

## 4. Resultados

A seguir serão apresentados os resultados de alguns exemplos estudados. À exceção do exemplo do talude infinito, em que o valor do fator de segurança é derivado do método do equilíbrio limite, todos os outros exemplos são reproduções de estudos de caso de outros trabalhos. Dessa forma, sempre é possível comparar e avaliar os resultados obtidos pela análise limite, mesmo se o método de estabilidade desses trabalhos não seja o mesmo que o apresentado aqui.

Tem-se como resultado tanto o fator de segurança do talude quanto o mecanismo de colapso relacionado a ele. Vale atentar para o fato de que, apesar do mecanismo de colapso ser identificado através da impressão das velocidades no domínio, o valor dessas velocidades não é representativo. Tanto não é que a grande maioria dos artigos apresenta o mecanismo de colapso ou através apenas da malha deformada ou ainda plotando as velocidades como vetores ou em cores, porém sem legendas. Dessa maneira, evita-se a estipulação de unidades para a velocidade. Portanto, aqui também se fará o mesmo com o mecanismo de colapso: a velocidade será definida por cores correspondentes a determinados valores, porém as unidades serão omitidas.

Em todos os exemplos serão expostos os tempos de análise. Ele inclui a montagem das matrizes e a resolução do problema de otimização. Vale lembrar que o problema de otimização é solucionado diversas vezes para que seja possível encontrar o fator de segurança, como explicado no item 3.8. Portanto, este tempo é o tempo total de duração da resolução pelo programa. Ou seja, quanto mais perto for a estimativa inicial do fator de segurança do valor final, menos iterações serão realizadas e, portanto, menor será o tempo computacional.

Todos os resultados foram obtidos rodando o programa de análise limite em um computador desktop de sistema operacional Windows 7, com 3.2 Ghz CPU, 16 GB RAM. Todas as malhas foram geradas através do software GiD (CIMNE, 2012). Esse mesmo programa foi utilizado como pós-processador para a visualização dos mecanismos de ruptura.

Serão apresentadas primeiramente aplicações em solos com poropressão nula e então, serão analisados problemas com fluxo, em que há influência da poropressão.

#### 4.1. Exemplos com poropressão nula

##### 4.1.1. Talude infinito

A expressão derivada do equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança em um talude infinito é bastante difundida (e.g. Lambe e Whitman, 1969). Considera-se o talude como infinito quando sua largura e comprimento são muito maiores do que sua espessura. Outra característica é de que a superfície do talude é paralela à superfície de ruptura. Neste caso, considera-se que as forças laterais das fatias se anulam.

Através do equilíbrio de forças é possível obter as forças normais e tangenciais à base do talude. O fator de segurança (FS), relação entre tensão cisalhante resistente e tensão cisalhante solicitante, pode então ser calculado por:

$$FS = \frac{c' + \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (4.1)$$

Nesta expressão, os parâmetros de resistência do solo são  $c'$  [ $ML^{-1}T^{-2}$ ] e  $\phi'$ . Eles representam respectivamente a coesão e o ângulo de atrito do solo. Como mostra a Figura 4.1, a inclinação do talude é indicada pelo ângulo  $\beta$ , sua altura, por  $h$  [L] e o peso específico do solo é representado por  $\gamma$  [ $ML^{-2}T^{-2}$ ].

Neste exemplo de aplicação, analisou-se um talude de  $30^\circ$  de inclinação ( $\beta$ ), 4m de profundidade ( $h$ ), 120m de comprimento ( $C$ ) e 10m de largura ( $L$ ). Apesar de a largura não ser muito maior que a profundidade, as condições de contorno nessas laterais foram aplicadas de tal forma a que o talude apresentasse um estado plano de deformações.

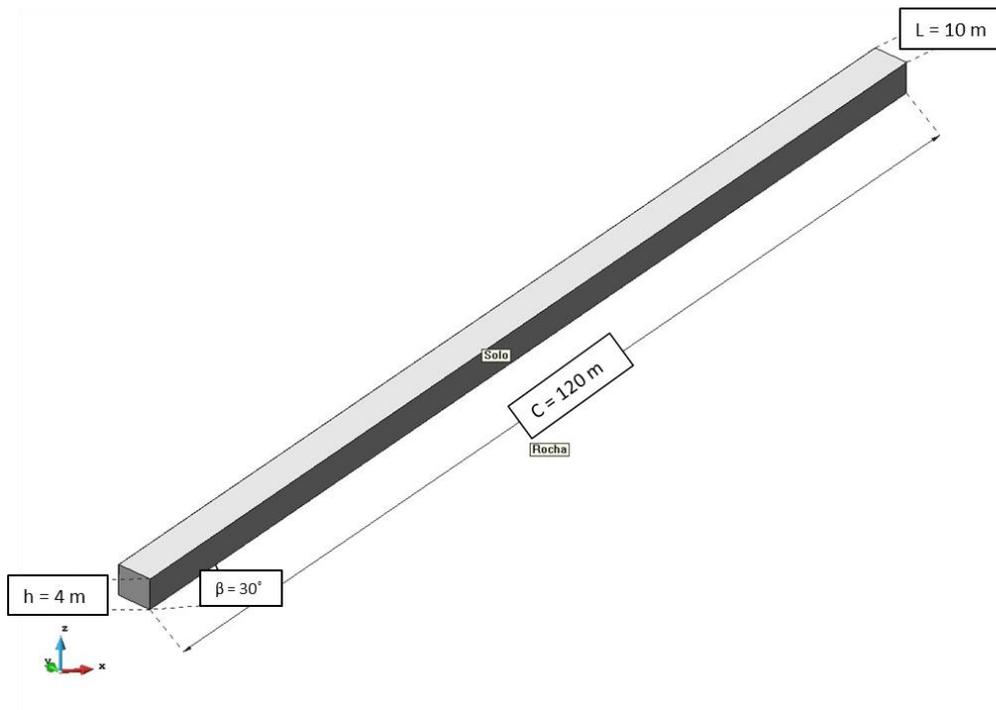


Figura 4.1 – Geometria talude infinito.

Os parâmetros de resistência  $\alpha$  e  $k$  do critério de Drucker-Prager foram obtidos através das equações (2.24) e (2.25), condizente com o estado plano de deformações do talude. Os parâmetros de resistência do critério de Mohr Coulomb do solo e seu peso específico estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros de resistência e peso específico - talude infinito.

Coesão ( $c'$ )	Ângulo de atrito ( $\varphi'$ )	Peso específico ( $\gamma$ )
5 kPa	23.5°	18kN/m <sup>3</sup>

Para garantir que o talude apresentasse um estado plano de deformações, as condições de contorno nas laterais em  $y = 0\text{m}$  e  $y = 10\text{m}$  (cinza escuro na Figura 4.1) restringem a velocidade na direção  $y$ . Na base do talude a velocidade é restringida nas três direções assim como nas faces superiores e inferiores (em cinza médio). Apenas no topo, em cinza claro, a velocidade é livre nas três direções.

Este problema foi resolvido pela formulação apresentada em 3.2.1. Se procurou fazer primeiramente uma análise de convergência de malha do problema. O número de elementos da malha foi sucessivamente aumentado. Verificou-se que, para o problema do talude infinito, a discretização vertical é a que mais influencia o resultado obtido. Por isso, para cada caso, a malha foi aumentada apenas

adicionando novas camadas paralelas ao topo e base do talude, como exemplifica a Figura 4.2.

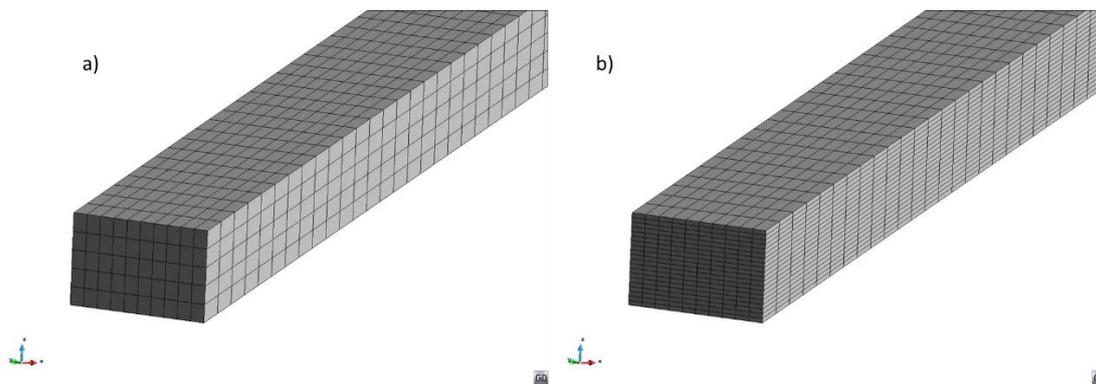


Figura 4.2 – Discretização do talude infinito a) malha de 7500 elementos e b) malha de 30000 elementos.

Para cada discretização se calculou o fator de colapso ( $\lambda$ ) referente a um fator de redução (FR) igual a 1 (um). O fator de segurança do talude também foi calculado para cada caso. Esses resultados estão apresentados tanto na Tabela 4.2 quanto na Figura 4.3 e na Figura 4.4 e demonstram como, ao se refinar a malha, ambos os fatores vão diminuindo e convergindo.

Tabela 4.2 – Resultados da análise de convergência.

Número de elementos	Número de elementos na discretização vertical	$\lambda$ para FR = 1	Fator de Segurança
7500	5	0.848	0.965
10000	7	0.823	0.959
15000	10	0.804	0.954
30000	20	0.786	0.950
45000	30	0.779	0.948
60000	40	0.776	0.948

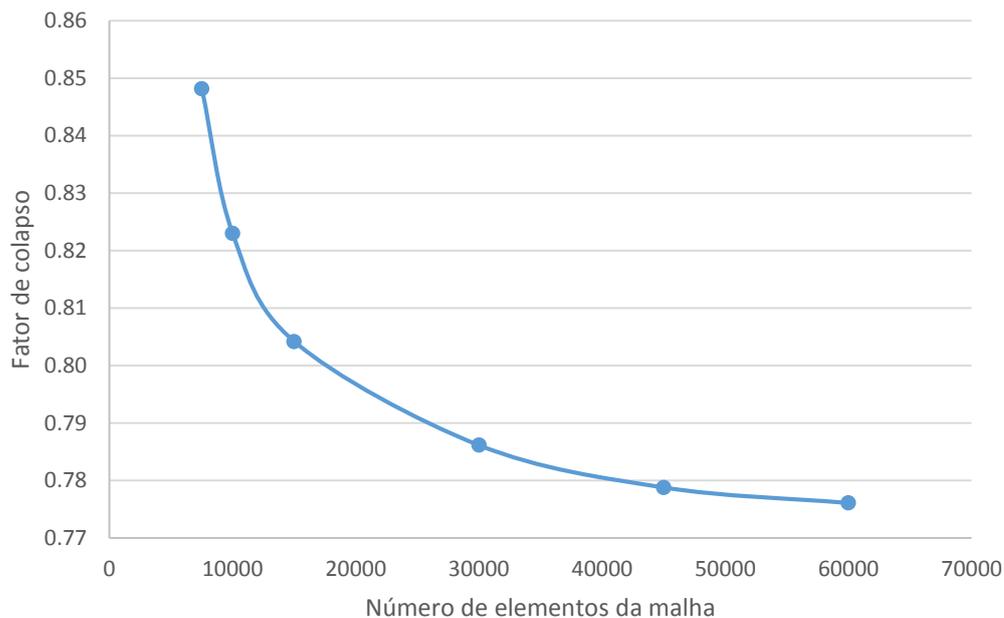


Figura 4.3 – Convergência do fator de colapso com a maior discretização da malha.

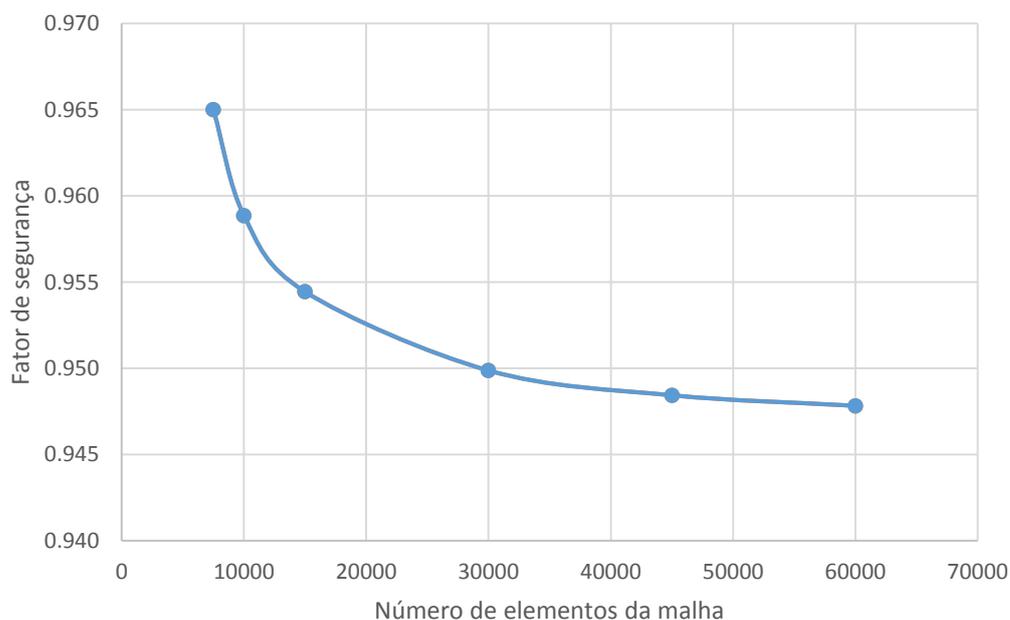


Figura 4.4 – Convergência do fator de segurança com a maior discretização da malha.

De acordo com a geometria e parâmetros de resistência do talude infinito analisado, o fator de segurança calculado segundo a Eq.(4.1) é de 0.91. A diferença percentual entre os valores, o calculado através da análise limite e do equilíbrio

limite, tem como valor de base o FS provindo da Eq.(4.1). Considerando o resultado da malha de 45000 elementos, a diferença percentual entre os dois é de 4.2%.

Outra análise interessante é a de comparar o tempo de processamento entre as diversas malhas. Na segunda coluna da Tabela 4.3 estão identificados os tempos médios para a resolução apenas de um problema de otimização pelo Mosek. Já a terceira coluna expõe o tempo requerido para calcular um fator de colapso associado a um fator de redução. Neste tempo é contabilizado o tempo para montagem das matrizes locais e globais. Na quarta coluna tem-se o tempo total de análise, para encontrar o fator de segurança do problema.

Vale ressaltar que foi desativada no Mosek (2012) a opção de checar a dependência linear como uma etapa antecedente à solução. Isso é recomendável quando essa etapa consome mais tempo e memória do que o ganho provindo da redução do tamanho do problema acarretado por ela.

Tabela 4.3 – Tempo de processamento variando com o número de elementos da malha.

Número de elementos	Tempo médio apenas otimizador (s)	Tempo total de uma otimização (s)	Tempo total (s)
7500	2.8	11.7	36
10000	4.4	16.7	55
15000	8.3	25.8	94
30000	23.8	57.6	244
45000	56.7	107.7	535
60000	72.0	141.0	683

O mecanismo de colapso de todas as simulações foi semelhante ao da Figura 4.5, cujo resultado provém da discretização de 45000 elementos. Espera-se que o mecanismo de colapso de um talude infinito seja inteiramente paralelo à inclinação do talude. No entanto, isso não ocorre próximo às bordas (inferior e superior do talude) devido às condições de contorno aplicadas nelas em que as velocidades são nulas nas três direções.

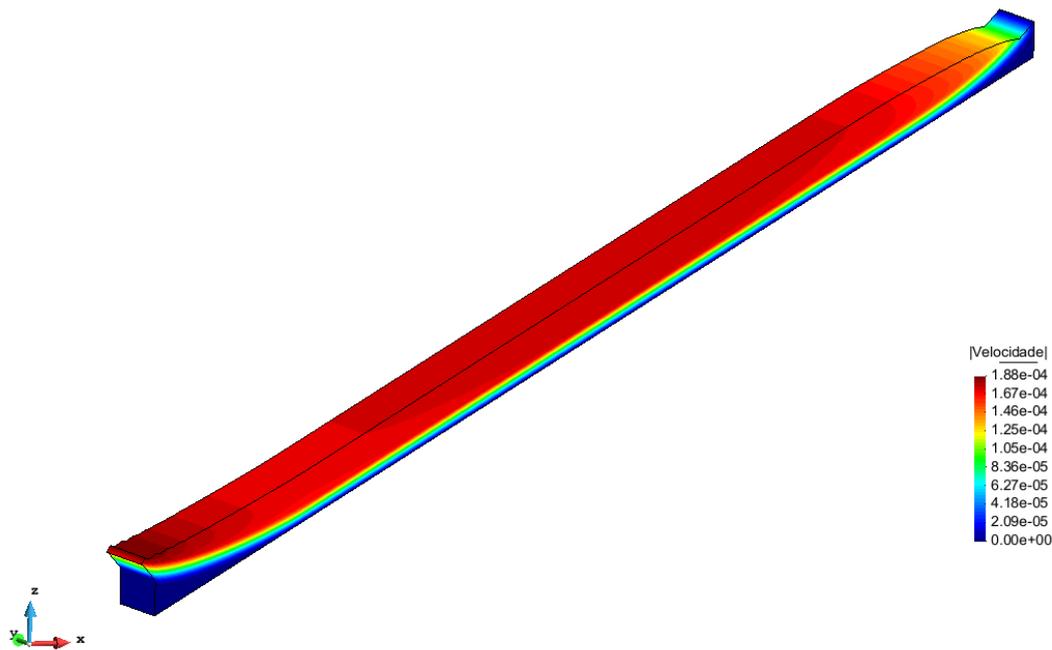


Figura 4.5 – Mecanismo de colapso do talude infinito com malha deformada.

