

## **5**

### **Análise de Estabilidade**

Neste capítulo são apresentados os resultados dos estudos realizados visando avaliar fatores de segurança associados ao AMG considerando uma condição hipotética de geometria final de encerramento do mesmo em 2012. Os estudos efetuados compreendem duas partes distintas. A primeira se refere ao desenvolvimento de um modelo geomecânico para a área considerada. A segunda compreende a determinação de fatores de segurança para as condições analisadas, levando-se em conta o modelo idealizado. Saídas gráficas do contido neste capítulo encontram-se incluídas no anexo III.

#### **5.1.**

##### **Modelo geomecânico**

O modelo geomecânico é representado pela produção, análise e interpretação do conjunto de informações coletadas, que posteriormente são empregadas no cálculo do fator de segurança. Cada informação coletada corresponde ao tipo e método de análise de estabilidade elegido. Três grupos abrangem este item: geometria e estratigrafia, condições de poro-pressão, e parâmetros geotécnicos (resistência e deformabilidade).

##### **5.1.1.**

###### **Geometria e estratigrafia**

A geometria do AMG varia continuamente em função da massa de resíduos que lá chega ou que se preveja que possa lá chegar, e de alternativas de disposição pré-definidas considerando diferentes condições de contorno ambientais e operacionais. Tomando como base dados da topografia do aterro de dezembro de 2009, assume-se, nesta dissertação, uma geometria final, envolvendo uma cota máxima de 60m a ocorrer em 2012. Visando uma simulação das condições de enchimento do aterro, uma seqüência de configurações geométricas, válidas para os anos de 2010, 2011 e 2012 foi adotada.

Duas seções do AMG foram analisadas no presente estudo: a seção 04, localizada na aba norte do aterro em local considerado mais estável devido à menor espessura da camada de argila ali presente, e a seção 16, localizada na aba sul, *à priori* considerada mais problemática devido às elevadas espessuras de argila mole presentes na fundação da área do aterro.

Na Figura 5.1 são apresentadas as geometrias projetadas para 2012 em ambas as seções. A Figura 5.2 mostra a sequência de carregamentos assumida para configurar o preenchimento até o ano de 2012 tanto nesta seção 16 quanto na seção 04.

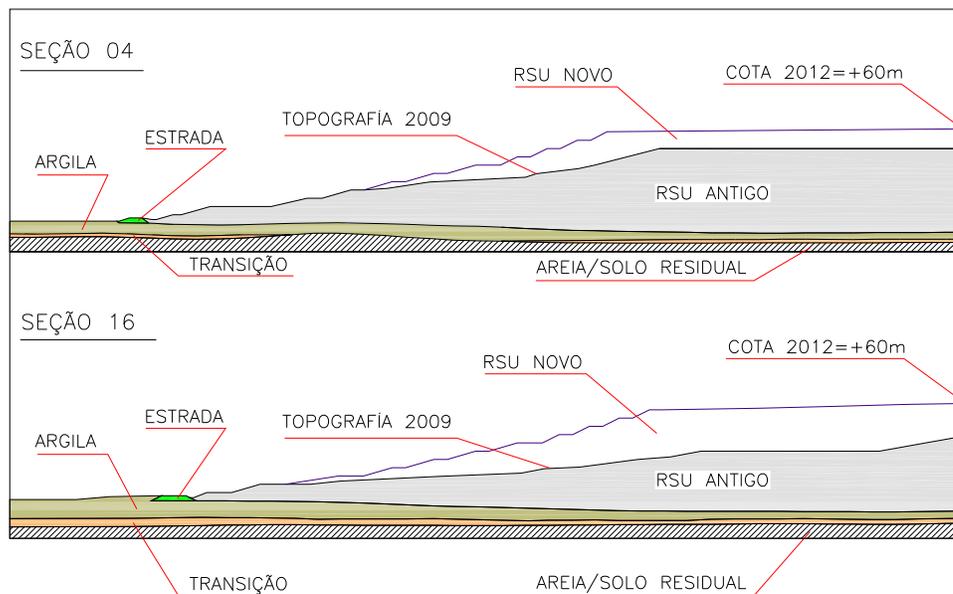


Figura 5.1: Geometria projetada na Seção 04 e Seção 16, ano 2012.

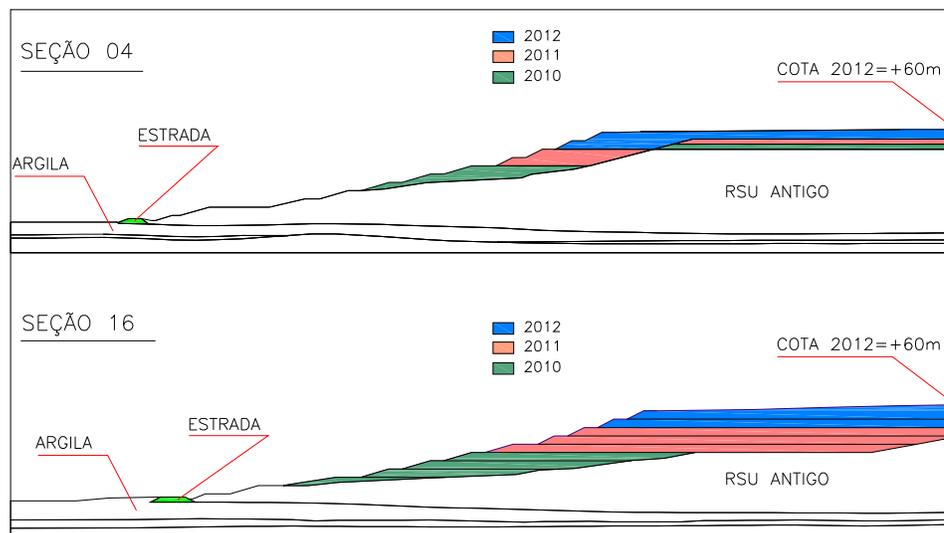


Figura 5.2: Aterramento suposto do RSU na Seção 04 e Seção 16, ano 2010 até 2012.

A estratigrafia da fundação do aterro foi obtida das investigações de campo realizadas entre 1992 e 2009, desenvolvida no item 3.3. Na Figura 5.1 se apresenta a distribuição da estratigrafia nas seções 4 e 16. Nesta figura, a camada nomeada “argila” corresponde à argila *A* e a camada de “transição” corresponde à camada da argila *B*, mais o solo de transição (nas modelagens que se seguem se vai supor que o solo de transição possui as mesmas características da argila *B*). A areia/solo residual constitui a última camada (inferior), e envolve materiais permeáveis, resistentes e de baixa compressibilidade.

### 5.1.2. Poro-pressão

A poro-pressão nos materiais do depósito do AMG é conhecida razoavelmente. No caso da argila fora da área do aterro a poro-pressão é encontrada pelas medidas dos piezômetros duplos lá instalados e, no RSU, pelos piezômetros instalados no interior do aterro. A poro-pressão na argila localizada na área carregada não é conhecida totalmente. Nas análises de estabilidade executadas considera-se que no **início do ano de 2009 o fluxo é estacionário**, e que o excesso de poro-pressão para anos posteriores é gerado pelos carregamentos sucessivos do RSU até chegar à geometria estabelecida.

Para obter as poro-pressões geradas no modelo de fluxo estacionário, precisa-se conhecer os valores da permeabilidade dos materiais envolvidos. No caso, o valor da permeabilidade na argila é conhecido pelos ensaios de laboratório realizados e as curvas de permeabilidade e tensão efetiva do Capítulo 4. Os valores de permeabilidade das camadas do RSU e areia/solo residual são desconhecidos. Para contornar este problema, foram efetuadas análises de fluxo variando os valores de permeabilidade do RSU e Areia/solo residual. Para tal usou-se as seções 03 e 14 onde se tem piezômetros dispostos em linha.

