. A determinação de  $q_s$  através de ensaios é mais adequada, por ser feita de forma direta. Os ensaios são realizados por meio da inserção de um grampo, com um trecho livre de 1m e um trecho injetado ou ancorado. O grampo é tracionado e a carga de tração é medida por meio de uma célula de carga. O macaco hidráulico aplica as forças de tração na barra de aço. O deflectômetro tem a função de registrar os deslocamentos da cabeça do grampo submetido à carga aplicada. Por fim, se

obtem a curva carga versus deslocamento, de onde se obtem o valor máximo da força de tração no grampo e o seu deslocamento correspondente. (Figura 2.8).

Existem duas formas de realizar os ensaios de arrancamento: com deslocamento constante ou em estágio de carregamento. Os ensaios com velocidade constante permitem determinar a força de arrancamento máxima, a força residual e a inclinação inicial da curva força-deslocamento. A partir desta curva podem ser determinadas as resistências ao cisalhamento de interface máxima e a residual. Os ensaios em estágios de carregamento resultam na tração de fluência crítica e, eventualmente, na força de tração limite do grampo (FRANÇA, 2007). Maiores detalhes sobre o procedimento do ensaio pode ser visto em Falconi e Alonso (1996 e 1997), Ortigão e Sayão (1999) e Leite (2007) e em Pacheco e Silva (2009).

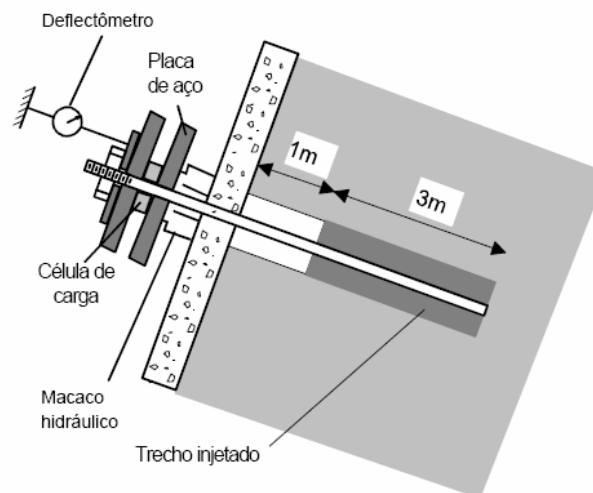


Figura 2.8 – Esquema de ensaio de arrancamento em solos grampeados

Com a realização dos ensaios se obtém a força de arrancamento máxima ( $F_{arr}$ ), que causa a ruptura do grampo. O valor unitário do atrito solo-grampo ( $q_s$ ) é obtido por meio da equação:

$$q_s = \frac{F_{arr}}{\pi DL}$$

Onde: D= diâmetro da barra

L = comprimento injetado ou ancorado da barra.

Alguns fatores podem influenciar no valor de  $q_s$ , como: característica do terreno, profundidade do ensaio, método de perfuração e limpeza do furo, características da calda de cimento, fatores ambientais como a temperatura e o emprego de aditivos (ORTIGÃO, 1997). O método de colocação do grampo (injeção sob baixa pressão, alta pressão ou gravidade, por exemplo) e o grau de saturação do solo também influenciam no valor de  $q_s$  (CLOUTERRE, 1991).

A quantidade de barras ensaiadas deve ser representativa ao tamanho da obra. Em obras de grande porte, os ensaios de arrancamento devem ser feitos antes e durante a execução da obra para se obter o valor unitário do atrito solo-grampo ( $q_s$ ) e adequar o projeto aos resultados destes ensaios. Em obras de pequeno porte, raramente os ensaios são realizados.

PITTA et al, (2003) sugere o ensaio de um grampo a cada dez que vão ser inseridos na obra. CLOUTERRE (1991) apresenta uma sugestão do número mínimo de grampos a serem ensaiados segundo a área de solo grampeado a ser executada. GEORIO (2000) sugere que sejam ensaiados no mínimo em 2 grampos, ou em 1% destes, de modo a confirmar a resistência ao arrancamento de projeto.

Os ensaios de arrancamento podem ser classificados em 3 tipos, conforme o objetivo e fase de construção em que são executados: (i) Ensaio preliminar – realizado durante a fase de projeto e com o objetivo de validar um novo

procedimento executivo de solo grampeado num local importante da obra; (ii) Ensaio de conformidade – realizado no início da construção visando verificar a estimativa da resistência ao arrancamento utilizada no projeto; (iii) Ensaio de inspeção – realizado durante a construção em grampos previamente escolhidos sem que ocorra a ruptura dos mesmos (CLOUTERRE, 1991).

### *2.5.1. Correlações Empíricas*

A determinação do atrito solo-grampo deve ser feito por meio dos ensaios de arrancamento. No entanto, na ausência destes ensaios ou na fase de pré-dimensionamento as correlações empíricas são úteis.

BUSTAMANTE et. al, (1985) correlacionam o valor de  $q_s$  com o ensaio pressiométrico ( $p_1$ ) e com o índice de resistência a penetração ( $N_{spt}$ ) (Figura 2.9). As correlações são feitas para ensaios com um estágio de injeção (IGU) e com múltiplos estágios (IRS).

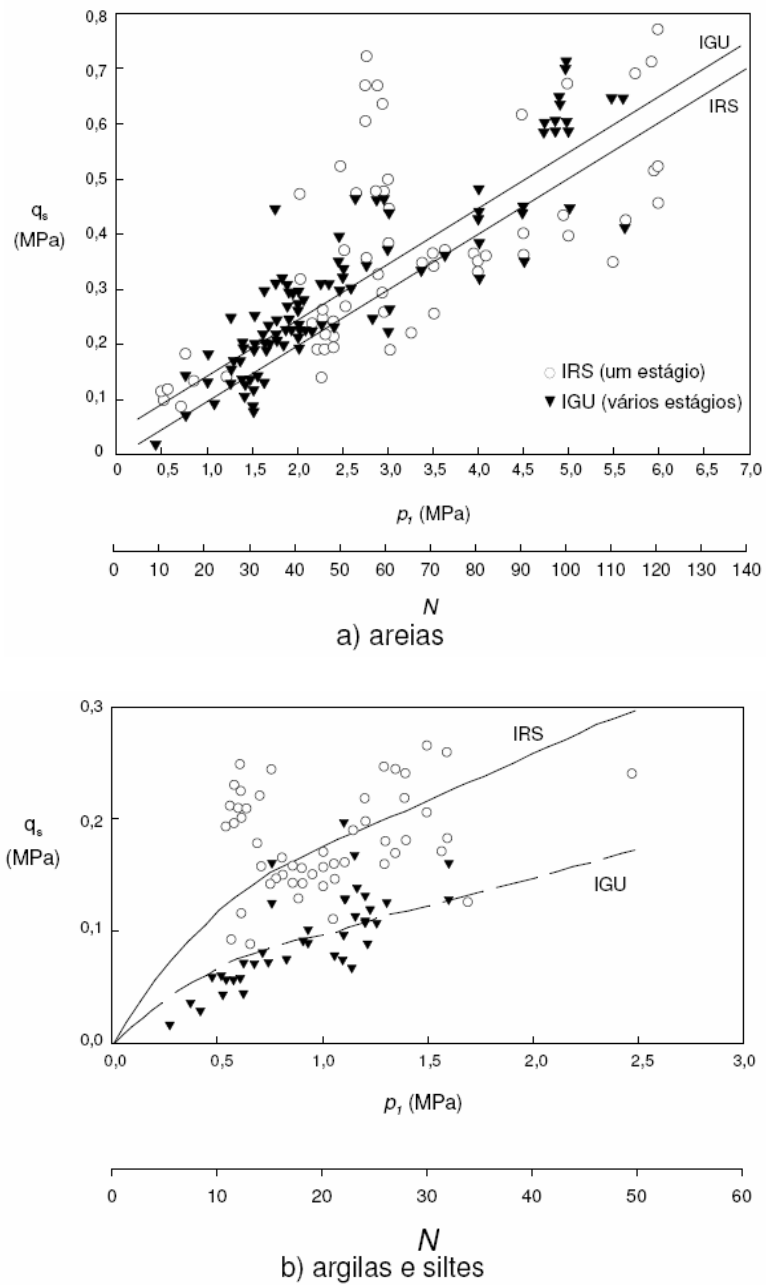


Figura 2.9– Correlações entre  $q_s$ ,  $p_1$  e  $N_{spt}$  (BUSTAMANTE et.al, 1985)

Os resultados obtidos com as correlações de BUSTAMANTE são bastante dispersos. A correlação entre  $p_1$  e  $N$  resulta em valores de  $N$  muito elevados, o que pode ser devido aos procedimentos de ensaios dos países onde foram obtidos. Se levar em consideração os elevados valores de  $N$  e conseqüentemente analisar a

correlação somente as correlações com  $p_1$ , este método teria pouca utilidade no Brasil, onde os ensaios pressiométricos não são frequentemente realizados.

Ortigão (1997) estabeleceu correlações baseada em ensaios de arrancamento realizados nos estados do Rio de Janeiro, São Paulo e Brasília (Figura 2.10). Nestes ensaios os grampos foram inseridos em furos com diâmetro entre 75 e 150 mm com injeção de calda de cimento sem pressão.

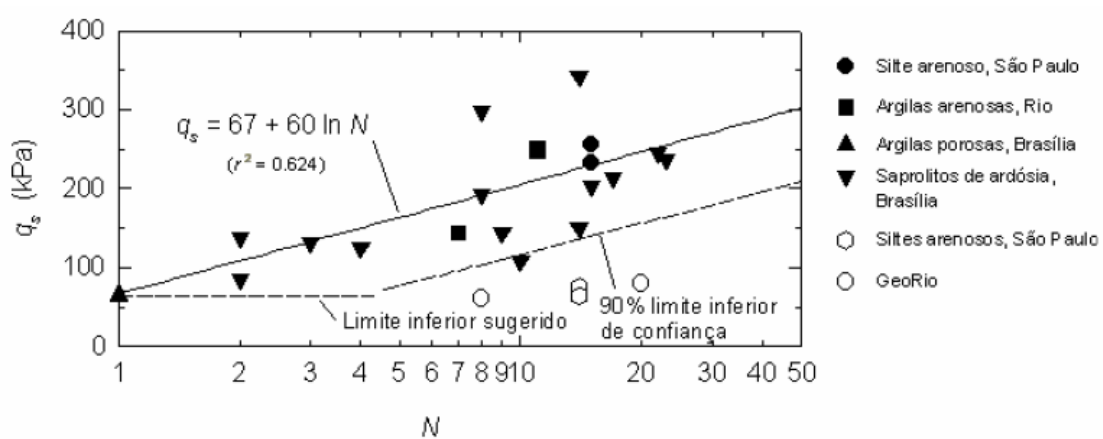


Figura 2.10- Correlações entre  $q_s$  e  $N_{spt}$  (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1997)

Os autores sugeriram também uma equação que relaciona o  $q_s$  e  $N_{spt}$ . A equação não substitui os ensaios de arrancamento, mas pode ser utilizada para uma estimativa preliminar de  $q_s$ .

$$q_s = 50 + 7,5N \quad (q_s \text{ em kPa})$$



## 2.6. Métodos de Análise de Estruturas de Solo Grampeado

O dimensionamento de estruturas grampeadas, geralmente é baseado em análises por equilíbrio limite. Existem vários métodos de cálculo para solos grampeado disponíveis na literatura. Estes métodos verificam a estabilidade da estrutura por meio da definição dos fatores de segurança em superfícies de ruptura previamente estabelecidas. Com base nas considerações da estabilidade externa e interna, são definidos os parâmetros como espaçamento vertical e horizontal, diâmetro e inclinação do grampo.

Os principais métodos de cálculo subdividem o maciço atrás do muro em uma cunha ativa e outra passiva. Os métodos possuem pequenas diferenciações entre si, como a forma da superfície de ruptura (Figura 2.11), o equilíbrio das forças atuantes e a natureza dessas forças (Tabela 2.1). Maiores detalhes destes métodos podem verificados em Schlosser (1983), Stocker et, al. (1979), Ortigao et, al. (1993), Clouterre (1991), Camargo (2005) e. Montezuma (1998)

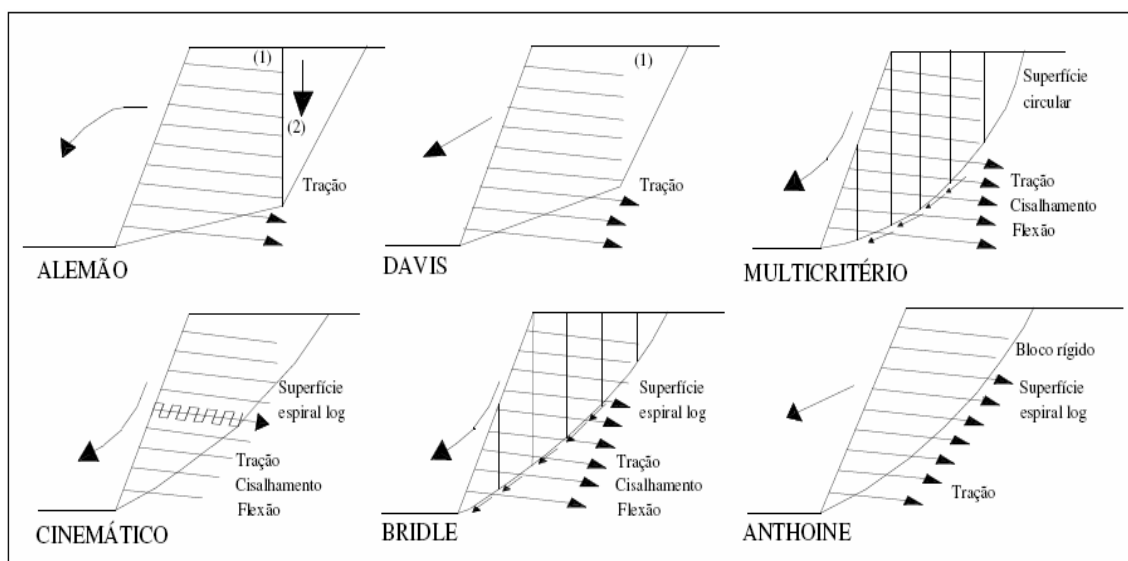


Figura 2.11– Tipos de rupturas em solo grampeado (SPRINGER, 2006)

Tabela 2.1 – Métodos de análise em solo grampeado (Adaptado de Ortigão et.al, 1993)

Características	Métodos					
	Alemão	Davis	Multicritério ou Francês	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência	Stocker e outros (1979)	Shen e outros (1981)	Schlosser (1983)	Juran e outros (1988)	Bridle (1989)	Anthonie (1990)
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	Teoria de escoamento
Divisão da massa de solo	2 Blocos	2 Blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco Rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global ou Local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bilinear	Parabólica	Circular ou Polinomial	Espiral log	Espiral log	Espiral log
Grampo resistente à tração	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Grampo resistente ao cisalhamento	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Não
Grampo resistente à flexão	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Não
Inclinação da parede	Qualquer	Vertical	Qualquer	Qualquer	Qualquer	Qualquer
Camadas de solo	1	1	Qualquer	1	1	1

### 2.6.1. Método de Clouterre

Schlosser (1982) desenvolveu um método multicritério que utiliza os métodos de cálculo de Fellenius e de Bishop. Diferente dos outros métodos já vistos, este leva em consideração as resistências ao cisalhamento, a resistência a tração e o

efeito da rigidez a flexão das inclusões. A superfície de ruptura pode ser circular ou poligonal calculada por meio do critério de ruptura clássico de Mohr-Coulomb.

A determinação dos esforços é feita levando em conta não apenas os parâmetros como coesão e ângulo de atrito interno, mas também critérios de ruptura relacionados às características dos grampos e à sua interação com o solo, de forma mais rigorosa e completa que os métodos já vistos (CAMARGO, 2005). A resistência do grampo é determinada pelo critério geral, proposto por Anthonie em 1987. (CLOUTERRE, 1991):

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_0}\right| \leq 1$$

Onde  $T_n$ ,  $T_c$  e  $M$  são as forças de tração, cisalhamento e momento atuantes nas barras, respectivamente.  $R_n$  é a resistência a tração do grampo (sob condições de tração pura),  $R_c$  é a resistência ao cisalhamento do grampo (sob condições de cisalhamento puro) e  $M_0$  é o momento de plastificação do grampo (sob condições de flexão simples).

Com a realização dos ensaios em modelos e obras de solo grampeado, estudos verificaram quatro modos de ruptura: ruptura dos grampos, falta de atrito solo-reforço, escorregamento das massas de solo e instabilidade durante a escavação. Schlosser (1982) verificou quatro critérios básicos de análise para verificação dos modos de ruptura, descritos a seguir:

### 2.6.1.1. Critério do atrito superficial solo-reforço (C1)

Este critério leva em consideração a ruptura do maciço quando as barras são arrancadas. A força atuante nos grampos ( $T_{ni}$ ) deve se limitar a equação abaixo:

$$T_{ni} \leq \frac{\pi \cdot D \cdot l_a \cdot q_s}{F_s}$$

Onde:  $q_s$  = atrito unitário solo/reforço;

$\pi \cdot D$  = perímetro do reforço;

$l_a$  = comprimento do reforço localizado atrás da superfície de ruptura (zona passiva). Nos grampos livres deve considerar que  $l_a = l^*$ , onde  $l^*$  é o menor dos dois comprimentos: superfície de ruptura ao paramento (zona ativa) ou superfície de ruptura a extremidade do reforço (zona passiva);

$F_s$  = fator de segurança parcial. Schlosser (1982) recomenda um valor de 1,5.

### 2.6.1.2. Critério da pressão lateral solo-reforço (C2)

A pressão lateral exercida pelos grampos no solo é limitada pela pressão lateral última ( $p_u$ ), encontrada no ponto de máxima força cisalhante ou da plastificação do solo. O valor de  $p_u$  corresponde a metade da pressão lateral limite ( $p_l$ ) encontrada nos ensaios pressiométricos.

A interação entre os esforços (normais, cisalhantes e momentos fletores) nos grampos e a pressão lateral limite estão ilustrados na Figura 2.12. No ponto de máxima força cisalhante a resultante das forças no grampo  $i$  ( $T_{ci}$ ) sob a ação dos carregamentos, segue o critério:

$$T_{ci} \leq T_{c, \max}$$

$$T_{c, \max} \leq \frac{D \cdot l_0 \cdot p_u}{F_s}$$

Onde: D = diâmetro do grampo;

$l_0$  = comprimento de transferência já definido;

$F_s$  = fator de segurança, geralmente adota-se 2

Já no ponto de plastificação do solo, a zona plastificada corresponde a  $\pi \cdot l_0 / 2$  (distância entre os dois momentos máximos) e deve ser satisfeito o mesmo critério determinado para os máximos momentos fletores ( $T_{ci} \leq T_{c, \max}$ ).

