

10 Análise numérica

Foi realizada uma análise numérica para gerar previsões de comportamento do muro de solo reforçado e permitir uma comparação com os resultados obtidos em campo.

A ferramenta computacional escolhida para a realização desta tarefa foi o programa PLAXIS 2D v.8, disponível nos laboratórios de computação da PUC-Rio. Este programa utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) e dispõe de uma série de modelos constitutivos voltados para as aplicações da geotecnia.

10.1. Método dos elementos finitos

O MEF é um procedimento numérico que pode ser empregado em uma vasta gama de aplicações, como obtenção de soluções de engenharia, problemas relacionados à análise de tensões, transferência de calor, fluxo de fluidos, etc.

A análise de um problema pelo MEF segue as seguintes três etapas básicas:

- Pré-processamento:

- divisão do contínuo em elementos finitos que não se interceptam, dentro dos quais são interpoladas as variáveis de interesse;
- determinação das matrizes de rigidez dos elementos, em função das propriedades do material, do modelo constitutivo, do tipo de elemento e do seu tamanho;
- determinação dos vetores de carga nos elementos;
- montagem da matriz de rigidez global a partir dos vetores de carga e das matrizes de rigidez de todos os elementos;

- Processamento:

- solução do sistema de equações, por exemplo:

$$[K] \{u\} = \{Q\} \quad (10.1)$$

onde:

[K]	matriz de rigidez global;
{u}	vetor de deslocamentos nodais global; e
{Q}	vetor de cargas global.

O Cálculo das variáveis secundárias, como tensões e deformações, a partir das relações tensão-deformação e deformação-deslocamento, por exemplo:

$$\{\epsilon\} = [B]\{u\} \quad (10.2)$$

$$\{\sigma\} = [C]\{\epsilon\} \quad (10.3)$$

onde:

{e}	vetor de deformações;
[B]	matriz deformação-deslocamento;
{s}	vetor de tensões; e
[C]	matriz tensão-deformação.

- Pós-processamento:

- Apresentação e visualização dos resultados.

10.2. Modelos constitutivos

Um modelo constitutivo pode ser entendido como um conjunto de equações matemáticas que descreve as relações entre tensões e deformações para um certo material, levando em consideração suas propriedades, as quais são expressas por parâmetros escalares.

O comportamento mecânico dos solos pode ser modelado através de vários tipos de formulações matemáticas, com diferentes graus de precisão. Para uma primeira aproximação, pode-se, por exemplo, empregar um modelo elástico linear

isotrópico. Para análises mais aprofundadas, podem ser empregados modelos mais sofisticados que simulam de forma mais realista o comportamento dos solos e empregam maior número de parâmetros.

O programa PLAXIS 2D v.8 foi desenvolvido para realizar cálculos de problemas típicos da engenharia geotécnica, segundo Brinkgreve e Vermeer (1998). Para tanto, é oferecida ao usuário uma série de modelos constitutivos para os solos. Também foi implementado um modelo específico para simular o comportamento de geossintéticos.

Para uso neste trabalho foi selecionado o modelo Hardening Soil (HS), por ser o que simula mais fielmente o comportamento apresentado pelo solo em estudo nos ensaios de laboratório. Segundo Schanz (1998), este é um modelo avançado para a simulação de comportamento de solos que apresentam rigidez decrescente durante o cisalhamento. O modelo utiliza uma formulação hiperbólica para ajustar a curva tensão-deformação do solo e incorpora conceitos de dilatância e da teoria da plasticidade, superando o modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970)

Neste item serão apresentadas sucintamente as formulações e hipóteses principais do modelo HS. Segundo Brinkgreve e Vermeer (1998), no modelo HS são definidos estados limites de tensão para o solo por meio dos parâmetros ângulo de atrito (ϕ), intercepto coesivo (c) e ângulo de dilatância (ψ). A rigidez do solo é definida de maneira acurada, por meio do uso de três parâmetros: rigidez secante E_{50} correspondente à metade da tensão desviadora de ruptura (do ensaio triaxial), rigidez secante E_{ur} para descarregamento e recarregamento (do ensaio triaxial) e rigidez do carregamento unidimensional E_{oed} (do ensaio oedométrico).

Os autores afirmam que, como uma regra geral, pode-se considerar que, para vários solos, $E_{ur} \approx 3 E_{50}$ e $E_{oed} \approx E_{50}$.

O modelo também considera que a rigidez do solo varia com o nível de tensões confinantes. Por isso, os valores introduzidos para os parâmetros de rigidez devem ser correspondentes a uma tensão de referência, geralmente tomada como 100 kPa. Durante a simulação, o programa calcula automaticamente o valor de cada parâmetro, em função das tensões atuantes.

Os autores reconhecem que a principal limitação do modelo é que ele não leva em consideração o “amolecimento” (softening) do solo. Esta desvantagem não é considerada significativa nesta pesquisa, tendo em vista que, de maneira

geral, no muro de solo reforçado, o material trabalha em tensões e deformações abaixo do pico.

O modelo HS considera uma relação hiperbólica entre a deformação axial ϵ_{ax} e a tensão desviadora σ_d , nos ensaios de compressão triaxial:

$$-\epsilon_{ax} = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{\sigma_d}{1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_a}}, \text{ para } \sigma_d < \sigma_f \quad (10.4)$$

Onde:

- ϵ_{ax} deformação axial;
- E_{50} rigidez secante correspondente à metade da tensão desviadora de ruptura;
- σ_d tensão desviadora;
- σ_a valor assintótico da tensão desviadora; e
- σ_f tensão desviadora na ruptura.

As tensões e deformações de compressão são consideradas negativas.

A Figura 207 apresenta esquematicamente a relação hiperbólica adotada para a curva tensão deformação de um ensaio triaxial convencional de compressão.

A relação de dependência do valor da rigidez secante E_{50} com a tensão confinante é descrita da seguinte maneira:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} [(c \cos\phi - \sigma_3 \sin\phi) / (c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi)]^m \quad (10.5)$$

Onde:

- E_{50}^{ref} rigidez secante correspondente à metade da tensão desviadora de ruptura para uma tensão confinante de referência p^{ref} ;
- c intercepto coesivo;
- ϕ ângulo de atrito;
- σ_3 tensão confinante do ensaio de compressão triaxial;
- p^{ref} tensão de referência = 100 kPa; e
- m potência que ajusta a dependência da rigidez pela tensão.

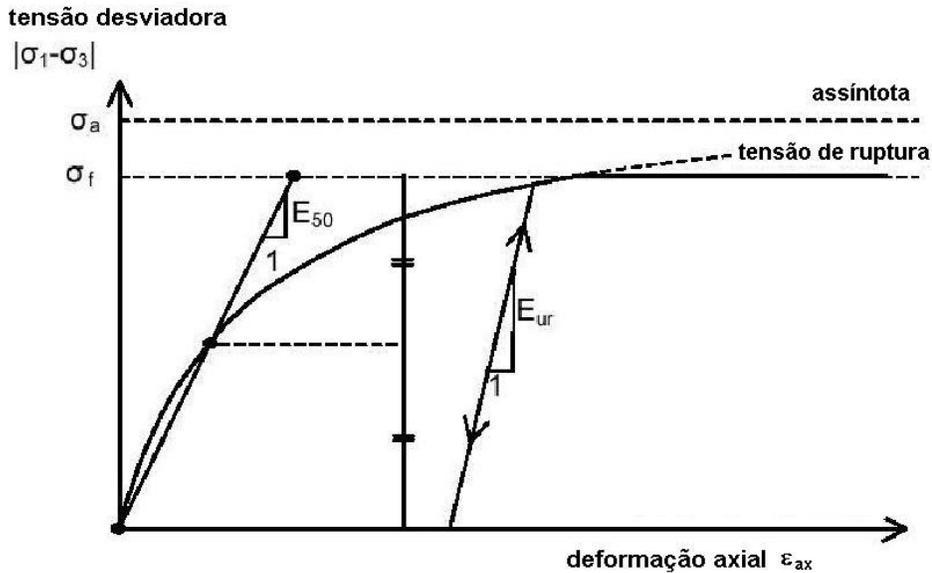


Figura 207 - Relação tensão-deformação hiperbólica para um ensaio drenado de compressão triaxial (Brinkgreve e Vermeer, 1998).

A relação entre σ_a e σ_f é expressa da seguinte forma:

$$R_f = \sigma_f / \sigma_a \quad (10.6)$$

Caso não seja introduzido um valor específico para o parâmetro, o programa PLAXIS adota $R_f = 0,9$.

Para definição do valor da tensão desviadora de ruptura, o modelo adota a seguinte expressão:

$$\sigma_f = (c \cotan\phi - \sigma_3) 2\text{sen}\phi / (1 - \text{sen}\phi) \quad (10.7)$$

Para as trajetórias de tensão de descarregamento e recarregamento, é utilizado outro parâmetro de rigidez dependente da tensão, com a seguinte relação de dependência em relação à tensão confinante:

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} [(c \cos\phi - \sigma_3 \text{sen}\phi) / (c \cos\phi + p^{\text{ref}} \text{sen}\phi)]^m \quad (10.8)$$

Onde:

E_{ur} rigidez secante para trajetórias de descarregamento e recarregamento; e

E_{ur}^{ref} rigidez secante para trajetórias de descarregamento e recarregamento para uma tensão confinante de referência p^{ref} .

O parâmetro E_{ur} é utilizado em conjunto com o coeficiente de Poisson para trajetórias de tensão de descarregamento e recarregamento, v_{ur} .

Para calcular as deformações volumétricas o programa utiliza um parâmetro de rigidez dependente da tensão, obtido de ensaios oedométricos:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} [(c \cos\phi - \sigma_3 \sin\phi) / (c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi)]^m \quad (10.9)$$

Onde:

E_{oed} rigidez tangente para deformações volumétricas; e

E_{oed}^{ref} rigidez tangente para uma tensão vertical de referência p^{ref} obtida em ensaio oedométrico.

A Figura 208 esclarece como obter o valor do parâmetro E_{oed}^{ref} a partir de ensaios oedométricos.

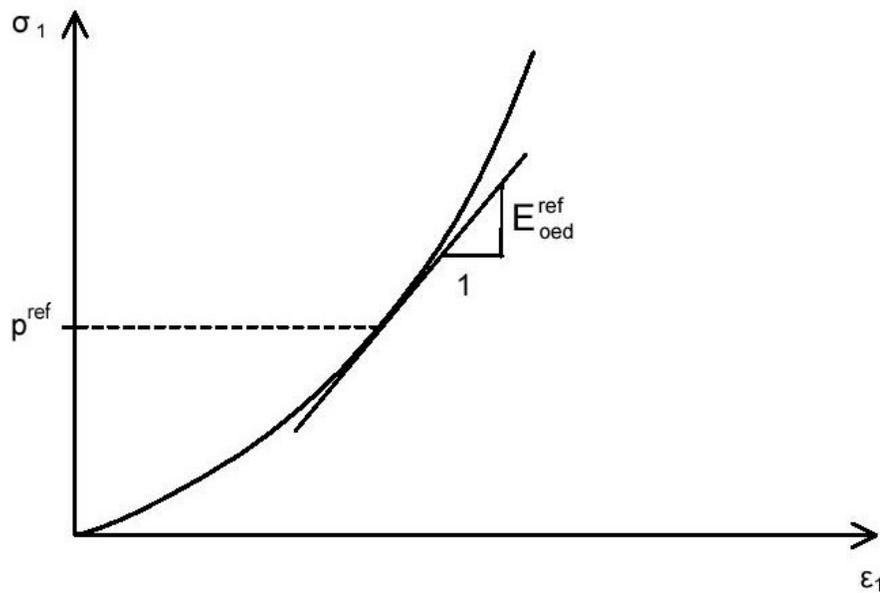


Figura 208 - Definição de E_{oed}^{ref} em ensaios oedométricos (Brinkgreve e Vermeer, 1998).

A função de plastificação f do modelo HS é definida pelas equações a seguir:

$$f = 2 \cdot \varepsilon_a^p - \gamma^p \quad (10.10)$$

$$-\varepsilon_a^p = \frac{\sigma_d}{2 \cdot E_{50} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_a} \right)} - \frac{\sigma_d}{E_{ur}} \quad (10.11)$$

$$\gamma^p = -(2 \cdot \varepsilon_a^p - \varepsilon_v^p) \quad (10.12)$$

Onde:

- f função de plastificação;
- ε_a^p deformação plástica axial;
- ε_v^p deformação plástica volumétrica; e
- γ^p deformação plástica de cisalhamento.

Além das deformações plásticas, o modelo também leva em consideração as deformações elásticas. Enquanto as deformações plásticas somente ocorrem nos estágios de carregamento, as deformações elásticas são computadas para os estágios de carregamento, descarregamento e recarregamento, conforme segue:

$$-\varepsilon_a^e = \sigma_d / E_{ur} \quad (10.13)$$

Onde:

- ε_a^e deformação elástica axial.

As deformações volumétricas do modelo HS envolvem uma relação entre taxas de deformação plástica, conforme segue:

$$\varepsilon_v'^p = \text{sen } \psi_m \gamma'^p \quad (10.14)$$

Onde:

- $\varepsilon_v'^p$ taxa de deformação plástica volumétrica;

- ψ_m ângulo de dilatância mobilizado;
 γ^p taxa de deformação plástica de cisalhamento.

O ângulo de dilatância mobilizado pode ser definido em função do ângulo de atrito a volume constante e do ângulo de atrito mobilizado, conforme a teoria de dilatância de Rowe (1962):

$$\text{sen } \psi_m = \frac{\text{sen } \phi_m - \text{sen } \phi_{cv}}{1 - \text{sen } \phi_m \cdot \text{sen } \phi_{cv}} \quad (10.15)$$

$$\text{sen } \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2 \cdot c \cdot \cot \text{an} \phi} \quad (10.16)$$

Onde:

- ϕ_m ângulo de atrito mobilizado;
 ϕ_{cv} ângulo de atrito a volume constante;
 σ_1 tensão principal maior; e
 σ_3 tensão principal menor.

No momento da ruptura, $\phi = \phi_m$, portanto, $\psi = \psi_m$. Desta forma, o programa calcula automaticamente os valores de ϕ_{cv} , ϕ_m e ψ_m e o usuário deve entrar somente com os valores de ϕ e ψ .

O modelo constitutivo disponível no programa PLAXIS 2D v.8 para representação das geogrelhas considera-as como elementos elásticos flexíveis incapazes de suportar compressão e sem rigidez à flexão. A única propriedade de uma geogrelha é sua rigidez elástica axial, obtida em ensaios de tração tipo “faixa larga” conforme segue:

$$J = \frac{F}{\Delta L/L_0} \quad (10.17)$$

Onde:

- J rigidez elástica axial;

- F força por unidade de largura, no momento da ruptura, em ensaio de faixa larga;
- ΔL acréscimo de comprimento na ruptura, em ensaio de faixa larga; e
- L_0 comprimento inicial da amostra, em ensaio de faixa larga.

10.3. Simulação dos ensaios de arrancamento

A simulação dos ensaios de arrancamento, utilizando-se o programa PLAXIS 2D v.8, foi empregada para observar a adequação dos parâmetros e modelos empregados, tendo em vista que a malha e a seqüência construtiva dos ensaios de arrancamento são mais simples que as do muro de solo reforçado.

O ensaio de arrancamento atinge a tensão de ruptura da interface solo-geossintético ou a tensão de ruptura do próprio geossintético, enquanto, no muro, as tensões são menores. Entretanto, pode-se simular estágios intermediários do ensaio.

Conforme citado anteriormente, o programa exige o emprego de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.

Tendo em vista que os ensaios de cisalhamento direto não permitem uma estimativa correta de parâmetros de deformabilidade, estes parâmetros foram obtidos de ensaios triaxiais.

Os três ensaios de arrancamento realizados com geogrelhas do tipo 55A e tensão confinante de 14,3kPa (ensaios 9, 10 e 15) possuem umidade ótima e desvio de umidade muito semelhantes àqueles empregados na compactação do solo do muro.

Resolveu-se, então, empregar, nas simulações de arrancamento, os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais realizados com o solo do bloco n.º 1, retirado do muro.

A Tabela 23 apresenta os parâmetros empregados na simulação numérica, exigidos pelo modelo constitutivo adotado, obtidos nos ensaios de compressão triaxial drenada no bloco n.º1, conforme listado na Tabela 20.

Tabela 23 - Parâmetros do modelo Hardening Soil adotados para o solo estudado.

γ (kN/m ³)	ϕ (°)	ψ (°)	c (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (Mpa)
17,9	34,2	2,7	10,0	9,5	9,5	28,5

O parâmetro de rigidez axial das geogrelhas estudadas, empregado nas análises, foi determinado a partir dos resultados de ensaios de faixa larga, executados pelo fabricante, para os lotes de produção empregados nas seções instrumentadas da obra. O cálculo foi realizado conforme a equação 10.17, citada anteriormente. As Figura 209 e Figura 210 apresentam as curvas carga distribuída vs. deformação axial obtidas pelo fabricante, em ensaios de faixa larga, para os lotes 21094/1 e 20251/2 das geogrelhas empregadas na obra, dos tipos 55A e 35, respectivamente.

Pode-se observar que o comportamento tensão-deformação das geogrelhas ensaiadas é aproximadamente linear, com uma ligeira curvatura no início da curva. A Tabela 24 apresenta uma comparação destes valores com os valores nominais dos produtos.