Nestas análises, os valores de permeabilidade deveriam satisfazer à exigência principal de reproduzir uma condição de **carga hidráulica maior no topo do que na base da camada de argila ao longo de uma mesma linha vertical** localizada no pé do aterro, onde se tem informação piezométrica. Esta condição foi atingida para os valores de permeabilidade apresentados na Tabela 5.1. Nas análises realizadas o valor da permeabilidade das argilas *A* e *B* foram tomados como constantes.

A Figura 5.3 mostra um exemplo do comportamento do fluxo no pé do aterro. Se a permeabilidade do RSU fosse maior que a da fundação, a carga hidráulica alcançaria um valor maior na base que no topo, contrariando os dados piezométricos.

Tabela 5.1: Calibração da Permeabilidade

Parâmetro	RSU		Argila-A	Argila-B	Areia/Solo residual	
	Seção 03	Seção 14			Seção 03	Seção 14
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,5	10,5	13	14	20	20
k (m/s)	$1 \times 10^{-7}$	$3 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-8}$	$2 \times 10^{-5}$	$9 \times 10^{-6}$

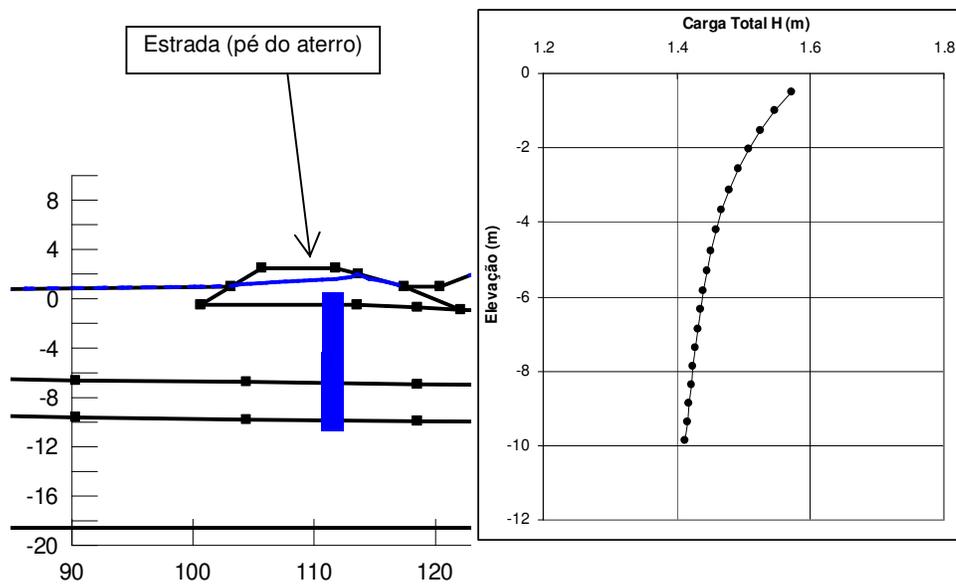


Figura 5.3: Variação da carga hidráulica total na profundidade, pé do aterro seção 14.

### 5.1.3.

#### Parâmetros geotécnicos

Os valores dos parâmetros geotécnicos (resistência e compressibilidade) adotados são apresentados neste item. Os parâmetros avaliados correspondem à argila. No caso do RSU, os parâmetros de resistência foram obtidos de retro-análises de movimentos que ocorreram no AMG entre outubro de 2008 e janeiro de 2010.

### Parâmetros obtidos nos ensaios de campo e laboratório

O conjunto de parâmetros geotécnicos obtidos para a argila é apresentado na Tabela 5.2. Esta tabela também inclui os parâmetros dos materiais aterro e areia/solo residual.

Tabela 5.2: Parâmetros geotécnicos do AMG.

Parâmetro	Aterro (estrada)	Argila A	Argila-B	Areia/solo residual
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	13	14	20
$e_o$	---	1,5-3,0	0,7-1,5	---
E (kN/m <sup>2</sup> )	10000	---	---	50000
$\lambda$	---	1,5363	1,1609	---
$\kappa$	---	0,1602	0,0801	---
K (m/s)	$1 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-8}$	$9 \times 10^{-6}$
$\phi$ (°)	30	25	25	---
C (kN/m <sup>2</sup> )	10	0,0	0,0	---
OCR	---	1,0	1,0	---
$K_o$	0,500	0,577	0,577	0,50
$\nu = K_o / (1 + K_o)$	0,333	0,366	0,366	0,333
$S_u / \sigma'_{v}$	---	0,227	0,300	---

No caso da argila, os parâmetros obtidos satisfazem o modelo Cam Clay Modificado nas análises em tensão deformação, sendo que o parâmetro de compressibilidade, encontrado em laboratório, é corrigido pelo efeito do amolgamento. No caso das análises tipo não drenada pelo método de equilíbrio limite usou-se na argila o modelo Shansep. As retro-análises foram realizadas empregando-se resultados dos ensaios de palheta, com  $FC=0,62$ .

Para o solo de transição empregou-se os mesmos valores da camada de argila B. Tal hipótese foi feita tendo em vista ser a camada de transição pequena e por ser, a mesma, conservadora.

Análises prévias mostraram que a superfície de ruptura foi sempre na camada de solo A, solo que apresenta menor resistência.

A Tabela 5.2 mostra o módulo de elasticidade da areia/solo de transição e do aterro da estrada (na borda do aterro) assumidos. Tais módulos são maiores que os considerados para a argila e o RSU, definidos, respectivamente, a partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados e de dados oriundos da literatura.

### **Parâmetros obtidos com a retro-análise (RSU)**

As características de resistência e compressibilidade foram razoavelmente conhecidas para a argila do AMG, no entanto o material do RSU não foi investigado com ensaios laboratoriais ou em ensaios na escala de campo. Empregou-se retro-análises no local (Figuras 5.4 a 5.8) para encontrar os parâmetros de resistência do RSU, com as hipóteses a seguir:

- A geometria na retro-análise foi obtida da topografia realizada na data mais próxima ao movimento acontecido;
- As condições de fluxo iniciais foram geradas considerando regime estacionário. Para definir a carga hidráulica representativa do escorregamento foram utilizados dados dos piezômetros instalados no AMG após junho do ano 2009;
- A localização da superfície de ruptura na crista do movimento deve ser próxima à zona de trincamento observada no campo, causada pelo movimento da massa aterrada;
- O método de equilíbrio limite rigoroso foi empregado no cálculo do fator de segurança, na condição não drenada para a argila e na condição drenada para o RSU. A superfície de ruptura foi obtida com o método de procura otimizada do Geostudio 2007.

O fator de segurança na retro-análise é unitário na condição de ruptura. Para a argila, considerou-se que a resistência nas retro-análises fora proporcionada pelos ensaios da palheta.

