

## **5 Análise Numérica do Ensaio de Cisalhamento Direto**

### **5.1. Modelagem Numérica do Ensaio de Cisalhamento Direto**

No programa das análises numéricas, procurou-se definir todos os aspectos relevantes da modelagem do ensaio de cisalhamento direto que seriam empregados nas simulações, anteriormente ao início da análise propriamente dita. Esta etapa se confunde com a etapa das análises dos ensaios não reforçados.

Na análise dos resultados, os ensaios não reforçados foram retro-analisados em um primeiro momento, para calibração do modelo. Na etapa seguinte, os reforços foram incorporados à análise. Nesta última etapa, avaliou-se primeiramente o comportamento da interface solo-reforço, introduzindo o reforço horizontalmente (coincidindo com o plano de ruptura) na modelagem. Depois, foi avaliada a influência do reforço na resistência cisalhante do solo, introduzindo o reforço com inclinações em relação ao plano horizontal. Ao final, procedeu-se uma análise paramétrica para verificar a influência de alguns aspectos nos resultados dos ensaios reforçados. Utilizou-se a versão 8.2 do Plaxis na modelagem, com mencionado no cap.3.

Nas análises numéricas dos ensaios de cisalhamento direto, considerou-se a condição de deformação plana, onde as seções transversais são consideradas de simetria, como explicado no item 3.3.1.1.

#### **5.1.1. Modelagem do Problema**

Na construção do modelo do ensaio de cisalhamento direto foram avaliados diversos aspectos, com relação às geometria e condições de contorno do problema, dos modelos constitutivos empregados e detalhes da malha de elementos finitos. Os resultados destas verificações estão resumidos nos itens subsequentes.

### 5.1.1.1. Geometria e condições de contorno do problema

A geometria, bem como as condições de contorno do problema, é definida em função das características do equipamento utilizado. As condições de contorno e geometria impostas na modelagem do ensaio podem ser visualizadas na figura 71.

Como mencionado no item 3.4.3, durante os ensaios de cisalhamento direto, a caixa superior do equipamento permanecia imóvel e o cisalhamento ocorria a partir do deslocamento da caixa inferior. Portanto, na modelagem, o movimento da caixa superior foi impedido através de apoios que prescreviam deslocamentos verticais e horizontais iguais a zero. A caixa inferior possui apenas restrições com relação aos deslocamentos verticais, isto é, a caixa inferior é livre para se deslocar horizontalmente.

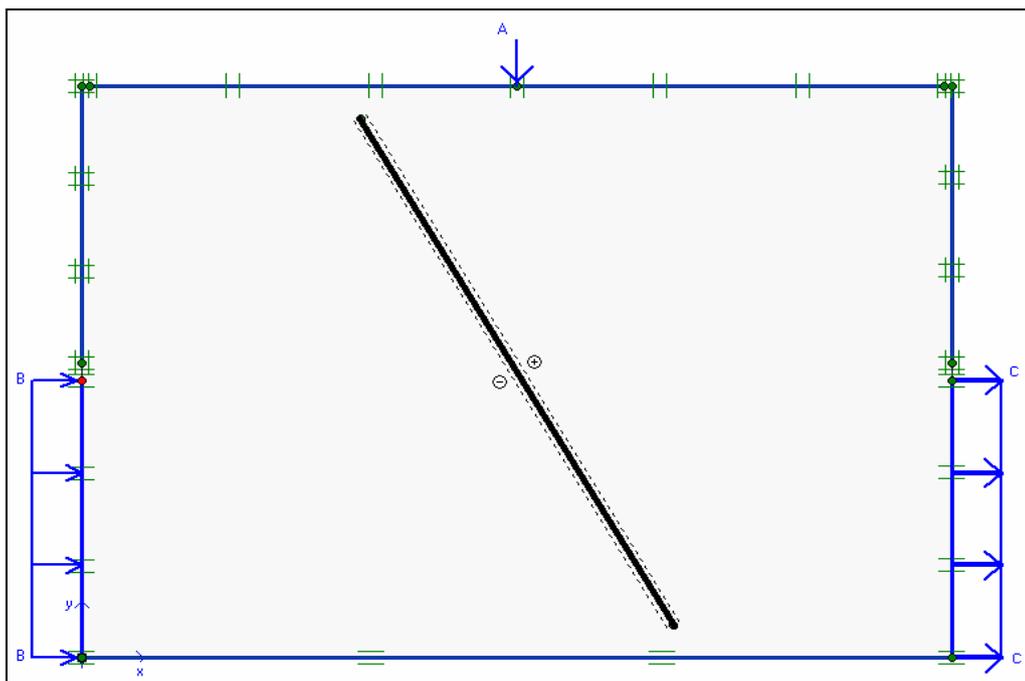


Figura 71 – Condições de Contorno e Geometria impostas na modelagem do ensaio de cisalhamento direto.

A tensão normal ( $\sigma_y$ ) foi simulada a partir da aplicação do carregamento concentrado A (fig. 71). O carregamento A é aplicado no centro do elemento de placa, que representa o topo da caixa de cisalhamento. Como o elemento de placa possui rigidez à flexão muito elevada, o carregamento concentrado tem o mesmo efeito do carregamento distribuído. O topo da caixa de cisalhamento é

desvinculado das paredes e possui restrição com relação aos deslocamentos horizontais. Pode-se constatar o mesmo efeito dos carregamentos aplicados ao topo da caixa de cisalhamento, verificando-se que este não apresenta deformações relativas às do solo após a aplicação do carregamento. Vale ressaltar que a modelagem é realizada na condição de deformação plana.

A aplicação da carga concentrada no topo, ao invés de uma distribuída, para simular  $\sigma_v$ , se justifica ao se constatar que as tensões normais no plano de ruptura, na ruptura, não atingem os valores desejados nas simulações com níveis de tensões mais elevados ( $\sigma_v = 200$  kPa), quando é aplicado carregamento distribuído. Atribui-se este comportamento ao fato de o topo da caixa de cisalhamento girar quando o deslocamento cisalhante é imposto, gerando uma distribuição de tensões normais no plano central, quando o carregamento distribuído é aplicado, com maior influência das extremidades da caixa.

A figura 72 compara as distribuições de tensão normal no plano central, para as análises com  $\sigma_v = 200$  kPa, quando se aplicam carregamentos concentrado (a) e distribuído (b). Nesta figura, não se pode constatar nitidamente a influência das extremidades na distribuição de tensão vertical no plano central.

Pode-se observar nos dois casos que há uma distribuição não uniforme de tensões no plano de ruptura, na ruptura. No caso (a), pode-se constatar uma descontinuidade próxima ao ponto onde a carga concentrada é aplicada. No caso (b), percebe-se um pico de tensão próximo ao ponto onde a parede frontal da caixa se localiza na ruptura. Na figura 72 é mostrada a tensão vertical máxima obtida nas modelagens no momento da ruptura.

Na campanha experimental, o cisalhamento foi imposto a partir do deslocamento da metade inferior da caixa de cisalhamento. Na modelagem, este deslocamento é imposto a partir da aplicação de um carregamento distribuído, B, ou de deslocamentos prescritos, C, na parede inferior da caixa de cisalhamento (figura 71).

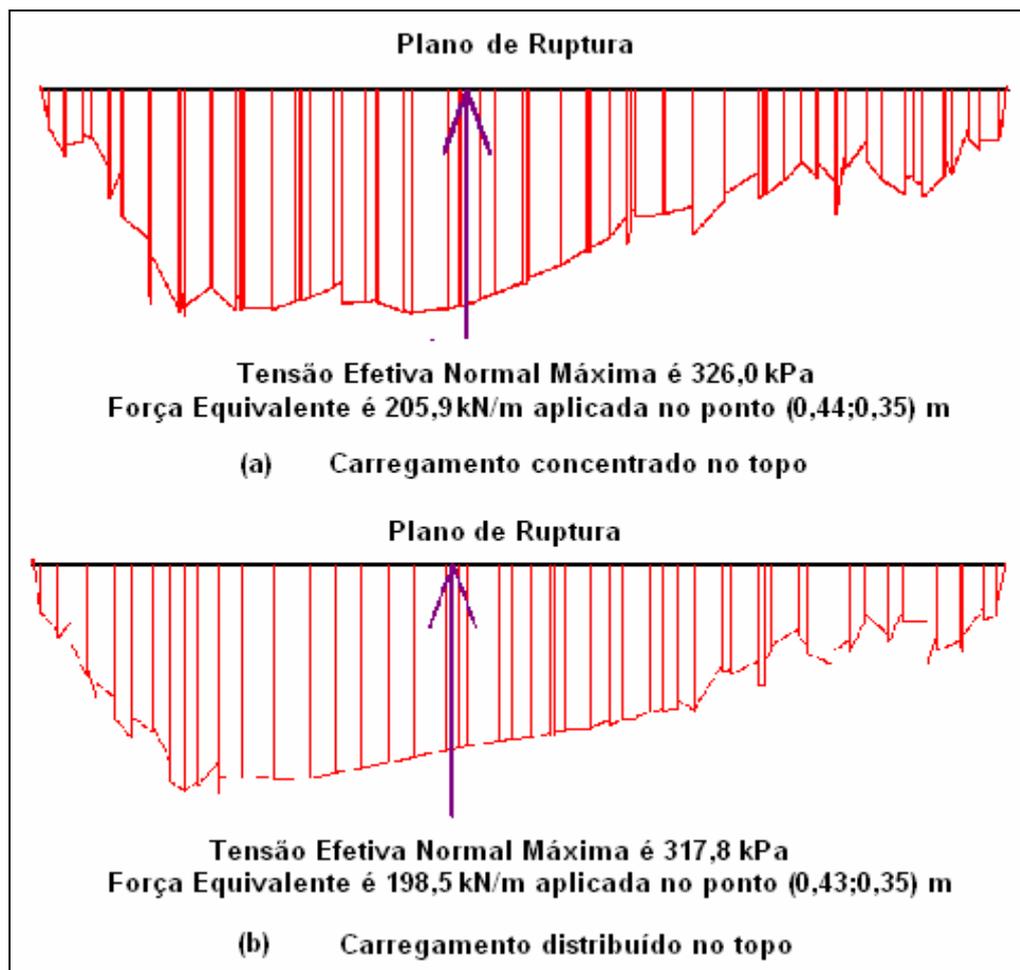


Figura 72 – Distribuição da tensão normal no plano de ruptura, na ruptura: (a) carregamento concentrado e (b) carregamento distribuído.

Na modelagem numérica dos ensaios, são realizadas análises sob tensão e deformação controladas. As duas formas de análises foram feitas para efeito de comparação dos resultados. Vale ressaltar que nos ensaios com deformação controlada é possível avaliar o comportamento pós-pico do material, desde que os modelos constitutivos empregados incorporem este comportamento do solo. O modelo de Mohr-Coulomb, aplicado na modelagem do ensaio de cisalhamento direto, não simula o comportamento pós-pico do solo.

#### 5.1.1.2. Malha de elementos finitos

O programa Plaxis permite a escolha de elementos triangulares de 6 ou 15 nós para realização das análises 2D. Na simulação dos ensaios de cisalhamento direto foram utilizados elementos de 15 nós, que permitem uma interpolação de quarta ordem para deslocamentos. Esta opção se justifica por um melhor ajuste

observado entre os resultados previstos numericamente e os resultados experimentais. Com a utilização de elementos de 6 nós, verifica-se uma superestimativa das tensões cisalhantes previstas.

Em função da escolha dos elementos do solo, procedeu-se à escolha de elementos compatíveis para representar os elementos de placa (caixa do equipamento de cisalhamento), os elementos de geogrelha (geogrelha) e os elementos de interface (interface solo-reforço). Os elementos de interface, por exemplo, que estão dispostos em ambos os lados do contato solo geogrelha, são definidos por 5 pares de nós.

