

# COMPORTAMENTO DE UM MURO DE PNEUS PARA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

## Behaviour of a scrap tire wall for slope stabilization

Ana Cristina C. F. Sieira\*

Alberto S. F. J. Sayão\*\*

Luciano V. de Medeiros\*\*

Denise M. S. Gerscovich\*\*\*

**RESUMO** - Este trabalho descreve uma pesquisa sobre a técnica de estabilização de encostas com o uso de pneus, realizada no Rio de Janeiro, Brasil. Um muro experimental com 60 m de comprimento e 4 m de altura foi construído com camadas horizontais de pneus preenchidos com solo compactado. Os pneus são amarrados entre si com corda de polipropileno ou arame de gabião. Uma sobrecarga de solo compactado com 2 m de altura foi colocada sobre o retroaterro de solo. O muro apresenta 4 seções instrumentadas, com características diferentes quanto a amarração, geometria e configuração dos pneus (cortados ou inteiros). O comportamento tensão-deformação das 4 seções do muro é retro-analisado, comparando-se os resultados da instrumentação de campo com os valores previstos numericamente. O uso de pneus cortados facilita a compactação e reduz a deformabilidade do muro. Ambos os métodos de amarração, com corda ou arame, mostraram-se adequados para evitar deslocamentos laterais excessivos do muro, embora a corda tenha sido a opção mais econômica. A pesquisa mostrou ainda que o dimensionamento de muros com largura constante de 3 pneus é uma alternativa segura para muros de gravidade com até 4 m de altura.

**SYNOPSIS** - This paper describes a research project on a new technique for stabilizing soil slopes, using scrap tires. An experimental retaining wall, 60 m long and 4 m high, was constructed in Rio de Janeiro, Brazil. The wall is made of horizontal layers of tires, which are filled with compacted soil. Adjacent tires are tied together with wire or rope. A 2 m high surcharge of compacted soil was placed on top of the backfill. The experimental wall has four instrumented sections, with distinct geometry and tire configurations (cut or uncut). The stress strain behaviour of the soil-tire sections has been back-analysed in detail, comparing field measurements with numerical predictions. The use of cut tires improves compaction of the soil-tire mass, with a consequent reduction of wall deformability. Both polypropylene rope and gabion wire proved to be efficient in keeping lateral wall deformations within acceptable limits, although the rope seems to be a more economical option. This research also suggested that the design of retaining walls with a constant width of 3 tires is a safe alternative for gravity walls up to 4 m high.

## 1 - INTRODUÇÃO

Os pneus são resíduos que se acumulam rapidamente em grandes volumes, particularmente em regiões urbanas densamente ocupadas. O destino final dos pneus é um problema de âmbito mundial, existindo uma preocupação crescente com o incentivo à reciclagem, redução e reutilização dos rejeitos de pneus. A utilização de pneus usados em obras de engenharia apresenta-se como uma alternativa que associa a eficiência mecânica e o baixo custo do material, favorecendo a demanda por um rejeito que apresenta riscos ao meio ambiente.

---

\* Mestre em Engenharia Civil, Doutoranda, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil

\*\* Doutor em Engenharia Civil, Professor Associado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil

\*\*\* Doutora em Engenharia Civil, Professora Adjunta, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil

Uma das primeiras aplicações de pneus usados na prática da Engenharia Civil ocorreu na década de 70, com a reconstrução de um aterro reforçado com pneus em uma rodovia no norte da Califórnia (Hausmann, 1990). As camadas horizontais de pneus eram espaçadas verticalmente de 0,60 m e interligadas com alças de metal. Os primeiros estudos relacionados à utilização da técnica de pneus e solo (denominada “pneusol” ou solo-pneus) foram desenvolvidos na França, com a construção de um muro experimental de solo-pneus com 5 m de altura e 10 m de extensão (Long, 1984). A construção deste muro demonstrou a viabilidade da execução de estruturas a partir do lançamento de camadas de pneus preenchidos com solo.

Desde então, outras estruturas utilizando pneus foram construídas. Como exemplos, pode-se citar o muro de Bussang, com um total de 650 m de comprimento e até 7 m de altura (Long, 1990). Em Ottawa (Canadá), um aterro experimental com 4 m de altura e 17 m de extensão foi construído visando o estudo da utilização de pneus em reforço e em muros de contenção (Garga e O’Shaughnessy, 1995 e 2000). Os registros disponíveis na literatura referem-se apenas aos detalhes da utilização da técnica, com poucas informações a respeito da deformabilidade do material solo-pneus.

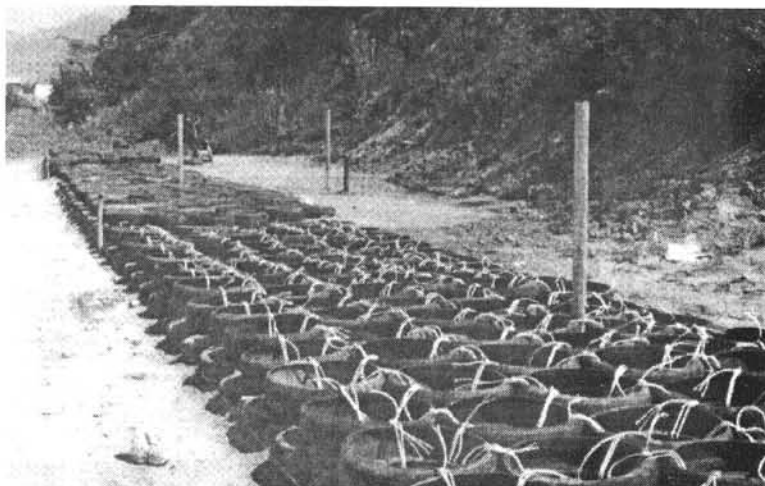
A PUC-Rio vem desenvolvendo desde 1995 um amplo projeto de pesquisa, com a participação da Universidade de Ottawa (Canadá) e da Fundação Geo-Rio (Prefeitura do Rio de Janeiro). O objetivo do projeto consiste no estudo de uma técnica de estabilização de taludes de execução simples e dirigida para o consumo substancial de pneus usados (Medeiros *et al.*, 1999; Garga *et al.*, 1999). O projeto foi centrado na construção de um muro de arrimo experimental instrumentado, executado com pneus dispostos em camadas horizontais. Neste muro, os pneus são amarrados horizontalmente com arame ou corda e preenchidos com solo compactado.

