



Aplicabilidade de Solo-cimento Reforçado com Fibras de Polipropileno em Fundações Superficiais de Torres de Transmissão

Cleyton Stresser da Silva

Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, cstresser@ufpr.br

Roberta Bomfim Boszczowski

Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, roberta.bomfim@ufpr.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma avaliação de misturas de um solo arenoso com fibras de polipropileno e cimento como alternativa para o uso em retroaterros de torres de transmissão. Foram produzidos corpos de prova compactados e realizados ensaios triaxiais não drenados de maneira comparativa entre três situações: apenas solo, solo com fibras e solo cimento reforçado com fibras. As amostras reforçadas apresentaram maiores magnitudes de tensão desviadora nas curvas tensão-deformação e maior resistência ao cisalhamento, sendo que o intercepto coesivo foi o parâmetro mais alterado. Estudou-se também as condições de aplicação em campo da solução, através de um estudo de caso: determinação da capacidade de carga à tração de uma fundação superficial por diferentes métodos de dimensionamento. Os resultados de ganho de capacidade de carga, apesar da discrepância quando comparados diferentes métodos, e os maiores parâmetros de resistência ressaltam a aplicabilidade desta solução, tanto no sentido técnico quanto no econômico.

PALAVRAS-CHAVE: Fibras de Polipropileno, Solos Melhorados, Fundações Tracionadas, Torres de Transmissão, Ensaios Triaxiais.

1 INTRODUÇÃO

A busca por soluções econômicas que atendam aos critérios de segurança é frequente dentro da Engenharia, incluindo-se o campo das fundações. A NBR 6122 (ABNT, 2010) define capacidade de carga como a resistência do elemento de fundação à ruptura. Em determinadas situações há uma dificuldade de se conseguir manter a razão resistência do solo/solicitação em condições de segurança aceitáveis, seja pela magnitude do esforço e/ou pela baixa resistência do solo.

Em fundações sujeitas a carregamentos especiais, como as utilizadas em torres de transmissão, o atendimento a condições de segurança pode ser mais complicado e oneroso. Nas torres de transmissão, a maior parte dos esforços nas fundações são devido à pressão do

vento e às forças de tração dos cabos (PEDROSO, 2015). Dado esta condição, o esforço preponderante nas fundações dessas estruturas é o de arrancamento (tração), condição de carregamento distinta de fundações usuais.

Nessas situações, o melhoramento de solo se apresenta como uma alternativa viável. Define-se melhoramento como o uso de processos físicos e químicos para se aumentar determinados parâmetros de resistência do solo afim de se obter um material mais competente sob o ponto de vista geotécnico. Adições de elementos resistentes no solo, como geossintéticos, materiais cimentantes ou processos de compactação e pré-carga são exemplos de processos de melhoramento.

O cenário de construção de fundações de torres de transmissão é caracterizado pela



presença de longos trechos, ocorrência de vários tipos de solos e dificuldades de acesso, o que torna complicado a mobilização de equipamentos. Nesse tipo de obra, maquinários necessários em alguns métodos de melhoramento de solos - como técnicas de injeção - dificilmente podem ser utilizados. Soluções que possam ser usadas pontualmente, como o reforço do próprio solo oriundo das escavações para a construção podem ser mais vantajosas.

Nesse sentido, uma das técnicas mais promissoras é o uso de fibras poliméricas, - elemento incluso no campo dos geossintéticos - que de maneira associada ao solo melhora suas características. Essa melhora é devido as propriedades das fibras: alta resistência à tração, inércia à água e flexibilidade de aplicação (TRINDADE, IASBIK, *et al.*, 2004).

Sob o ponto de vista econômico, o emprego de melhoramento de solos com fibras em fundações de torres de transmissão pode ser vantajoso, assim como o uso de cimentação artificial através de aglomerantes. Maiores valores de resistência à compressão são o principal benefício da adição de cimento, tendo também influência nos parâmetros da envoltória de Mohr- Coulomb.

A associação de ambas as adições - solo melhorado com fibras e cimento - é uma técnica recente, tendo sido fonte de pesquisas, como os trabalhos de Consoli *et al.* (2011, 2017) e Piuze (2017).

Este trabalho procurou avaliar o comportamento mecânico de misturas de um solo arenoso com fibras e com cimento através de ensaios triaxiais, de maneira a investigar a aplicabilidade deste tipo de melhoramento de solo em fundações superficiais de torres de transmissão de energia.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Essa seção apresenta alguns tópicos referentes ao tipo de estrutura investigado (fundações superficiais de torres de transmissão) e algumas considerações sobre a

técnica de melhoramento de solo com fibras e cimento. Também é apresentado um resumo de alguns métodos de literatura utilizados no dimensionamento de fundações tracionadas.