## Retro-análise 1:

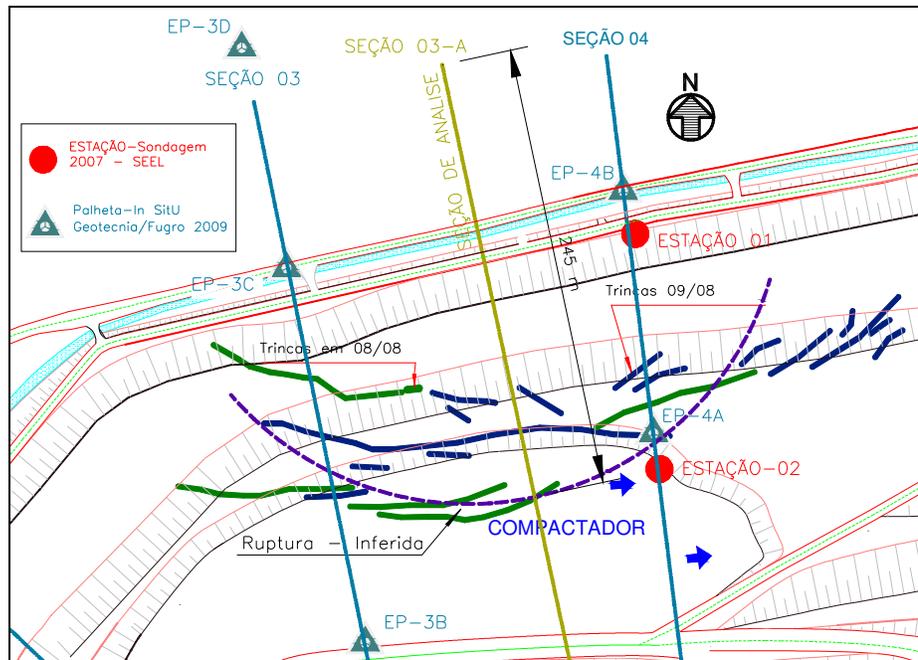


Figura 5.4: Seção de análise 03 A-A 12/10/2008, topografia de 30/09/2008.

## Retro-análise 2:

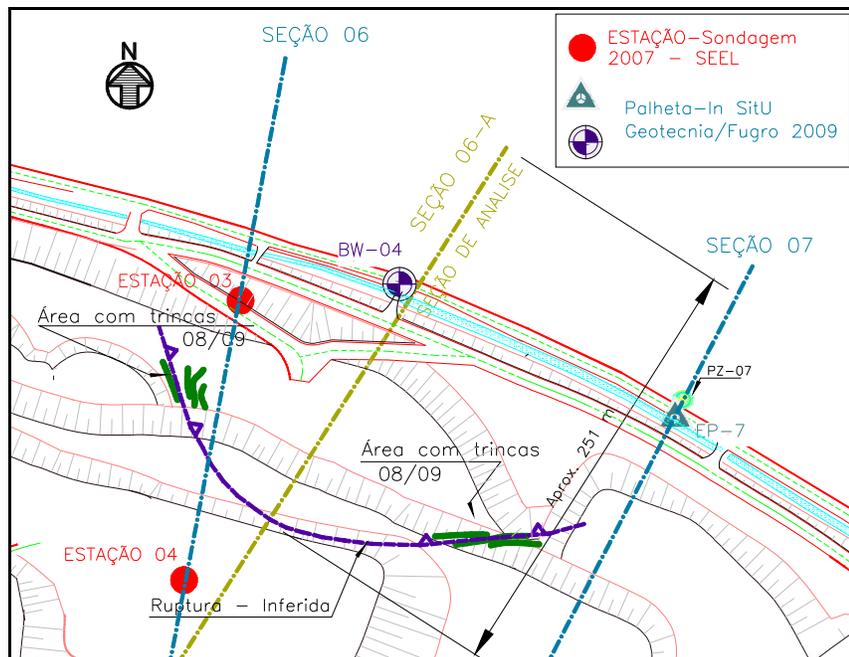


Figura 5.5: Seção de análise 06-A-A 17/08/2009, topografia de 17/08/2009.

*Retro-análise 3:*

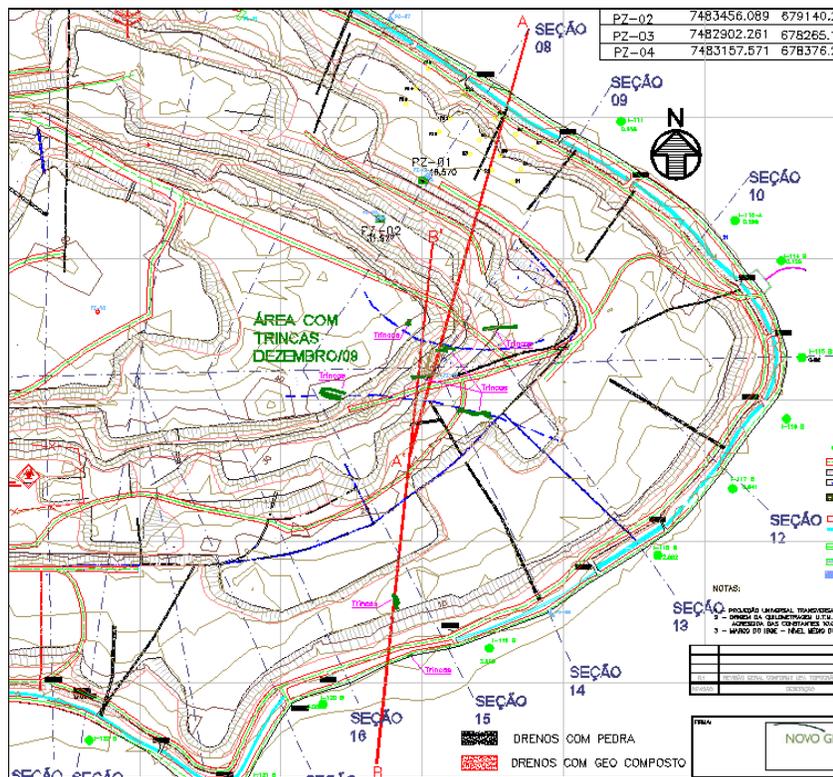


Figura 5.6: Seções de análises, A-A Aba Norte, B-B Aba sul, Dezembro 2009, topografia de 30/11/2009.

*Retro-análise 4:*

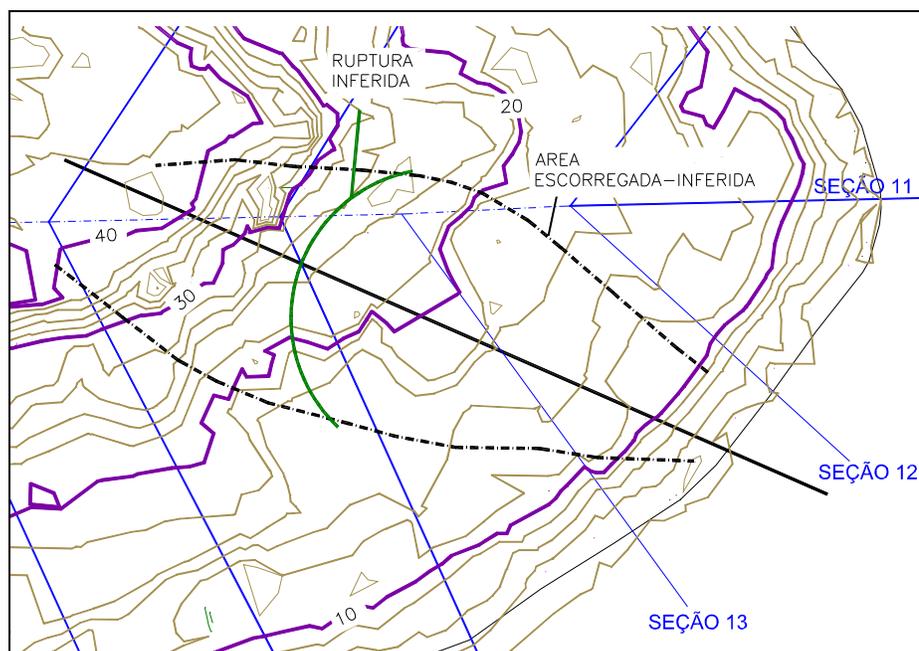


Figura 5.7: Seção de análise, A-A Aba sul Janeiro 2010, topografia de 30/11/2009.



Figura 5.8: Provável escorregamento entre as seções 12 e 15 (retro-análise 4), 2010.