#### 4.1.2. Talude com uma camada fraca

A simulação da estabilidade de um talude com uma fina camada menos resistente já foi realizada por diversos autores como método de validação de seus programas de estabilidade. Enquanto alguns trabalhos fazem uso do método do equilíbrio limite para casos tridimensionais (Xing, 1988; Lam e Fredlund, 1993; Hungr, 1989, *apud* Lam e Fredlund, 1993), outros se valem da análise elastoplástica por elementos finitos (Griffiths e Marquez, 2007; Gharti et al., 2012).

Este modelo foi originalmente proposto por Fredlund e Krahn (1977, *apud* Gharti et al., 2012) em duas dimensões. Sloan (2013) compara o resultado de seu programa de análise limite bidimensional com diversas resoluções propostas por equilíbrio limite encontradas em Donald e Giam (1989, *apud* Sloan, 2013). Neste tópico, será realizada primeiramente a análise 2D deste talude com uma camada fraca e posteriormente, a 3D.

##### 4.1.2.1. Modelo bidimensional

O modelo em duas dimensões foi na realidade simulado em 3D. As condições de contorno nas laterais do talude foram inseridas de maneira a tornar o problema bidimensional, garantido um estado plano de deformação. A geometria pode ser

visualizada na Figura 4.6, onde aparece a largura de 12.2 m considerada. No entanto, as condições de contorno mencionadas acima garantem que a largura definida não seja relevante para o resultado do problema em duas dimensões. Essas condições serão detalhadas mais adiante.

O domínio foi discretizado em 11820 elementos hexaédricos e 16302 nós. A largura foi dividida em apenas três camadas. O estrato de solo fraco (em azul na Figura 4.6) foi bastante discretizado, com dez camadas verticais, visto que por ali deveria passar a superfície de ruptura. A discretização da lateral deste talude está exposta na Figura 4.7.

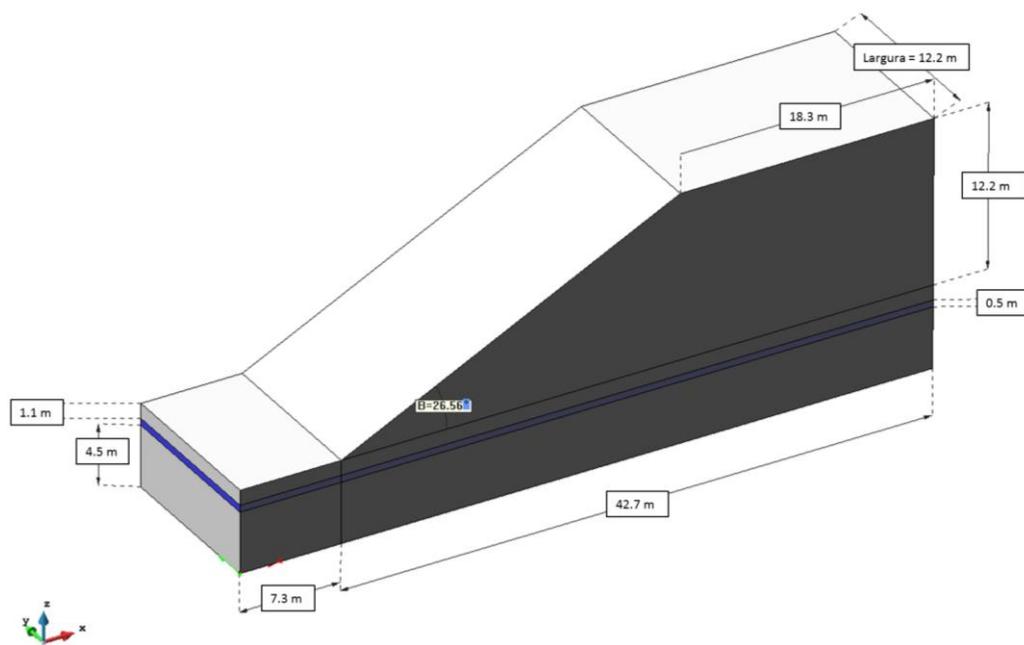


Figura 4.6 – Geometria do talude com camada fraca.

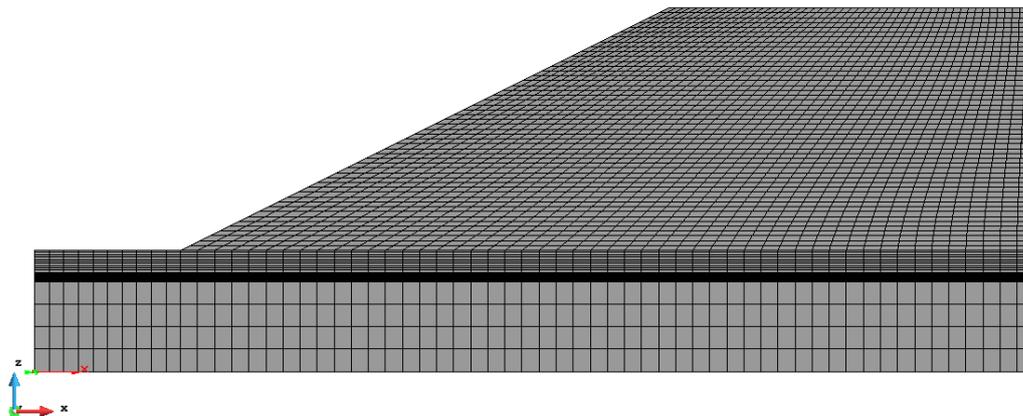


Figura 4.7 – Discretização do talude com camada fraca.

Os parâmetros de resistência de Mohr Coulomb dos dois materiais, do solo e da camada fraca, que deram origem, através das Eq. (2.24) e (2.25), aos parâmetros de Drucker-Prager,  $\alpha$  e  $k$ , estão apresentadas na Tabela 4.4. Nesta tabela também está exibido o peso específico do solo e de sua camada fraca.

Tabela 4.4 – Parâmetros de resistência e peso específico – talude com camada fraca.

	Coesão ( $c'$ )	Ângulo de atrito ( $\phi'$ )	Peso específico ( $\gamma$ )
Solo	29 kPa	20°	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Camada fraca	0 kPa	10°	18.8 kN/m <sup>3</sup>

As condições de contorno são as seguintes: apenas no topo do talude (cinza claro na Figura 4.6) não há restrição para a movimentação. Nas superfícies em que  $x = 0$  m,  $x = 50$  m (cinza médio na mesma figura) e na base do talude em  $z = 0$ , as velocidades são impostas como nulas para as três direções. Visando simular a condição de estado plano de deformação, as laterais do talude, em cinza escuro e localizadas em  $y = 0$  m e  $y = 12.2$  m, a velocidade é apenas restrita na direção perpendicular ao plano, ou seja, na direção  $y$ . Nestes planos, os nós podem se mover livremente nas direções  $x$  e  $z$ .

As equações de equilíbrio foram estabelecidas de acordo com o item 3.2.1. O fator de segurança foi encontrado em 71 segundos, com valor de 1.30. A Figura 4.8 evidencia a diferença de resultados obtidos, mesmo para o caso de se aplicar o mesmo método de equilíbrio limite. Com exceção do PLAXIS, que faz uso da análise elastoplástica de deslocamentos por elementos finitos, eles são baseados no equilíbrio limite. Sloan (2013) explica esta divergência pela dificuldade em se prever a localização da superfície de ruptura.

Sloan (2013) encontra um fator de segurança de 1.27, como também resultaram algumas outras análises por equilíbrio limite. A diferença percentual entre o FS obtido neste trabalho e o de Sloan (2013) é de 2.4%. A Figura 4.8 mostra o valor do fator de segurança obtido através do PLAXIS: 1.20. A diferença para o resultado de Sloan é de -5.5% enquanto que para o fator de segurança obtido neste trabalho é de -7.7%.

O mecanismo de colapso é muito parecido ao obtido por Sloan. A Figura 4.9 ilustra esses dois mecanismos lado a lado para possibilitar uma melhor comparação entre eles. Vale ressaltar que mesmo aumentando o comprimento da base do talude

de 7.3 m para 17.3 m, para ficar mais parecido com a geometria usada por Sloan, tanto o mecanismo de colapso quanto o fator de segurança permanecem iguais ao exposto aqui.

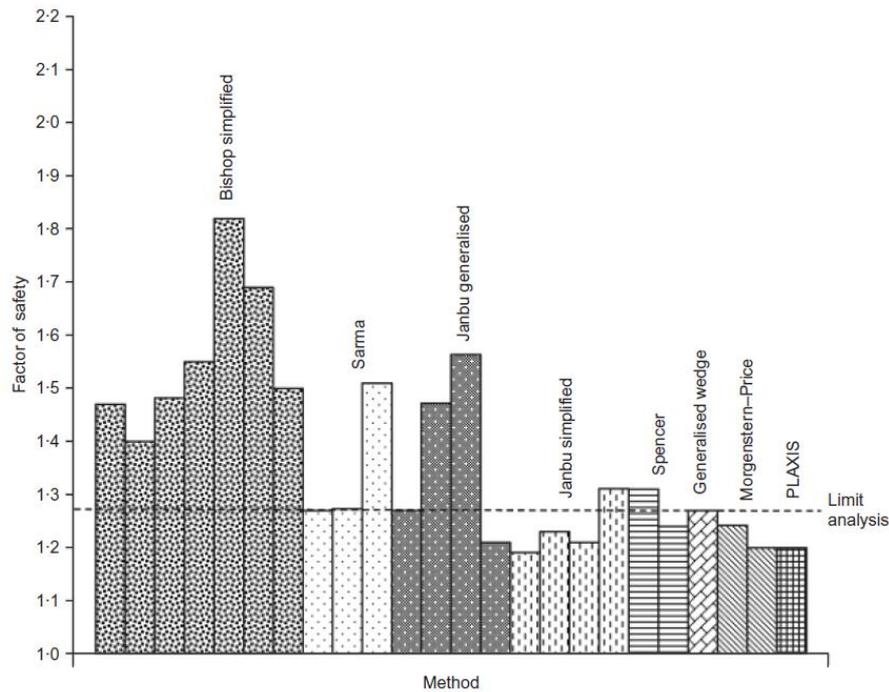


Figura 4.8 – Comparação de fatores de segurança de diversas técnicas para o talude com camada fraca (Sloan, 2013).

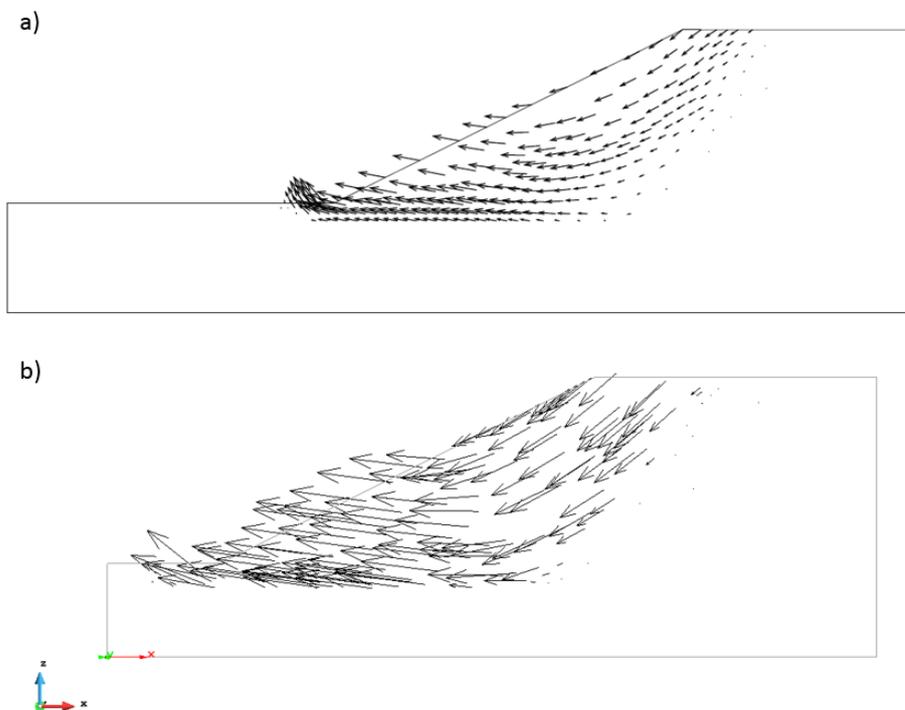


Figura 4.9 – Mecanismo de colapso para o talude com camada fraca, em a) resultado apresentado por Sloan (2013) e em b) resultado proveniente deste trabalho.

#### 4.1.2.2. Modelo tridimensional

O modelo tridimensional é idêntico ao 2D com exceção da largura do talude considerada e das condições de contorno impostas nas laterais. Outra diferença diz respeito aos parâmetros de resistência de Drucker Prager, que agora foram obtidos pelas Eq. (2.22) e (2.23). Isto porque se supõe que o critério de Drucker Prager será aproximado ao de Mohr Coulomb pelo meridiano compressivo para todos os elementos da malha.

Diversos autores já validaram seus programas de estabilidade 3D com este exemplo. A geometria provinda de Gharti et al. (2012) foi a que serviu de base para determinar a largura do talude neste trabalho. Ao contrário do modelo em 2D, essa largura influencia significativamente o fator de segurança encontrado. Infelizmente, em muitos trabalhos, este valor nem sempre está explicitamente óbvio. Por isso, foi primeiramente simulado um talude com as mesmas dimensões que Gharti et al. (2012). Em seguida, foi realizada uma análise de sensibilidade, variando-se a largura do talude, para averiguar a influência dessa medida no fator de segurança obtido.

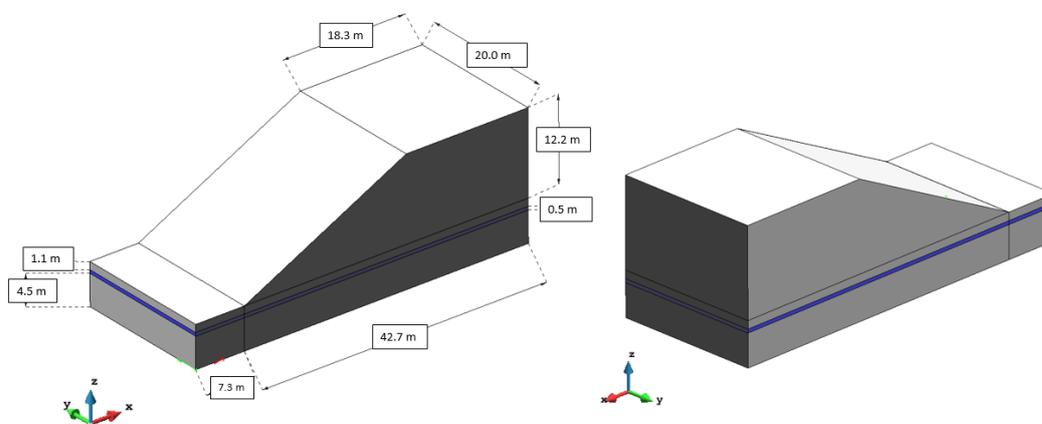


Figura 4.10 – Geometria todo talude com camada fraca tridimensional.

Todo o topo do talude, em cinza claro na Figura 4.10, não possui nenhuma restrição de movimento, podendo se mover livremente. Nas superfícies em cinza médio, ou seja, em  $x = 0$ ,  $y = 20$  m e  $z = 0$  m as velocidades são impostas como nulas nas três direções. Na lateral em cinza escuro, em  $y = 0$ , e na parte de trás do talude, em  $x = 50$  m, se impõe velocidades nulas na direção perpendicular à superfície em questão, ou seja na direção  $y$  para a lateral e na direção  $x$  para a segunda superfície mencionada.

Duas discretizações foram realizadas, uma resultando em uma malha mais refinada e a outra menos. Para a mais refinada, mesmo padrão de discretização utilizado no modelo 2D foi usado para este exemplo tridimensional. A única mudança foi relativa à discretização na largura. Desta vez ela foi dividida 15 elementos na direção y. Esta malha totalizou 26100 elementos e 29282 nós. Já para a malha menos refinada, o modelo contou com 7200 elementos e 8438 nós.

Os fatores de segurança obtidos assim como o tempo total de processamento da análise estão expostos na Tabela 4.5. Como se vê, a variação no FS é muito pequena comparada ao aumento de número de elementos. Ao aumentar o número de elementos em mais de duas vezes e meia, o FS diminuiu em 1.2% em relação ao FS da malha menos refinada. Em comparação com o resultado obtido por Gharti et al., com uma malha de 1890 elementos, este fator de segurança é superior em aproximadamente 10%.

Tabela 4.5 – Fator de segurança e tempo de processamento para talude com camada fraca no modelo tridimensional.

Nº de elementos da malha	FS – análise limite	Tempo total (s)	FS – FEM por Gharti et al. (2012)	Diferença percentual entre resultados
7200	1.72	69	1.57	+10%
26100	1.70	360	1.57	+8%

Os mecanismos de colapso obtidos, através da análise limite, pelas duas malhas são idênticos. Eles também são similares quando comparados ao mecanismo resultante do trabalho de Gharti et al. (2012), Figura 4.11.