2.1 Fundações de Torres de Transmissão

Torres de transmissão do tipo autoportante são aquelas nas quais todos os esforços são transmitidos ao solo pelas fundações da estrutura principal. Diferencia-se das torres estaiadas, em que o esforço é dividido entre a fundação principal e os estais que dão suporte a torre.

As cargas preponderantes nestas estruturas são devido aos cabos condutores e para-raios, o peso próprio da estrutura e a carga de vento incidente diretamente sobre a torre (FURNAS, 2003). A maior parte desses esforços causam momentos nas fundações, o que gera condições alternadas de solicitação dependendo da direção da rajada de vento. É necessário avaliar em todos os elementos de suporte os possíveis casos de compressão e tração máximos para o dimensionamento.

Quanto ao tipo de fundação, são variadas as soluções possíveis de serem utilizadas nestas estruturas, sendo que a escolha depende do tipo de solo e do carregamento atuante na torre. Existem soluções em fundações profundas e superficiais, executadas tanto em concreto quanto em elementos metálicos.

Na parte de fundações superficiais, as grelhas metálicas são muito empregadas como elemento de fundação. São constituídas por perfis horizontais que formam uma base plana e elementos verticais de ligação. Segundo Gontijo (1994), estas estruturas apresentam como vantagem a rapidez de execução e a possibilidade de produção em escala industrial.

As grelhas são executadas com escavação de todo o terreno acima da base da fundação, que geralmente tem formato quadrado ou retangular. (ASHCAR, 1999). Geralmente usadas em fundações de até 3 m de profundidade e acima do nível freático. Esta limitação ocorre, em profundidades maiores,



devido ao grande volume de escavação gerado e a necessidade de se prever contenções laterais. Como desvantagem do uso de grelhas, pode se citar o baixo peso próprio que ajuda a contrapor os efeitos de tração e o fato de que essas estruturas são mais sujeitas à corrosão. Um exemplo de grelha colocada na cota de assentamento, sem a execução do retroaterro, pode ser verificado na Figura 1.



Figura 1: Fundação por Grelha Metálica
Fonte: Braga (2013)

2.2 Solo Cimento Reforçado com Fibras

O reforço de solo pode ser entendido como melhoria das características por meio de processos físicos ou químicos, como a inclusão de compostos cimentantes, cal ou cimento, ou elementos com características de elevada resistência à tração, casos dos geossintéticos e fibras (NETO, GONÇALVES, et al., 2016).

A inclusão de fibras no solo se dá no reforço do compósito a todas as solicitações que induzem esforços de tração, como flexão e cisalhamento. Em um segundo plano, as misturas possuem características de melhorar a ductilidade, tenacidade e controle de fissuras (JOHNSTON, 1994).

Em contraposto a inclusão de fibras, o uso de cimento no solo aumenta a resistência à compressão e ao cisalhamento, ao passo de tornar a mistura um material mais frágil. Sendo assim, a adição de fibras pode atenuar esse

efeito, atuando na ductilidade e resistência. (TANG, SHI, et al., 2006).

Quanto ao uso de solo cimento reforçado com fibras, foi desenvolvido por Consoli *et al.* (2017) um método de dosagem, obtido através de uma equação ajustável que relaciona a quantidade de fibras e cimento a resistência à compressão e à tração. O método apresentou bons resultados e validade para uma grande quantidade de solos, desde que respeitados os limites do estudo. Estes limites são a quantidade de finos no solo (pelo menos 10% passante na peneira #200) e os teores máximos de fibras (0,75% da massa de solo) e de cimento (7% da massa de solo). Esse trabalho avaliou amostras dosadas segundo esta metodologia em trabalhos anteriores, onde o solo estudado se enquadrava nos critérios de Consoli *et al.* (2017).

2.3 Métodos de Dimensionamento de Fundações Tracionadas

Como citado anteriormente, a carga de projeto preponderante em fundações de linhas de transmissão é o esforço de tração. A estrutura é solicitada a esforços de vento e de tração dos cabos de energia. Devido ao seu baixo peso - que estabilizaria o momento - e a sua grande altura, as fundações das torres possuem momentos que tenderão à tracionar o solo. É necessário a verificação para ambos os estados: tração e compressão.

Quanto a verificação dos esforços de tração no solo, os mecanismos de ruptura associados são diferentes do caso de compressão. Uma série de trabalhos foram publicados com metodologias de dimensionamento para a situação de arrancamento. Apresenta-se nessa seção dois métodos de grande utilização no Brasil: o Método do Tronco de Cone e o método desenvolvido pela Universidade de Grenoble, na França. Também é descrito o trabalho desenvolvido por Balla (1961), um dos primeiros a conter uma formulação teórica para determinação da capacidade de carga à tração.



2.3.1 Método do Tronco de Cone

O método considerado mais antigo para o dimensionamento de fundações solicitadas à tração é o Método do Tronco de Cone (LAUTENSCHLÄGER *et al.*, 2009). A resistência à tração não é caracterizada por valores mobilizados, mas devido a ação estabilizante do peso do elemento de fundação e da coluna de solo.