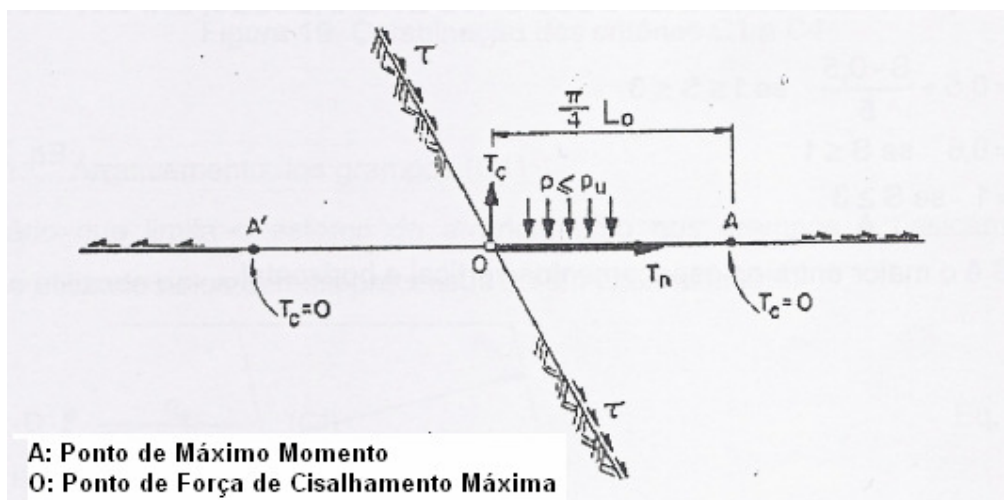


Figura 2.12 – Carregamento transversal nos grampos (Adaptado de Camargo, 2005)

### 2.6.1.3. Critério de ruptura por tração e cisalhamento (C3)

No ponto de intersecção entre a superfície de ruptura e o grampo (ponto de maior força cisalhante) se dá a plastificação da barra por cisalhamento. Trata-se de um cisalhamento puro, em que o momento é nulo ( $M=0$ ) e o critério de Anthonie (1987) pode ser reescrito por:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1$$

Esta equação é semelhante a equação de uma elipse, portanto pode se dizer que no plano ( $T_n, T_c$ ):

$$R_c = \frac{R_n}{2}$$

### 2.6.1.4. Critério de ruptura do grampo por momento fletor (C4)

Nos pontos de máximo momento fletor (A e A') localizados em ambos os lados da superfície de ruptura, a uma distância de  $\pi \cdot l_0 / 4$  ocorre a ruptura por formação de duas rótulas plásticas (Figura 2.12). Nestes pontos a tensão de cisalhamento é nula, portanto o critério de Anthonie (1987) fica expresso da seguinte forma:

$$M_{\max} = M_0 \left[ 1 - \left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 \right]$$

Assim, a força de cisalhamento no ponto O (Figura 2.12) será:

$$T_{c0} = a \frac{M_0}{l_0} \left[ 1 - \left( \frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right]$$

Sendo “a” uma constante equivalente a 3,12 (CLOUTERRE, 1991).

Com a formação das rótulas plásticas nos pontos A e A' e a plastificação do solo sob a barra por pressão lateral excessiva, no ponto O a força de cisalhamento máximo no grampo ( $T_{c \max}$ ) segue o critério:

$$T_{c \max} = b \left( \frac{M_0}{l_0} \right) \left[ 1 - \left( \frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] + c \cdot D \cdot l_0 \cdot p_u$$

Onde b e c são duas constantes que equivalem respectivamente, 1,62 e 0,24.

#### 2.6.1.5. Combinações dos critérios de ruptura

A interação dos quatro critérios de ruptura no plano ( $T_n$ ,  $T_c$ ) é representado por meio de curvas (Figura 2.13). As quatro curvas resultantes definem um domínio de estabilidade em que estão todas as combinações possíveis dos esforços atuantes no ponto O.

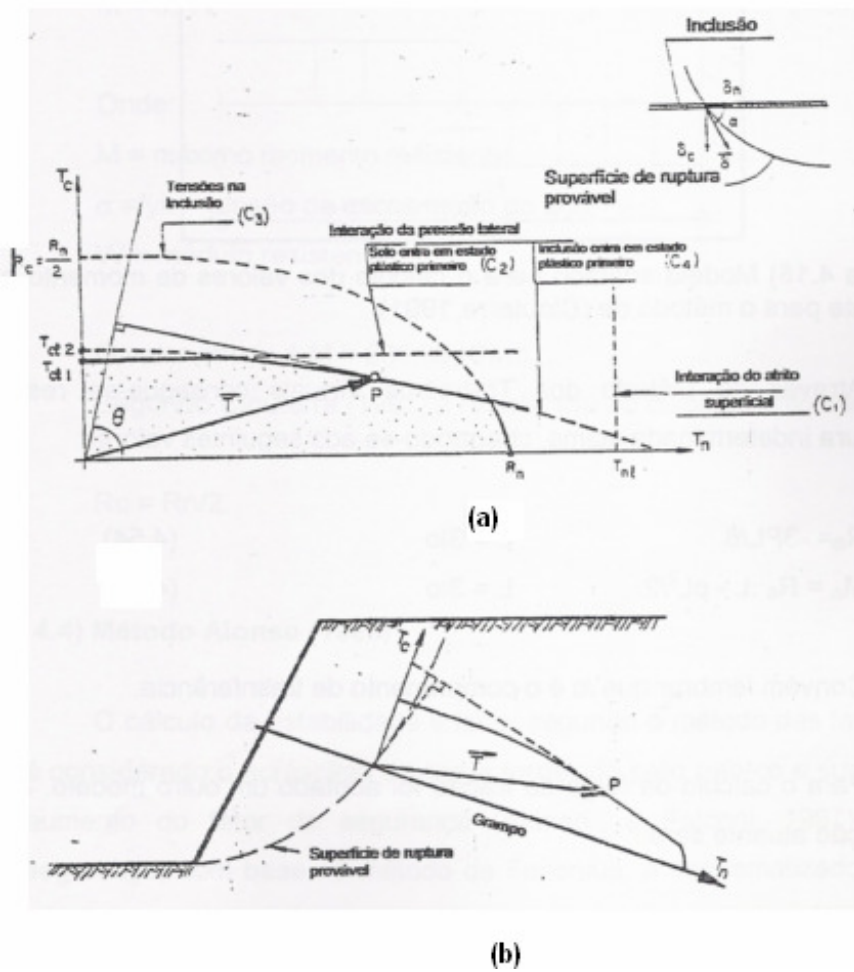


Figura 2.13 – (a) Combinações dos modos de ruptura; (b) Determinação das forças no reforço (Adaptado de Clouterre, 1991)

A plastificação do grampo ocorre devido a pressão lateral do solo. A pressão lateral do grampo ( $p_0$ ) tem seu valor máximo na superfície potencial de ruptura:

$$p_0 = \frac{2 \cdot T_{c0}}{D \cdot l_0}$$



O valor da pressão lateral do solo ( $p_u$ ) determina o tipo de fratura que ocorre e pode ser caracterizada pelas seguintes expressões. Estas determinam a força de cisalhamento na superfície potencial de ruptura.

Nos casos em que a pressão lateral do solo é inferior a pressão do grampo ( $p_u \leq p_0$ ), a ruptura ocorre por plastificação do solo antes do grampo e a força de cisalhamento corresponde a força de cisalhamento do critério 2 (C2):

$$T_{c1} = \frac{p_u \cdot D \cdot l_0}{2}$$

Já nos casos em que a pressão lateral do grampo é inferior a pressão lateral do solo ( $p_u \geq p_0$ ), a ruptura ocorre por plastificação do solo no contato com o grampo. Neste caso a força de cisalhamento é equivalente a força de cisalhamento máxima do critério 4 (C4), já demonstrada anteriormente:

$$T_{c2} = b \left( \frac{M_0}{l_0} \right) \left[ 1 - \left( \frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] + c \cdot D \cdot l_0 \cdot p_u$$

O valor da máxima força de cisalhamento ( $T_{c,max}$ ) é o menor valor entre  $T_{c1}$  e  $T_{c2}$ , ou seja:

$$T_{c,max} = \text{mínimo}\{T_{c1}, T_{c2}\}$$

#### 2.6.1.6. Definição do Fator de Segurança

Schlosser (1982) recomenda a utilização de fatores de segurança parciais na análise da estabilidade das estruturas executadas em solo grampeado. Estes fatores de segurança (Fs) se aplicam a resistência do grampo, a pressão lateral limite do solo e a resistência ao arrancamento do grampo. O autor propõe os fatores de segurança de acordo com o tipo de análise realizada e o critério de ruptura correspondente (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Fatores de Segurança recomendados por Schlosser (1982)

<b><i>Critério Analisado</i></b>	<b><i>Fs<sub>crítico</sub></i></b>	<b><i>Modo de ruptura</i></b>
Resistência do grampo	1,0	C3 e C4
Pressão lateral limite	2,0	C2 e C4
Arrancamento do grampo	1,5	C1

Entende-se por fator de segurança crítico como o menor fator de segurança permitido. Assim como no dimensionamento de qualquer obra, se o Fs obtido for inferior ao  $Fs_{crítico}$ , o projetista deve modificar o as características da obra, de modo que fique mais segura. Um novo dimensionamento também deve ser feito se o Fs obtido for muito superior ao  $Fs_{crítico}$ , por fatores econômicos.

### 2.6.2. Método Alemão

Este método foi desenvolvido por SCHLOSSER (1979) com base em ensaios realizados em modelos instrumentados de solo grampeados e em muros em escala real, instrumentados e levados a ruptura (CAMARGO, 2005). Por meio destes ensaios o autor observou que o mecanismo de ruptura consistia de uma superfície de escorregamento bi-linear (Figura 2.14). Uma região representada pelo muro de gravidade (cunha trapezoidal) e a outra, triangular, representando uma cunha ativa de terra atuando sobre o muro de gravidade. No caso de sobrecarga elevada e próxima ao bordo, o mecanismo de Coulomb (cunha triangular) deve ser considerado (LIMA, 2002).

Na Figura 2.14,  $K_i$  corresponde às forças de coesão e  $S_i$  são as forças de atrito.  $W_1$  e  $W_2$  equivalem ao peso próprio das cunhas,  $Q_1$  e  $Q_2$  a sobrecarga das cunhas 1 e 2, respectivamente. Quanto a direção, as forças de tração  $T$  estão na mesma direção que os grampos,  $Q_i$  e  $W_i$  são verticais; e as forças restantes possuem direção estabelecida pelo ângulo de atrito.

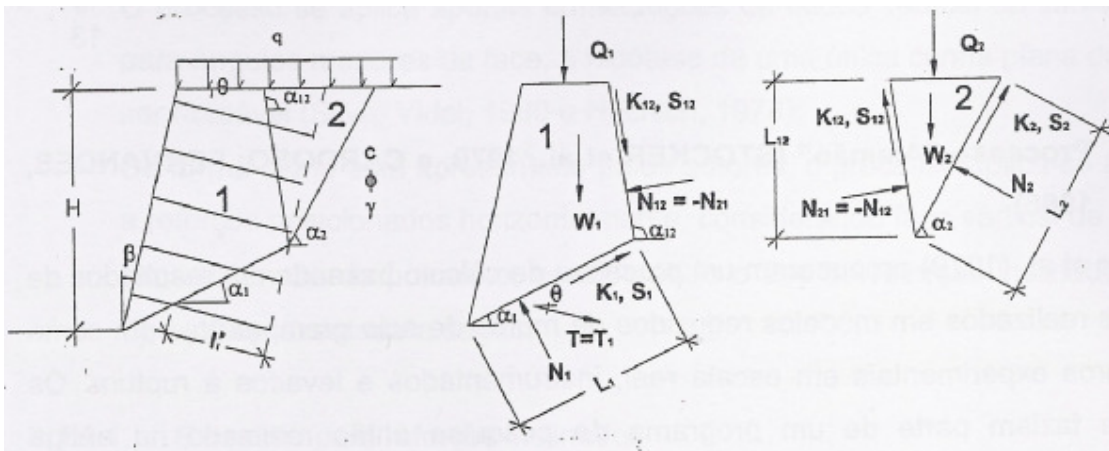


Figura 2.14 – Divisão do maciço em duas cunhas e suas respectivas forças (CAMARGO, 2005)

O método não considera os esforços de flexão dos grampos, considerando então, que os grampos são solicitados somente por esforços de tração, mobilizados ao longo da superfície de ruptura. O fator de segurança é definido pela relação entre as forças disponíveis nos grampos ( $F_D$ ) e as forças necessárias para manter o equilíbrio ( $F_E$ ). Sendo assim:

$$FS = \frac{F_D}{F_E} = \frac{T}{F_E} = \frac{\sum T_i}{F_E}$$

Onde:

FS = Fator de segurança;

T= tração máxima do sistema;

$T_i$  = forças de tração no grampo i.

A tração máxima a ser determinada (T), é limitada pela tensão de escoamento do aço ou pela força total de arrancamento disponível pela resistência da interface solo/grampo:

$$T_i = \frac{q_s \cdot \pi \cdot D \cdot l_i}{e_h} \leq \frac{A_s \cdot f_y}{e_h}$$

$$T = \sum_i^n T_i$$

Onde:  $q_s$  = atrito unitário solo-grampo;

D = diâmetro do grampo;

$l_i$  = comprimento da zona passiva do grampo i;

$e_h$  = espaçamento horizontal dos grampos;

Em relação ao fator de segurança, VIEIRA (1996) aconselha o fator de segurança (FS) superior a 2. A decisão sobre os valores de FS deve ser fruto da análise das particularidades de cada situação por parte do engenheiro do projeto CAMARGO (2005).

Este método considera apenas um tipo de solo. Os autores sugerem que como solução para este limitante sejam usados os parâmetros médios ponderados dos solos. Sendo assim, os valores médios de  $c$  e  $\phi$ , multiplicados pela espessura da camada correspondente.

### *2.6.3. Método de Davis*

Shen et. al (1980) desenvolveram um método baseado no equilíbrio limite para taludes verticais, que divide o maciço em duas cunhas porém, a superfície de ruptura possui forma parabólica (Figura 2.15). Esta passa pelo pé do talude e intercepta a superfície do terraplino a uma distância "aH" da face vertical, onde H corresponde a altura do talude e "a" é uma variável.

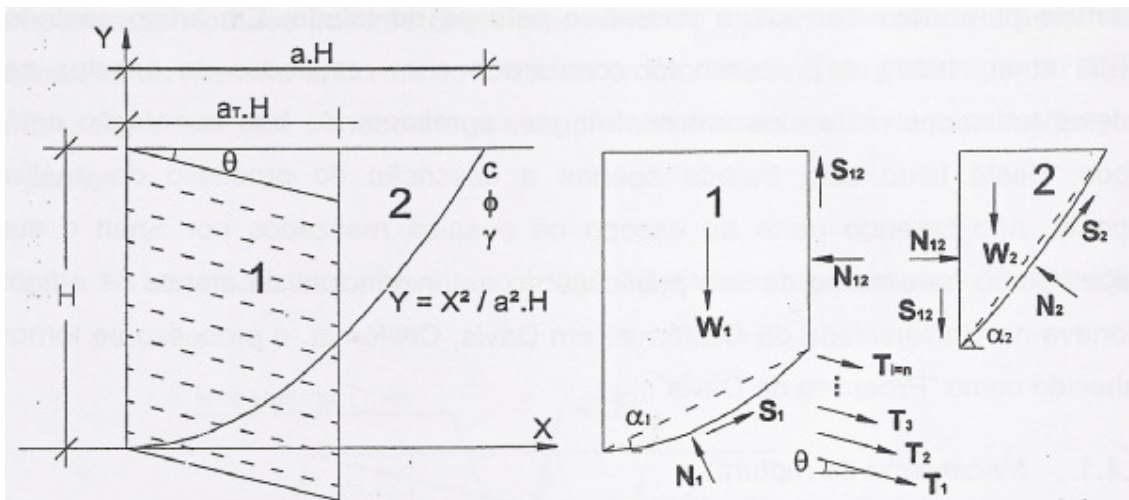


Figura 2.15– Esquema básico do processo proposto por Shen (1980)

O modelo é baseado em estruturas convencionais de escoramento de face vertical, onde os grampos são apenas elementos de contenção e não de melhoramento de solo, sendo parecido com o atirantamento (DYMINSK, 1994).

O método considera que os grampos resistem somente a tração e que a ruptura pode ocorrer por arrancamento ou escoamento. As forças de tração são divididas em componentes paralelas e perpendiculares à superfície de ruptura. As componentes de força normal e tangencial em cada barra são somadas às forças resistentes do solo para a determinação do fator de segurança do sistema solo-reforço. (MONTEZUMA, 1998). As forças de tração devem ser inferiores à carga admissível sob o ponto de vista estrutural e à força limite proporcionada pelo atrito solo/grampo (LIMA FILHO, 2001).

Duas formas de análise são analisadas pelo autor: na primeira a superfície de ruptura atravessa completamente o interior da zona reforçada ( $a < a_t$ ). Na segunda forma de análise a superfície de ruptura passa além da zona reforçada ( $a > a_t$ ) (Figura 2.16).

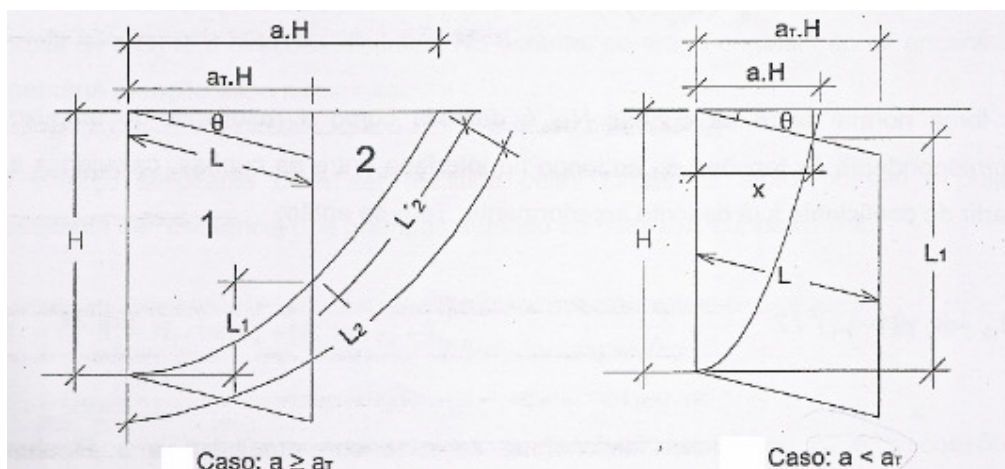


Figura 2.16– Esquemas das formas de análise do Método de Davis

Por equilíbrio das forças atuantes nas cunhas 1 e 2, se determina o fator de segurança de forma que as forças solicitantes ( $S_D$ ) e as forças resistentes ( $S_R$ ) se igualem. O fator de segurança global é obtido por meio de uma análise de equilíbrio limite entre a força peso que atuam na zona ativa, as forças resistentes ao longo da superfície de ruptura, as forças no grampo e as forças entre fatias. Para o cálculo das forças entre fatias é considerado um parâmetro  $K$  (razão entre as tensões laterais e verticais na fatia). Normalmente esse parâmetro é igual a 0,4 para solos granulares e 0,5 para solos coesivos (ELIAS e JURAN, 1989).