### Seleção dos parâmetros.

#### *Argila e materiais complementares (transição e areia/solo residual)*

A definição dos parâmetros das argilas *A* e *B* (o solo de transição tem os mesmos parâmetros da argila *B*), areia/solo residual são disponibilizados na Tabela 5.2. As camadas de argila e solo de transição foram divididas em 4 setores em função de seus **índices de vazios**. **Assumiu-se, entretanto, que as mesmas apresentam** as mesmas propriedades de compressibilidade e ângulo de atrito.

#### *RSU (Resíduo sólido urbano)*

A importância dos parâmetros geotécnicos do RSU aumenta com o acréscimo de volume no AMG, e ao se verificar que a superfície potencial de ruptura não se encontra, em sua totalidade, na argila. Uma importante parcela da mesma encontra-se no RSU (acima e em baixo do nível do chorume).

Carvalho (1999) realizou vários tipos de provas, entre elas, os ensaios de compressão triaxial até 200mm de diâmetro do corpo de prova em amostras saturadas. Carvalho obteve parâmetros de coesão na faixa de 18 a 78 kPa e ângulos de atrito de 18° a 23° respectivamente para deformações de 10% até 25%, a níveis de tensão efetiva de confinamento de 100 a 400 kPa em RSU que teve um grau de biodegradação (M.O) elevado. Carvalho relata que a matéria orgânica não interfere em seus resultados. Outro ponto apresentado em seus resultados foi a curva de endurecimento num gráfico resistência desviadora vs deformação axial.

Valores da literatura obtidos por Singh *et. al.* (2009) na Figura 5.9, incluem ensaios de cisalhamento de grandes dimensões (cisalhamento direto e cisalhamento simples). Os mesmos mostram que o RSU tem coesão, e nos ensaios de compressão triaxial de grandes dimensões a coesão é 0 a 17 kPa. Estes valores são menores que os obtidos por Carvalho (1999).

Referência	Parâmetros de resistência ao cisalhamento		Metodo de estimação
	C' (kPa)	$\phi'$ (°)	
Caicedo et al. (2002)	67	23	DS Grande, pressão do psicômetro
Cowland et al. (1993)	10	25	Retro-análise de cortes em trincheras profundas de resíduos
Edinçiler et al. (1996)	27	42	DS
Eid et al. (2000)	25	42	DS
Gabr e Valero (1995)	17	34	CIU pequeno (valores a 20% da deformação axial)
Grisolia et al. (1995)	2-3	15-20	Triaxial grande (a 10%-15% da deformação axial)
Grisolia et al. (1995)	10	30-40	Triaxial grande (a 10%-15% da deformação axial)
Harris et al. (2006)	9-14	20-29	DSS, DS, CIU grande
Houston et al. (1995)	5	33-35	DS grande sobre amostras não amolgadas
Jessberger et al. (1995)	0	31-49	Ambos triaxial grande e pequeno
Kavazanjian et al. (1995)	24	0	Retro-análise; para tensões normais até 30 kPa
Kavazanjian et al. (1995)	0	30	Retro-análise; para tensões normais maiores que 30 kPa
Landva e Clark (1986)	10-23	24-42	DS; resíduos de varios aterros sanitarios de Canada
Landva e Clark (1990)	0-23	24-41	DS
Mahler e De Lamare Netto (2003)	2,5-4	21-36	DS
Mazzucato et al. (1999)	43	31	DS Grande
Pelkey et al. (2001)	0	26-29	DS Grande
Siegel et al. (1990)	0	39-53	DS; a 10% do deslocamento de corte
Stoll (1971)	0	24-42	Triaxial pequeno
Vilar e Carvalho (2002)	39,2	29	A conteúdo natural de agua (20% de deformação)
Vilar e Carvalho (2002)	60,7	23	Amostras saturadas (20% de deformação)
Whithiam et al. (1995)	10	30	DS Grande
Zekkos et al. (2006)	0	36-41	Triaxial; tensão de confinamento 200 kPa
Zwanenburg et al. (2007)	0	35-37	Triaxial grande
Média	16	31	
desviação estandar	18	9	
Nota: DS, Ensaio de cisalhamento direto; DSS, ensaio de cisalhamento direto simple; CIU, ensaio isotropicamente adensado não drenado			

Figura 5.9: Parâmetros de resistência da literatura, de Singh *et. al.* (2009).

Na mesma Tabela 5.2 Singh *et al.* (2009) mostram resultados de retro-análises indicando valores de coesão de 10 kPa e  $\phi=25^\circ$ . Kavazanjian *et al.* (1995) apresentam valores de  $C=0$  kPa e  $\phi=30^\circ$ ,  $C=24$  kPa e  $\phi=0^\circ$  para tensões efetivas maiores e menores que 30kPa respectivamente, ou seja, um comportamento drenado e não drenado. A Figura 5.9 não introduz a variável do envelhecimento no resíduo, que certamente diminui o atrito e aumenta a coesão.

Stark *et al* (2000) na retro-análise do aterro sanitário de Ohio – USA emprega parâmetros do RSU de  $\phi'=35^\circ$  e  $C'=40$  kPa. O autor relata a forma translacional do escorregamento e uma superfície de ruptura poligonal, e aponta como a principal causa da ruptura ao efeito da mobilização da resistência pós-pico do solo natural. No AMG, vários estudos de análises de estabilidade foram realizados. Os parâmetros do RSU utilizados são mostrados na Tabela 5.3, modificada de de Campos (2009) e acrescentada com a análise realizada no ano 2010 por Golder Associates. O valor da coesão é muito variável. Ao longo da informação recolhida é aceito o conceito de que o depósito do AMG tem um valor considerável de coesão, devido à ocorrência de um reforço de ancoragem ou reforço tipo fibra na massa aterrada, sendo este último o mais provável.

Tabela 5.3: Parâmetros geotécnicos do RSU nos projetos de estabilidade do AMG, modificado de Campos (2009).

Parâmetro	Geoprojetos (2001)	LPS (2007)	Fral (2008)	SCS (2008)	GOLDER (2010)
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	11,5 a 12,0	10,5	10,5	10,5	10,5
$\phi$ (°)	25	25	28	30	28
C (kN/m <sup>2</sup> )	0	2	40	9,6	40

As retro-análises realizadas 1 (seção 03 A-A), 2 (seção 06 A-A) e 3 seção A-A) foram as mais representativas das quatro analisadas, devido a que se tem maior certeza da pouca influencia das poro-pressões causada pelos carregamentos em áreas fora da superfície de ruptura considerada. Isto é verificado num modelo numérico (adensamento acoplado). Os excessos de poro-pressão, além de serem dissipados pelas camadas drenantes, perturbam áreas no interior da argila no sentido do fluxo predominante (direção do pé do aterro), enquanto os excessos de poro-pressão maiores estão localizados no centro do aterro e decrescem até o pé.

Tendo em conta o valor da resistência encontrada pelos ensaios de palheta ( $FC=0,62$ ), foram encontrados os parâmetros do RSU na condição crítica ( $F.S=1$ ) apresentados na Figura 5.10, onde observa-se a variação da coesão de 20 a 60 kPa.