O volume de solo considerado é compreendido por um tronco de cone (tronco de pirâmide no caso de sapatas retangulares) formado pela dimensão da sapata como base menor e uma base maior na superfície do terreno. O cálculo dessa área é feito com a projeção da sapata, com um acréscimo em cada lado igual a altura de embutimento multiplicada pela tangente de um ângulo α . Esse volume é multiplicado pelo peso específico do solo.

Os valores de α são exclusivamente empíricos, pois não representam a verdadeira superfície de ruptura que ocorre. Conforme cita Santos (1985), há uma impossibilidade de se correlacionar α com resultados de ensaios ou parâmetros de resistência do solo, visto que esse ângulo depende de muitas variáveis. Usualmente é utilizado o próprio ângulo de atrito do solo, minorado por um fator de segurança que depende da escolha do projetista.

2.3.2 Método de Grenoble

Esse método tem proposições para três tipos de fundações: estacas, placas e sistema placa-fuste. A elaboração do método passou pela determinação dos mecanismos de ruptura do solo através de equilíbrio limite para os três casos, baseados na observação de ensaios em modelos reduzidos (SANTOS, 1985). É abordado neste trabalho apenas o grupo compreendido pelas placas, cuja característica é que o elemento de ligação da estrutura com a base da fundação não tem sua parcela de contribuição na resistência ao arrancamento considerada. São exemplos de elementos inclusos na categoria de placas as sapatas de

pequena espessura e as grelhas.

Dentro do método, os solos são divididos em duas categorias: solos fracos, argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito inferior a 15° e solos resistentes, com ângulo de atrito superior a 15° (DANZIGER, 1983). Essa diferenciação é necessária pela diferente forma de ruptura observada em cada caso.

Em ambos os tipos de solo, o método diferencia a capacidade de carga segundo a posição da base da fundação em relação a uma profundidade crítica (D_c), definida por $D_c = 5R$, onde R é o raio médio do elemento. Para bases retangulares, o valor de R pode ser substituído por metade da menor dimensão.

A partir da Equação 1 calcula-se a capacidade de carga à tração para placas em solos fracos, cuja profundidade seja menor que a crítica (DANZIGER, 1983).

$$Q_{rt} = P_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P + S_b D \gamma \quad (1)$$

Onde:

Q_{rt} = Carga de ruptura da placa (kN);

P_b = Perímetro da base (m);

D = Profundidade (m);

c = Coesão (kPa);

γ = Peso específico natural (kN/m³);

P = Peso da fundação (kN);

q_0 = Sobrecarga no terreno (kN/m²);

S_b = Área da base (m²);

$M_c, (M_\phi + M_\gamma)$ e M_q = Coeficientes de capacidade de carga, definidos pelas Equações 2, 3 e 4, retiradas de Garcia (2005).

$$M_c = \left\{ -\frac{\tan \lambda}{\tan \phi} + \frac{f}{H} \cos \phi \left(1 + \frac{\tan \lambda}{\tan \phi} \right) \right\} \times \left(1 - \frac{1}{2} \tan \lambda \frac{D}{R} \right) \quad (2)$$

$$M_\phi + M_\gamma = \frac{\sin \phi \cos(\phi + 2\lambda)}{2 \cos^2 \lambda} \left[1 - \frac{1}{3} \tan \lambda \frac{D}{R} \right] \quad (3)$$

$$M_q = M_c (\tan \phi + \tan \lambda) \quad (4)$$



Em que R equivale ao raio da base, λ é o ângulo de ruptura – o arcotangente de 0,2, ϕ é o ângulo de atrito interno do solo e f/H , m , n são definidos pelas Equações 5, 6 e 7 (GARCIA, 2005).

$$\frac{f}{H} = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos n - \sin \phi \cos n}{\cos n + \sin \phi \cos n} \quad (5)$$

$$m = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \lambda \quad (6)$$

$$n = \arcsen (\sin \phi \sin m) \quad (7)$$

Para a determinação dos coeficientes em sapatas retangulares, pode ser encontrado um raio equivalente dividindo-se o perímetro da base retangular por 8 (DANZIGER, 1983).

Nos casos em que a base da sapata se situa em uma profundidade maior que a crítica, para solos fracos, a resistência é dada Equação 9.

$$Q_{rt} = P_b D_c [c M_c + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + S_b D_c \gamma \quad (8)$$

Onde são utilizados os mesmos parâmetros definidos anteriormente, e D_c é a profundidade crítica. Os valores dos coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$, M_q são calculados a partir das Equações 2, 3 e 4, em que a profundidade D é substituída por D_c . Para fundações retangulares, a consideração de raio equivalente também deve ser usada.