Os parâmetros necessários para análise da estabilidade por esta metodologia podem ser visualizado na Figura 2.17. Com os cálculos matemáticos todas as variáveis são obtidas, exceto o FS que é determinado de forma iterativa, até se obter o fator de segurança crítico (FS mínimo).

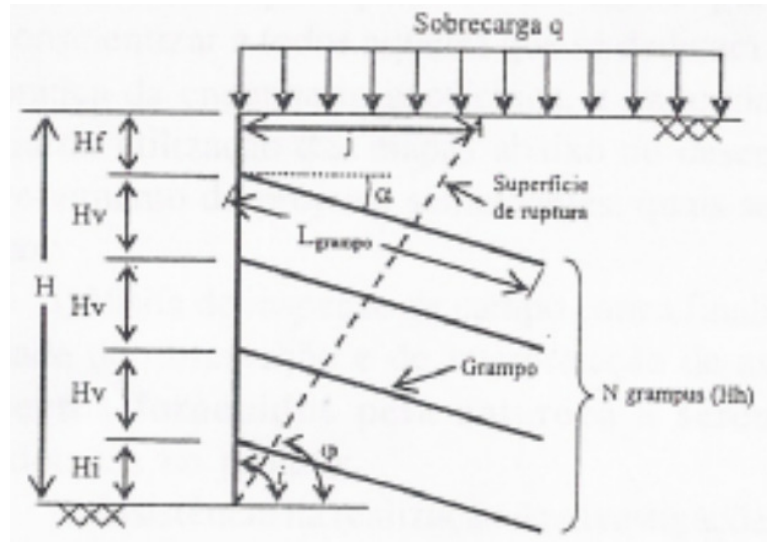


Figura 2.17 – Geometria e condições de contorno do Método de Davis (LIMA FILHO, 2001)

Sendo:  $H$  = altura do talude,  $j$  = base da cunha,  $i$  = ângulo de inclinação do talude,  $\varphi$  = ângulo que define a superfície de ruptura,  $\alpha$  = ângulo dos grampos com a horizontal,  $N$  = número de grampos,  $H_v$  = espaçamento vertical,  $H_h$  = espaçamento horizontal,  $H_i$  = distância do pé do talude aos grampos inferiores,  $H_f$  = distância do topo do talude aos grampos superiores,  $L_{\text{grampo}}$  = comprimento total do grampo.

## 2.7. Resistência ao Cisalhamento dos Solos

Na prática da engenharia geotécnica a resistência ao cisalhamento dos solos pode ser visualizada em situações onde possa ocorrer o deslizamento de uma parte do maciço em relação ao todo, como na análise da estabilidade de aterros e cortes, empuxos sobre muros de arrimo e capacidade de carga de elementos superficiais e profundos, entre outros.



A resistência ao cisalhamento de solos está diretamente ligada a capacidade do solo em suportar cargas (PENHA, 1999). No momento em que a atuação das cargas excede a resistência do solo ocorre a ruptura ao longo de uma superfície, denominada superfície de ruptura.

Head (1986) define a resistência ao cisalhamento de solos como o limite de resistência a deformação oferecida por uma massa de solo quando submetida a um carregamento ou descarregamento.

Pinto (2002) cita que a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo.

A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Existe, portanto, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 2.18. Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento (FONSECA, 2006).

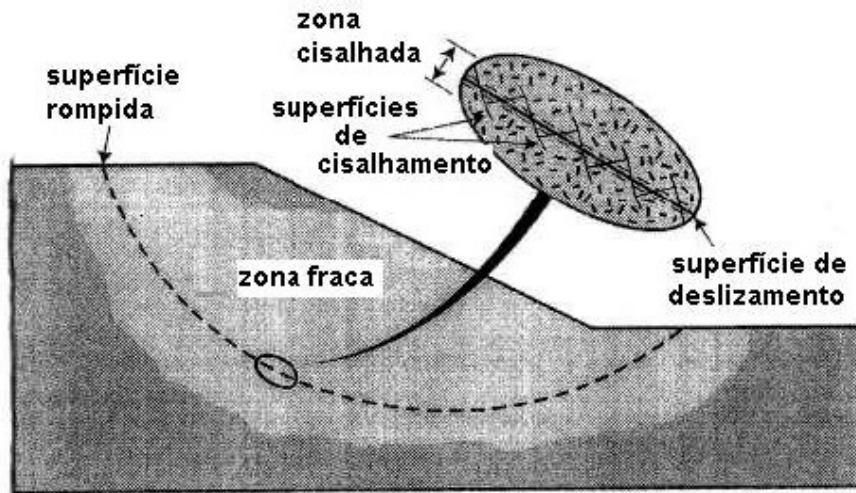


Figura 2.18 – Zona Fraca, Zona Cisalhada e Superfície de Cisalhamento

Diversos critérios têm sido desenvolvidos com o objetivo de retratar o comportamento resistente do solo. Dentre estes, Mohr-Coulomb consegue reproduzir com maior fidelidade o comportamento resistente dos solos.

A Lei de Coulomb criada em 1773, relaciona a máxima resistência ao cisalhamento de um solo e a tensão normal aplicada, ou seja, a resistência é função de uma tensão normal. Sendo assim, a ruptura é resultante da combinação entre a tensão cisalhante e a tensão normal atuantes num determinado plano.

Por meio desta lei a resistência é resultante de um ângulo de atrito ao longo de uma superfície de ruptura. Coulomb concluiu que a resistência ao cisalhamento é função de duas componentes básicas: o ângulo de atrito entre as partículas constituintes e a coesão.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2.1)$$

Onde:  $\tau$  = Resistência ao Cisalhamento;

$c$  = Coesão;

$\sigma$  = Tensão Normal;

$\phi$  = Ângulo de atrito.

A equação (2.1) só pode ser utilizada considerando-se as tensões totais atuantes. Sabendo-se que somente as tensões efetivas mobilizam resistência ao cisalhamento, devem ser consideradas as pressões na água. Sendo assim, a equação passa a ser reescrita da seguinte forma:

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (5.2)$$

Onde:  $u$  = pressão de água existente nos vazios de um solo saturado.

### *2.7.1. Ensaios de Cisalhamento*

A determinação da resistência ao cisalhamento pode ser realizada por meio de ensaios de campo ou de laboratório. Em campo os ensaios mais conhecidos são o Vane Test (Ensaio de Palheta) que mede diretamente a resistência não drenada de argilas e os ensaios de cone, em que a medida da resistência a penetração é relacionada com a resistência ao cisalhamento do solo. Quanto aos ensaios laboratoriais, os mais empregados são os ensaios triaxiais, ensaios de cisalhamento e ensaios de compressão simples.

### 2.7. 2. Ensaio de Cisalhamento Direto do Solo

O ensaio de cisalhamento direto é o ensaio mais prático para determinação da resistência do solo. Consiste na imposição de uma tensão normal a uma amostra prismática de solo, podendo representar a condição em que esta amostra se encontra em campo.

PINTO (2002) cita que a determinação da resistência ao cisalhamento através do ensaio de cisalhamento direto se baseia diretamente no Critério de Coulomb, pois se aplica uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

No ensaio, a amostra é colocada em uma caixa bipartida, com a parte inferior da caixa fixa na prensa e a parte superior livre para deslocar-se e aplicar as tensões cisalhantes no solo. Sobre o corpo de prova se aplica a força normal  $N$ , constante, e impõe-se uma velocidade constante de deslocamento, provocando o aparecimento de uma força tangencial que cresce gradativamente até o momento da ruptura.

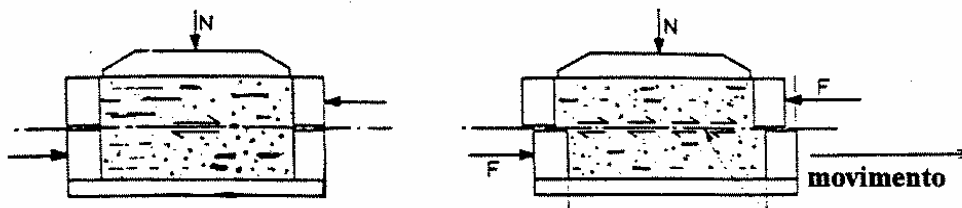


Figura 2.19 – Princípio do Ensaio de Cisalhamento Direto: a) Início do ensaio, b) Durante o ensaio (Fonte: HEAD, 1994)

Durante o ensaio são registrados os valores do deslocamento horizontal ( $\delta_h$ ), deslocamento vertical ( $\delta_v$ ) e a força cisalhante aplicada ( $F$ ). A força  $F$  dividida pela área do corpo de prova (usualmente é considerada constante) resulta na tensão cisalhante ( $\tau$ ) em cada instante do ensaio.

Este ensaio deve ser executado de maneira lenta, utilizando amostras de pequena espessura, para que não permita o aparecimento de pressões na água existente nos vazios da amostra por efeito do seu adensamento sobre as pressões normais ou por efeito das deformações (PENHA, 1999).

### 2.7.2.1. Determinação da Envoltória de Resistência para o Ensaio de Cisalhamento Direto

A Figura 2.20 apresenta uma curva típica de um ensaio de cisalhamento direto em função dos deslocamentos, para um solo no qual foram aplicados três valores de tensão normal.

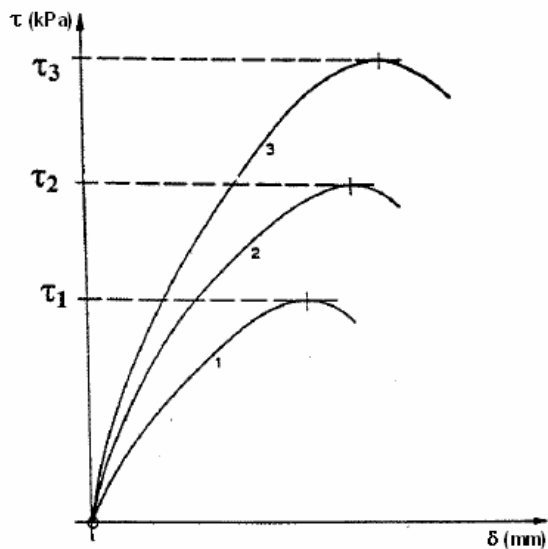


Figura 2.20 – Curvas típicas de um Ensaio de Cisalhamento Direto: Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento (Fonte: HEAD, 1994).

Tendo em mãos os valores da tensão cisalhante máxima ( $\tau$ ) para cada tensão normal aplicada ( $\sigma$ ) é possível a construção da envoltória de Coulomb (Figura 2.21).

Esta envoltória se aproxima de uma reta. A inclinação em relação ao eixo horizontal representa o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e a interseção com o eixo vertical corresponde a coesão do material.

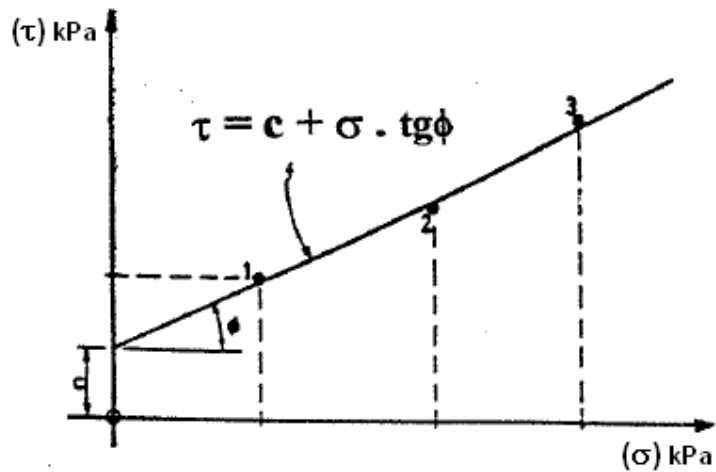


Figura 2.21 – Envoltória de Coulomb (Fonte: HEAD, 1994)

O ensaio de cisalhamento é de grande utilidade quando se quer analisar simplesmente a resistência do solo devido a sua simplicidade de execução, no entanto, apresenta algumas limitações. Dentre essas, pode-se citar a imposição do plano de ruptura, que necessária pode não ser o mais fraco. Outra limitação seria a dificuldade para o conhecimento das pressões neutras, pois ainda não se tem um controle eficiente da drenagem dos corpos de prova.

### 2.7.3. Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial é o ensaio mais completo para a determinação da resistência do solo, pois permite um maior controle das condições que o solo é submetido, permitindo reproduzir as diferentes situações ocorridas em campo. Neste ensaio, é

possível o controle das condições de drenagem e a medir a geração e dissipação das pressões neutras geradas.

O procedimento consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensão simultaneamente à aplicação de um carregamento axial, até a ruptura. O corpo de prova cilíndrico é envolto em uma membrana impermeável e colocado no interior de uma câmara, como mostrado na Figura 2.22.

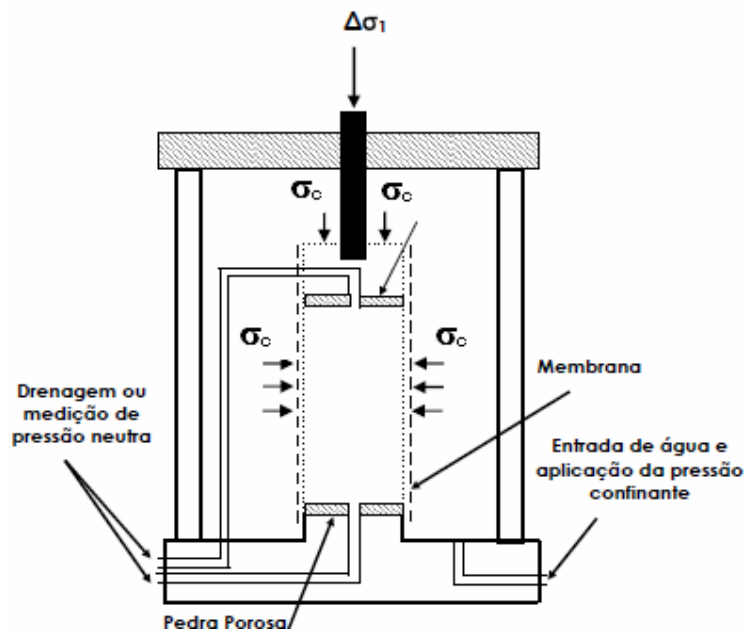


Figura 2.22 - Esquema de Montagem do Ensaio Triaxial (PINTO, 2002)

A câmara é preenchida com água, o que permite a aplicação da pressão confinante. Se houver adensamento é nesse período que ele ocorre. Após esta etapa a fase de cisalhamento é iniciada, por meio de um carregamento axial aplicado ao corpo de prova através de um pistão. A carga é medida através de um anel dinamométrico ou por uma célula de carga.

Na base e no topo do corpo de prova são colocadas pedras porosas, permitindo a passagem de água através destas peças permeáveis. A câmara possui diversas conexões com o exterior e são responsáveis pelas condições de drenagem

impostas durante o ensaio. Pode-se dizer que o ensaio consiste em duas fases: Adensamento e Cisalhamento. O adensamento é a fase inicial, com aplicação da tensão de confinamento ( $\sigma_c$ ) e drenagem do corpo de prova. A fase do cisalhamento refere-se a ruptura propriamente dita com aplicação da tensão axial ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ). A drenagem pode ou não ocorrer nesta fase.

No que se refere às condições de drenagem, o ensaio triaxial pode ser realizados das seguintes maneiras:

- *Ensaio Adensado Drenado (CD)*: Neste ensaio há permanente drenagem dos corpos de prova. A tensão confinante ( $\sigma_c$ ) é aplicada e as válvulas são abertas de modo a permitir o total adensamento do corpo de prova. Em seguida a tensão desviatória ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) é aplicada de maneira lenta, com a válvula de drenagem aberta, permitindo que a pressão na água seja totalmente dissipada ( $u=0$ ) por meio das pedras porosas. Sendo assim, as tensões totais passam a ser iguais às tensões efetivas.
- *Ensaio Adensado Não- Drenado (CU)*: A drenagem é permitida durante a fase de adensamento, ou seja, aplicação da tensão confinante ( $\sigma_c$ ), mas na fase de ruptura a drenagem é impedida. Sendo assim, é possível medir a pressão neutra ( $u$ ) durante a fase não drenada do ensaio.
- *Ensaio Não-Adensado e Não-Drenado (UU)*: A amostra é submetida a tensão confinante ( $\sigma_c$ ) e em seguida a tensão desviatória ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), de maneira rápida, sem permissão da drenagem em ambas as fases.



O fluxograma apresentado na Figura 2.23, sintetiza as formas como os ensaios triaxiais podem ser realizados.

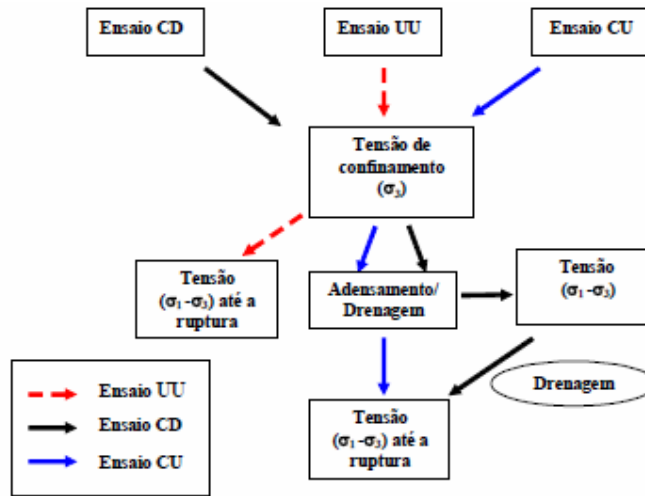


Figura 2.23– Fluxograma que sintetiza os tipos de ensaios triaxiais (PACHECO E SILVA, 2005)

### 2.7.3.1. Determinação da Envoltória de Resistência para o Ensaio Triaxial

Souza Pinto (2002) cita que quando se pretende representar o estado de tensões de um solo em diferentes fases de carregamento, os círculos de Mohr podem representar bem a evolução de tensões. No entanto, esta representação pode se tornar confusa, procedendo-se uma representação gráfica mais clara por meio de uma trajetória de tensões formada pelos pontos onde atua a  $\tau_{\max}$  em cada círculo, que tem como coordenadas:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \qquad \text{(tensões totais)}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \qquad q' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \qquad \text{(tensões efetivas)}$$

Onde:

$$q = q' \quad \text{e} \quad p = p' + u$$

Sendo:

$p$  = tensão normal no plano de máxima tensão cisalhante;

$q$  = tensão cisalhante no plano de máxima tensão cisalhante.