O presente trabalho visa relatar um estudo do comportamento do muro experimental durante o período construtivo, através de resultados de instrumentação de campo e análises numéricas. As análises foram realizadas com o método dos elementos finitos, empregando-se um modelo constitutivo simples para simular o comportamento tensão-deformação do muro de pneus. Procurou-se, numa etapa inicial, reproduzir os resultados da instrumentação de campo nas previsões numéricas de deformação das 4 seções do muro, com o objetivo de obter valores de parâmetros de deformabilidade do material solo-pneus para uso na prática geotécnica. Na etapa seguinte, analisou-se o comportamento do conjunto (muro e retroaterro), com base nos resultados de campo e laboratório, usando-se um modelo mais adequado para representar o comportamento do retroaterro.

## 2 - DESCRIÇÃO DA OBRA EXPERIMENTAL

O campo experimental da pesquisa foi instalado em uma área plana a jusante de uma encosta apresentando sinais de instabilidade, em Jacarepaguá, Rio de Janeiro. Neste local foi construído um muro experimental, instrumentado com células de pressão, extensômetros magnéticos verticais e inclinômetros. O muro possui 60 m de comprimento e 4 m de altura, sendo constituído por camadas horizontais de pneus preenchidos com solo residual compactado e amarrados entre si com corda ou arame. No total, foram utilizados cerca de 15 mil pneus para a execução do muro experimental. A face externa apresenta uma inclinação média de 8:1 (vertical : horizontal). Atrás do muro de pneus foi executado um retroaterro constituído do mesmo material de preenchimento dos pneus. Ao término da construção do muro, foi adicionada ao retroaterro uma sobrecarga de 2 m de altura de solo. A construção do muro está ilustrada na Fig. 1 (fase inicial) e na Fig. 2 (muro com sobrecarga ).

Com o objetivo de comparar o comportamento de diferentes configurações, o muro foi composto de 4 seções transversais distintas, medindo 15 m de comprimento cada. As seções transversais apresentaram as características descritas a seguir (Medeiros *et al.*, 1997a).



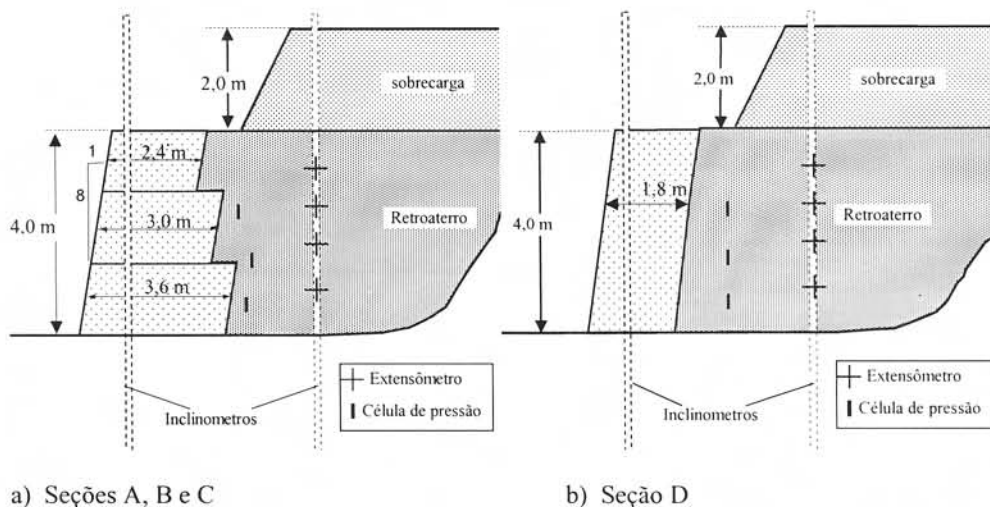
**Fig. 1** - Posicionamento das camadas iniciais do muro de pneus.



**Fig. 2** - Final da construção do muro com a sobrecarga.

- Seção A: composta por pneus inteiros, amarrados com corda de polipropileno de 6 mm de diâmetro. Esta seção apresenta largura variável, com 6 pneus na base e 4 pneus no topo, como ilustra a Fig. 3a);
- Seção B: apresenta características de geometria e amarração semelhantes às da seção A, sendo porém composta por pneus cortados (com remoção de uma das bandas laterais); após o corte, a banda lateral era colocada dentro do pneu, evitando a geração de rejeitos secundários e contribuindo para um enrijecimento na direção radial; a Fig. 4 mostra um pneu inteiro e um cortado;

- Seção C: composta por pneus cortados e com geometria semelhante à da seção B.; no entanto, os pneus estão amarrados com arame de gabiões (tipo Maccaferri), protegido contra corrosão por uma cobertura plástica de PVC;
- Seção D: similar à seção B, diferindo apenas por apresentar uma geometria mais esbelta, com largura constante de 3 pneus, como ilustra a Fig. 3b).



**Fig. 3 - Seções transversais de projeto do muro experimental.**



**Fig. 4 - Configuração dos pneus: inteiros x cortados.**

### 3 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

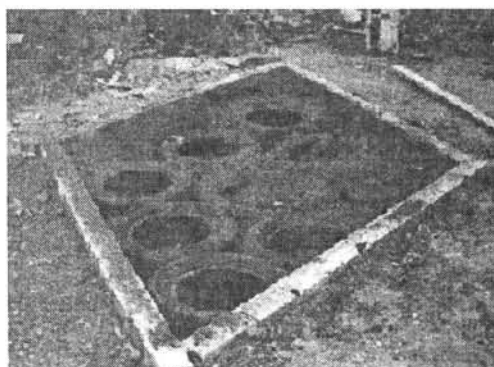
#### 3.1 - Solo-Pneus

Os pneus são constituídos por borracha e são fortemente reforçados com fibras e metais, resultando num material com elevada resistência a tensões radiais. As propriedades mecânicas dos pneus permanecem disponíveis mesmo após encerrada a vida útil como elemento de rodagem.

No projeto do muro experimental foram utilizados pneus com aproximadamente 0,60 m de diâmetro e 0,20 m de largura de banda de rolamento, dimensões correspondentes a pneus de veículos de passeio. As seções B, C e D foram executadas com pneus cortados e na seção A utilizou-se pneus inteiros. O uso de pneus cortados e inteiros teve como objetivo verificar o efeito da remoção da banda lateral na deformabilidade do muro (Medeiros *et al.*, 1997b).

Cordas de polipropileno com 6 mm de diâmetro foram utilizadas para amarração dos pneus nas seções A, B e D. Cordas com diâmetro inferior a 6 mm podem se deteriorar ou romper durante a vida útil da obra. Diâmetros superiores a 6 mm dificultam a confecção do nó de amarração. Os pneus situados na face externa do muro foram interligados aos pneus adjacentes através de 2 voltas na corda ou arame de amarração. Os pneus internos foram interligados a 4 pneus adjacentes através de 1 volta na amarração. Por se tratar de um muro gravidade, não houve necessidade de amarração vertical, ou seja, entre pneus de camadas consecutivas. Na Fig. 1 pode-se observar detalhes da amarração com corda.