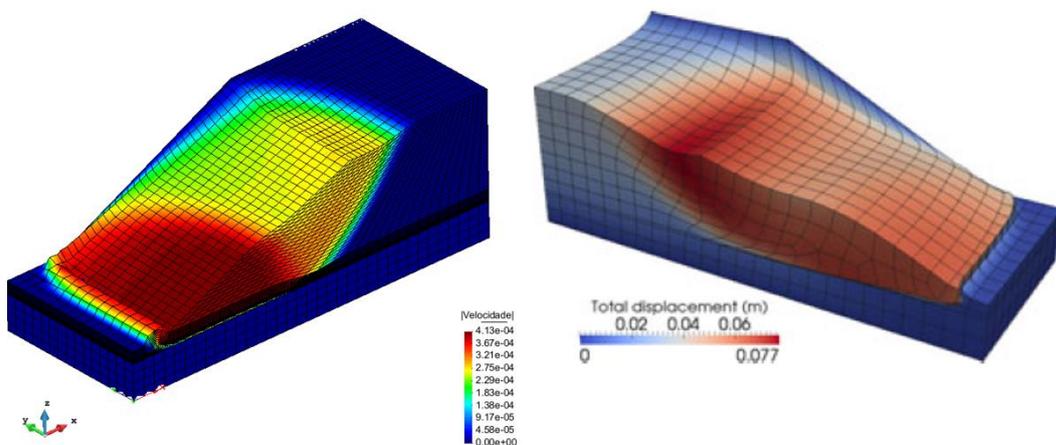


Figura 4.11 – Mecanismo de colapso para talude com camada fraca, modelo 3D. Resultados de a) análise limite e b) FEM de Gharti et al. (2012).

Em seguida se prosseguiu para a verificação da influência da largura na determinação do fator de colapso. Neste último exemplo a largura utilizada foi de 20 m. Serão testadas as larguras de 12.2 m, 24.4 m e 50 m. Com exceção desta medida, todos os outros comprimentos, as condições de contorno e os parâmetros do material permaneceram iguais.

A Tabela 4.6 destaca os fatores de segurança obtidos para essas diversas configurações. O resultado é condizente com o esperado teoricamente: quanto menor a largura, mais restrito o talude está a movimentação e por isso, maior será o FS. Portanto, se comprova que a largura em modelos tridimensionais é uma medida essencial para estimar um fator de segurança apropriado ao problema.

Tabela 4.6 – Comparação entre FS para modelos 3D de talude com camada fraca, variando as larguras.

Medida da largura (m)	FS – análise limite
12.2	1.93
20	1.70
24.4	1.64
50	1.50

Tabela 4.7 – FS para o modelo 3D do talude com camada fraca de trabalhos encontrados na literatura.

Zhang (1988)	1.553
Bishop modificado (Lam e Fredlund, 1993)	1.607
Janbu simplificado (Lam e Fredlund, 1993)	1.558
CLARA (Lam e Fredlund, 1993)	1.62
GLE (Lam e Fredlund, 1993)	1.603
FEM (Griffiths e Marquez, 2010)	1.58
FEM (Gharti et al., 2012)	1.57

Na Tabela 4.7, estão apresentados os fatores de segurança encontrados em diversos trabalhos, que se utilizam ou do método do equilíbrio limite ou dos elementos finitos. Em alguns desses artigos, a largura considerada não foi a mesma que a adotada aqui. Por isso, se optou por não comparar esses resultados.

### 4.1.3. Talude homogêneo de geometria complexa

Este exemplo, apesar de também ser homogêneo e não considerar a poropressão, apresenta uma dificuldade a mais por conta de sua geometria, na Figura 4.12. Este talude foi analisado por Nian et al. (2012) através da análise elastoplástica por elementos finitos. Para o cálculo do fator de segurança os autores utilizaram a técnica da redução dos parâmetros de resistência proposta por Zienkiewicz et al. (1975). O comportamento constitutivo do solo foi modelado segundo o critério de Mohr Coulomb, elástico, perfeitamente plástico, combinado a uma lei de fluxo não associada (ângulo de dilatância,  $\psi$ , de  $0^\circ$ ).

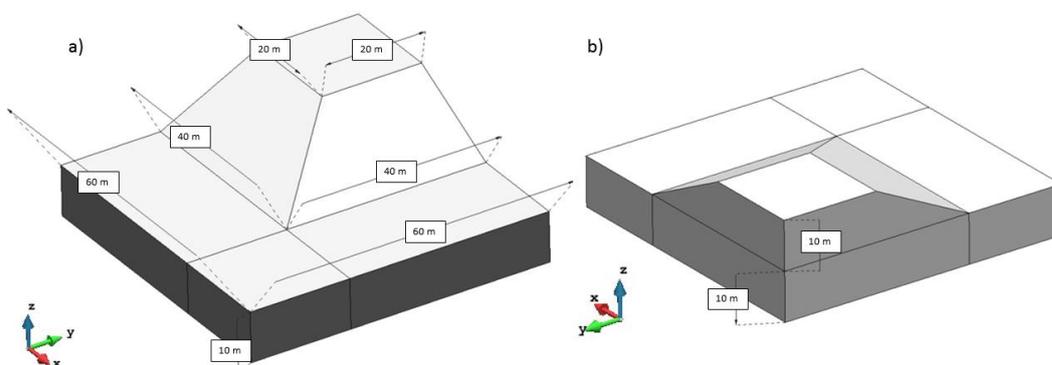


Figura 4.12 – Geometria do talude homogêneo de geometria complexa com a) visão de frente e b) visão de trás.

A malha foi discretizada conforme o artigo mencionado, totalizando 3206 elementos e 4112 nós.

Os parâmetros de resistência,  $\alpha$  e  $k$ , do critério de Drucker-Prager foram derivados a partir dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb segundo as Eq.(2.22) e (2.23). Portanto, mais uma vez se considerou que o critério de Drucker-Prager é aproximado ao de Mohr-Coulomb, fazendo-os coincidir no meridiano compressivo. Os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  considerados estão apresentados na Tabela 4.8, assim como o peso específico do solo.

Tabela 4.8 - Parâmetros de resistência e peso específico – talude de geometria complexa.

Coesão ( $c'$ )	Ângulo de atrito ( $\phi'$ )	Peso específico ( $\gamma$ )
40 kPa	$20^\circ$	20 kN/m <sup>3</sup>

As condições de contorno obedecem a definição de contorno “totalmente restrito” como definido no artigo de Nian et al. (2012) e identificada como tipo 3.

Os lados em cinza médio na Figura 4.12b) -  $x = 0$  m e  $y = 60$  m - são totalmente restritos nas três direções, assim como a base do talude ( $z = 0$  m). Já os lados em cinza escuro na Figura 4.12a) -  $x = 60$  m e  $y = 0$  m - são restritos apenas na direção perpendicular às suas faces. O topo do talude, em cinza claro na Figura 4.12 a) e b) é livre para se mover em qualquer uma das três direções.

Por conta dessa geometria menos simples, o problema de análise limite só conseguiu ser resolvido através da formulação descrita na Eq.(3.31), pois assim o problema fica bem colocado. Portanto, é necessário aplicar uma força horizontal fictícia. Foi verificado que o sentido dessa força pode ser tanto na direção  $x$  quanto na  $y$ , ou ainda uma combinação dessas duas direções. O resultado se mostrou independente da direção escolhida. No entanto, é importante que ela esteja orientada para fora do talude.  $1\text{kN/m}^3$  foi o valor usado para esta análise para a força horizontal fictícia,  $F_h$ , orientada na direção contrária ao eixo  $y$  (0, -1, 0). No entanto, a mudança deste valor não muda os resultados gerados.

O fator de segurança encontrado foi de 3.18 em um tempo total de análise de 23.4 segundos. Nian et al. (2012) calcularam um FS de 2.86 para uma única malha de 3206 elementos, idêntica a primeira malha utilizada na análise limite para este problema. A Tabela 4.9 resume esses resultados, assim como a diferença percentual entre o fator de segurança provindo dessa análise limite com o do artigo cujo exemplo foi estudado. Além disso, a tabela apresenta os resultados para uma malha aproximadamente dez vezes mais refinada e o tempo total de análise para cada caso.

Tabela 4.9 – Resultados da análise limite para o talude de geometria complexa.

Número de elementos da malha	FS - análise limite	Diferença percentual entre resultados	Tempo total da análise limite (s)
3206	3.18	11.2%	23.4
25780	3.13	9.4%	347.4

Como se vê, a diferença entre o fator de segurança obtido por análise limite e por análise elastoplástica através do método dos elementos finitos é da ordem de 10%. Ela pode ser explicada tanto pelo fato de Nian et al. considerarem o material segundo uma lei de fluxo não associada e principalmente por estabelecerem o critério de ruptura segundo o de Mohr Coulomb. No entanto, o mecanismo de colapso de cada uma das soluções são muito similares (Figura 4.13 e Figura 4.14).

Na Figura 4.13, o mecanismo de colapso referente à análise limite é relativo à malha de 3206 elementos.

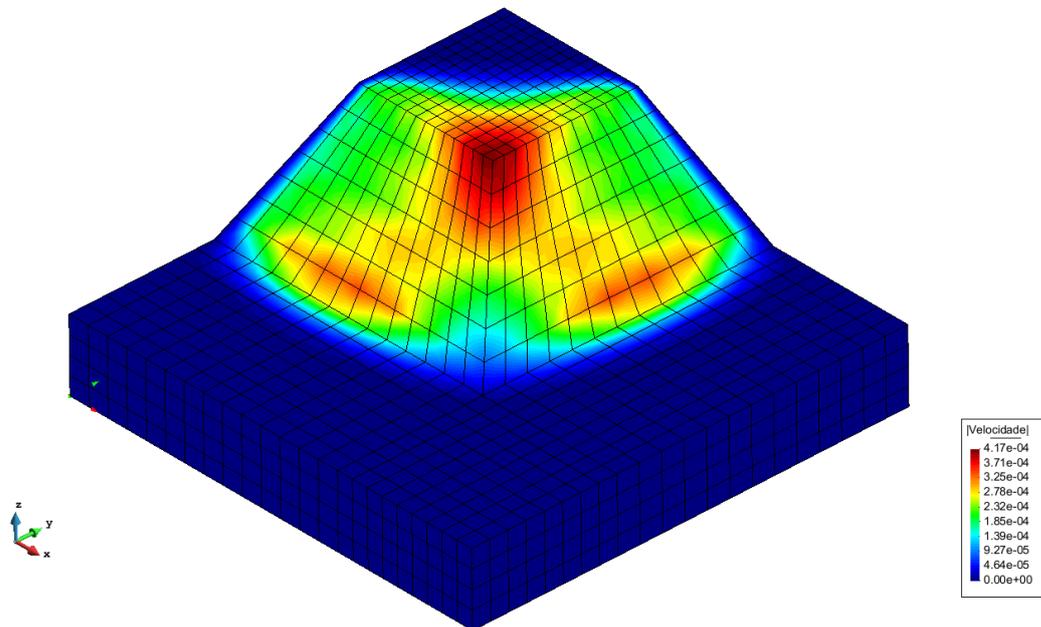


Figura 4.13 – Mecanismo de colapso (velocidades) da análise limite para o talude de geometria complexa.

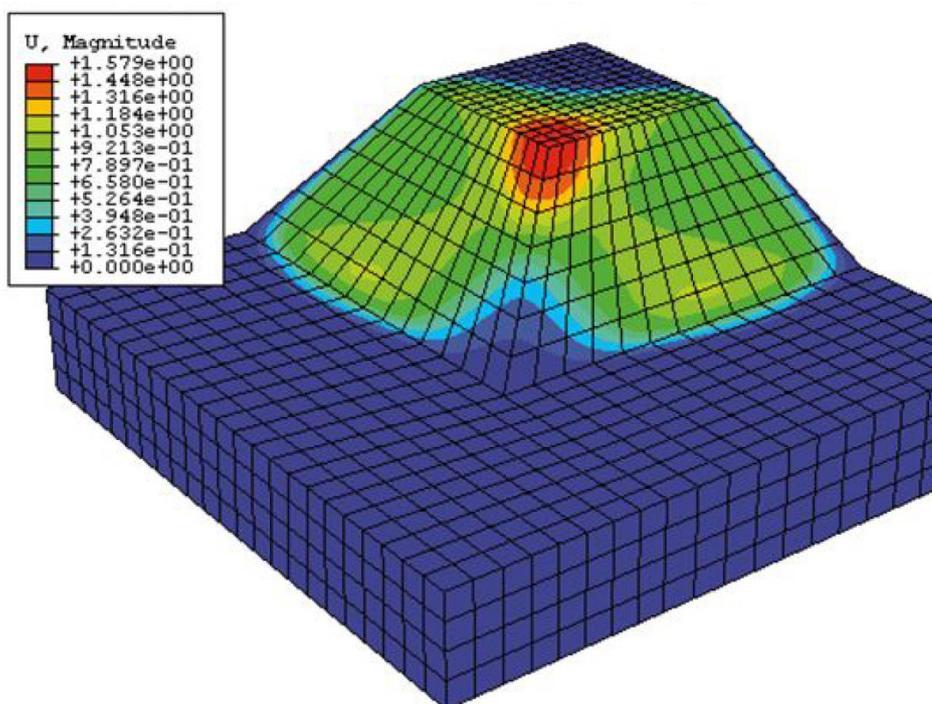


Figura 4.14 – Mecanismo de colapso (deslocamentos) da análise elasto-plástica através do método dos elementos finitos para o talude de geometria complexa (Nian et al., 2012).

## 4.2. Exemplos com fluxo

### 4.2.1. Talude infinito

Assim como feito no item 4.1.1, também é possível aferir uma expressão para o fator de segurança quando há fluxo no talude infinito. Além das hipóteses já citadas em 4.1.1, existe mais uma relativa ao fluxo no talude infinito. Considera-se que a água subterrânea escoar paralelo à inclinação do talude, tanto na parte saturada quanto na não-saturada.

Duas situações serão estudadas. Enquanto a primeira simula o processo de saturação (quando apenas a parte superior do talude fica saturada, Figura 4.15a), a outra analisa o caso de se ter um nível de água desenvolvido na base do talude, Figura 4.15b.

Para simular um processo de infiltração é preciso fazer uso do critério de resistência ao cisalhamento para solos não saturados, como exposto na Eq.(3.26), em que os parâmetros de resistência,  $c'$  [ $ML^{-1}T^{-2}$ ],  $\varphi^b$  e  $\varphi'$  também são definidos.

$$FS = \frac{c' + (u_a - u_w) \cdot \tan\varphi^b + (\gamma_{sat} \cdot (h - x) + \gamma_n \cdot x) \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\varphi'}{(\gamma_{sat} \cdot (h - x) + \gamma_n \cdot x) \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{cos}\beta} \quad (4.2)$$

As demais variáveis da Eq. (4.2) dizem respeito à geometria do problema.  $\beta$  é a inclinação do talude,  $h$  [L], a sua altura e  $x$  [L] a altura de solo não saturado (Figura 4.15a). Além disso,  $\gamma_{sat}$  [ $ML^{-2}T^{-2}$ ] é o peso específico saturado do solo e  $\gamma_n$  [ $ML^{-2}T^{-2}$ ], o peso do solo natural. O desenvolvimento para se chegar à Eq.(4.2) pode ser encontrada em Miqueletto (2007).

Contudo, na literatura (e.g.: Bromhead, 2006), a expressão mais difundida para o cálculo do fator de segurança em taludes infinitos com fluxo se refere a casos em que a parte não saturada se encontra no topo do talude (Figura 4.15b):

$$FS = \frac{c' + (\gamma' \cdot x + \gamma_n \cdot (h - x)) \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\varphi'}{(\gamma_{sat} \cdot x + \gamma_n \cdot (h - x)) \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{cos}\beta} \quad (4.3)$$

Neste caso, a medida  $x$  [L] é a altura do solo saturado (Figura 4.15b).  $\gamma'$  [ $ML^{-2}T^{-2}$ ] é o peso submerso do solo, ou seja, o peso específico saturado subtraído do peso específico da água.

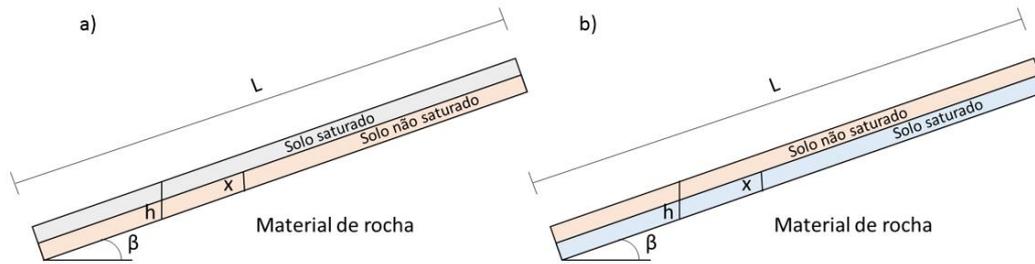


Figura 4.15 – Desenho esquemático de um talude infinito com fluxo, em a) para simular o processo de infiltração e em b) quando o lençol freático não atinge o topo do talude.

Ambas as situações foram analisadas através da análise limite. A geometria e os parâmetros de resistência permaneceram os mesmos do exemplo do talude infinito, apresentado em 4.1.1. Relembrando,  $\alpha$  e  $k$  do critério de Drucker-Prager foram obtidos através dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito através das Eq. (2.24) e (2.25). Estes parâmetros, assim como  $\varphi^b$  e o peso específico natural e saturado do solo estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Parâmetros de resistência e peso específico - talude infinito com fluxo.

