

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

O conceito de solo reforçado vem de tempos remotos. Há cerca de 3000 anos, já havia a idéia de associar elementos de reforço para melhoria do comportamento do solo com relação à sua resistência. Exemplos da utilização da técnica de solo reforçado podem ser vistos no ziggurat de Agar Quf - reforçados com raízes, 1400 A.C. - e na Muralha da China, parte da qual foi terminada em 200 A.C.

A forma moderna de reforço do solo foi introduzida por Henri Vidal – engenheiro francês - na década de 60. O conceito de Vidal foi um material compósito formado de tiras metálicas planas colocadas horizontalmente no solo. A interação entre o solo e os membros de reforço era unicamente por atrito devido ao peso próprio. Este material foi descrito como “Terra Armada”.

Atualmente, com a necessidade de determinação de parâmetros para projeto de solos reforçados (quanto à resistência, durabilidade, etc.), há a necessidade da substituição de materiais sem controle tecnológico por outros que possibilitem a determinação de suas características. Então, dentre alternativas de reforço, como a proposta por Vidal na década de 60, iniciou-se, na mesma década, a utilização de geossintéticos com a função de reforço.

Dentre os diversos tipos de geossintéticos com suas variadas funções – reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão -, estão as geogrelhas cuja função primária é o reforço do solo. Para maiores detalhes ver Sieira, 2003.

Neste capítulo estão abordadas as principais características das geogrelhas usualmente disponíveis no mercado e suas propriedades. São vistas as formas de mobilização da resistência na interface solo-geogrelha e os procedimentos de laboratório para sua determinação.

2.2. Geogrelha

De acordo com a definição da Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), geogrelhas são estruturas em forma de grelha com função predominante de reforço e são constituídas por elementos resistentes à tração. Elas podem apresentar resistência em uma direção predominante (unidirecional) ou em duas direções ortogonais (bidirecional).

As geogrelhas são denominadas, em função do processo de fabricação, como extrudadas, soldadas ou tecidas. Esta denominação, de acordo com a IGS, está apresentada a seguir. A figura 1 apresenta os principais tipos de geogrelhas.

- Geogrelha extrudada [GGE]: obtida através de processo de extrusão e sucessivo estiramento, que pode ser em único sentido formando geogrelhas unidirecionais, ou nos dois sentidos, formando geogrelhas bidirecionais, sendo geralmente fabricadas em polietileno ou polipropileno;
- Geogrelha soldada [GGB]: composta por elementos de tração longitudinais e transversais, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor, e soldados nas juntas. Tem-se também, atualmente, geogrelhas soldadas com raios laser, com elementos extrudados;
- Geogrelha tecida [GGW]: composta por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, tricotados ou intertecidos nas juntas e recobertos por um revestimento.

Espera-se que uma geogrelha, quando introduzida em uma massa de solo, desenvolvendo a função de reforço, apresente satisfatoriamente os seguintes requisitos:

- Elevada resistência à tração;
- Elevado módulo de deformabilidade;
- Baixa suscetibilidade à fluência;
- Durabilidade compatível com a vida útil da obra;
- Elevado grau de interação com o solo envolvente.

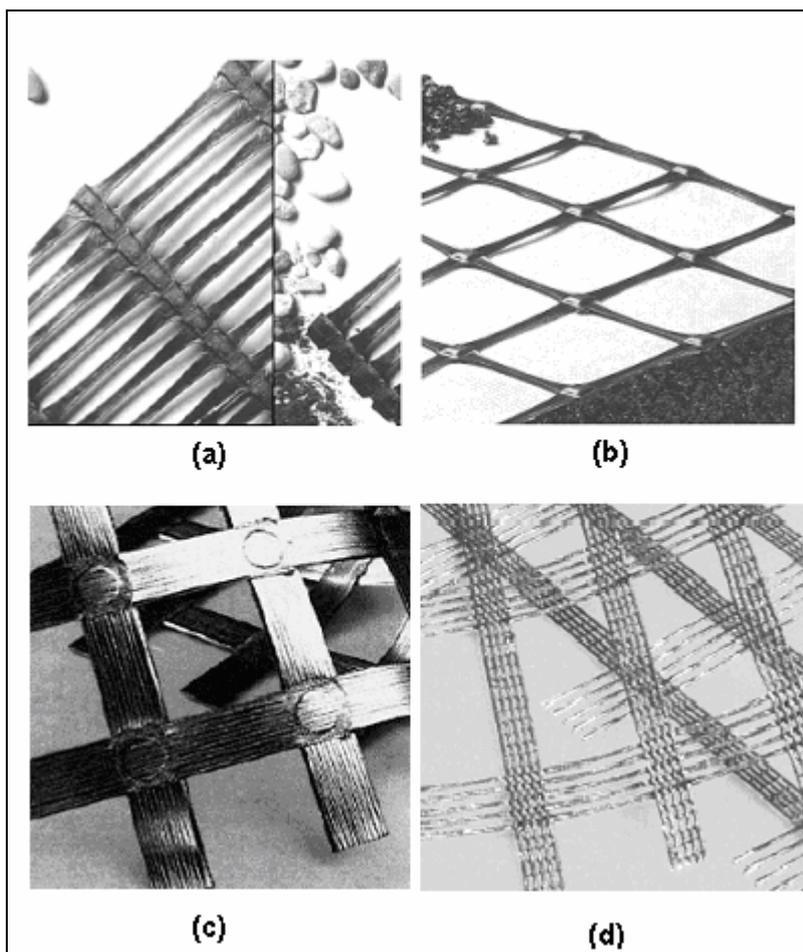


Figura 1 - Tipos de geogrelhas: (a) extrudada unidirecional; (b) extrudada bidirecional; (c) soldadas; (d) tecidas.

Em um projeto, é necessária a escolha do tipo mais conveniente de reforço a ser utilizado, pois tipos diferentes de geogrelha (ex: metálica e polimérica) possuem comportamentos diferentes em relação aos requisitos listados no parágrafo anterior.

Em função do processo de fabricação e da função da geogrelha, a sua configuração varia. A configuração geométrica da malha (tamanho dos orifícios, orientação, porcentagem de área aberta, espessura, etc.) tem papel fundamental no comportamento mecânico da geogrelha, isto é, cada geogrelha possui um comportamento específico.

O emprego da geogrelha depende também do polímero constituinte, pois as propriedades finais de cada tipo de geogrelha dependem da composição química e da estrutura do polímero. Os mais empregados são o polietileno (PE),

o polipropileno (PP), o poliéster (PET) e a poliamida (PA). de cada tipo de geogrelha

A tabela 1 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos.

Tabela 1 - Principais polímeros constituintes dos geossintéticos.

Polímero	Vantagens	Desvantagens
Poliéster	Elevado módulo elástico; Baixa deformação sob carga constante (fluência); Custo relativamente baixo.	Perda das características mecânicas sob a ação de soluções básicas.
Poliamida	Elevado módulo elástico; Alta resistência à abrasão.	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água; Custo elevado.
Polipropileno, Polietileno	Inatividade química em soluções ácidas e básicas; Baixo custo.	Baixo módulo elástico; Elevada deformação sob carga constante (fluência).

2.3.

Uso da geogrelha como elemento de reforço do solo

Como citado no item 2.1, os geossintéticos desempenham diversas funções em aplicações geotécnicas, sendo uma delas, no caso das geogrelhas, o reforço do solo. Quando se utiliza o geossintético como reforço do solo, pretende-se usar as propriedades mecânicas do material sintético para melhoria do comportamento mecânico da obra geotécnica.

Quando se introduz a geogrelha em maciços terrosos, promove-se o aumento da resistência e a redução da deformabilidade do maciço. Isto se deve a redistribuição dos esforços entre o solo e o material do reforço.

Como se sabe, os solos possuem, geralmente, elevada resistência a esforços de compressão e baixa resistência a esforços de tração. Sob carregamento, o solo sofre tanto esforços de compressão como de tração. Por exemplo, no caso de um carregamento vertical, há planos horizontais sob compressão e planos verticais sob tração. Caso a massa de solo esteja reforçada e o elemento de reforço esteja devidamente orientado na direção

principal de deformação de tração, a geogrelha, que possui, relativamente ao solo, baixa deformabilidade, controlará a deformação do conjunto.

A figura 2 apresenta o efeito da inclusão da geogrelha em uma massa de solo.

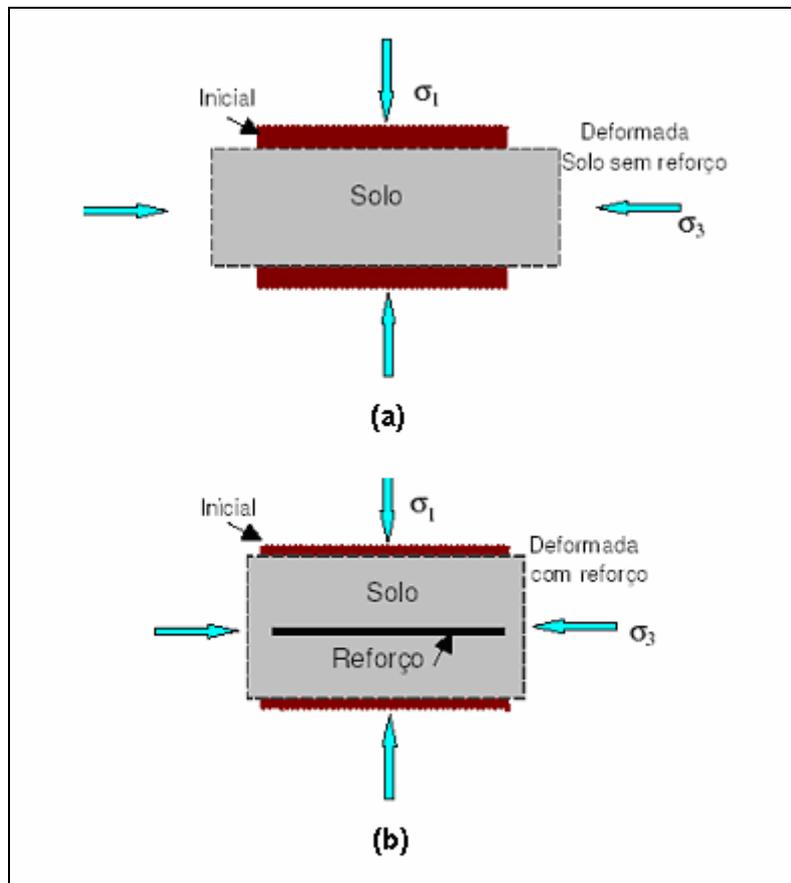


Figura 2 - Efeito da inclusão da geogrelha na massa de solo carregada verticalmente: (a) elemento de solo sem reforço; (b) elemento de solo com reforço (adaptada de Abramento, 1998).

Uma massa de solo chega à ruptura quando, em um determinado plano, a tensão cisalhante atuante e a resistência ao cisalhamento mobilizada se igualam. Quando se está tratando de uma massa de solo reforçada, um incremento na resistência ao cisalhamento do conjunto, devido à introdução do reforço, é verificado, o que pode ser visto como uma coesão aparente atribuída ao conjunto solo-reforço. Ainda, pode-se considerar que a inclusão de elementos no solo tem o efeito semelhante ao de um aumento no confinamento (Abramento, 1998 e Sieira *et al.*, 2005). O efeito do reforço na resistência do solo pode ser visualizado na figura 3.