Ensaio de densidade no campo foram realizados com o objetivo de determinar o peso volúmico das seções do muro executadas com pneus inteiros e com pneus cortados. Para estes ensaios, foi construída uma cava, com volume conhecido (Fig. 5). Na cava, os pneus foram introduzidos e a seguir preenchidos com solo local compactado. A cava foi construída com a forma de um paralelogramo para otimizar a ocupação do volume da mesma com os pneus. Os resultados dos ensaios de densidade no campo estão apresentados na Fig. 5. Pode-se observar que a remoção de uma banda lateral produz um material com maior peso volúmico.



Peso Volúmico

Solo-Pneus	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
pneus cortados	16,2
pneus inteiros	15,4

Fig. 5 - Execução de ensaios de densidade *in situ*.

### 3.2 - Solo do Retroaterro

O solo local foi utilizado tanto para preenchimento dos pneus quanto para execução do retroaterro. O material pode ser classificado como um solo residual bem graduado (classificação SC, segundo o sistema internacional), proveniente do intemperismo de rocha gnáissica. Ensaio de caracterização, realizados por Fontes (1997), indicaram os valores médios de densidade dos grãos ( $G_s$ ), limites de Atterberg ( $\omega_p$  e  $\omega_L$ ), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural ( $\omega$ ), apresentados no Quadro 1. Neste Quadro estão também incluídos os índices de compactação de campo.

Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto indicaram parâmetros de resistência médios de intercepto coesivo ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ) iguais a 13 kPa e 29°, respectivamente. Estes valores foram observados para a condição de umidade de campo; no caso de saturação completa, a coesão torna-se nula.

**Quadro 1** – Caracterização do solo local.

Ensaio de Laboratório					Compactação de Campo		
$G_s$	$\omega_P$ (%)	$\omega_L$ (%)	$I_P$ (%)	$\omega$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S$ (%)	$e$
2,724	31,0	46,0	15,0	20,0	17,5	65	0,833

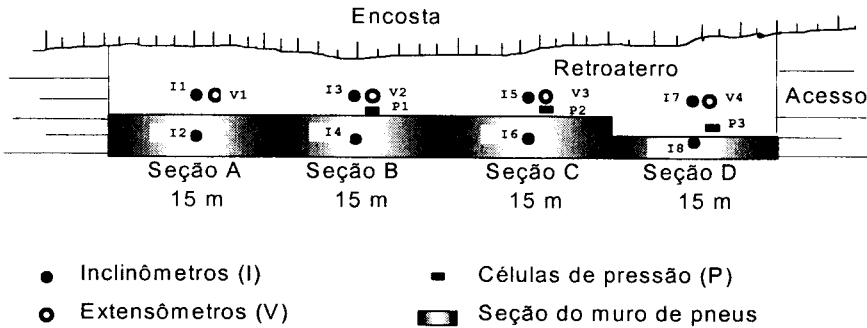
Quanto ao material solo-pneus, as características de deformabilidade e resistência não foram determinadas experimentalmente, devido à dificuldade de realização de ensaios com este tipo de material. Estas dificuldades estão relacionadas às grandes dimensões de uma amostra representativa do conjunto solo-pneus.

**3.3 - Solo de Fundação**

O material de fundação possui características mineralógicas semelhantes às do solo utilizado como retroaterro, apresentando porém maior rigidez. Os parâmetros geotécnicos obtidos experimentalmente a partir de resultados de ensaios de laboratório e campo foram: peso volúmico  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ , coeficiente de Poisson  $\nu = 0,35$  e módulo de Young  $E = 35 \text{ MPa}$  (Sieira, 1998).

**4 - INSTRUMENTAÇÃO**

Com o objetivo de analisar o comportamento do muro de solo-pneus, o aterro experimental foi instrumentado com extensômetros magnéticos, células de pressão e inclinômetros, como indicado na Fig. 3 (seções transversais) e na Fig. 6 (planta). Os movimentos horizontais da massa de solo foram monitorados por 2 linhas de 4 inclinômetros, instalados no interior do retroaterro e do muro de solo-pneus. Os recalques verticais foram monitorados por 16 extensômetros magnéticos, instalados em 4 verticais no interior do retroaterro. Os valores da pressão total desenvolvida na interface entre o muro e o retroaterro foram observados por células de pressão instaladas em 3 conjuntos nas seções B, C e D. Cada conjunto consistiu de 3 células posicionadas verticalmente, de modo a se obter a distribuição dos valores de tensão horizontal. Não houve medição de pressão total na seção A.



**Fig. 6** - Planta esquemática de posicionamento da instrumentação de campo.

## 5 - METODOLOGIA DA ANÁLISE NUMÉRICA

A metodologia utilizada para a análise do muro experimental consistiu na comparação direta dos resultados previstos numericamente com os resultados observados na instrumentação de campo. A partir desta comparação foi possível estabelecer os parâmetros de deformabilidade do material solo-pneus.

Nas análises numéricas, o material solo-pneus foi considerado como elástico linear, tendo em vista a simplicidade deste modelo e a impossibilidade prática da obtenção de parâmetros de deformabilidade requeridos por modelos mais sofisticados.

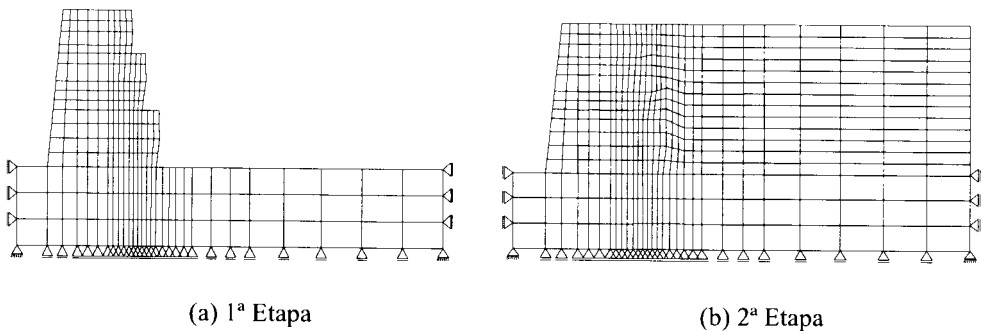
Pode-se considerar que, para estados planos de tensão e de deformação, em material homogêneo de comportamento elástico, o valor dos parâmetros  $E$  e  $\nu$  não influenciam significativamente o campo de tensões. Por outro lado, os valores de deformação são altamente sensíveis a variações desses parâmetros.