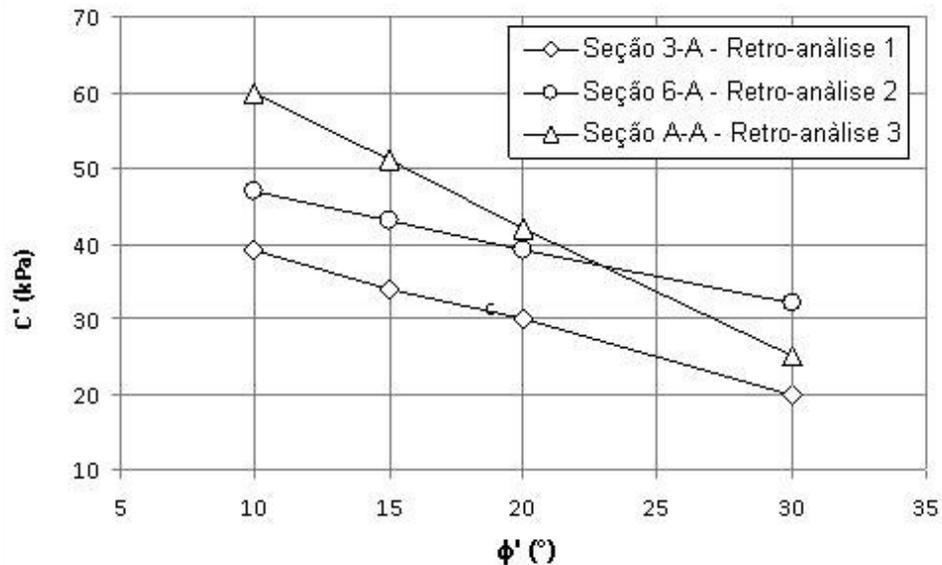


Figura 5.10: Variação dos parâmetros de resistência com  $F.S=1$ .

Para encontrar o valor representativo dos parâmetros de resistência adotou-se um valor de ângulo de atrito médio  $e$ , da figura 5.10, encontra-se a coesão. No caso do ângulo de atrito o valor adotado foi padronizado em  $20^\circ$  para o RSU antigo, valor que é uma média dos ensaios triaxiais (diâmetro 200mm) em amostras saturadas encontrados por Carvalho (1999). O ângulo de atrito e coesão obtidos nas retro-análises estão apresentados na Tabela 5.4. Observa-se uma diferença do fator de segurança com os parâmetros encontrados pelo método Shansep e dos ensaios da palheta. Ao empregar o método de Shansep o valor da poro-pressão foi considerado em regime estacionário, não sendo conhecidos os acréscimos de poro-pressão por carregamentos antigos ou influência de outras áreas. Tal pode justificar ter-se obtido um fator de segurança maior neste caso.

Tabela 5.4: Retro-análise e parâmetros geotécnicos.

Parâmetro	Retro-análise 1 03 A-A	Retro-análise 2 06 A-A	Retro-análise 3		Retro-análise 4
			A-A	B-B	A-A
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
K (m/s)	$3 \times 10^{-7}$	$3 \times 10^{-7}$	$3 \times 10^{-7}$	$3 \times 10^{-7}$	$3 \times 10^{-7}$
$\phi$ (°)	20	20	20	20	20
C (kN/m <sup>2</sup> )	30	39	42	30	30
F.S (Shansep)	1,219	1,257	1,768	1,869	1,974
F.S (Palheta)	1,002	1,006	1,006	1,335	1,340

O caso correspondente à retro-análise 3 teve dois movimentos. Primeiro aconteceu o movimento na seção A-A (retro-análise 3 de dezembro) e depois subsidência na seção BB. No caso correspondente à retro-análise 4 o movimento ocorrido também foi do tipo subsidência. Assim, nas retro-análises 3 (seção B-B) e 4 não foi possível encontrar um parâmetro de resistência do RSU porque nessas seções não ocorreram escorregamentos, mas deslocamentos na superfície provenientes possivelmente de aberturas existentes no interior da massa do resíduo. Esta hipótese é conferida pelos altos valores do fator de segurança obtidos nestes últimos casos.

Na Figura 5.11 apresenta-se o resultado da retro-análise 2. A superfície de ruptura fica semelhante ao usar parâmetros de resistência encontrados pela palheta e Shansep, e sempre tem uma forma poligonal. Pode-se ver que o maior comprimento da superfície de ruptura corresponde ao solo argiloso, em comparação com o resíduo.

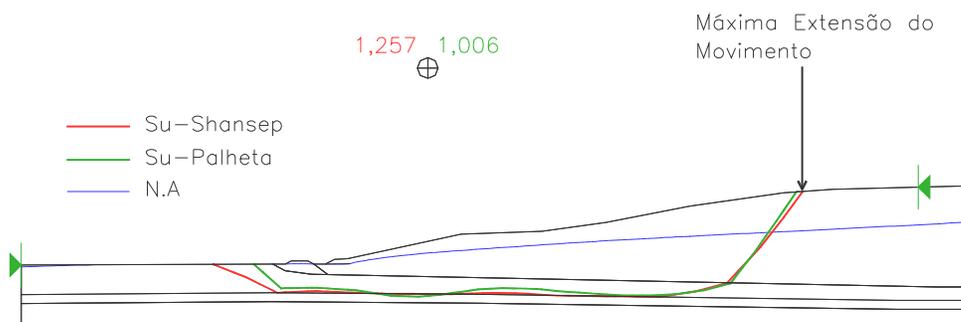


Figura 5.11: Retro-análise 2 (Seção 06 A-A).

A Tabela 5.5 apresenta os parâmetros do RSU que foram empregados nas análises de estabilidade. A coesão mínima é de 30 kPa para o RSU antigo (na seção 04 foi empregado 35kPa).

Os parâmetros elegidos no RSU novo foram coesão da ordem de 40kPa (máxima encontrada nas retro-análises) e ângulo de atrito 25°. O peso específico adotado foi de  $\gamma=10,5\text{kN/m}^3$  para o resíduo antigo (o mesmo usado em estudos anteriores). Para o resíduo novo adotou-se  $\gamma=11,0\text{kN/m}^3$ . Tal aumento considera o processo de compactação atual no local, causado pelo trânsito dos caminhões na operação do aterro (transporte do lixo e material de cobertura) e maquinaria pesada que distribui o material de cobertura diária, além dos veículos ligeiros.

Os parâmetros do RSU atual e novo em diferentes pontos do local devem ser avaliados em futuras pesquisas.

Tabela 5.5: Parâmetros geotécnicos finais do RSU no AMG.

Parâmetro	RSU (antigo)	RSU (Novo)
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,5	11,0
K (m/s)	$3 \times 10^{-7}$	$3 \times 10^{-7}$
$\phi'$ (°)	20	25
C' (kN/m <sup>2</sup> )	30	40
E (kPa)	10000	10000
Ko	0,658	0,577
$\nu=K_o/(1+K_o)$	0,397	0,366
Rf	0,90	0,90

## 5.2.

### Cálculo do fator de segurança

#### 5.2.1.

##### Metodologia

O cálculo do fator de segurança foi realizado pelos métodos de equilíbrio limite e tensão deformação (Equilíbrio Limite Aperfeiçoado, ver item 2.2.2.3). Para usar a correlação obtida no capítulo 4 ( $S_u/\sigma'_v$ , Shansep) na estimativa da resistência não drenada em tensões totais, precisa-se conhecer a poro-pressão

inicial e os acréscimos decorrentes de carregamentos do RSU. As metodologias empregadas para a obtenção do fator de segurança estão apresentadas a seguir:

### **Equilíbrio Limite (E.L)**

No cálculo do fator de segurança foi empregado o método de equilíbrio limite rigoroso de Morgenstern-Price (a função utilizada entre fatias foi *Half-Sine*), usando os parâmetros de resistência não drenada da argila (tensões totais, item 2.2.1) encontrados pela correlação do valor padronizado  $Su/\sigma'v$  (Shansep). Os parâmetros de resistência drenada em tensões efetivas são representados por  $\phi'$  e  $C'$ .

### **Tensão Deformação (T.D)**

A análise realizada em T.D foi em termos de tensões totais (correlação usada,  $Su/\sigma'v$ ). Os modelos constitutivos empregados foram: para argila o Cam Clay Modificado (CCM), no solo residual e pé do aterro (estradinha) o elástico linear, e para o RSU o modelo Hiperbólico não linear elástico.