Coesão ( $c'$ )	Ângulo de atrito ( $\varphi'$ )	$\varphi^b$	Peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ )	Peso específico natural ( $\gamma_n$ )
5 kPa	23.5°	15°	20kN/m <sup>3</sup>	18kN/m <sup>3</sup>

A malha utilizada foi a de 15000 elementos, com a discretização de 10 elementos na vertical. As condições de contorno também são as mesmas que as atribuídas para o caso do talude infinito com poropressão nula.

Vale ressaltar que o problema foi colocado com a equação de equilíbrio segundo a Eq.(3.31). Na verdade, em todos os problemas onde o solo não está com poropressão nula, foi necessário inserir a força horizontal fictícia.

Quatro situações foram testadas: a primeira com todo o talude na umidade natural (com uma sucção de 4kPa), a segunda com o talude apenas com a parte de cima saturada, simulando uma condição de infiltração (Figura 4.15a com a altura de solo não saturado,  $x$ , igual a 2m). A terceira situação analisa o talude quando um nível freático se estabelece (Figura 4.15b com  $x$  igual a 2m). Finalmente, simulou-se a circunstância em que o talude estaria totalmente saturado.

Na Tabela 4.11, pode-se ver os fatores de segurança obtidos através da análise limite para cada um desses casos, assim como os fatores de segurança calculados segundo as Eq. (4.2) ou Eq.(4.3) e a diferença percentual entre eles.

Tabela 4.11 - Resultados da análise limite para o talude infinito com fluxo.

Exemplo	FS - análise limite	FS – Equilíbrio limite	Diferença percentual entre resultados	Tempo total da análise limite (s)
Todo o talude na umidade natural	1.06	0.95	12%	71
Infiltração com $x = 2\text{m}$	0.76	0.67	13%	99
Nível de água com $x = 2\text{m}$	0.81	0.71	14%	97
Todo o talude saturado	0.58	0.53	10%	116

Os fatores de segurança calculados através da análise limite se mostraram sempre maiores em aproximadamente 10% ao calculado pelas expressões apresentadas. Uma boa hipótese para explicar esse resultado seria o fato de que a poropressão é única para cada elemento. Ela corresponde a poropressão atuante no centro do elemento, que é diferente da poropressão na base dele. Como as expressões fazem uso da poropressão na superfície de ruptura, pode ser esta a diferença responsável pela maior divergência entre valores.

Na análise limite o mecanismo de colapso não é pré-definido, e sim, um resultado. Ao se definir uma camada de solo saturado de 2 m acima de uma não saturado de mesma altura o mecanismo de colapso gerado por análise limite indicou a ruptura na interface entre os dois solos, e não na base do talude, vide Figura 4.16a. Por isso, o fator de segurança calculado pela teoria do talude infinito teve que ser calculado para um talude de altura de 2m de altura, já que está foi a profundidade da superfície de ruptura.

Nos outros casos, no entanto a ruptura se desenvolveu na base do talude. Os mecanismos são muito semelhantes (Figura 4.16b).

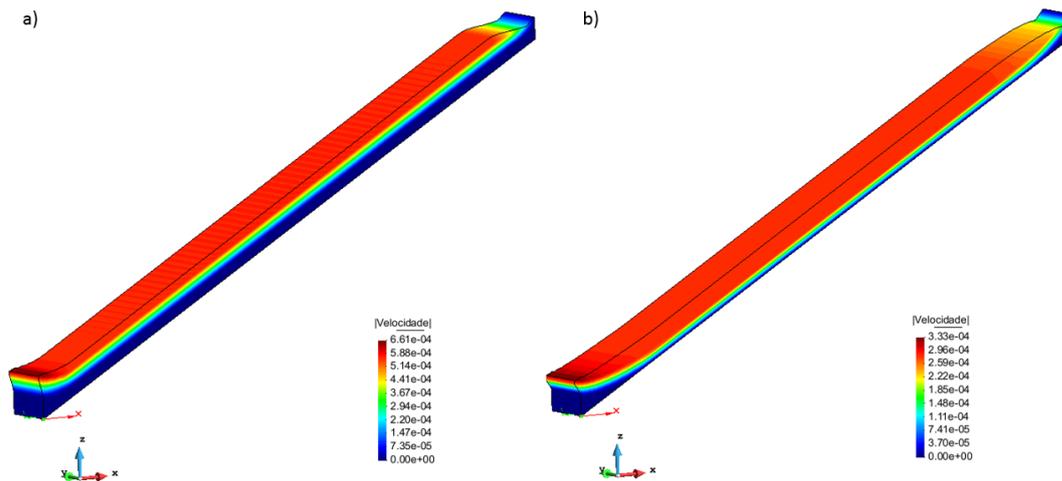


Figura 4.16 – Mecanismo de colapso para o talude infinito com malha deformada em a) simulando processo de infiltração e em b) solo completamente não saturado.

#### 4.2.2. Talude natural em Oregon

Após ter validado o programa de estabilidade com os exemplos apresentados acima, se procurou averiguar a estabilidade de um caso real de talude natural. A área se localiza no estado de Oregon, nos Estados Unidos, e já foi bastante estudada por ter sido extensivamente instrumentada antes de romper em um intenso período chuvoso. Foram realizados tanto trabalhos de monitoramento e experimentos de irrigação, quanto de simulação, em busca de melhor entender o processo de infiltração, fluxo subterrâneo e estabilidade no local. Um bom resumo de todas essas publicações pode ser encontrado em Ebel et al. (2007a).

Dentre esses, destacam-se os trabalhos de Borja e White (2010), Borja et al. (2012.a) e Borja et al. (2012.b) por, através do método dos elementos finitos, modelarem o comportamento hidrológico e mecânico do contínuo, acoplado a deformação do solo ao fluxo de água. Por isso, a perda de resistência do solo se dá tanto pela saturação do meio quanto pela força de percolação provinda do movimento da água no solo. Borja et al. (2012.b) preveem a localização crítica da instabilidade do talude de Oregon por meio de um modelo tridimensional. Este trabalho servirá de referência para a comparação dos resultados aqui obtidos.

A pequena bacia analisada, de 860 m<sup>2</sup>, é identificada por CB1 nos trabalhos mencionados previamente. Além de pequena, ela também é íngreme, com inclinação média de 43°. A topografia da encosta foi digitalizada de Borja e White

(2010), Figura 4.17a, e a espessura do topo rochoso, de Abel et al. (2007), Figura 4.17b. A malha foi discretizada tanto em elementos prismáticos de 6 nós (Figura 4.18), para a simulação do fluxo, quanto em elementos hexaédricos de 8 nós (Figura 4.22) para o cálculo de estabilidade através da análise limite. Para a análise de fluxo a malha foi mais discretizada, com 48582 nós e 84016 elementos, em 8 camadas verticais.

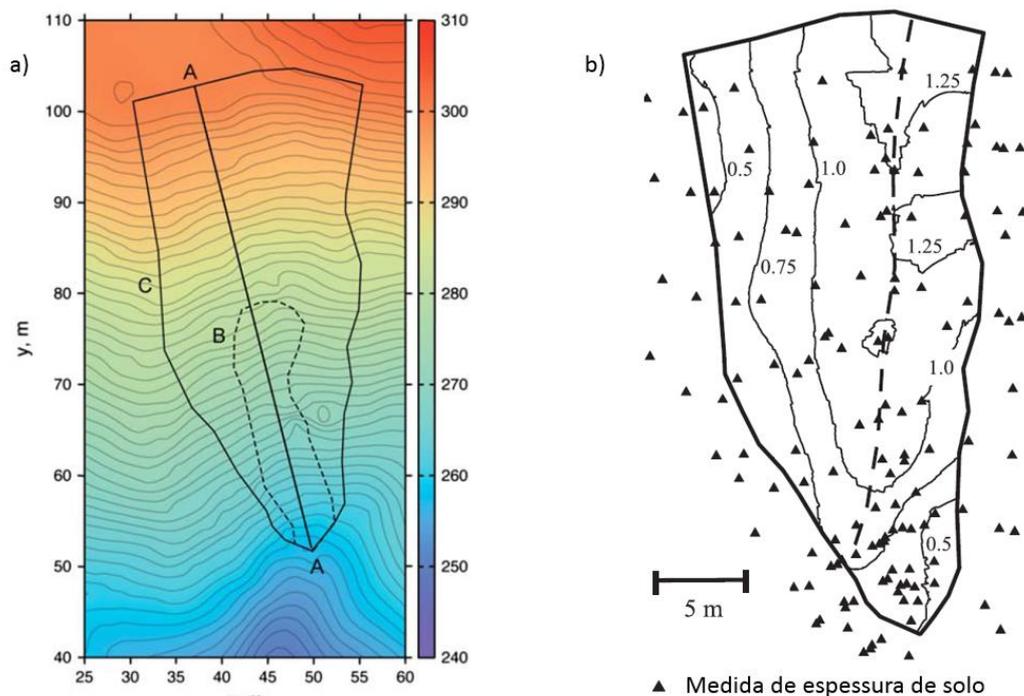


Figura 4.17 – Curvas de nível para a) o topo do talude e b) a espessura do solo.

Procede-se primeiramente à análise de fluxo para, com os dados de poropressão obtidos, calcular a estabilidade da área através da análise limite. Para a análise do fluxo subterrâneo no solo não saturado, fez-se uso da ferramenta numérica desenvolvida por Miqueletto (2007). Esta ferramenta resolve a equação de Richards por elementos finitos através do método quase-Newton BFGS para a solução de sua não linearidade. Além desse, outros mecanismos são utilizados na solução do sistema de equações, conferindo eficiência computacional ao programa. Por isso, o software de Miqueletto permite analisar grandes problemas, sendo uma boa opção para bacias com área da ordem de quilômetros de quadrados.

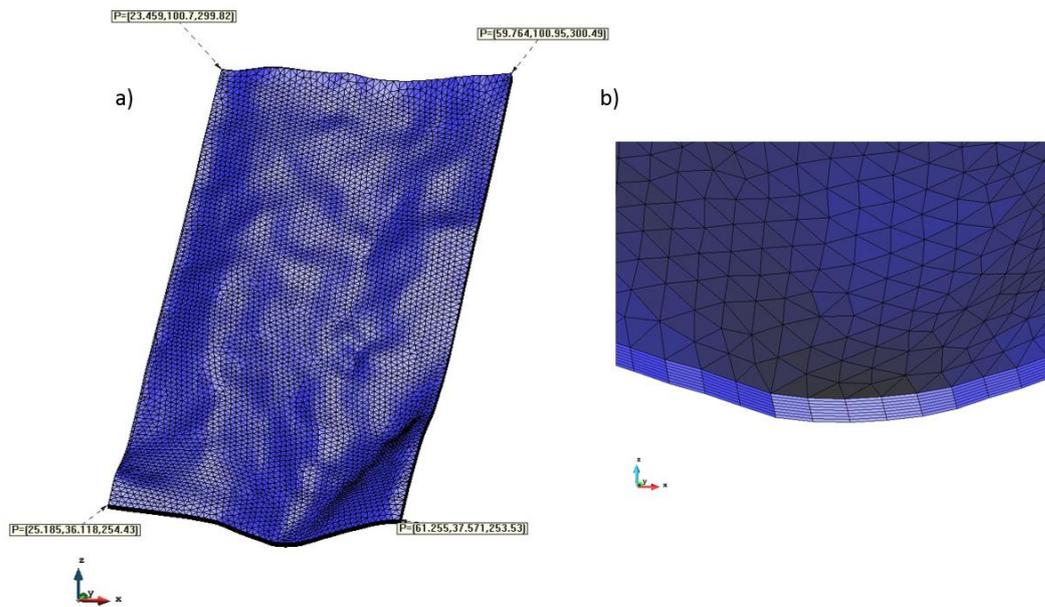


Figura 4.18 – a) Malha de elementos prismáticos e b) detalhe da discretização vertical.

As propriedades hidráulicas do solo foram obtidas a partir de Borja e White (2010), pois foram as mesmas utilizadas por Borja et al. (2012.b), e estão apresentadas na Tabela 4.12. A curva característica do solo, que relaciona a umidade volumétrica,  $\theta$  [-], com a carga de pressão,  $h_p$  [L], foi representada segundo o modelo de Van Genuchten (1980, *apud* Miqueletto 2007):

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha|h_p|)^n]^m} \quad (4.4)$$

$$m = 1 - 1/n \quad (4.5)$$

$\theta_r$  [-] é a umidade volumétrica residual e  $\theta_s$  [-], a saturada.  $\alpha$  [ $L^{-1}$ ] e  $n$  [-] são parâmetros para ajustar a curva aos dados experimentais obtidos. Vale lembrar que para  $h_p$  maior do que zero, a umidade volumétrica deverá ser igual a umidade volumétrica saturada.

A permeabilidade não saturada,  $K$  [ $LT^{-1}$ ], também pode ser descrita como uma função da carga de pressão no solo. O modelo proposto por Van Genuchten se baseia na curva característica e na permeabilidade saturada,  $K_{sat}$  [ $LT^{-1}$ ]:

$$K = K_{sat} \cdot \theta \left[ 1 - \left( 1 - \theta^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad (4.6)$$

$$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (4.7)$$

Tanto o programa do Miquelletto (2007) quanto o de Borja et al. (2012.b) fazem uso do modelo de Van Genuchten para a determinar a curva característica, Eq. (4.4) e (4.5), e a função de permeabilidade não saturada, Eq.(4.6) e (4.7).

Tabela 4.12 – Parâmetros hidráulicos e índices físicos do solo para talude em Oregon.

Permeabilidade saturada	K sat	3.34 x 10 <sup>-4</sup> m/s
Umidade volumétrica saturada	$\theta_s$	0.5
Umidade volumétrica residual	$\theta_r$	0.16
Parâmetro empírico da curva característica	$\alpha$	24.5 m <sup>-1</sup>
Parâmetro empírico da curva característica	n	3
Massa específica dos sólidos	$\rho_s$	2.2 g/cm <sup>3</sup>
Massa específica da água	$\rho_w$	1.0 g/cm <sup>3</sup>
Porosidade	n <sup>p</sup>	0.5

As condições de contorno aplicadas foram de contorno impermeável para a base do talude, para a lateral direita (x ~ 60m) e para a superior (y ~ 100 m). Nas outras laterais, esquerda (x ~ 25 m) e inferior (y ~ 36 m), foi imposta a condição de face de percolação. Este tipo de contorno permite que a água saia do sistema ao atribuir a carga total igual à carga de elevação, se a carga de pressão atuante em determinado nó for positiva ao final do processo iterativo. No topo do talude se aplica uma vazão correspondente à precipitação no local. No entanto, neste contorno também se possibilita a troca de condição, para uma de carga imposta, como explicado anteriormente. Dessa maneira, se garante a não acumulação de água no topo da encosta. Como descrito em Borja et al. (2012.b), a precipitação que ocorreu na ruptura do talude pode ser simplificada por uma de intensidade de 6mm/h durante 24h seguida de uma de 40mm/h durante 1.7 horas. Como condição inicial do solo, foi prescrita uma poropressão uniforme de -1.5 kPa.

A determinação para outros dados de entrada para o problema de fluxo foi baseada no trabalho de Miquelletto (2007). Adotou-se o armazenamento específico de 0.001m<sup>-1</sup>. O passo de tempo dinâmico foi configurado para ser diminuído de 25% para um número de iterações inferior ou igual a 3. Ele permanece inalterado se o número de iterações for de 3 a 7, e aumenta de 25% quando atinge de 7 a 10 iterações. Se as iterações passarem de 10, o processo iterativo é encerrado e

recomeçado para um passo de tempo 50% menor. O passo de tempo mínimo possível é de  $1 \times 10^{-9}$  h, o máximo de 1h e o inicial de  $1 \times 10^{-6}$ h. Como critério de convergência admitiu-se um erro absoluto de 0.01m.

A poropressão obtida, pelo programa de Miquelletto (2007), após 25.7 horas de precipitação pode ser visualizada na Figura 4.19a. Ao compará-la com o resultado apresentado por Borja et al. (2012.b), verifica-se que as áreas saturadas do topo estão localizadas em regiões muito similares. Na maior parte da área não saturada, a poropressão fica em torno de -0.5 kPa ao simular com o programa de Miquelletto. É possível aferir da Figura 4.19b que o resultado de poropressão na área não saturada, provindo do trabalho de Borja et al., fique entre -0.75 kPa e -0.375 kPa. Portanto, os dois resultados parecem estar bastante condizentes. No entanto, observa-se uma área próxima à saturação, dentro da região não saturada, no estudo de Borja et al. que não aparece na Figura 4.19a.

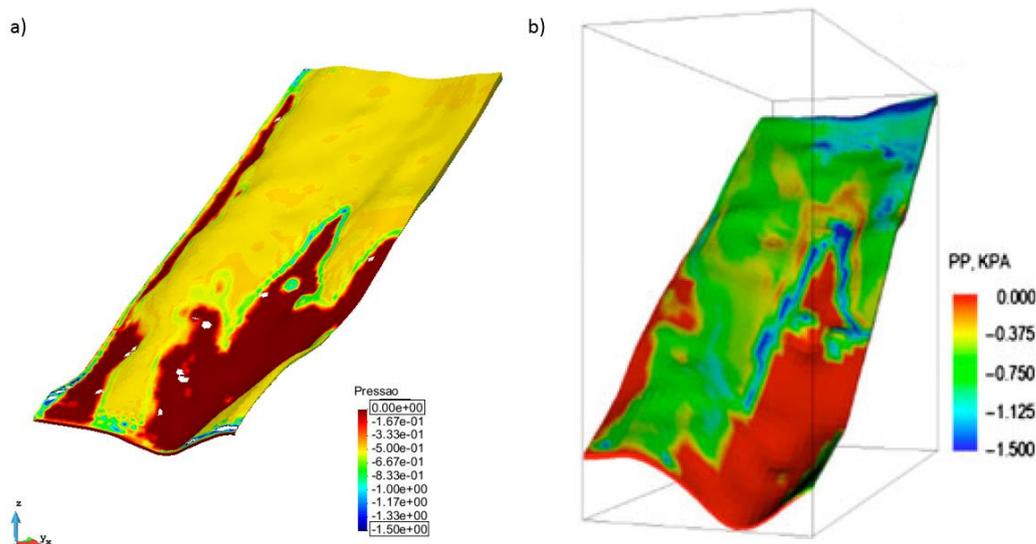


Figura 4.19 – Poropressão (em kPa) no topo do talude: em a) simulado através do programa de Miquelletto (2007) e em b) resultado de Borja et al. (2012)

A Figura 4.20a mostra a poropressão no contato com o topo rochoso para a mesma análise de fluxo analisada com o programa de Miquelletto. Percebe-se, através da Figura 4.20b, que o resultado é muito parecido ao encontrado por Borja et al., com as maiores poropressões se localizando entre as coordenadas 45 m e 50 m no eixo x e 70 m e 80 m, no y.