No plano  $p \times q$  a envoltória é uma reta determinada pela seguinte equação:

$$q = a + p \times \operatorname{tg} \alpha$$

Onde:

$a$  = intercepto da envoltória no plano  $p \times q$ ;

$\alpha$  = declividade da envoltória.

Os parâmetros de resistência de Mohr Coulomb ( $c$  e  $\phi$ ) podem ser relacionados a partir da envoltória  $a$  e  $\alpha$ , através das seguintes relações (CRAIG, 1992):

$$\operatorname{sen} \phi = \operatorname{tg} \alpha$$

e

$$c = \frac{a}{\cos \phi}$$

## 2.8. Injeções com Calda de Solo-Cimento

Os primeiros estudos sobre caldas de solo-cimento foram realizados na França, em 1937, com a finalidade de aplicá-las na consolidação das margens de um canal, em Argen. No Brasil, apenas em 1969 essa técnica foi empregada para

recuperar uma pequena extensão do pavimento rígido da Via Anchieta, na Serra do Mar – SP (IYOMASA, 2000).

Também existem relatos da aplicação de lama de solo-cimento, com o nome de *grouting* periférico, utilizado com sucesso no início da construção do primeiro trecho em túnel da subvia metropolitana em São Paulo (ABCP, 1996).

Nos dias atuais existem relatos do emprego da dosagem de solo-cimento para fins de injeção, sob a forma de lama fluida na recuperação de pavimentos rígidos, consolidação da fundação de estruturas já existentes, injeção de reforço em solos porosos, periferia de túneis, entre outros.

Por ser uma alternativa viável, técnica e economicamente, frente a outras soluções mais tradicionais, o método de injeção com caldas de solo-cimento tende a ser cada vez mais utilizado e abranger outros tipos de obras como, por exemplo, em solos grampeados.

Sendo assim, diversos aspectos desta técnica merecem ser mais bem investigados, desde os procedimentos para estabelecimento dos traços das caldas, interação solo-cimento, resistência das caldas endurecidas e principalmente a fluidez destas caldas.

Para analisar a fluidez das caldas existem dois ensaios convencionalmente utilizados: O ensaio de Miniabatimento e o Método do Cone de Marsh. O ensaio de miniabatimento está relacionado com a tensão de escoamento das caldas de cimento para baixas taxas de cisalhamento, demanda pouco material e avalia a pasta a partir de um comportamento muito estático. O método do cone de Marsh está relacionado com a viscosidade plástica para maiores taxas de cisalhamento, demanda uma quantidade um pouco maior de material e avalia a calda em condições mais dinâmicas (CASTRO, 2007).

### 2.8.1. Ensaio de Miniabatimento

Desenvolvido por Kantro em 1980 e consiste na determinação do abatimento da calda de cimento por meio do minitronco de cone (Figura 2.24). Mostra-se um ensaio vantajoso em comparação ao ensaio do Cone de Marsh, pois se trata de um procedimento rápido, simples e utilizar pouca quantidade de material. Além disso, o próprio minitronco já atua como uma vantagem por ter dimensões reduzidas, ser leve, portátil e de fácil manutenção.

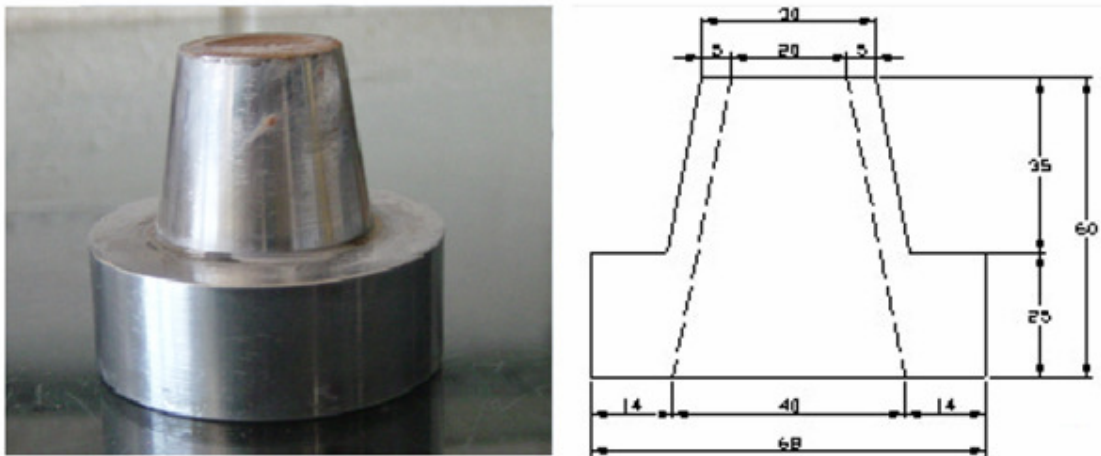


Figura 2. 24– (a) Minitronco de miniabatimento; (b) Dimensões do minitronco em mm.

Em linhas gerais, o ensaio consiste em determinar dois diâmetros perpendiculares da calda e a partir do diâmetro médio calcular a área ocupada pela calda, considerando-a circular. Este ensaio tem sido utilizado na comparação entre diferentes traços de calda de cimento analisados e na avaliação da fluidez de caldas, devido a influência de aditivos.

O procedimento deste ensaio pode ser realizado da seguinte forma:

- Preparar uma base de vidro sem inclinação;
- Lubrificar a placa de vidro e o molde metálico do minitronco de cone;

- Preencher o molde com a amostra da calda;
- Nivelar o topo do molde com o auxílio de uma espátula.
- Levantar o molde lentamente, mantendo-o na posição vertical.
- Por fim, medir os diâmetros perpendiculares da calda analisada.

### *2.8.2. Ensaio do Cone de Marsh*

O princípio deste método consiste em medir o tempo que certa quantidade de calda de cimento leva para escoar através de um funil com um dado diâmetro (Figura 2.25). Na literatura, o diâmetro da abertura inferior pode variar de 5mm e 12,5mm e o volume de calda inicial utilizado pode variar entre 800ml e 2000ml. Sendo assim, o tempo de escoamento está relacionado com a fluidez do material ensaiado, pois quanto menor o tempo de escoamento, maior a fluidez do material (GOMES, 2002).

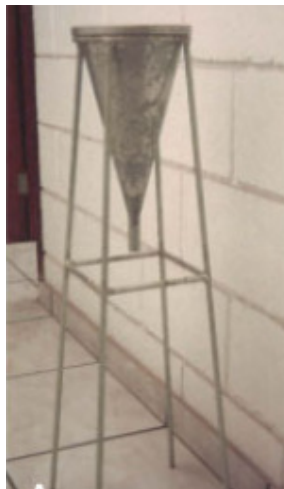


Figura 2.25 - Foto do Cone de Marsh

Este ensaio é regulamentado pela norma americana ASTM C 939/87. No Brasil, deve ser seguido as prescrições da NBR 7682/83 – Calda de Cimento para Injeção – Determinação do Índice de Fluidez.

A NBR 7682/83 cita que a execução do Ensaio do Cone de Marsh deve ser feito seguindo os seguintes passos:

- Umedecer o interior do cone antes de cada medida;
- Posicionar o cone corretamente em seu suporte, de maneira que ele permaneça nivelado e livre de vibrações;
- Alinhar a proveta com o eixo do funil;
- Fechar a abertura inferior do cone com o dedo ou registro e lançar a amostra para dentro do cone até atingir a marca estabelecida;
- Abrir a abertura inferior e no momento em que a calda atingir o fundo da proveta, acionar o cronometro.
- Parar o cronômetro quando o béquer graduado for preenchido com o volume da pasta pré-determinado.

## **Materiais e Métodos**

---

Esta pesquisa avaliou duas obras de contenção em solo grampeado, localizadas nos municípios de Santo André e Osasco. A análise baseou-se em dados provenientes de ensaios de cisalhamento direto do solo e ensaios de cisalhamento de interface solo/calda e por fim, os resultados comparados com os ensaios de arrancamento realizados por Pacheco e Silva (2009). As amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais eram indeformadas e foram retiradas em locais próximos de onde foram executados os ensaios de arrancamento realizados.

Foi também realizado um estudo sobre a substituição da calda de cimento utilizada durante o processo construtivo por calda de solo-cimento, com o objetivo de reduzir o custo da técnica.

Inicialmente, foram determinados traços de calda de solo/cimento que obtivessem fluidez suficiente, de modo a penetrar nos tubos de injeção. Após a

determinação do traço estas foram analisadas por meio de ensaios de fluidez e ensaios de compressão simples. As caldas que apresentaram melhores resistências foram submetidas a ensaios de resistência ao cisalhamento de interface e ensaios de arrancamento em tubos de PVC, a fim de avaliar a aplicabilidade do solo-cimento em solos grampeados. Os ensaios de cisalhamento realizados permitiram avaliar a interação solo/grampo em laboratório e determinar os parâmetros de resistência do solo e da interface solo/calda.

Este capítulo apresenta as obras de solo grampeado as quais foram retiradas às amostras para realização desta pesquisa, assim como os ensaios de caracterização realizados com o solo destes locais.

### **3.1. Casos de Obras**

Os solos utilizados nessa pesquisa foram coletados em duas cidades da grande São Paulo, referentes a duas obras de solo grampeado da empresa Solotrat localizadas nos municípios de Santo André e Osasco. Os solos foram caracterizados por análise granulométrica, limites de consistência ( $\sigma$ ) e efetivas ( $\sigma'$ ). e massa específica dos sólidos. Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto do solo e ensaios triaxiais consolidados não drenados, a fim de determinar a envoltória do solo em termos de tensões totais.

#### *3.1.1. Caso de Obra 1 – Santo André/SP*

Trata-se de uma obra em que a técnica de solo grampeado foi utilizada na contenção de uma escavação vertical realizada para implantação de subsolos de um



edifício. As amostras foram coletadas próximo aos grampos experimentais realizados por Pacheco e Silva, na profundidade de 1,80 m (2ª linha de grampos - Linha 2) e na profundidade de 5,3 m (5ª linha de grampos - Linha 5). A Figura 3.1 ilustra o perfil do solo desta obra, o SPT obtido e as profundidades de retirada das amostras.

Quanto a gênese do solo, o solo da Linha 2 é um solo residual jovem e o solo da Linha 5 é um solo de gênese saprolítica de gnaisse. As amostras de solo coletadas em cada linha de grampo foram submetidas a ensaios de caracterização geotécnica em laboratório e estão sintetizadas na Tabela 3.1.

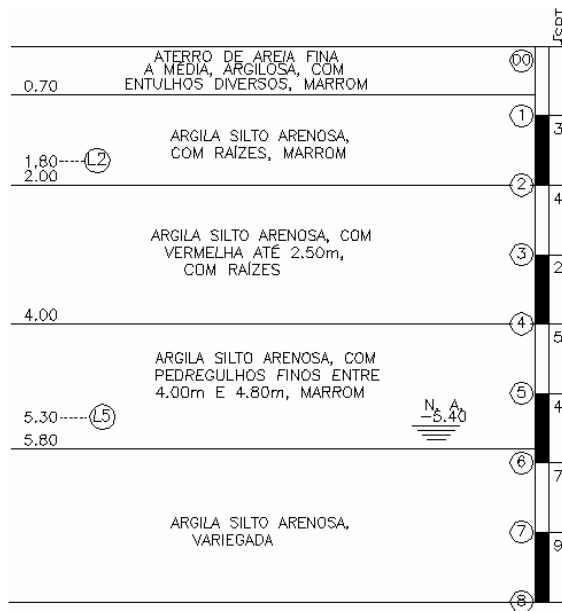


Figura 3.1 – Perfil do solo da obra de Santo André

Tabela 3.1– Características geotécnicas e classificação do solo da obra de Santo André

Propriedade		Solo 1	Solo 2
		(Linha 2)	(Linha 5)
Massa específica dos sólidos (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$	2,80	2,82
Massa específica do solo (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$	1,71	1,95
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$	1,31	1,62
Teor de umidade	w	31,0	20,3
Teor de Argila (%)	---	47	39
Teor de Silte (%)	---	18	16
Teor de Areia (%)	---	35	45
Limite de Liquidez (%)	LL	48	56
Limite de Plasticidade (%)	LP	27	32
Índice de Vazios	e	1,13	0,74
Porosidade (%)	n	53	42
Classificação Granulométrica	---	Argila arenosa	Areia argilosa

### 3.1.2. Caso de Obra 2 – Osasco/SP

Trata-se de uma obra em que a técnica de solo pregado foi utilizada para conter uma escavação realizada para implantação de um edifício comercial. Os grampos instrumentados foram executados por Pacheco Silva (2009) nas profundidades de 2,72 m (3ª linha de grampos -Linha 3) e 4,76m (5ª linha de grampos - Linha 5). As amostras foram coletadas próximo ao local de instalação

destes grampos e submetidas a ensaios de caracterização em laboratório (Tabela 3.2) O perfil deste solo e o SPT obtido, assim como a profundidade de coleta das amostras estão esquematizados na Figura 3.2.

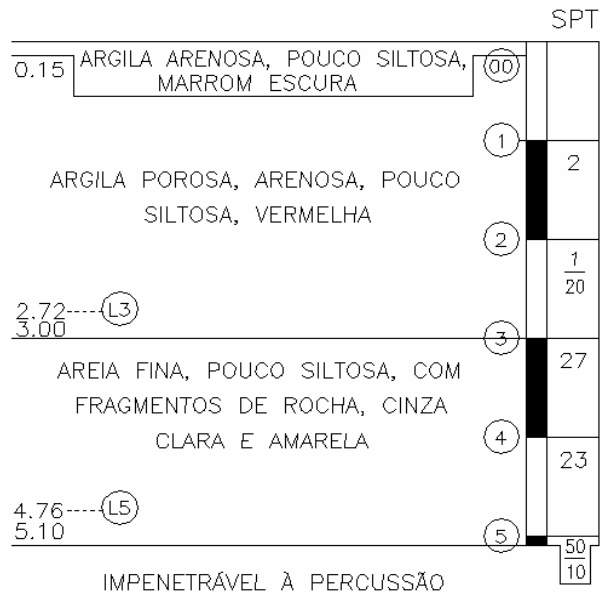


Figura 3.2 – Perfil do solo da obra de Osasco

Quanto a gênese dos solos em estudo, os solos da cidade de Osasco se assemelham aos solos de Santo André, sendo os solos da Linha 3 caracterizado como solo residual jovem e o solo da Linha 5 saprolítico de gnaíse. As amostras de solo coletadas em cada linha de grampo foram submetidas a ensaios de caracterização geotécnica em laboratório (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Características geotécnicas e classificação do solo da obra de Osasco

Propriedade		Solo 1	Solo 2
		(Linha 2)	(Linha 5)
Massa específica dos sólidos (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$	2,65	2,63
Massa específica do solo (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$	1,44	1,81
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$	1,17	1,39
Teor de umidade	w	23	30
Teor de Argila (%)	---	45	42
Teor de Silte (%)	---	15	13
Teor de Areia (%)	---	40	45
Limite de Liquidez (%)	LL	56	54
Limite de Plasticidade (%)	LP	33	31
Índice de Vazios	e	1,26	0,89
Porosidade (%)	n	56	47
Classificação Granulométrica	---	Argila arenosa	Areia argilosa

### 3.2. Ensaio Realizados com Solo

#### 3.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto do Solo

Este ensaio foi realizado de acordo com os procedimentos prescritos na ASTM D 3080 e tem como objetivo de avaliar os parâmetros de resistência do solo

( $c$  e  $\phi$ ) e compará-los com os parâmetros obtidos por meio do ensaio de cisalhamento de interface.

Os corpos de prova foram moldados com o auxílio de um amostrador a partir de amostras indeformadas retiradas durante a execução da obra (Figura 3.3a). Após a moldagem do solo no amostrador o anel de cisalhamento foi encaixado no solo moldado (Figura 3.3b). Este anel possui formato quadrado, com dimensões aproximadas de 25mm de altura e 100 mm de largura.

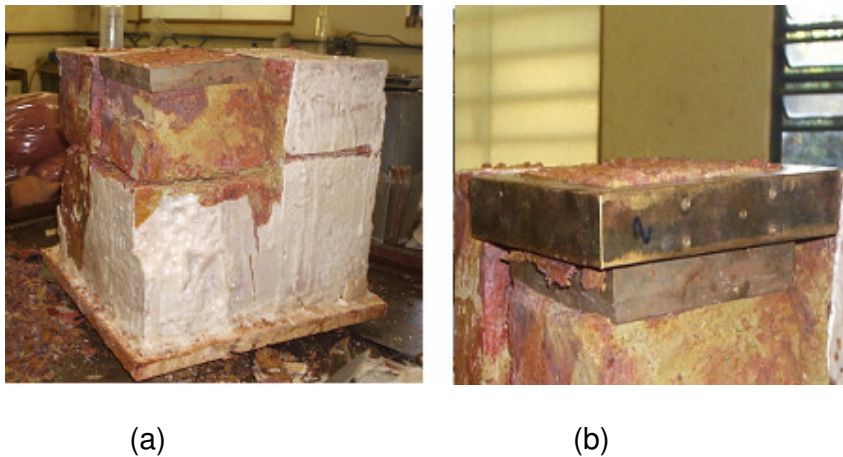


Figura 3.3– (a) Detalhe do amostrador para moldagem do corpo de prova a partir da amostra indeformada, (b) Detalhe do esquema de moldagem com amostrador e anel de cisalhamento.

Foram realizados ensaios em cada solo pertencente às obras em estudo, sendo necessário no mínimo 3 corpos de prova para cada solo, de modo a se obter a envoltória de resistência.

Os corpos de prova foram cisalhados com umidade natural de campo, sob tensões normais de 35, 100 e 200 kPa para o solo de Santo André e 25, 50 e 100 kPa para o solo de Osasco. Estas tensões foram adotadas de modo a serem compatíveis com as tensões verticais atuantes sobre os grampos executados.

### **3.2.2. Ensaios Triaxiais**

Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo adensado e não drenado (CU), realizados com um único estágio de carregamento. Foram realizados no mínimo três corpos de prova com diferentes tensões de confinamento.

#### **3.2.2.1. Preparação dos Corpos de Prova**

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados a partir de blocos de amostras indeformadas extraídas em campo, de modo que resultasse em dimensões propostas pela ASTM D 4767-95 ( $H = 2,0$  a  $2,5D$ ). Realizou-se, então o processo de talhagem das amostras transformando-as em corpos de prova com as seguintes dimensões:  $D = 50 \pm 1\text{mm}$  e  $H = 125 \pm 2\text{mm}$ .