Em solos resistentes, a Equação 10 estima a capacidade de carga para $D \leq D_c$ (DANZIGER, 1983). O conceito de profundidade crítica também é válido neste grupo.

$$Q_{rt} = P_d D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + S_b D \gamma \quad (9)$$

A diferença em relação a Equação 1 se dá na determinação dos coeficientes, onde os parâmetros de entrada das Equações 2, 3 e 4 devem ser ϕ , D/R e $\lambda = -\phi/4$. O ângulo λ negativo indica que a superfície de ruptura para placas

em solos desta categoria forma um cone invertido, com base maior na superfície

Para o caso de $D > D_c$, utiliza-se a Equação 11 para o cálculo.

$$Q_{rt} = S_b M (\gamma D \tan \phi + c) + P \quad (11)$$

Onde o coeficiente M é obtido através de ábacos, originalmente retratados em Martin (1966) e que podem ser consultados em Danziger (1983).

O detalhamento completo do método pode ser encontrado nos trabalhos de Danziger (1983) e Davison Dias (1985).

2.3.3 Método de Balla

Balla (1961) estudou a ancoragem de placas rasas a partir de ensaios em modelos reduzidos com areias secas, observando fatores que influenciavam a capacidade de carga e a superfície de ruptura. Os ensaios para estudo do método foram realizados apenas em areias, mas o desenvolvimento teórico do autor inclui solos com coesão. A superfície de ruptura é definida por um tronco cone levemente curvado com base maior na superfície.

A capacidade de carga é proporcional a profundidade de embutimento elevada ao cubo, sendo dependente também da coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo. A Equação 12 define a capacidade de carga no método.

$$V = T_v + G_1 + G_2 \quad (12)$$

Sendo:

V = Capacidade de carga à tração;

T_v = Parcela correspondente à resistência ao cisalhamento;

G_1, G_2 = Parcelas devido ao peso do elemento de fundação e do solo.

O método é apresentado pelo autor em forma de ábacos, apresentados na Figura 2. As equações para determinação de cada parcela da Equação 12 constam no próprio ábaco.

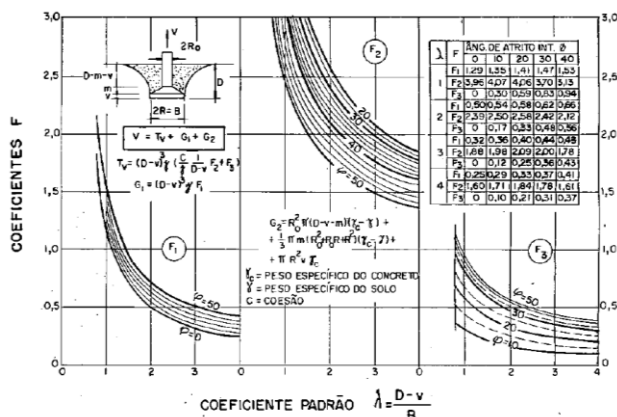


Figura 2: Ábaco para determinação dos parâmetros do método de Balla

Fonte: Balla (1961) *apud*. Danziger (1983)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Utilizou-se um solo arenoso oriundo do litoral paranaense na realização dos ensaios triaxiais. Este solo apresenta uma distribuição granulométrica muito uniforme. Devido a isso, para que este se encaixasse na formulação de Consoli *et al.* (2017), foi adicionado bentonita, na proporção 90% solo e 10% bentonita afim de se obter a quantidade de finos mínima presente no método de dosagem. A Figura 3 apresenta a curva de distribuição granulométrica do solo resultante desta mistura.

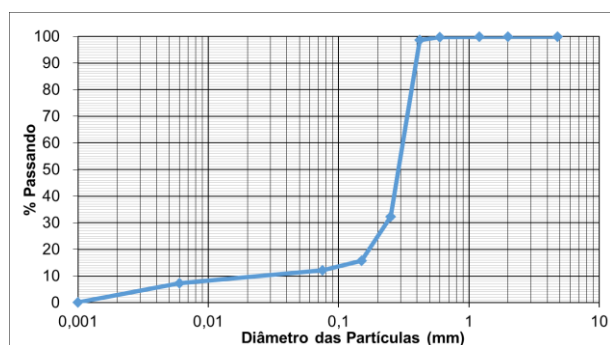


Figura 3: Curva de Distribuição Granulométrica

Utilizou-se as adições de cimento CP V ARI e fibras de polipropileno de 24 mm. Definiu-se três traços para a realização dos ensaios triaxiais, moldados na umidade ótima de compactação. A Tabela 1 apresenta os traços avaliados, as quantidades de misturas e a

nomeclatura atribuída. A porcentagem de 100% refere-se a massa de uma mistura de solo sem adições.

Tabela 1. Dosagem dos corpos de prova.