Tabela 24 - Parâmetros de rigidez axial das geogrelhas empregados na análise numérica

Geogrelha	J nominal (kN/m)	J calculado (kN/m)
35 (Fortrac 35/20-20/30 MP)	700	759
55A (Fortrac 55/25-20/30 MP)	1100	1210

Nos ensaios de arrancamento n° 9, n° 10 e n° 15, foi possível perceber sinais de ruptura do solo e escorregamento dos trechos iniciais da geogrelha antes da ruptura por tração da mesma, apesar de não ter havido arrancamento completo da amostra. Em muros de solo reforçado projetados pelos critérios tradicionais, os níveis de tensão do reforço situam-se geralmente bem abaixo daqueles necessários para provocar rupturas da interface solo-geossintético (Zornberg et al., 1995 e Benjamin et al., 2003).

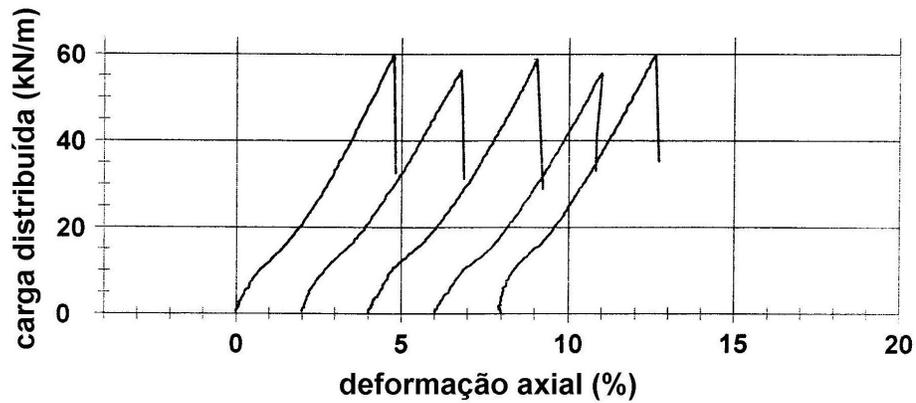


Figura 209 – Resultados de ensaios de tração “faixa larga” em laboratório, para as geogrelhas do tipo 55A (Huesker, 2001).

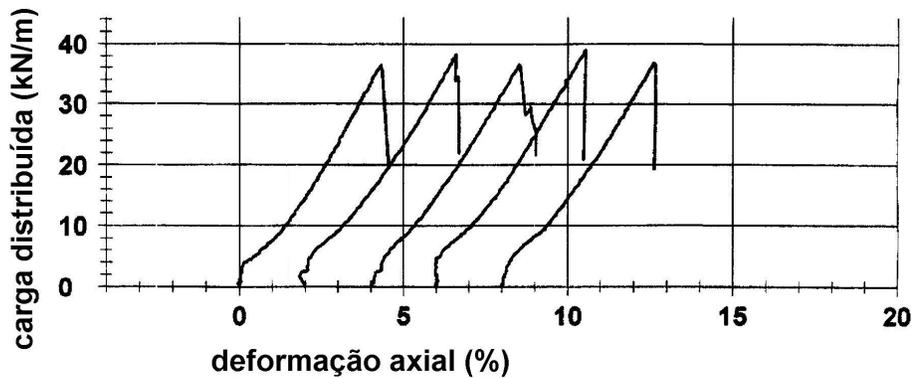


Figura 210 – Resultados de ensaios de tração “faixa larga” em laboratório, para as geogrelhas do tipo 35 (Huesker, 2001).

Para aproximar as condições dos ensaios de arrancamento e do muro e evitar problemas numéricos gerados por uma possível condição de ruptura do solo, decidiu-se comparar as simulações de arrancamento com o estágio dos ensaios de campo referente a uma carga distribuída de 20kN/m, no trecho inicial da amostra.

As curvas de deslocamentos dos *tell-tales* durante os ensaios de arrancamento citados são apresentadas na Figura 211. também é apresentada a curva de deslocamentos média dos três ensaios utilizada para comparação com os resultados das simulações.

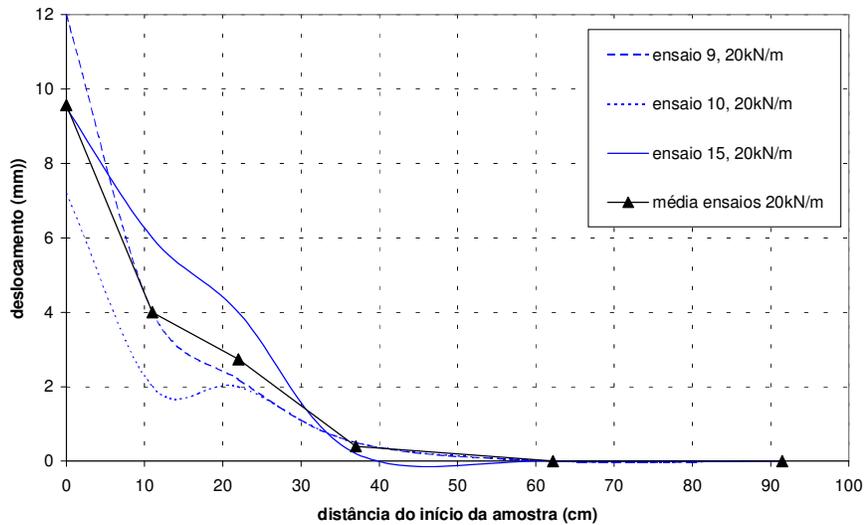


Figura 211 - Distribuição dos deslocamentos dos *tell-tales*, ao longo da geogrelha, para os ensaios 9, 10 e 15, com carga distribuída igual a 20kN/m.

Após definir os parâmetros do solo e da geogrelha e a curva de deslocamentos de referência, foi necessário definir as condições de contorno.

A Figura 212 apresenta a condição projetada para o ensaio e as características geométricas da amostra, da face de pranchões de madeira e da manga metálica.

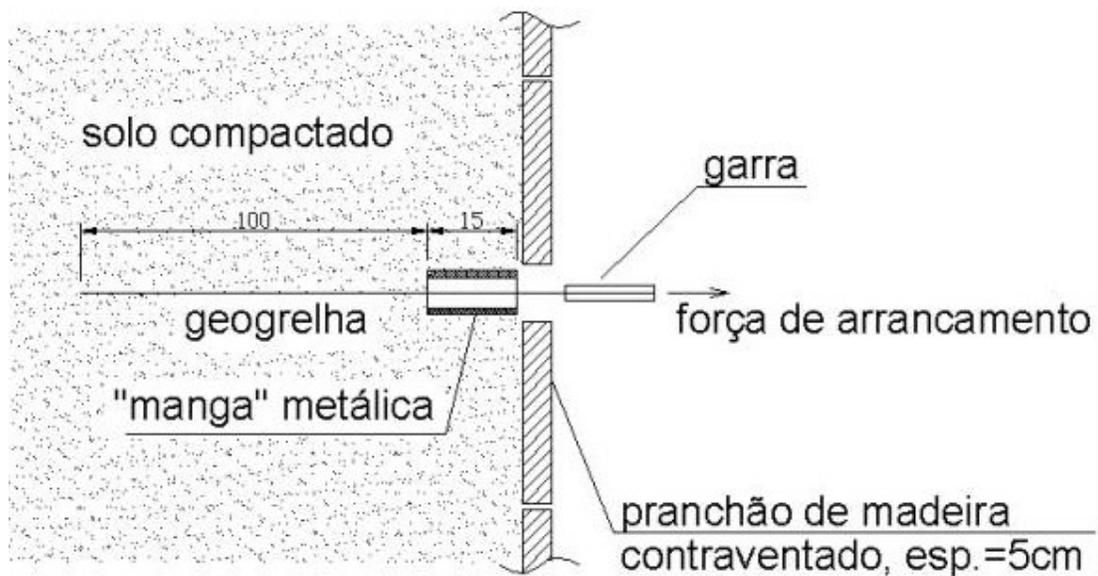


Figura 212 – Seção típica dos ensaios de arrancamento no campo.

O programa utilizado exige uma geometria fechada e, após várias tentativas, foi escolhida a geometria representada na Figura 213 para representar os ensaios de arrancamento.

A Figura 214 apresenta, em detalhe, a configuração geométrica utilizada para representar a manga metálica e a aplicação do carregamento de tração à amostra. O material que representa a manga metálica tem propriedades de aço, aplicadas à um modelo constitutivo linear elástico, conforme definido na Tabela 25.

O carregamento de 20kN/m foi aplicado em um único estágio, no início do trecho ensaiado. Não há trecho livre de geogrelha nem garra representados nesta geometria. Para permitir o livre deslocamento da amostra quando da aplicação do carregamento foi introduzido um material de comportamento linear elástico e rigidez muito baixa na parte interna da manga. Este material é chamado, nesta pesquisa, de “gelatina”, e suas propriedades encontram-se na Tabela 25.

Os deslocamentos verticais e horizontais da face externa da parede frontal, consituída pelos pranchões de madeira contraventados, foram restringidos, bem como os deslocamentos horizontais dos elementos de solo no lado esquerdo após a extremidade da amostra.

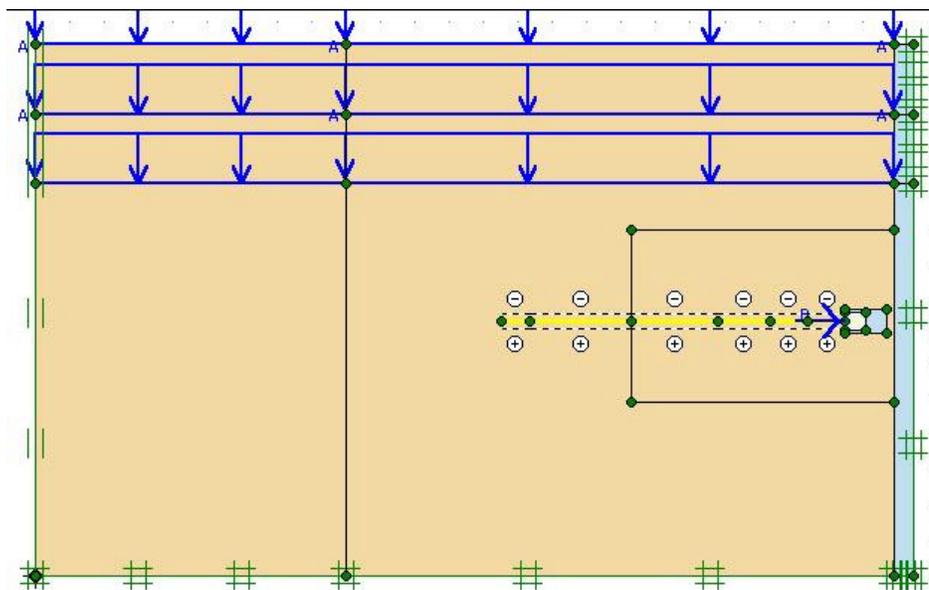


Figura 213 - Geometria empregada nas simulações dos ensaios de arrancamento.

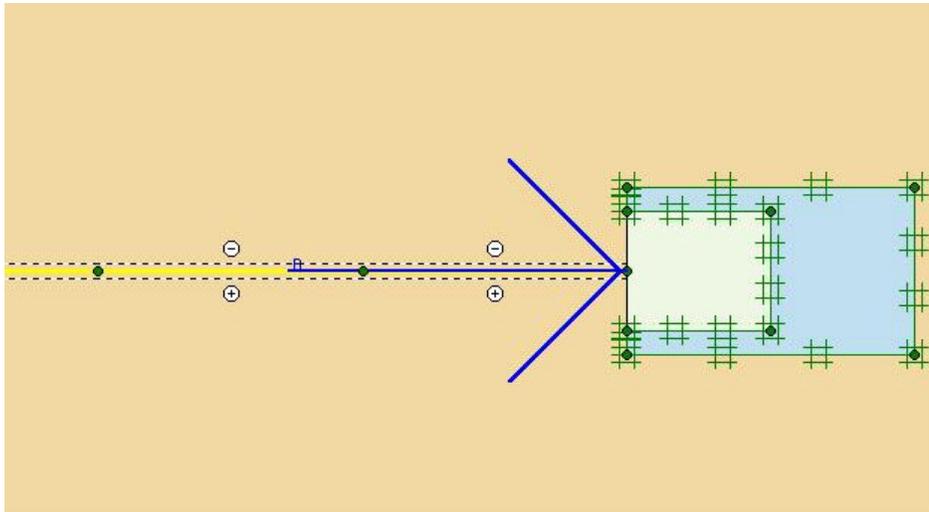


Figura 214 - Detalhe da geometria empregada para representar a manga metálica (com deslocamentos restritos) e a aplicação de carregamento à geogrelha.

A face superior do solo não tem restrições aos deslocamentos e as camadas de solo acima da geogrelha receberam carregamentos distribuídos equivalentes aos esforços de compactação.

A simulação consistiu, inicialmente, das seguintes fases:

- a) geração do estado de tensões inicial para a geometria sem as camadas superiores;
- b) ativação da primeira sobrecarga de compactação;
- c) desativação da primeira sobrecarga de compactação e ativação da segunda camada de solo;
- d) ativação e desativação de sobrecargas e camadas de solo até simular todo o processo construtivo; e
- e) ativação do carregamento de 20kN/m.

Inicialmente, a manga era mantida livre no sentido vertical, durante todo o processo, para melhor simular o funcionamento físico do sistema em campo. Depois, as condições de contorno foram alteradas, para também restringir os deslocamentos na direção vertical, acelerando grandemente os cálculos. O esforço máximo produzido na geogrelha pela compactação, mantendo-se a manga restringida em ambas as direções, antes da aplicação do carregamento de tração, foi da ordem de 0,03kN/m. Este esforço é gerado pelos recalques diferenciais

induzidos na geogrelha pela restrição da manga. A carga distribuída ao longo da geogrelha, para esta situação, é apresentada na Figura 215.

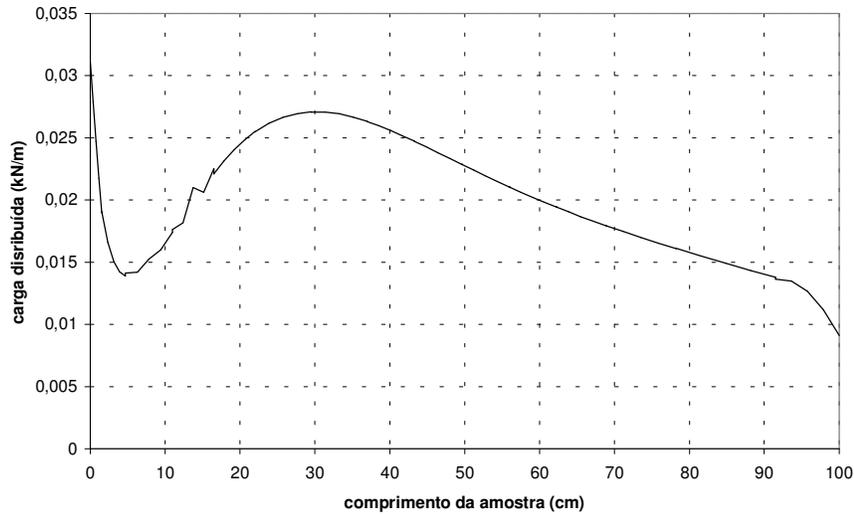


Figura 215 - Carga distribuída ao longo da geogrelha, após a compactação, para condição de manga fixa.

Para reduzir o esforço computacional também foi testada uma seqüência na qual os esforços de compactação não são aplicados e os deslocamentos da manga são restringidos nas duas direções. As distribuições de deslocamentos obtidos com manga fixa e sem compactação ou com manga livre e compactação são aproximadamente iguais.

Tabela 25 - Parâmetros do modelo linear elástico para metal e “gelatina”

Material	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
Metal	77,0	210.000	0,2
“Gelatina”	17,9	0,1	0,2

Analisando-se a Figura 215 e considerando a pouca influência da compactação na distribuição de deslocamentos final do ensaio, decidiu-se simplificar o processo, mantendo a manga fixa e não aplicando mais as fases de compactação, nas simulações seguintes.

Os resultados obtidos desta forma são apresentados nas Figuras 216 a 219.

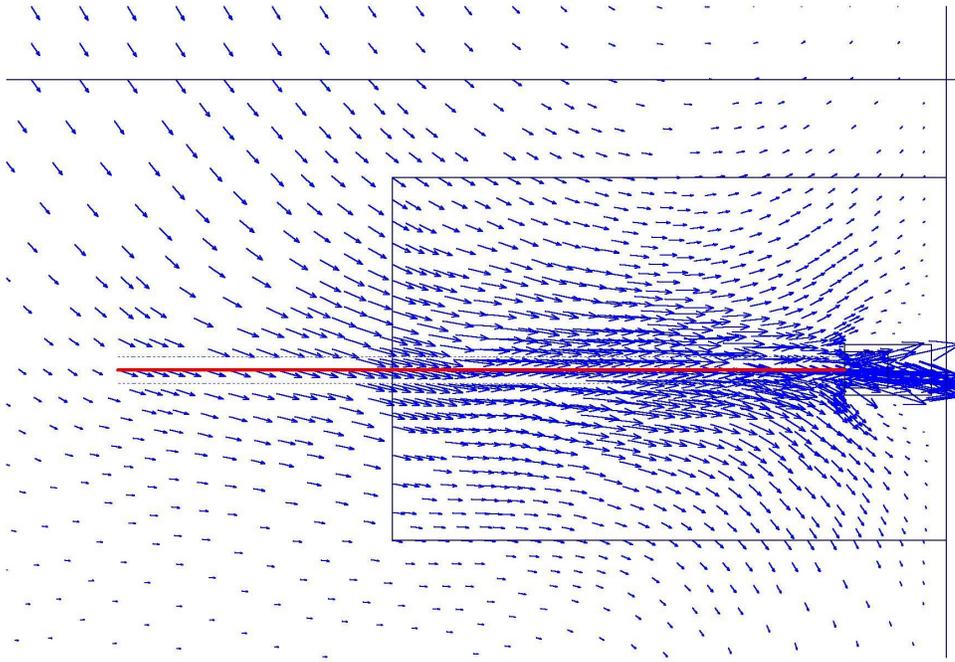


Figura 216 - Deslocamentos vetoriais após a aplicação do carregamento de 20kN/m.