#### **3.2.2.2. Equipamento Triaxial**

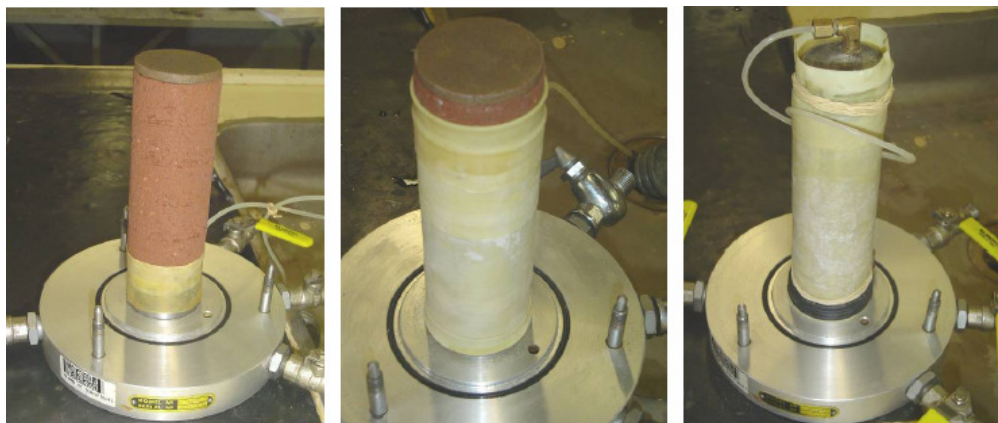
O equipamento realizado para os Ensaios Triaxiais encontra-se no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola de Engenharia de São Carlos.

Decidiu-se pela realização do Ensaio Triaxial do Tipo Consolidado não Drenado ou Adensado-Rápido (CU), pois este tipo de ensaio permite a obtenção de valores de Tensões Totais ( $\sigma$ ), Tensões Efetivas ( $\sigma'$ ) e pressões neutras ( $u$ ).

As leituras são monitoradas através de quatro canais simultâneos que representam as variáveis de força, variação de volume, pressão neutra e deslocamento.

### 3.2.2.3. Procedimento de Ensaio

- Posicionamento do corpo de prova na base da câmara triaxial com o topo e a base protegidos por papel filtro (Figura 3.4a), seguido por pedra porosa que deve ser previamente imersa em água de modo a retirar as bolhas de água inclusas no interior dos poros;
- Realização do controle de qualidade das membranas impermeáveis quanto a presença de microfuros através da inserção destas membranas em um testador de membranas e fixas nas extremidades. O sistema (membrana +testador) é mergulhado em um recipiente com água e verificado o aparecimento de bolhas de ar, indicando ou não a presença de furos na membrana.
- Inserção de duas membranas impermeáveis no corpo de prova (Figura 3.4b), fixas nas extremidades com orings e elásticos de borracha (Figura 3.4c). Aplicação de graxa de silicone na membrana (principalmente nos contatos do cabeçote com as membranas e dos orings com a base da câmara) para vedar qualquer caminho de água preferencial para o interior do corpo de prova



(a)

(b)

(c)

Figura 3.4 – (a) Corpo de prova sobre a base da câmara triaxial; (b) Corpo de prova protegido por membrana impermeável de látex; (c) Corpo de prova fixo na extremidade com orings e elásticos.

#### 3.2.2.4. Adensamento e Cisalhamento do Corpo de Prova

As tensões de confinamento utilizadas foram de 25, 50 e 100 kPa para os solos de Santo André e 35, 100 e 200 kPa para os solos de Osasco.

Antes do início do adensamento ajustou-se o valor da tensão de confinamento a ser aplicada no corpo de prova. Primeiramente a pressão de confinamento foi aplicada, e adotou-se como referência a leitura correspondente ao variador de volume registrado para o início da fase de adensamento. Iniciou-se a fase de adensamento do ensaio permitindo a drenagem do corpo de prova.

Durante a fase de adensamento foram anotados os valores das variações volumétricas do corpo de prova em função do tempo. Cessou-se a fase de adensamento quando a pressão neutra se tornava nula ou quando a variação volumétrica se mantinha constante.

Depois de adensado o corpo de prova, com gráfico de variação volumétrica em função da raiz do tempo, foi definida a velocidade a qual o corpo de prova seria submetido ao cisalhamento. Conforme critério sugerido por Head (1986), a velocidade de carregamento deve permitir que o excesso de pressão neutra gerado durante o ensaio CU seja estabilizado e registrado de forma representativa. A velocidade determinada para o ensaio foi baseada neste critério e correspondente a 0,1 mm/min.

### **3.3. Ensaio Realizados com Solo-Cimento**

Para obtenção da calda solo-cimento com características de fluidez e resistências desejadas foi preciso definir as proporções de cada um dos materiais constituintes da calda (solo-cimento-água). A mistura deveria ter fluidez suficiente



para penetrar no tubo de injeção utilizado para injetar a calda durante o período construtivo. Geralmente este tubo de injeção possui diâmetro de 0,8 a 1,5 cm.

O solo utilizado para estudo das caldas de solo-cimento foi o solo da terceira camada da obra localizada no município de Santo André. A escolha deste solo se justifica pelo fato de PACHECO SILVA (2008) ter executado grampos com calda de solo-cimento nesta obra.

Inicialmente foi decidido analisar diferentes proporções solo-cimento com variações de 10% na quantidade de solo. O próximo passo foi verificar a proporção água-cimento de modo que obtivesse a fluidez desejada. O método utilizado para avaliar esta fluidez foi o ensaio de miniabatimento. Foram definidos seis traços de calda solo-cimento (variação de 30 a 80% na quantidade de solo), que foram submetidos aos ensaios de compressão simples.

Para as caldas que apresentaram melhores resistências realizou-se ensaios de resistência ao cisalhamento de interface, a fim de avaliar a aplicabilidade do solo-cimento em solos grampeados.

### *3.3.1. Ensaio de Miniabatimento*

O ensaio de miniabatimento teve como objetivos avaliar os traços das caldas analisadas. Foi realizado no Laboratório de Materiais Avançados a Base de Cimento (LMABC) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP) por meio dos seguintes procedimentos:

- (a) O solo utilizado na determinação da calda foi previamente seco a temperatura ambiente para que ficasse com umidade higroscópica. Em seguida foi destorroado na peneira 4 (4,76 mm);
- (b) Os materiais pesados numa balança de resolução 0,01 g;

- (c) Ainda com o misturador desligado o cimento e o solo foram despejados na cuba e previamente homogeneizados. Em seguida acrescentou-se a fração de água e a calda foi misturada por 3 minutos com o equipamento em velocidade baixa;
- (d) O processo de homogeneização foi interrompido por 30 segundos para que as laterais e o fundo do misturador fossem raspados com o auxílio de uma espátula para remover os materiais retidos nas paredes da cuba;
- (e) A calda foi homogeneizada em velocidade alta por mais 2 minutos;
- (f) Em seguida levantou-se o minitronco de cone suavemente, mantendo-o na posição vertical;
- (g) Finalmente, foram medidos os dois diâmetros perpendiculares da calda de solo-cimento espalhada.

A Figura 3.5 ilustra o esquema da preparação da calda de solo-cimento e do ensaio de miniabatimento desta calda.



Figura 3.5 (a) Preparação da calda de solo-cimento; (b) Minitronco de cone preenchido com calda solo-cimento; (c) Pasta de solo-cimento espalhada sobre a placa de vidro; (d) Determinação de um dos diâmetros da calda de solo-cimento.

### 3.3.2. Ensaio de Compressão Simples

Após a definição dos traços da calda de solo-cimento foram moldados 18 corpos de prova (3 para cada traço) com aproximadamente 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro (Figura 3.6). Depois da moldagem os corpos de prova foram submetidos ao tempo de cura na câmara úmida do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

Pouco antes de o ensaio ser realizado, o topo e a base dos corpos de prova passaram pelo processo de capeamento para que as superfícies ficassem planas e a tensão fosse distribuída por toda a seção transversal dos corpos de prova.



Figura 3.6– Corpos de prova utilizados no ensaio de compressão uniaxial.

Os ensaios de compressão uniaxial realizados nesta pesquisa atenderam as prescrições da NBR 12025 (1990). Foram determinados para 3 tempos de cura: 7, 14 e 28 dias. No data de ruptura os corpos de prova cilíndricos foram rompidos na máquina universal de ensaios do Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), com velocidade de 1,27 cm/min (Figura 3.7).



Figura 3.7– Ensaio de Compressão Uniaxial

### *3.3.3. Ensaio de Cisalhamento de Interface*

Com o intuito de avaliar a resistência lateral da interface solo/calda de solo-cimento, foram realizados ensaios de cisalhamento direto na junção da calda de solo-cimento e o solo. A superfície de ruptura neste ensaio é a interface existente entre os dois materiais.

A moldagem dos corpos de prova ocorreu de forma idêntica ao ensaio de cisalhamento direto (ASTM D 3080). Em seguida foi envolto em papel filme de modo a evitar a variação da umidade da amostra. Até o momento da realização da outra camada do corpo de prova (calda solo-cimento) a amostra foi armazenada dentro da caixa de moldagem (Figura 3.8a).

A caixa de moldagem possui a mesma seção transversal do anel de moldagem, no entanto com o dobro da altura (Figura 3.8a). Desta forma, após a realização das duas camadas, estas possuíam alturas iguais e o cisalhamento de fato ocorria na interface solo/calda.

A calda de cimento foi em seguida, distribuída sobre a superfície de solo já existente na caixa de moldagem. Este procedimento foi realizado até o preenchimento total da caixa (Figura 3.8b). No dia seguinte, com a calda já sólida e ainda com resistência reduzida foi feita a regularização do topo da amostra. Em seguida, a amostra era envolta em papel filme e levada a câmara úmida até o dia de ruptura.

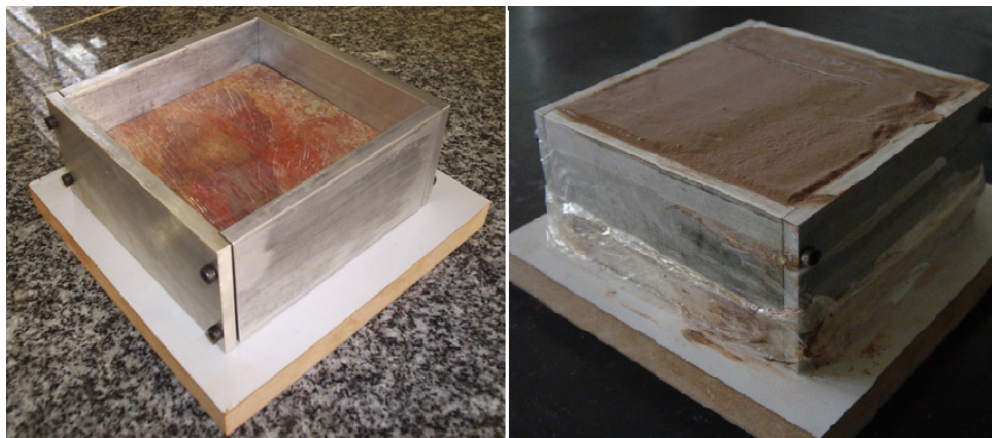


Figura 3.8 – (a) Primeira camada do corpo de prova armazenado na caixa de moldagem; (b) Caixa de moldagem preenchida com as duas camadas de solo (sem regularização do topo).

Os procedimentos dos ensaios foram semelhantes aos adotados para os ensaios de cisalhamento direto convencional, em que os corpos de prova são compostos somente por solo. A camada de calda de cimento foi padronizada como a camada inferior durante o ensaio, pois assim é ainda mais garantido que a ruptura realmente ocorra na interface das duas camadas.

Os ensaios foram realizados para os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias, de modo a avaliar a evolução da resistência ao cisalhamento na interface, com o tempo. As amostras foram moldadas com os mesmos solos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto e estes foram submetidos às mesmas tensões normais.

Os resultados são apresentados por meio de curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal. Também são expressos em curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

## **Análise dos Resultados**

---

Este capítulo apresenta os resultados obtidos e as análises desenvolvidas na presente pesquisa. dos resultados obtidos em ensaios laboratoriais e, posteriormente uma análise comparativa com os resultados obtidos em campo por PACHECO SILVA (2008). O objetivo é relacionar os parâmetros de resistência do solo e da interface solo/solo cimento com os valores de resistência dos grampos obtidos nos ensaios de arrancamento.

Também foram realizados ensaios de cisalhamento de interface com diferentes traços de calda solo-cimento (40,50 e 60% de solo) e o cisalhamento de interface da calda de cimento propriamente dita, de modo a se fazer uma análise comparativa dos parâmetros de resistência destas proporções.

O solo utilizado para realização dos ensaios foram os solos correspondentes as obras de solo grampeado de Santo André e Osasco. Cada obra é composta por dois solos diferentes. De modo a facilitar a apresentação dos resultados, os solos da obra de Santo André foram nomeados como SA1 para a argila arenosa vermelha/marrom e SA2 para a areia argilosa variegada. Do mesmo modo foi feito

para os solos de Osasco, sendo denominados OS1 para a argila arenosa vermelha e OS2 para a areia argilosa cinza.

Os parâmetros de resistência do solo obtidos a partir dos ensaios triaxiais e dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados por meio de envoltórias de resistência e tabelas que permitem uma melhor avaliação comparativa entre eles. Os parâmetros obtidos foram também analisados com a evolução do tempo de cura.

#### 4.1. Obra 1 – Santo André / SP

##### 4.1.1. Ensaios de Laboratório

A Figura 4.1 apresenta as envoltórias de resistências totais e efetivas, em termos de coordenadas p e q, para os ensaios triaxiais.

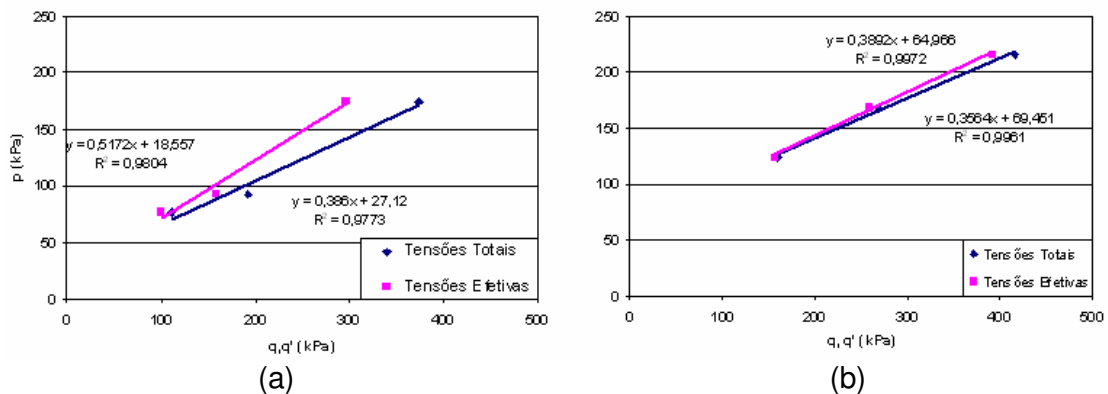


Figura 4.1– Envoltórias de resistência obtida por ensaios triaxiais para a Linha 2 (a) e para a Linha 5 (b).



Os ensaios de cisalhamento direto do solo permitiram obter os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ), a tensão cisalhante máxima e a variação volumétrica em cada tensão normal (Figura 4.2). Para o solo da linha 2, foi obtido uma coesão de 29 kPa e ângulo de atrito de 32. Como esperado o solo da linha 5 apresenta maiores parâmetros de resistência, devido a sua maior compactidade e gênese saprolítica. Neste solo os parâmetros obtidos foram uma coesão de 35 kPa e ângulo de atrito de 35°.

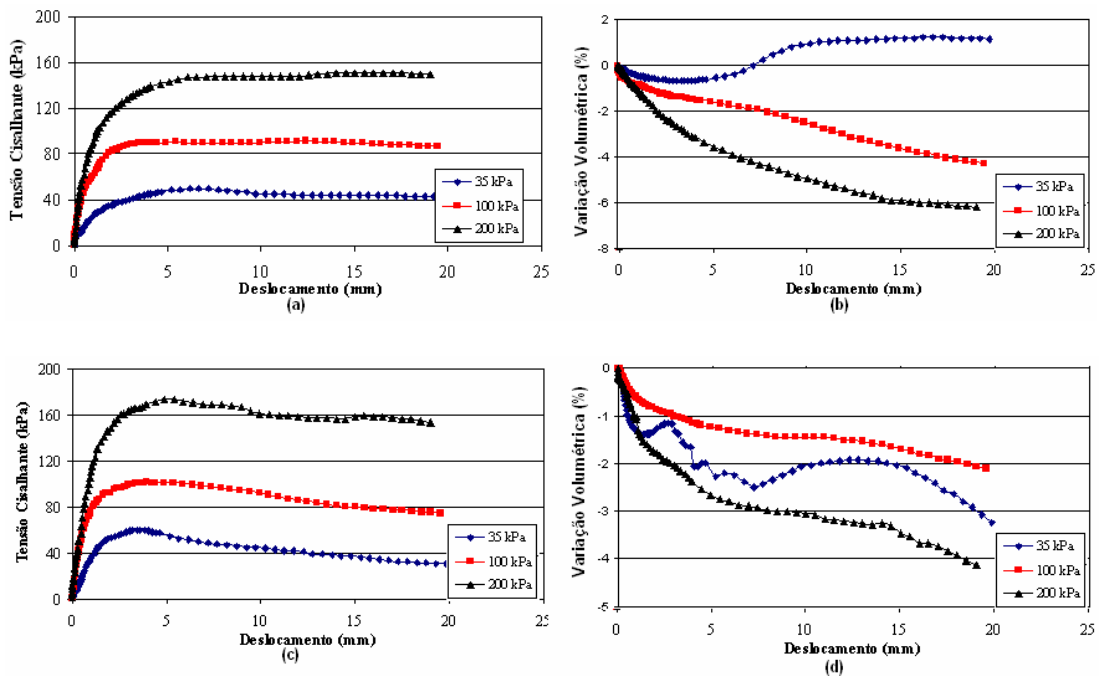


Figura 4.2– Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento para os solos da Linha 2 (a) e da Linha 5 (b) e Curvas Variação Volumétrica versus Deslocamento para os solos da Linha 2 (c) e da Linha 5 (d).

O solo da linha 2 (argila arenosa) apresenta um pico pouco pronunciado somente para a tensão normal de 35 kPa (Figura 9-a), sendo que a variação de volume nesta tensão apresenta uma pequena redução inicial seguida de uma

expansão volumétrica à medida que o solo se deforma. Este tipo de ruptura é denominada ruptura plástica, onde as tensões crescem até uma tensão limite e a partir daí as deformações continuam a crescer, praticamente sem variação de tensões VILAR [200-?].