Portanto, ao se reproduzir numericamente as deformações observadas no campo durante a construção, ficam estabelecidos os valores dos parâmetros de deformabilidade, adequados para o muro de solo-pneus. Neste estudo foram priorizados os resultados de deslocamento horizontal, já que as medições de deslocamento vertical, no campo não se mostraram precisas.

A simulação numérica da construção do muro foi executada em 2 etapas: análise do muro e análise do conjunto muro/retroaterraço. Na primeira etapa, o empuxo gerado pelo retroaterraço foi substituído por forças nodais equivalentes, cuja magnitude foi determinada segundo as considerações da teoria clássica de Coulomb. Admitiu-se uma distribuição linear das tensões horizontais com a profundidade e um ângulo de atrito solo-muro ( $\delta$ ) igual a  $2/3$  do ângulo de atrito do solo ( $\phi'$ ). Na segunda etapa, a simulação da construção do muro foi feita considerando-se o alteamento simultâneo do retroaterraço.

As análises foram realizadas com o programa de elementos finitos GESSDA, desenvolvido na PUC-Rio. Este programa utiliza elementos isoparamétricos de 4 nós e incorpora os modelos elásticos linear e hiperbólico, para reproduzir o comportamento tensão vs deformação dos materiais. O programa permite a simulação das etapas construtivas de forma incremental.

Na primeira etapa, utilizou-se uma malha de elementos finitos constituída por 243 elementos planos de 4 nós, dispostos em 16 camadas. Esta malha corresponde às seções do muro experimental construídas com 6 pneus na base e 4 pneus no topo. Na segunda etapa a malha era constituída de 451 elementos. A Fig. 7 apresenta as geometrias correspondentes ao final da construção do muro.



**Fig. 7 - Malhas de elementos finitos.**

## 6 - RESULTADOS

### 6.1 - 1ª Etapa: Análise do Muro

O muro de solo-pneus foi idealizado como elástico linear e subdividido em 7 sub-camadas, para se identificar uma possível variação do módulo de Young ( $E$ ) com a altura do muro. O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi mantido constante e igual a 0,35, pois a magnitude das deformações mostrou-se pouco afetada por variações deste coeficiente (Sieira, 1998).

#### 6.1.1 - SEÇÃO A

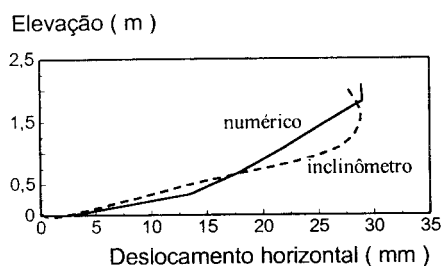
A seção A foi executada com pneus inteiros, amarrados com corda de polipropileno e com seção transversal de largura variável, com 6 pneus na base e 4 pneus no topo. A análise da seção A consistiu em variar os valores do módulo  $E$  para as diferentes sub-camadas do muro, buscando-se a melhor adequação entre os resultados numéricos e as medições de campo.

Após sucessivas tentativas, observou-se que uma distribuição do módulo  $E$ , variando de 1,2 MPa na base a 2,0 MPa no topo do muro, acarretou deslocamentos horizontais compatíveis com os observados no campo (Fig. 8), em particular ao final da construção do muro.

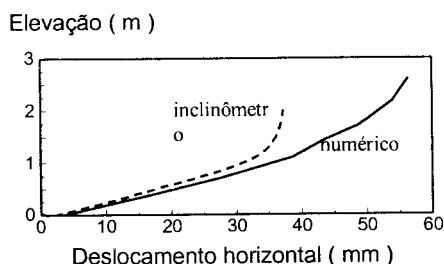
Os resultados desta e das demais seções estão limitados à elevação de 2,5 m, uma vez que a face do muro foi executada com uma inclinação mais suave do que a de projeto (8:1), resultando no afloramento do inclinômetro nesta elevação.

É interessante ressaltar que poderia ser esperado um crescimento do módulo  $E$  com a profundidade, tendo em vista que o material na base do muro encontra-se submetido a um maior nível de tensão confinante. No entanto, as trajetórias de tensão de pontos situados na base do muro estão associadas a níveis de tensão cisalhante mais elevados, que correspondem a menores valores de módulo de deformabilidade na base do muro.

Analisou-se também a alternativa de representar o muro com  $E=1,8$  MPa, constante ao longo de toda a altura. Os resultados indicaram não haver diferença significativa na previsão numérica dos deslocamentos horizontais, em relação às previsões com módulo  $E$  variável com a altura do muro.



a) Final da construção do muro



b) Após a aplicação da sobrecarga

Fig. 8 - Seção A: deslocamentos horizontais medidos e previstos ( $E = 1,2$  a  $2,0$  MPa).

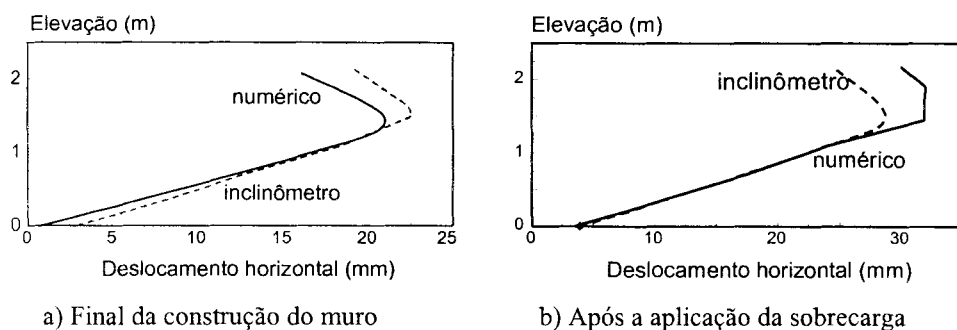
Os valores do módulo  $E$  estabelecidos nesta análise referem-se ao muro com altura de 4,0 m. Para as etapas intermediárias de construção, os deslocamentos horizontais previstos mostraram-se inferiores aos observados no campo, sugerindo valores de  $E$  menores do que os estabelecidos nesta análise. Por outro lado, para muros com altura maior que 4 m, o valor médio do módulo  $E$  deverá ser superior a 1,8 MPa. Este fato é sugerido pelos resultados da Fig.

8, que mostram deslocamentos previstos superiores aos registrados no campo, para a condição final (após a aplicação da sobrecarga).