No projeto de estruturas de solo reforçado, o dimensionamento é feito dividindo a análise em interna e externa. A análise externa considera o comportamento do conjunto solo reforçado como se fosse um muro de gravidade. Verifica-se, então, a estabilidade quanto ao deslizamento da base, ao tombamento do muro, à capacidade de carga da fundação e quanto à ruptura global do muro. Na análise interna, verificam-se os mecanismos de interação entre o solo e a geogrelha, como será visto no item 2.4.

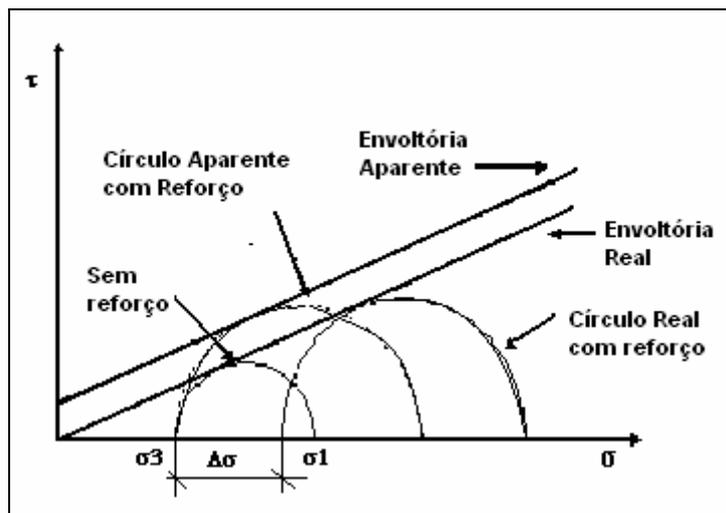


Figura 3 - Efeito do reforço na resistência do solo (adaptado de Abramento, 1998).

Neste último caso, podem-se verificar duas possibilidades para a ruptura: na primeira ocorre a ruptura por falta de resistência à tração da inclusão e no segundo ocorre a ruptura por falta de aderência entre o solo e o reforço. Diversos são os métodos para dimensionamento. Para mais detalhes, consultar Sieira (2003).

2.4. Mecanismos de interação que ocorrem na solicitação da geogrelha

Como visto no item 2.2, as geogrelhas possuem forma de grelha onde se podem diferenciar elementos longitudinais e transversais. A configuração da geogrelha é determinante na maneira com que o solo vai interagir com a inclusão.

Quando uma geogrelha é solicitada em um maciço de solo, podem ser desenvolvidos três mecanismos, sendo dois dele na interação entre o solo e a geogrelha. Esses mecanismos são:

- Atrito superficial entre os elementos do reforço e o solo;
- Puncionamento dos elementos transversais de reforço;
- Atrito solo-solo.

A figura 4 apresenta uma ilustração dos mecanismos de interação entre o solo e a geogrelha.

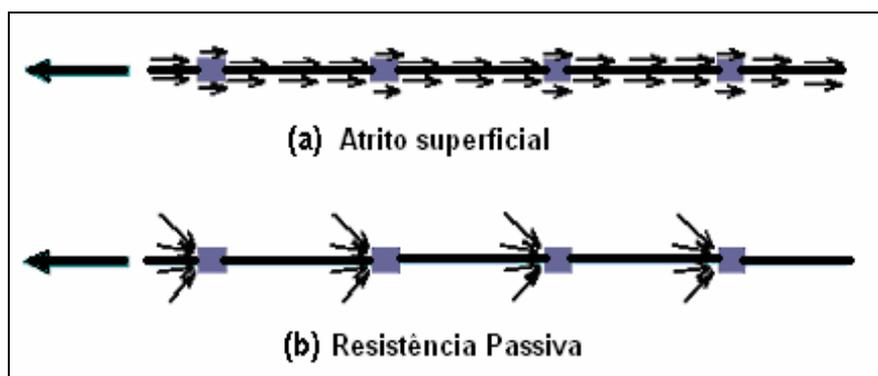


Figura 4 – Mecanismos de interação solo-geogrelha: (a) atrito superficial; (b) resistência passiva (Jewell, 1996).

Os mecanismos de interação solo-geogrelha não se desenvolvem simultaneamente. Primeiro, para pequenos deslocamentos, ocorre o atrito entre o solo e os elementos de reforço. A seguir, para deslocamentos maiores, ocorre, então, o puncionamento.

Em função da geometria da geogrelha, das características das tiras ou barras e da granulometria do solo, um dos mecanismos pode prevalecer sobre o outro.

A quantificação da participação de cada mecanismo na interação é difícil, mas a quantificação total da resistência ao arrancamento pode ser feita experimentalmente (Koutsourais *et al.*, 1998).

No caso de geogrelhas, onde os mecanismos de interação ocorrem simultaneamente, tem-se abordado o problema considerando a superposição de efeitos (Jewell *et al.*, 1984).

No dimensionamento de obras de solo reforçado, deve-se entender o comportamento da geogrelha no maciço. Diversos são os modos que a inclusão interage com o solo do maciço confinante e estes estão relacionados ao movimento relativo da geogrelha no maciço. A partir do momento que se

entende o mecanismo que ocorre nos maciços, pode-se definir e determinar que tipo de esforço está sendo mobilizado.

A figura 5 apresenta uma seção típica de muro onde os 3 possíveis modos de interação solo-geogrelha são mostrados.

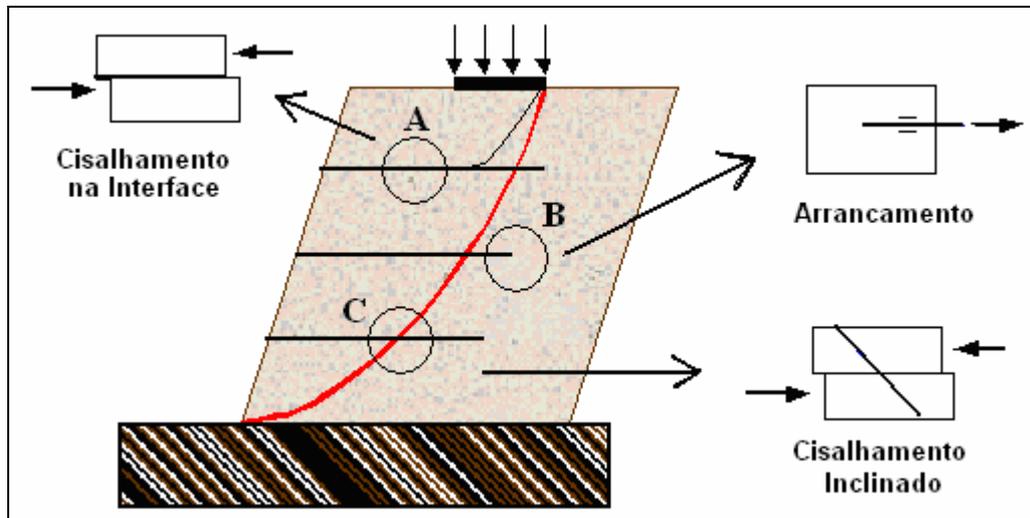


Figura 5 - Modos de interação solo-geogrelha (adaptado de Sieira, 2003).

Na interação da região A, tem-se o mecanismo de cisalhamento na interface solo-reforço, onde o solo se desloca em planos paralelos ao plano da geogrelha. Neste tipo de movimento, o atrito pode se desenvolver no contato dos dois materiais no caso de o reforço não possuir rugosidade e, no caso contrário (reforço rugoso com reentrâncias), o atrito se desenvolve no plano adjacente ao da interface no contato solo-solo (Castro, 1999). Pode-se ainda observar o cisalhamento solo-solo que ocorre nas regiões vazadas das grelhas. O ensaio que avalia este tipo de interação é o cisalhamento direto (Sieira, 2003) ou de plano inclinado (Aguar, 2003, e Rezende, 2005).

Na interação da região B, observa-se o mecanismo de arrancamento do reforço da massa de solo. Neste tipo de movimento, o reforço desloca-se em relação à massa envolvente. Pode-se, então, observar a ocorrência dos mecanismos de punção e atrito superficial. Este tipo de interação pode ser avaliado pelo ensaio de arrancamento (Castro, 1999, e Sieira, 2003).

Na interação da região C, é desenvolvido o mecanismo de tração da geogrelha. Neste tipo de movimento, a superfície de ruptura intercepta o plano

da geogrelha. Este tipo de interação geralmente é avaliado pelo ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado (Sieira, 2003).

Vale ressaltar que o mecanismo de tração na geogrelha é observado em todas as regiões, contudo nas regiões A e B esse mecanismo é secundário.

Diversos são os fatores que influem nas interações solo-geogrelha. Entre eles podem se destacar fatores relativos à inclusão, ao solo e às condições de contorno da interação. A densidade e a composição granulométrica são exemplos de fatores relativos ao solo, assim como a tensão confinante e a extensibilidade do reforço são fatores relativos às condições de contorno e às características da inclusão, respectivamente. Como os mecanismos de interação, os fatores que influenciam estes mecanismos podem ser analisados experimentalmente.

2.5. Procedimentos de laboratório

Os diversos mecanismos de interação entre o solo e o reforço são satisfatoriamente verificados através de procedimentos de laboratório. Dentre os ensaios de laboratório, estão os de cisalhamento direto, plano inclinado, arrancamento e triaxial para avaliação de solo reforçado. Ensaio diferentes geralmente são utilizados para verificações específicas, que são determinadas às vezes pelo mecanismo de interação e às vezes pelas condições de contorno do problema analisado.

2.5.1. Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto podem ser realizados com o reforço na direção horizontal, coincidindo com o plano de ruptura, ou com o reforço inclinado em relação à direção da ruptura. Em cada caso, como mostrado no item 2.4, avalia-se um tipo de mecanismo que ocorre na interação solo-inclusão.

O equipamento é comum para os dois tipos de ensaio, variando apenas a inclinação, a ancoragem da geogrelha e forma de preparo dos corpos de prova.

2.5.1.1. Reforço no Plano Horizontal

No ensaio de cisalhamento direto com reforço horizontal, a geogrelha é colocada entre as caixas de cisalhamento no plano coincidente com o plano de ruptura. Impondo-se um movimento relativo entre o solo e o reforço, pode-se determinar os parâmetros de resistência de interface dos materiais.

Verificam-se neste ensaio os mecanismos por cisalhamento superficial do solo com a geogrelha e o cisalhamento solo e solo nos orifícios da geogrelha.

Durante o ensaio, o reforço é ancorado junto à parte imóvel da caixa de cisalhamento direto, garantindo assim que não haja o enrugamento da grelha e, conseqüentemente, que o cisalhamento possa se desenvolver na interface dos materiais.

Para garantir que o reforço coincida com o plano de ruptura central, imposto nos ensaios de cisalhamento direto, pode-se lançar mão de alguns artifícios como a utilização de base rígida. Um suporte rígido é colocado na metade inferior da caixa de cisalhamento para garantir que o reforço não se movimente verticalmente e, assim, que o cisalhamento ocorra na interface dos materiais.

No caso de grelhas com grandes aberturas, a rugosidade da base rígida pode influenciar os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto. A influência da utilização de bases rígidas nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto será avaliada adiante.