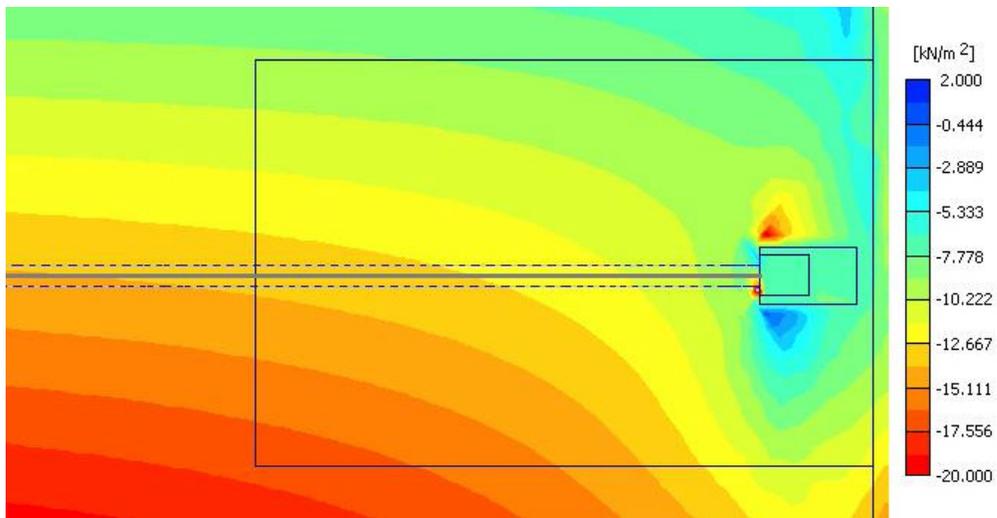


Figura 217 - Tensões verticais antes da aplicação do carregamento de 20kN/m.

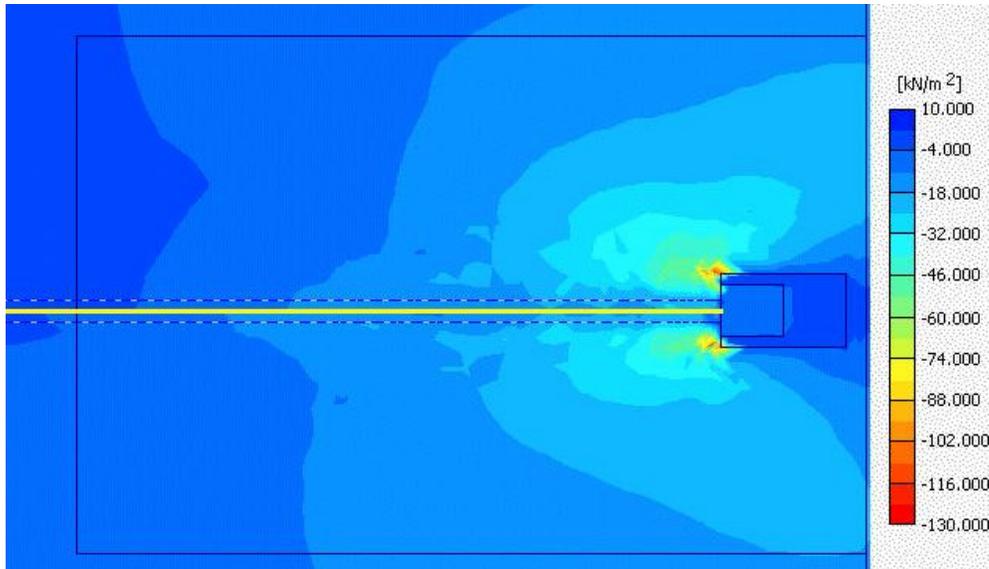


Figura 218 - Tensões horizontais após a aplicação do carregamento de 20kN/m.

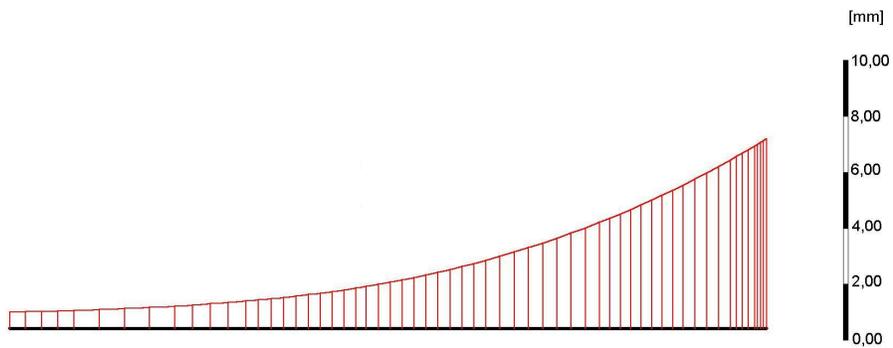


Figura 219 - Deslocamentos horizontais da geogrelha após a aplicação do carregamento de 20kN/m.

A Figura 220 apresenta uma comparação entre a distribuição de deslocamentos obtida na simulação numérica e o resultado médio obtido nos ensaios de campo.

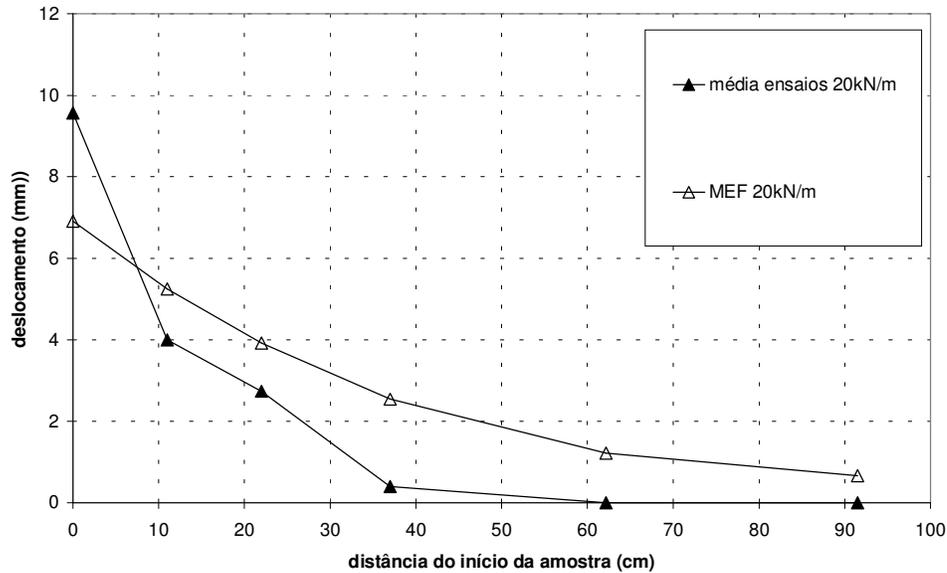


Figura 220 - Comparação dos deslocamentos horizontais da geogrelha obtidos nos ensaios de campo e na simulação numérica, para cargas distribuídas de 20kN/m e $\sigma'_v = 14,3\text{kPa}$.

Analisando-se a Figura 220, percebe-se que a curva de distribuição de deslocamentos obtida pela simulação numérica tem formato suave. A curva média dos ensaios de campo apresenta deslocamentos menores ao longo de quase toda amostra, excetuando-se os 10cm iniciais, onde há uma marcante concentração de deslocamentos.

Por outro lado, pode-se considerar que a ordem de grandeza dos deslocamentos obtidos e o formato das curvas são coerentes. Isto indica que os parâmetros e o modelo empregados são adequados.

Partindo destas premissas, procurou-se obter uma concordância melhor das distribuições de deslocamentos, por meio de um ajuste fino dos parâmetros.

Para obter-se uma concentração de deslocamentos no trecho inicial da amostra, pode-se reduzir a rigidez da geogrelha e/ou aumentar a rigidez e a resistência do solo, conforme Farrag et al. (1993), Lopes e Ladeira (1996), Mallick et al. (1996) e Sugimoto et al. (2001).

A Figura 221 apresenta a comparação entre uma simulação na qual reduziu-se, arbitrariamente, a rigidez da geogrelha para 900kN/m e o resultado de campo. o resultado obtido inicialmente é representado pela curva identificada como MEF 20kN/m. Os deslocamentos no trecho inicial da geogrelha aumentaram sem que ocorresse uma concentração de deslocamentos comparável à verificada no campo.

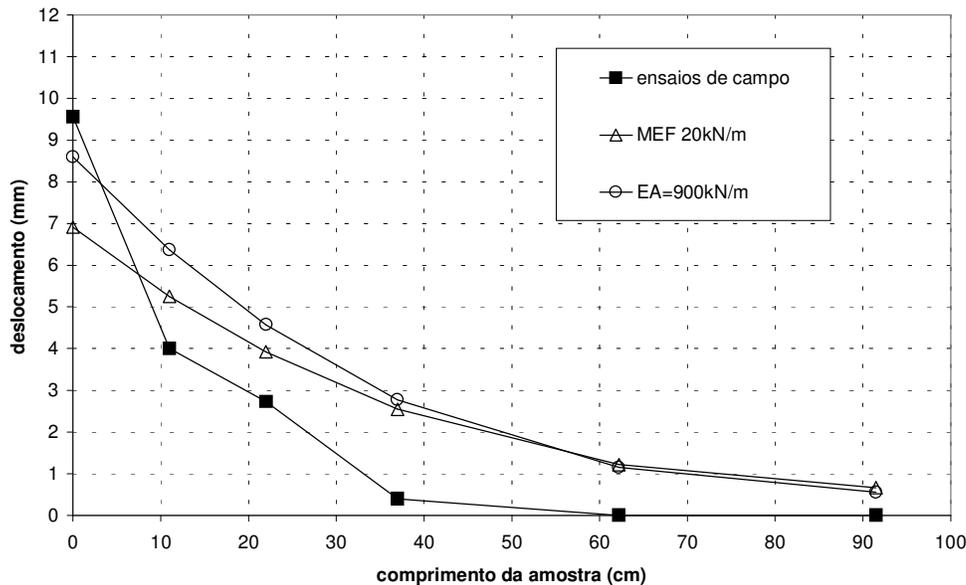


Figura 221 - Deslocamentos horizontais da geogrelha obtidos por simulação numérica e pelos ensaios de campo, para carga distribuída de 20kN/m e $\sigma'_v=14,3\text{kPa}$ e redução na rigidez da geogrelha.

Em seguida foi simulada a situação em que a rigidez da geogrelha é de 900kN/m e os parâmetros de rigidez do solo foram aumentados em 20%. O resultado é apresentado na Figura 222, comparado com a simulação inicial e com a média dos ensaios de campo.

Conforme pode-se observar na Figura 222, houve aumento nos deslocamentos da amostra no trecho inicial, até 37cm, e decréscimo na trecho final. Entretanto, apesar das alterações introduzidas nos parâmetros, a distribuição de deslocamentos não se aproximou apreciavelmente do resultado de campo.

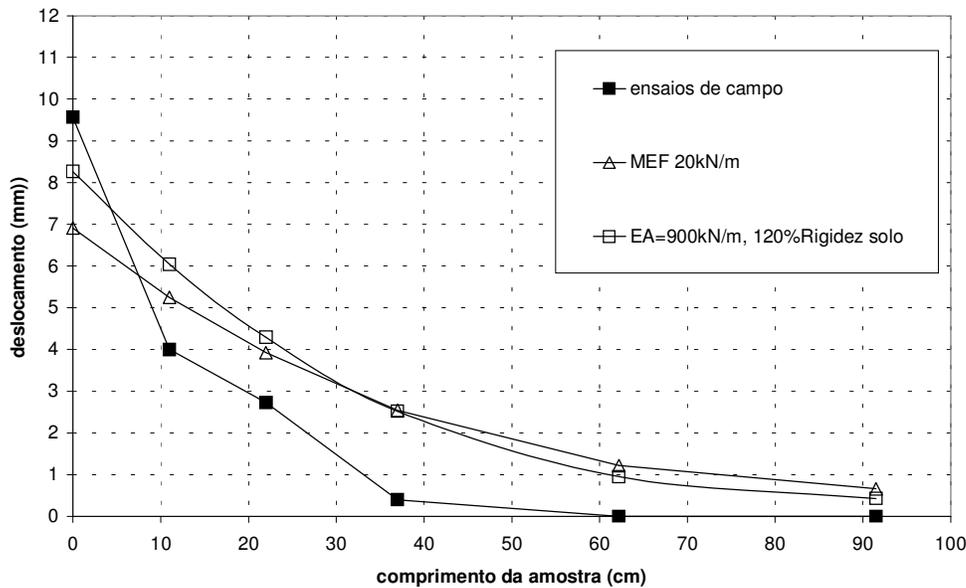


Figura 222 - Deslocamentos horizontais da geogrelha obtidos por simulação numérica e pelos ensaios de campo, para carga distribuída de 20kN/m e $\sigma'_v=14,3\text{kPa}$, reduzindo a rigidez da geogrelha e aumentando a rigidez do solo.

Também foram realizadas simulações para associar as alterações citadas a variações da coesão e do ângulo de atrito do solo. Os resultados são apresentados, respectivamente, na Figura 223 e na Figura 224.

Pode-se observar, na Figura 223, que a redução da coesão, associada ao aumento da rigidez do solo e à diminuição da rigidez da geogrelha, produz um deslocamento frontal próximo daquele verificado em campo. Os deslocamentos do trecho posterior da geogrelha, entretanto, afastam-se ainda mais dos deslocamentos observados em campo.

Na situação de aumento da coesão, obtêm-se um efeito aproximadamente inverso. Os deslocamentos do trecho posterior da geogrelha aproximam-se dos medidos em campo, mas o deslocamento frontal é menor que o esperado.

Ao realizar uma simulação aumentando apenas o ângulo de atrito, ou seja, mantendo-se os valores de rigidez do solo e da geogrelha empregados anteriormente, o programa indicou a ocorrência de ruptura do solo. Decidiu-se, então, manter os valores de rigidez do solo e realizar-se simulações com a rigidez da geogrelha reduzida e variando-se em 10%, para mais e para menos, a tangente do ângulo de atrito.

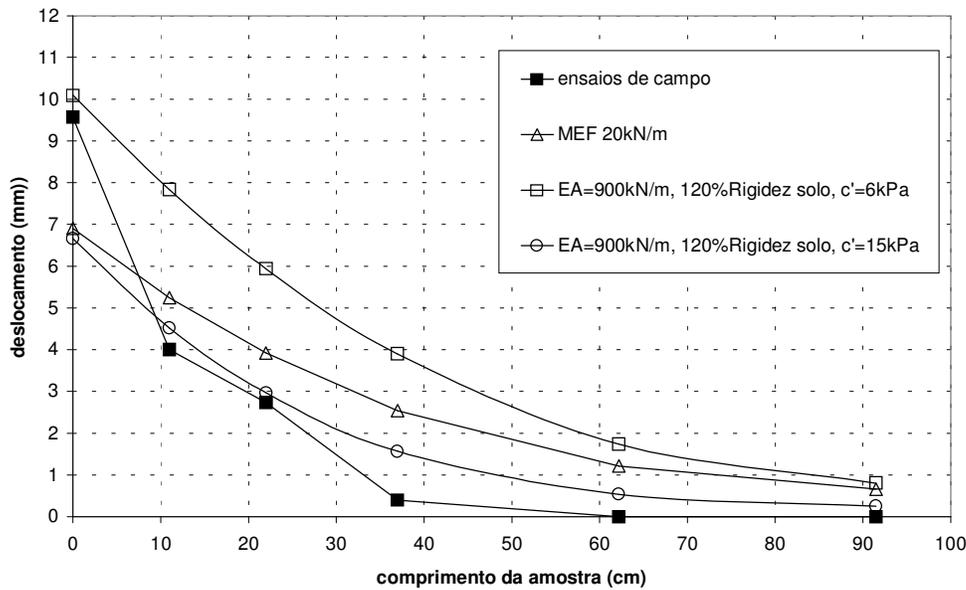


Figura 223 - Deslocamentos horizontais da geogrelha obtidos por simulação numérica e pelos ensaios de campo, para carga distribuída de 20kN/m e $\sigma'_v=14,3\text{kPa}$, variando a coesão do solo, reduzindo a rigidez da geogrelha e aumentando a rigidez do solo.