Definidos os tipos básicos de elementos, gera-se a malha de elementos finitos. Utilizam-se malhas grosseiras nas análises preliminares, que são refinadas nas análises finais. Observam-se variações nos resultados que justificam a utilização da malha mais densa. De um modo geral, as malhas finais (ensaios reforçado e não reforçados) apresentam cerca de 1100 elementos.

A figura 73 apresenta a malha de elementos gerada na modelagem do ensaio com solo reforçado ( $\theta = 60^\circ$ ) e  $\sigma_v = 200$  kPa. Esta malha possui 1144 elementos triangulares de 15 nós.

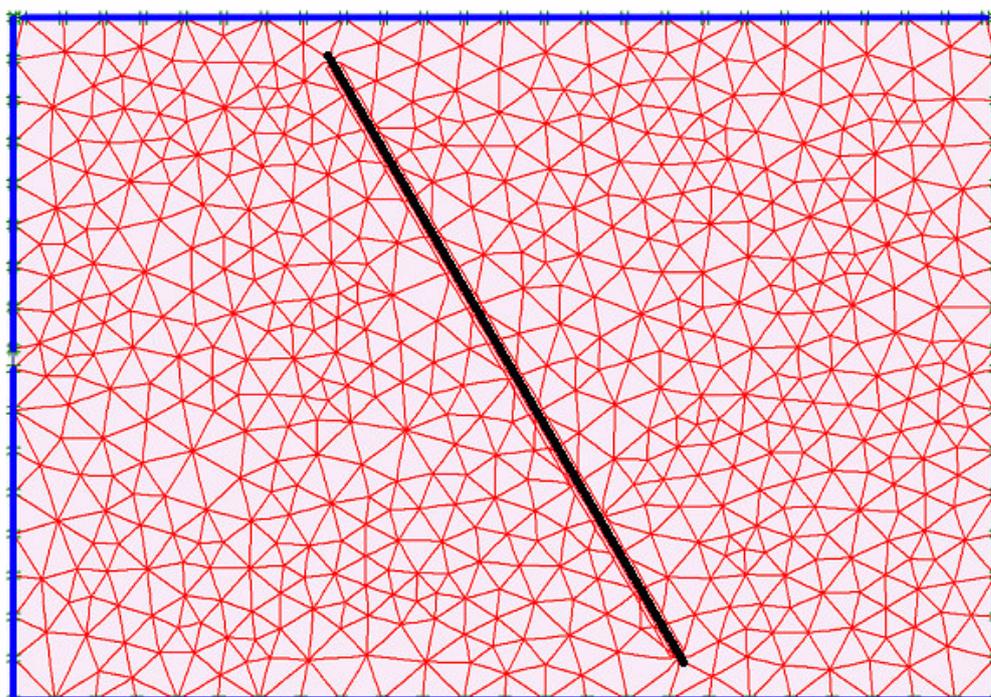


Figura 73 – Malha de elementos finitos (1144 elementos) gerada na modelagem do ensaio reforçado.

### 5.1.1.3. Modelos constitutivos

Nas análises, adota-se o modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb para representar o solo e a interface solo-reforço. Este modelo, como explicado no cap. 3, é definido por cinco parâmetros relacionados ao solo. São eles: módulo de deformabilidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão ( $c'$ ), ângulo de atrito do solo ( $\phi'$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ). Cabe ressaltar que o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb se caracteriza por apresentar módulo de deformabilidade constante até a ruptura, que é definida pelo critério de Mohr-Coulomb.

Os parâmetros de resistência da areia foram determinados, como mencionado no item 3.4.3, a partir dos ensaios de cisalhamento direto com solo não reforçados e são mostrados na tabela 6.

Tendo em vista a impossibilidade de obtenção de parâmetros de deformabilidade em ensaios de cisalhamento direto, procedeu-se um ajuste destes parâmetros durante a modelagem numérica, através de retro-análises. Estes parâmetros estão apresentados e discutidos no item 5.1.2, referente às análises dos resultados. Ressalta-se que os parâmetros de deformabilidade foram distintos dos utilizados na modelagem dos ensaios triaxiais, o que se justifica em função da metodologia de preparação dos corpos de prova, das dimensões relativas dos corpos de prova e da tensão média aplicada aos corpos de prova na fase de adensamento.

Para representação do reforço (geogrelha), adotou-se o modelo linear elástico ao elemento de geogrelha do Plaxis. Como mencionado no cap.3, o único parâmetro necessário para alimentação do programa, para o elemento de reforço, é a rigidez axial,  $EA$ . Para a geogrelha Macgrid, adotou-se um parâmetro  $EA = 850$  kN/m, como explicado no item 3.4.1.1.

Assim como para o reforço, os modelos utilizados para simulação dos elementos de ancoragem e de placa foi o linear elástico. No primeiro caso, o único parâmetro de entrada do programa é mesmo da geogrelha. No segundo caso da placa, o parâmetro que define a rigidez à flexão,  $EI$ , também é necessário. Estes valores de rigidez são muito maiores que os do solo, e podem ser vistos na tabela 11.

Tabela 11 – Parâmetros de alimentação do programa relativos aos elementos utilizados na modelagem.

Elemento	Parâmetro de Entrada	
	$EA$ (kN/m)	$EI$ (kNm <sup>2</sup> /m)
Ancoragem	$1 \times 10^6$	-
Geogrelha	850	-
Placa	$1 \times 10^5$	$1 \times 10^8$

Vale ressaltar que o Modelo de Solo com Endurecimento foi empregado, contudo os resultados obtidos não justificavam o tempo dispensado e a dificuldade de se determinar todos os parâmetros que são aplicados ao modelo.

### 5.1.2. Análise dos Resultados

Inicialmente, procedeu-se à simulação dos ensaios de cisalhamento direto não reforçados, de forma a calibrar o modelo antes da introdução do elemento de reforço. Estas análises foram realizadas com prescrição do carregamento. A modelagem dos ensaios em amostras de solo arenoso não reforçado permitiu a verificação de aspectos importantes relativos ao ensaio.

Posteriormente, o reforço foi inserido na massa de solo, buscando-se avaliar o efeito desta inclusão na resposta ao cisalhamento direto.

#### 5.1.2.1. Ensaios de Cisalhamento Direto em Solo Não Reforçados

A figura 74 mostra os resultados das modelagens numéricas dos ensaios de cisalhamento direto em material não reforçado. As curvas previstas numericamente são comparadas com as obtidas na campanha experimental.

A tabela 12 apresenta os parâmetros de deformabilidade retro-analisados, que proporcionaram o melhor ajuste das curvas numéricas às curvas experimentais.

Pode-se notar que os valores dos parâmetros de deformabilidade obtidos na reto-análise (ensaios de cisalhamento direto) foram mais baixos do que aqueles obtidos nos ensaios triaxiais. Este resultado pode ser associado ao fato que, experimentalmente, os ensaios são realizados com diferentes condições de contorno, sob diferentes tensões médias iniciais, que são aplicadas nas

respectivas fases de adensamento, e que a forma de preparo de cada corpo de prova é bastante diferente.

Tabela 12 - Parâmetros de deformabilidade do solo.

Parâmetros de Deformabilidade	Ensaio de Cisalhamento Direto		
	$\sigma_v = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_v = 100 \text{ kPa}$	$\sigma_v = 200 \text{ kPa}$
$E$ (kPa)	700	1400	2700
$\nu$	0,4	0,4	0,4

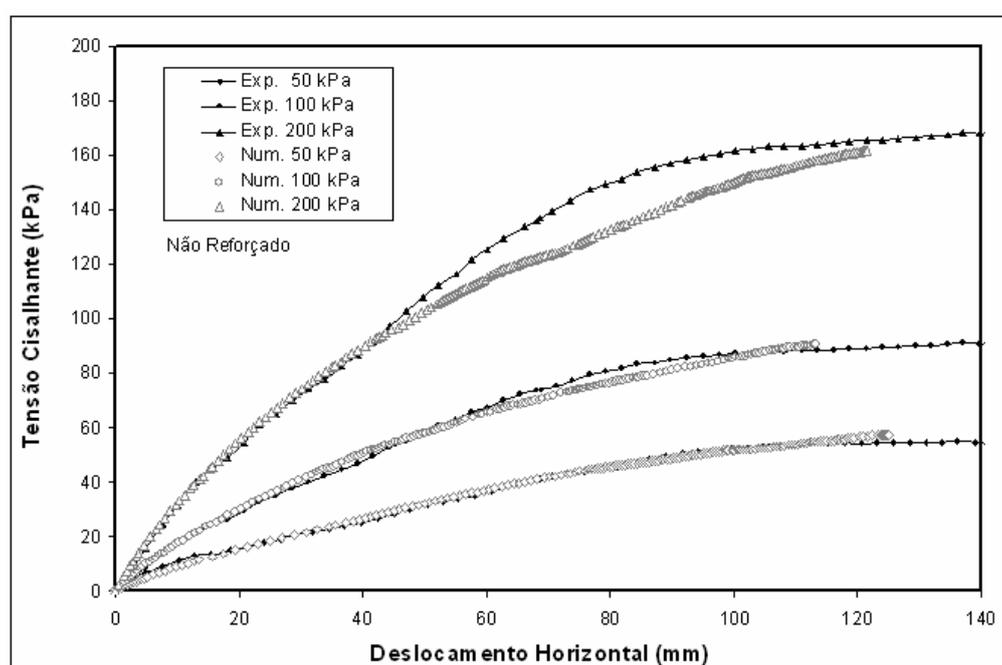


Figura 74 – Modelagem dos ensaios de cisalhamento direto em material não reforçado.

Na figura 74, pode-se observar que os resultados numéricos se ajustam bem aos resultados experimentais. A tensão cisalhante e os deslocamentos na ruptura foram reproduzidos satisfatoriamente. Cabe salientar que as análises numéricas dos ensaios em solo não reforçados foram realizadas com controle das tensões. Neste caso, o programa interrompe as análises quando a tensão atinge a condição de ruptura.

A figura 75 apresenta as envoltórias de resistência previstas numericamente e observada experimentalmente. Pode-se constatar uma variação pouco significativa nos valores de ângulo de atrito,  $\phi'$ , e de intercepto coesivo,  $c'$ , obtidos com as duas envoltórias.

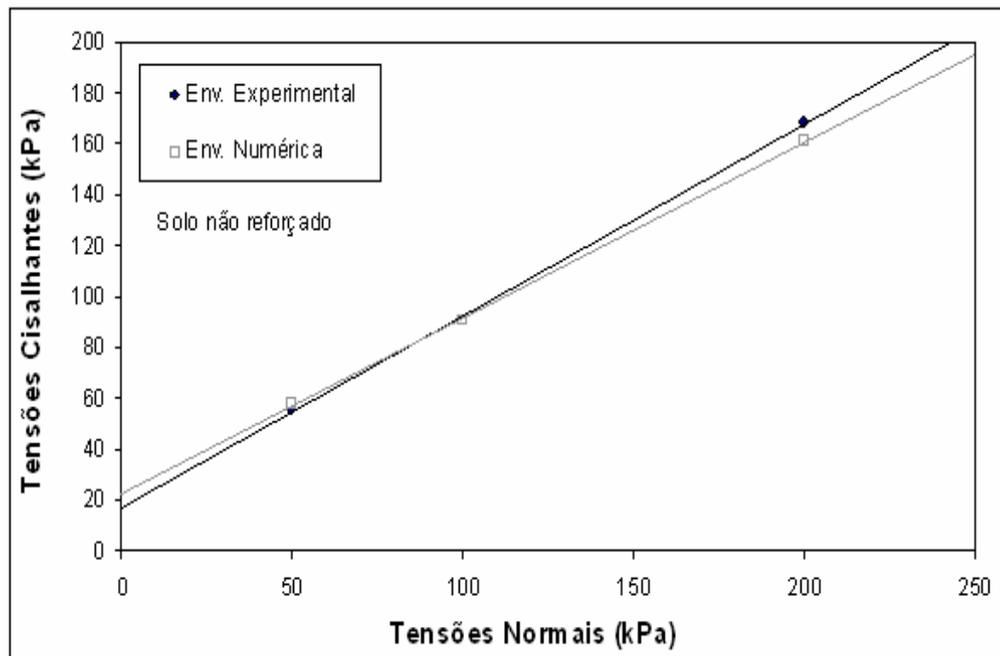


Figura 75 - Envoltórias de resistência – experimental e numérica.