Traço	C1	C2	NC-1
Cimento	0,0%	0,0%	5,0%
Fibras	0,0%	0,5%	0,5%
Teor de Umidade	16,5%	16,5%	16,5%

3.1 Execução de Ensaios Triaxiais

A metodologia de execução dos ensaios triaxiais seguiu a norma BS 1377:8 (BRITISH STANDARD, 1990). Inicialmente definiu-se uma tensão de campo média de 50 kPa – tensão vertical próxima a base de uma fundação de 2,5 m de profundidade - e realizou-se ensaios com tensão efetiva confinante de metade, o dobro e a respectiva tensão *in situ* (25 kPa, 100 kPa e 50 kPa). No ensaio NC-1 não foi possível realizar o ponto previsto de 100 kPa de tensão efetiva pelo fato de que o equipamento utilizado não teria condições de ler os valores de força que seriam obtidos nesta amostra.

O procedimento de execução dos ensaios foi a percolação de água em fluxo ascendente, saturação por incrementos de contrapressão e tensão confinante, adensamento por 24 h na pressão efetiva do ensaio e cisalhamento a uma velocidade de 0,25 mm/min (calculada segundo procedimento proposto por Gibson & Henkel (1954)). Os ensaios foram realizados no LAME/UFPR, em uma prensa da marca Wille Geotechnik, montada e colocada em operação durante a realização deste trabalho.

3.2 Avaliação do estudo de caso

Para a verificação do aumento da capacidade de carga de uma fundação solicitada à tração em solo melhorado, buscou-se um caso hipotético: uma fundação do tipo grelha quadrada, com lado medindo 2 m e embutimento no solo de 3 m. A capacidade de carga dessa grelha foi estimada segundo os métodos de Tronco de Cone, Grenoble e Balla.



4 RESULTADOS

São apresentados nessa seção os resultados obtidos nos ensaios triaxiais e métodos de dimensionamento.

4.1 Relação tensão desviadora x deformação

A Figura 4 apresenta as curvas tensão desviadora x deformação nas três amostras ensaiadas.

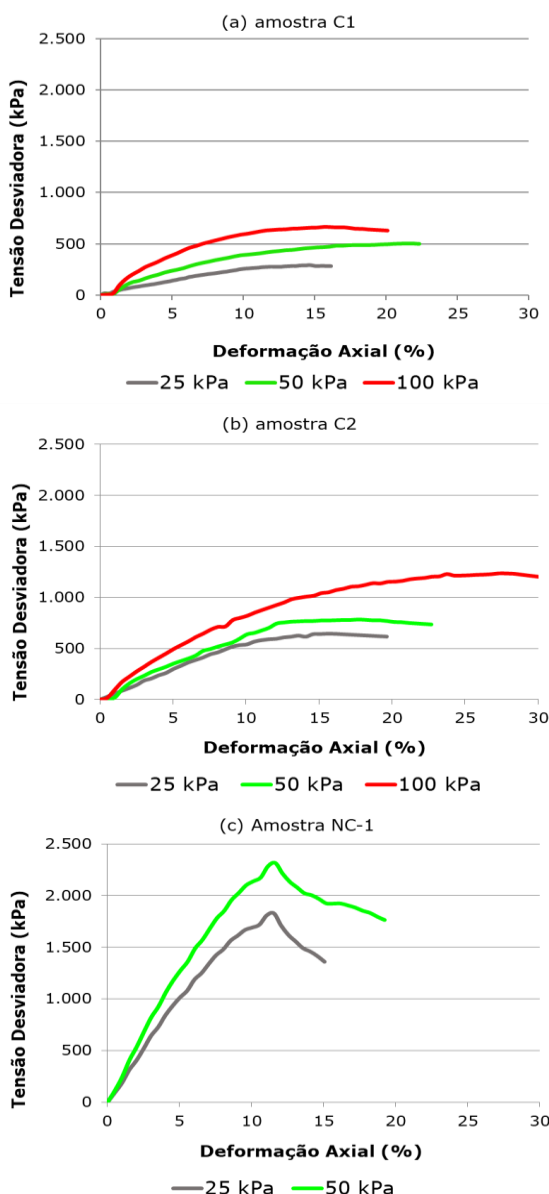


Figura 4: Curvas tensão desviadora por deformação axial
(a) amostra C1, (b) amostra C2 e (c) amostra NC-1

Quando plotadas as curvas desta maneira, com mesma escala, observa-se que a principal diferença é a magnitude das tensões desviadoras, mostrando que as adições aumentaram a tensão de ruptura e o módulo de elasticidade inicial.

Para ilustrar, comparando as amostras de 25 kPa de tensão efetiva, na amostra C1 chegou-se em uma tensão de 288 kPa com 15% de deformação na condição de ruptura. Já no ensaio C2 (solo e fibras), a amostra de 25 kPa chegou a 644 kPa na ruptura com o mesmo nível de deformação de 15%. Porém observa-se que, devido a presença das fibras, as curvas de C2 apresentam níveis de deformação maiores, antes da ruptura, muito pela ação das fibras no estado pós fissuração. Nos dois corpos de prova com cimento observa-se uma ruptura frágil, caracterizando a curva por um pico e uma queda brusca. Na amostra ensaiada a 25 kPa, a ruptura aconteceu em um valor de deformação menor, - de cerca de 11,5% - porém com tensão desviadora de 1830 kPa, valor bem maior quando comparado com os demais ensaios.