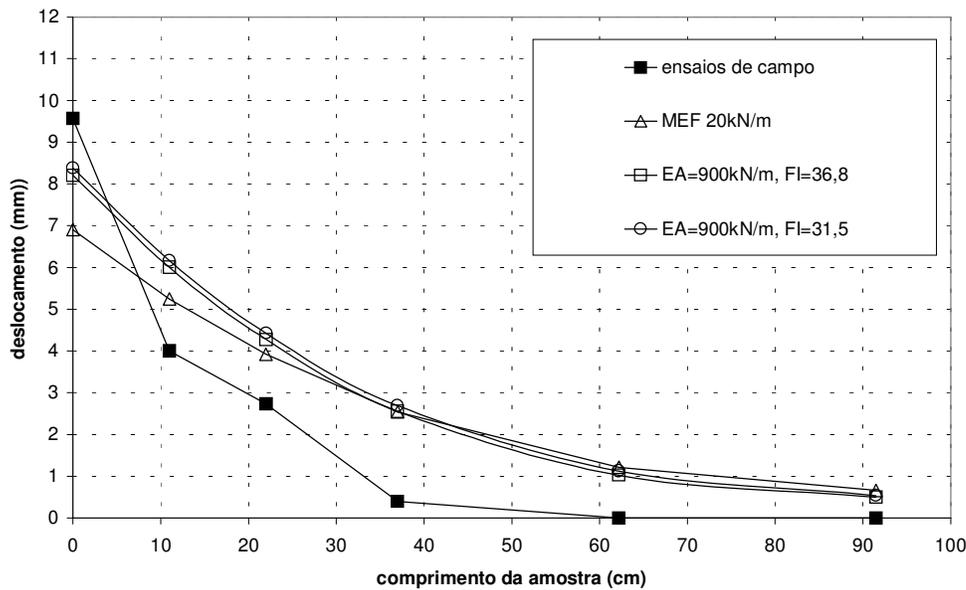


Figura 224 - Deslocamentos horizontais da geogrelha obtidos por simulação numérica e pelos ensaios de campo, para carga distribuída de 20kN/m e $\sigma'_v=14,3\text{kPa}$, variando a coesão do solo e reduzindo a rigidez da geogrelha.

Pode-se observar, na Figura 224, que as curvas obtidas são muito semelhantes à curva apresentada na Figura 222, para $J=900\text{kN/m}$.

Tendo em vista os resultados obtidos nas simulações apresentadas, conclui-se que, para a variação aplicada no ângulo de atrito, a influência na distribuição de deslocamentos é muito pequena.

Por outro lado, uma variação 4kPa no intercepto coesivo, para mais ou para menos, afetou mais significativamente a distribuição de deslocamentos. As variações de parâmetros de rigidez também produziram efeitos mais significativos.

Entretanto, nenhuma das combinações de parâmetros, permitiu atingir-se o objetivo inicial da análise de sensibilidade, ou seja, uma distribuição de deslocamentos significativamente mais ajustada ao resultado de campo.

Provavelmente isto se deve ao modelo constitutivo adotado pelo programa para representar a interação solo-geossintético. A geogrelha é tratada como um elemento linear que possui somente rigidez axial e que se relaciona com o solo circunjacente por meio de elementos de interface. Estes elementos transmitem carregamento do solo para a geogrelha, ou vice-versa, por meio da resistência ao cisalhamento, que é uma parcela da resistência ao cisalhamento do solo. O modelo despreza a parcela de resistência ao arrancamento devida ao empuxo mobilizado nos elementos transversais.

Para analisar o efeito do nível de carregamento aplicado à geogrelha, foram realizadas mais duas simulações, para cargas distribuídas de 10kN/m e 30kN/m. Foram empregados os parâmetros do solo e da geogrelha listados nas Tabelas Tabela 23 e Tabela 24. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 225.

Cabe ressaltar que, para a carga distribuída de 10kN/m, há uma boa concordância entre os ensaios de campo e a simulação numérica.

A manga metálica foi inserida para minimizar a influência da parede rígida na resistência ao arrancamento, especialmente a concentração de deslocamentos junto à face. Entretanto, é possível que a sua natureza rígida tenha tido alguma influência nos ensaios.

Para avaliar esta condição, foi realizada uma simulação representando uma configuração de ensaio sem manga. A

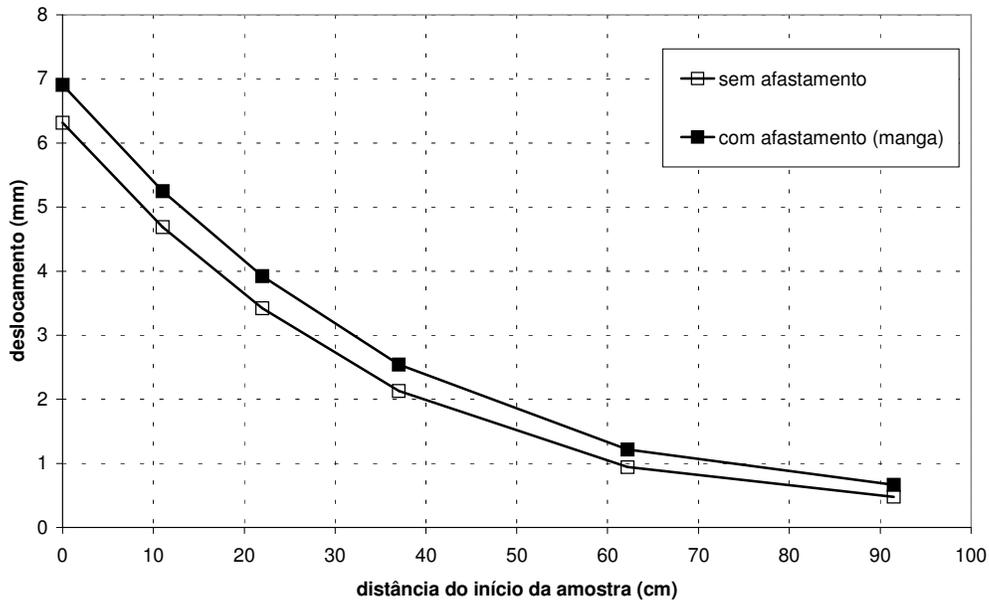


Figura 226 apresenta as distribuições de deslocamentos obtidas ao longo do comprimento das amostras, para a carga distribuída de 20kN/m. Pode-se observar que a ausência da manga provocou uma diminuição relativamente uniforme nos deslocamentos observados ao longo de toda a amostra.

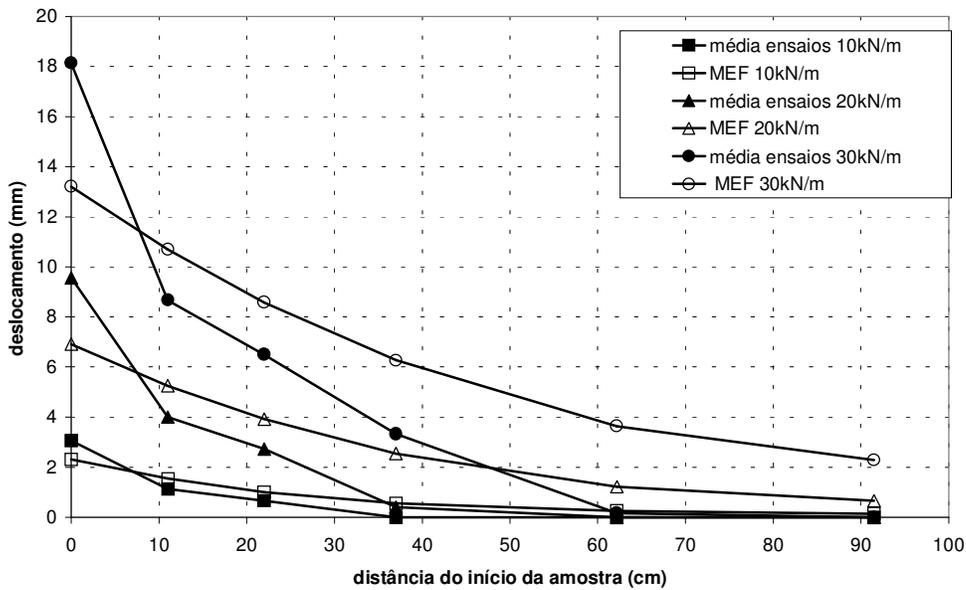


Figura 225 - Deslocamentos horizontais da geogrelha obtidos por ensaios de campo e simulação numérica, para cargas distribuídas de 10, 20 e 30kN/m e $\sigma'_v=14,3\text{kPa}$.

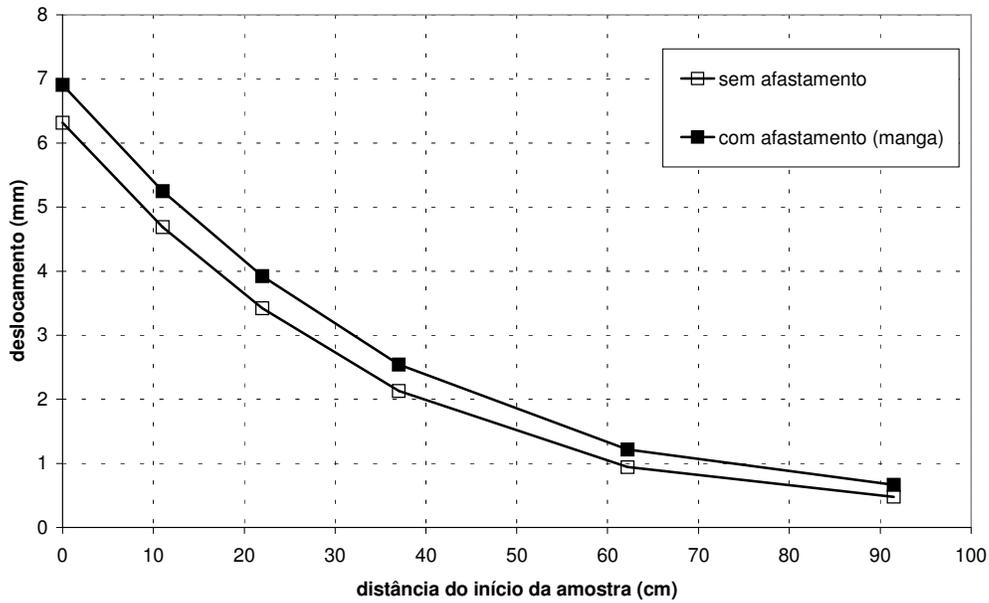


Figura 226 – Distribuições de deslocamentos ao longo da amostra para ensaios de arrancamento com e sem manga.

Tendo em vista os resultados apresentados das simulações, as limitações intrínsecas do modelo constitutivo utilizado e o nível de reduzido carregamento esperado nas geogrelhas do muro de solo reforçado, decidiu-se utilizar, na simulação da construção do muro de solo reforçado, os parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais com o bloco n.º 1, tais como definidos na Tabela 23.

10.4. Simulação da construção do muro de solo reforçado

Pode-se considerar que o comportamento do solo em campo, frente às solicitações impostas pela construção do muro, é parcialmente drenado. Para auxiliar na avaliação da utilização dos parâmetros de resistência e deformabilidade listados na Tabela 23 (obtidos em ensaios de compressão triaxial drenada no bloco n.º1), em uma análise drenada da construção do muro de solo reforçado, foi realizado um ensaio UU, conforme citado no capítulo 7.

O ensaio citado apresentou reduzida geração de excesso de poro-pressão, em comparação com as tensões aplicadas. Apesar das diferenças de escala entre os comprimentos de drenagem da amostra do ensaio triaxial e do muro, vale ressaltar que a construção do muro de solo reforçado levou aproximadamente quatro meses

para ser finalizada, sendo muito mais lenta que o referido ensaio no qual a amostra foi cisalhada até a ruptura em apenas 12 horas. Outro dado importante é o grau de saturação do solo. O bloco n.º1, empregado para obtenção dos parâmetros considerados apresentava grau de saturação inicial de 88%, aproximadamente.

Desta forma, optou-se pela consideração de comportamento drenado para o solo do muro.

As leituras das caixas suecas, apresentadas no Capítulo 6, não indicaram recalques diferenciais apreciáveis na base do muro. Sendo assim, decidiu-se impor vínculos impedindo os deslocamentos verticais na base do muro de solo reforçado. Inicialmente não foi imposta restrição aos deslocamentos horizontais. Entretanto, na primeira tentativa de simulação do muro, a face apresentou deslocamentos exagerados, principalmente próximo à base, não constatados no campo. Por isso, também foi imposta uma restrição aos deslocamentos horizontais na base.

A Figura 227 apresenta a configuração geométrica resultante, com restrição aos deslocamentos verticais e horizontais da base.

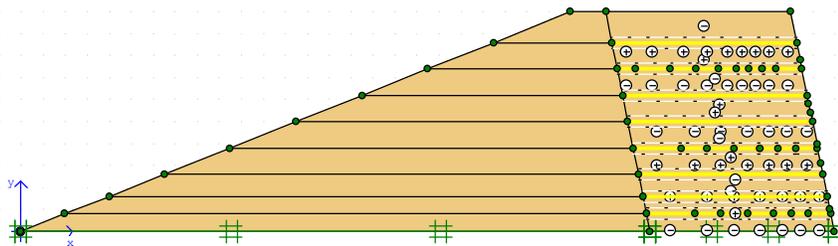


Figura 227 - Versão inicial da seção transversal do muro empregada nas análises numéricas.

Pode-se perceber, pela Figura 209, que, inicialmente, foram consideradas apenas 9 camadas de solo, desconsiderando-se os esforços de compactação e a sacaria da face. As geogrelhas são representadas pelas linhas amarelas à direita e as interfaces solo-geogrelha pelas linhas pontilhadas e pelos sinais de + e –.

Os resultados de deslocamentos da face e das geogrelhas obtidos com esta configuração foram bastante inferiores aos medidos em campo.

A Figura 228 apresenta uma versão mais aprimorada da geometria do problema, considerando a aplicação das cargas de compactação, afastadas 50 cm da face. Nesta figura, as geogrelhas não estão representadas, para melhor visualização. Pode-se notar, entretanto, que foram utilizadas nove camadas e a sacaria da face é desconsiderada.

O procedimento de simulação numérica começa com todas as camadas desativadas, exceto a mais baixa, quando então, são geradas as tensões iniciais para esta camada. Na segunda fase da simulação, aplica-se o carregamento da compactação à primeira camada. Na terceira fase, o carregamento é removido e a segunda camada é ativada. O procedimento é repetido para as camadas seguintes, até que se complete o muro.

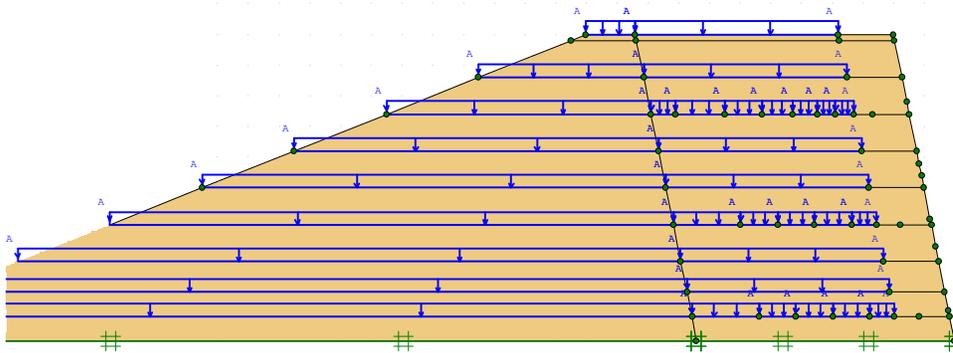


Figura 228 - Seção transversal do muro considerando a compactação considerada na primeira versão da simulação numérica.

A compactação foi simulada por meio da aplicação de carregamentos estáticos equivalentes, distribuídos ao longo das áreas de passagem dos equipamentos de compactação rolo e “sapo”.

O valor do carregamento do rolo foi calculado segundo a formulação de Ehrlich e Mitchell (1994) adaptada por Loiola (2001), conforme segue:

$$\sigma_{z_c,i} = 1/K_o \cdot v_o(1 + K_a) \cdot (1/2 \cdot \gamma \cdot Q \cdot N_\gamma/L)^{1/2} \quad (10.18)$$

$$q = \sigma_{z_c,i} - \gamma \cdot z/2 \quad (10.19)$$

Onde:

- $\sigma_{zc,i}$ máxima tensão vertical devido à compactação, no centro da camada compactada;
- K_o coeficiente de empuxo no repouso ($K_o=1-\text{sen}\phi$);
- ν_o coeficiente de Poisson para condição K_o ($\nu_o=K_o / (1+K_o)$);
- K_a coeficiente de empuxo ativo;
- γ peso específico do solo;
- Q força máxima de operação do rolo ($Q=160$ kN para DYNAPAC CA25); e
- $N\gamma$ fator de capacidade de carga;
- L largura do rolo;
- z espessura da camada compactada; e
- q tensão atuante na superfície da camada compactada, devido à compactação.

A partir da formulação acima foi obtido um valor de 104 kPa para camadas de espessura 0,25 m compactadas por rolo vibratório DYNAPAC CA25.

A tensão vertical induzida pelo compactador tipo sapo foi determinada experimentalmente por Saramago (2002), por meio da instrumentação do aparelho com um acelerômetro. O autor afirma que a referida tensão é de 73 kPa.

Para este trabalho, adotou-se um carregamento vertical de 73 kPa nas áreas compactadas pelo sapo e 104 kPa no restante da camada.

Os deslocamentos obtidos com esta configuração foram maiores que os da configuração anterior, mas ainda menores que os observados em campo.

Para refinar a geometria do problema decidiu-se inserir no modelo um maior número de camadas de solo e representar as camadas de sacaria da face.

Foram experimentadas várias geometrias até optar-se por uma configuração com o mesmo número de camadas empregadas na construção do muro e sacaria de 40 cm de largura. O carregamento devido à compactação é aplicado até o limite da sacaria.

Para determinar os parâmetros de rigidez e deformabilidade da sacaria seriam necessários ensaios de grandes dimensões, pois os sacos funcionam como reforço da terra vegetal contida no seu interior. Tendo em vista que a espessura

dos sacos não ultrapassa 10 cm, obtém-se uma concentração grande de “reforços”. Para simular as propriedades da sacaria decidiu-se empregar as mesmas propriedades do solo, multiplicando-se os parâmetros de rigidez por dez. Entretanto, cabe ressaltar que os parâmetros da sacaria podem ser anisotrópicos, pois a interface entre os sacos pode favorecer o deslizamento.