Apresenta-se na Tabela 4.1 os parâmetros de resistências. São apresentadas, coesão total ( $c$ ) e efetiva ( $c'$ ), ângulo de atrito total ( $\phi$ ) e efetivo ( $\phi'$ ), calculados para os ensaios triaxiais (Figura 4.1-a e b) e para ensaios de cisalhamento direto (Figura 4.2).

Nos dados mostrados na Tabela 4.1 evidenciam um aumento considerável de resistência do solo da Linha 5 (solo saprolítico) em relação ao solo da Linha 2 (solo residual), conforme esperado.

Tabela 4.1– Parâmetros de resistência totais e efetivos do solo da obra se Santo

André

Local	Ensaio	Parâmetros			
		Totais		Efetivos	
		c (kPa)	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
Linha 2	Triaxial	30	23	22	31
	Cisalhamento Direto	29	32	-----	-----
Linha 5	Triaxial	74	21	71	23
	Cisalhamento Direto	35	35	-----	-----

#### 4.1.2. Ensaio de Cisalhamento da Interface Solo/Calda de Cimento

Os resultados obtidos neste ensaio são apresentados, para os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias, nas Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, respectivamente.

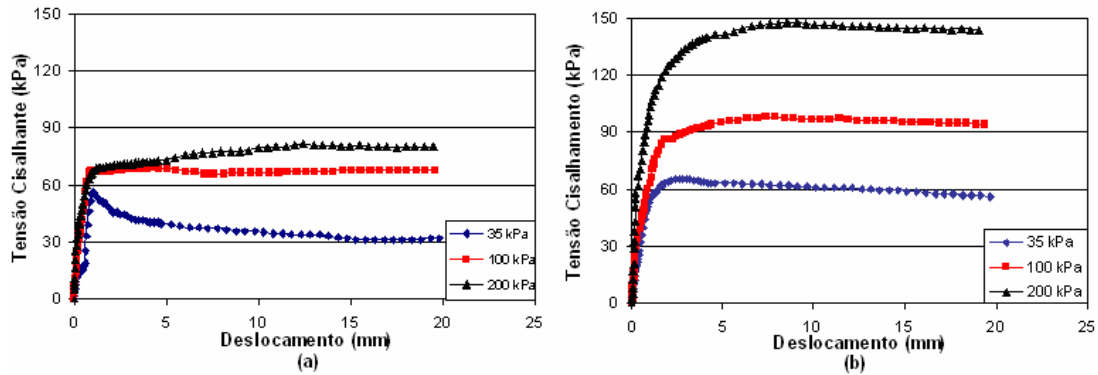


Figura 4.3– Resultados obtidos para tempo de cura de 7 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento para o solo da Linha 2 e (b) da Linha 5.

No tempo de cura de 7 dias, as tensões cisalhantes máximas obtidas para o solo da Linha 2 apresentaram pouca variação com o aumento das tensões normais (Figura 4.3-a e b), resultando em um baixo ângulo de atrito de interface e elevada coesão. O comportamento da interface no período de 7 dias é dominado pelo solo, pois o cimento aparentemente tem ainda pouco tempo de cura e conseqüentemente ainda uma baixa resistência.

O cisalhamento de interface do solo saprolítico da Linha 5 apresentou maiores tensões de cisalhamento, quando comparadas a Linha 3, e logo, maiores resistências ao cisalhamento. Parte deste comportamento pode ser creditado ao fato deste solo ser uma areia compacta, enquanto o solo da Linha 2 (solo residual) é predominantemente uma argila porosa (Figura 4.4-a e b)..

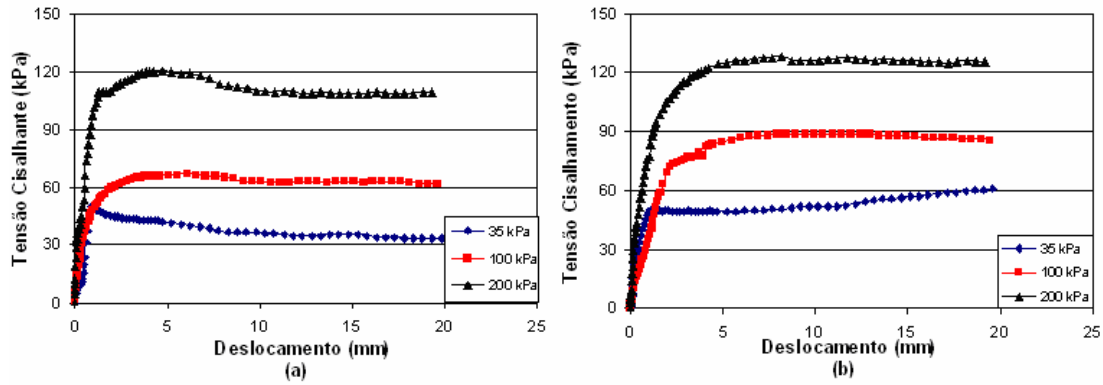


Figura 4.4– Resultados obtidos para tempo de cura de 14 dias: (a) Curvas tensão cisalhante versus deslocamento para os solos da Linha 2 e (b) e da Linha 5.

No período de 14 dias, os dois solos apresentaram pequena variação na tensão cisalhante para as tensões normais de 35 e 100 kPa. Já com relação às tensões de 200 kPa houve um considerável aumento na tensão cisalhante. Isto resulta em maior resistência ao cisalhamento (Figura 4.5).

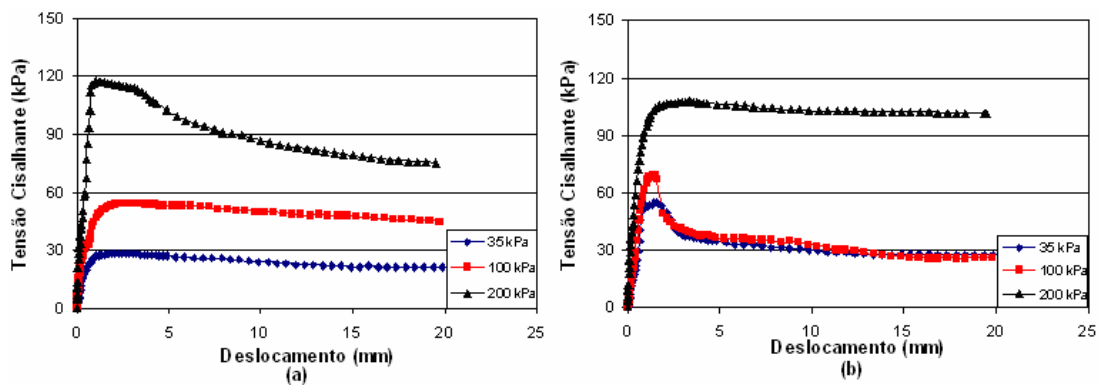


Figura 4.5– Resultados obtidos para tempo de cura de 28 dias: (a) Curva da tensão cisalhante versus deslocamento para os solos da Linha 2 e (b) e da Linha 5

Neste período as curvas apresentaram picos mais pronunciados, pois a calda de cimento está com considerável endurecimento e a ruptura neste caso, ocorre de

forma frágil, com um rompimento de forma súbita ao chegar a determinada tensão. A Tabela 4.2, apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento de interface realizados para a obra de Santo André.

Tabela 4.2– Parâmetros do ensaio de cisalhamento de interface da obra de Santo André

Tempo (dias)	Linha 2		Linha 5	
	c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
7	52	9	48	26
14	30	24	47	22
28	6	29	41	18

Pode se verificar com os resultados apresentados Tabela 4.2 que, para ambos os solos, a coesão diminuiu com o aumento do tempo de cura. Estes valores são mais acentuados aos 28 dias em que o decréscimo da coesão em relação ao período de 14 dias é de 80% para o solo da Linha 2 e de aproximadamente 20% para o solo da Linha 5.

A Figura 4.6 mostra que, de uma forma geral, para ambos os solos, as tensões cisalhantes não sofreram grandes variações ao longo do tempo, para 7 a 14 dias, para as tensões normais de 35 e 100 kPa. Além disso, esses valores situam-se próximos dos valores da tensão de cisalhamento máxima obtidos no ensaio de cisalhamento direto. Com exceção do ensaio realizado no solo da linha 2, com

tensão normal de 200kPa, em todos os casos a tensão cisalhante máxima reduz aos 28 dias se comparada com os outros tempos de cura.

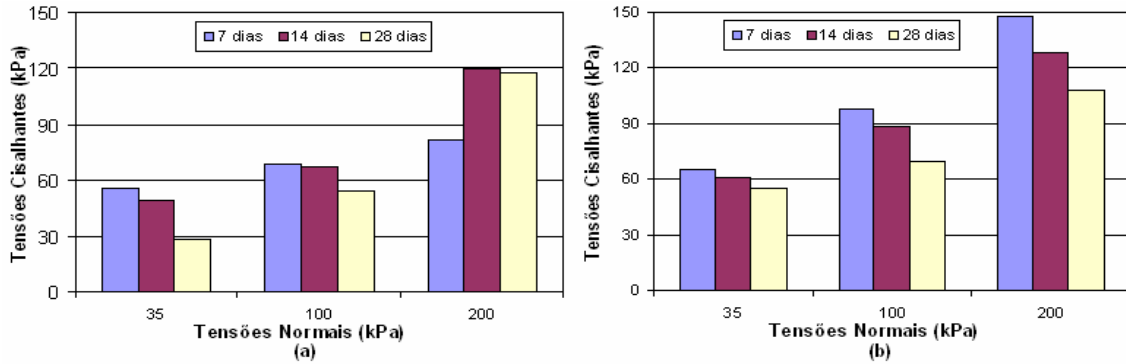


Figura 4.6– Variação da tensão de cisalhamento no tempo para a obra de Santo André: (a) Solo da Linha 2 e (b) Solo da Linha 5

#### 4.1.3. Ensaios com Solo-Cimento

##### 4.1.3.1. Ensaios de Mini-abatimento

Para obter a fluidez desejada para penetrar no tubo de injeção, a calda de solo-cimento espalhada deveria ter um diâmetro de  $100 \pm 10$  mm. Este valor foi tomado como referência a partir do diâmetro de espalhamento obtido com uma calda de cimento convencional, com relação água cimento igual a 0,6. Os traços determinados e os diâmetros médios obtidos neste ensaio estão expressos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3– Traços utilizados e resultados do ensaio de mini-abatimento

% Solo	% Cimento	Relação	Diâmetro
		A/C	(mm)
30	70	0,6	101,43
40	60	0,7	106,95
50	50	0,8	99,30
60	40	1,0	102,15
70	30	1,4	99,70
80	20	2,3	102,95

#### 4.1.3.2. Ensaio Resistência a Compressão Uniaxial

A evolução da resistência a compressão uniaxial para os diferentes traços com os tempos de cura estão apresentados na Figura 4.7. Como já era esperado, o aumento do teor de solo à mistura varia em forma inversa a resistência a compressão.

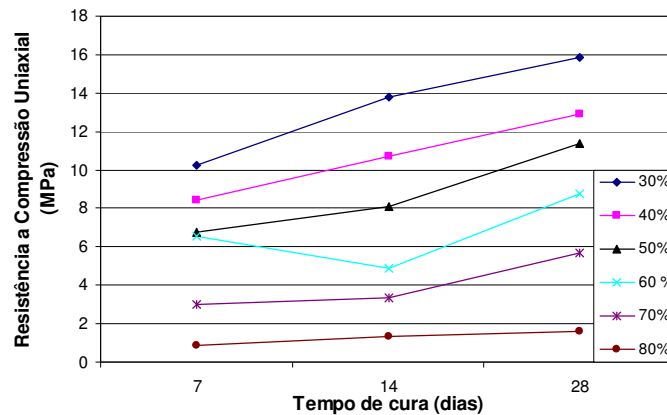


Figura 4.7– Variação da resistência a compressão uniaxial com o tempo de cura



#### 4.1.3.3. Ensaios de Cisalhamento da Interface Solo/Calda de Solo-Cimento

As Figuras 4.8 a 4.10 mostram a curvas deslocamento *versus* tensão cisalhante obtidas para o tempo de cura de 7, 14 e 28 dias, respectivamente, sob diferentes tensões normais. Adicionalmente, o Quadro 4 resume os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento da interface solo/calda.

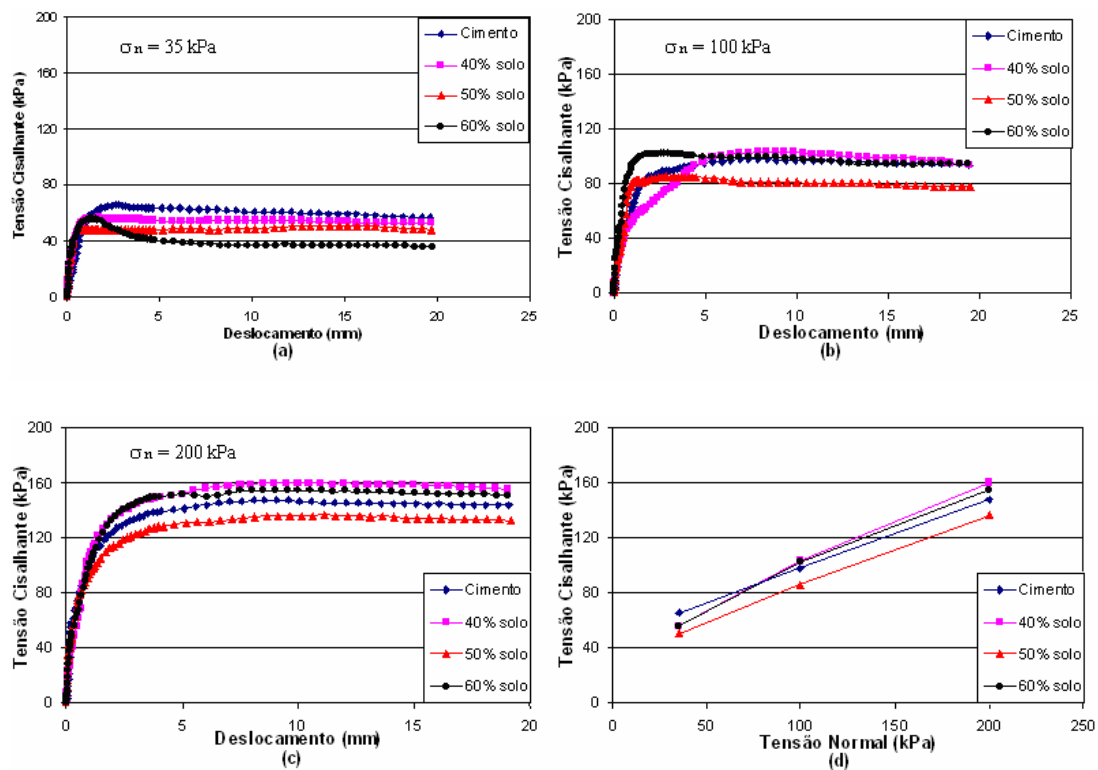


Figura 4.8– Tensão Cisalhante versus Deslocamento para tempo de cura de 7 dias: (a) Tensão Normal de 35 kPa. (b) Tensão Normal de 100 kPa, (c) Tensão Normal de 200 kPa e (d) Envoltórias de Resistência.

Com base na Figura 4.9 as tensões cisalhantes máximas para os diferentes traços apresentam pouca variação para a menor tensão normal analisada ( $\sigma_n =$

35kPa). Sob tensão normal de 100 e 200 kPa a resistência máxima obtida diferencia-se na ordem de 20 a 30 kPa, em cada traço analisado. Nesse período, em todas as situações as menores resistências são observadas nos traços com 50% de solo, onde foram obtidos valores cerca de 15% inferiores aos máximos encontrados em cada tensão normal. Conseqüentemente, os parâmetros obtidos por meio das envoltórias de resistência pouco variam, sendo inferiores para o traço com 50% de solo (Figura 5-d).

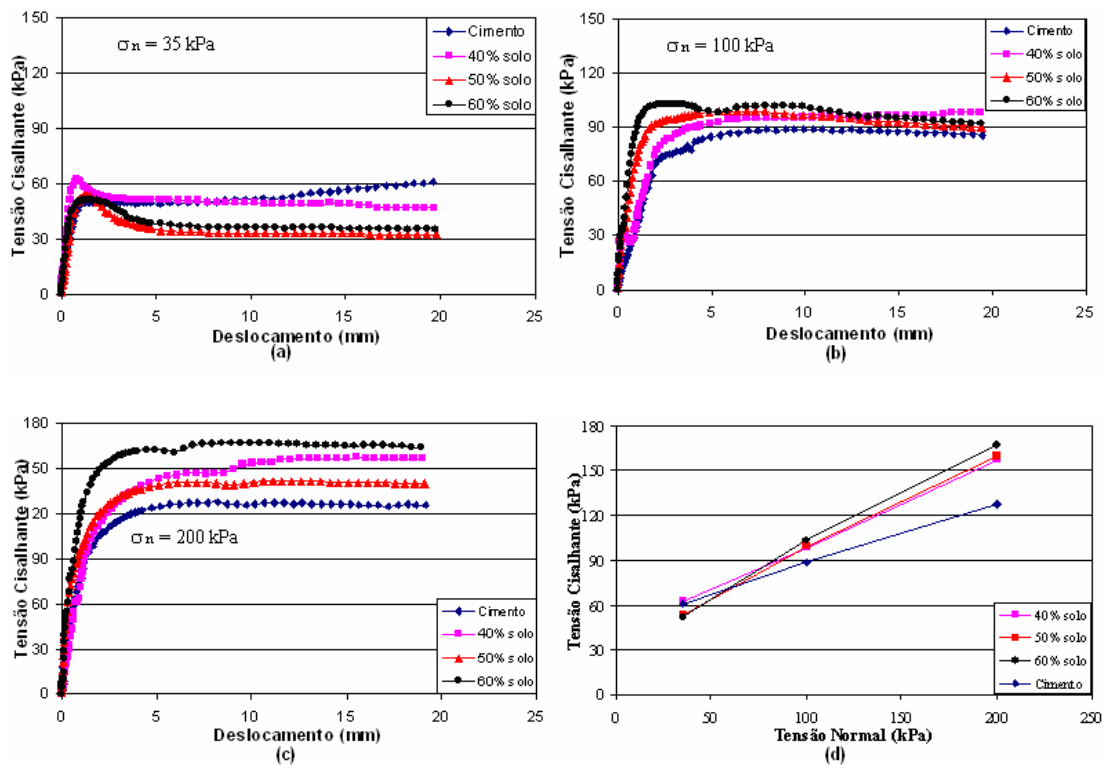


Figura 4.9- Gráfico da Tensão Cisalhante versus Deslocamento para tempo de cura de 14 dias: (a) Tensão Normal de 35 kPa. (b) Tensão Normal de 100 kPa, (c) Tensão Normal de 200 kPa e (d) Envoltória de Resistência

Aos 14 dias, sob tensão normal de 35 kPa, as tensões cisalhantes máximas apresentaram variação considerável (18%) nos traços com 40 e 60% de solo e a

calda de cimento possui resistência equivalente à mistura com 40% de solo (Figura 4.9-a). Para tensões de 100 kPa, as variações das caldas de solo-cimento são ainda menores (em torno de 5%). Neste caso, a resistência mais elevada foi obtida para o traço com 60% de solo, com tensão cisalhante aproximadamente 15% superior a calda de cimento convencional. Por sua vez, a resistência de interface para tensões normais de 200 kPa apresentou-se cerca de 25% maior que a resistência da calda de cimento (Figura 4.9-c). Assim, pode-se admitir que, para níveis mais elevados de tensão normal, a calda de solo-cimento torna-se vantajosa se comparada à calda de cimento convencional.