O programa Plaxis, como mencionado no cap.3, permite no seu subprograma “*Output*” que se verifiquem as tensões internas durante a análise. Na modelagem dos ensaios de cisalhamento direto, foram verificados alguns aspectos já bem conhecidos experimentalmente, com a verificação interna de tensões.

A figura 76 mostra a rotação das direções das tensões principais verificadas na simulação do ensaio, quando o carregamento cisalhante é aplicado. Na ruptura, a direção da tensão principal menor forma um ângulo de aproximadamente  $60^\circ$  com o plano de ruptura. O resultado apresentado na figura refere-se às análises realizadas sob tensão vertical de 200 kPa, embora o mesmo resultado possa ser verificado para outros níveis de tensões. Este resultado está em acordo com os resultados obtidos experimentalmente por Jeweel (1980) e Palmeira e Milligan (1989).

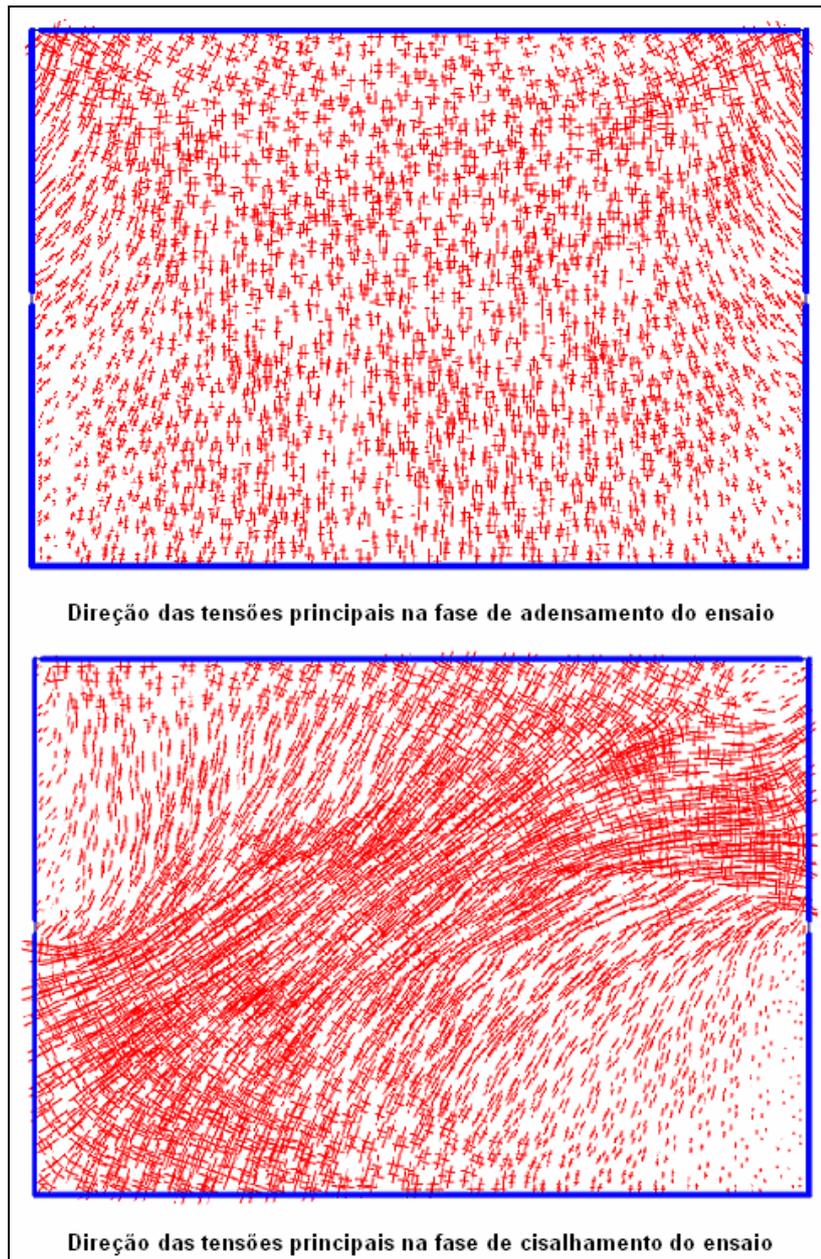


Figura 76 - Rotação da direção das tensões principais em ensaios de cisalhamento direto –  $\sigma_v = 200\text{kPa}$ .

A figura 77 mostra a distribuição de tensões cisalhantes internas, na ruptura, na análise realizada com tensão normal igual a 200 kPa. Verifica-se que as tensões cisalhantes ocorrem preponderantemente dentro de uma faixa que vai de 25 a 75% da altura da caixa cisalhante, isto é, a faixa de solo solicitada por cisalhamento corresponde à região central da caixa. As duas linhas, apresentadas na figura, limitam esta região ou “zona de cisalhamento”, como definido por Sieira (2003).

A verificação da zona de cisalhamento implica em duas considerações. Primeiro, em relação às análises experimentais, a altura do corpo de prova poderia ser reduzida sem que houvesse variações significativas nas resistências cisalhantes mobilizadas na ruptura. Isto levaria a uma economia de solo e uma minimização das dificuldades de preparação dos corpos de prova. Segunda, em relação às análises numéricas, os tempos e esforços computacionais podem ser minimizados, refinando-se a malha apenas na região correspondente à zona de cisalhamento, quando necessário.

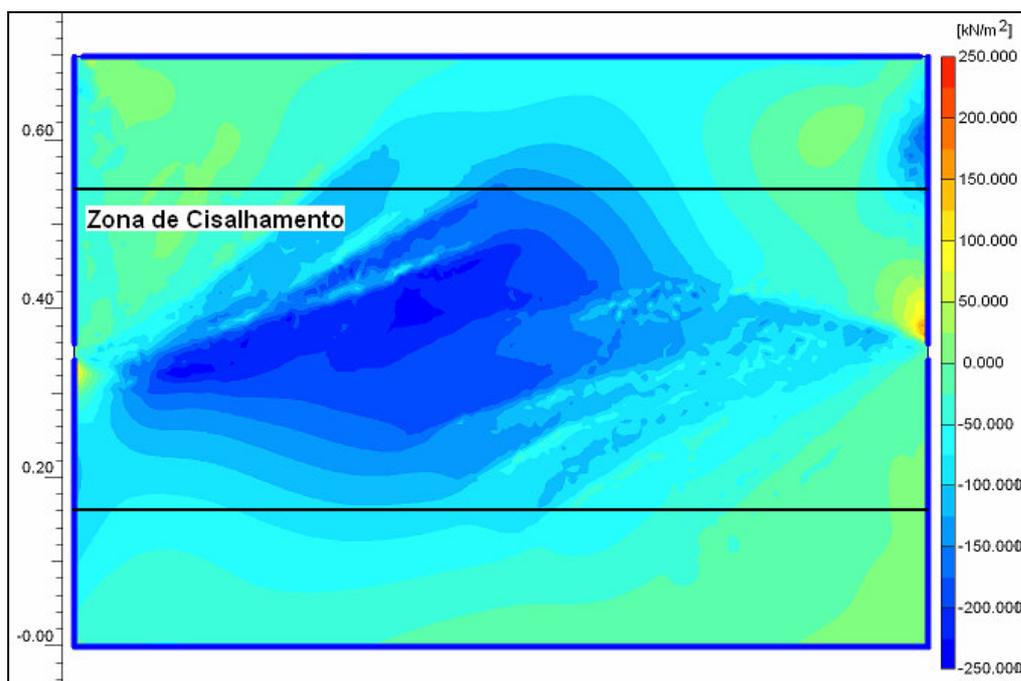


Figura 77 – Tensões cisalhantes no momento da ruptura em ensaio de cisalhamento direto -  $\sigma_v = 200$  kPa.

Com o objetivo de comprovar que a variação da altura da caixa de cisalhamento não influi nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto em solo não reforçado, foram realizadas novas análises dos ensaios. A altura ( $H$ ) da caixa de cisalhante foi variada de 0,7 m para 0,6 e 0,5 m. As análises foram realizadas para os ensaios com  $\sigma_v = 200$  kPa e foram mantidos os mesmos parâmetros de resistência e deformabilidade.

A figura 78 mostra o resultado obtido com a variação da altura da caixa de cisalhamento direto nas análises numéricas. Verifica-se que, até que seja atingida a zona de cisalhamento (figura 69), não há variações expressivas de resistências e deslocamentos na ruptura, com a redução de  $H$ .

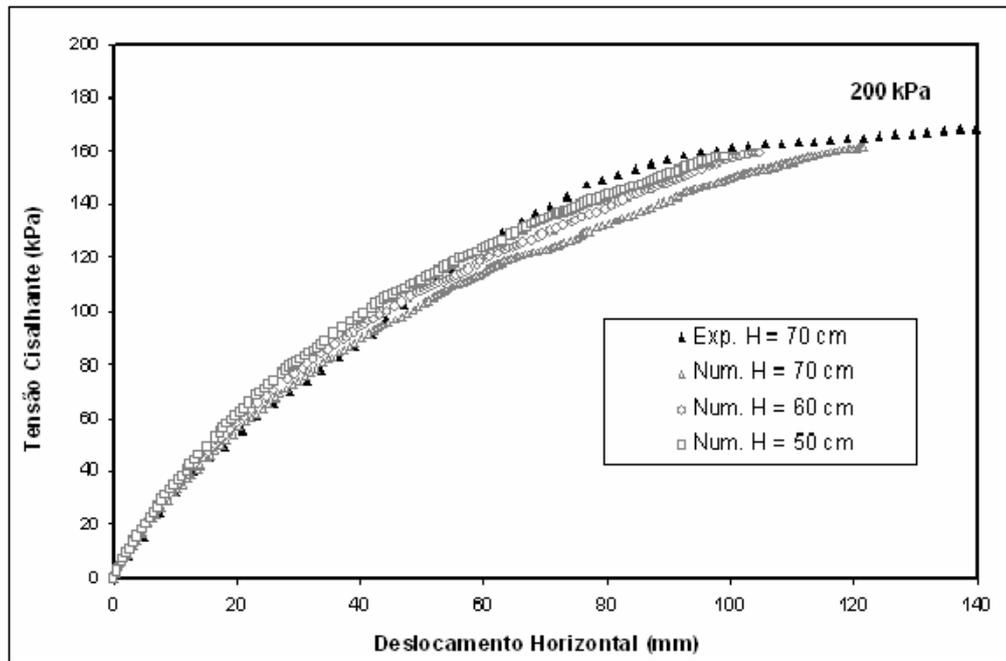


Figura 78 – Gráfico comparativo da influência da altura,  $H$ , da caixa de cisalhamento direto no ensaio em solo não reforçado.

A figura 79 mostra os pontos de plastificação na ruptura. Verifica-se a concentração dos pontos de ruptura (plastificação) de Mohr-Coulomb na região do plano central. Estes pontos indicam a condição de ruptura, como citado no cap. 3. Pode-se concluir, então, que o plano induzido de ruptura no ensaio de cisalhamento direto coincide com o plano horizontal central.