A Figura 229 ilustra a versão final da geometria do problema, considerando a presença da sacaria e vinte camadas. Novamente as geogrelhas foram excluídas do desenho para melhor visualização e as sobrecargas devidas à compactação são representadas esquematicamente pelos carregamentos em azul.

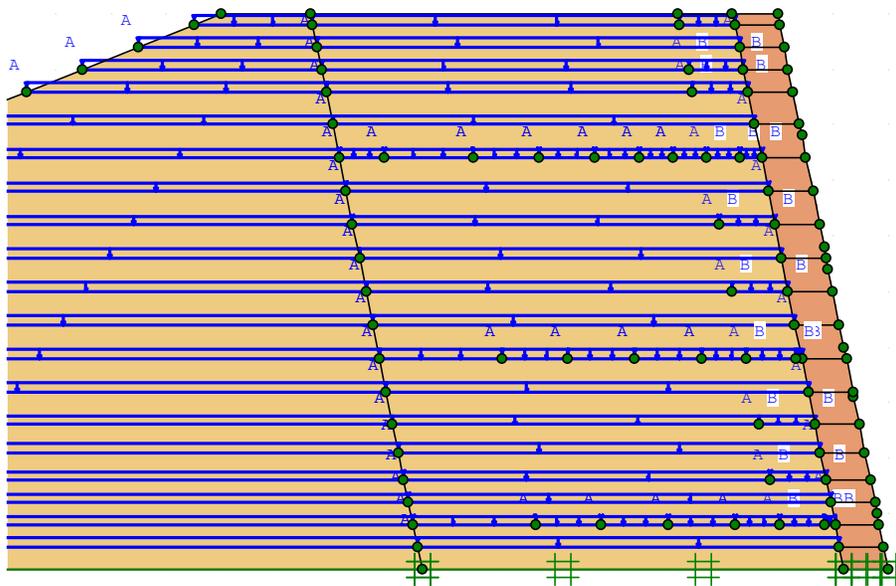


Figura 229 - Detalhe da versão final da geometria do muro, considerando a compactação e a presença da sacaria.

A Figura 230 apresenta a malha gerada para a versão final da geometria.

A seguir serão apresentados somente os resultados obtidos com a versão final da geometria.

A Figura 231 apresenta a configuração deformada da malha de elementos finitos, exagerada cinco vezes.

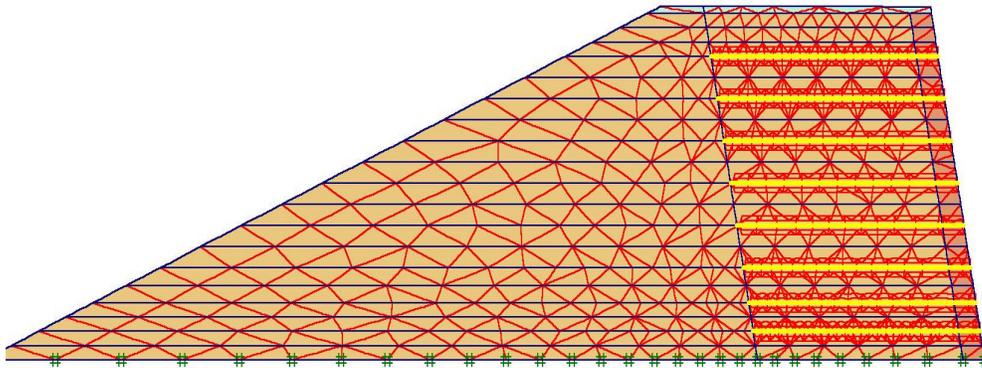


Figura 230 - Malha de elementos finitos gerada para a versão final da geometria da seção transversal do muro.

A Figura 232 apresenta as zonas de mesmo deslocamento horizontal da massa de solo reforçado. Na Figura 233 são apresentados os deslocamentos horizontais da face para uma altura construída de muro de 450 cm, conforme a saída gráfica do programa numérico. Esta altura foi escolhida pois, conforme já citado anteriormente, a construção do muro foi interrompida por algumas semanas após atingi-la. Cabe ressaltar que o máximo deslocamento horizontal medido equivale a 1,1% da altura construída, compatível com os valores obtidos por Tsukada et al. (1998), Elias et al. (2001) e Bathurst et al. (2002).

As Figuras 234, 235 e 236 apresentam os deslocamentos horizontais das geogrelhas de 370 cm, 190 cm e 40 cm, respectivamente, conforme a saída gráfica do programa numérico.

As mudanças bruscas de declividade das curvas, próximo à face, provavelmente são devidas à maior rigidez considerada para a sacaria e a ausência de esforços de compactação.

Os resultados obtidos pela simulação numérica foram, a seguir, comparados com os resultados obtidos em campo por meio de acompanhamento topográfico e *tell-tales*.

A Figura 237 e a Figura 238 apresentam comparações entre os deslocamentos horizontais da face medidos por topografia e obtidos por simulação numérica, das seções E20+15 e E33+12, respectivamente.

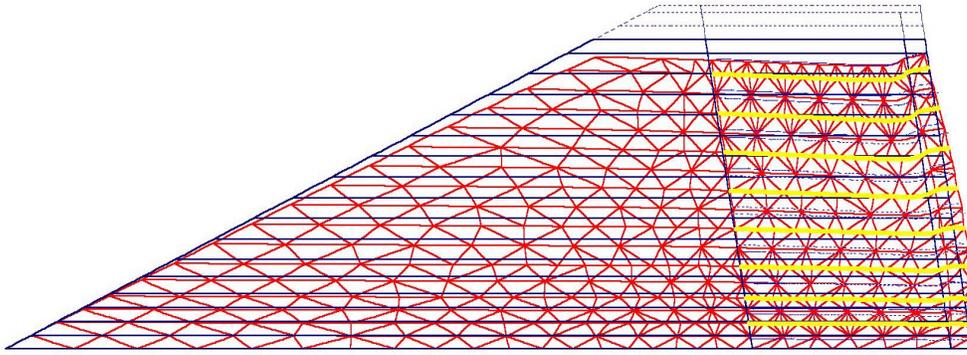


Figura 231 - Deformada da malha de elementos finitos após construção de 450 cm de muro.

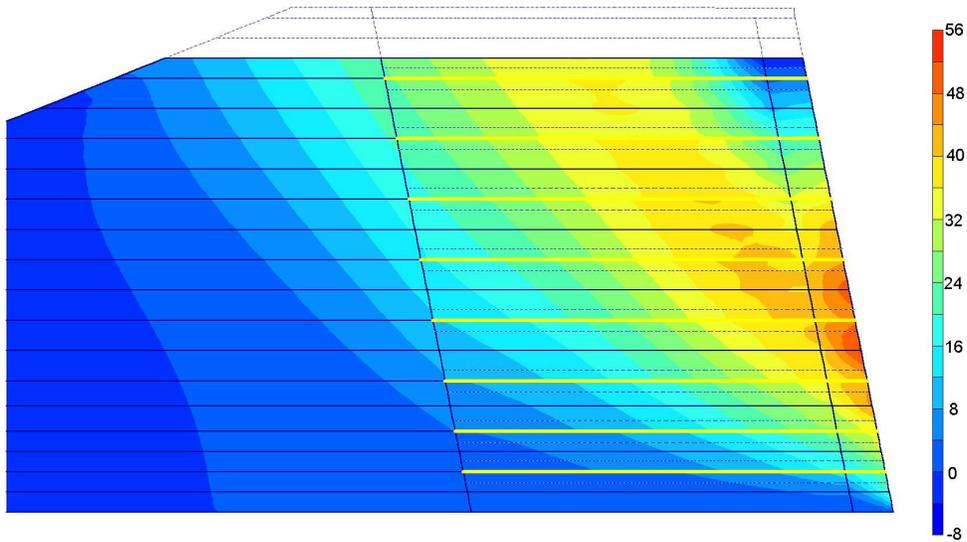


Figura 232 - Detalhe dos deslocamentos horizontais na massa de solo reforçado.

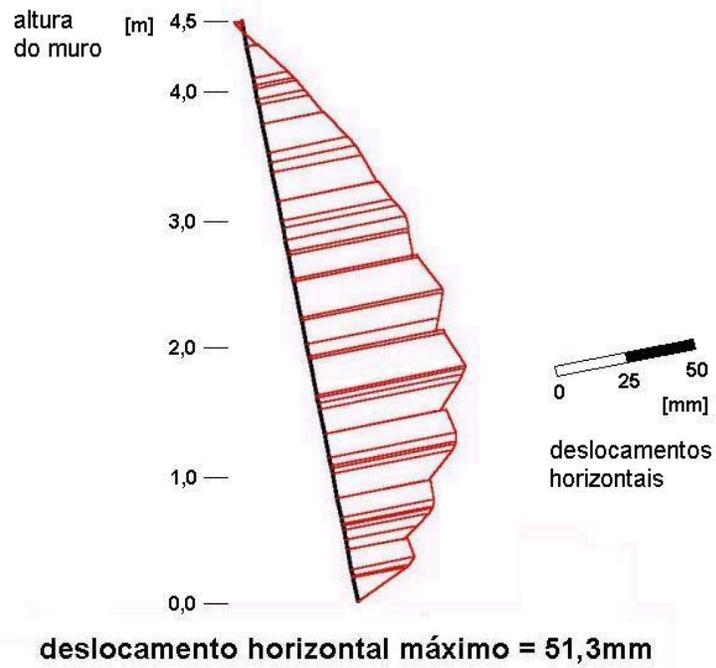


Figura 233 - Perfil de deslocamentos horizontais da face.

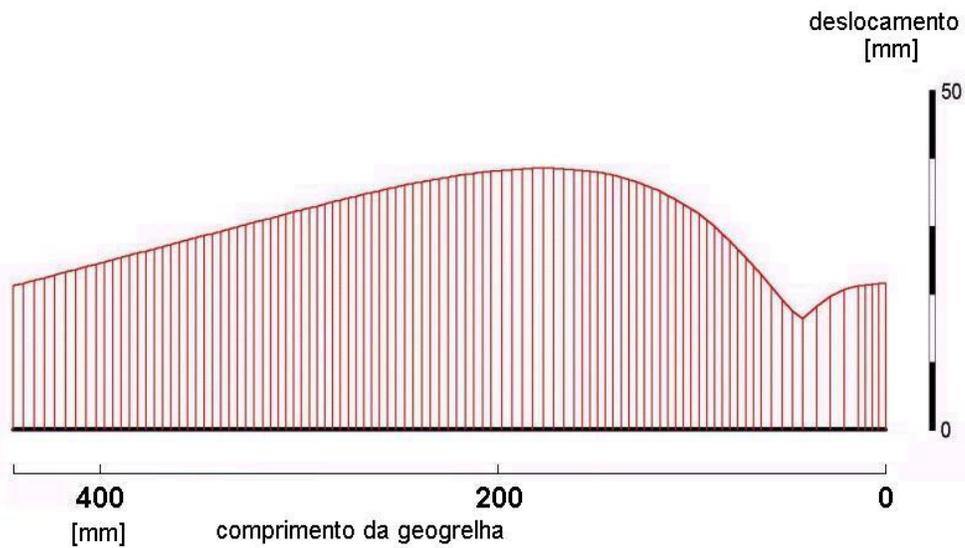


Figura 234 - Deslocamentos horizontais para a geogrelha de 370 cm de altura.



Figura 235 - Deslocamentos horizontais para a geogrelha de 190 cm de altura.

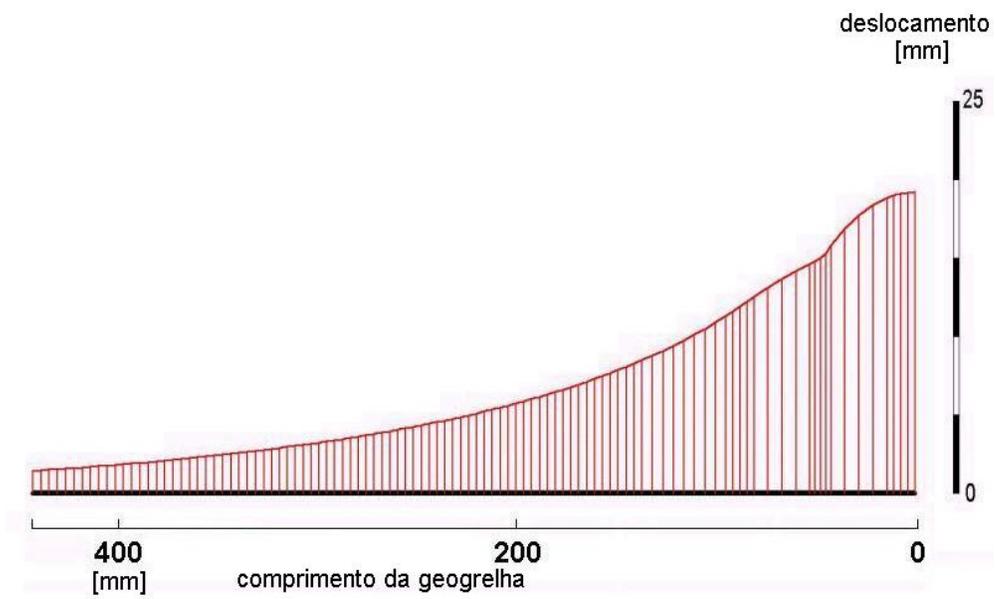


Figura 236 - Deslocamentos horizontais para a geogrelha de 40 cm de altura.

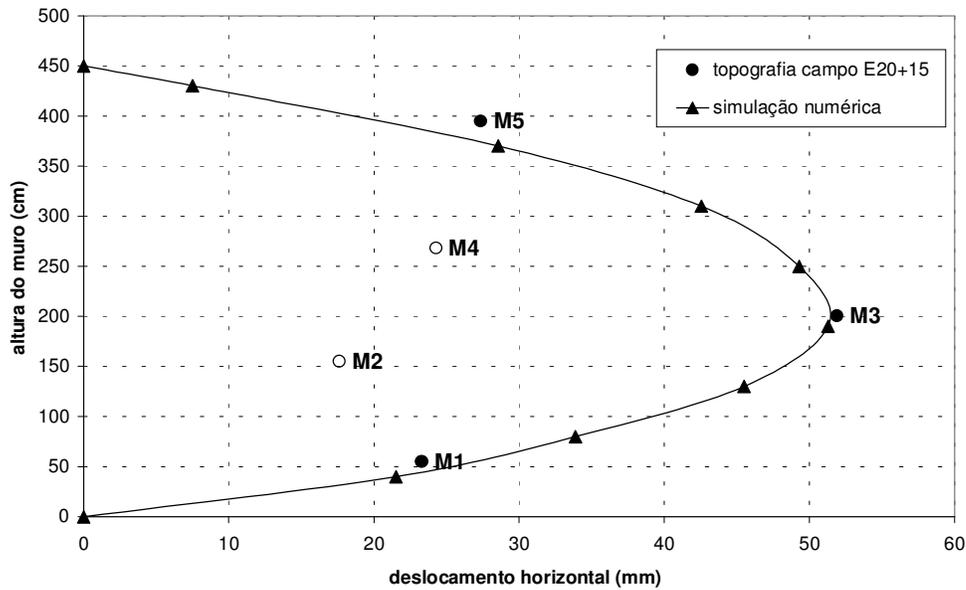


Figura 237 - Comparação entre os deslocamentos horizontais da face obtidos por topografia e por simulação numérica, para a seção E20+15.

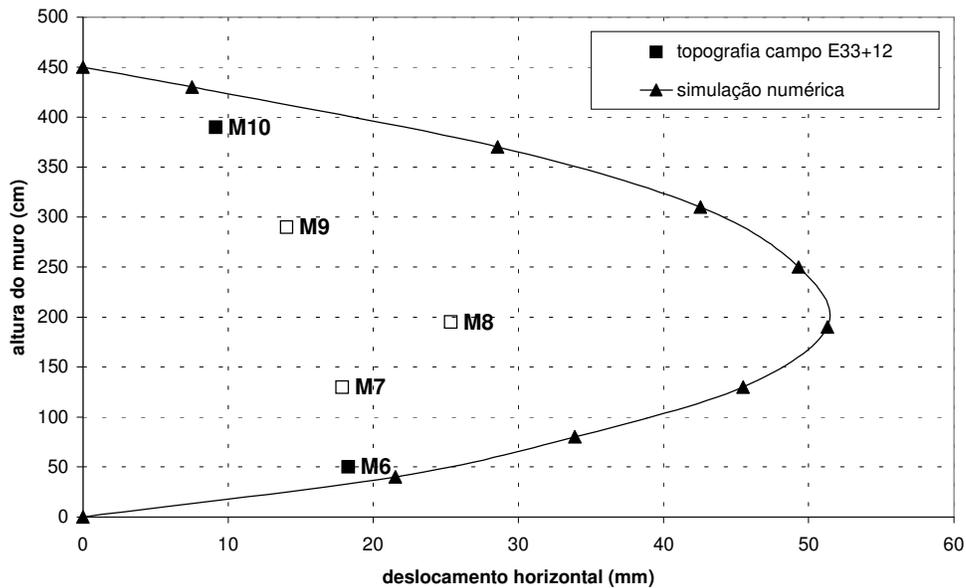


Figura 238 - Comparação entre os deslocamentos horizontais da face obtidos por topografia e por simulação numérica, para a seção E33+12.

Conforme já foi relatado no Capítulo 8, as leituras dos marcos M2, M4, M7, M8 e M9 registram valores inferiores aos reais, tendo em vista que a leitura inicial foi tomada com atraso. As leituras destes marcos estão representadas por quadrados vazados.