A análise de fluxo durou 1 hora e 12 minutos e o maior erro de balanço de massa para um intervalo de tempo encontrado foi de 0.17%.

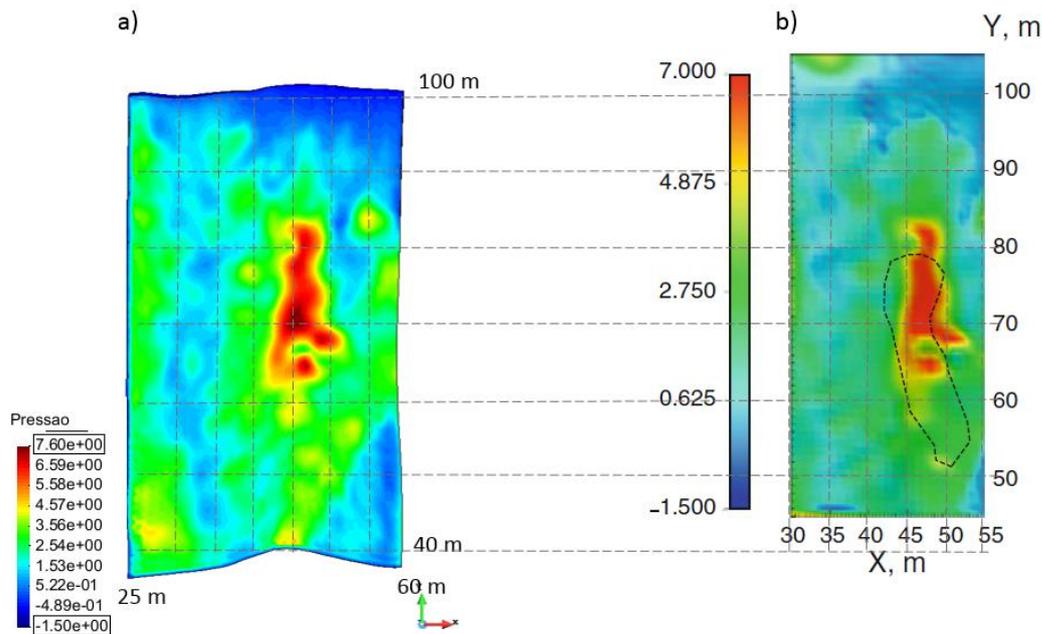


Figura 4.20 – Poropressão (em kPa) na base do talude: em a) simulado através do programa de Miqueletto (2007) e em b) resultado de Borja et al. (2012).

Após a simulação de fluxo, calculou-se a estabilidade da região através do programa de análise limite desenvolvido. Um dos dados de entrada necessário é a poropressão para cada elemento. Como cada programa (o de fluxo e o de estabilidade) requer elementos em formatos diferentes, foi preciso interpolar os valores de poropressão da malha de elementos prismáticos em pontos determinados. Esses pontos são os centroides dos elementos hexaédricos da malha que será usada para o cálculo de estabilidade. A Figura 4.21 exibe os novos valores de poropressão da malha de elementos hexaédricos, provindos da interpolação dos valores nodais da malha de elementos prismáticos. A nova malha é constituída por 18960 nós e 15210 elementos, divididos em 5 camadas verticais. A Figura 4.22 ilustra essa malha semiestruturada e detalha a discretização vertical.

Os parâmetros de resistência do solo utilizados na análise foram os mesmos de Borja et al. (2012) e estão apresentados na Tabela 4.13. A transformação deles para  $\alpha$  e  $k$ , do critério de Drucker-Prager foi realizada segundo as Eq.(2.22) e Eq.(2.23). O ângulo  $\varphi^b$  foi calculado ao se considerar a relação entre este ângulo, o ângulo de atrito do solo,  $\varphi'$ , e o parâmetro  $\chi$  de Bishop:

$$\varphi^b = \tan^{-1}(\chi \cdot \tan\varphi') \quad (4.8)$$

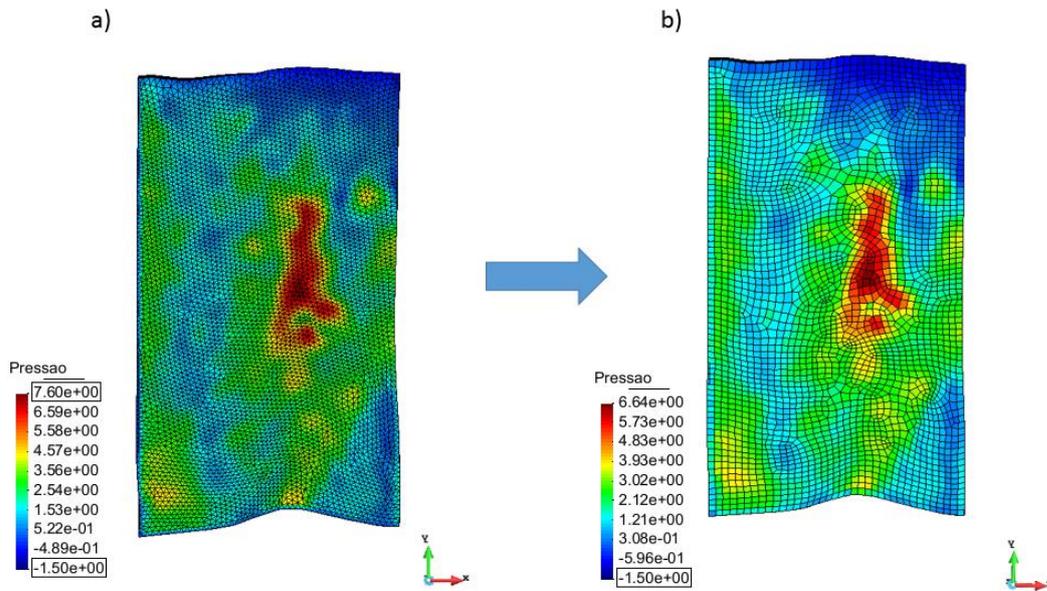


Figura 4.21 – Poropressão (em kPa) para malha de a) elementos prismáticos e b) elementos hexaédricos.

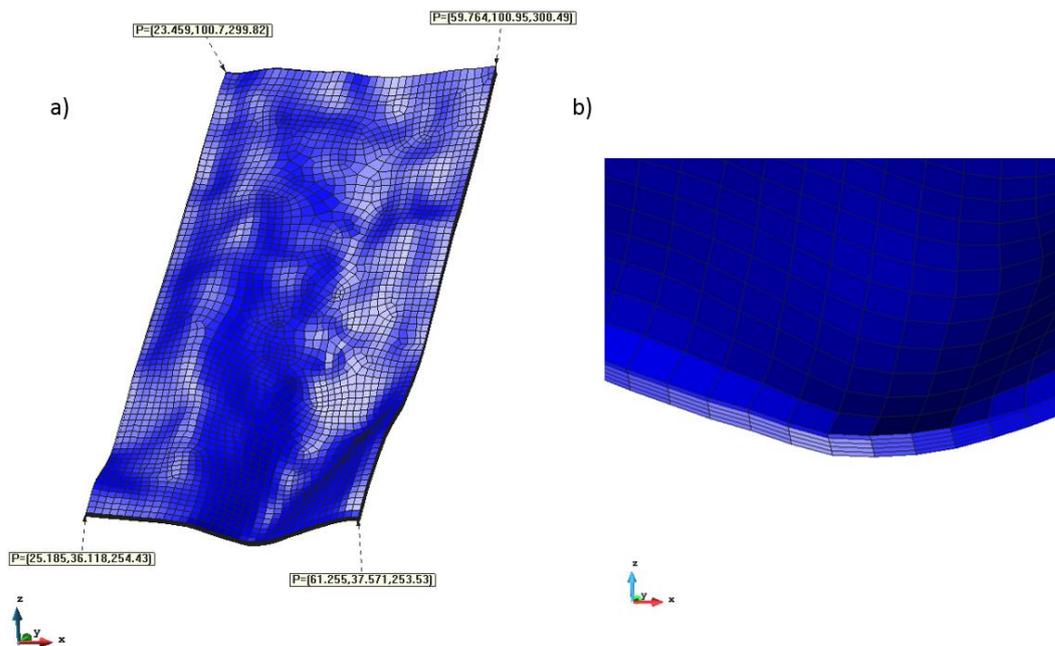


Figura 4.22 – a) Malha de elementos hexaédricos e b) detalhe da discretização vertical.

Segundo Borja et al. (2012b), uma boa aproximação para  $\chi$  é o grau de saturação,  $S$  [-], do solo. Para as primeiras análises de estabilidade se considerou um valor constante para  $\varphi^b$ , relativo ao grau de saturação inicial do solo. Essa simplificação também foi utilizada por Cruz (2013) para análise deste mesmo problema bidimensional. Também se supôs primeiramente que o peso específico do

solo natural fosse constante, independentemente do grau de saturação. O peso específico natural e o saturado estão destacados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Parâmetros de resistência e peso específico do solo para talude natural em Oregon.

Coesão ( $c'$ )	Ângulo de atrito ( $\phi'$ )	$\phi^b$	Peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ )	Peso específico natural ( $\gamma_n$ )
4 kPa	40°	17.15°	15.7 kN/m <sup>3</sup>	11.8 kN/m <sup>3</sup>

Todos os contornos estão fixos nas três direções, restritos a movimentação, com exceção da face no topo do talude. Admitiu-se uma tolerância de  $10^{-3}$  como critério de convergência do método de Newton para obtenção do fator de segurança. Fez-se uso da formulação cujas equações de igualdade são colocadas como exposto nas Eqs.(3.31). A magnitude da força de corpo horizontal fictícia foi estimada em 1kN/m<sup>3</sup>. Ela foi orientada para fora do talude, na direção contrária ao eixo y (0, -1, 0).

O tempo de processamento para a resolução do problema de análise limite foi de 1.85 minutos. Encontrou-se o fator de segurança de 1.27 para a área e as velocidades no contato solo-rocha podem ser visualizadas na Figura 4.23a. Nesta figura, a área delimitada pela linha cinza identifica a região plastificada de acordo com Borja et al. (2012.b) e a região delimitada pela linha em vermelho ressalta a área de maiores deformações encontrada pelo mesmo autor. Já a linha branca destaca a zona atingida pelo material. A imagem na Figura 4.23b mostra as deformações obtidas por Borja et al., assim como a zona atingida pela corrida de massa, no pontilhado branco. Já a Figura 4.24 ilustra a velocidade no topo do talude tendo os dois resultados lado a lado para melhor comparação qualitativa.

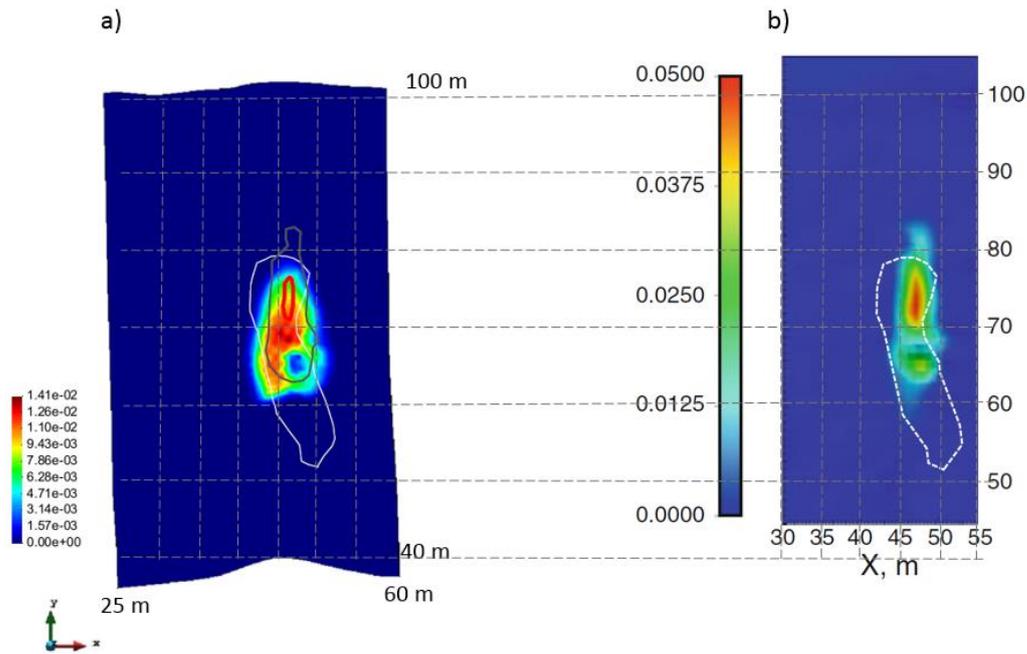


Figura 4.23 – a) Velocidade obtida por análise limite e b) deformação plástica por Borja et al., ambas na interface solo-rocha para o talude natural em Oregon.

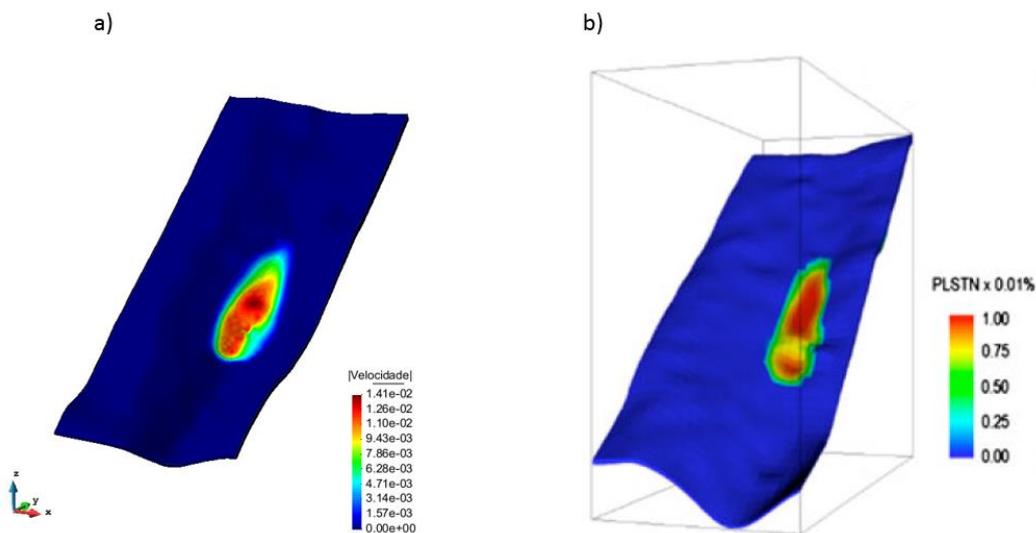


Figura 4.24 – a) Velocidade obtida por análise limite e b) deformação plástica por Borja et al., ambas para o topo do talude natural em Oregon.

Apesar das zonas de plastificação se localizarem em áreas muito parecidas, o fator de segurança dado pela análise limite encontra-se acima do esperado. Como a ruptura desta encosta realmente ocorreu, o FS deveria estar próximo da unidade. No entanto, algumas considerações devem ser feitas.

Uma delas se refere à calibração dos parâmetros de resistência. Ao verificar a estabilidade do talude de Oregon em um modelo contínuo bidimensional, Borja et al. (2012b) consideram haver ruptura quando a zona de cisalhamento se estende da interface solo-rocha até o topo do talude, ao mesmo tempo em que as iterações de Newton param de convergir. Estas duas situações indicariam que um mecanismo de colapso se formou. Com a coesão de 4kPa e ângulo de atrito de 40° a análise de Borja et al. (2012b) atingiu esses dois requerimentos. No entanto, ao se realizar a mesma análise de estabilidade com o método do equilíbrio limite, os fatores de segurança calculados foram de 1.12. Quando Borja et al. (2012a) procedem à simulação tridimensional com esses parâmetros de resistência, não há determinação do fator de segurança. Ao longo do trabalho os autores atentam para a eficiência do método em determinar as áreas mais propensas a instabilidades fazendo uso das deformações plásticas, mas em nenhum momento eles afirmam que a ruptura tenha ocorrido naquelas condições. Além disso, eles preferem utilizar o termo mecanismo de deformação para identificar essas áreas de risco, fazendo apenas suposições do provável mecanismo de colapso.

Portanto, o fator de segurança de 1.27 encontrado para esta encosta em condições tridimensionais pode ser um FS plausível para as mesmas condições e parâmetros supostos no estudo bidimensional. Isto porque é sabido que o fator de segurança tridimensional tende a ser maior em casos 3D se comparados aos bidimensionais (Hungr, 1987).