Na Figura 4.10-d pode-se visualizar as envoltórias de resistências. A envoltória de calda de cimento possui trajetória diferenciada das envoltórias de calda de solo-cimento, e neste caso menor ângulo de atrito.

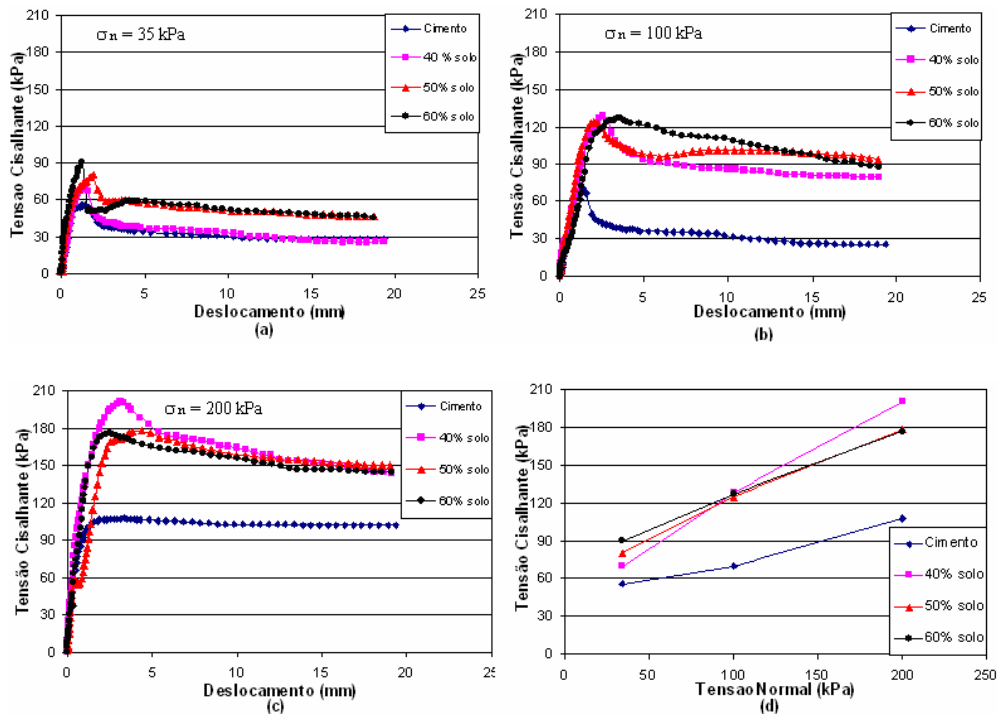


Figura 4.10- Gráfico da Tensão Cisalhante versus Deslocamento para tempo de cura de 28 dias: (a) Tensão Normal de 35 kPa. (b) Tensão Normal de 100 kPa, (c) Tensão Normal de 200 kPa e (d) Envoltória de Resistência

Após 28 dias de cura, o aumento da resistência da calda de cimento é pouco significativo. Visualizando a Figura 4.10-a, pode-se observar que as caldas de solo-cimento (40, 50 e 60%) possuem valores de resistência superiores aos da calda de cimento. O traço com 60% de solo apresenta resultados 22% maiores se comparados ao traço com 40% de solo. Esta variação atinge 39% se comparada à calda de cimento convencional. Este comportamento possivelmente está relacionado ao aumento da coesão na calda de solo-cimento, devido à interação das partículas de solo com as de cimento.

Quando submetidos às tensões normais de 100 kPa e 200 kPa, a resistência de cisalhamento máxima nos traços de solo-cimento pouco se diferencia. Estes valores se diferenciam em no máximo 11%, para o caso da calda com 40% de solo sob tensão de 200kPa. No entanto, a calda de cimento convencional apresenta aproximadamente 50% menor que os resultados obtidos nas caldas alternativas. A Figura 4.10-d expressa esse mesmo comportamento, onde se pode verificar a grande diferença existente entre a envoltória de cimento e as de solo-cimento, que conseqüentemente apresenta menores parâmetros de resistência. Assim, é viável a utilização de solo-cimento em estruturas de solo grampeado, devido à economia de cimento e à elevada resistência ao cisalhamento em relação às caldas convencionais.

Com base na Tabela 4.4, para as caldas solo-cimento (40, 50 e 60%) analisadas com 7 dias de cura, os parâmetros de coesão e ângulo de atrito encontram-se na mesma faixa de valores. Nesse período, observa-se, para a calda de cimento (0% de solo), o maior valor de coesão, visto que a calda de solo-cimento necessita de maior tempo de cura para a interação entre as partículas de solo e cimento e conseqüentemente um ganho maior de resistência.

Tabela 4.4– Parâmetros de interface obtidos para as caldas analisadas nos diferentes tempos de cura.

% Solo	7 dias		14 dias		28 dias	
	c	$\phi$	c	$\phi$	c	$\phi$
	(kPa)	( $^{\circ}$ )	(kPa)	( $^{\circ}$ )	(kPa)	( $^{\circ}$ )
0	48	27	47	22	41	18
40	37	32	42	30	45	38
50	33	28	33	33	61	31
60	38	31	29	35	73	27

Aos 14 dias, a calda de cimento apresentou uma redução dos parâmetros de resistência de interface. Esse comportamento é causado pelo aumento de rigidez da calda de cimento. Nas caldas de solo-cimento a coesão diminuiu com o aumento da porcentagem de solo na calda e o ângulo de atrito variou em ordem inversa, resultando em tensões de cisalhamento próximas entre si.

Aos 28 dias, a coesão é responsável por grande parte da resistência ao cisalhamento nas interfaces analisadas. Considerando todas as caldas estudadas, pode-se verificar, inverso ao ocorrido aos 14 dias, um aumento na coesão e redução do ângulo de atrito com o acréscimo da porcentagem de solo na calda de solo-cimento. Pôde-se ainda verificar que, para 28 dias, as caldas analisadas possuem parâmetros de resistência superiores àqueles da calda convencional.

A Figura 4.11 apresenta de forma resumida a variação da tensão de cisalhamento de cada calda analisada, para diferentes tempos de cura.

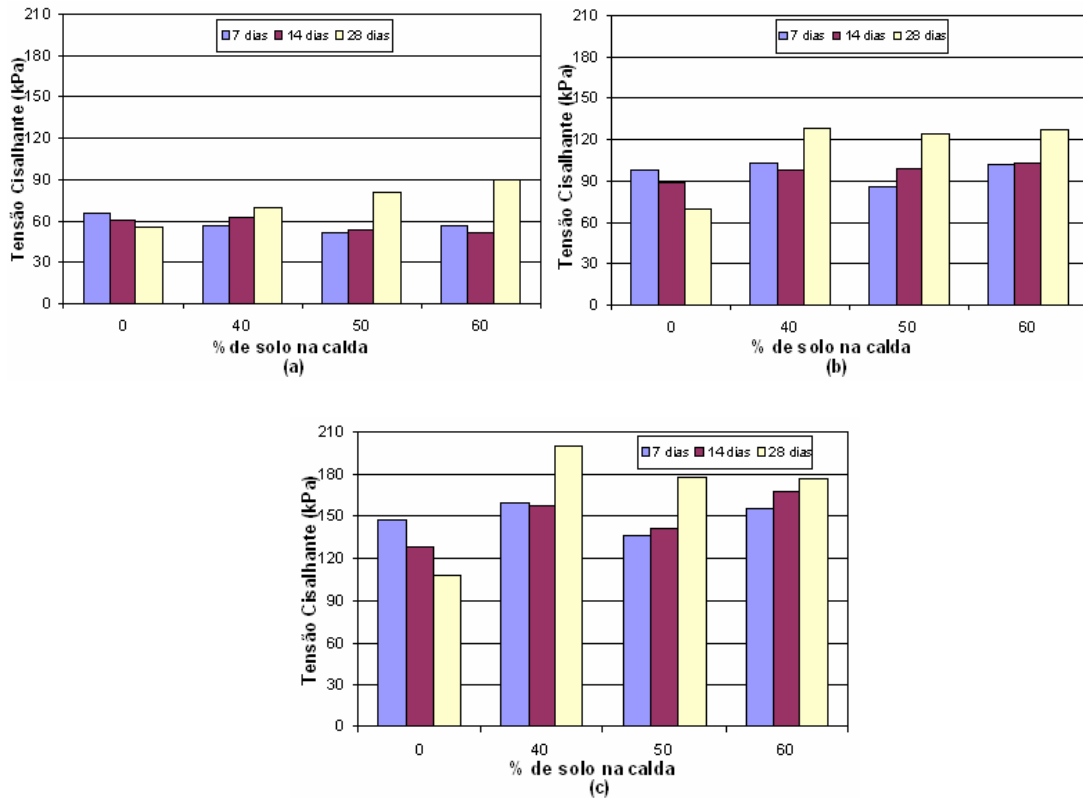


Figura 4.11– Variação da Tensão de Cisalhamento no tempo para cada porcentagem de solo utilizada: (a) Tensão Normal de 35 kPa, (b) Tensão Normal de 100 kPa e (c) Tensão Normal de 200 kPa

## 4.2. Obra 2 – Osasco/SP

### 4.2.1. Ensaios de Laboratório

Assim como na obra 1, foram realizados ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado (CU), com amostras não saturadas. A Figura 4.12 apresenta as envoltórias de resistência total e efetiva em termos de coordenadas  $p$  e  $q$ , para o solo da Linha 3 e da Linha 5.

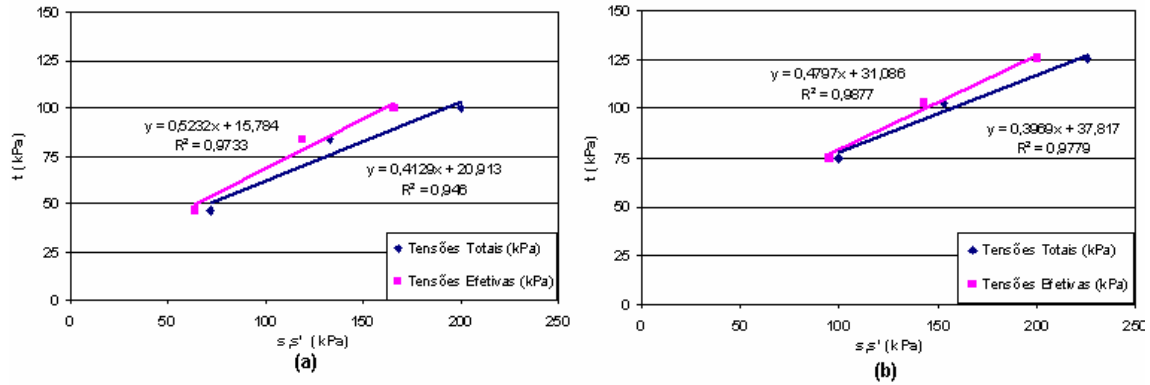


Figura 4.12- Envoltórias de resistência total e efetiva para o solo da Linha 3 (a) e da Linha 5 (b) da obra de Osasco.

Com o intuito de obter os parâmetros de resistência da Linha 3 e Linha 5, foram realizados ensaios de cisalhamento direto do solo. Os resultados podem ser visualizados na Figura 4.13.

O solo da Linha 3 é uma argila arenosa porosa. As curvas resultantes dos ensaios de cisalhamento, sob diferentes tensões normais não apresentaram pico. Portanto, o critério de ruptura empregado foi definido a partir das deformações de 15 a 20 %, tomando como referencia VILAR [200-?].

Para o solo da Linha 5, sob tensões normais de 25 e 50 kPa, apresentam um pico definido quando se atinge uma determinada tensão cisalhante. No entanto, para a tensão de 100 kPa, o solo apresenta uma curva com comportamento plástico, sem um pico definido.

Os parâmetros fornecidos pelo solo da Linha 3 foi uma coesão de 13 kPa e ângulo de atrito de 39°. O solo da Linha 5 resultou em uma coesão de 27kPa e ângulo de atrito de 39°. Assim como nos solos de Santo André o parâmetro de coesão obtido no solo da primeira camada é menor do que o mesmo parâmetro obtido para o solo da camada sobreposta a esta.

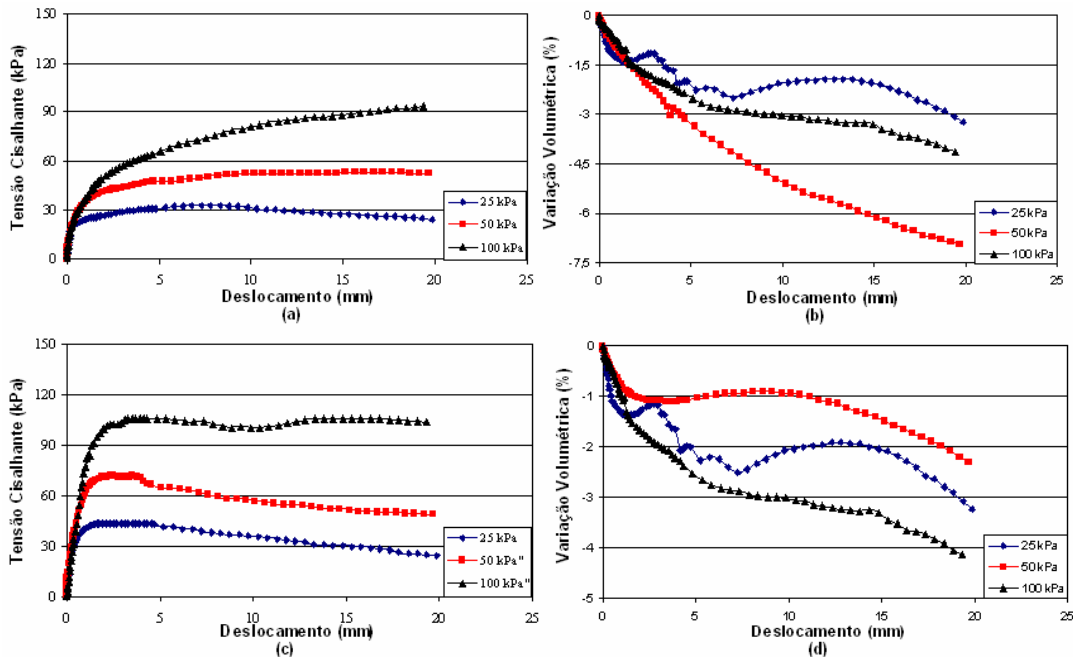


Figura 4.13– Curva Tensão Cisalhante versus Deslocamento para a linha os solos da Linha 3 (a) e da Linha 5 (b) e e Curvas Variação Volumétrica versus Deslocamento para os solos da Linha 3 (c) e da Linha 5 (d).

#### 4.2.2. Ensaios de Cisalhamento da Interface Solo/Calda de Cimento

Assim como na obra 1, foram realizados ensaios de cisalhamento de interface, cujos resultados são apresentados pelas curvas Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento e envoltórias de resistências, nos devidos tempos de cura. (Figura 16 a Figura 18).



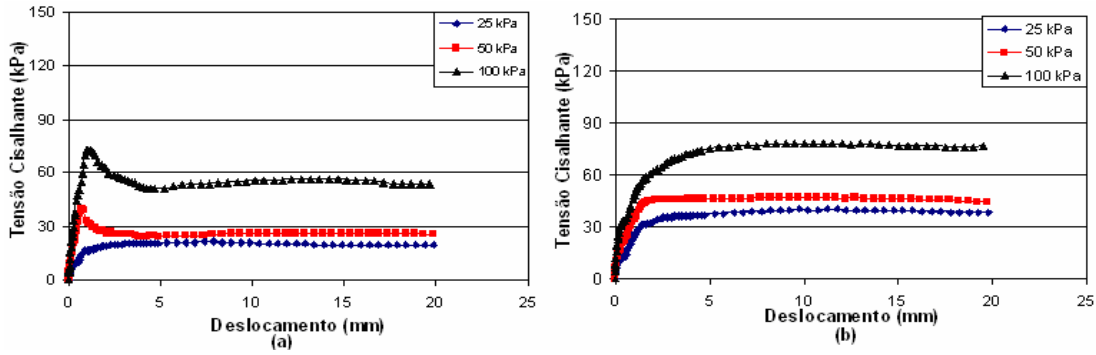


Figura 4.14- Resultados obtidos para tempo de cura de 7 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento para os solos Linha 3 e (b) da Linha 5.

Para o tempo de cura de 7 dias, as tensões cisalhantes não sofrem grandes variações com o aumento da tensão normal, sendo esses valores inferiores aos valores obtidos no cisalhamento do solo. No caso do solo da Linha 3, por se tratar de um solo poroso, observou-se inclusive reduções nos valores de tensões cisalhantes quando comparadas aos valores do solo apenas.

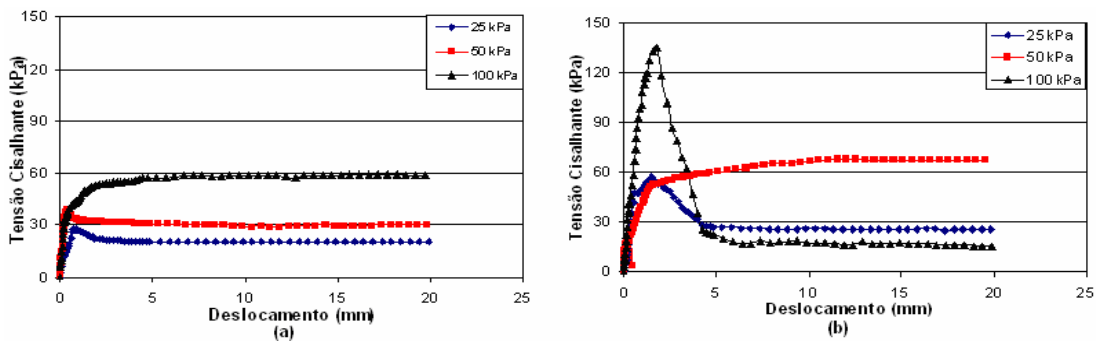


Figura 4.15- Resultados obtidos para tempo de cura de 14 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento para os solos Linha 3 e (b) da Linha 5.