### 6.1.2 - SEÇÃO B

A seção B possui a mesma geometria e amarração que a seção A, diferindo apenas pela utilização de pneus cortados. Nesta seção optou-se por representar o comportamento do muro solo-pneus por um módulo E constante ao longo da altura. O melhor ajuste foi obtido com  $E=2,5$  MPa (Fig. 9), superior ao valor estimado para a seção A (pneus inteiros). Este resultado é explicado pela remoção de uma banda lateral do pneu, o que possibilita uma melhor compactação do solo no seu interior, com melhor preenchimento dos espaços vazios. O deslocamento máximo observado na seção B foi cerca de 20% menor que na seção A.

Da mesma forma que na seção A, os deslocamentos horizontais previstos para a seção B, após a execução da sobrecarga, foram superiores aos registrados no campo. Este resultado indica valores maiores de módulo E, devido aos níveis de tensão confinante mais elevados.



**Fig. 9** - Seção B: deslocamentos horizontais medidos e previstos ( $E=2,5$  MPa).

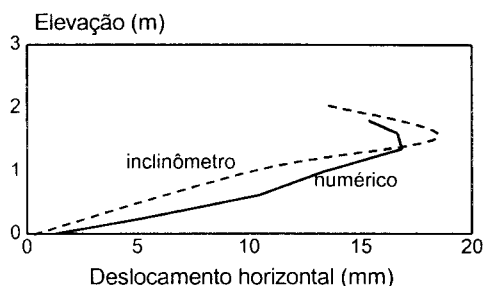
### 6.1.3 - SEÇÃO C

A seção C foi executada com pneus cortados, de forma semelhante à seção B, porém a amarração foi procedida com arame de gabião (arame de aço zincado, protegido com cobertura plástica de PVC). A construção das seções B e C teve por objetivo avaliar o efeito da amarração no comportamento do muro.

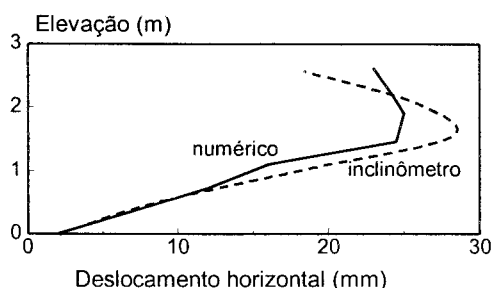
Na análise da seção C, o melhor ajuste entre a previsão numérica e a observação de campo foi obtido com um módulo  $E=3,0$  MPa, constante ao longo da altura do muro (Fig. 10).

As medições de campo indicaram que o deslocamento horizontal máximo na seção C foi 20% inferior ao medido na seção B, ao final da construção do muro. Após a execução da sobrecarga, esta diferença foi reduzida para 10%. Conclui-se, portanto, que a amarração com arame proporciona ao material solo-pneus uma rigidez maior do que a obtida com corda de polipropileno (seção B). Por outro lado, em ambas as seções, os deslocamentos são relativamente baixos, tendo sido registrados valores máximos da ordem de 20 mm, que correspondem a  $0,5\%H$ , onde H é a altura do muro.

Na prática, a escolha do tipo ideal de amarração deve ainda considerar outros fatores tais como o custo do material e a rapidez de execução da amarração.



a) Final da construção do muro



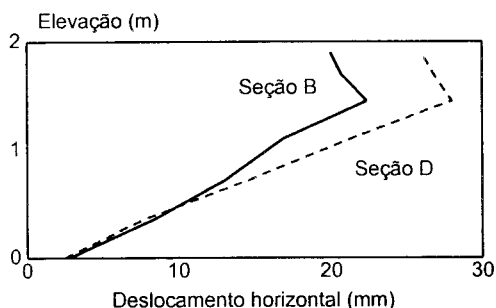
b) Após a aplicação da sobrecarga

**Fig. 10** - Seção C: deslocamentos horizontais medidos e previstos ( $E=3,0$  MPa).

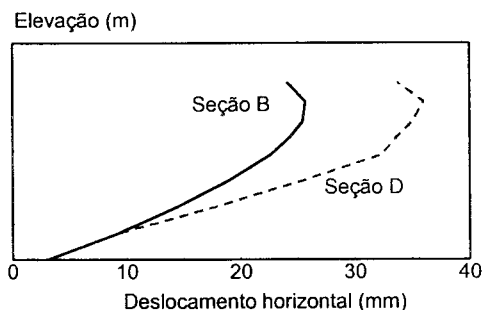
#### 6.1.4 - SEÇÃO D

A seção D foi executada de forma similar à seção B (pneus cortados e com corda de polipropileno), mas com uma geometria mais esbelta, com seção transversal de largura constante de 3 pneus. Esta largura foi estabelecida de modo a se obter fator de segurança próximo a 1,0 para o muro, após a aplicação da sobrecarga.

O inclinômetro instalado na seção D do muro forneceu leituras não confiáveis. As análises relativas a esta seção foram, portanto, realizadas exclusivamente com base na previsão numérica dos deslocamentos. Como as seções B e D foram executadas com pneus cortados e amarrados com corda, decidiu-se atribuir à seção D o mesmo valor do módulo de Young ( $E = 2,5$  MPa) inferido nas análises da seção B. A Fig. 11 apresenta a comparação entre os deslocamentos previstos numericamente para as seções B e D. Pode-se verificar que, após a aplicação da sobrecarga, o deslocamento horizontal máximo estimado para a seção D (mais esbelta) foi da ordem de 40% superior ao da seção B. O ponto correspondente à previsão de deslocamento horizontal máximo manteve-se à meia altura do muro.



a) Final de construção



b) Após aplicação da sobrecarga

**Fig. 11** - Seções B e D: Comparação entre deslocamentos horizontais previstos.

#### 6.2 - 2ª Etapa: Análise do Conjunto Muro/Retroaterro

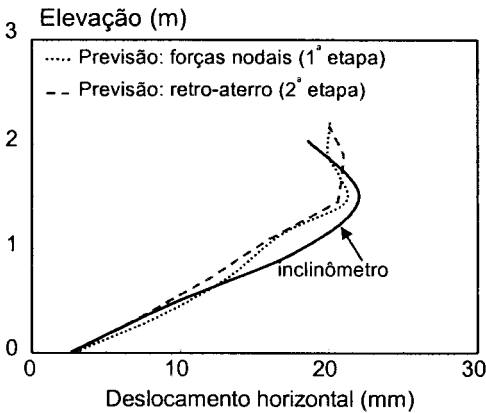
Após determinados os parâmetros de deformabilidade do muro de solo-pneus (1ª etapa), realizou-se uma segunda etapa de análises, com a incorporação do retroaterro. As análises

foram baseadas nos resultados da instrumentação instalada no retroaterro. A malha de elementos finitos para a simulação da obra foi apresentada na Fig. 7. O comportamento tensão vs deformação do solo do retroaterro foi simulado através do modelo hiperbólico (Duncan et al, 1980). Os parâmetros deste modelo foram estabelecidos a partir de ensaios triaxiais realizados com amostras indeformadas do retroaterro (Sieira *et al.*, 2000) e são mostrados no Quadro 2.