Por essas questões, se procedeu a uma análise de sensibilidade dos parâmetros de resistência. Nesta análise, uma simulação é escolhida como base e para cada nova simulação o valor da coesão ou do ângulo de atrito é mudado. O resultado da nova análise de estabilidade é então comparado com o da simulação de base. Dessa forma será possível averiguar a influência dos parâmetros escolhidos. A simulação base é a anteriormente exposta, de coesão 4kPa e  $\phi'$  igual a 40°.

Tanto a coesão quanto o ângulo de atrito possuem faixas limites de valores (Borja e White, 2010). O valor máximo possível para a coesão é de 10 kPa e o mínimo de 0 kPa. A faixa de valores do ângulo de atrito é mais restrita: de 33° a 44°.

Os parâmetros de resistência usados para cada análise comparativa assim como a diferença dos resultados do fator de segurança podem ser visualizados na

Tabela 4.14. A primeira análise de comparação variou apenas a coesão, reduzindo-a a 2 kPa. Enquanto que o mecanismo de colapso continuou se localizando aproximadamente na mesma região (Figura 4.25), o fator de segurança ficou abaixo da unidade, em 0.87. Ou seja, com uma redução em 50% do valor da coesão para a simulação de base houve uma diminuição em torno de 30% no FS.

Em seguida, a coesão foi aumentada na mesma proporção, em 50%. O acréscimo, de 30% no fator de segurança, seguiu o mesmo padrão que a simulação anterior, resultando em 1.65.

Na próxima simulação, procurou-se modificar apenas o ângulo de atrito, considerando-o, primeiramente, como o mínimo da faixa de valores aceitáveis, ou seja, 33°. A coesão permaneceu igual à da simulação de base: 4 kPa. Com ângulo de atrito valendo 82.5% do  $\phi$  da simulação de base, o fator de segurança diminuiu em aproximadamente 10%. O fator de segurança de 1.15 ainda não caracteriza a instabilidade da encosta.

Posteriormente, a análise de estabilidade foi testada para um valor de ângulo de atrito de 44°, o maior valor aceitável para o solo local. O fator de segurança resultante ficou em 6% acima do FS calculado para a simulação de base.

Tabela 4.14 – Sensitividade da análise de estabilidade aos parâmetros de resistência.

Parâmetros	Simulação base	Faixa de valores dos parâmetros	$\frac{\text{parâmetro} - \text{parâmetro}_{\text{base}}}{\text{parâmetro}_{\text{base}}}$	$\frac{\text{FR} - \text{FR}_{\text{base}}}{\text{FR}_{\text{base}}}$
Coesão (kPa)	4	2 ~ 6	- 50% ~ + 50%	- 31% ~ + 30%
Ângulo de atrito (°)	40	33 ~ 44	- 17.5% ~ +10%	- 9% ~ + 6%

Para todas as simulações comentadas acima, o mecanismo de colapso situa-se aproximadamente na mesma região que a simulação de base (Figura 4.25). As velocidades no topo do talude que mais se diferenciam do padrão se desenvolvem quando os parâmetros de resistência do solo adotados são de coesão de 2 kPa e ângulo de atrito de 40°. Borja et al. (2012b) entendem que os parâmetros de resistência influenciam mais na determinação da hora de ruptura do que no formato do mecanismo de colapso.

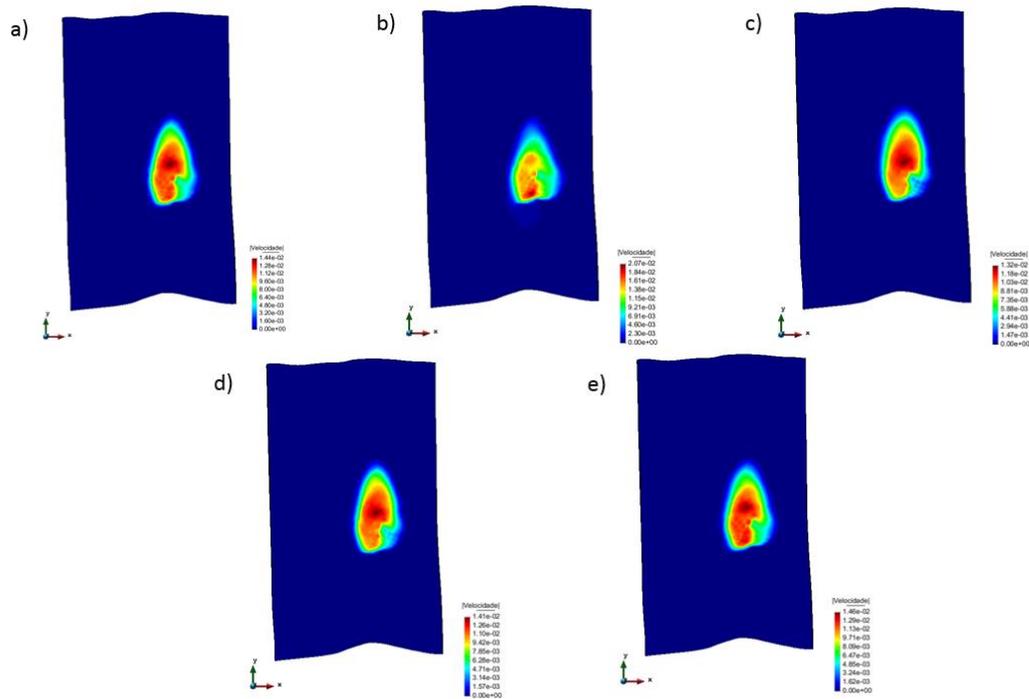


Figura 4.25 – Mecanismo de colapso para simulações com diferentes parâmetros de resistência: a)  $c = 4 \text{ kPa} - \varphi' = 40^\circ$ ; b)  $c = 2 \text{ kPa} - \varphi' = 40^\circ$ ; c)  $c = 6 \text{ kPa} - \varphi' = 40^\circ$ ; d)  $c = 4 \text{ kPa} - \varphi' = 33^\circ$ ; e)  $c = 4 \text{ kPa} - \varphi' = 44^\circ$ .

A próxima simulação procurou encontrar um par de coesão e ângulo de atrito capazes de simular a ruptura no tempo desejado, ou seja, apenas ao final da modelagem numérica do fluxo. Então, o ângulo de atrito foi estimado em  $35^\circ$  e a coesão em  $3 \text{ kPa}$ . Dessa maneira, o fator de segurança reduziu a  $0.99$ , evidenciando a ocorrência de ruptura neste instante. A localização dessa ruptura ainda permanece muito parecida à da análise de estabilidade de base (Figura 4.26).

Se a análise limite for realizada para a situação inicial do talude, não saturado a uma sucção de  $1.5 \text{ kPa}$  em todo domínio, o fator de segurança resultante é de  $1.37$ . Isso corresponde a um incremento de aproximadamente  $38\%$  em relação ao fator de segurança de  $0.99$ , da análise anterior. É interessante observar que o mecanismo de colapso não é mais parecido aos dos exemplos anteriores. Ao analisar a estabilidade da condição inicial do talude, o mecanismo de colapso ficou localizado mais à direita e acima dos mecanismos apresentados previamente. A Figura 4.26 mostra a velocidade da camada do topo do talude para a condição inicial e final deste exemplo. Borja et al. (2012) já haviam observado que o histórico de chuvas (condição de saturação do solo) e a topografia do terreno eram os fatores de maior influência na geração do mecanismo de colapso.

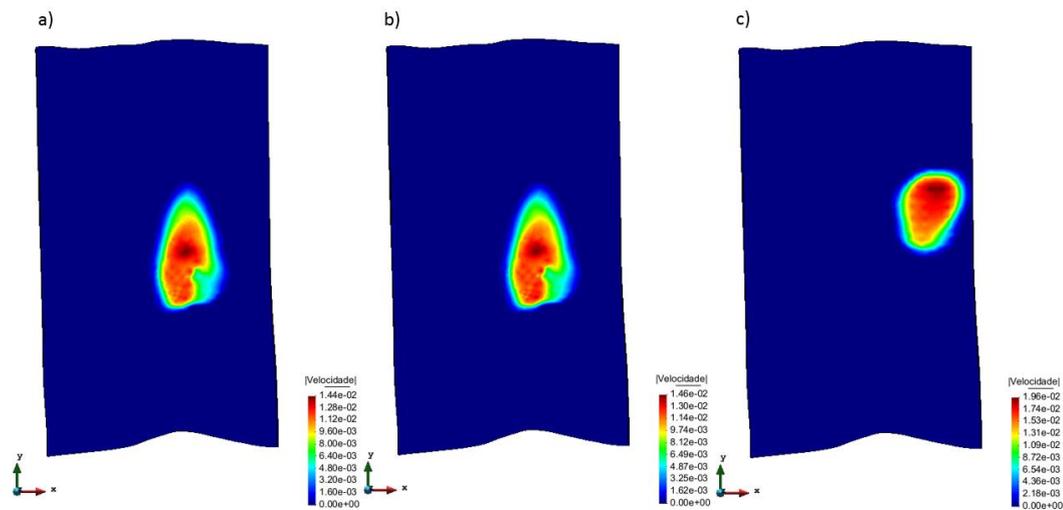


Figura 4.26 – Mecanismo de colapso para a simulação a) de base, b) de  $c = 3 \text{ kPa} - \phi' = 35^\circ$  na condição final e c) de  $c = 3 \text{ kPa} - \phi' = 35^\circ$  na condição inicial de saturação do solo.

#### 4.2.3. Talude natural na bacia do Quitite

Este último exemplo procurou verificar a aplicabilidade do programa de estabilidade desenvolvido neste trabalho para áreas de longas extensões. Enquanto a área do talude natural em Oregon, anteriormente analisado, se estendia por aproximadamente  $2100 \text{ m}^2$ , a região das bacias do Quitite e do Papagaio abrange em torno de  $4.35 \text{ km}^2$  (Figura 4.27). O intuito inicial seria o de identificar diversas áreas com grande potencial de instabilidade, formando assim um mapa de risco de deslizamento.

Em Fevereiro de 1996, diversos deslizamentos e corridas de massa ocorreram após um evento de precipitação intensa nessas duas bacias situadas na vertente oeste do Maciço da Tijuca, bairro de Jacarepaguá do Rio de Janeiro. Como Miqueletto (2007) enfatiza, esta região já foi largamente estudada e o resumo destes trabalhos pode ser encontrado em Guimarães (2000). O próprio Miqueletto simulou tanto o fluxo subterrâneo no solo saturado e não-saturado da região quanto à susceptibilidade a escorregamentos translacionais rasos gerada pelo acréscimo de propressão devido à saturação do solo. Além dos diversos dados e experiência adquirida através dos trabalhos já realizados, outro fator que torna a análise desta região interessante é a existência de um mapeamento de cicatrizes realizada após o evento de 1996.

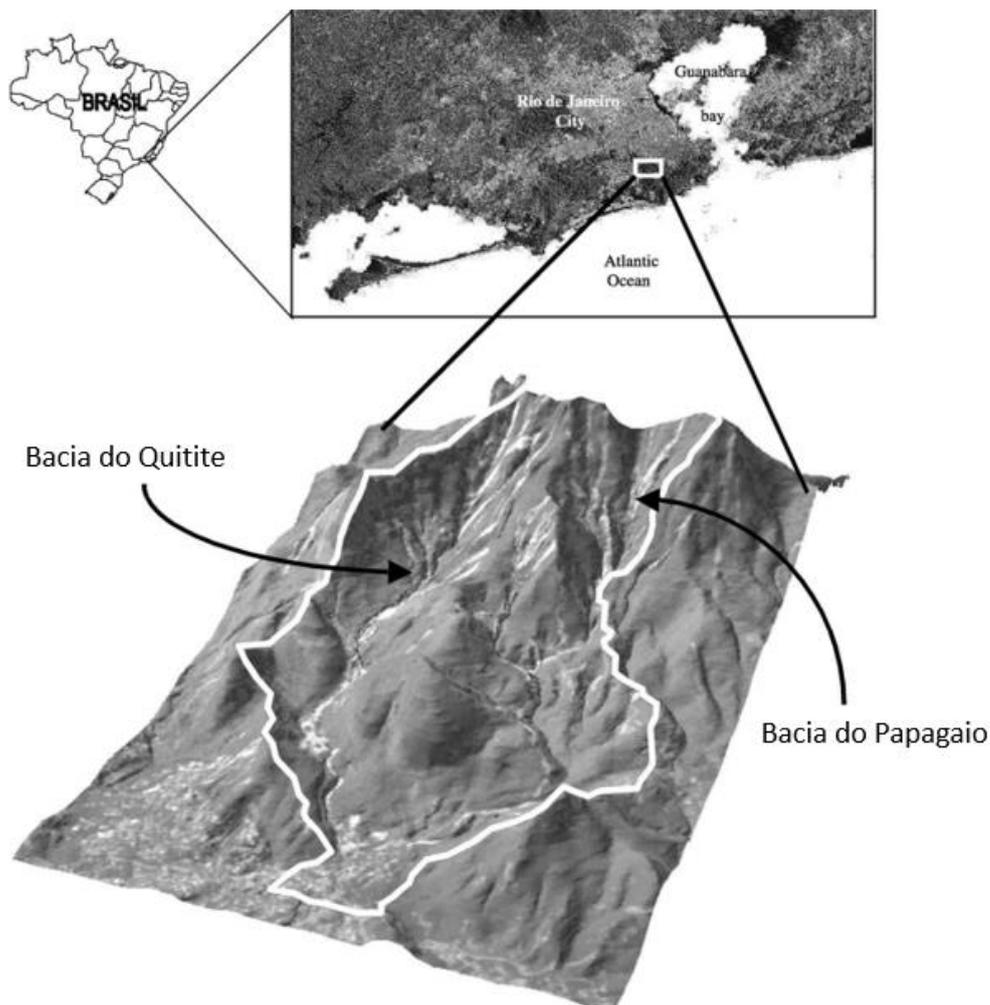


Figura 4.27 – Localização da bacia do Quitite e do Papagaio (adaptado de Guimarães et al., 2003).

Mesmo sem registros precisos da precipitação ocorrida, sabe-se que entre os dias 12 e 13 de fevereiro de 1996 choveu 250 mm. Para a simulação do fluxo subterrâneo, Miquetto (2007) adotou a distribuição de chuva referente aos primeiros dias de fevereiro de 1988 e registrada pela estação pluviométrica da Capela Mayrinc. Esta intensidade da chuva está apresentada na Tabela 4.15 e na Figura 4.28. Como se vê, os dias 20 e 21 acumulam uma precipitação de 260 mm de chuva, o que minimamente condiz com as condições ocorridas em 96.

Neste trabalho, para o cálculo da estabilidade, fez-se uso da poropressão resultante da simulação de fluxo realizada por Miquetto (2007). Os parâmetros hidráulicos e índices físicos utilizados por ele, e justificados em sua dissertação, estão expostos na Tabela 4.16. Estes parâmetros são necessários para a determinação da curva característica do solo, Eq. (4.4) e (4.5), e da função de permeabilidade saturada, Eq.(4.6) e (4.7), segundo o modelo de Van Genuchten.

Outra consideração importante foi a de que a espessura do solo é constante e igual a dois metros em todo o domínio.

Tabela 4.15 – Precipitação diária utilizada na simulação de fluxo (Miqueletto, 2007).

Dia	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Precipitação (mm)	3	18	90	10	70	50	7	10	5	35	40
Dia	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Precipitação (mm)	75	40	10	5	0	5	0	75	170	90	90

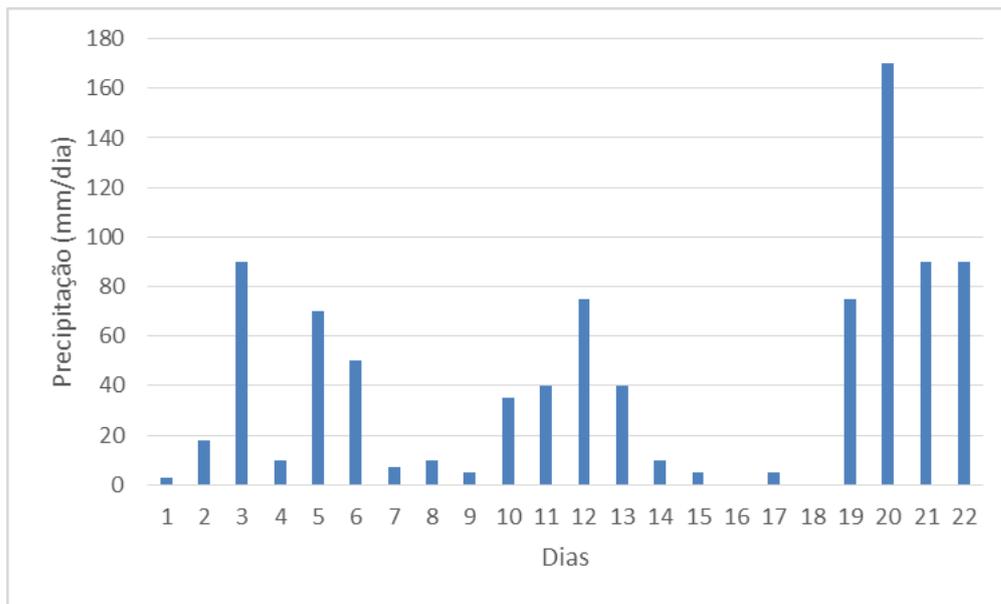


Figura 4.28 – Intensidade de precipitação diária utilizada na simulação (Miqueletto, 2007).

Tabela 4.16 – Parâmetros hidráulicos e índices físicos do solo para bacia do Quitite e Papagaio.