No solo da Linha 3, as tensões cisalhantes sofreram pequenas variações em relação ao período de 7 dias. Já o solo da Linha 5 os valores aumentaram

consideravelmente, principalmente para a tensão de 100 kPa. Esse acréscimo pode ser causado, entre outros fatores, devido a heterogeneidade deste solo, de origem saprolítica, por conter partes mais resistentes que outras.

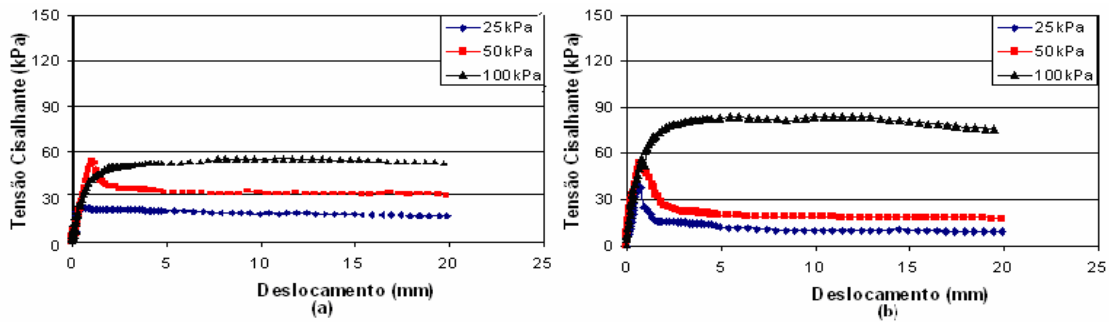


Figura 4.16- Resultados obtidos para tempo de cura de 28 dias: (a) Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento para os solos Linha 3 e (b) da Linha 5.

As tensões cisalhantes máximas reduziram aos 28 dias, para os dois solos estudados, em todas as tensões normais analisadas. O Quadro 5, apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento de interface realizados para a obra de Osasco

Uma análise dos resultados apresentados no Quadro 7 permite concluir que a coesão do solo da Linha 3 apresentou maior coesão aos 14 dias. Esses valores são considerados baixos em todos os períodos. Isso se deve a baixa consistência deste solo causado pela sua elevada porosidade, que permite o aumento considerável da umidade da camada de solo durante o tempo de cura da calda de cimento.

Tabela 4.5– Parâmetros do ensaio de cisalhamento de interface da obra de Osasco

Tempo (dias)	Linha 3		Linha 5	
	c (kPa)	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	c (kPa)	$\phi$ ( $^{\circ}$ )
7	5	34	24	28
14	18	23	24	47
28	12	24	23	31

Por se tratar de um solo origem saprolítica e de maior peso específico, o solo da Linha 5 apresentou maiores parâmetros de resistência durante o estudo. No entanto, por ser um solo bastante heterogêneo os valores apresentam algumas variações nos resultados.

A Figura 4.17 mostra a variação da tensão de cisalhamento com o tempo de cura. Pode-se perceber que ao longo do tempo, o solo da Linha 3 apresentou baixa resistência ao cisalhamento, com pouca variação no período de 7 a 14 dias para as tensões de 25 e 50 kPa. Esses valores baixos se devem ao relativamente menor peso específico deste solo, certamente devido à sua elevada porosidade.

Já o solo da Linha 5 apresentou resistência ao cisalhamento mais elevada, principalmente no período intermediário de 14 dias. Como em todos os casos, aos 28 dias, houve uma redução no valor da tensão de cisalhamento. Provavelmente isto ocorreu devido a redução na interação das partículas de argilas com a superfície da calda, diminuindo assim o valor da coesão.

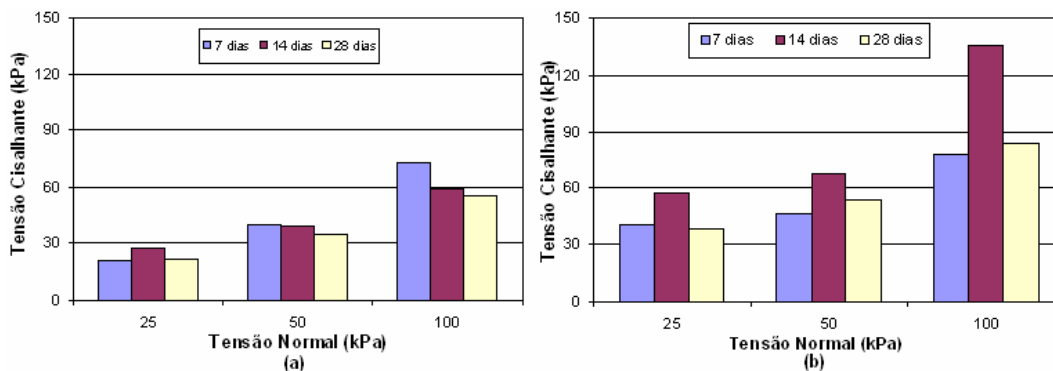


Figura 4.17- Variação da tensão de cisalhamento ao longo do tempo para a obra de Osasco: (a) Solo da linha 3 e (b) Solo da linha 5

### 4.3. Ensaio de Campo x Ensaio de Laboratório

Foi realizada uma comparação dos resultados apresentados anteriormente com aqueles obtidos nos ensaios de arrancamento realizados em campo (Pacheco e Silva, 2009). O objetivo é tentar associar a resistência dos grampos no campo aos parâmetros de resistência da interface solo-cimento obtidos em laboratório.

Pacheco e Silva (2009) realizou ensaios de arrancamento nas obras que foram retiradas as amostras desta pesquisa e avaliou a influência de diferentes metodologias na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço ( $q_s$ ) de duas estruturas de solo grampeado. Estas metodologias diferenciavam-se entre si pelo número de reinjeções realizadas.

A Figura 4.18 ilustra uma análise comparativa da metodologia A de Pacheco e Silva (2009) com os resultados obtidos em laboratório. Nesta metodologia, o grampo é executado somente com a bainha. As análises foram realizadas para os solos da linha 2 e linha 5 de Santo André (SA-L2 e SA-L5) e

para os solos da linha 3 e linha 5 de Osasco (OSA-L3 e OSA-L5). Os valores analisados para a calda de solo-cimento executada na obra de Santo André também foram avaliados e estão diferenciados no gráfico com a simbologia SA\*-L5.

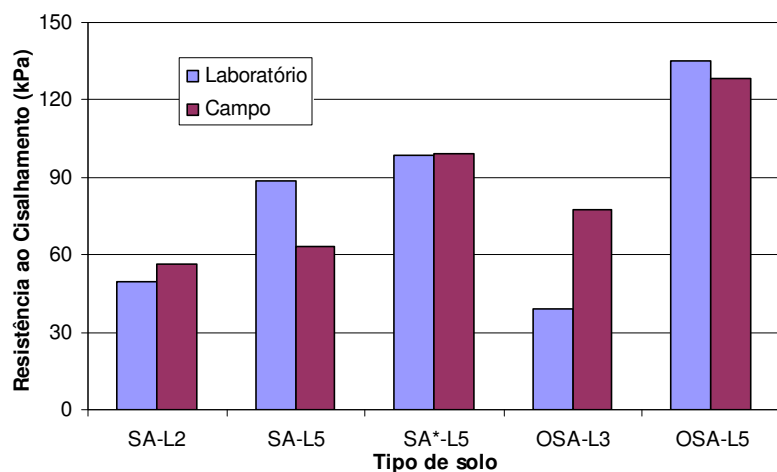


Figura 4.18– Análise comparativa dos resultados obtidos em campo (Pacheco Silva, 2009) e laboratório.

Os resultados obtidos em campo e em laboratório mostraram-se bem próximos para os casos analisados, com exceção do caso da linha 5 de Santo André e da linha 3 de Osasco.

O solo da linha 5 de Santo André é um solo saprolítico bastante heterogêneo. A diferença entre os valores obtidos em campo e laboratório deve-se ao fato de o solo existente nas proximidades do grampo seja uma camada com resistência inferior à amostra de solo analisada em laboratório. Outro fato que justifica é a bainha deixar eventuais vazios no grampo durante a sua execução, o que pode ter reduzido os valores de  $q_s$  em campo. Esta hipótese

pode ser confirmada ao verificar que neste caso os valores obtidos em laboratório são mais próximos da metodologia B (Bainha + 1 reinjeção) cujo valor da resistência ao cisalhamento de interface é de 114 kPa.

Ainda analisando a Figura 4.18, pode-se visualizar que o caso mais crítico é a linha 3 do solo de Osasco. A alta porosidade deste solo justifica essa discrepância, pois, durante a moldagem dos corpos de prova em laboratório, a calda de cimento fica sobre a camada de solo. Como se trata de um solo poroso, a água presente nesta calda percolou através da camada de solo, deixando-o mais úmido. Este fato pode ter reduzido os valores de resistência de interface.

## **Conclusões**

---

Esta dissertação apresentou um estudo da resistência ao cisalhamento de interface solo/calda com base em ensaios laboratoriais. Os resultados obtidos foram comparados com os ensaios de arrancamento realizados em campo por Pacheco e Silva (2009). Realizou-se também um programa experimental que permitiu a confecção de caldas de solo-cimento para fins de utilização em solos grampeados e avaliou-se o comportamento destas quanto a resistência ao cisalhamento de interface.

As principais conclusões que podem ser estabelecidas a partir dos resultados obtidos são:

- A resistência a compressão uniaxial diminui com o aumento do percentual de solo no traço solo-cimento.

- Considerando todas as caldas estudadas, pôde-se verificar um aumento na coesão com o acréscimo da porcentagem de solo na calda de solo-cimento e o ângulo de atrito varia em ordem inversa a coesão.
- Em todos os casos analisados, os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) obtidos a partir do ensaio de cisalhamento da interface solo/calda de cimento apresentaram redução com o aumento do tempo de cura. Isso ocorreu pelo fato de a camada de cimento obter maior rigidez com o tempo de cura, interagindo menos com as partículas de solo.
- Ao analisar os diferentes traços de solo-cimento em comparação com a calda de cimento convencional (0 % de solo), foi verificado que aos 28 dias as caldas analisadas possuem maior resistência ao cisalhamento, tornando-se possível a utilização destas caldas alternativas em solo grampeado. Essa solução é ainda mais viável para os casos de escavações em que não haja necessidade de uma cura rápida da calda, como o caso de reforço de taludes.
- A resistência de interface obtida em laboratório é bem próxima aos valores obtidos nos ensaios de arrancamento executados somente com a bainha por Pacheco Silva (2009), com exceção para os solos com alta porosidade. Assim, pode ser uma alternativa interessante para se estimar a resistência ao cisalhamento de interface ( $q_s$ ) na fase de pré-dimensionamento da obra.



## **Referências Bibliográficas**

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland. **“Dosagem de Lama de Solo-Cimento para Injeção”**. São Paulo, 1996.

ABRAMENTO, M., KOSHIMA, A., ZIRLIS, A. C., **“Reforço do Terreno”**. In: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos/ABEF, *Fundações – Teoria e Prática*, 2 ed., capítulo 18, São Paulo, Brasil, PINI, 1998.

AZAMBUJA, E.; STRAUSS, M.; SILVEIRA, F. G. **Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS**. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 3., 2001, Rio de Janeiro, Anais..., Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2001. p. 435-443.

BRIDLE, R. J.; DAVIES, M. C. R. **Analysis of soil nailing using tension and shear: experimental observations and assessment.** Geotechnical Engineering. v. 125, p. 155-167, jul. 1997.

BUSTAMANTE, M., DOIX, B., **“Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectées”**, *Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n. 140 (Nov/Dec), pp. 75-92, Paris, 1985.

BYRNE, R. J. et al. **Manual for design and construction monitoring of soil nail wall.** Report No. FHWA-SA-96-069R. Washington, 568p. 1998.

CASTRO, A.L., **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia de concretos de alto desempenho**”. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 334 pag

CARTIER, G., GIGAN, J. P., **“Experiments and observations on soil nailing structures”**. In: *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE)*, v. 2, Helsinki, Finland, May. Edited by H.G. Rathmayer, K.H.O. Saari, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 473-476, 1983,

CAMARGO, V.E.L.B, **Comparação dos Métodos de Análise de Estruturas de Solo Grampeado. Dissertação de Mestrado.** Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2005, p. 121.

CLOUTERRE , **Recomendations Clouterre 1991 – Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support**

**systems using soil nailing, French National Project Clouterre**, English Language Translation, 1991, 302 p.

CRAIG, R.F. Soil mechanics. 1992. 427p. Fifth edition. Chapman & Hall, London.

DRINGENBERG, G.; CRAIZER, W., **Estabilidade de taludes por pregagem: projeto-execução**, I Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 1992, Rio de Janeiro, pp. 853-864.

DYMINSKI, A.S. **Análise de estabilidade e desempenho de taludes com inclusões passivas**, Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1994, 79 p.

DIAS, P. H. V. **Solo pregado: procedimento sugestão de norma**. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 1., 1992, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1992. p. 75-80.

FARIAS, M.M. **“Aspectos práticos sobre a implementação de modelos elastoplásticos”**. In: *Anais do 4º Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia (INFOGEO)*, v. CD-ROM, Curitiba (PR), Setembro, 2001.

FALCONI, F. F.; ALONSO, U. R. **Controle de qualidade em estruturas de contenção em solo grampeado**. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 2., 1997, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1997. p. 613-618.

FRANÇA, F. A. N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório. Dissertação de Mestrado** – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 125 pag

GeoRio. **Manual Técnico de Encostas**. Editores Ortigão, J.A.R. e SAYÃO, A.S.F.J., vol IV (Ancoragens e Grampos), 2000. p. 184.

GOMES, P.C.C. **Optimization and Characterization of high-strength self-compacting concrete**. 2002. 139p. Tese de Doutorado, Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

HEAD, K. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech press, v.3, 1986

IYOMASA, W.S. **Injeção de Solo-Cimento em Solo Residual de Granitóide**. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 248 pag

JURAN, I. et.al. **Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures (discussion)**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.117, n.11, Nov, 1991.

LEITE, R. A., **Mobilização de Resistência ao Arrancamento de Grampos com Fibras de Polipropileno**, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

LIMA, A. P., **Comportamento de uma esvação grampeada em solo residual de gnaisse**, Tese de Doutorado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

- LIMA, A. P., ***Deformabilidade e Estabilidade de Taludes em Solo Grampeado***, Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2002.
- LIMA FILHO, S.C.P. **Aplicação da Técnica de solo grampeado para estabilização em áreas urbanas carentes**. IV Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Salvador, Bahia, 2001, pp. 657-663
- LOPES, F.R. **Métodos Numéricos em Geotecnia**, Notas de aula, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1995.
- LOPES, F. R., 2003, **Métodos Numéricos em Geotecnia**, Notas de aula, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1995.
- LUNA, S.C.P. **Análise Numérica de Túneis em Solos Colapsíveis**, Universidade de Brasília-UnB, 1997, p.151
- MAGALHÃES, M. A. ***Resistência ao Arrancamento de Grampos com Fibras de Polipropileno***, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2005.
- MONTEZUMA, R.P.M. **Solo Pregado (soil nailing): Análise da técnica para reforço de solo**, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1998.
- ORTIGAO, J.A.R. **Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado**, Nota Técnica, Solos; Rochas, ABMS, 1997. v. 20:1, pp 39-43.
- ORTIGÃO, J. A. R. **Ensaio de Arrancamento para Projetos de Solo Grampeado**, Nota Técnica, *Solos e Rochas*, ABMS, v. 20, n. 1 (Abr), 1997, pp. 39-43.

ORTIGÃO, J.A.R. et.al, **Experiência com solo grampeado no Brasil**, Revista Solos e Rochas, ABMS, V.16, pp 291-304, São Paulo, Dezembro de 1993.

ORTIGÃO, J.A.R.; PALMEIRA, E.M.; **Solo Grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações. 1º COBRAE** – Congresso Brasileiro de Encostas, ABMS, vol 1, Rio de Janeiro, 1992, p 55-74

PALMEIRA & VIEIRA., **Análise de Estabilidade de Estruturas em Solo Grampeado e Verificação de Alguns Fatores que Afetam os Resultados**. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Brasília, 1998.

PACHECO E SILVA, D., **Análise dos Fatores Executivos de Solo Grampeado Através de Ensaios de Arrancamento de Campo**. Tese de Doutorado, SGS-USP/SC, São Carlos, 2009.

PENHA, M.J.A.Z. **Algumas considerações a respeito da resistência ao cisalhamento na interface solo argiloso-geotêxtil não tecido**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, 1999.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2ª edição. Editora Oficina de Textos. 356pag. 2002.

PINTO, C. P., SILVEIRA, J. **Projeto e execução de contenções na Linha Amarela – RJ**. In: *Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. único, pp. 531-538, Rio de Janeiro (RJ), Novembro de 2001.

- PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T.; ZIRLIS, A. C. **Solo Grampeado: alguns detalhes executivos, ensaios, casos de obras.** In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, 2003, **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2003. p. 1-20.
- SCHLOSSER, F. **Behaviour and design of soil nailing.** In: Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, 1982, Bangkok, **Anais...**, Bangkok: Asian Institute of Technology, 1982. p. 399-413.
- SCHLOSSER; F.; DE BUHAN, P. **Theory and design related to the performance of reinforced soil structures.** In: International Reinforced Soil Conference Organized by the British Geotechnical Society, 1990, Londres, **Anais...**, Londres: British Geotechnical Society, 1990. p. 1-14.
- SCHLOSSER, F. **Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par le clouage des sols.** *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n. 418, Paris, 1983.
- SHEN, C. K. et al. **Analysis of an earth reinforcing system for deep excavation.** Proceeding, Transportation Research Record, n. 749, 1980.
- SILVA, J. C. **Análise Numérica de Estruturas Grampeadas,** Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1999.
- SILVA, T. P. **Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaise,** Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2005.
- SPRINGER, F. O.; GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. **Deformabilidade de taludes estabilizados com solo grampeado.** In: Conferência Brasileira Sobre

Estabilidade de Encostas, 3., 2001, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2001. p. 483-490.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse**, Tese de Doutorado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

STOCKER. et.al. **Soil Nailing. Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques**, Ecole des Ponts et Chaussées, Paris, France, Vol. 2, 1979, p. 469-474

VIEIRA, G.R. **Estudo da análise da estabilidade de estrutura em solo grampeado**. Dissertação de Mestrado. UnB. Brasília, 1996, p. 127.

VILAR, O.M. **Apostila de Resistência ao Cisalhamento dos Solos**. Notas de Aula. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 200-?

ZIRLIS, A.C.; PITTA, C.A.; SOUZA, G.J.T. & OLIVEIRA, M. **“Soil Nailing: Chumbamento de Solos, Experiência de Uma Equipe na Aplicação do Método”** In: COBRAE – Conferência Brasileira de Encostas, Rio de Janeiro, vol 1, pp. 81-99, 1992.







# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)