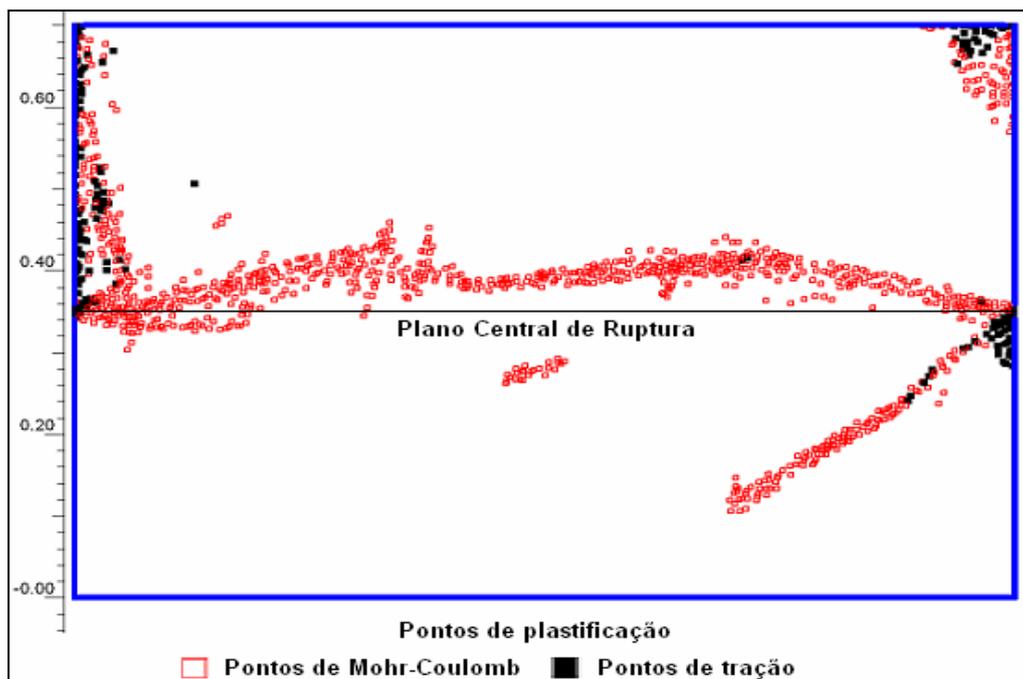


Figura 79 - Pontos de plastificação -  $\sigma_v = 200$  kPa.

### 5.1.2.2. Ensaio de Cisalhamento Direto em Solo Reforçado

A análise dos ensaios de cisalhamento direto em solo reforçado foi dividida em duas partes: análise do reforço posicionado na direção horizontal, e análise do reforço com inclinação  $\theta$  em relação ao plano de ruptura.

#### 5.1.2.2.1 Reforço horizontal

Os ensaios realizados com reforços posicionados na direção horizontal ( $\theta = 0$ ), coincidentes com o plano de ruptura, como mencionado item 2.5.1.1, são utilizados para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha.

As figuras 80 e 81 apresentam os resultados das retro-análises obtidas com tensão e deformação controladas, respectivamente. Comparando as duas figuras, verifica-se que as resistências obtidas nas duas análises foram da mesma ordem de grandeza, e com uma redução de cerca de 20% em relação aos valores experimentais. Pode-se notar nas análises de tensão controlada, a ruptura ocorreu para deslocamento de cerca de 50% abaixo dos valores experimentais.

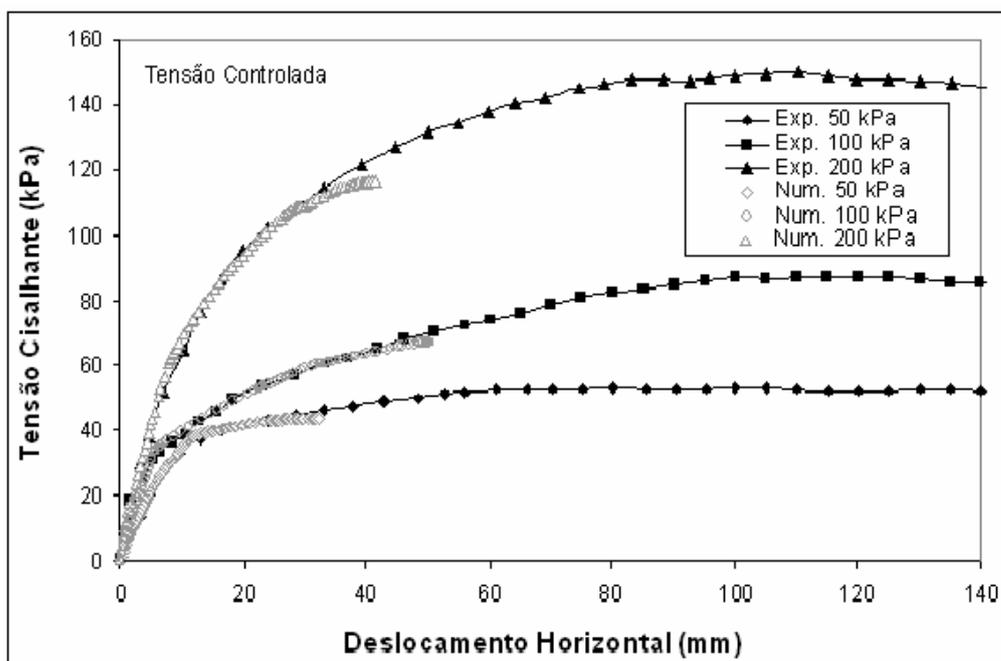


Figura 80 – Resultado das análises dos ensaios de cisalhamento direto em solo com reforço horizontal (análise com controle de tensões).

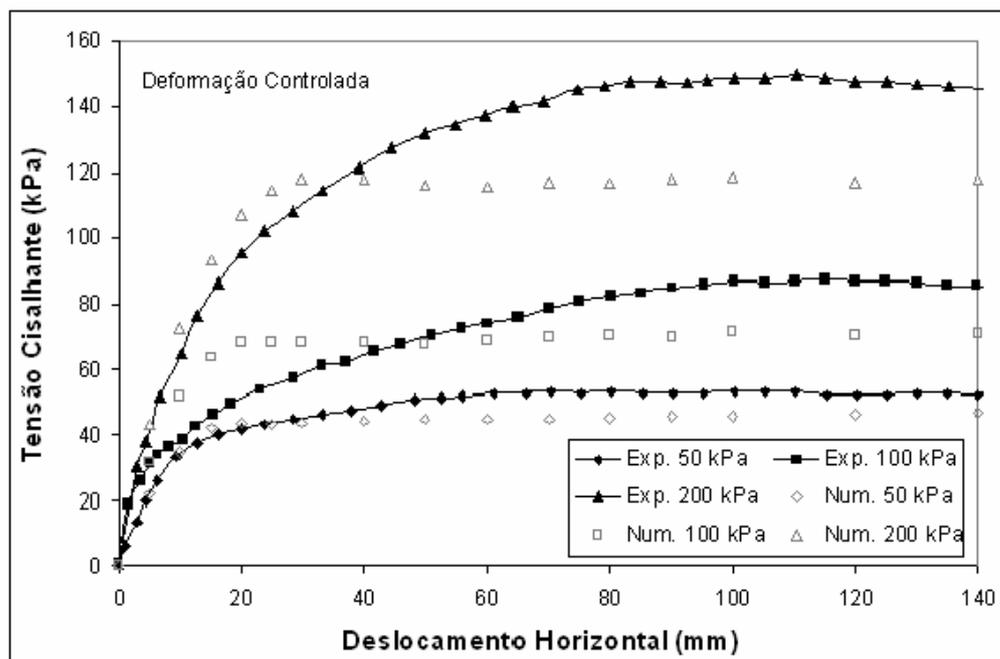


Figura 81 – Resultado das análises dos ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal (análise com controle de deformação).

O resultado obtido na análise numérica justifica-se devido ao tipo de elemento disponível para modelagem da geogrelha e sua interface. O elemento de geogrelha (*geogrid*) modela o reforço como uma membrana, sem a presença dos vazados da grelha. Desta forma, o mecanismo de atrito solo-solo, que ocorre nas áreas vazadas da geogrelha não é mobilizado (cap. 2). Então, a não mobilização deste mecanismo justifica o resultado observado: nas análises numéricas a resistência ao cisalhamento e deslocamento cisalhante são inferiores aos obtidos experimentalmente.

As interfaces, como mencionado item 3.3.1.2, são definidas pelos parâmetros  $R_{inter}$  e espessura virtual ( $VT$ ). Nesta análise foi adotado um  $R_{inter}$  igual a 0,9 conforme o obtido na campanha experimental. Este parâmetro não passa de um fator de redução de resistência, que relaciona os ângulos de atrito, interceptos coesivos solo-solo e solo-reforço e ângulos de dilatância, segundo as relações mostradas nas equações 39, 40 e 41 (cap. 3). O grau de influência da interface, que é atribuído ao parâmetro *espessura virtual* ( $VT$ ), não tem efeito algum na modelagem quando o modelo de Mohr-Coulomb é empregado (Brinkgreve, 2002).

Os módulos de deformabilidade retro-analisados na modelagem podem ser vistos na tabela 13. Nos ensaios com tensão controlada o módulo de

deformabilidade foi variado durante a análise. Chamou-se de  $E_1$  o módulo inicial das curvas e de  $E_2$  o módulo final da mesmas. Já nos ensaios com deformação controlada foi usado um único módulo,  $E_1$ , durante toda a análise. Uma possível justificativa para tal fato é a limitação das deformações plásticas quando são realizadas análises de deformação controlada. Devido a esta limitação o material poderia estar deformando de forma diferente em pontos mais próximos da ruptura.

Tabela 13 – Módulos de deformabilidade adotados nas modelagens dos ensaios em solo com reforço horizontal.

Módulo de Young - $E$	Tensão Vertical - $\sigma_v$		
	50 kPa	100 kPa	200 kPa
$E_1$ (kPa)	3500	5000	6500
$E_2$ (kPa)	1100	1200	3500

Podem-se verificar dois aspectos interessantes na análise com reforço horizontal, em relação à rigidez do conjunto. Um deles é o aumento da rigidez em relação aos ensaios não reforçados, mesmo para deslocamentos muito pequenos (abaixo de 1% do comprimento da caixa). O outro é a variação da rigidez à medida que os deslocamentos ocorrem. Podem-se verificar estes dois aspectos ao se analisar, comparativamente, as figuras 74 e 80, cujos valores dos módulos de rigidez estão nas tabelas 12 e 13, respectivamente.

Quanto ao primeiro aspecto observado, do aumento da rigidez inicial, pode-se associá-lo à introdução do reforço no corpo de prova ou até mesmo a uma não horizontalidade do reforço nos ensaios de laboratório.

Já em relação ao segundo aspecto, uma possível justificativa é o início da mobilização da resistência de interface solo-geogrelha. A figura 82 mostra os pontos de plastificação no momento que o módulo foi variado (cerca de 1% de deslocamento cisalhante) e na ruptura. Observam-se dois padrões distintos entre os estágios. No primeiro caso, verificam-se os pontos de plastificação distribuídos na parte frontal, onde o reforço é ancorado, indicando uma ruptura generalizada. No segundo caso, os pontos de plastificação estão concentrados na interface solo-reforço, indicando uma mobilização de resistência da interface. Observou-se que a variação da rigidez ocorria para deslocamentos cisalhantes de cerca de 2%. O resultado foi apresentado para análises com  $\sigma_v = 100$  kPa.