**Quadro 2** – Parâmetros do modelo hiperbólico para o retroaterro.

Parâmetro	Valor	Definição	Função
K	31,69	Coeficiente do módulo de Young ( $E_i$ )	Relacionam $E_i$ e $E_{ur}$ a $\sigma_3$
$K_{ur}$	63,00	Coeficiente do módulo de Young ( $E_{ur}$ )	
n	0,76	Expoente do módulo $E_i$ ou $E_{ur}$	
$c'$	0 kPa	Coesão efetiva	Relacionam $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ a $\sigma_3$
$\phi'$	29°	Parâmetros do ângulo de atrito	
$\Delta\phi'$	0°		
$R_f$	0,67	Razão de ruptura	Relacionam $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ a $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
$K_b$	13,72	Coeficiente do módulo volumétrico (B)	Relaciona B a $\sigma_3$
m	0,62	Expoente do módulo B	

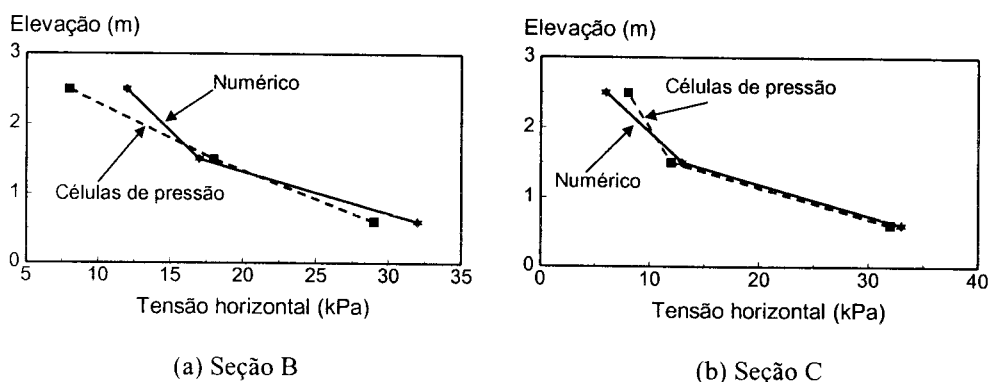
A Fig. 12 apresenta uma comparação entre as medições de campo e as previsões numéricas, com o retroaterro representado por forças nodais (1ª etapa), e com o retroaterro representado pelo modelo hiperbólico (2ª etapa). Estas análises correspondem à seção B ao final da construção. Verifica-se que ambas as análises produziram resultados praticamente coincidentes, podendo-se concluir que as forças nodais aplicadas ao muro na 1ª etapa reproduziram adequadamente a solicitação do retroaterro.



**Fig. 12** - Comparação entre análises numéricas e dados de campo para a seção B.

Na Fig. 13, os resultados da simulação numérica (2ª etapa) estão comparados com as leituras nas células de pressão instaladas na interface muro/retroaterro. Verifica-se que as tensões horizontais medidas no campo (seções B e C) foram reproduzidas também adequadamente na simulação numérica. Não houve comparação para a seção D (esbelta), pois, devido à ausência de resultados de inclinometria, as previsões numéricas foram baseadas nos

módulos de deformabilidade estabelecidos para a seção B. Na seção A não foram instaladas células de pressão.



**Fig. 13** - Comparação entre os resultados numéricos e as medições das células de pressão no final de construção do muro.

## 7 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS SEÇÕES DO MURO

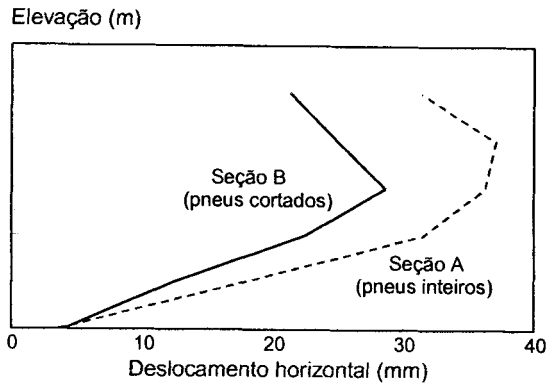
A partir dos resultados da instrumentação, procedeu-se a análise das diferentes configurações do muro, tomando como base a seção B. Esta seção apresenta largura variável e é composta de pneus cortados, amarrados com corda de polipropileno. São avaliados separadamente os efeitos da utilização de pneus inteiros (seção A), da amarração com arame (seção C) e, finalmente, da esbeltez do muro (seção D).

### 7.1 - Remoção da Banda Lateral : Pneus Cortados vs Inteiros

Os efeitos da configuração dos pneus (inteiros ou cortados) foram analisados com os dados das seções A e B. A Fig. 14 apresenta a comparação entre os deslocamentos horizontais medidos após a aplicação da sobrecarga. Verifica-se que, na seção A, os deslocamentos foram significativamente maiores, cerca de 30% a 45% superiores aos medidos na seção B. Observa-se que a diferença máxima é de aproximadamente 12 mm.

A remoção de uma banda lateral facilita o preenchimento dos pneus com o solo durante a construção, diminuindo assim o índice de vazios do material solo-pneus. Com isso, este material apresenta-se menos deformável e mais homogêneo do que no caso de se usar o pneu inteiro. A análise numérica demonstrou que a seção B apresenta um módulo  $E = 2,5$  MPa, enquanto que na seção A obteve-se módulo  $E = 1,8$  MPa.

Convém ressaltar que uma especificação para uso de pneus cortados impõe a necessidade de se dispor de equipamento para corte da banda lateral, especialmente no caso de pneus radiais (reforçados com aço). O equipamento disponível para o presente trabalho custou cerca de US\$ 20mil e possuía capacidade de cortar até 50 pneus por hora. Apesar do custo adicional para aquisição da máquina de corte, a remoção da banda lateral acelera o processo construtivo, devido à maior facilidade de execução.