A figura 6 mostra detalhes do arranjo do ensaio de cisalhamento direto com reforço horizontal.

Nos ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal são definidos os parâmetros de resistência de interface, adesão solo-geossintético (c'_a) e ângulo de atrito solo-reforço (δ'), utilizando os mesmos procedimentos dos ensaios convencionais no solo (sem a inclusão do reforço).

A figura 7 apresenta uma ilustração da determinação destes parâmetros.

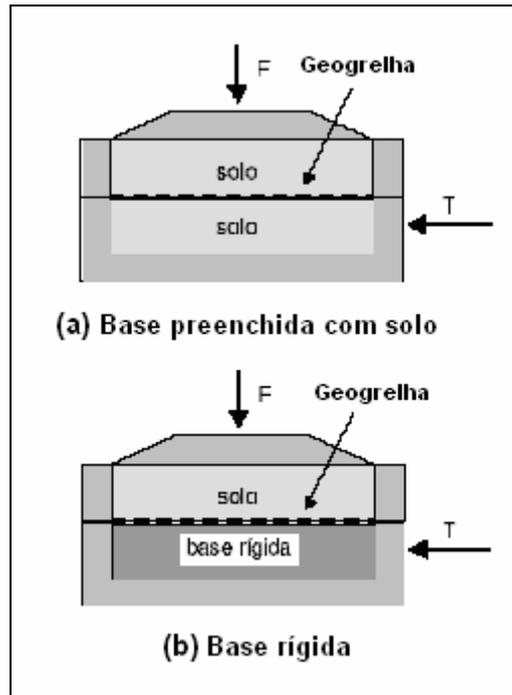


Figura 6 - Arranjo do ensaio de cisalhamento direto com reforço horizontal: (a) geogrelha entre duas camadas de solo; (b) geogrelha sobre base rígida (adaptado de Aguiar, 2003).

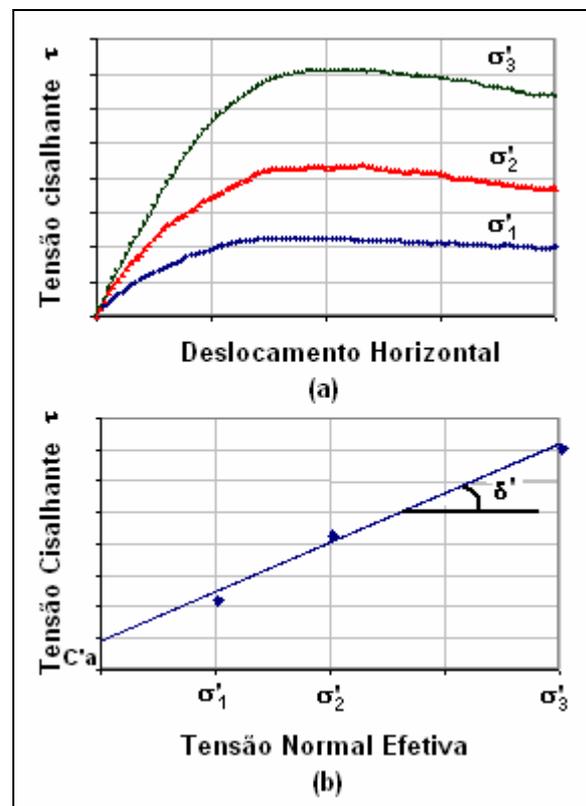


Figura 7 – Determinação dos parâmetros de interface em ensaio de cisalhamento direto com reforço horizontal: (a) curvas tensão-deslocamento e (b) envoltória de resistência (Sieira, 2003).

Os parâmetros de resistência de interface, c'_a e δ' , relacionam-se com os parâmetros de resistência do solo, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito (ϕ'), através das equações 1 e 2 e determinam dois novos parâmetros que são denominados: coeficiente de aderência, λ , e coeficiente de atrito, f .

$$\lambda = \frac{c'_a}{c'} \quad (1)$$

$$f = \frac{\tan \delta'}{\tan \phi'} \quad (2)$$

Os resultados obtidos nestes ensaios podem ser influenciados por diversos fatores, tais como: posição relativa solo-geogrelha, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controle da tensão vertical.

Dimensões do equipamento

A figura 8 apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em equipamentos com dimensões variadas apresentados por Saez (1997). Pode-se notar que os resultados foram bastante diferentes.

Saez (1997) executou ensaios reforçados com geogrelhas em areia. O autor utilizou duas caixas de cisalhamento direto com áreas variadas, 60 x 60 e 300 x 300 mm². Pode-se verificar que a envoltória de resistência obtida no ensaio com equipamento de 60 x 60 mm² encontra-se acima da envoltória de resistência obtida no equipamento de 300 x 300 mm². O resultado pode ser justificado pelo fato de se estar avaliando a interação solo-solo nos ensaios realizados em equipamentos de pequenas dimensões, ao invés de se avaliar a interação entre o solo e o reforço. O autor sugere a adoção de equipamentos com dimensões mínimas de (300 x 300) mm².

Gourc *et al.* (1996) também recomendam a utilização de equipamentos de cisalhamento direto com dimensões iguais ou superiores a (300x300) mm², para realização de ensaios em solo reforçado com geogrelhas.

Em ensaios de solo reforçado com geogrelha, deve ser respeitada a relação entre a menor dimensão do equipamento em relação à maior dimensão

da abertura da geogrelha, para evitar o risco de serem obtidos parâmetros de resistência não representativos da interação solo geogrelha (Sieira, 2003).

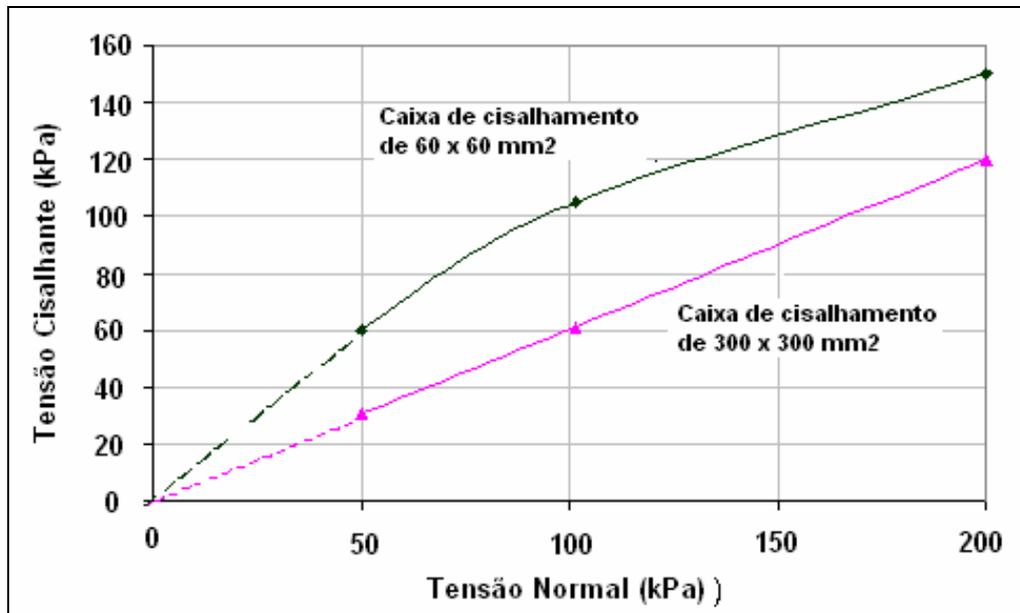


Figura 8 - Efeito das dimensões do equipamento de cisalhamento direto de areia com geogrelha (adaptado de Saez, 1997).

Em relação à abertura da geogrelha, norma ASTM D5321 recomenda que a dimensão mínima da caixa seja pelo menos 5 vezes maior do que a abertura máxima da geogrelha.

Jewell e Wroth (1987) sugerem que as dimensões da caixa de cisalhamento devem ser de 50 a 300 vezes maiores que o diâmetro médio das partículas de solo (D_{50}). A norma ASTM D3080 recomenda que a dimensão mínima da caixa de cisalhamento seja pelo menos 12 vezes maior do que a maior partícula de solo.

Palmeira (1987) recomenda equipamentos de grandes dimensões para que a situação de campo seja mais efetivamente reproduzida, para que as influências do contorno sejam minimizadas e para que a instalação de instrumentos seja viável, mas também adverte quanto ao maior custo do equipamento e da maior dificuldade de aplicação das cargas e preparação dos corpos de prova.

Condições de Contorno

Como mencionado anteriormente (neste item), deve-se garantir que o reforço permaneça no plano horizontal de ruptura para a obtenção dos parâmetros reais de interface. Pode, então, ser justificada a utilização de uma base rígida em substituição ao solo da caixa inferior.

Lembrando dos mecanismos de interação desenvolvidos neste ensaio: (cisalhamento superficial e cisalhamento solo-solo), a utilização de blocos rígidos em substituição ao solo pode influenciar os resultados dos ensaios.

Quando o elemento é planar sem aberturas, como no caso de geomembranas, a escolha entre bloco rígido e solo não se justifica. No caso de geogrelhas com grandes aberturas, os resultados podem ser bastante influenciados pela rigidez da base.

O tipo de suporte utilizado como base para geogrelha deveria ter rugosidade semelhante à do solo, para que os resultados pudessem ser representativos da interação.

Gourc *et al.* (1996) ensaiaram amostras de geogrelha de barras espessas, utilizando suporte rígido liso e coberto por uma camada de areia. Os resultados obtidos mostraram que a resistência era da ordem de 20% maior quando o ensaio foi conduzido sobre a superfície que continha areia do que quando a superfície lisa era empregada. Os autores recomendam a colagem de um material rugoso, previamente definido, buscando-se uma rugosidade semelhante à do solo.

Nakamura *et al.* (1996) concluíram que a utilização de uma superfície rugosa induz uma tensão cisalhante mais elevada devido ao mecanismo de interação solo-base rígida.

Espessura da camada de solo

Gourc *et al.* (1996) estudaram a influência da espessura da camada de solo entre o reforço e a base e o topo da caixa cisalhante nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto em interface solo-geotêxtil em areia. Os autores concluíram que um aumento da espessura da camada de solo resulta em um aumento da tensão cisalhante.

A espessura mínima recomendada é da ordem de 5 vezes o diâmetro máximo das partículas de solo (Sopeña, 2002).

2.5.1.2. Reforço inclinado

Nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, o reforço é posicionado no corpo de prova de forma a interceptar o plano de ruptura. Situação similar a esta pode ser vista em obras de solo reforçado como mostrado na região c da Figura 5. Detalhes do arranjo do ensaio podem ser visualizados na figura 9.

Vale ressaltar que no ensaio triaxial também pode ser verificada uma situação similar esta (plano do reforço interceptando o plano de ruptura com um ângulo diferente de zero), contudo o ensaio triaxial, normalmente, é utilizado com outros fins (ver item 2.5.2.).