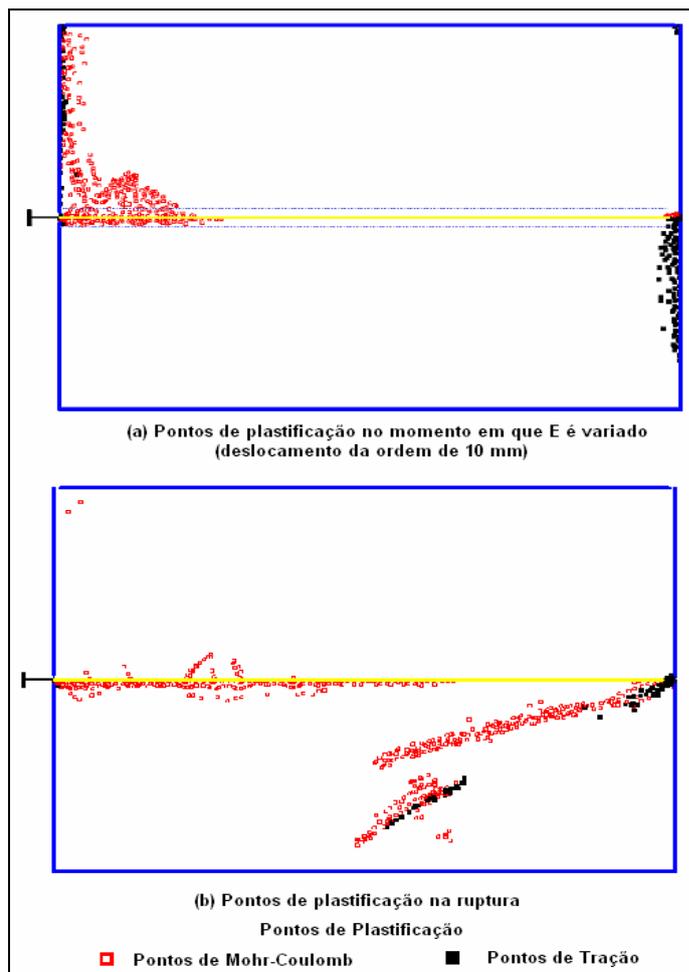


Figura 82 - Pontos de plastificação: (a) deslocamento de cerca de 1% de deformação e (b) ruptura.

Na campanha experimental, a geogrelha estava presa por uma garra na metade superior da caixa cisalhante para se evitar que ela enrugasse, garantindo assim que o deslocamento ocorresse na interface dos materiais. Na modelagem numérica lançou-se mão do elemento de ancoragem de um nó. Este elemento prescrevia o deslocamento da extremidade da geogrelha igual a zero. O valor do parâmetro  $EA$  atribuído a este elemento é  $1 \times 10^6$  kN/m (tabela 11). Como este valor de  $EA$  é muito elevado em relação à rigidez axial do reforço, a deformação ocorria apenas na geogrelha. O detalhe do elemento de ancoragem pode ser visto na figura 83, onde é mostrada a malha de elementos finitos deformada do ensaio.

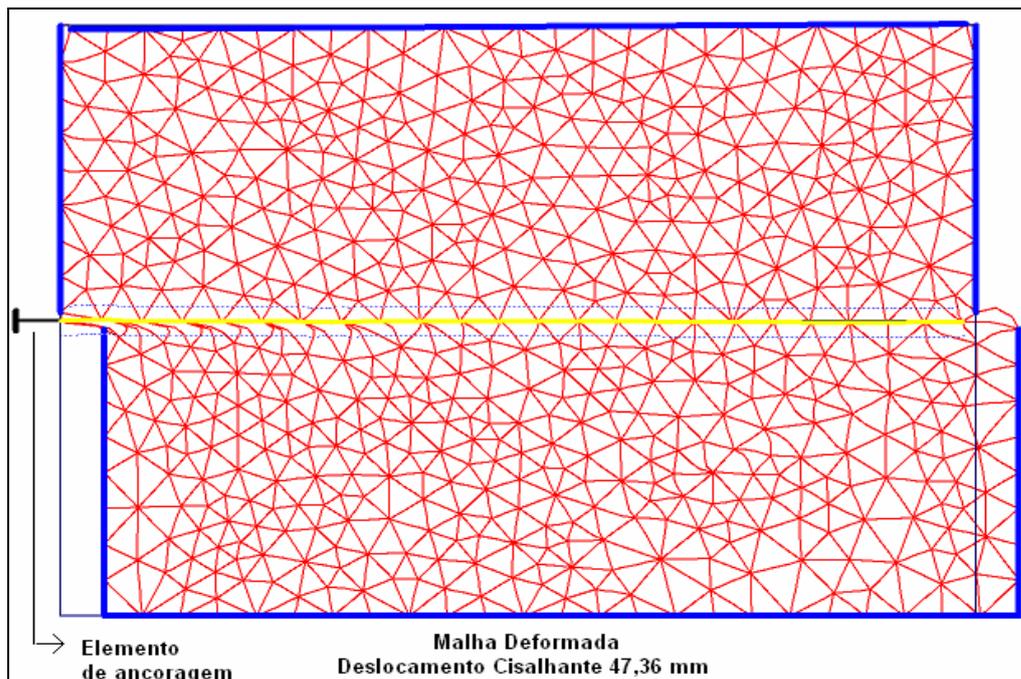


Figura 83 – Malha deformada do ensaio com reforço horizontal –  $\sigma_v = 100\text{kPa}$

Analisando os esforços no elemento de reforço na ruptura, verifica-se que ele está submetido à tração não uniforme, indicando que as tensões cisalhantes no plano de ruptura também são não uniformes. Pode-se observar que os elementos próximos à região frontal ancorada apresentam maiores distorções. A distribuição de esforços de tração no reforço é mostrada na figura 84. O mesmo é observado para os deslocamentos horizontais do reforço. A distribuição de deslocamentos horizontais no reforço é mostrada na figura 85.

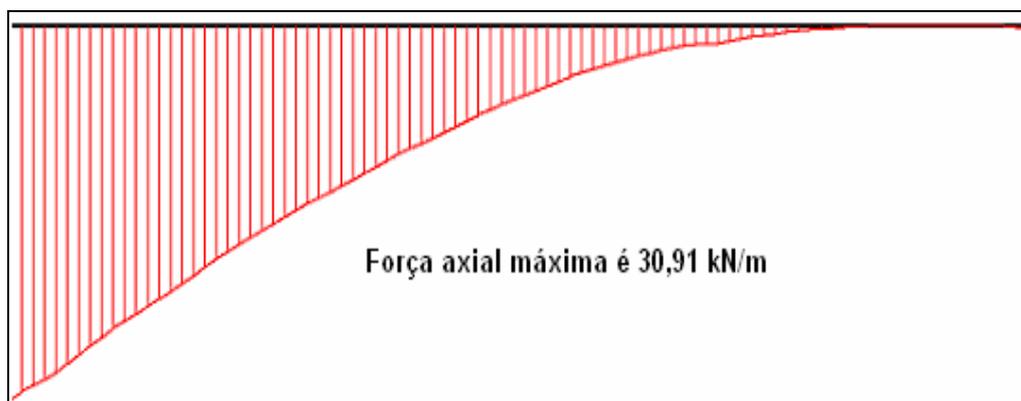


Figura 84 - Força axial de tração desenvolvida no reforço –  $\sigma_v = 100\text{kPa}$ .

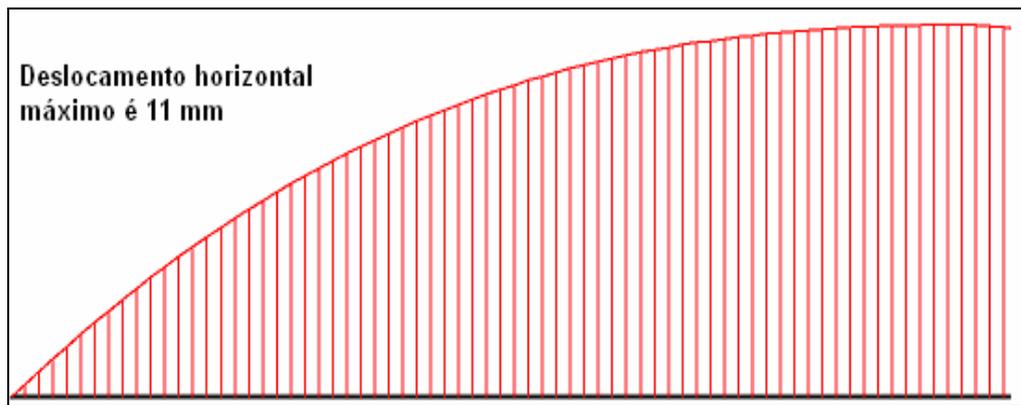


Figura 85 – Deslocamento horizontal do reforço –  $\sigma_v = 100\text{kPa}$ .

### 5.1.2.2.2 Reforço Inclinado

Os ensaios realizados com reforços inclinados, cruzando o plano de ruptura, como mencionado item 2.5.1.2, são utilizados para avaliação da influência da geogrelha na resistência do solo.

Os resultados das retro-análise dos ensaios com reforço inclinado podem ser vistos nas figuras 86, 87, 88, 89, 90 e 91. Foram reproduzidos os ensaios reforçados com a geogrelha posicionada nas direções de  $30^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $90^\circ$  em relação ao plano horizontal de ruptura. As análises foram feitas com controle de deformação e tensão para comparação dos resultados.

Vale ressaltar, que nas análises com reforço inclinado, o objetivo não é avaliar a interface solo-reforço, logo, não há distinção no mecanismo mobilizado quando se emprega um elemento contínuo (ex: geomembrana) ou um em forma de grelha (ex: geogrelha).

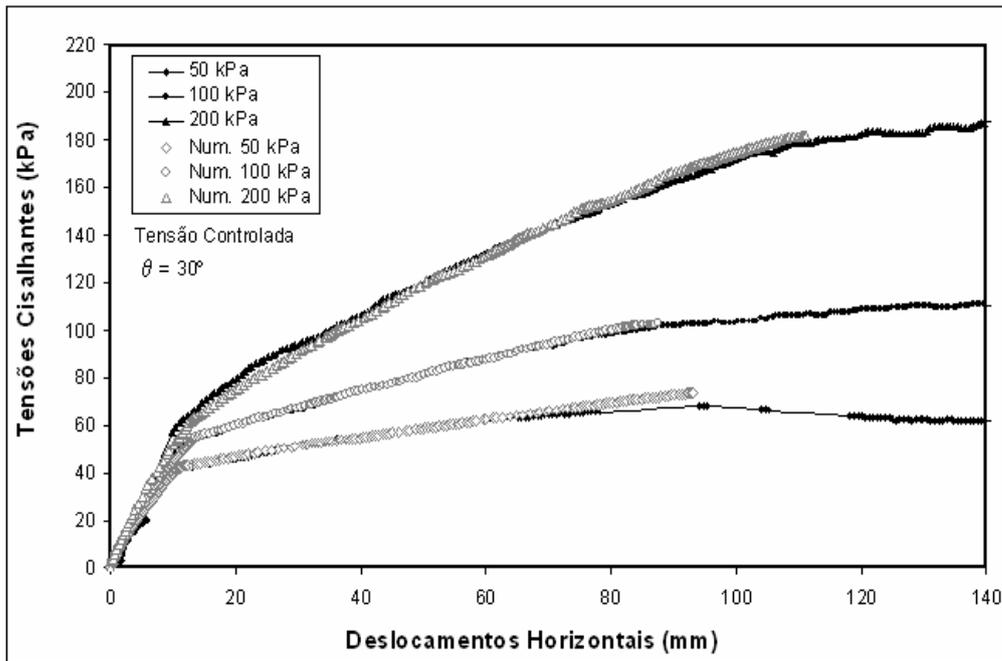


Figura 86 – Resultado das análises numéricas dos ensaios reforçados ( $\theta = 30^\circ$  e tensão controlada).