4.1.2 Trajetórias de tensões

Como pode ser observado na Figura 5, quando plotados os resultados dos ensaios no espaço paramétrico $p' \times q$, foram obtidas trajetórias de tensões efetivas de mesmo aspecto nos três casos, com diferença na magnitude das tensões em cada caso.

Durante a realização dos ensaios, os corpos de prova apresentavam uma pequena geração de poropressão positiva, seguida de uma poropressão negativa até o fim do ensaio. Tal comportamento é representado nas trajetórias efetivas deslocadas para a direita em comparação com a trajetória de tensão total. Observa-se também que a curva acompanha o valor do ajuste da envoltória no espaço paramétrico até a ruptura do corpo de prova em todos os casos.

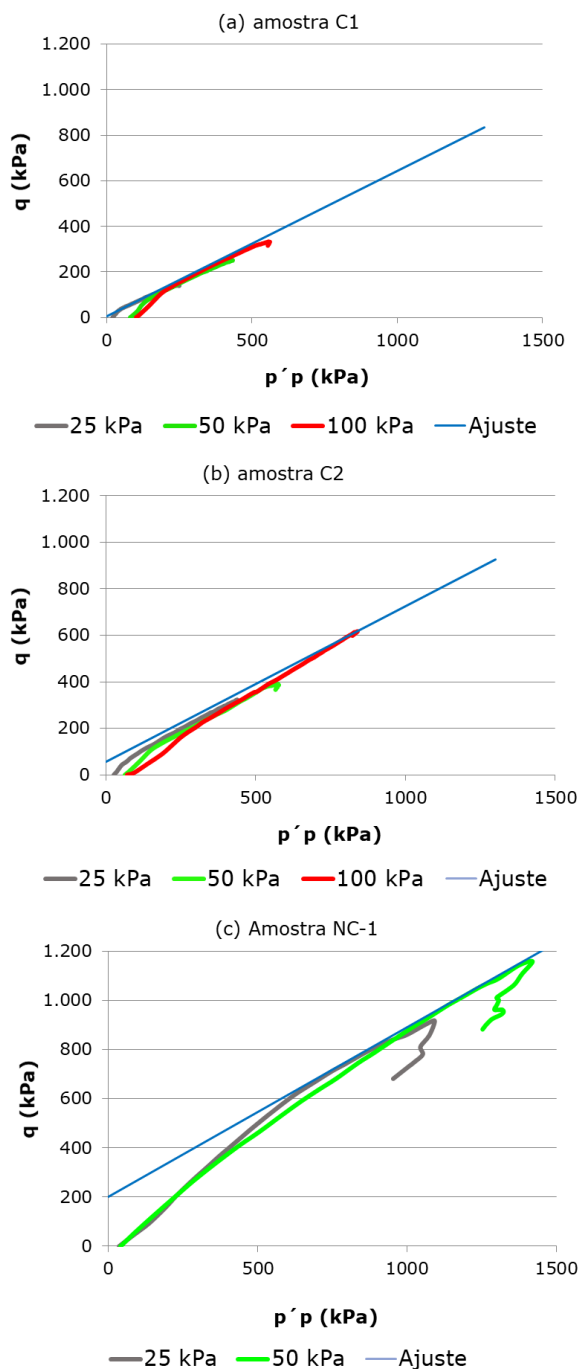


Figura 5: Trajetórias de Tensões
(a) amostra C1, (b) amostra C2 e (c) amostra NC-1

A partir do ajuste de retas no espaço paramétrico, chegou-se nos valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito com as relações entre o espaço $p' \times q$ e a envoltória de Mohr-Coulomb (relação entre coeficientes angulares expressa por $\sin \phi' = \tan \alpha$ e entre

coeficientes lineares pela relação $a \cdot \cos \theta = c'$). A Tabela 2 exibe os parâmetros de resistência obtidos.

Tabela 2. Dosagem dos corpos de prova.

Ensaio	c'	Φ'
C1	5,0 kPa	35,0°
C2	68,0 kPa	36,0°
NC - 1	251,0 kPa	37,0°

4.2 Resultados nos métodos de dimensionamento

Nos métodos de dimensionamento de fundações tracionadas, apresentados na seção 2.3, foram aplicados os valores de resistência do solo obtidos nos ensaios triaxiais para estimar a capacidade de carga da grelha do estudo de caso. Com relação ao solo na região da fundação, considerou-se que todo o domínio de análise - região influenciada pela presença da fundação e do esforço - é constituído do mesmo solo de análise. Em todos os métodos e casos foi usado um peso específico natural (γ_n) de 16,5 kN/m³, obtido nos ensaios de compactação e o peso do elemento de fundação foi desprezado.