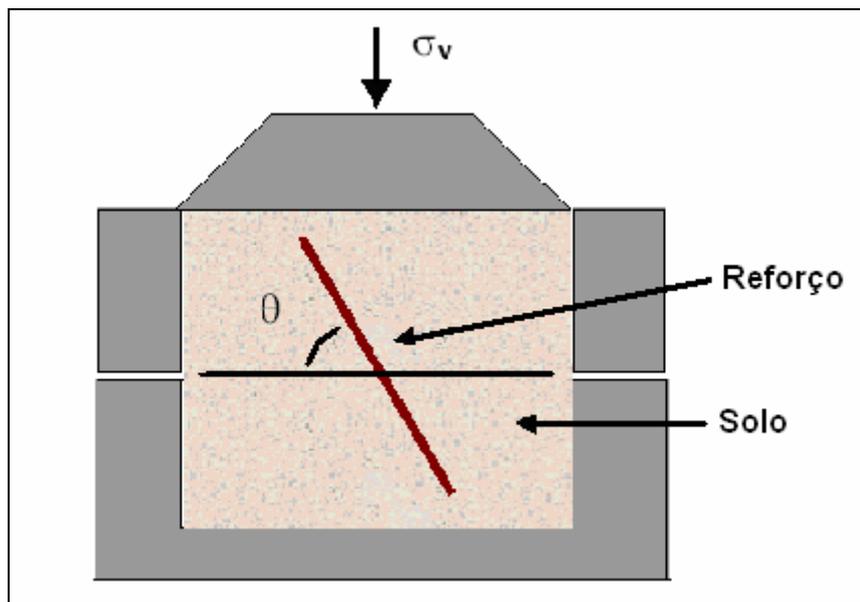


Figura 9 - Arranjo do ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado (Lopes, 2000).

Este procedimento é utilizado para avaliar o aumento da resistência à tração do solo devido à inclusão. A geogrelha, quando intercepta a superfície de ruptura, absorve esforços cisalhantes que a levam a tracionar e, conseqüentemente, levam o conjunto a um acréscimo de resistência.

A figura 10 apresenta a distribuição de esforços durante o ensaio de cisalhamento direto. O reforço deve ser inserido no corpo de prova de forma a preservar a simetria do ensaio de cisalhamento direto (Jewell e Wroth, 1987). A geogrelha, na figura, é colocada formando um ângulo θ_R com a vertical e se estende igualmente para os dois lados do plano horizontal central.

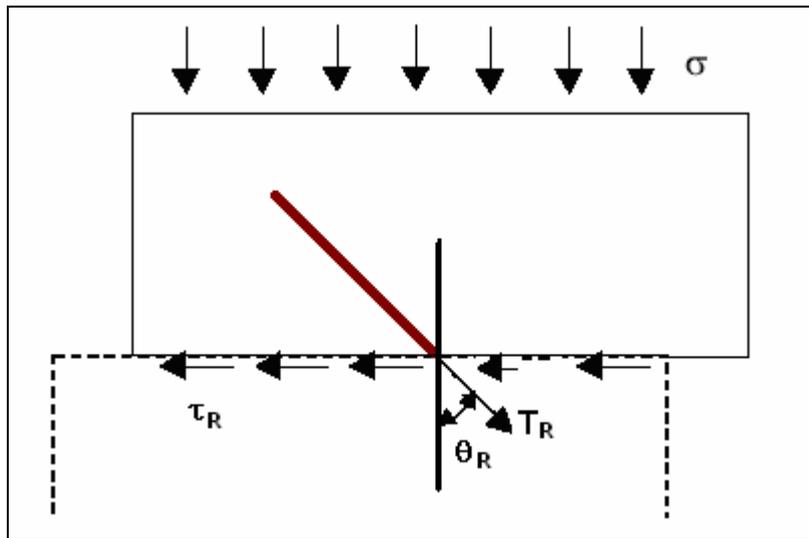


Figura 10 - Esforços atuantes durante o Ensaio de Cisalhamento Direto (adaptado de Sieira, 2003).

Em maciços não reforçados, a tensão cisalhante na ruptura é dada pela expressão de Mohr-Coulomb, mostrada na equação 3.

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3)$$

Quando se utiliza reforço, o acréscimo de resistência conferido ao maciço deve ser incluído nesta equação e, então, obtém-se a equação 4.

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi' + (\cos \theta_R \tan \phi' + \sin \theta_R) \frac{T_R}{A} \quad (4)$$

A tensão de tração atuante na geogrelha no momento da ruptura pode ser obtida manipulando-se a equação 4 e é mostrada na equação 5.

$$T_R = \frac{(\tau_R - c' - \sigma' \tan \phi')}{(\cos \theta_R \tan \phi' + \sin \theta_R)} A \quad (5)$$

Onde: c' e ϕ' são parâmetros de resistência do solo;

T_R é a tensão de tração no reforço;

θ_R é o ângulo entre o reforço e o plano vertical;

A é a área de contato solo-reforço;

τ_R é a tensão cisalhante de ruptura;

σ' é a tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura.

Jewell e Wroth (1987) pesquisaram a orientação para o qual o reforço representaria um aumento máximo na resistência ao cisalhamento. Os autores verificaram que o reforço deve ser posicionado em um plano formando ângulo θ_R igual a 30°.

Palmeira (1987) verificou através de uma série de ensaios em areia não reforçada que a direção da deformação principal menor, tração, está inclinada a aproximadamente 30° com a direção vertical. Ensaios realizados com o reforço nesta direção mostram a máxima eficiência do comportamento do reforço sobre o corpo de prova. Tal fato foi também constatado por Jewell (1980), Ingold (1981) e Sieira (2003).

Sayão e Teixeira (1995) executaram ensaios de cisalhamento direto com um geotêxtil inclinado para simular a situação de ruptura de um aterro sobre argila mole. Os autores concluíram que os parâmetros de resistência da massa reforçada dependem da inclinação do geotêxtil em relação à superfície de ruptura e que os ensaios de cisalhamento direto devem ser realizados de modo a reproduzir a situação de campo.

Sieira (2003) analisando os resultados dos ensaios com a utilização de reforço inclinado com ângulos (θ) de 30° a 60°, em relação ao plano horizontal, verificou que as envoltórias de resistência obtidas para estes ensaios são aproximadamente paralelas à envoltória do solo não reforçado, demonstrando variação não significativa do ângulo de atrito. A introdução do reforço ocasiona um aumento no valor do intercepto coesivo (efeito similar ao de uma coesão

aparente). É interessante ressaltar que, nos ensaios com a geogrelha vertical ($\theta = 90^\circ$), a envoltória foi praticamente coincidente com a envoltória da areia não reforçada. Cabe ressaltar que o ângulo θ é complementar de θ_R . Os resultados obtidos estão mostrados na figura 11.

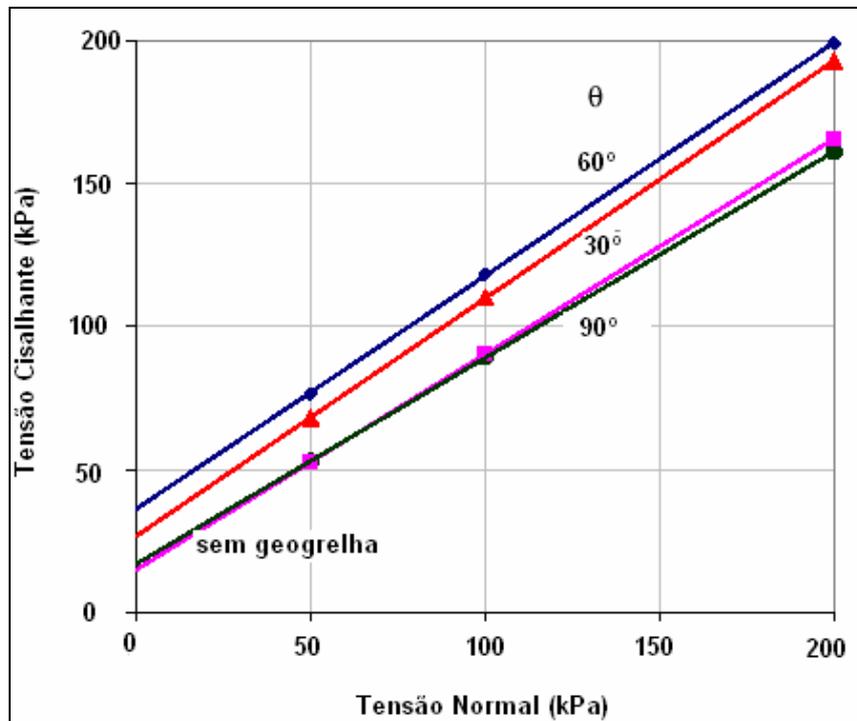


Figura 11 – Variação dos parâmetros de resistência quando da inclinação da geogrelha varia (adaptado de Sieira, 2003).

Em projetos de maciços reforçados, considera-se que o conjunto solo-geogrelha apresenta uma coesão adicional igual à coesão aparente indicada nos resultados.

Sieira (2003) verificou a distorção da geogrelha na ruptura. A autora verificou que, à medida que o reforço atua, conferindo um efeito estabilizador para o conjunto solo-reforço, o ângulo formado entre reforço e superfície de ruptura varia. Analisando os resultados, foi verificado que a região onde ocorre o cisalhamento está compreendida na região central (zona de cisalhamento), a 40% da altura da caixa. O resultado, para o reforço posicionado na direção vertical, pode ser visto na figura 12. A autora conclui que uma redução na altura da caixa não afetaria os resultados.

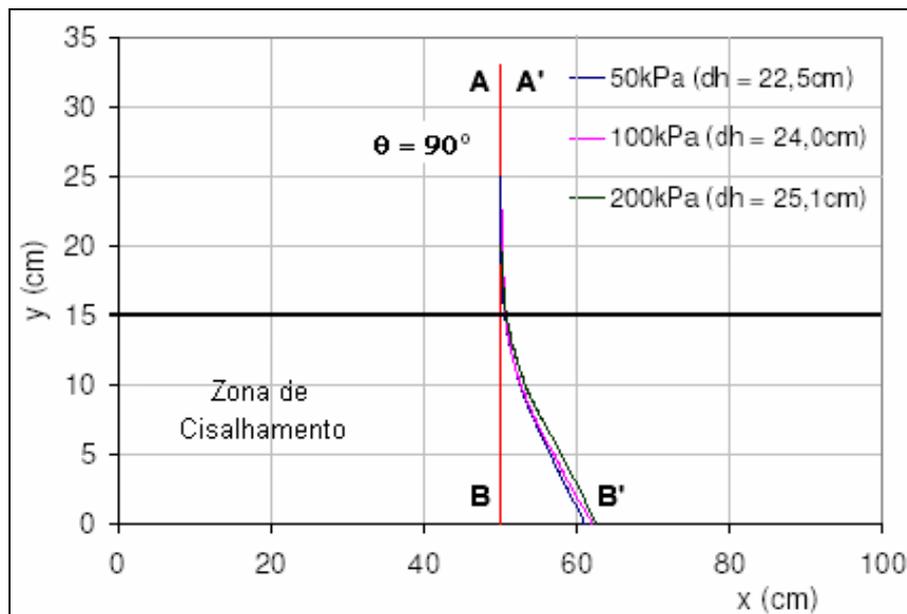


Figura 12 – Distorção da geogrelha em ensaios de cisalhamento direto com reforço vertical (Sieira, 2003).

Em ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, os resultados podem ser influenciados pela rigidez da geogrelha, uma vez que esta se encontra sob esforço de tração no decorrer do ensaio.