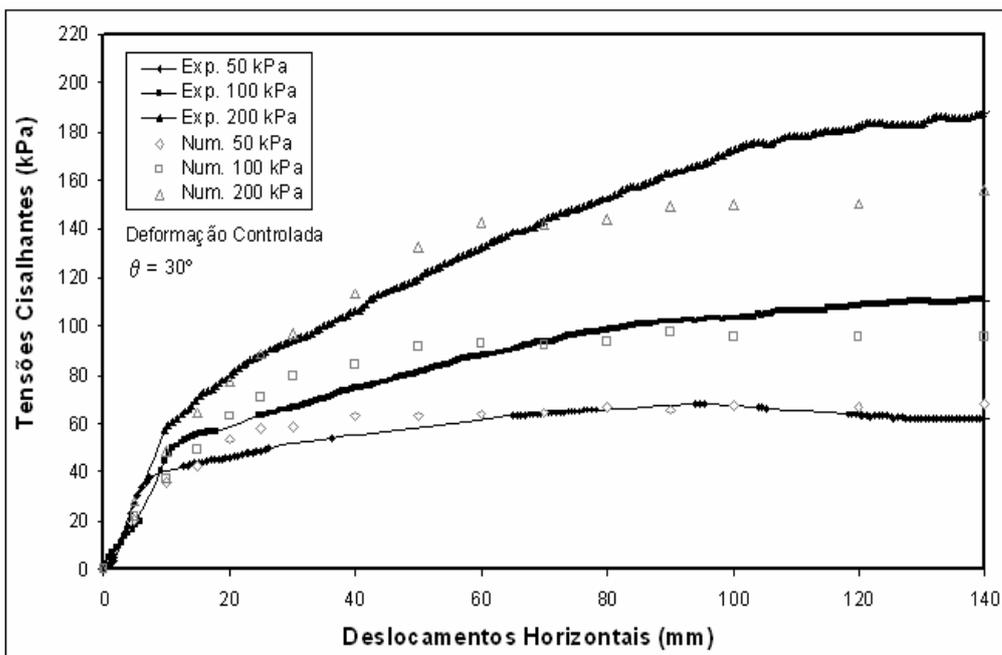


Figura 87 – Resultado das análises numéricas dos ensaios reforçados ( $\theta = 30^\circ$  e deformação controlada).

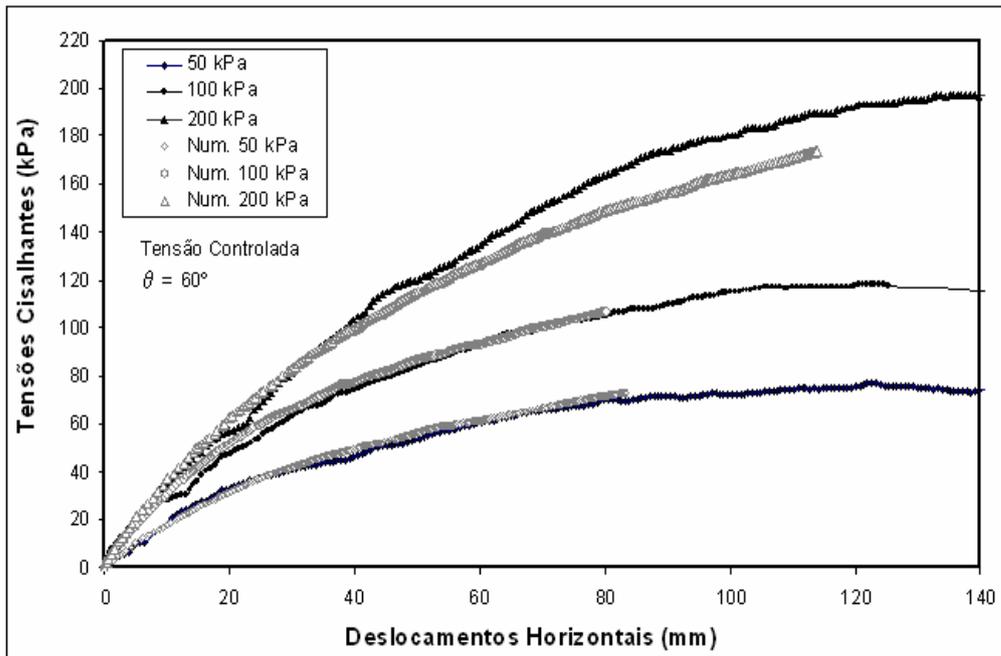


Figura 88 – Resultado das análises numéricas dos ensaios reforçados ( $\theta = 60^\circ$  e tensão controlada).

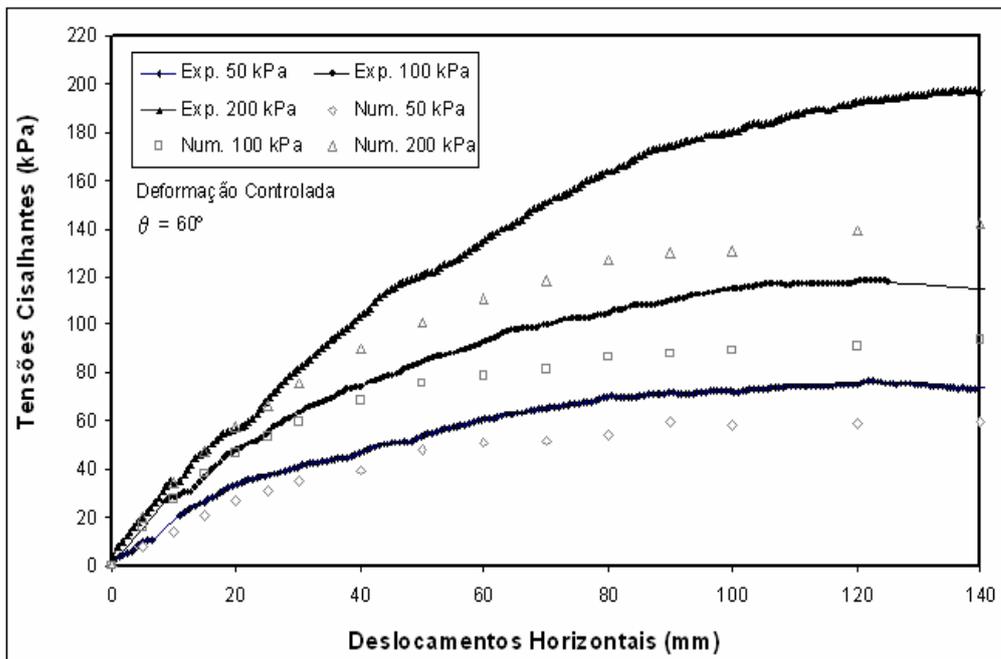


Figura 89 – Resultado das análises numéricas dos ensaios reforçados ( $\theta = 60^\circ$  e deformação controlada).

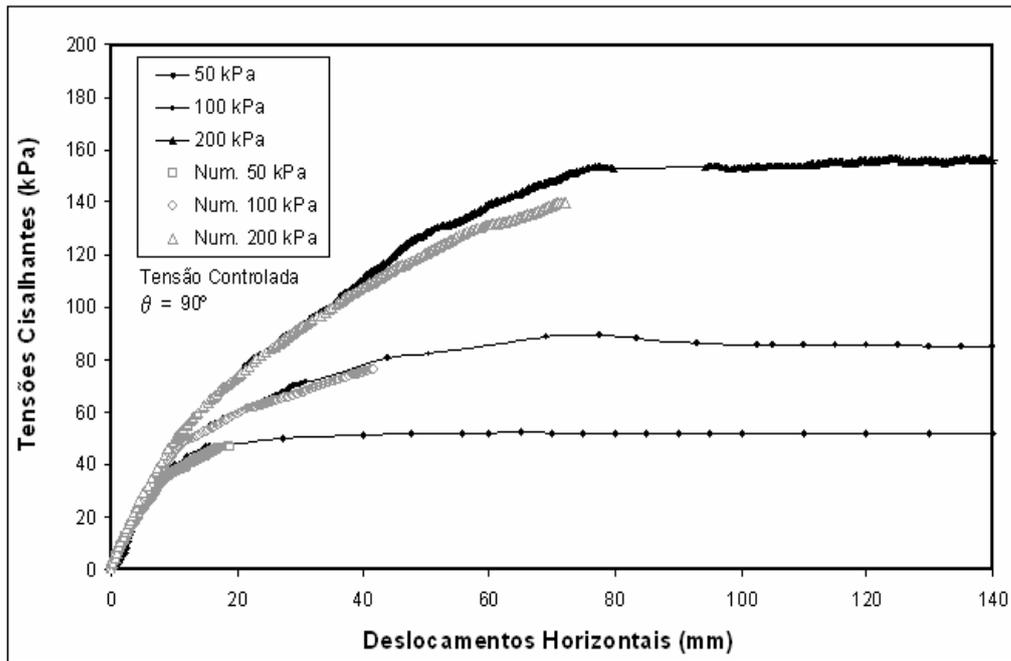


Figura 90 - Resultado das análises numéricas dos ensaios reforçados ( $\theta = 90^\circ$  e tensão controlada).

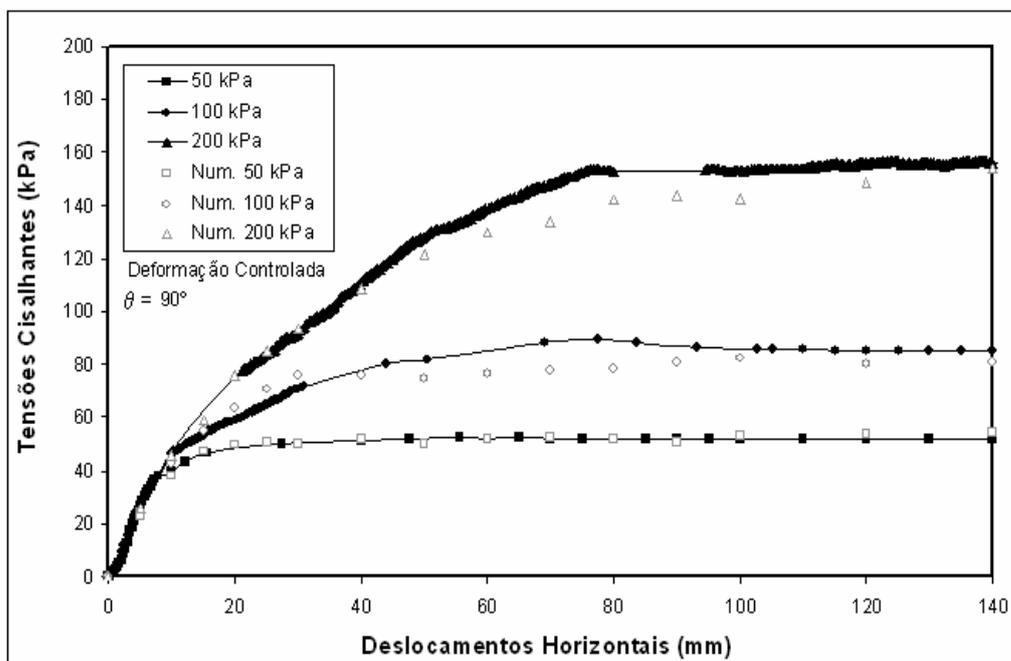


Figura 91 – Resultado das análises numéricas dos ensaios reforçados ( $\theta = 90^\circ$  e deformação controlada).