No caso do excesso da poro-pressão (para obter a tensão efetiva na correlação  $Su/\sigma'v$ ) causada pelo carregamento do RSU foi encontrada por uma formulação acoplada em elementos finitos (MEF) (Wong *et al.* 1998) do Geostudio 2007 e considera-se o tempo de análise no final do ano.

Considerou-se uma análise tensão deformação para o cálculo do fator de segurança obtido exclusivamente pelo **método de equilíbrio limite aperfeiçoado**, onde a poro-pressão e tensão efetiva usadas na correlação  $Su/\sigma'v$  foram obtidas das análises de adensamento acoplado. A formulação disponibilizada no Geostudio é híbrida, e somente se poderia empregar uma formulação similar a  $\phi$ -reduction no tipo de análise de *distribuição de tensões*. No entanto neste tipo de análise emprega-se o modelo constitutivo elastoplástico, o qual não foi formulado para o modelo constitutivo CCM. As comparações entre os métodos  $\phi$ -reduction e o empregado no Geoslope são avaliados num talude homogêneo disponibilizado por Geostudio 2007. Observações sobre estes métodos são relatadas em Fredlund (1999), Krahn (2003) e Stianson *et. al.* (2004).

Uma desvantagem deste método é relatada por Chuquimuni (2005), onde a resistência é encontrada com a tensão normal num plano diferente ao da ruptura. No Geostudio a tensão normal é definida no plano paralelo à base de cada fatia.

Foram duas as condições de poro-pressão levadas em conta para estimar o valor da tensão efetiva: no primeiro caso calculou-se a poro-pressão similar à relatada no item 5.1.2 para uma condição inicial. No segundo caso encontrou-se a poro-pressão causada pelo carregamento sucessivo em uma análise de adensamento acoplado no Geostudio 2007.

### **Considerações usadas no cálculo do fator de segurança**

- a) A superfície da linha freática inicial é mantida constante durante os carregamentos sucessivos. Tal não é real, porém a modificação com o tempo da linha freática é uma limitação no modelo acoplado de Geostudio 2007. No entanto, no AMG as obras de drenagem estão orientadas para obter uma linha freática baixa. Nesse sentido considerou-se representativo o emprego do modelo acoplado do Geostudio 2007.
- b) Para comparar a influência da variação da linha freática inicial considerou-se duas condições de poro-pressão: **condição A** (configuração das leituras piezométricas críticas do ano 2009) e a **condição B** considerou-se 5m acima da dada pela condição A (montante do aterro).
- c) A superfície de ruptura foi obtida pelo método de procura otimizada disponível nas análises de equilíbrio limite (item 2.2.2.2).

### **Análises para o cálculo do fator de segurança**

Nas Tabelas 5.6 e 5.7 se apresentam as análises a serem avaliadas em condições não drenadas e drenadas. Os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite (E.L) são representativos da estabilidade do aterro.

Tabela 5.6: Análises de Estabilidade não drenadas.

Descrição	Tipo	Método	Poro-pressão		Parâmetro de Resistência
			Inicial	Adensamento	
AE-ND-1	Tensões Totais	Equilíbrio Limite (Morgenstern-Price)	MEF- Estacionário	---	$Su/\sigma'v$
AE-ND-2	Tensões Totais	Equilíbrio Limite Morgenstern-Price	MEF (Estacionário)	MEF-Acoplado	$Su/\sigma'v$
AE-ND-3	Tensões Totais	Tensão Deformação	MEF (Estacionário)	MEF-Acoplado	$Su/\sigma'v$
AE-ND-4	Tensões Efetivas	Equilíbrio Limite (Morgenstern-Price)	MEF (Estacionário)	MEF-Acoplado Interpolação	$\phi', c'$

Tabela 5.7: Análises de Estabilidade drenadas.

Descrição	Tipo	Método	Poro-pressão		Parâmetro de Resistência
			Inicial	Adensamento	
AE-D-2	Tensões Efetivas	Equilíbrio Limite (Morgenstern-Price)	MEF (Estacionário)	---	$\phi', c'$
AE-D-1	Tensões Efetivas	Tensão Deformação	MEF (Estacionário)	---	$\phi', c'$

- a) A análise AE-ND-1, em equilíbrio limite teve como hipótese a dissipação completa dos acréscimos de poro-pressão pelo carregamento. Nesse instante acontece uma ruptura não drenada.
- b) As análises AE-ND-2 e AE-ND-3 foram consideradas como um caso geral no qual no tempo da análise a argila tem um estado de tensões governado pelos carregamentos do RSU. Nesse caso os parâmetros totais foram encontrados pelas correlações  $Su/\sigma'v$ , e o cálculo do fator de segurança foi obtido pelo método de equilíbrio limite e equilíbrio limite aperfeiçoado (tensão deformação, MEF).
- c) O fator de segurança da análise não drenada em tensões efetivas AE-ND-4 foi obtido após fazer três cálculos prévios:

A primeira etapa foi encontrar as tensões efetivas e poro-pressões no modelo de adensamento acoplado para o tempo da análise do ano 2010 e 2012 em quatro perfis distribuídos na área que ocupa a superfície de ruptura.

Na segunda etapa estimou-se os **acréscimos de poro-pressão gerados na etapa de cisalhamento, somente na argila**, para os níveis de tensões efetivas encontrados em cada um dos perfis. Para isso foi empregada a correlação obtida na Figura 4.37 e se soma este valor aos obtidos na primeira etapa.

Na terceira etapa as poro-pressões finais são inseridas no Geostudio 2007 (pacote Slope) e mediante interpolação encontra-se a distribuição em toda a área da provável superfície de ruptura. Posteriormente se calcula o fator de segurança pelo método de E.L.

d) As análises AE-D-2 e AE-D-3 são completamente drenadas e com parâmetros de resistência efetivos.

## **5.2.2.**

### **Resultados das análises e discussão**

#### **Fator de segurança (F.S) do AMG até o ano 2012**

Na primeira análise AE-ND-1 (Figura 5.12) considerou-se um tipo de ruptura não drenada no final de cada ano de análise, supondo que há uma total dissipação do excesso de poro-pressão decorrente do carregamento (antes do início da análise nos anos 2010, 2011 e 2012). Verifica-se que os valores de fator de segurança obtidos são maiores que os encontrados considerando que as poro-pressões devidas ao carregamento não foram dissipadas (caso geral AE-ND-2, AE-ND-3 – Figura 5.13).

Os fatores de segurança das análises de estabilidade do AMG obtidos pelo método tensão deformação (T.D) são menores que os obtidos pelo método de equilíbrio limite (E.L), apresentado na Figura 5.13. Nesse caso o F.S do método T.D é influenciado por concentrações de tensões negativas que se tem em pontos no interior do aterro, diferentes do gerado por aparecimento de trincas. Em geral o setor da aba norte (seção 04) é mais estável que na aba sul (seção 16). Na Figura 5.13 se observa um decréscimo do F.S para o ano 2012 na seção 04. Isto acontece pela influência do acamamento considerado nesse último ano, que foi idealizado como uma camada única, que incrementa as poro-pressões.