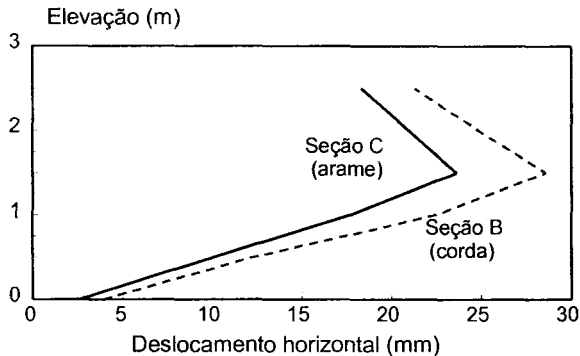
**Fig. 14** - Deslocamentos medidos nas seções A e B após a aplicação da sobrecarga.

## 7.2 - Amarração dos Pneus : Corda vs Arame

Os efeitos do tipo de amarração foram verificados com os resultados das seções C e B. Estas seções possuem a mesma geometria e foram executadas com pneus cortados. Na seção B, os pneus foram amarrados com corda de polipropileno de 6 mm, enquanto na seção C foi utilizado arame de gabiões.

A Fig. 15 apresenta a comparação entre os resultados de deslocamentos horizontais medidos nas duas seções no interior do muro após a aplicação da sobrecarga. A seção C apresentou deslocamentos horizontais até 20% inferiores aos medidos na seção B, sendo a diferença máxima da ordem de 5 mm.

O material solo-pneus em ambas as seções foi adequadamente simulado na análise numérica, considerando-se um módulo de deformabilidade constante em toda a altura do muro. Na seção C (com arame) obteve-se  $E = 3,0$  MPa, enquanto que o valor do módulo  $E$  na seção B foi de 2,5 MPa.



**Fig. 15** - Deslocamentos medidos nas seções B e C após a aplicação da sobrecarga.

Apesar dos resultados indicarem uma rigidez um pouco superior no caso de amarração com arame, a escolha de um ou outro tipo de amarração deve levar em conta outros aspectos de ordem prática, como facilidade de execução e custo do material (corda ou arame).

Durante o processo construtivo, verificou-se que, enquanto o arame pode ser ajustado com alicate comum, a amarração com corda é mais trabalhosa e demorada, pois requer a execução artesanal de um nó especial, resistente ao processo construtivo.

Em relação ao custo do material de amarração, verifica-se a necessidade de uma quantidade de corda cerca de 2 vezes maior que de arame, em função da existência do nó. No presente trabalho, o custo por metro da corda de polipropileno foi aproximadamente cinco vezes inferior ao do arame. Assim, a amarração com corda apresentou-se como uma alternativa economicamente vantajosa.

### 7.3 - Esbeltez do Muro : Base com 6 Pneus vs Base com 3 Pneus

A seção B foi projetada com largura variável, sendo a base composta por 6 pneus e o topo por 4. A seção D foi projetada com geometria mais esbelta, com uma largura constante de 3 pneus. O fator de segurança previsto para a seção D era da ordem de 1,0, de acordo com os métodos clássicos de estabilidade de muros rígidos (tombamento e deslizamento). No entanto, as observações de campo não indicaram sinais de instabilidade para a seção D.

O desconhecimento dos parâmetros de resistência do material solo-pneus não permite uma quantificação correta do fator de segurança da seção D. Pode-se considerar, entretanto, que a introdução de pneus no solo pouco interfere na magnitude do ângulo de atrito  $\phi'$ , porém ocasiona um aumento significativo no parâmetro  $c'$  do solo (Long, 1990). Com isso, espera-se que a resistência ao cisalhamento do material solo-pneus seja sempre superior à do solo. Deve-se ressaltar que, para níveis baixos de tensão confinante, um pequeno aumento do parâmetro  $c'$  acarreta uma elevação significativa da resistência.

Na seção D, as análises numéricas foram realizadas de forma conservadora, adotando-se para o muro a mesma envoltória de resistência do solo:  $\phi' = 29^\circ$  e  $c' = 0$  ou 13 kPa, dependendo do nível de sucção considerado para o solo (Fontes, 1997). Estas análises visaram verificar a existência de regiões plastificadas ou com ruptura localizada no interior do muro. Para definir as regiões no estado limite de ruptura, foi utilizado o parâmetro  $R$  (razão de ruptura), definido por:

$$R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{mob}} \quad (1)$$

onde  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  é a tensão desviadora na ruptura e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{mob}$  é a tensão desviadora mobilizada. Valores de  $R \leq 1$  correspondem à condição de ruptura ou instabilidade localizada.

Os resultados apresentados na Fig. 16 indicam que, para  $c' = 13$  kPa, a zona instável (região sombreada) limita-se a uma pequena região no pé do muro, sendo significativamente menor que no caso de  $c' = 0$ . Como estes resultados consideram de forma conservadora a resistência do muro de solo-pneus, as análises numéricas sugerem que a seção D não deveria apresentar sinais de ruptura localizada. De fato, as observações de campo não indicaram qualquer sinal de instabilidade nesta seção. Pode-se concluir, portanto, que o dimensionamento do muro com largura constante de 3 pneus é uma alternativa segura, contrariamente ao indicado pelos métodos clássicos de cálculo da estabilidade de muros de gravidade.

Uma análise numérica complementar foi realizada para verificar a largura mínima possível para o muro tornando-se como base a seção D (largura constante). A Fig. 17 apresenta a previsão dos deslocamentos no interior do muro, para diferentes valores de largura da seção (de 6 a 2 pneus). Estes resultados consideram o muro com altura de 4 m e sobrecarga de 2 m. Nota-se que há uma variação significativa do comportamento previsto para o muro quando a largura da seção passa a ser inferior a 2,5 pneus (aproximadamente 1,5 m de largura).

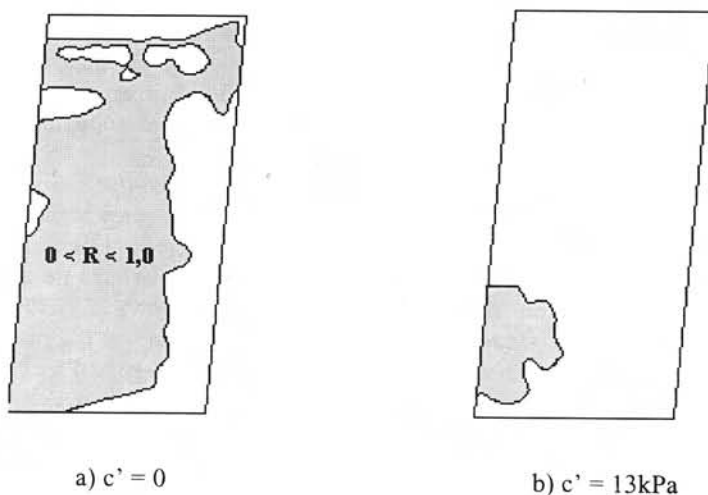


Fig. 16 - Análise da instabilidade interna do muro com seção esbelta (Seção D).