Considerando-se, na Figura 236 e na Figura 237, somente os pontos com leituras de topografia confiáveis, obtêm-se uma boa concordância entre os resultados de campo e a simulação numérica.

A Figura 239 apresenta os deslocamentos horizontais ocorridos nas duas seções instrumentadas comparados aos valores obtidos por simulação numérica, incluindo o deslocamento corrigido do marco M8, representado por um quadrado vazado, conforme citado no Capítulo 8.

Pode-se observar que a curva de deslocamentos horizontais da simulação numérica localiza-se aproximadamente entre os pontos das duas seções, indicando boa concordância.

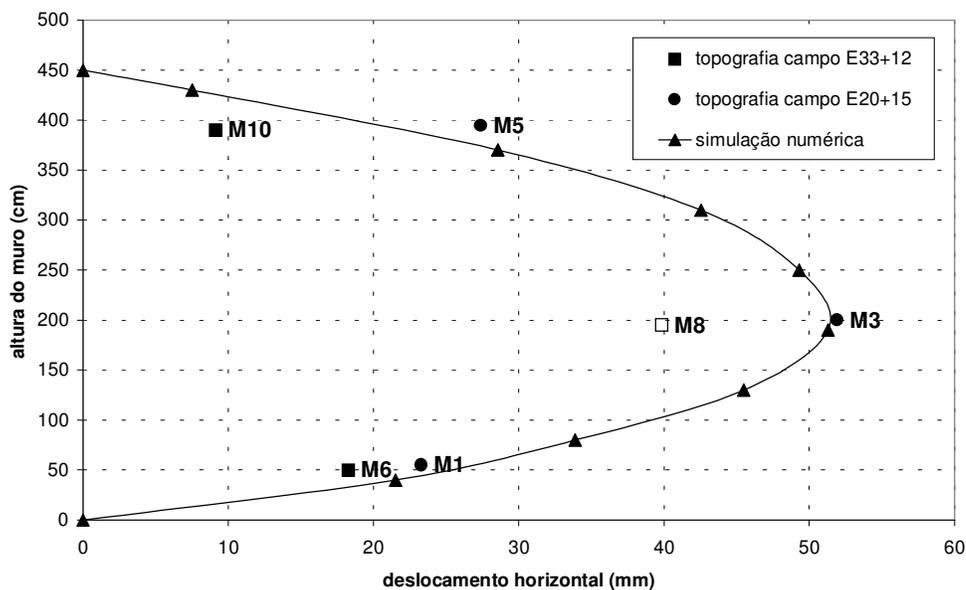


Figura 239 - Comparação entre os deslocamentos horizontais da face obtidos por topografia, nas duas seções instrumentadas, e por simulação numérica.

Nas Figuras 240, 241 e 242, os deslocamentos internos do muro de solo reforçado, da seção E20+15, obtidos por *tell-tales* instalados nas geogrelhas de 370cm, 190cm e 40cm de altura, respectivamente, são comparados com os resultados da simulação numérica. As leituras espúrias foram desconsideradas, conforme citado no Capítulo 8.

As curvas de deslocamentos dos *tell-tales* são apresentadas para várias alturas de solo compactado, sendo a última altura escolhida a de 450cm, na qual a

construção do muro foi interrompida por certo período, conforme explicado anteriormente. As curvas da simulação numérica referem-se aos deslocamentos horizontais de cada geogrelha após a compactação da camada de 450cm de altura.

Pode-se observar, na Figura 240, que os deslocamentos horizontais previstos pela simulação numérica são superiores aos medidos em campo por *tell-tales*, especialmente nas regiões afastadas mais de um metro da face.

Na Figura 241, observa-se que há uma razoável concordância entre os dados de simulação numérica e os de campo, para os quatro primeiros *tell-tales*. O TT12, que foi instalado a 310cm da face, não está representado pois sofreu vandalismo, conforme relatado anteriormente. O *tell-tale* TT11, localizado a 250cm da face, apresentou leituras incoerentes e suas medições foram desconsideradas.

Na Figura 242, observa-se que as leituras dos *tell-tales* indicam deslocamentos horizontais maiores que os previstos pela análise numérica. O *tell-tale* TT2 que foi instalado a 90cm da face, não está representado pois também sofreu vandalismo, conforme relatado anteriormente. O *tell-tale* TT6, localizado a 310cm da face, apresentou leituras incoerentes e suas medições foram desconsideradas.

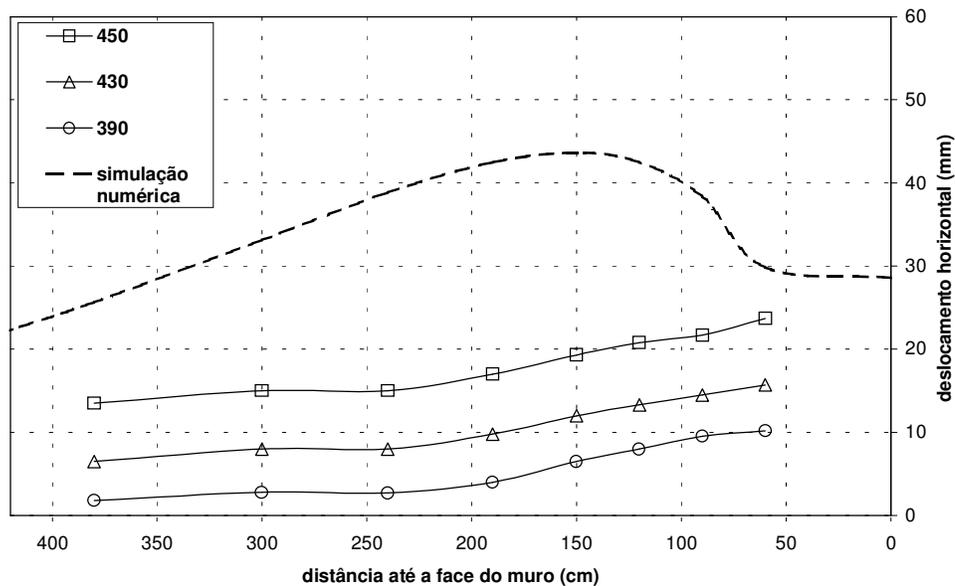


Figura 240 - Comparação entre os deslocamentos horizontais na geogrelha de 370cm de altura, obtidos por simulação numérica e por *tell-tales*.

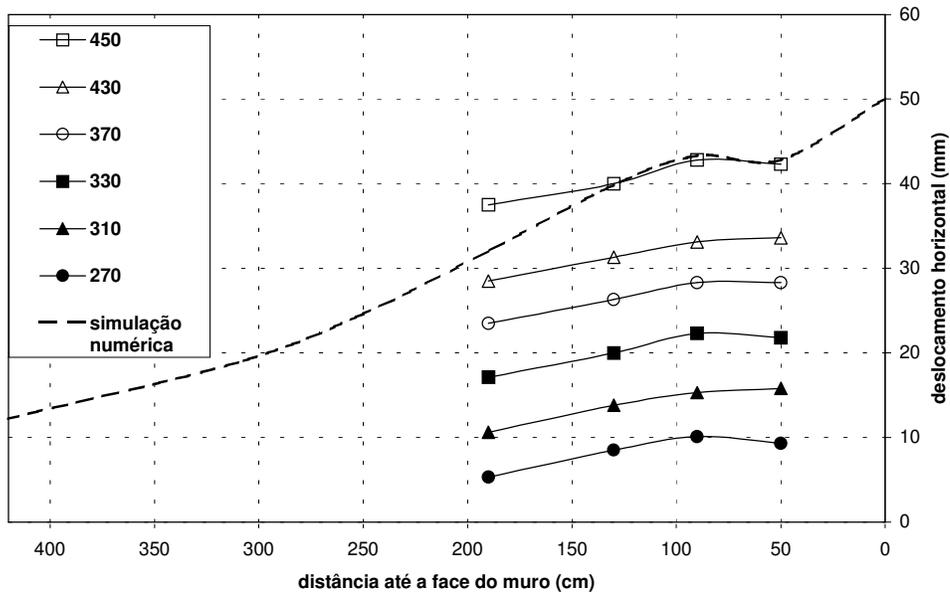


Figura 241 - Comparação entre os deslocamentos horizontais na geogrelha de 190cm de altura, obtidos por simulação numérica e por *tell-tales*.

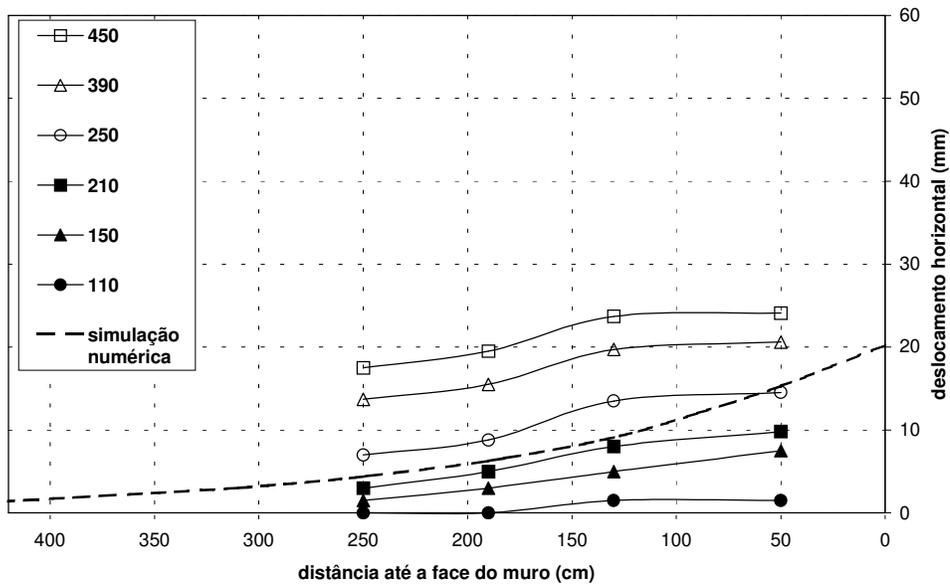


Figura 242 - Comparação entre os deslocamentos horizontais na geogrelha de 40cm de altura, obtidos por simulação numérica e por *tell-tales*.

A força distribuída por unidade de largura (carga distribuída), nas geogrelhas, pode ser determinada pela aplicação da seguinte expressão às leituras medidas nos *tell-tales*:

$$F_i = J (u_i - u_{i+1}) / L_i \quad (10.20)$$

Onde:

F_i força média por unidade de largura no i -ésimo trecho da geogrelha (entre os pontos i e $i+1$);

J rigidez elástica axial da geogrelha;

u_i deslocamento horizontal do *tell-tale* instalado no ponto i ;

u_{i+1} deslocamento horizontal do *tell-tale* instalado no ponto $i+1$; e

L_i distância entre os pontos i e $i+1$.

A Figura 243 apresenta esquematicamente o arranjo considerado para aplicação da Equação 10.20.

As Figuras 244, 245 e 246 apresentam a força distribuída atuante nas geogrelhas de 370cm, 190cm e 40cm de altura, respectivamente, para a altura de 450cm de solo compactado. As linhas pontilhadas representam os resultados obtidos por simulação numérica e os pontos negros, os resultados obtidos pela aplicação da Equação 10.20.

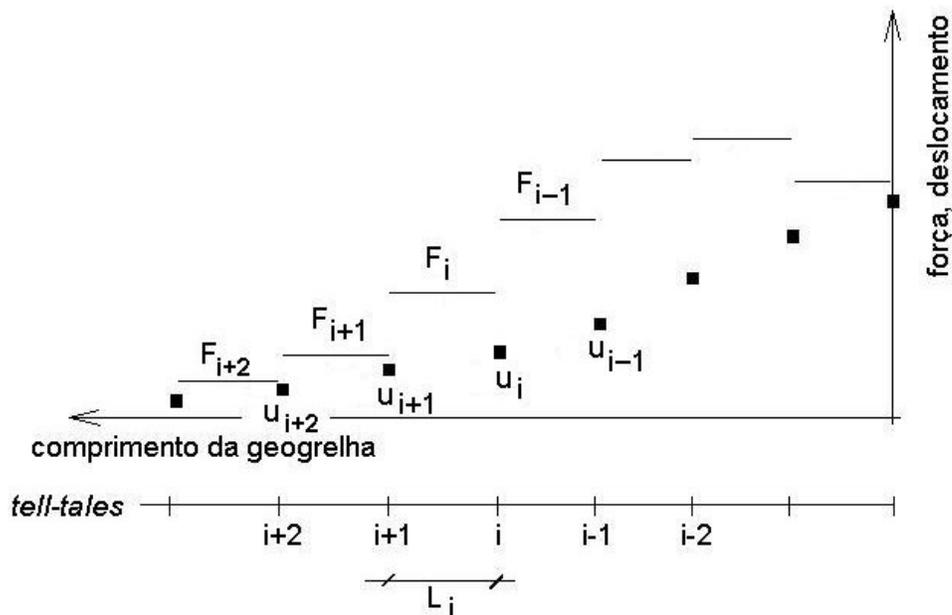


Figura 243 - Esquema de obtenção de forças distribuídas a partir dos deslocamentos observados nos *tell-tales*.

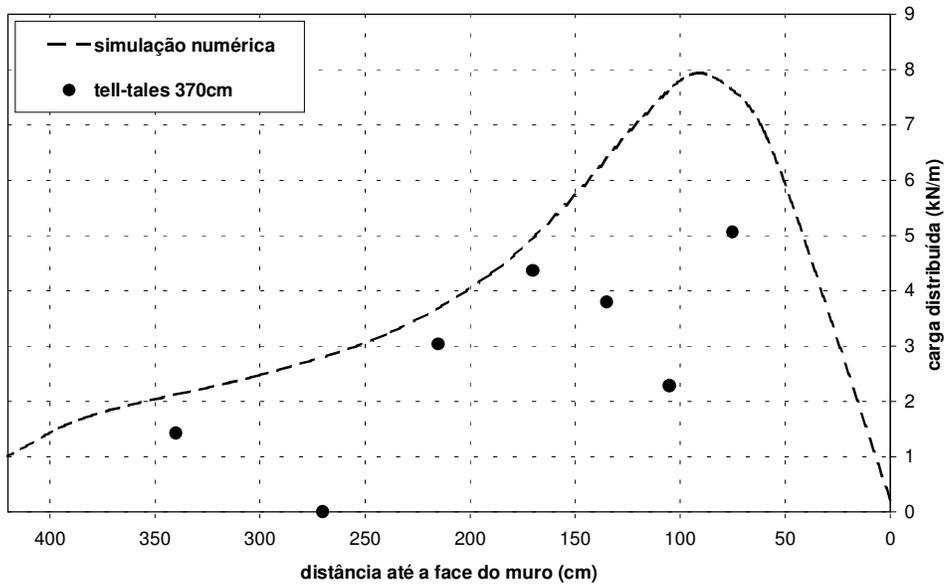


Figura 244 - Comparação entre a carga distribuída prevista pela simulação numérica e a calculada a partir dos deslocamentos dos *tell-tales* da geogrelha de 370cm de altura.

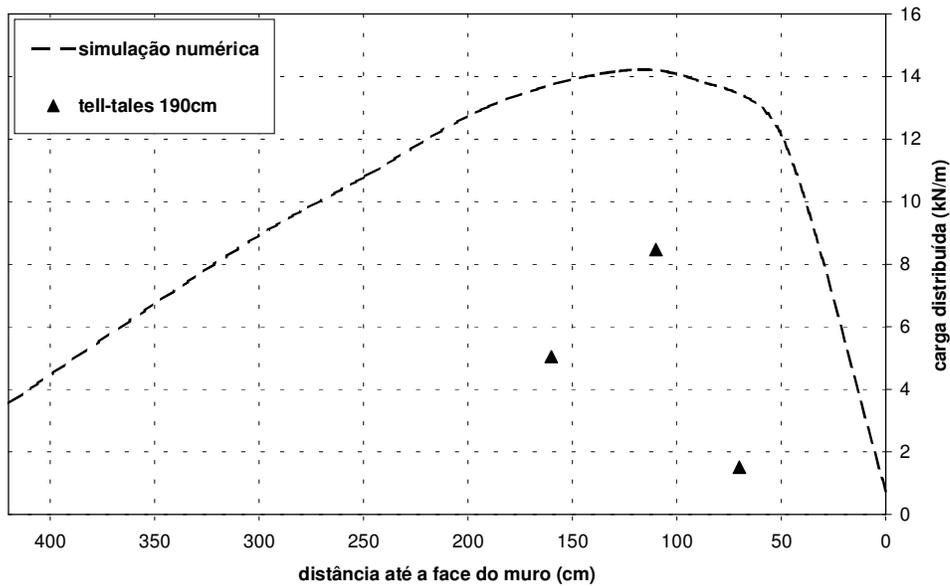


Figura 245 - Comparação entre a carga distribuída prevista pela simulação numérica e a calculada a partir dos deslocamentos dos *tell-tales* da geogrelha de 190cm de altura.