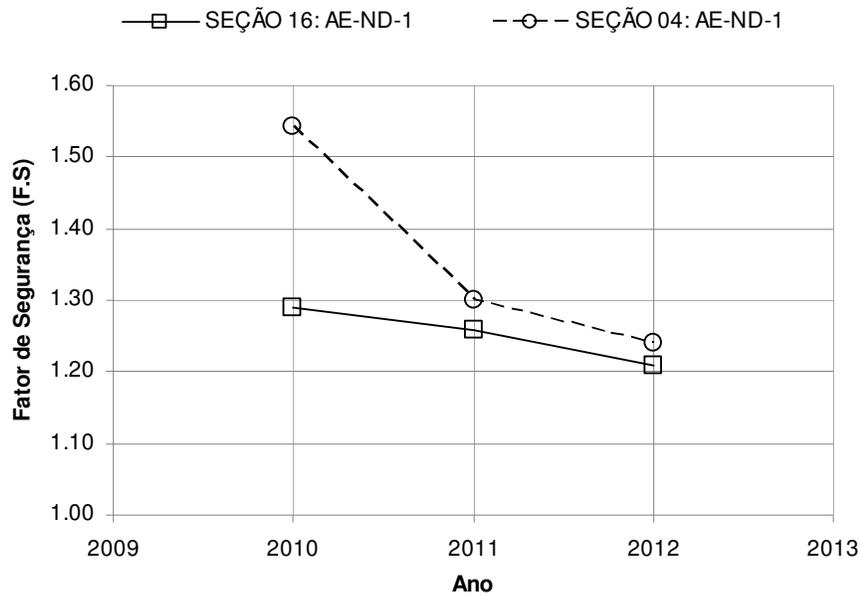


Figura 5.12: F.S, ET-ND-1 seção 04 e 16 na condição de poro-pressão A.

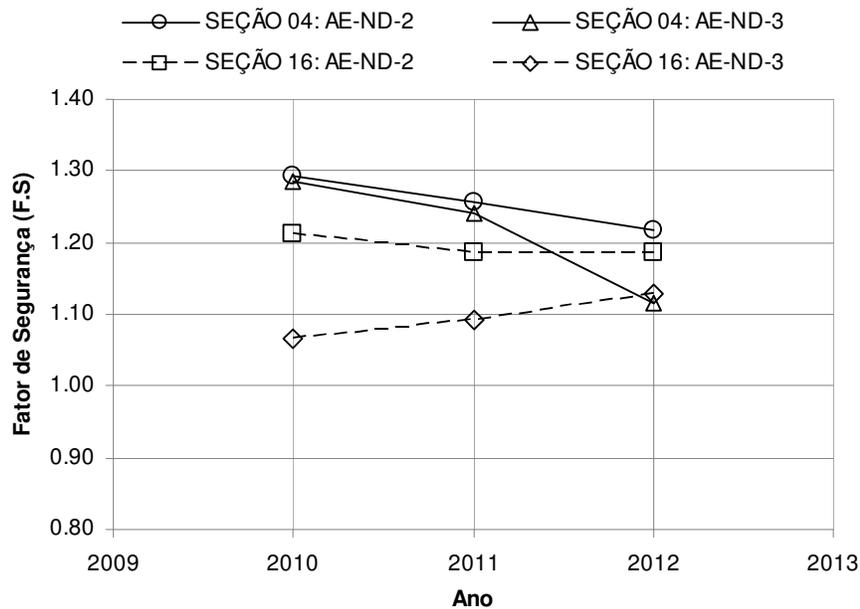


Figura 5.13: F.S, AE-ND-2 e AE-ND-3, seção 04 e 16 na condição de poro-pressão A.

As superfícies de ruptura geradas no método T.D e E.L. são poligonais (Figura 5.14), sendo igual ao mecanismo de ruptura verificado nas retro-análises. Pode-se observar que a superfície de ruptura tem uma parcela semelhante a um movimento de forma qualquer, no RSU e na argila respectivamente.

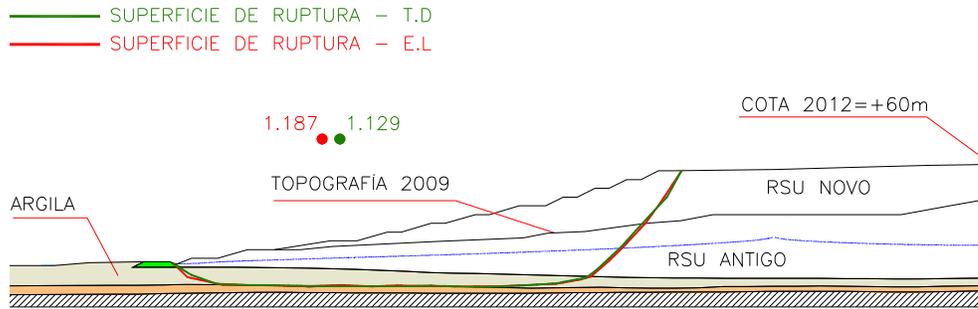


Figura 5.14: F.S. ano 2012 seção 16 aba sul, na condição de poro-pressão A.

Os carregamentos sucessivos (em etapas) aumentam a tensão efetiva vertical no tempo (Figura 5.15). **Se o total do carregamento fosse simulado como uma camada única aparece instabilidade numérica de convergência em pontos no interior da seção analisada.** Este comportamento apresenta-se quando o acréscimo da poro-pressão diminui a tensão efetiva vertical e portanto a resistência do solo. Por esse motivo a geometria final foi distribuída no maior número de camadas (estágios) para que não ocorresse instabilidade numérica e o tempo de computação ficasse razoavelmente curto.

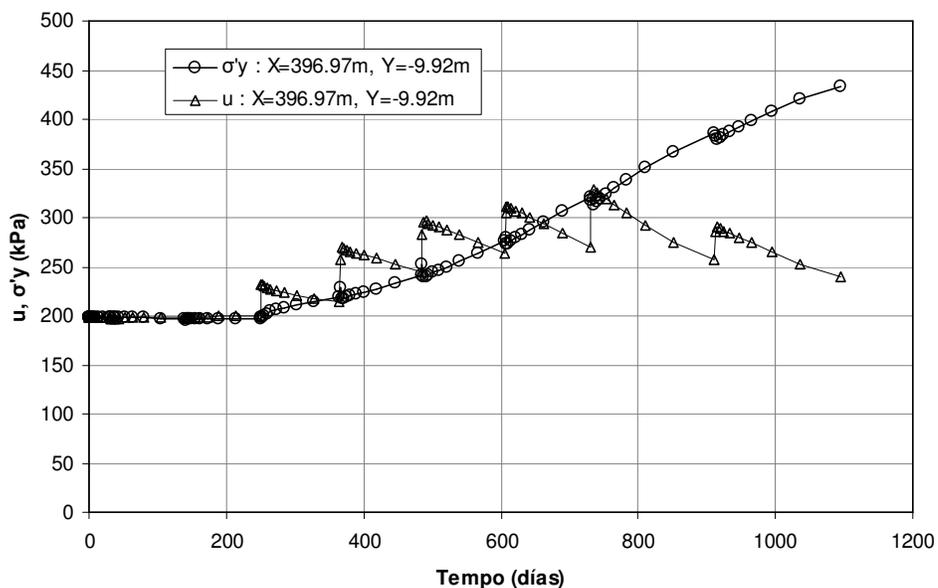


Figura 5.15: Poro-pressão e tensão efetiva no tempo, seção 16 aba sul, na condição de poro-pressão A.

### Fator de segurança (F.S) e a variação da condição de poro-pressão inicial

As condições de poro-pressão A e B (item 5.2.1) são analisadas para comparar a diminuição do fator de segurança induzida pela variação das condições iniciais. As análises foram realizadas com o método de E.L e para a seção 16, sendo os resultados apresentados na Figura 5.16.

A mudança da condição de poro-pressão inicial (aumento de 5m na linha freática definida para 2009) contribui para diminuir o F.S. em 5,5% a 8%, o que demonstra que as condições de drenagem do aterro determinam a sua estabilidade. Este problema causa movimentos no pé (fechamento de valas), e à montante (aparecem algumas trincas) ou recalques em alguns setores do aterro, mas sem desenvolver uma ruptura generalizada na massa aterrada. Presentemente o aterro tem um sistema de drenagem de controle de chuvas e drenos para gases, o que diminui a pressão no chorume (líquido e gás).