A tabela 14 apresenta os parâmetros de deformabilidade retro-analisados, que proporcionaram o melhor ajuste das curvas numéricas às curvas experimentais. Nas análises de deformação controlada apenas o primeiro

módulo  $E_1$  foi empregado na modelagem. O mesmo fato foi verificado para o caso do reforço coincidente com o plano de ruptura. Este fato, no item 5.1.2.2.1, foi associado à limitação das deformações plásticas quando se controla a deformação.

Tabela 14 – Módulos de rigidez do solo adotados nas análises

Inclinação da Geogrelha	Módulo de Young - E	Tensão Vertical - $\sigma_v$		
		50 kPa	100 kPa	200 kPa
30°	E1 (kPa)	5200	5200	5500
	E2 (kPa)	800	1400	3000
60°	E1 (kPa)	1900	3300	3700
	E2 (kPa)	1900	3300	3700
90°	E1 (kPa)	5700	5700	5700
	E2 (kPa)	2700	3000	4400

Pode-se verificar um aumento da rigidez obtida na análise dos ensaios reforçados em relação aos ensaios não reforçados. O aumento da rigidez é justificado pela introdução do reforço no corpo de prova.

Verifica-se que as curvas numéricas, nas análises dos ensaios reforçados, com inclinação do reforço  $\theta = 30$  e  $90^\circ$ , ajustaram-se bem às curvas obtidas experimentalmente. Nas análises dos ensaios com reforço inclinado de  $\theta = 60^\circ$ , a resistência cisalhante obtida na ruptura ficou abaixo da obtida experimentalmente, inclusive abaixo das análises do material com o reforço posicionado a  $30^\circ$ . Este resultado foi contrário ao que se esperava, onde o incremento máximo de resistência seria obtido para o reforço posicionado a  $60^\circ$  com o plano horizontal, como verificado por Jewell e Wroth (1987), Palmeira (1987) e Sieira (2003).

Associa-se o resultado negativo obtido na análise do ensaio com reforço a  $60^\circ$  à influência dos contornos da caixa de cisalhamento. A figura 92 mostra a distribuição de tensões cisalhantes em uma análise numérica com reforço a  $60^\circ$  e  $\sigma_v = 100$  kPa. Podem ser verificados valores altos de tensões cisalhantes próximo ao topo da caixa de cisalhamento, representados pelo sombreamento na região central do material. O resultado indica, então, que ensaios em solo reforçado ( $\theta = 60$ ) devem ser realizados em caixas de cisalhamento com uma

altura maior. No item 5.1.3.1, a influência da altura da caixa de cisalhamento será verificada.

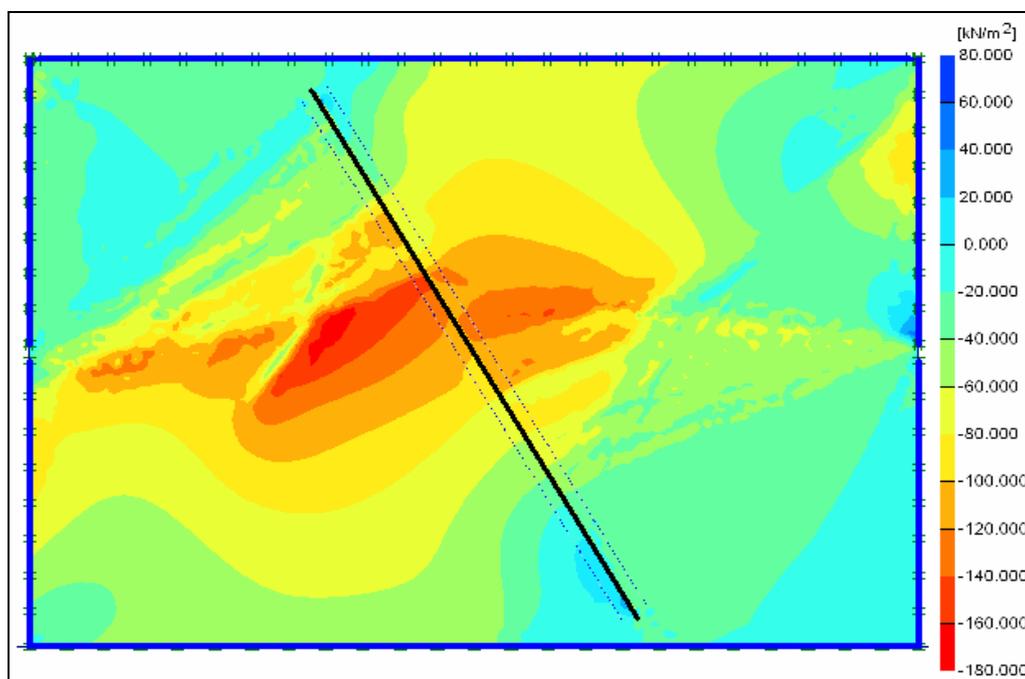


Figura 92 - Distribuição de tensões cisalhantes nas análises numéricas reforçadas ( $\theta = 60^\circ$  e  $\sigma_v = 100$  kPa).

Na campanha experimental, distorção final do reforço foi medida para deslocamentos cisalhantes pós-ruptura. Estes deslocamentos foram da ordem de 25 cm.

A figura 93 mostra a comparação dos deslocamentos finais do reforço obtidos na análise numérica e experimentalmente com reforço vertical. Os resultados numéricos foram obtidos nas análises com deformação controlada para deslocamentos prescritos de 25 cm. O plano central é representado pelos pontos de ordenada zero. O deslocamento é relativo a este ponto e foi medido na parte superior da caixa de cisalhamento.

Verifica-se que os resultados numéricos se ajustaram, de forma geral, bem aos resultados experimentais. Nota-se que a diferença de distorção do reforço entre as análises foi mais significativa nos primeiros pontos acima do plano central. Este resultado se justifica pela grande distorção que ocorre no corpo de prova nessa região (zona de cisalhamento).

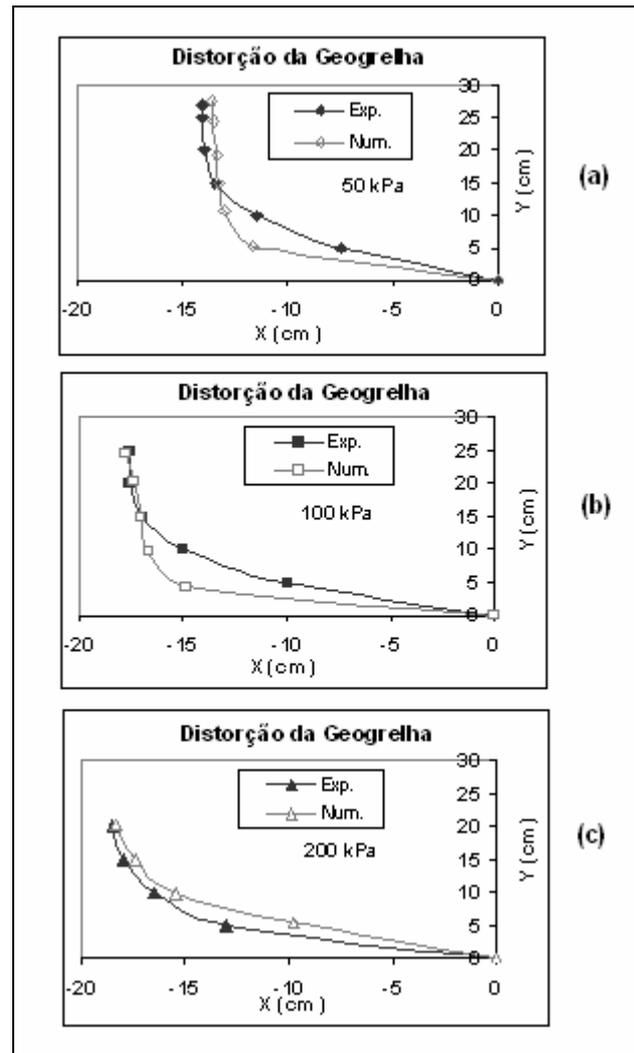


Figura 93 – Distorção final do reforço: (a)  $\sigma_v = 50$  kPa, (b)  $\sigma_v = 100$  kPa e (c)  $\sigma_v = 200$  kPa .

### 5.1.3. Análise Paramétrica

No capítulo de revisão bibliográfica (cap. 2), foi mostrado que alguns fatores que podem influenciar os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, como as dimensões do equipamento, a rigidez do reforço e a inclinação com que é empregado o reforço.

Verifica-se numericamente, então, as influências que os resultados dos ensaios de cisalhamento sofrem em função da variação das características com que os ensaios são realizados. São avaliadas as dimensões do ensaio, da rigidez do reforço e da variação do ângulo com que o reforço é inserido.

### 5.1.3.1. Influência das dimensões do Corpo de Prova

Nos ensaios com reforço horizontal, a dimensão horizontal do equipamento pode influenciar os resultados dos ensaios de interface solo-geogrelha (cap. 2), devido às aberturas dos reforços. Mas, como foi visto no item 5.1.2.2.1, o elemento que simula o reforço na análise numérica tem o mesmo efeito de uma membrana (não vazada), sendo assim, a dimensão horizontal do equipamento não exerce influência na resistência da interface solo-reforço.

Nos ensaios com reforço inclinado em relação ao plano horizontal, o reforço é submetido a esforços de tração, não sendo influenciados pelas dimensões do equipamento, a não ser pelo fato de a distribuição das tensões cisalhantes ser afetada pela altura da caixa de cisalhamento, como verificado no item 5.1.2.2.2.

Para verificação da influência da altura da caixa de cisalhamento direto nas análises dos ensaios reforçados, foram feitas simulações onde se variou apenas  $H$ . As alturas adotadas foram de: 0,7, 0,8, 1,0 e 1,2 m. Mantiveram-se constantes  $\sigma_v = 100$  kPa e  $\theta = 60^\circ$ . O reforço empregado possui rigidez axial  $EA = 850$  kN / m.

Variando a altura da caixa de cisalhamento, é possível verificar a altura para a qual a resistência cisalhante não sofreria mais a influência do contorno e, conseqüentemente, qual a melhor geometria a ser adotada para avaliação do incremento de resistência em ensaios reforçados.

A figura 94 mostra a comparação dos resultados obtidos variando-se a altura da caixa. Observa-se que, a partir da altura,  $H = 1$  m, não há mais variação no resultado obtido. Quando o ensaio é modelado com  $H = 1$  m, tem-se ganho de resistência de cerca de 20% em relação à altura inicialmente imposta, igual a 0,7 m. Este resultado mostra que as análises para verificação dos incrementos de tensões devido à inclusão do reforço devem ser feitas em equipamentos com relação altura/comprimento ( $H/L$ ) igual a 1. O resultado da retro-análise com  $H/L = 1$  se ajusta bem ao resultado experimental.

A figura 95 mostra distribuição de tensões cisalhantes obtida nas análises  $H = 1$  m. Pode-se notar que as tensões cisalhantes se concentram na região central.