Influência da rigidez do reforço

Jewell e Wroth (1987) verificaram a forma na qual o resultado do ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado a 25° em relação ao plano vertical varia em função da rigidez do reforço. Os resultados podem ser vistos na figura 13. Os autores verificaram que o aumento da resistência de pico quando se utilizava reforço inextensível era maior que quando se empregava reforço extensível. Após a resistência de pico os dois reforços apresentaram o mesmo ganho de resistência.

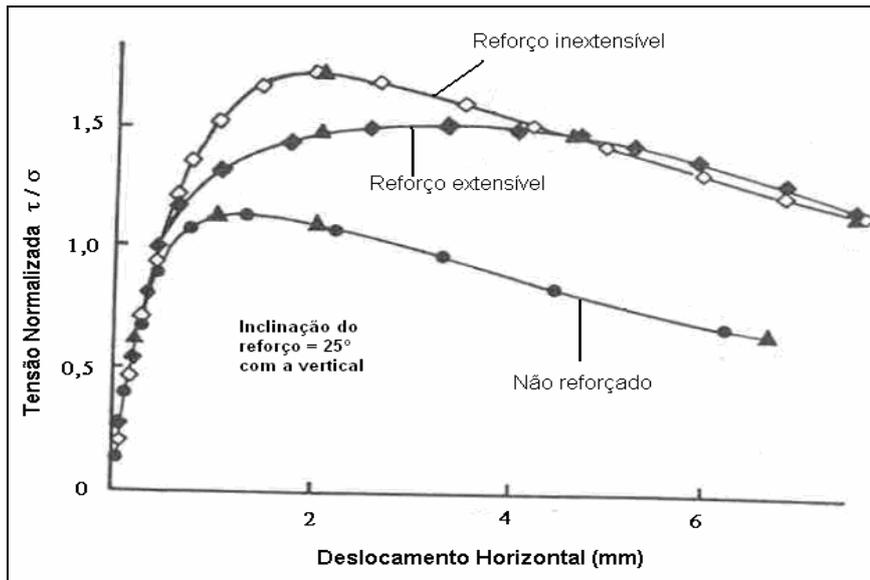


Figura 13 - Influência da rigidez do reforço na resposta ao ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado (adaptado de Jewell e Wroth, 1987).

2.5.2. Ensaio triaxial

Ensaio de compressão triaxial são realizados para a determinação das características de deformabilidade e da relação tensão-deformação de materiais. Podem-se avaliar os ganhos de resistência e de rigidez do material reforçado em relação a solos não reforçados nos ensaios triaxiais e, ainda, verificar influência da disposição e o número de elementos de reforço.

Segundo Sáez (1997), podem se desenvolver dois tipos de mecanismos distintos na interação solo-reforço, no decorrer da realização do ensaio triaxial. No primeiro mecanismo, o reforço é tracionado (τ_G) gerando um aumento da resistência do material. No segundo, o solo envolvente desloca-se em relação ao reforço, gerando, também, um acréscimo de resistência, desta vez devido ao cisalhamento na interface (τ_{SG}). Vale ressaltar, que de forma secundária, o segundo mecanismo a geogrelha também pode estar submetida a esforços de tração.

Sendo assim, a tensão principal menor será composta pela parcela do confinamento imposto na primeira fase do ensaio mais a parcela dos esforços de tração da geogrelha quando se desenvolve o primeiro mecanismo e mais a parcela de cisalhamento na interface quando se desenvolve o segundo mecanismo.

A figura 14 apresenta a composição da tensão principal menor no momento da ruptura.

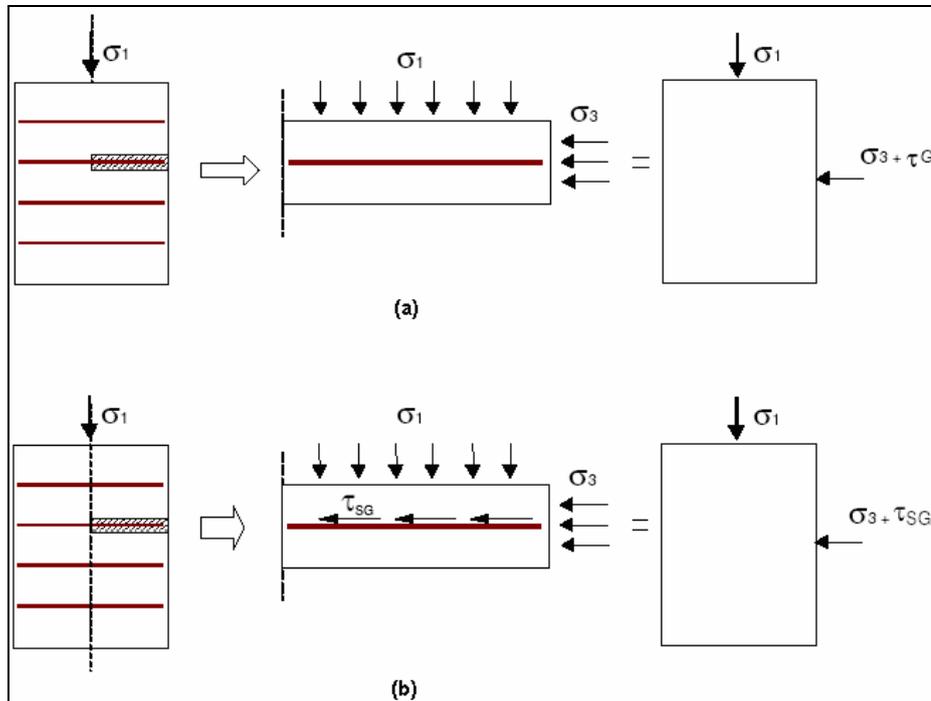


Figura 14 – Composição da tensão principal menor que ocorre no momento da ruptura no ensaio de triaxial: (a) acréscimo do esforço de tração na geogrelha; (b) acréscimo do esforço de cisalhamento na interface (Sieira, 2003).

Ensaio triaxiais em solo reforçado com geogrelha devem ser realizados em equipamentos de grandes dimensões. De acordo com a norma ASTM D5321, deve-se ter a razão S/ϕ (abertura da malha / diâmetro do corpo de prova) inferior a 1/5.

Sieira (2003), para ensaiar grelhas com malhas de 20 mm², realizou ensaios triaxiais em equipamentos que permitem ensaiar corpos de prova com 22,9cm (9”) de diâmetro e 45,7cm (18”) de altura.

Sieira (2003) realizou ensaios triaxiais drenados (tipo CID), com carregamento axial. Os ensaios foram realizados em amostras de areia e silte argiloso. A autora utilizou três arranjos na distribuição das geogrelhas nos corpos de provas (CP's). Foram ensaiados corpos de prova com um, dois e quatro perfis de reforço que eram introduzidos nos CP's horizontalmente e com simetria em relação ao plano central. A autora chegou a diversas conclusões:

- Introduzindo reforços nos corpos de prova tem-se um ganho de resistência e aumento da rigidez. Este comportamento foi verificado, também, quando se aumentava o número inclusões;
- Aumentando o número de camadas de reforço, a compressão dos corpos de prova aumenta ou a expansão reduz. A introdução de elementos de reforço em uma massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento;
- A deformação axial na ruptura aumenta com a introdução de camadas de reforço e com o aumento da tensão confinante.

Os resultados obtidos em ensaios triaxiais reforçados sofrem influência do emprego das camadas de reforço, tanto com relação ao número como em relação à disposição destas camadas.

Influência do número de camadas de reforço

Sieira (2003) analisou a influência da utilização de camadas múltiplas de reforço na resistência do material. Ela concluiu que o ganho de resistência aumenta para maior número de inclusões, contudo sem o mesmo ganho relativo. Foi verificado também que a rigidez aumenta com o aumento do número de inclusões. O resultado com relação à rigidez pode ser visto figura 15.

Influência da disposição das camadas de reforço

Sieira (2003) concluiu que materiais reforçados com duas ou quatro camadas não geram ganho de resistência como na primeira inclusão. Tal resultado foi associado ao fato de as camadas de reforço localizadas mais próximas às extremidades dos corpos de prova não exercerem influência significativa na resistência do conjunto, uma vez que estão localizadas em uma região que não é solicitada durante o cisalhamento. Os resultados obtidos por Sieira (2003) podem ser vistos na figura 16. Comportamento similar foi observado por Broms (1977) a partir de ensaios triaxiais em corpos de prova de areia densa reforçada.

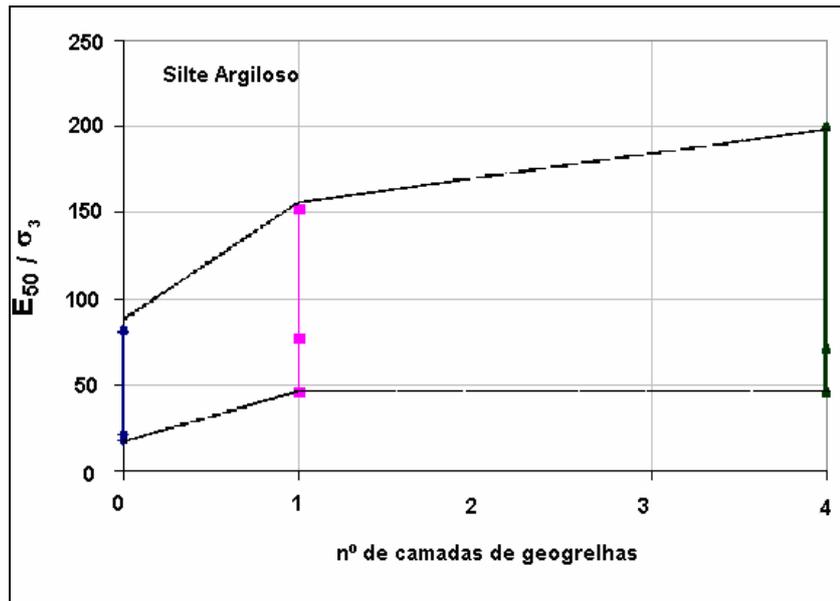


Figura 15 – Avaliação da variação do módulo de rigidez, E_{50} , com a introdução de camadas múltiplas de reforço (Sieira, 2003).

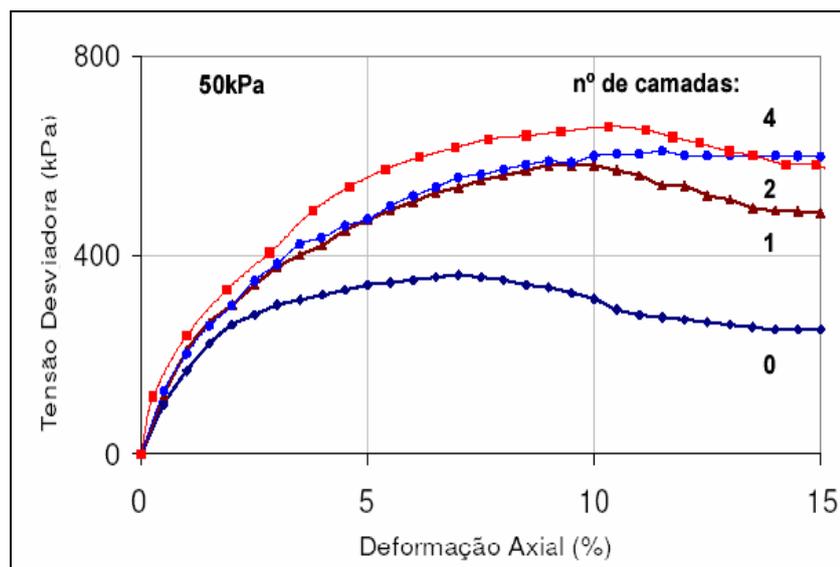


Figura 16 – Aumento da resistência com o aumento do número de inclusões (Sieira, 2003).