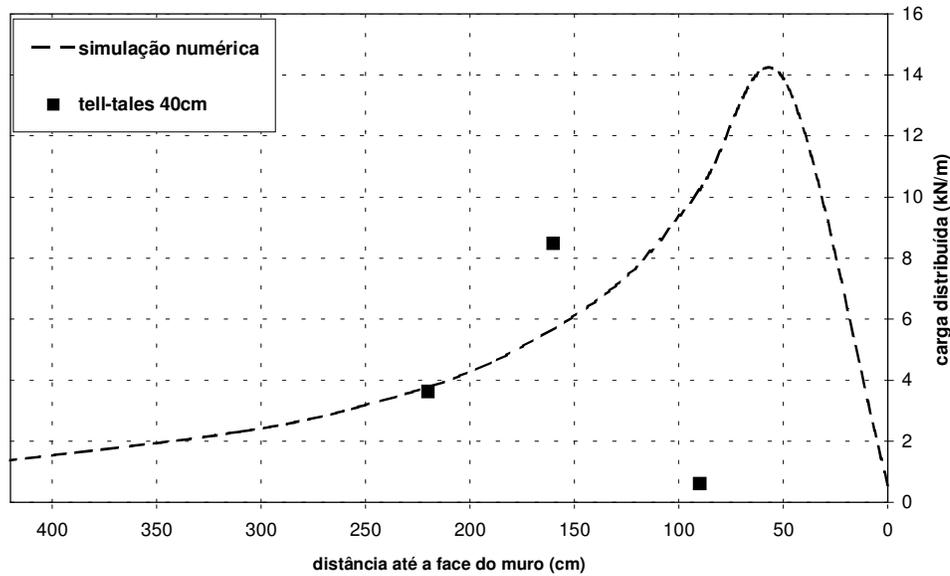


Figura 246 - Comparação entre a carga distribuída prevista pela simulação numérica e a calculada a partir dos deslocamentos dos *tell-tales* da geogrelha de 40cm de altura.

Na Figura 245 são apresentados apenas 3 pontos de força distribuída, pois as leituras do *tell-tale* de 250cm foram consideradas espúrias e o *tell-tale* de 310cm de distância da face foi destruído por vandalismo, conforme relatado anteriormente.

Similarmente, na Figura 246, também são apresentados somente três pontos, pois as leituras do *tell-tale* que dista 310cm da face foram desconsideradas e o *tell-tale* afastado 90 cm da face sofreu vandalismo, conforme se percebe na Figura 224.

As diferenças entre as forças distribuídas previstas pela simulação numérica e determinadas da aplicação da equação 10.38 às leituras dos *tell-tales*, são decorrentes das diferenças entre deslocamentos previstos e medidos apresentados nas Figuras 240, 241 e 242.

Cabe ressaltar que a obtenção de forças a partir das leituras de deslocamentos não é muito precisa, representando a média de força distribuída em uma certa região. Picos localizados não são percebidos.

Outro problema é a acurácia das leituras. No caso de geogrelhas rígidas, o problema agrava-se, pois as deformações e os deslocamentos são pequenos, mesmo para carregamentos elevados. Além disto, eventuais problemas nas leituras do *i-ésimo tell-tale* representarão prejuízos às médias de força distribuída

calculadas para as regiões “i” e “i-1”. A alternativa é desconsiderar as leituras do *tell-tale* defeituoso e calcular a média de força distribuída para uma região maior, de comprimento ($L_i + L_{i-1}$). Entretanto, as variações da força distribuída, nesta região aumentada, serão ainda mais “mascaradas” por este procedimento.

A melhor concordância entre as cargas distribuídas previstas por simulação numérica e calculadas a partir de leituras dos tell-atles foi obtida na geogrelha de 370cm, conforme se observa na Figura 244. Mesmo assim, há uma dispersão considerável nos pontos de forças calculadas.

Cabe ressaltar que, em todas as geogrelhas simuladas, a carga distribuída no trecho inicial foi nula, em virtude da não consideração, no modelo numérico, do envelopamento das geogrelhas na face. Em campo, é provável que esta carga seja diferente de zero, devido aos esforços decorrentes das movimentações da face que são restringidas pelas geogrelhas.

10.5. Análise paramétrica

Decidiu-se realizar uma análise paramétrica para averiguar a influência de cada parâmetro na estrutura de solo reforçado. Para o mesmo processo construtivo e a mesma geometria, os principais fatores que influenciam o comportamento do muro de solo reforçado, durante a construção, são os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e da geogrelha.

As geogrelhas são produzidas por processos industriais controlados e espera-se que apresentem pequenas variações nos seus parâmetros de resistência e deformabilidade.

O solo compactado, ao contrário, pode sofrer importantes variações na resistência e deformabilidade, ao longo da construção, devido a mudanças de jazidas, heterogeneidade natural, variação do teor de umidade, etc.

Decidiu-se, então, avaliar os efeitos das variações dos quatro parâmetros relacionados a seguir:

- tangente do ângulo de atrito, ϕ' (do solo e da sacaria simultaneamente);
- intercepto coesivo, c' (do solo e da sacaria simultaneamente);

- parâmetros de rigidez, E_{50} , E_{oed} e E_{ur} (do solo e da sacaria simultaneamente); e

- parâmetros de rigidez da sacaria, E_{50} , E_{oed} e E_{ur} .

O efeito das variações dos parâmetros foi avaliado comparando-se os resultados de máximo deslocamento horizontal da face. O deslocamento horizontal da face é um dado de projeto importante e, conforme os resultados apresentados anteriormente, apresentou boa concordância entre valores medidos em campo e previsões numéricas.

Inicialmente foi decidido realizar simulações variando-se arbitrariamente os parâmetros referidos em 10%, para mais e para menos.

A Figura 247 apresenta uma comparação entre os deslocamentos horizontais da face para os valores originais dos parâmetros do solo e da sacaria e os deslocamentos horizontais obtidos reduzindo-se um parâmetro de cada vez.

Pode-se observar, de maneira geral, que os deslocamentos horizontais da face aumentaram com a redução dos parâmetros de resistência e rigidez. Nenhuma das curvas teve seu formato significativamente modificado. As reduções do intercepto coesivo e dos parâmetros de deformabilidade geraram acréscimos semelhantes de deslocamento. Por outro lado, a redução da tangente do ângulo de atrito gerou o triplo de acréscimo no deslocamento horizontal.

A Figura 248 apresenta uma comparação entre os deslocamentos horizontais da face para os valores originais dos parâmetros do solo e da sacaria e os deslocamentos horizontais obtidos aumentando-se um parâmetro de cada vez.

Pode-se observar, novamente, que as variações do intercepto coesivo e dos parâmetros de deformabilidade geram efeitos semelhantes nos deslocamentos horizontais da face, bem como o acréscimo da tangente do ângulo de atrito gerou um efeito mais pronunciado.

Em todos os casos de acréscimo simultâneo dos parâmetros de resistência e rigidez do solo e da sacaria ocorreram reduções no deslocamento horizontal máximo da face.

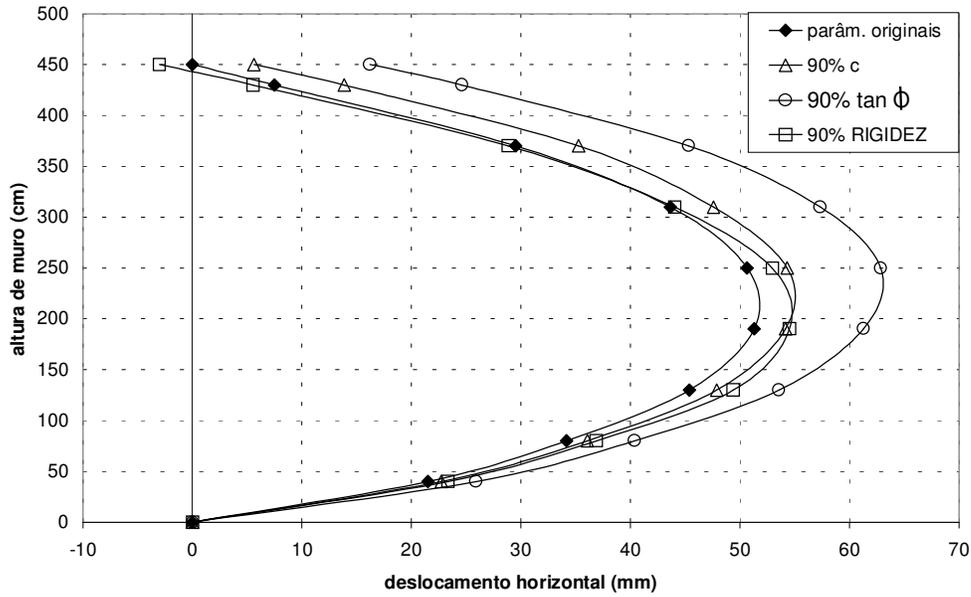


Figura 247 - Influência das reduções de parâmetros de resistência e rigidez nos deslocamentos horizontais da face.

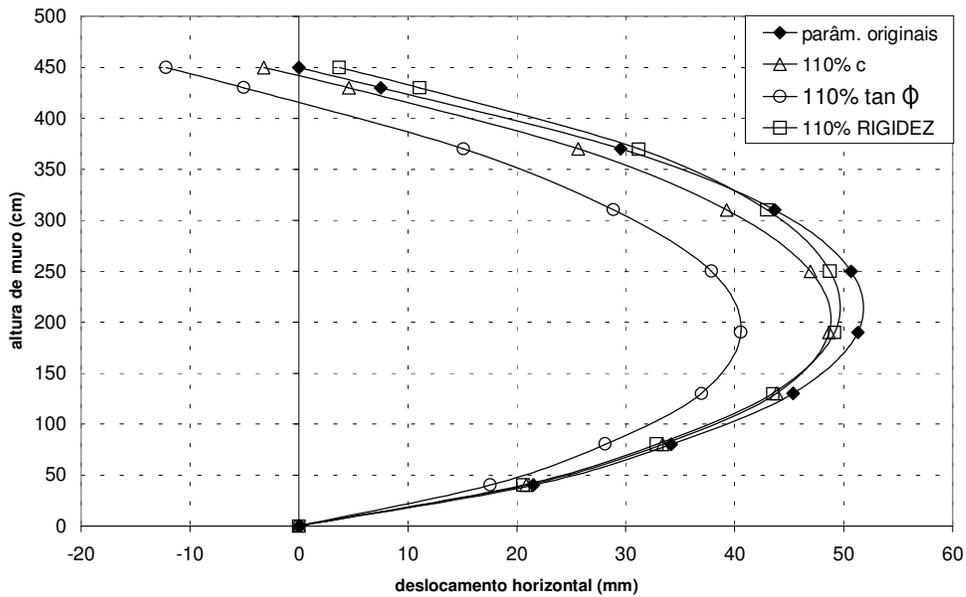


Figura 248 - Influência dos acréscimos em parâmetros de resistência e rigidez nos deslocamentos horizontais da face.

Tendo em vista que a variação simultânea de 10% nos parâmetros de rigidez do solo e da sacaria causou pouco efeito nos deslocamentos horizontais da face, decidiu-se aplicar variações de 50% na rigidez da sacaria. A Figura 249 apresenta os deslocamentos da face obtidos para esta condição.

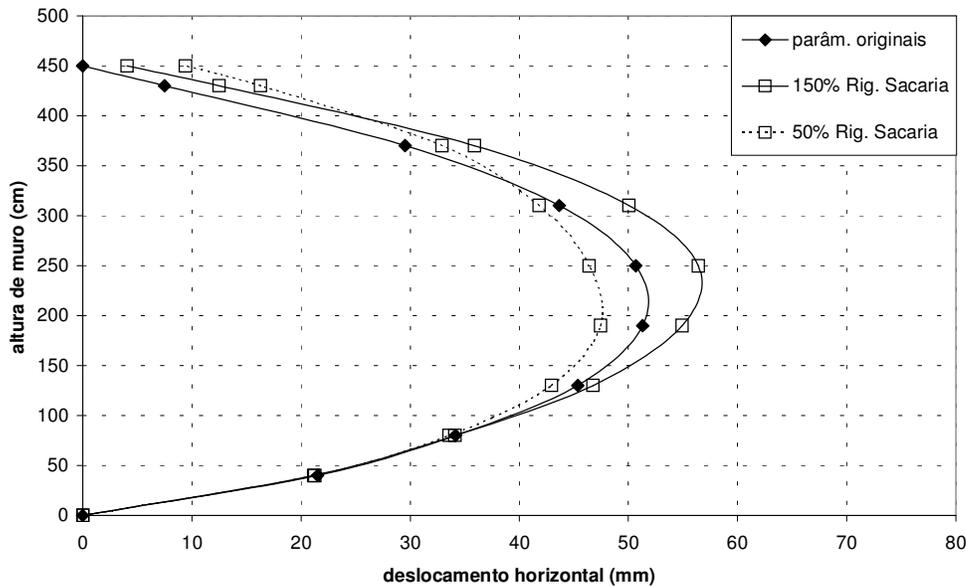


Figura 249 - Influência dos acréscimos em parâmetros de rigidez da sacaria nos deslocamentos horizontais da face.

Pode-se observar, na Figura 249, que o máximo deslocamento horizontal aumenta quando crescem os parâmetros de rigidez da sacaria e diminui quando eles são reduzidos.

Este efeito, aparentemente contraditório, pode ser explicado considerando-se isoladamente os deslocamentos gerados pela construção da massa de solo reforçado e da sacaria. A região da sacaria está “inclinada” sobre a massa de solo reforçado. Seus vetores de deslocamento horizontal, portanto, têm sentido oposto aos da massa de solo reforçado. Desta forma, um aumento na rigidez da sacaria provocará a redução dos deslocamentos devidos à construção da mesma. Considerando-se que os deslocamentos devidos a construção da massa de solo reforçado não sofram variações apreciáveis, devido à mudança de rigidez da sacaria, o somatório dos vetores de deslocamento, com sentidos opostos, aumentará. A Figura 250 apresenta uma representação esquemática do efeito do aumento da rigidez da sacaria no deslocamento horizontal da face.

A redução de 10%, na tangente do ângulo de atrito, representa aproximadamente 2,6°. No caso do intercepto coesivo, a redução de 10% representa somente 1kPa. Para obter-se os efeitos de variações mais representativas do intercepto coesivo e dos parâmetros de rigidez, foram

simuladas reduções de 50% destes parâmetros. A Figura 251 apresenta os efeitos destas reduções no deslocamento horizontal máximo da face.

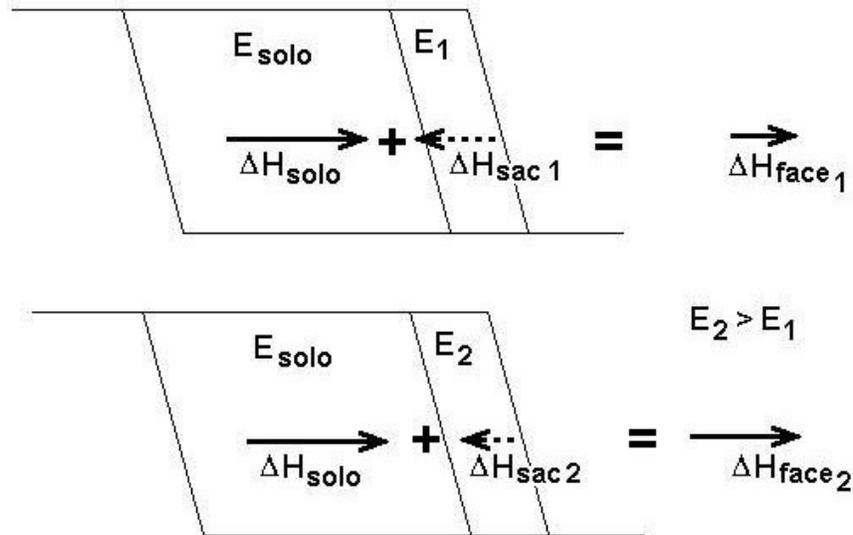


Figura 250 - Representação esquemática do efeito da rigidez da sacaria no deslocamento horizontal máximo da face.

Pode-se perceber que, em ambos os casos, ocorreram acréscimos consideráveis no deslocamento horizontal máximo.

No caso da redução dos parâmetros de rigidez, entretanto, ocorreu redução nos deslocamentos horizontais do terço superior do muro. Isto deve-se possivelmente à redução de E_{oed} , que provoca maior deformabilidade do solo frente aos esforços de compactação, permitindo que a face do muro incline-se “sobre” a massa de solo reforçado.

A Figura 252 apresenta a deformada exagerada da malha de elementos finitos para a situação de redução dos parâmetros de rigidez do solo em 50%.

A Figura 253 apresenta uma comparação do efeito das variações de parâmetros analisadas. As variações simultâneas dos parâmetros da sacaria e do solo são denominadas “gerais”.

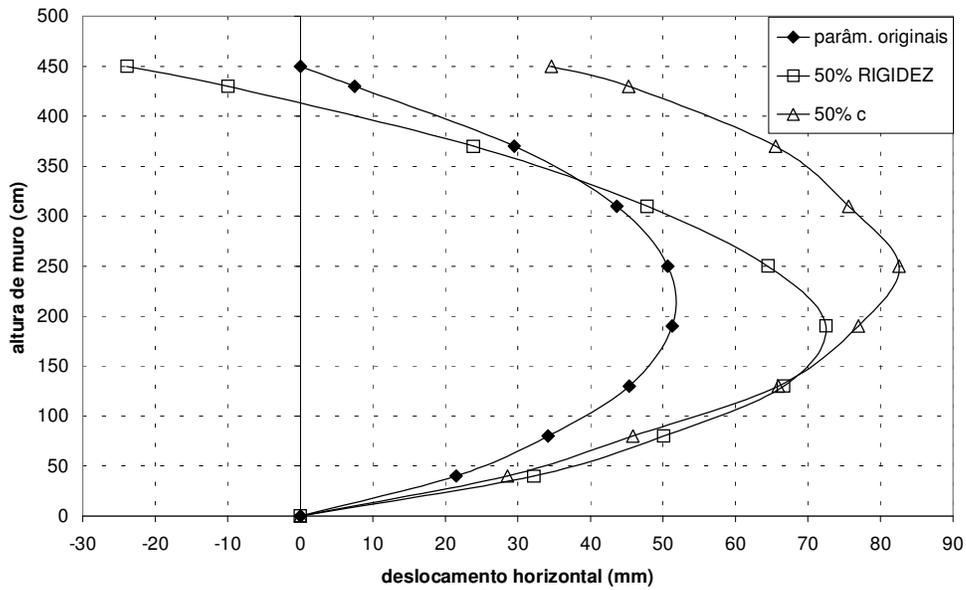


Figura 251 - Influência da redução de 50% do intercepto coesivo e dos parâmetros de rigidez nos deslocamentos horizontais da face.