Pode-se prever, então, que 3 pneus é a largura mínima adequada para a seção do muro em questão. Menores larguras da seção possivelmente levariam o muro a uma condição de ruptura.

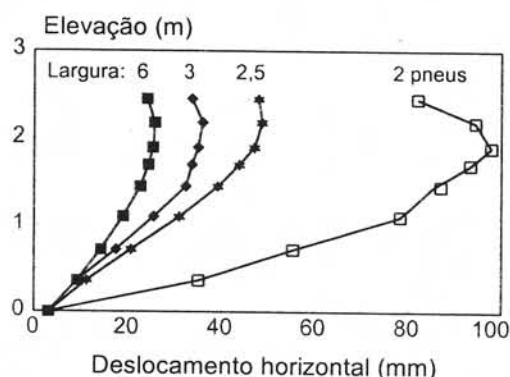


Fig. 17 - Variação dos deslocamentos em função da largura do muro.

## 8 - CONCLUSÕES

As análises dos resultados de instrumentação de campo mostraram que o muro executado com pneus cortados (seção B) é mais rígido e mais homogêneo do que com pneus inteiros (seção A). As análises numéricas indicaram que o muro pode ser representado de maneira satisfatória por um comportamento elástico-linear. No caso de muro com pneus inteiros, os parâmetros de deformabilidade são  $E = 1,8 \text{ MPa}$  e  $\nu = 0,35$ , constantes ao longo de toda a altura do muro. No caso de pneus cortados, o valor de  $E$  passa a ser de  $2,5 \text{ MPa}$ . Quanto aos aspectos construtivos, a remoção de uma banda lateral acelera a construção, devido à maior facilidade de preenchimento dos pneus com o solo. Para o uso de pneus cortados, é necessária a aquisição de uma máquina capaz de remover a banda lateral dos pneus.

Em relação aos dois tipos de amarração utilizados no projeto, observou-se que a amarração com arame tipo gabião confere ao material solo-pneus uma rigidez ( $E = 3,0 \text{ MPa}$ ) um pouco superior à obtida com corda de polipropileno. A escolha do tipo de amarração deve, porém, levar em conta o custo do material e a facilidade de execução. A amarração com corda, apesar de mais lenta, é de menor custo que a amarração com arame de gabião, apresentando-se como uma alternativa economicamente vantajosa.

Comparando-se as seções com diferentes geometrias, verificou-se numericamente que a seção D, com geometria mais esbelta, apresenta maiores deslocamentos horizontais. Esta seção foi projetada com fator de segurança igual a 1,0, segundo os métodos clássicos de estabilidade de muros. No entanto, as observações de campo não indicaram sinais de instabilidade. As análises numéricas confirmaram a estabilidade da seção D, com a inexistência de regiões significativas de plastificação. Os resultados desta análise sugerem que o dimensionamento do muro com largura constante de 3 pneus é uma alternativa segura para o muro de solo-pneus com altura de 4 m.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IDRC (International Development Research Centre, Canadá) e à Fundação Geo-Rio (Prefeitura do Rio de Janeiro) pelo financiamento do projeto de pesquisa. Os engenheiros Luís O. Vieira e Márcia H. Andrade, da Geo-Rio, participaram ativamente dos trabalhos de campo. O professor V. K. Garga, da Universidade de Ottawa, Canadá, participou de todas as etapas desta pesquisa. Os autores agradecem ainda ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil) e à FAPERJ (Fundação de Amparo e Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro) pelo auxílio financeiro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Duncan, J. M.; Byrne, P.; Wong, K. S. e Mabry, P. *Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses*. Report N° UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, U.S.A., 1980.
- Fontes, A. E. B. *Ensaio de Campo e Laboratório no Retroaterro do Muro Experimental de Pneus*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil, 126p., 1997.
- Garga, V. K. e O'Shaughnessy, V. *Use of Scrap Tires for Embankment Construction*, 48<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, Canadá, vol. 1, pp. 425-432, 1995.
- Garga, V. K. e O'Shaughnessy, V. *Tire Reinforced Earthfill. Part I: Construction of a Test Fill, Performance and Retaining Wall Design*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, n° 1, pp. 75-96, 2000.
- Garga, V. K.; Shaughnessy, V. O.; Medeiros, L. V. e Sayão A. S. F. J. *Behaviour of Scrap Tire Reinforced Retaining Walls: Canadian and Brazilian Experiences*. 11<sup>th</sup> Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu, Brasil, vol. 3, pp. 1199-1206, 1999.
- Hausmann, M. R. *Slope Remediation*. II Conf. on Stability and Performance of Slope and Embankments, Geotechnical Special Publication n°. 31, ASCE, edited by R.B. Seed and R. Boulanger, vol. 2, p. 1274-1317, 1990.
- Long, N. T. *Pneusol, Tyresoil, Tiresoil*. Colloque Routes et Development, École National des Ponts et Chaussées, France, 17p., 1984.
- Long, N. T. *The Pneusol*. Publication n°. GT44, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 76p., 1990.

- Medeiros, L. V.; Sayão, A. S. F. J.; Garga, V. K. e Andrade, M. H. N. *Use of Scrap Tires in Retaining Walls*. International Journal of Environmentally Conscious Design and Manufacturing, U.S.A., vol.6 , nº. 4, pp. 19-24, 1997a.
- Medeiros, L. V.; Sayão, A. S. F. J.; Garga, V. K. e Andrade, M. H. N. *Use of Scrap Tires in Slope Stabilization*. 2<sup>nd</sup> Panamerican Symposium on Landslides, ISSMGE, Rio de Janeiro, Brasil, vol. 2, pp. 637-643, 1997b.
- Medeiros, L.V.; Garga, V. K.; Gerscovich, D. M. S.; Sayão, A. S. F. J. e Andrade, M. H. N. *Analysis of the Instrumentation of a Scrap Tire Reinforced Retaining Wall*. 11<sup>th</sup> Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu, Brasil, vol. 1, pp. 19-25, 1999.
- Sieira, A C. F.; Sayão, A. S. F. J.; Gerscovich, D .M. S. e Medeiros, L. V. *Simulação Numérica da Construção de Muro Experimental Solo-Pneus*. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (IV SEFE), v.2, pp. 532-540, 2000.
- Sieira, A. C. C. F. *Análise do Comportamento de um Muro de Contenção Utilizando Pneus*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil, 110p., 1998.