2.5.3. Ensaio de cisalhamento em plano inclinado

Ensaio de cisalhamento em plano inclinado (rampa), da mesma forma que ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento, fornecem parâmetros de interface solo-geogrelha, porém, ele permite a avaliação do mecanismo em condições especiais de forma simples e rápida.

O ensaio de cisalhamento em plano inclinado não apresenta o mecanismo de puncionamento das barras transversais do reforço como ocorre no ensaio de arrancamento, como será visto no item 1.5.4. Já o ensaio de cisalhamento direto pode levar a erros significativos quando realizados a baixas tensões de confinamento.

Ensaio realizados por Giroud *et al.* (1990) mostram que a envoltória tende a ser curva para baixas tensões normais e que os ensaios de cisalhamento direto e de rampa são complementares. Para tensões abaixo de 25 kPa os resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto podem estar contra a segurança. Izgin & Wasti (1998) chegaram também à mesma conclusão. Os resultados obtidos por Giroud *et al.* (1990) estão apresentados na figura 17.

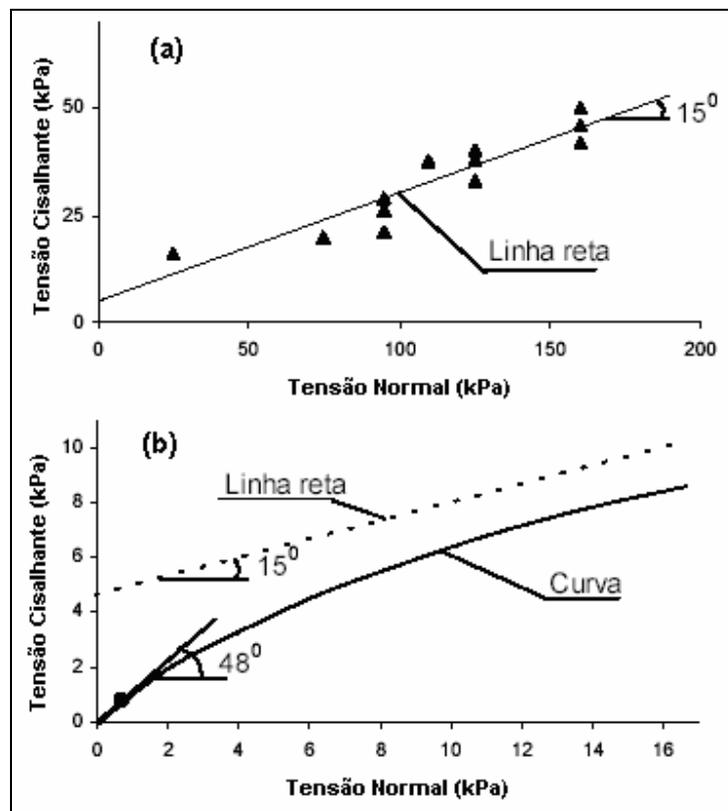


Figura 17 – Envoltórias de resistência na interface solo-reforço: (a) ensaios de cisalhamento direto; (b) detalhe próximo à origem dos resultados de ensaios de plano inclinado (adaptado de Giroud *et al.*, 1990).

Giroud *et al.* (1990) descrevem o equipamento de cisalhamento em plano inclinado como sendo um bloco rígido onde a amostra é fixada na base e o conjunto é colocado sobre uma amostra de reforço de grandes dimensões fixada em uma placa. A inclinação da placa é feita lentamente até o deslizamento,

quando é registrado o valor do ângulo de inclinação. Os autores observam que o ângulo de deslizamento representa somente um ângulo de atrito aparente, e que esse será igual ao ângulo de atrito da interface se a envoltória de resistência da interface for uma reta passando pela origem, ou seja, não apresentando adesão.

Aguiar (2003) apresenta o equipamento de Rampa da PUC-Rio, cujo esquema está sendo mostrado na figura 18.

O equipamento de Rampa da Puc-Rio possui duas caixas de ensaio, que podem ser preenchidas com solo. As caixas inferior e superior possuem dimensões iguais a 120 cm x 100 cm x 5 cm e 100 cm x 100 cm x 5 cm, respectivamente. Monitoram-se os deslocamentos da caixa superior com uma régua metálica. Os ângulos podem ser monitorados de duas formas distintas: uma com um sistema de base magnética e a outra com um transferidor, que possui um pêndulo acoplado. Aplicam-se a tensão confinante com placas de concreto. A inclinação do plano é feita com uma talha fixada ao centro do pórtico, onde se ancora uma corrente, que é ligada à base da rampa. Para obtenção de mais detalhes do equipamento da PUC-Rio, consultar Aguiar (2003).

A norma ISO 12957-2 apresenta diversas recomendações para a execução do ensaio de rampa, além das dimensões mínimas da caixa de ensaio e dos equipamentos necessários para monitoração do ensaio.

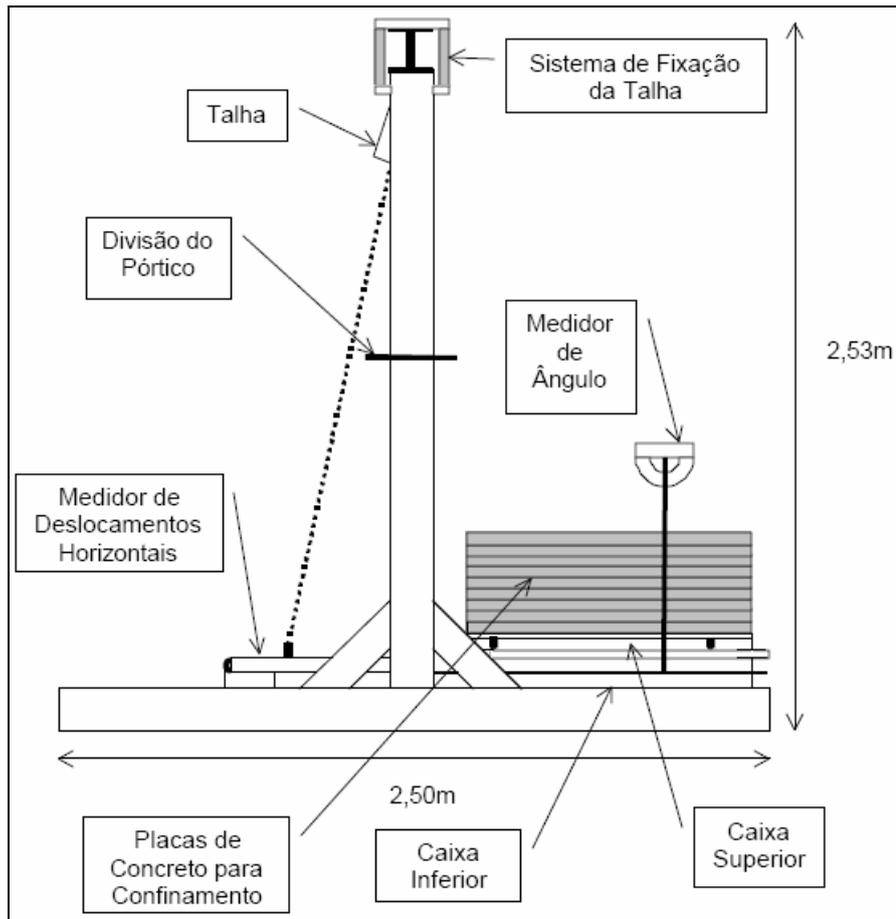


Figura 18 - Esquema de ensaio de plano inclinado da PUC-Rio (Aguiar, 2003).

Na figura 19, pode-se ver a distribuição de esforços atuantes durante o ensaio.

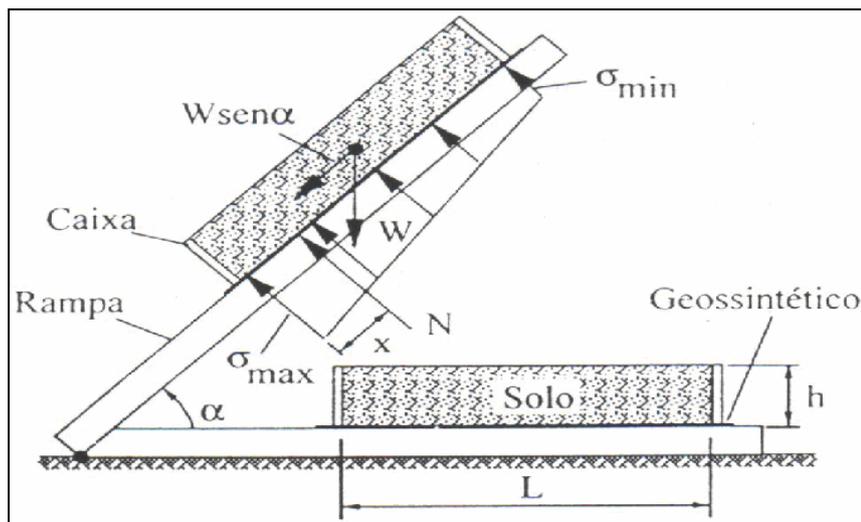


Figura 19 – Distribuição dos esforços atuantes no ensaio de rampa (Mello et al., 2003).

A tensão cisalhante obtida para interface solo-geogrelha pode ser expressa através da equação 6.

$$\tau_{SG} = a + \sigma \times \tan \phi_{SG} \quad (6)$$

Onde: a é a adesão solo-geogrelha;

τ_{SG} é a tensão cisalhante na interface;

σ é a tensão normal na interface;

ϕ_{SG} é ângulo de atrito da interface solo-geogrelha.

Comparando as equações 1 e 6, verifica-se que os símbolos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto (equação 1), para representação da adesão e do ângulo de atrito na interface solo-geogrelha, se diferem dos símbolos utilizados nos ensaios de plano inclinado (equação 6), para definição das mesmas grandezas.

A tensão normal atuando sobre a superfície de contato solo-geossintético é definida pela equação 7.

$$\sigma = \frac{W \times \cos \alpha}{A} \quad (7)$$

Onde: σ é a tensão normal que atua na interface;

W é o peso da amostra;

A é a área de contato solo-geossintético;

α é o ângulo de inclinação da rampa.

As tensões normais no momento da ruptura não apresentam distribuição uniforme. Lopes (2001), Palmeira *et al.* (2002), Aguiar (2003) afirmam que a distribuição das tensões assume uma forma trapezoidal, com seus valores máximo e mínimo obtidos através das equações 8 e 9.

$$\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\sigma} = 4 - \frac{6x}{L} \quad (8)$$

$$\frac{\sigma_{\text{mín}}}{\sigma} = \frac{6x}{L} - 2 \quad (9)$$

$$\frac{x}{L} = \frac{\cos[\alpha + \tan^{-1}(h/L)]}{2\cos\alpha} \times [1 + (\frac{h}{L})^2]^{1/2} \quad (10)$$

Onde: $\sigma_{\text{máx}}$ é a tensão normal máxima;

$\sigma_{\text{mín}}$ é a tensão normal mínima;

σ é a tensão normal média;

x é a distância entre a extremidade inferior do bloco de solo e o ponto de aplicação da força normal na interface;

α é a ângulo de inclinação da rampa;

h é a altura da amostra de solo;

L é a comprimento da base da amostra de solo;

W é a peso da amostra.