Quanto as considerações de entrada em cada método, no Método do Tronco de Cone utilizou-se um ângulo entre a superfície de ruptura e a vertical de 2/3 do ângulo de atrito. Devido à natureza empírica do método não se tem uma recomendação embasada para este parâmetro, sendo adotado uma proposição comum em projetos de se minorar o ângulo de atrito. Para o Método de Grenoble a capacidade de carga da grelha nos três casos foi estimada na categoria de solos resistentes. Por fim, no método de Balla (1961), as capacidades de carga foram estimadas pela Equação 12, sendo empregados os coeficientes obtidos graficamente pelo ábaco do autor.

Na Figura 6 é apresentado um gráfico que compara as capacidades de carga últimas estimadas para os três casos de solo analisado. Percebe-se que o método de Balla é o que apresenta os maiores valores e também as



maiores variações comparando-se os cenários de melhoramento de solo, o que o caracteriza como o mais sensível a variações quando alterados os parâmetros de entrada.

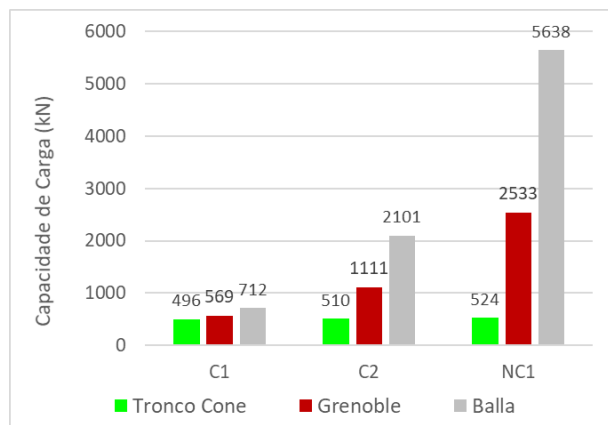


Figura 6: Comparativo entre capacidade de carga à tração estimada pelos métodos.

5 CONCLUSÕES

A análise dos resultados dos ensaios triaxiais permitiu verificar que o comportamento mecânico das misturas se assimilou ao relatado na literatura. A presença de fibras aumentou a ductilidade dos corpos de prova e a coesão, atuando de maneira mais acentuada em níveis de deformação maiores. Já a presença de cimento ocasiona um melhoramento substancial da coesão dos corpos de prova. Um maior nível de tensão imposto nestes corpos de prova para a ruptura, chegando a inviabilizar um dos ensaios triaxiais, mostra o ganho de resistência com a adição. Quanto aos valores de resistência das envoltórias, observa-se que as fibras e o cimento alteram de maneira mais acentuada o valor de intercepto coesivo, que saltou de 5 kPa na amostra C1 para 68 kPa em C2 e 251 kPa na amostra NC1.

Na aplicação dos parâmetros dos ensaios para se estimar a capacidade de carga da grelha do estudo de caso, observou-se um ganho expressivo de capacidade com as adições em dois métodos. O Método do Tronco de Cone apresentou pouca sensibilidade, muito devido as considerações empíricas apresentadas, o que não o torna recomendável para uso nestes casos

de dimensionamento em situações de melhoramento de solo.

Para o método de Grenoble, as capacidades de carga obtidas foram de 610 kN para o solo de C1, 1111 kN para C2 e 2533 kN para NC1. A teoria mais embasada por trás do método, conforme relatado por vários autores, o torna o mais próximo dos valores reais, o que ressalta o ganho efetivo de capacidade de carga com as adições. Para o método de Balla foram obtidos os valores de 711 kN, 2100 kN e 5638 kN, respectivamente para C1, C2 e NC1. Os valores foram bem superiores no método de Balla em comparação aos dois métodos anteriores.

Observa-se uma acentuada discrepância entre os três métodos. A determinação do qual seria o mais acurado passaria por estudos dos mecanismos de ruptura associados a placas tracionadas em solos melhorados e provas de carga, como recomendação a futuros trabalhos.

Foi constatada uma dificuldade de homogeneizar uma mistura de solo com fibras na moldagem dos corpos de provas. Essas dificuldades observadas em laboratório se ampliariam em campo, quando usado a quantidade de material necessária para execução das fundações das torres. Torna-se necessário avaliar a eficiência dos possíveis métodos de mistura.

Quanto à aplicação na construção de fundações de torres de transmissão com solo melhorado, é preciso observar que a forma que o retroaterro é escavado e posteriormente preenchido possui impacto na superfície de ruptura à tração obtida. O trabalho de Garcia (2005) apresenta algumas considerações de como seria esta geometria para o retroaterro, sendo analisado a influência da compactação na capacidade de carga, um outro aspecto muito importante na execução.