Permeabilidade saturada	K sat	$1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
Umidade volumétrica saturada	$\theta_s$	0.53
Umidade volumétrica residual	$\theta_r$	0.20
Parâmetro empírico da curva característica	$\alpha$	$7 \text{ m}^{-1}$
Parâmetro empírico da curva característica	n	1.68
Massa específica dos sólidos	$\rho_s$	$2.7 \text{ g/cm}^3$
Massa específica da água	$\rho_w$	$1.0 \text{ g/cm}^3$
Porosidade	$n^p$	0.53

As condições de contorno impostas para análise do fluxo subterrâneo foram de contornos impermeáveis para todas as fronteiras, com exceção dos nós do topo

da malha. Neles foi aplicada a condição de contorno atmosférica, assim como foi feito para os nós do topo do talude natural em Oregon do exemplo 4.2.2. Esta condição permite que seja aplicada uma vazão, que será igual a precipitação exposta na Tabela 4.15. No entanto ela assegura que a carga total desses nós não poderá ser maior que a sua elevação, trocando, nesses casos, a condição de contorno para a de carga de pressão nula. A condição inicial foi uniforme em todo o domínio e igual a uma carga de pressão de -0.5 m em todos os nós. Os outros dados de entrada como a tolerância, armazenamento específico e condições para aumento ou diminuição do passo de tempo foram todos iguais ao descrito em 4.2.2, já que foram baseados neste mesmo trabalho de Miqueletto (2007).

A malha, formada por 171018 nós e 281790 elementos prismáticos, foi discretizada em cinco camadas verticais (Figura 4.29). A malha necessária para a análise limite deve ser constituída por elementos hexaédricos de oito nós. Portanto, outra malha foi construída. Nela, a discretização vertical permaneceu a mesma. Três malhas diferentes foram testadas, em que os lados dos elementos variam de tamanho. Na malha mais discretizada, os elementos têm lados de aproximadamente 5 m e na menos refinada, de 15 m. A malha com maior número de elementos totalizou 207305 elementos hexaédricos e 252540 nós.

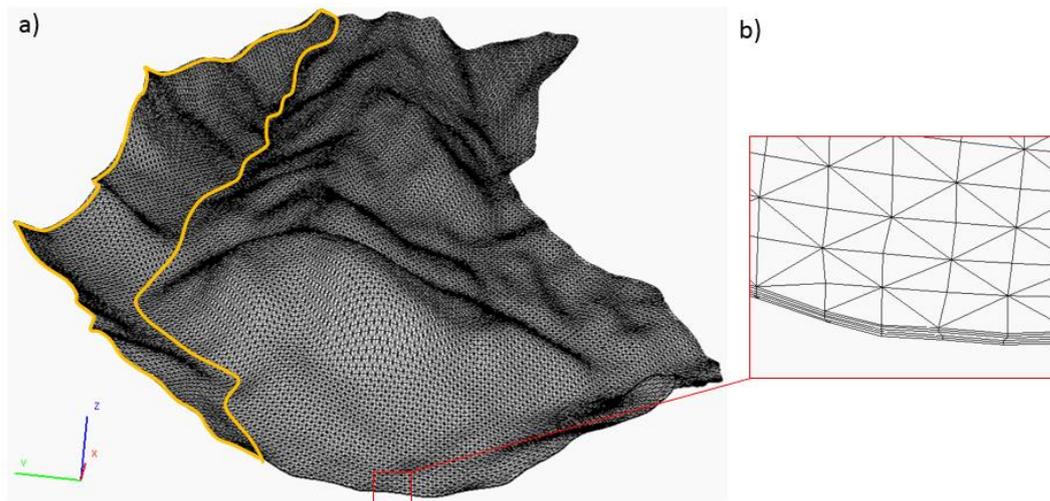


Figura 4.29 – a) Discretização da malha em elementos prismáticos e seu detalhe em b).

Optou-se por analisar a estabilidade apenas do talude mais ao norte da bacia do Quitite. Sua delimitação, em amarelo na Figura 4.29, levou em conta o próprio contorno da bacia já existente ao norte e o talvegue relativo ao rio do Quitite foi

estipulado como limite ao sul. O novo domínio e sua malha mais refinada de elementos hexaédricos podem ser visualizados na Figura 4.30.

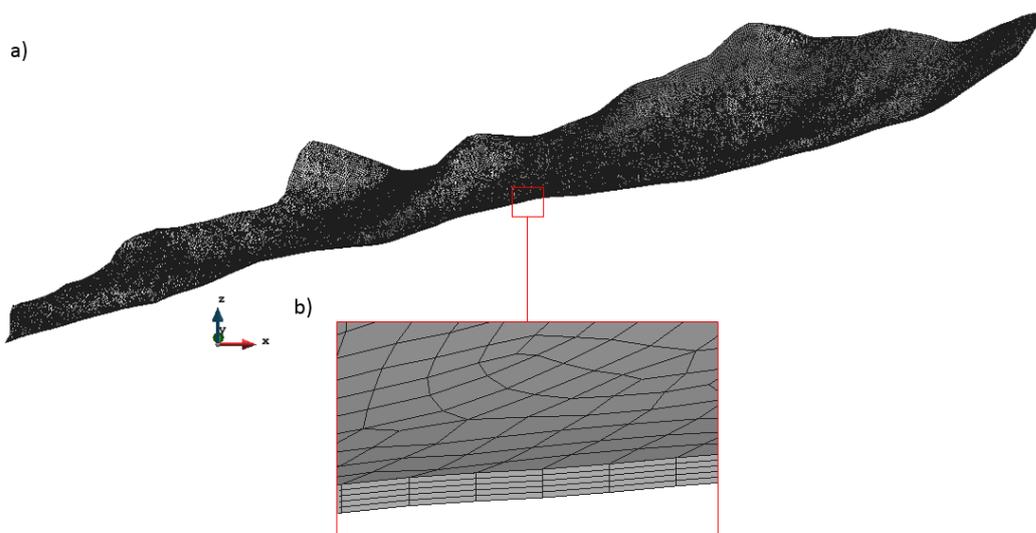


Figura 4.30 – a) Novo domínio para análise de estabilidade e sua malha de elementos hexaédrico, detalhada em b).

As cargas de pressão resultantes da análise de fluxo são nodais. No entanto, para a análise de estabilidade as poropressões são, assim como as tensões, consideradas constantes no elemento. Portanto, se procurou obter a poropressão na malha prismática para todos os pontos correspondentes ao centroide de cada elemento hexaédrico. É preciso para isso ter as coordenadas globais desses centroides para então calcular suas respectivas coordenadas locais referente à malha prismática. Uma vez conhecidas as coordenadas locais, a determinação da poropressão se torna fácil, visto que a poropressão varia linearmente no elemento prismático. A seguir a Figura 4.31 e a Figura 4.32 mostram as poropressões na malha de elementos hexaédricos para dois tempos distintos: após 10 dias e após 20 dias de precipitação. Enquanto em a) se apresentam as poropressões nos elementos do topo do talude, em b) são vistas as pressões na sua base.

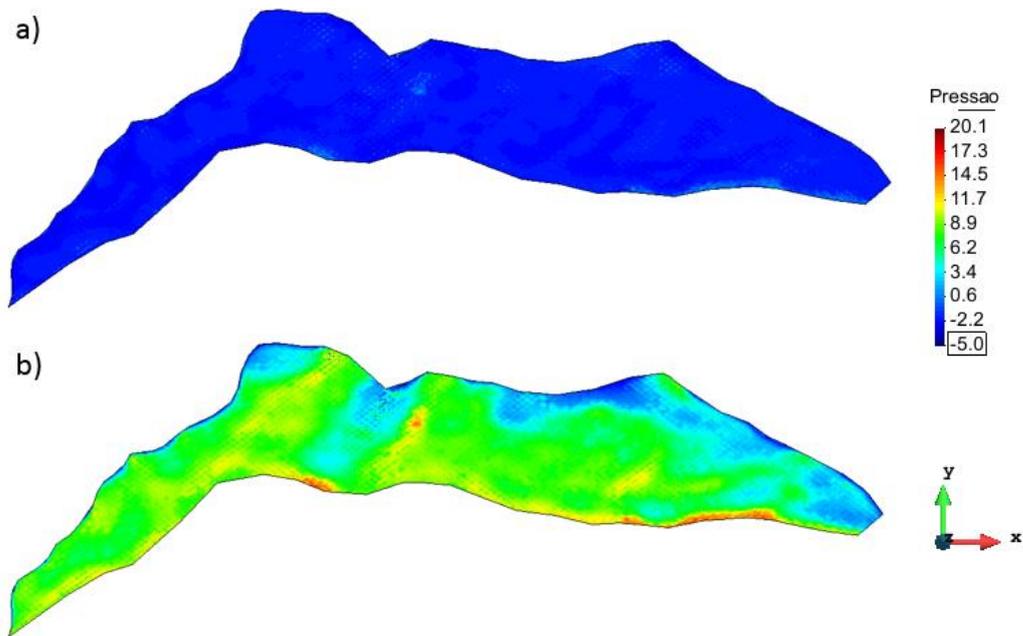


Figura 4.31 – Poropressão (kPa) na malha de elementos hexaédricos a) no topo do talude e b) na sua base após 240 horas de precipitação.

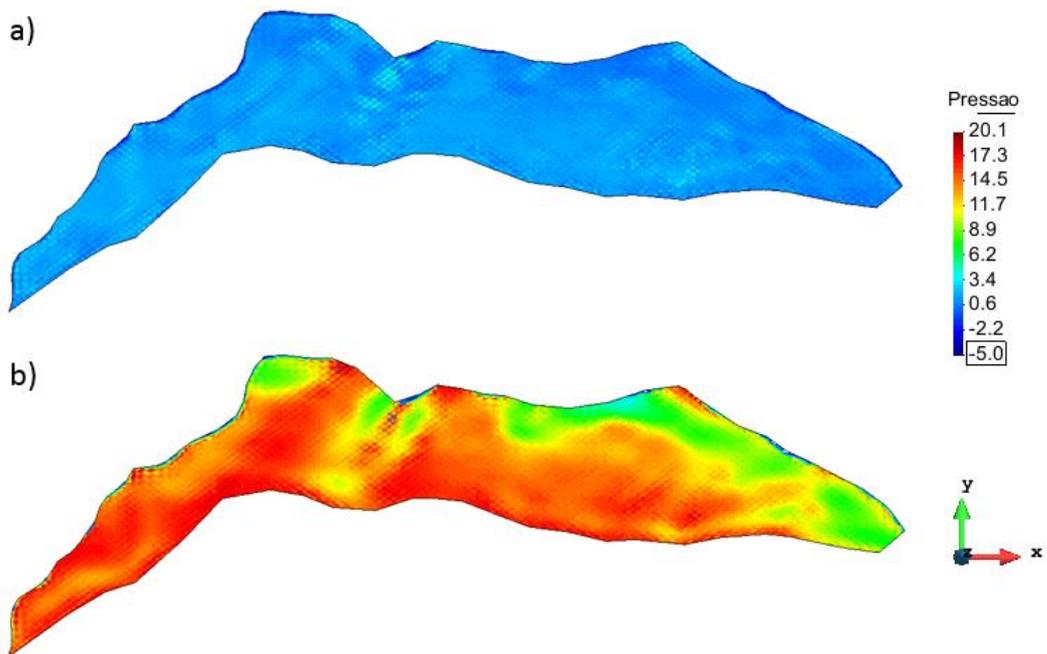


Figura 4.32 – Poropressão (kPa) na malha de elementos hexaédricos a) no topo do talude e b) na sua base após 480 horas de precipitação.

Após 10 dias de precipitação, o topo do talude ainda está majoritariamente não saturado, com sucção igual a aproximadamente 2 kPa. Já na sua base, a maior parte do terreno apresenta uma pressão positiva igual a 9 kPa. Com 20 dias de

precipitação o cenário muda bastante visto que o terreno vai se tornando cada vez mais saturado. A poropressão no topo do talude se aproxima de zero. Em alguns elementos a pressão é até positiva, podendo chegar a 2 kPa. Como já foi dito, a condição de contorno para a análise de fluxo restringe a poropressão nos nós do topo ao valor máximo de zero. No entanto, esses valores positivos se justificam por serem valores referentes ao centroide do elemento hexaédrico e por isso, não devem ser limitados a zero.

Na base do talude, no tempo de 480 horas a pressão também aumenta, principalmente nas áreas menos inclinadas. Nessas áreas o valor de poropressão médio é de 15 kPa.

Os parâmetros de resistência do critério de Mohr Coulomb foram os mesmos que os utilizados por Miqueletto em sua análise de susceptibilidade a deslizamentos rasos na região e estão apresentados na Tabela 4.17. Os parâmetros do critério de Drucker-Prager,  $\alpha$  e  $k$ , foram relacionados aos previamente propostos através das Eq.(2.22) e Eq.(2.23), ou seja, através do meridiano compressivo.

Tabela 4.17 - Parâmetros de resistência do solo para talude da bacia do Quitite.

Coesão ( $c'$ )	Ângulo de atrito ( $\varphi'$ )	$\varphi^b$
4 kPa	45°	20°

O peso natural específico do material variou de acordo com a sua saturação como determina a Eq.(4.9):

$$\gamma_n = \frac{\rho_s/\rho_w + S \cdot e}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (4.9)$$

$S$  [-] é o grau de saturação, as massas específicas,  $\rho_s$  e  $\rho_w$  foram definidas na Tabela 4.12, assim como seus valores.  $\gamma_w$  [ $ML^{-2}T^{-2}$ ] é o peso específico da água e  $e$  [-] é o índice de vazios do solo.

O ângulo  $\varphi^b$ , no entanto, foi considerado constante, independente da saturação do elemento.

Todos os contornos estão fixos nas três direções com exceção da face do topo do talude. Fez-se uso da formulação cujas equações de igualdade são colocadas como exposto nas Eqs.(3.31). O efeito da poropressão foi considerado como descrito no item 3.5.2. A magnitude da força de corpo horizontal fictícia foi estimada em  $1\text{ kN/m}^3$  e orientada para fora do talude, na direção contrária ao eixo  $y$

(0, -1, 0). Além disso, outro dado de entrada necessário é a tolerância para convergência do método de Newton visando à obtenção do fator de segurança, que foi admitida como sendo de  $10^{-3}$ .

O fator de segurança e o mecanismo de colapso foram calculados para toda a região em três instantes diferentes: na condição inicial da análise de fluxo, após 10 dias de precipitação e após 20 dias. Para cada situação dessas também foi calculado o fator de segurança considerando o talude como se fosse um talude infinito, como descrevem a Eq.(4.2) ou a Eq.(4.3). Por isso, foi necessário determinar a inclinação de uma seção transversal da área rompida. A mesma seção foi usada para comparar os três tempos analisados. A altura de solo nesta seção é de 2 m e a sua inclinação é de  $58.65^\circ$ . Estes são os dados adicionais necessários para o cálculo do FS segundo a Eq.(4.2).

Para a condição inicial em que todo o talude está submetido a uma sucção de 4.9 kPa (0.5 m), o fator de segurança obtido através da análise limite foi de 1.14 em um tempo total de processamento de 1 hora e 10 minutos. O mecanismo de colapso nesta condição pode ser visualizado na Figura 4.33. A área de ruptura é de aproximadamente 7000 m<sup>2</sup>.

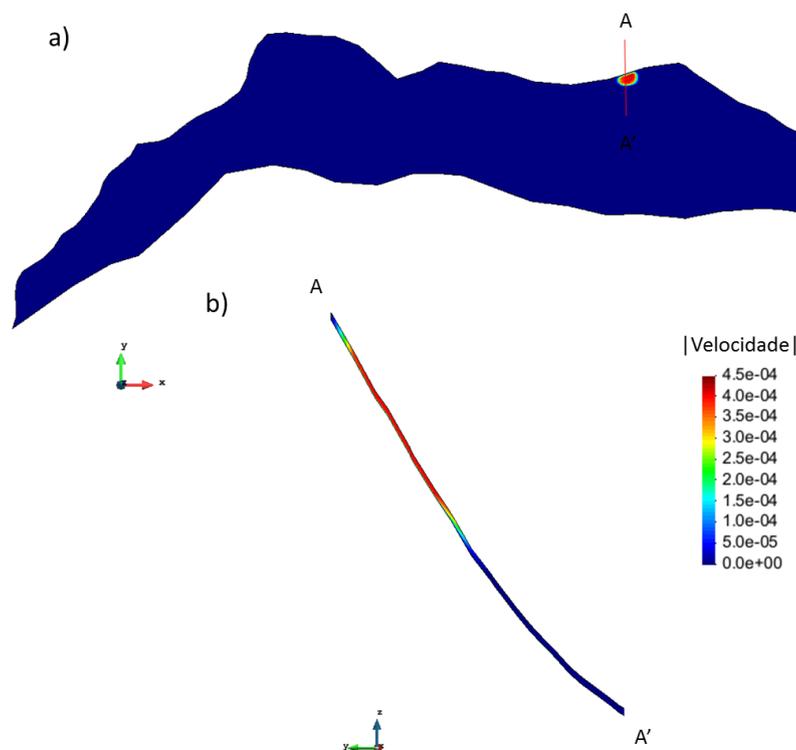


Figura 4.33 – Para a condição inicial: a) visão de planta e b) seção A-A' do mecanismo de colapso.

Após 10 dias de chuva a análise limite acusou maior instabilidade aproximadamente na mesma área identificada na Figura 4.33. No entanto, o FS encontrado foi menor (FS = 0.99), como era de se esperar. Isto porque o solo apresenta um menor valor de sucção, a coesão aparente também diminuiu, tornando o solo menos resistente. Tanto o mecanismo de colapso obtido neste tempo quanto a poropressão em uma seção dessa área instável podem ser visualizados na Figura 4.34.