De acordo com as equações 8 e 9, as tensões máximas e mínimas dependem das dimensões da amostra e conseqüentemente do ponto de aplicação da força normal ao reforço. Em ensaios de pequenas dimensões, a variação do ponto de aplicação da força normal gera maiores influências (Aguiar, 2003).

Lopes (2001) utiliza duas cunhas com inclinação de 1:2 para garantir que a linha de atuação da tensão normal coincida com o centro de gravidade da caixa superior.

Gourc *et al.* (1996) sugerem a utilização de caixas de ensaio com faces inclinadas para a uniformização das tensões no momento da ruptura da interface. Uma alternativa menos complexa é proposta por Mello *et al.* (2003)

que recomendam a utilização de caixas de ensaios com relação comprimento / altura elevada.

Diversos são os fatores que influenciam os ensaios de rampa, tais como: tensão de confinamento, tipo de geogrelha, tipo e densidade do solo e dimensões do corpo de prova. A forma como estes fatores influem no resultado do ensaio de rampa pode ser visto em Rezende (2005).

Como o ensaio de plano inclinado é realizado para baixas tensões de confinamento, é de extremo interesse contabilizar a parcela de tensão normal devido à altura da camada de solo colocada na caixa deslizante.

2.5.4. Ensaio de Arrancamento

Quando ocorre o movimento relativo entre o solo e o elemento de reforço, como na figura 5, região c, tanto o mecanismo de cisalhamento entre solo e o reforço como o de empuxo passivo dos elementos transversais são mobilizados. Devem-se avaliar o comportamento do conjunto através do ensaio de arrancamento, que simula ambos os mecanismos.

Este ensaio é realizado em equipamentos de cisalhamento direto, modificados com a introdução de uma garra que impõe o movimento de arrancamento ao geossintético enquanto as duas metades da caixa cisalhante permanecem imóveis.

O movimento relativo entre o geossintético e o solo origina forças de cisalhamento nas duas faces do reforço, que se opõem ao movimento. A tensão de cisalhamento média na interface é definida como a razão entre a força de arrancamento e a área da inclusão solicitada ao arrancamento e é mostrada na equação 11.

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2 \times B \times L} \quad (11)$$

Onde: P é a força de arrancamento;

B é a largura do geossintético;

L é o comprimento enterrado do geossintético.

Pressupondo que a tensão de cisalhamento é uniforme na interface e esta obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb, como feito por Koerner (1998), define-se a tensão de cisalhamento na interface como na equação 12.

$$\tau_{SG} = c'_a + \sigma' \tan \delta' \quad (12)$$

Onde: τ_{SG} é a tensão cisalhante na interface solo-geogrelha;

c'_a é a coesão aparente na interface solo-geogrelha;

σ' é a tensão normal efetiva;

δ' é o ângulo de atrito da interface solo-geogrelha.

Como geogrelhas possuem malhas abertas, deve-se levar em consideração os atritos solo-solo e solo-reforço. Para isto, Rowe propõe que o ângulo de atrito da interface seja definido pela expressão da equação 13.

$$\delta' = \tan^{-1}(\alpha_s \tan \phi'_{sr} + (1 - \alpha_s) \tan \phi') \quad (13)$$

Onde: ϕ' é o ângulo de atrito do solo;

α_s é a fração sólida da área da geogrelha disponível para atrito superficial;

ϕ'_{sr} é o ângulo de atrito entre a superfície da geogrelha e o solo.

Devido à grande dificuldade de avaliar separadamente os mecanismos de ruptura que ocorrem nestes ensaios, a interpretação do ensaio de arrancamento considera o efeito global dos mecanismos. Beech (1987) modelou numericamente a interação solo-reforço considerando os dois mecanismos de interação que ocorrem no ensaio de arrancamento. O problema é apresentado de acordo com a equação 14, que é utilizada para determinação da força máxima de arrancamento. Nesta equação, os dois mecanismos são representados separadamente: o primeiro mecanismo, atrito lateral da interface,

é representado pelo segundo termo da operação e o segundo mecanismo, puncionamento dos elementos transversais, é representado pelo terceiro termo da operação.

$$P_{\max} = 2\tau_u A\alpha_s\beta + \tau_u A_p N_c \quad (14)$$

Onde: P_{\max} é a força máxima de arrancamento;

τ_u é a resistência a cisalhamento do solo na ruptura;

A é a área plana total da geogrelha;

α_s é a porcentagem de área sólida da geogrelha;

β é o fator de tensão de interface;

A_p é a área da seção transversal de puncionamento;

N_c é o coeficiente de capacidade de carga ou de puncionamento.

Diversos autores vêm realizando ensaios de arrancamento e, apesar de sua importância, as características do equipamento e os procedimentos para realização do ensaio ainda não são normalizados. Ingold (1983), Palmeira (1987), Farrag *et al.* (1993) e Castro (1999) desenvolveram equipamentos capazes de realizar ensaios de arrancamento com geogrelhas e geotêxteis. Eles diferem quanto às suas dimensões, aos modos de aplicação de carregamento vertical e às grandezas monitoradas. Para mais referências, consultar Aguiar (2003).

Os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento são bastante influenciados pelas condições de contorno e pelos procedimentos de ensaios.

Influência do topo da caixa

Palmeira (1987) avaliou, em equipamento de médio porte, a influência do topo da caixa de ensaio. Foram aplicados carregamentos com a utilização de um topo rígido e rugoso através de uma placa e de um topo flexível através de uma bolsa pressurizada com fluido. O autor verificou que a utilização de topo flexível reduz o pico de resistência em 10% em relação ao topo rígido. Os resultados podem ser verificados na figura 20.

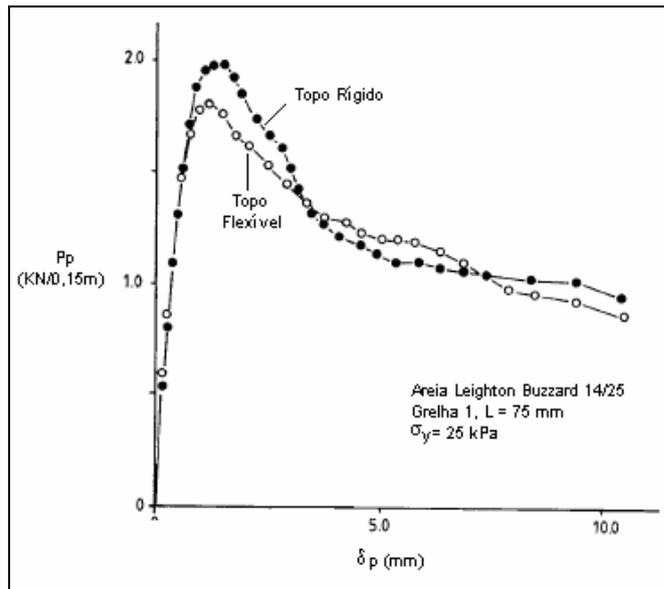


Figura 20 - Influência do topo da caixa na aplicação da sobrecarga (adaptado - Palmeira, 1987).

Farrag *et al.* (1993) verificaram experimentalmente o mesmo efeito da rugosidade da placa superior e concluíram que este efeito pode ser eliminado com a utilização de uma espessura de solo de pelo menos 30 cm entre o reforço e o topo e a base da caixa.

Influência da rugosidade da parede frontal da caixa

Para verificação da influência da rugosidade da parede frontal, Palmeira (1987) manteve constantes todas as condições de contorno durante o ensaio de arrancamento e variou apenas a rugosidade daquela parede. O efeito causado pelas paredes de topo e base foi minimizado distanciando-as do reforço.

O autor verificou que a rugosidade da parede frontal gera um aumento na tensão vertical atuante na geogrelha e um conseqüente aumento do coeficiente de interação solo-geogrelha. Este efeito pode ser minimizado pela lubrificação da parede.

Christopher (1976), com a utilização de uma luva acoplada à saída da caixa, consegue transferir o ponto de aplicação da carga para o interior da massa de solo, afastando-a da parede rígida.

Farrag *et al.* (1993) verificaram que o efeito da parede frontal é minimizado quando se utiliza uma luva de 30 cm de extensão. O autor realizou o ensaio para

diferentes comprimentos de luva para chegar a esta conclusão. Os resultados obtidos pelo autor podem ser visualizados na figura 21.

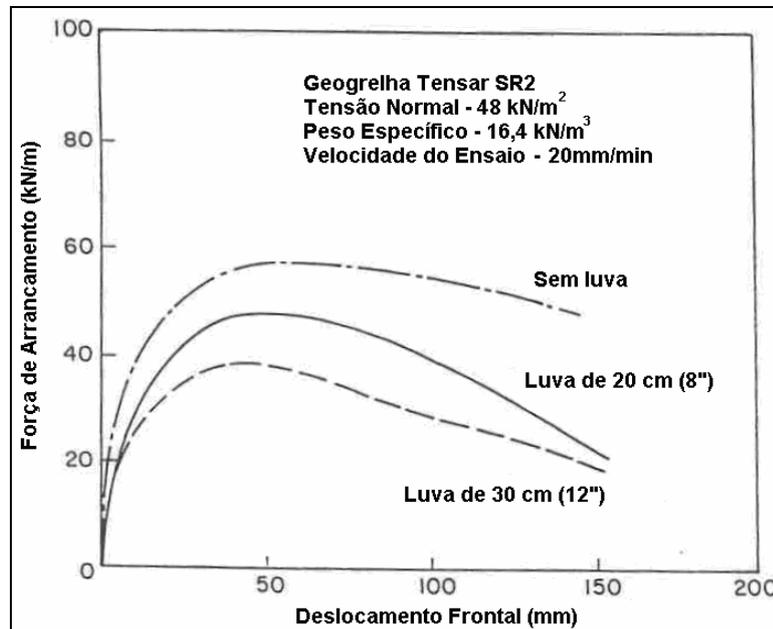


Figura 21 - Efeito da extensão da luva no ensaio de arrancamento (adaptado de Farrag *et al.*, 1993).

Alguns pesquisadores inserem membranas lubrificadas na face interna da parede frontal da caixa para minimizar o efeito desta (Jewell, 1980).

Williams e Houlihan (1987) optaram por utilizar faces frontais flexíveis nos ensaios de arrancamento.

Influência do tamanho relativo da partícula de solo

Sieira (2003) verificou a influência do tamanho relativo da partícula de solo, considerando a relação S/D_{50} , nas respostas ao arrancamento, sendo S o espaçamento entre elementos transversais e D_{50} a dimensão média dos grãos. A autora verificou um aumento médio da resistência ao arrancamento quando D_{50} aumenta e, conseqüentemente, a relação S/D_{50} diminui. O resultado pode ser visto na figura 22.