Na realização de projetos de fundações de torres de transmissão, a informação geralmente disponível é oriunda de ensaios de campo, sendo incomum a realização de ensaios triaxiais para a obtenção de parâmetros. Contudo, a possibilidade de se controlar a resistência esperada das misturas de solo melhorado a



partir da dosagem, conforme os estudos de Consoli *et al.* (2013), - que relaciona as resistências à compressão e tração simples aos parâmetros da envoltória de Mohr-Coulomb - são importantes na realização de um projeto de linha de transmissão extensa, onde a obtenção das envoltórias de ruptura pode ser realizada com ensaios de compressão não confinada, ensaios mais simples e que neste caso podem ser com amostras reconstituídas. O ensaio de compressão triaxial pode servir de validação destas envoltórias obtidas por estas propostas e refino dos parâmetros do solo adotados em um projeto.

Por fim, é ressaltado a viabilidade dessas soluções, no sentido de que a inclusão de fibras e agentes cimentantes no solo são técnicas simples, que não demandam grandes equipamentos e geram boas melhoras no comportamento mecânico do material. Observa-se que o aumento da capacidade de carga calculada da grelha em solo melhorado foi substancial.

REFERÊNCIAS

- ABNT. NBR 6122 (2010). Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- Ashcar, R. (1999). Recomendações e Informações Técnicas sobre Fundações de Linhas de Transmissão, VIII Encontro Regional Latinoamericano, Ciudad del Este.
- Balla, Á. (1961). The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons, 5th International Conference on Soil Mechanics, Paris.
- Braga, G.E. (2013). Avaliação da Integridade Estrutural de Fundações Metálicas de Linhas de Transmissão devido à Corrosão, *Engenharia Estudo e Pesquisa*, ABPE.
- British Standard. 1377-8 (1990). Soils for Civil Engineering Purposes - Part 8: Shear Strength Tests, Londres.
- Consoli, N.C.; Consoli, B.; Festugato, B. (2013). A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sands, *Geotextiles and Geomembranes*, Porto Alegre.
- Consoli, N.C. Festugato, L.; Zortéa, F.; Souza, M. (2001). Studies on the Dosage of Fiber-reinforced Cemented Soils, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Porto Alegre. Vol. 23.
- Consoli, N.C.; Marques, S.; Sampa, N.C.; Bortolotto, S.; Siacara, A. T.; Nierwinski, H.P.; Pereira, F.S.; Festugato, L. (2017). A general relationship to estimate strength of fiber-reinforced cemented fine-grained soils, *Geosynthetics International*, Porto Alegre 24(4):1-7.
- Danziger, F.A.B. (1983). Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços Verticais de Tração, Dissertação (Mestrado), UFRJ.
- Davison Dias, R. (1987). Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão, Tese (Doutorado), UFRJ. Rio de Janeiro.
- Furnas. (2003). Especificações para elaboração de projetos de fundações de linhas de transmissão, FURNAS – Centrais Elétricas S.A.
- Garcia, O.D.C. (2005). Influência da qualidade da compactação dos retroaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração, Dissertação (Mestrado), UFRJ, Rio de Janeiro.
- Gibson, R.E.; Henkel, D.J. (1954). Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured "drained" strength. *Géotechnique*, 4(1), 6-15.
- Gontijo, C.R. (1994). Contribuições à Análise e Projetos de Torres Autoportantes de Linhas de Transmissão, Dissertação (Mestrado), UFMG, Belo Horizonte.
- Johnston, C.D. (1994). Fiber-Reinforced Cements and Concretes: Advances in Concrete Technology. Alberda, Canada: Taylor & Francis, v. III.
- Lautenschläger, C.E.; Righetto, G.L.; Consoli, N.C.; Schnaid, F. (2009). Revisão Crítica de Metodologias de Dimensionamento de Fundações Superficiais ao Arrancamento, Seminário de Engenharia Geotécnica do Estado do Rio Grande do Sul, GEORS, ABMS, Porto Alegre.
- Pedroso, C.D.D.V. (2015). Estudo sobre o melhoramento da capacidade de suporte de solos com misturas de cal submetidos a esforços de tração, Dissertação (Mestrado), Institutos Lactec, Curitiba.
- Piuzzi, G.P (2017). Considerações sobre a previsibilidade da resistência de solos melhorados com cimento e fibras de polipropileno. Trabalho Final de Curso. UFPR, Curitiba.
- Santos, A.P.R. (1985). Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos, Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Tang, C.; Shi, B.; Gao, W.; Chen, F.; Cai, Y. (2006). Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil, *Geotextiles and Geomembranes*, Nanjing, 25(3), 194-202.
- Trindade, T.P.D; Iasbik, I.; Lima, D.C.; Silva, C.H.C.; Barbosa, P.S.A. (2004). Latossolo vermelho-amarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo em laboratório, *REM: Revista Escola de Minas*, Viçosa, 57(1), 53-58.