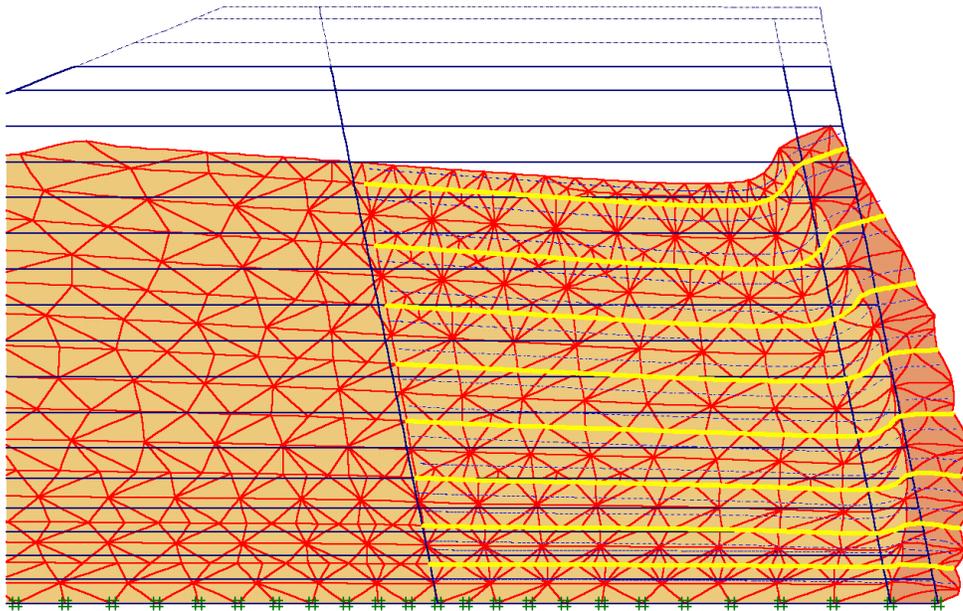


Figura 252 - Deformada exagerada da malha de elementos finitos, após a compactação da última camada de solo.

Pode-se observar que o deslocamento horizontal máximo da face é mais sensível a variações na tangente do ângulo de atrito do que nos parâmetros de

rigidez ou intercepto coesivo. Para variações de 50%, o intercepto coesivo demonstra mais influência no deslocamento horizontal máximo que os parâmetros de rigidez.

Conforme já citado anteriormente, o aumento dos parâmetros de rigidez da sacaria acarreta aumento do deslocamento horizontal máximo da face. O aumento “geral” dos outros parâmetros, ao contrário, causa redução no deslocamento horizontal máximo da face.

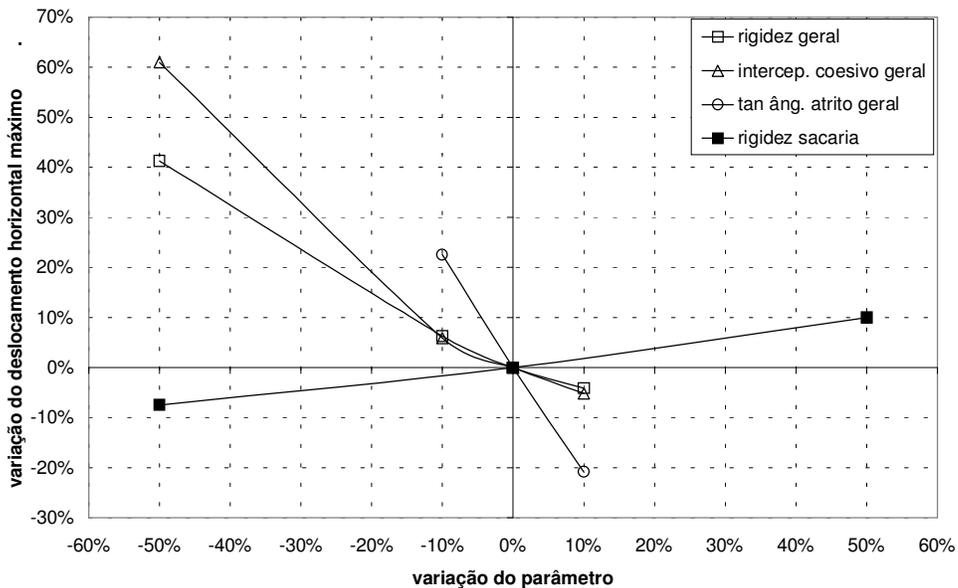


Figura 253 - Comparação do efeito das variações de parâmetros no deslocamento horizontal máximo da face.

10.6. Avaliação estatística

A análise paramétrica apresentada no item anterior permite uma melhor compreensão de como os parâmetros de rigidez e resistência do solo afetam o comportamento do muro de solo reforçado durante a construção. Entretanto, esta compreensão é incompleta, na medida em que não é conhecida a importância relativa da variação correspondente a cada parâmetro.

Conforme foi ressaltado anteriormente, para o muro em questão, uma variação de 10% na tangente do ângulo de atrito do solo é mais significativa que a mesma variação aplicada ao intercepto coesivo ou à rigidez.

Optou-se, então, por realizar uma avaliação estatística da influência dos parâmetros do solo no deslocamento horizontal máximo da face do muro, para obter mais clareza na apreciação geotécnica e reduzir a subjetividade da análise, conforme sugerido por Sandroni e Sayão (1992).

Procurou-se, inicialmente, obter dados a respeito da variância dos parâmetros em questão. Tendo em vista que o número de ensaios de laboratório realizados nesta pesquisa foi limitado, optou-se por um ajuste coerente com valores na literatura.

A Tabela 26 apresenta valores de coeficiente de variação dos parâmetros de resistência e rigidez. Apesar de ter-se dado prioridade à busca de dados referentes a solos compactados, também foram pesquisados dados referentes a coeficientes de variação de solos naturais.

O coeficiente de variação de um parâmetro pode ser definido conforme a equação a seguir:

$$\Omega(X) = \frac{\sigma(X)}{E(X)} \quad (10.21)$$

Onde:

$\Omega(X)$ coeficiente de variação do parâmetro X;

$\sigma(X)$ desvio padrão do parâmetro X, igual à raiz quadrada da variância $V(X)$; e

$E(X)$ média do parâmetro X.

Com base nos dados reunidos na Tabela 26 e considerando as características do solo da presente pesquisa, foram adotados coeficientes de variação iguais a 0,50 e 0,10 para intercepto coesivo e tangente do ângulo de atrito, respectivamente.

Os três parâmetros de rigidez exigidos pelo programa de elementos finitos foram considerados conjuntamente na avaliação estatística. E_{ur} e E_{oed} foram considerados, para efeitos de avaliação estatística, dependentes de E_{50} . O coeficiente de variação aplicado foi 0,25.

A Tabela 27 apresenta a conversão dos valores de coeficiente de variação em variâncias, para os parâmetros em questão.

Tabela 26 - Coeficiente de variação de parâmetros de resistência e rigidez.

Referência	Solo e tipo de ensaio	$\Omega(c')$	$\Omega(\tan\phi')$	$\Omega(\text{Rigidez})$
Harr, 1982	Recomendação para uso em análises preliminares	0,2 a 0,5	0,05 a 0,2	–
Vargas, 1983	Ensaio triaxiais em solo residual de gnaiss compactado	0,605	0,061	–
	Ensaio triaxiais em solo residual de basalto compactado	0,802	0,088	–
	Ensaio triaxiais em solo residual de arenito compactado	1,000	0,094	–
Pacheco, 1990	Ensaio triaxiais em solos residuais de gnaiss compactados	0,204	0,051	–
Maciel, 1991	Ensaio triaxiais em solo residual jovem de gnaiss	–	–	0,318 ⁽¹⁾
Sandroni e Sayão, 1992	Ensaio de cisalhamento direto em solo saprolítico de quartzito ferrífero	0,970	0,109	–
Tan et al., 1993	Ensaio triaxiais em solos de barragens	0,529	0,119	–
Aleixo, 1998	Ensaio triaxiais cúbicos em solo residual gnáissico jovem	0,181	0,116	0,273 ⁽²⁾
Ribeiro, 2000	Ensaio triaxiais em solo residual silto arenoso de gnaiss	0,184	0,074	0,225 a 0,393 ⁽³⁾

(1) : Módulo secante correspondente a 50% da tensão de ruptura;

(2) : Módulo secante para 2% de deformação; e

(3) : Módulo de Young.

Tabela 27 – Valores adotados para média, desvio padrão e variância dos parâmetros do solo do muro.

Parâmetro	c'	tanφ'	E ₅₀ (E _{oed} e E _{ur} dependentes)
Valor médio	10kPa	0,680	9,5MPa
Desvio padrão	5kPa	0,068	2,37MPa
Variância	25(kPa) ²	0,00462	5,64(MPa) ²

Pode-se obter a variância do deslocamento horizontal máximo na face do muro pelo emprego da técnica de aproximação pelo segundo momento probabilístico.

Segundo Pacheco (1990), a aproximação pelo segundo momento é uma técnica simples que pode ser largamente utilizada na prática. De maneira simplificada, a distribuição probabilística de uma variável aleatória pode ser representada por uma série com vários termos. O primeiro termo, ou momento, está relacionado à média e o segundo à variância. Os demais momentos de ordem ímpar relacionam-se à simetria da distribuição, e os de ordem par ao seu achatamento. Sendo assim, quando se utiliza esta técnica, somente são considerados a média e a variância dos parâmetros.

Harr (1977) apresenta uma formulação para o cálculo da variância do fator de segurança de uma análise de estabilidade de taludes, em função dos parâmetros do solo. Esta formulação pode ser adaptada para cálculo da variância do deslocamento horizontal máximo da face, conforme abaixo:

$$V(u_{\text{máx}}) = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\delta(u_{\text{máx}})}{\delta X_i} \right]^2 \cdot V(X_i) \quad (10.22)$$

Onde:

$V(u_{\text{máx}})$ variância do deslocamento horizontal máximo da face do muro;

$\delta(u_{\text{máx}})$ variação do deslocamento horizontal máximo da face causada por uma variação δX_i ;

δX_i variação aplicada à variável X_i ;

$V(X_i)$ variância de X_i .

A Tabela 28 apresenta os resultados obtidos pela técnica ao se utilizar a Equação 10.22. Com os valores médios indicados na Tabela 26, o máximo deslocamento horizontal da face do muro é de 53,1mm. Os valores de δX_i foram arbitrados conforme o recomendado por Sandroni e Sayão (1992), ou seja, iguais a 10% dos respectivos valores médios. Esta variação δX_i pode ser positiva ou negativa (Dell'Avanzi, 1995).

O desvio padrão do deslocamento horizontal máximo da face é igual à raiz quadrada da variância, $V(u_{m\acute{a}x})$.

Tabela 28 - Cálculo da variância do deslocamento horizontal máximo da face.

X_i	δX_i	$\delta(u_{m\acute{a}x.})$ (mm)	$\delta(u_{m\acute{a}x.}) / \delta X_i$	$V(X_i)$	$V(u_{m\acute{a}x.})$	
c' (kPa)	-1,0	3,016	-3,0162	25,00	227,4	53,3%
$\tan \phi'$	-0,068	11,57	-170,29	0,00462	133,9	31,4%
E_{50} (MPa)	-0,950	3,237	-3,4080	5,641	65,5	15,3%
Variância de $u_{m\acute{a}x.}$					426,9	100,0%

Os componentes da variância do deslocamento horizontal máximo da face do muro são apresentados na Figura 254 por meio de um gráfico de barras.

Conforme se percebe na Figura 254 e na Tabela 27, o parâmetro que mais contribui com a variância do deslocamento horizontal máximo da face é o intercepto coesivo, com 53,3%. A tangente do ângulo de atrito contribui com 31,4% e a rigidez com 15,3%.

Conforme sugerem Sandroni e Sayão (1992), este procedimento permite discernir a importância relativa dos diversos parâmetros considerados como variáveis e dá subsídios para o processo de decisão de projeto.

Neste exemplo de análise de muro reforçado, na consideração dos deslocamentos horizontais da face, deve-se ter também especial atenção aos parâmetros de resistência do solo compactado.

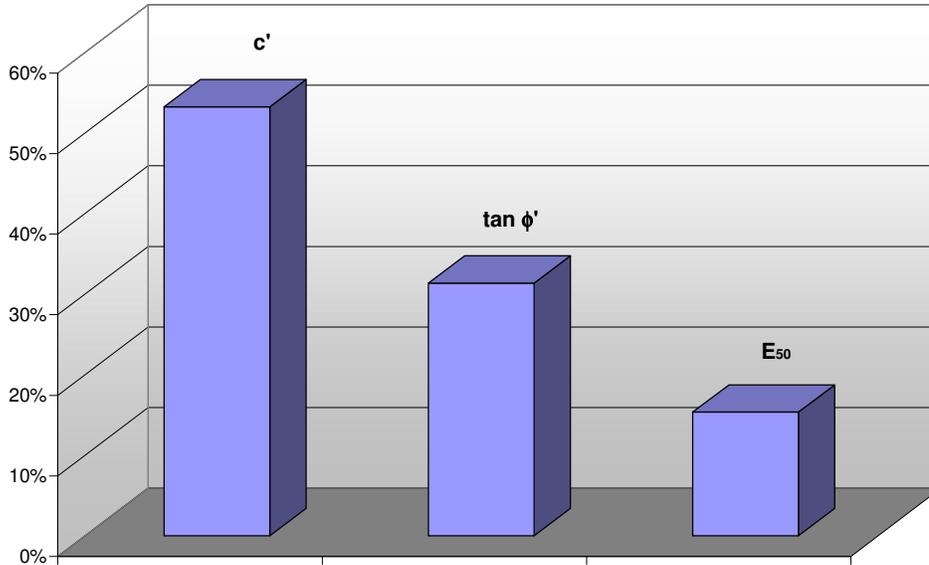


Figura 254 - Componentes da variância do deslocamento horizontal máximo da face do muro.

10.7. Considerações finais

Foi realizada uma análise numérica pelo método dos elementos finitos para gerar previsões de comportamento do muro de solo reforçado e permitir uma comparação com os resultados obtidos em campo. Neste capítulo foi apresentada sucintamente a ferramenta computacional e os modelos constitutivos adotados.

Para testar a adequação dos parâmetros e modelos, foram realizadas simulações numéricas de ensaios de arrancamento, tendo em vista que a malha e a seqüência construtiva são mais simples que as do muro de solo reforçado. Para tanto, foram selecionados três ensaios de arrancamento com a mesma geogrelha, a mesma tensão vertical e parâmetros de controle de compactação semelhantes.

Foram testadas várias configurações de geometrias e parâmetros do solo em busca do melhor ajuste. Foi estudada a melhor seqüência construtiva empregada para simular a montagem dos ensaios, concluindo-se que as deformações ocorridas durante a compactação do solo não influenciam significativamente o resultado dos ensaios de arrancamento.

Também foi estudada a influência da manga metálica, observando-se que, para um mesmo carregamento aplicado, sua ausência reduziria os deslocamentos da geogrelha.

A distribuição de deslocamentos prevista pela simulação numérica foi semelhante à verificada em campo. Cabe ressaltar, entretanto, que as medições de campo mostraram uma concentração de deslocamentos no trecho inicial da geogrelha que não pôde ser prevista por nenhuma das combinações de parâmetros testadas nas simulações numéricas. Esta dificuldade provavelmente decorre do modelo constitutivo adotado para a geogrelha, no qual é desprezada a resistência passiva do solo atuante nos elementos transversais da geogrelha.

Na simulação da construção do muro de solo reforçado foi decidido utilizar os parâmetros do solo obtidos nos ensaios triaxiais sem aplicação de quaisquer fatores de correção. Esta decisão baseou-se nos resultados das simulações dos ensaios de arrancamento, nas limitações intrínsecas do modelo constitutivo e no nível relativamente reduzido de carregamento esperado nas geogrelhas do muro.

Foram avaliadas várias alternativas de geometria e seqüência construtiva na simulação da construção do muro de solo reforçado. A alternativa de melhor resultado foi aquela que empregou o mesmo número de camadas de solo utilizadas no campo e uma sacaria com rigidez diferente da rigidez do solo.

A compactação foi simulada por meio da aplicação de carregamentos estáticos equivalentes, distribuídos ao longo das áreas de passagem dos equipamentos de compactação rolo e “sapo”.

As previsões de deslocamento horizontal da face do muro apresentaram boa concordância com as leituras dos *tell-tales*.

As previsões de deslocamentos horizontais e forças nas geogrelhas indicaram ordens de grandeza semelhantes aos valores obtidos através dos *tell-tales*. Entretanto a dispersão das previsões foi superior.

A influência relativa de cada parâmetro do solo nos deslocamentos horizontais da face foi avaliada por meio de uma análise paramétrica e uma análise estatística aproximada. Os resultados indicaram que o parâmetro que mais contribui com a variância do deslocamento horizontal máximo da face é o intercepto coesivo do solo compactado.