Jewell *et al.* (1984) sugerem que a máxima interação ocorre quando a razão entre a menor abertura da geogrelha (S) e o diâmetro médio dos grãos (D_{50}) decresce para valores próximos à unidade.

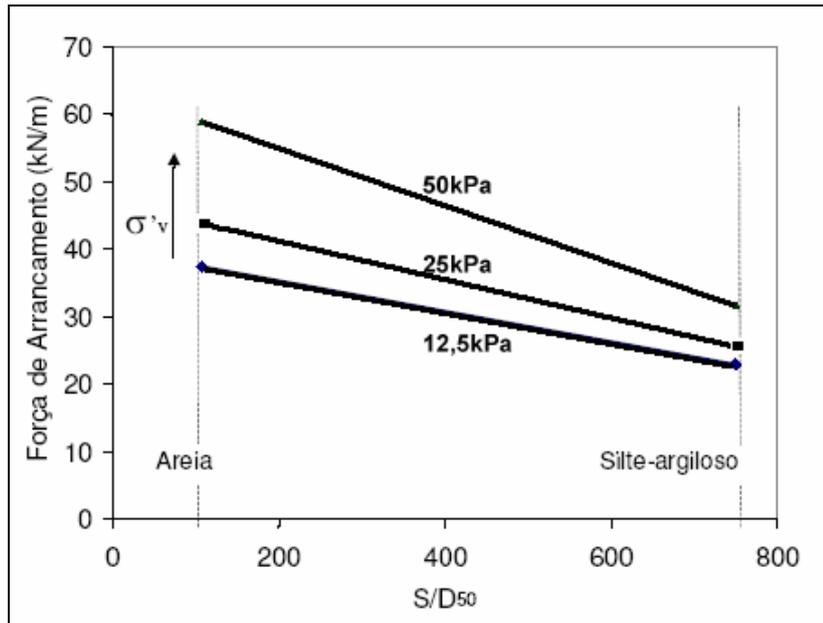


Figura 22 - Variação do tamanho relativo do grão na resposta ao arrancamento de geogrelha (adaptado de Sieira, 2003).

Influência da espessura do solo

Palmeira (1987) e Farrag *et al.* (1993) verificaram que a espessura do solo entre o reforço e os contornos rígidos (topo e base) da caixa reduz o efeito da rugosidade dos contornos.

Farrag *et al.* (1993) verificaram que os contornos superiores e inferiores da caixa podem levar a um aumento da tensão normal sobre a geogrelha especialmente quando a espessura do solo é pequena e a dilatância é restrita. Os autores, realizando seus ensaios com diferentes espessuras de solo, verificaram a necessidade de um afastamento de pelo menos 30 cm entre o reforço e os contornos da caixa. Os resultados podem ser verificados na figura 23.

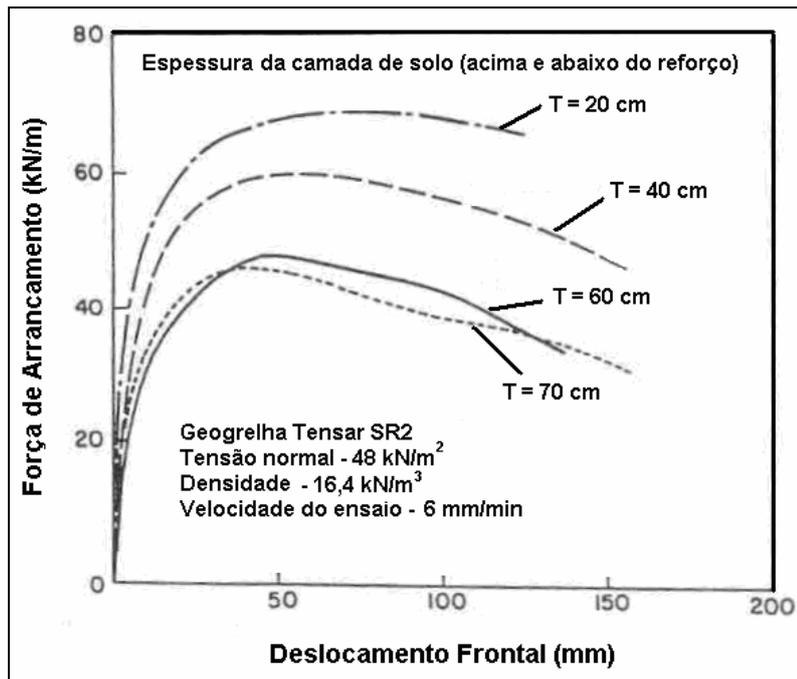


Figura 23 - Efeito da espessura da camada de solo que envolve a geogrelha (adaptado de Farrag *et al.*, 1993).

Influência da velocidade de arrancamento

Farrag *et al.* (1993) realizaram ensaios de arrancamento variando a velocidade de ensaio de 2 a 20 mm / min em areia não graduada e com D_{10} igual a 0,26 mm. Os autores verificaram uma redução na resistência de pico no arrancamento com o aumento da velocidade do ensaio. Os autores atribuíram a redução da resistência à menor deformação mobilizada na geogrelha quando se aumenta a velocidade. Os resultados podem ser vistos na figura 24.

Lopes e Moutinho (1997) sugerem uma velocidade de ensaio de 5,4 mm / min. Farrag *et al.* (1993) recomendam que a velocidade deva ser menor que 6 mm / min para minimização dos efeitos em areias uniformes.

Sieira (2003) ressalta que a velocidade de arrancamento deve ser especificada em função das características do solo ensaiado.

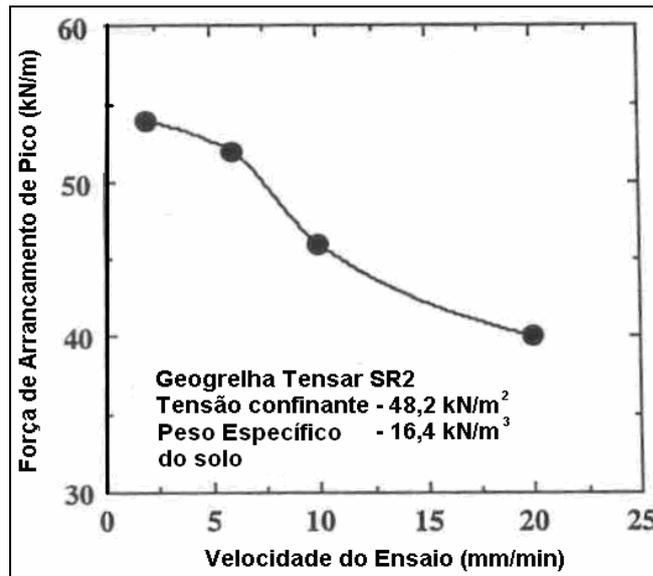


Figura 24 – Influência da velocidade de ensaio no arrancamento de geogrelha (adaptado de Farrag *et al.*, 1993).

Influência da densidade do solo

Sieira (2003) verificou que o aumento da densidade relativa do solo possui efeito semelhante ao do aumento do confinamento do solo. O aumento da densidade relativa gera um aumento da resistência ao arrancamento e redução dos deslocamentos relativos da geogrelha. O efeito da densidade relativa na resistência ao arrancamento pode ser verificado na figura 25. Este comportamento havia já sido reportado também por Farrag *et al.* (1993).

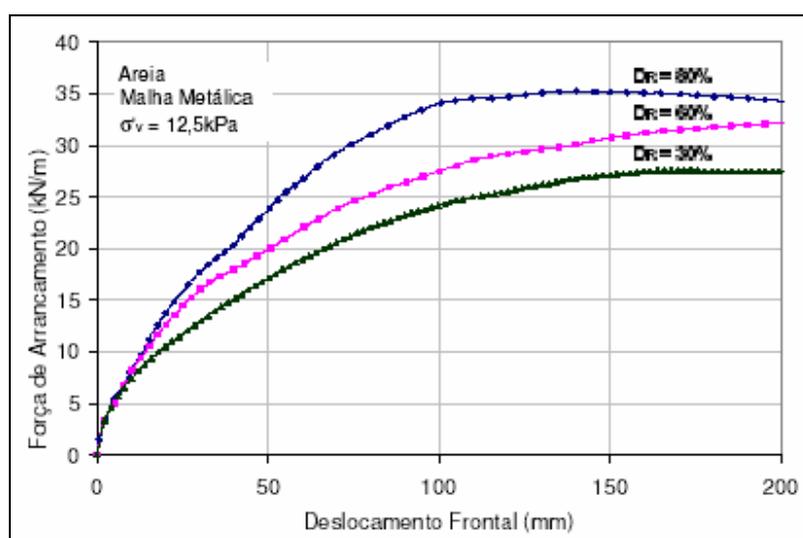


Figura 25 – Efeito da densidade relativa na resistência ao arrancamento da geogrelha (Sieira, 2003).

Influência da tensão confinante

Diversos autores verificaram uma influência significativa da tensão confinante na resistência ao arrancamento da geogrelha: McGrown *et al.* (1982), Juran e Chen (1888), Farrag *et al.* (1993) e Sieira (2003).

Sieira (2003) verificou, realizando ensaios com diferentes níveis de tensões de confinamento, em solo arenoso com densidade relativa de 60 %, que o tipo de ruptura que ocorre no conjunto solo-reforço é dependente do nível de confinamento. Quando o nível de tensão confinante é baixo, a ruptura se dá por arrancamento da geogrelha e, quando o nível de tensão confinante é mais alto, a geogrelha rompe por tração antes que o arrancamento ocorra (figura 26).

Em seus ensaios, Sieira (2003) verificou que a resistência ao arrancamento aumenta com a tensão confinante até um determinado valor. Após esta tensão máxima, as curvas carga *versus* deslocamento frontal são praticamente coincidentes, não havendo mais nenhum ganho de resistência. Os resultados podem ser vistos na figura 26

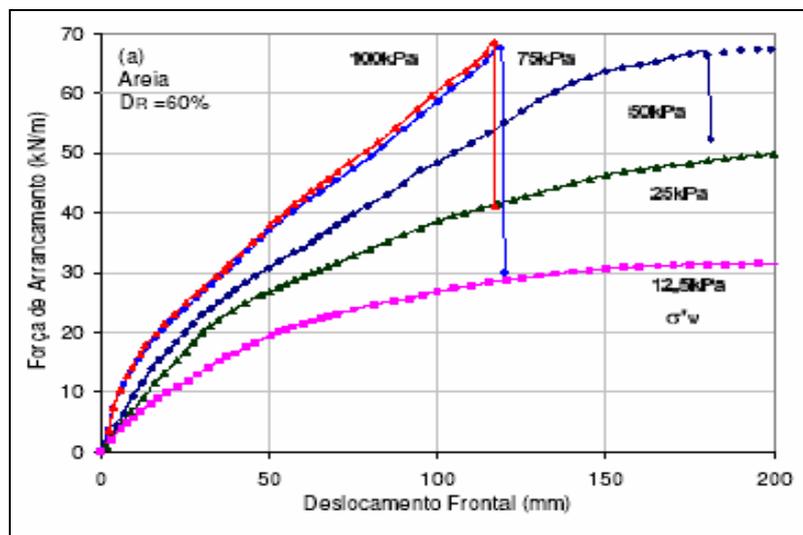


Figura 26 - Força de arrancamento em função da tensão de confinamento (Sieira, 2003).