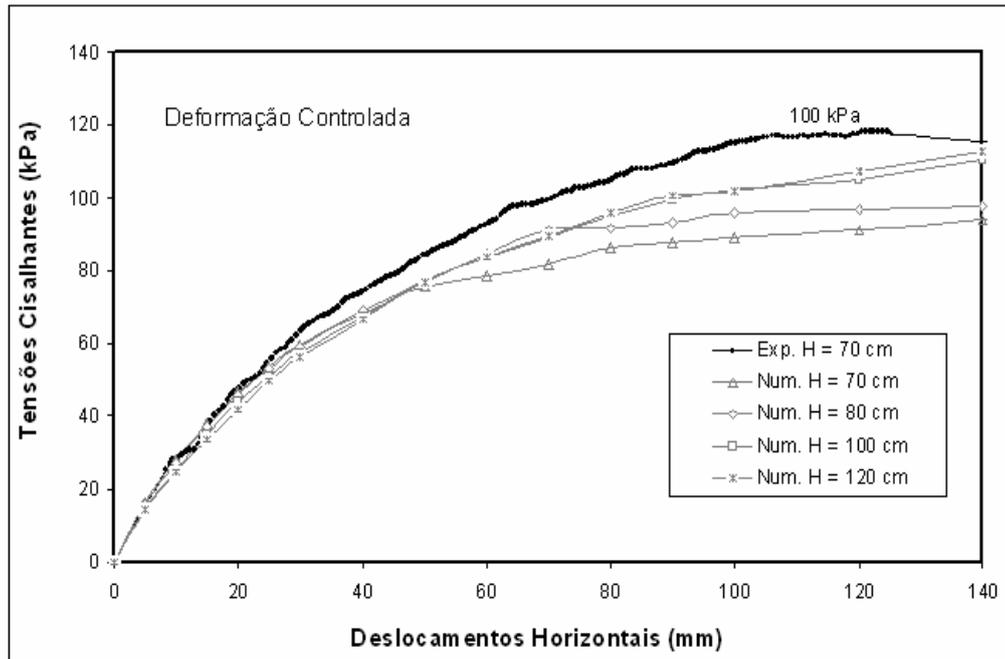


Figura 94 – Resultado da análise comparativa da variação de altura da caixa de cisalhamento ( $\theta = 60^\circ$  e  $\sigma_v = 100$  kPa).

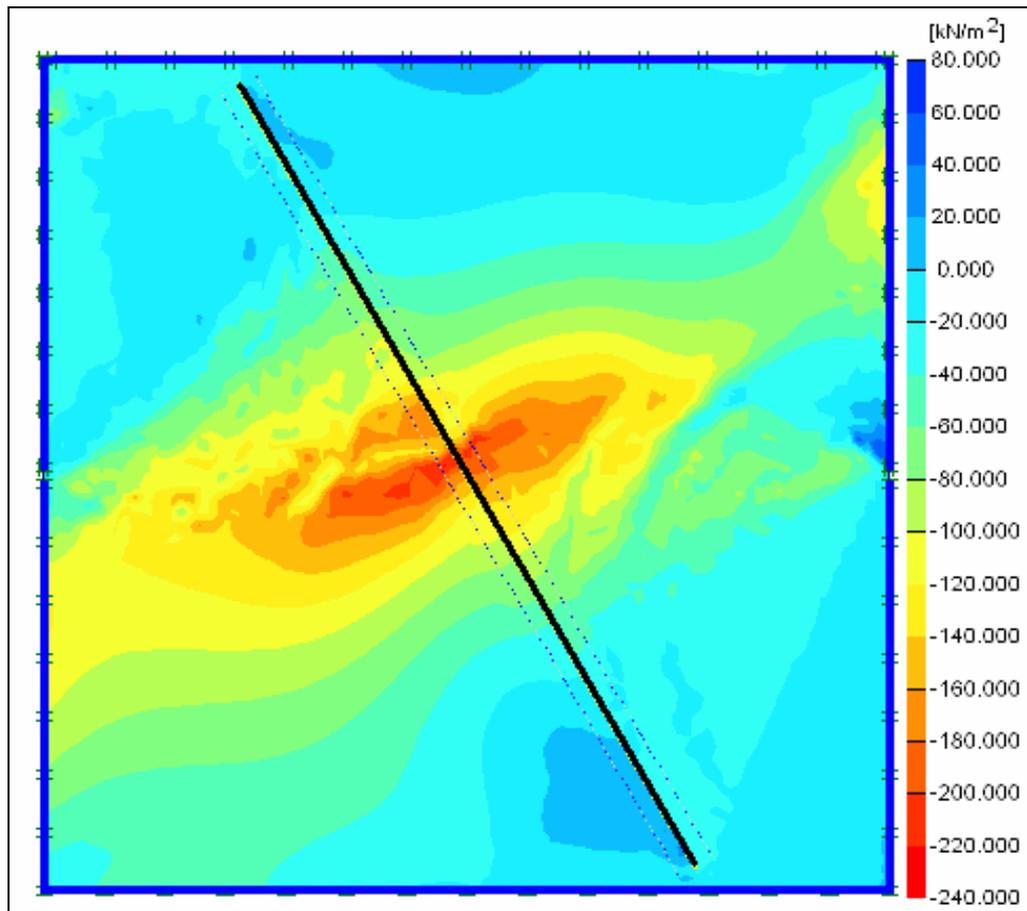


Figura 95 – Distribuição de tensões cisalhantes na análise com caixa de cisalhamento com dimensões iguais a 1 m.

### 5.1.3.2. Influência da inclinação do reforço

As análises para verificar a influência da inclinação do reforço, são realizadas em modelos com seção transversal quadrada, seguindo a relação  $H/L = 1$ .

Nas análises, é variada apenas a inclinação com que o reforço foi empregado. O ângulo de aplicação do reforço foi variado de 10 a 80°. São mantidas durante as análises  $\sigma_v = 100$  kPa e a rigidez axial do reforço,  $EA = 850$  kN / m.

Variando a direção do reforço, pode-se determinar para qual a inclinação tem-se o maior ganho de resistência. Este resultado pode ser aplicado em obras geotécnicas.

A figura 96 mostra a comparação dos resultados obtidos variando-se inclinação do reforço. Verifica-se que o maior ganho de resistência é obtido para o reforço com inclinação de 60° em relação ao plano horizontal. O mesmo resultado foi obtido experimentalmente por Jeweel e Wroth (1987), Palmeira (1987) e Sieira (2003).

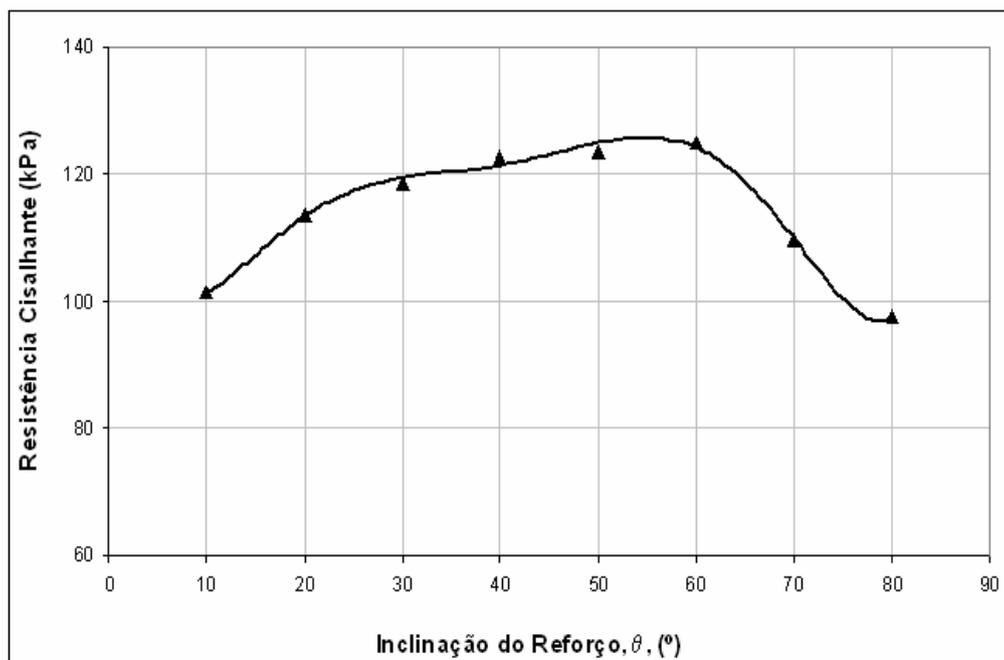


Figura 96 - Resultado da análise comparativa da variação da inclinação do reforço ( $\sigma_v = 100$  kPa).

Voltando na figura 76 e analisando a distribuição das tensões principais no ensaio de cisalhamento direto, pode-se verificar que a direção da tensão principal menor, no momento da ruptura, forma um ângulo de aproximadamente  $60^\circ$  em relação ao plano de ruptura. Então, pode-se associar o maior ganho de resistência cisalhante ao fato do reforço está em uma direção coincidente da direção da tensão principal menor. Esta mesma verificação foi feita experimentalmente por Jewell (1980) e Palmeira e Milligan (1989).

### **5.1.3.3. Influência da rigidez do reforço**

As análises realizadas para verificar a influência da rigidez do reforço, são realizadas em modelos com seção transversal quadrada, seguindo a relação  $H/L = 1$ .

Nas análises numéricas, são comparados os comportamentos do material não reforçado com o do material reforçado com reforço extensível e inextensível. Os reforços extensível e inextensível foram modelados com rigidez à tração ( $EA$ ) igual a 100 e  $1 \times 10^6$  kN/m, consecutivamente. Foram mantidas durante as análises  $\sigma_v = 100$  kPa e  $\theta = 60^\circ$ .

A figura 97 mostra o resultado das análises onde foram comparadas as rigidezes dos reforços. Verifica-se que o aumento da resistência cisalhante é influenciado pela rigidez do reforço. As análises com o reforço inextensível apresentam o maior incremento de resistência cisalhante. Observa-se que a ruptura, nas análises reforçadas, ocorre para deslocamentos maiores do que no solo não reforçado, indicando que o reforço torna o solo mais deformável. O comportamento pós-pico não é observável na modelagem. O mesmo resultado foi obtido experimentalmente por Jewell e Wroth (1987).

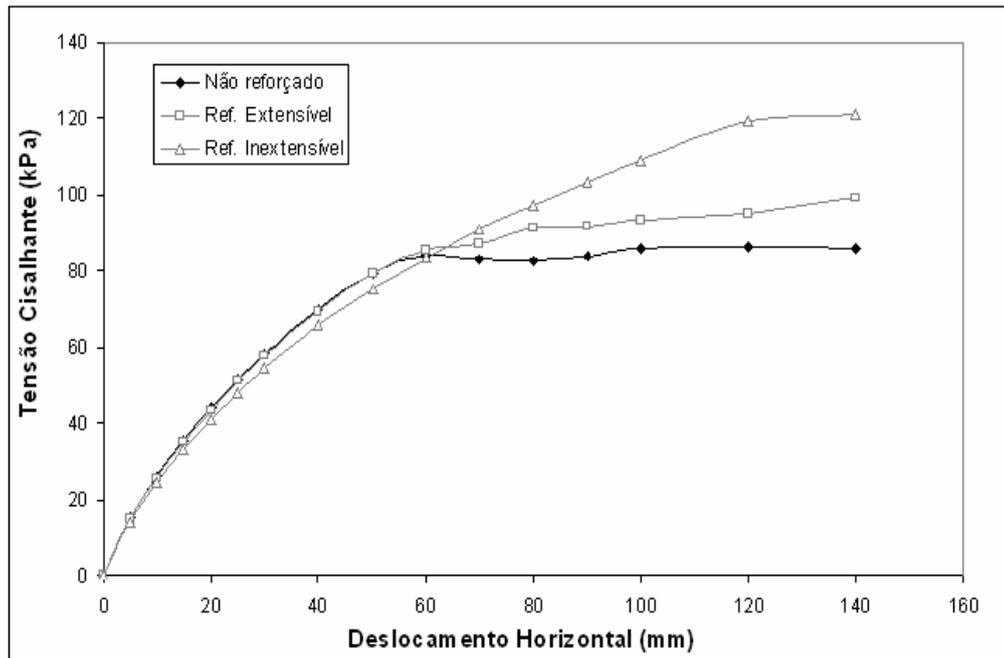


Figura 97 – Resultado da análise comparativa da rigidez do reforço na resistência ao cisalhamento ( $\theta = 60^\circ$  e  $\sigma_v = 100$  kPa).