Seguindo o mesmo padrão, a Figura 4.35 mostra o mecanismo de colapso obtido após 20h de precipitação. Esse mecanismo pode ser visto em planta ou em corte, onde também estão impressas as poropressões. Neste corte, pode-se perceber que as poropressões se tornaram positivas. Portanto, o cálculo do FS considerando o talude como infinito será agora baseado na Eq.(4.3). Este FS calculado permanece sendo menor do que o fator de segurança determinado pela análise limite, o que fisicamente pode ser explicado. Como esta análise limite considera o talude tridimensionalmente, então há uma maior resistência lateral, que não é levada em conta em problemas bidimensionais, como é o caso das hipóteses do talude infinito. Esta questão também foi abordada no item 4.2.2.

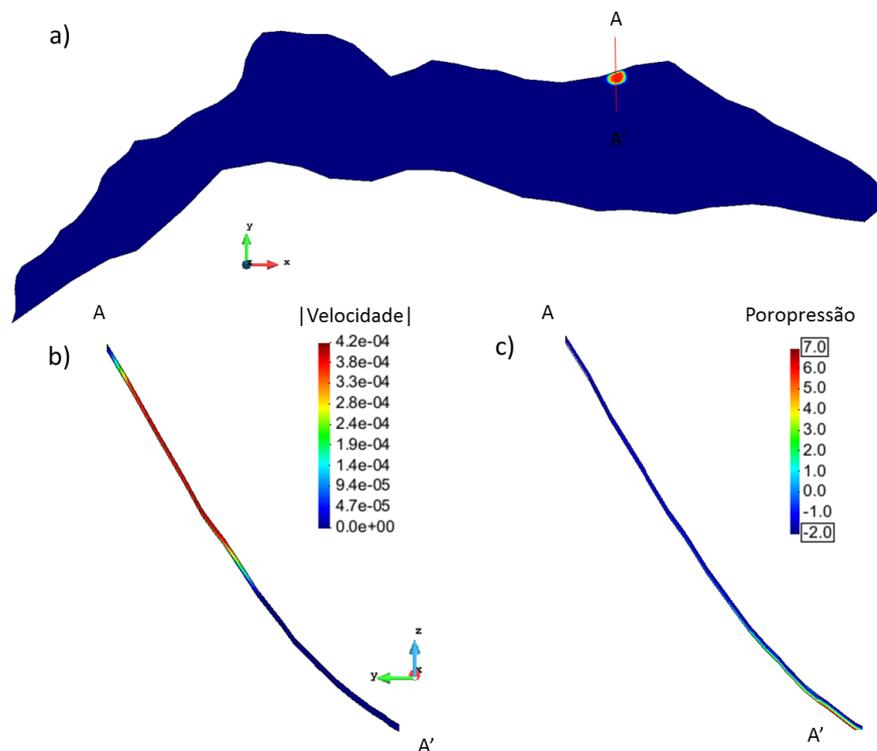


Figura 4.34 – Para o tempo de 10 dias: a) visão de planta e b) seção A-A' do mecanismo de colapso e c) poropressão (kPa) na seção A-A'.

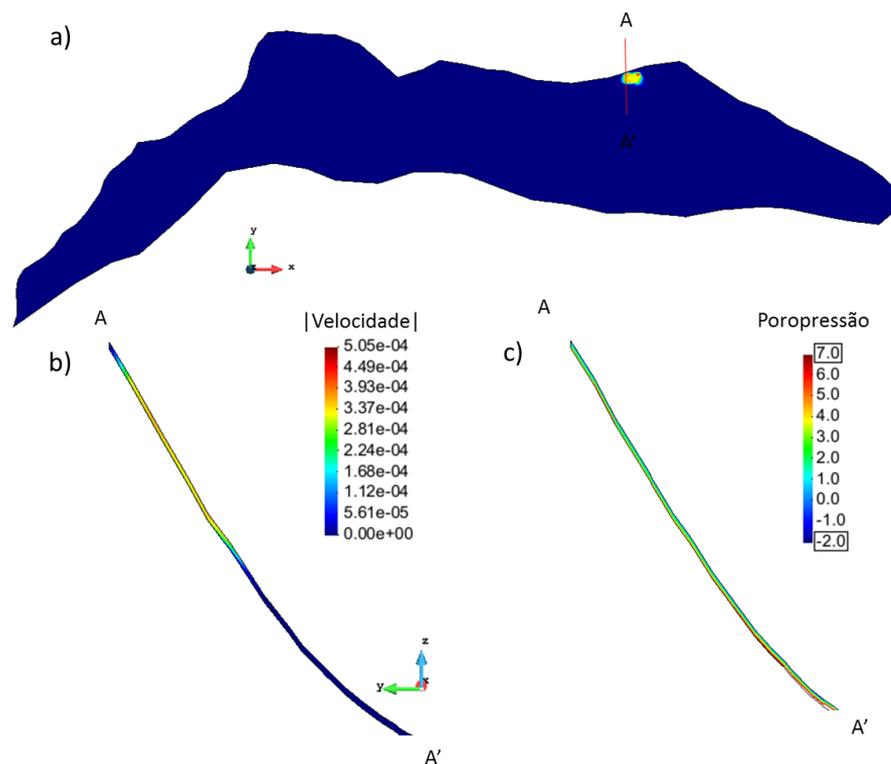


Figura 4.35 – Para o tempo de 20 dias: a) visão de planta e b) seção A-A' do mecanismo de colapso e c) poropressão (kPa) na seção A-A'.

A seguir, a Tabela 4.18 além de resumir todos os resultados obtidos e compará-los, também identifica o valor da poropressão na superfície de ruptura. Este valor de poropressão é necessário no cálculo do FS segundo o equilíbrio limite. Vale lembrar que, nesta tabela, valores positivos de poropressão referem-se a condições saturadas do solo.

Tabela 4.18 - Resultados da análise limite para a encosta do Quitite.

Exemplo	Poropressão (kPa)	FS - análise limite	FS – Equilíbrio limite	Diferença percentual	Tempo total da análise limite
Condição inicial	-4.9	1.14	1.02	12%	1h 10min
T = 10 dias	-2	0.99	0.95	4%	1h 15min
T = 20 dias	5	0.61	0.55	11%	1h 2min

A diferença percentual entre os resultados, como mostra a Tabela 4.18, é considerada pequena, pois variou de 4% a 12%. Se a técnica do talude infinito prevê

tão bem o fator de segurança, porque fazer uso de outro método? Realmente, esta pergunta parece válida já que neste caso a técnica do talude infinito pareceu ser suficiente. No entanto, nem sempre este será o caso, já que configurações mais complexas exigirão análises que levem em consideração os efeitos tridimensionais do problema. Ter considerado a espessura do solo constante, por exemplo, pode ter sido a causa da análise por talude infinito ser satisfatória nesta análise.

A dissertação de Miqueletto (2007) faz uso dessa técnica para cada elemento da malha. Assim, ele cria um mapa do fator de segurança em toda a bacia. Comparado aos resultados obtidos por Miqueletto, que pode ser visualizado nas figuras a seguir (Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38), os fatores de segurança previamente encontrados para a região ficaram todos acima do calculado por ele. Para os três tempos considerados os fatores de segurança médios segundo a análise de Miqueletto, na região de ruptura identificada pela análise limite foram, respectivamente 0.72, 0.55 e 0.35.

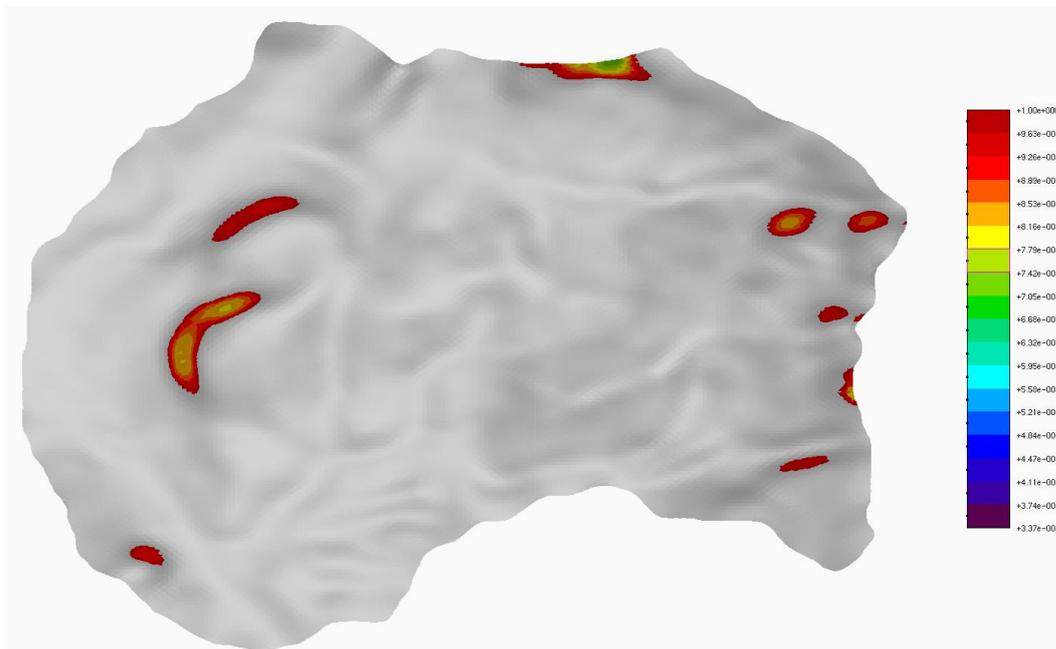


Figura 4.36 – Para a condição inicial: fator de segurança para as bacias do Quitite e Papagaio por Miqueletto (2007).

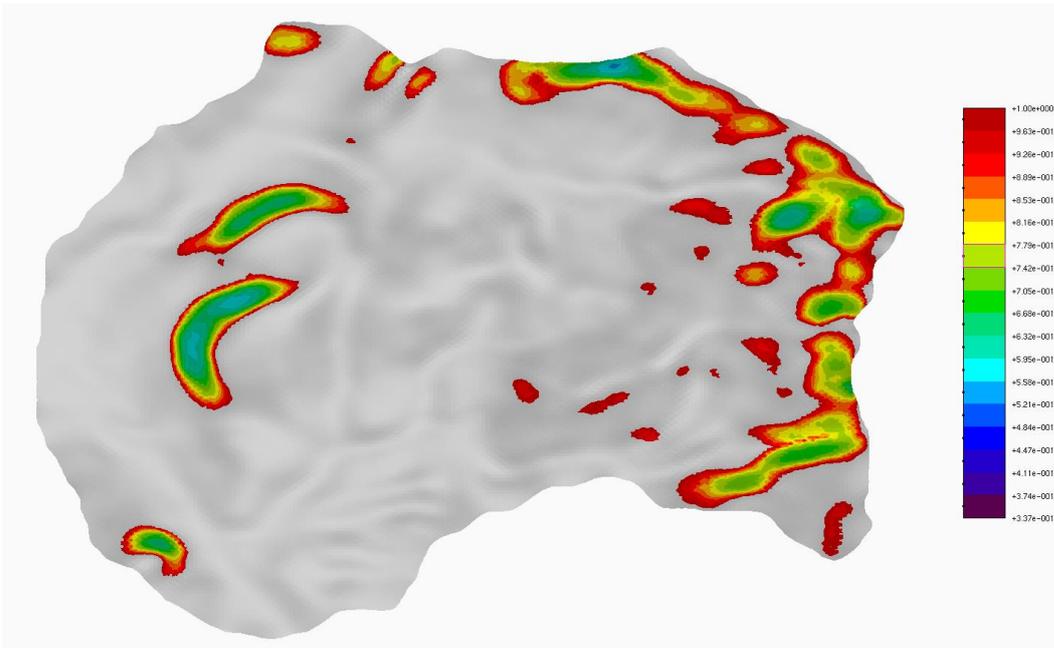


Figura 4.37 - Para o tempo de 10 dias: fator de segurança para as bacias do Quitite e Papagaio por Miqueletto (2007).

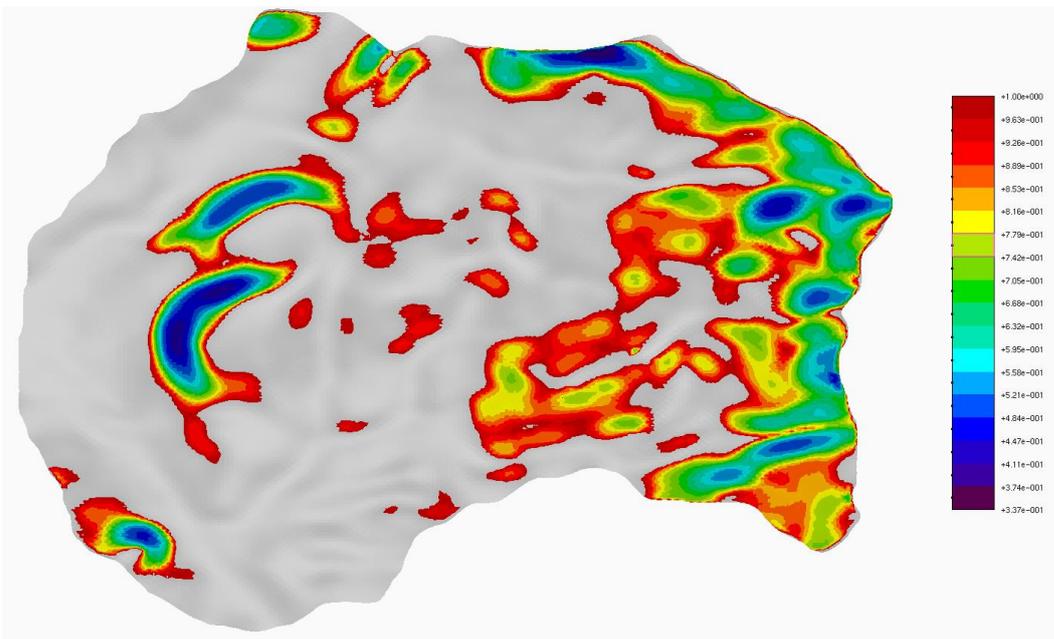


Figura 4.38 – Para o tempo de 20 dias: fator de segurança para as bacias do Quitite e Papagaio por Miqueletto (2007).

Mesmo assim, pode-se perceber uma convergência de resultados, visto que a área mais crítica assinalada nos estudos de Miqueletto coincide com a região de ruptura delimitada pela análise limite.

Apesar de gerar resultados plausíveis, a análise limite não se mostrou uma ferramenta eficiente para averiguar possíveis regiões susceptíveis a deslizamentos em problemas de grande escala. Isto porque apenas uma região é detectada como a mais instável. Ao contrário do programa do Miqueletto, este não gera um mapa de regiões em risco e sim identifica a área de maior risco. Uma possível solução para contornar esta desvantagem seria a de realizar sucessivas análises. Em cada nova análise de estabilidade, os nós que fazem parte do mecanismo de colapso na análise anterior seriam restringidos de movimentação nas três direções.

A principal desvantagem desse procedimento seria o tempo de processamento. Como cada análise demora em média 1 hora, pode-se prever que se for desejada obter a localização das quatro áreas mais críticas, então o mais provável é que o tempo total de análise seja de 4 horas.

Como exemplo deste método proposto, restringiu-se a velocidade da região que rompe no tempo 20 horas. Obteve-se, então, um outro mecanismo de colapso na área ao lado da previamente rompida. O fator de segurança da área é um pouco maior do que o anteriormente calculado (como já era de se esperar) e igual a 0.64. Esta última análise durou 43 minutos e seu mecanismo de ruptura pode ser visualizado na Figura 4.39.

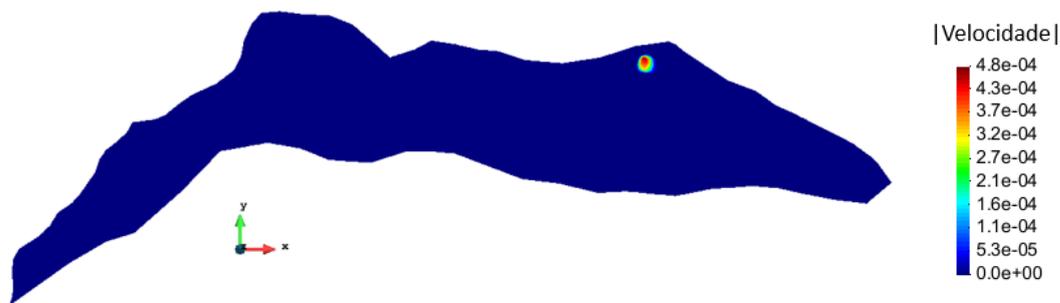


Figura 4.39 – Para o tempo de 20 dias: visão de planta do mecanismo de colapso, após restringir movimentação dos nós rompidos na análise anterior.

Este pequeno exemplo indica que se este procedimento fosse realizado diversas vezes, a cada nova simulação uma outra área apareceria como instável. Este exemplo também nos faz supor que o fator de segurança calculado será cada vez maior, para cada nova simulação e identificação de uma nova área rompida. Apesar de aparentemente válido, esta técnica, da maneira como é realizada, ainda demanda muito tempo. Mesmo assim, a análise limite é uma ferramenta vantajosa,

já que permite analisar todo tipo de situação, principalmente aquelas em que análises mais simplificadas, como é o caso do talude infinito, ou bidimensionais são insuficientes para se simular o fenômeno desejado. Ela também se mostra essencial para analisar com mais detalhes uma região de uma bacia hidrográfica, considerada como mais susceptível a instabilidades por métodos mais simplificados, como o método proposto por Miqueletto (2007).