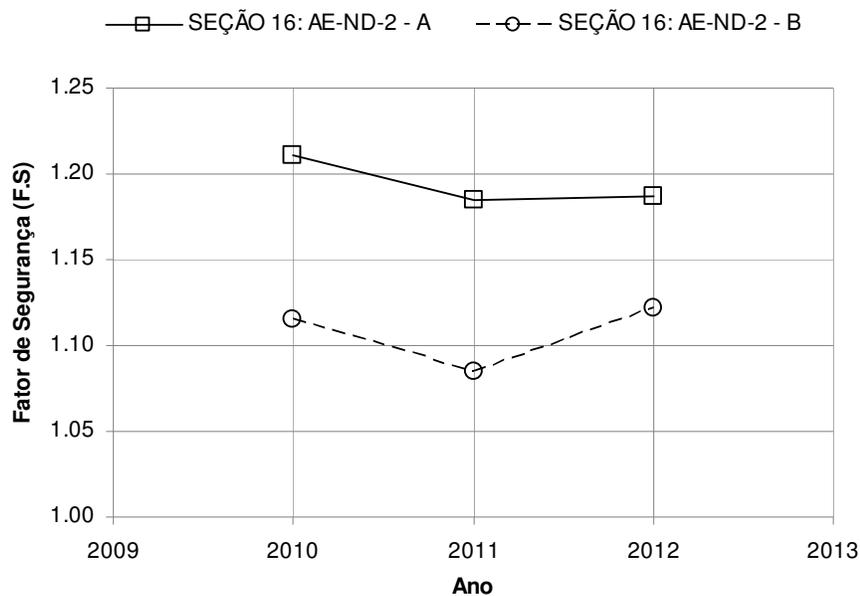


Figura 5.16: F.S. na condição de poro-pressão A e B, seção 16.

### Fator de segurança (F.S) da análise não drenada em tensões efetivas

Em geral fazer análises em tensões efetivas é complexo. Múltiplas variáveis foram consideradas, estando o resultado obtido apresentado na Figura 5.17. A análise AE-ND-4 comparada com as análises em tensões totais AE-ND-2, mostra uma diminuição de 8% e um acréscimo de 3% do F.S. para os anos de 2010 e 2012. Estes valores são próximos e a diferença poderia ser menor ao empregar

mais perfis de análises, além dos quatro usados (Figura 5.18), para obter uma melhor interpolação entre eles. A correlação usada para estimar a poro-pressão na condição de cisalhamento ( $p'_{o}$ ) da figura 4.37, tem um comportamento ainda não definido para tensões acima de 100kPa. A hipótese considerada foi de um comportamento não linear decrescente para um nível de tensões impostas.

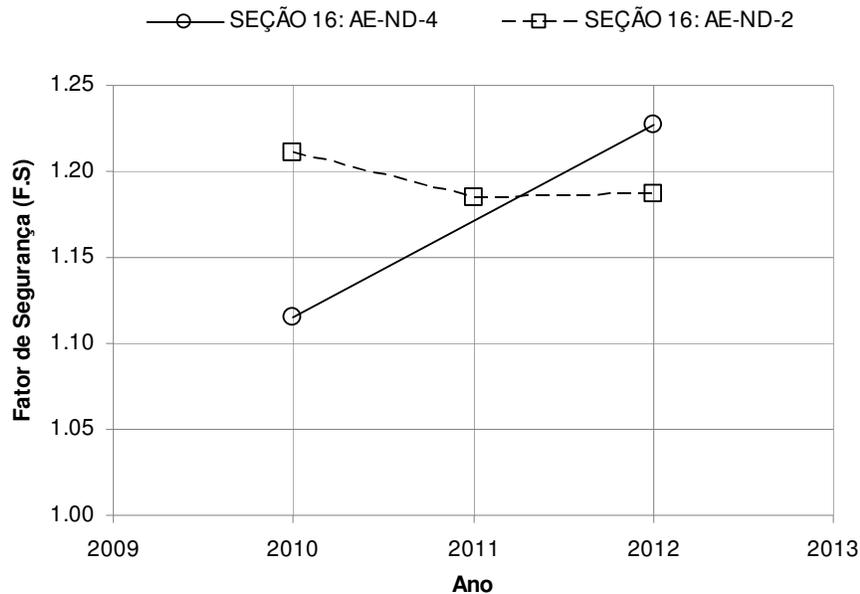


Figura 5.17: F.S. no método de E.L, tipo de análise não drenado em tensões efetivas, condição de poro-pressão A, seção 16 ano 2012.

Nas análises de estabilidade em termos de tensões efetivas, tem-se como principal incógnita as poro-pressões, antes e durante a etapa de cisalhamento. O comportamento dos acréscimos de poro-pressão durante o cisalhamento é muito variável devido às diferentes tensões efetivas ao longo da provável superfície de ruptura. O emprego de um valor **constante** para este acréscimo de poro-pressão utilizando o parâmetro  $A_f$  de Skempton **não é representativo**. A obtenção de uma variação do mesmo seguida de interpolação tem uma precisão maior. Este último procedimento foi o empregado, implicando em um processo de cálculo demorado.

Considerando a sessão 16, tal procedimento pode ser resumido conforme se segue:

- Determina-se, primeiramente, as condições de poro-pressão iniciais, ou seja, correspondentes ao ano de 2009, utilizando o software Seep

do pacote Geostudio, introduzindo como dados de referência as leituras dos piezômetros instalados no local;

- Obtem-se as poro-pressões correspondentes aos anos de 2010 e 2012 decorrentes do carregamento do RSU, tendo como condição inicial o ano de 2009. Tais poro-pressões são calculados utilizando o software Sigma do Geostudio, no modelo de adensamento acoplado. As tensões efetivas correspondentes ao ano em análise são também determinadas utilizando este software;
- Como a zona de ruptura potencial sob condições não drenadas encontra-se na argila, onde a tensão efetiva é variável, emprega-se uma ferramenta do software Slope, chamada “Spatial Functions”, que permite interpolar a carga hidráulica total na seção da análise. Para isso precisa-se ter pontos de carga hidráulica total conhecida. Nesta dissertação elegeu-se quatro perfis, como se apresenta na Figura 5.18. Em cada um destes coletou-se as tensões efetivas nos pontos de Gauss como origens das coordenadas 1, 3 dos eixos locais correspondentes à vertical e horizontal.
- Obtendo as tensões efetivas, a tensão média  $p'o$  é estimada e, empregando a correlação da Figura 4.34, calcula-se a poro-pressão desenvolvida na argila durante o cisalhamento nos pontos coletados dos perfis da Figura 5.18. Finalmente, a poro-pressão de cisalhamento é somada à poro-pressão inicial (antes do começo do cisalhamento), obtendo-se a poro-pressão total. Com isto, conhecendo-se a carga de elevação, encontra-se a **carga total**, que inclui os efeitos da poro-pressão pelos carregamentos do RSU e acréscimos de poro-pressão pelo cisalhamento não drenado;
- Tendo a carga hidráulica total, o software Slope interpola entre os perfis para encontrar a carga total na seção de análise;
- Finalmente, com o Slope executa-se a análise de estabilidade (em equilíbrio limite) encontrando-se o fator de segurança mínimo e a superfície de ruptura crítica.

A Figura 5.19 mostra as distribuições de poro-pressões iniciais e associadas ao cisalhamento ao longo das superfícies de ruptura críticas correspondentes aos anos de 2010 e 2012. No caso da condição antes do começo do cisalhamento, a poro-pressão é achada a partir das coordenadas da superfície de ruptura.

Conforme já mencionado, este processo implica um cálculo demorado, onde a principal variável é a correlação para encontrar os acréscimos de poro-pressão na etapa de cisalhamento.

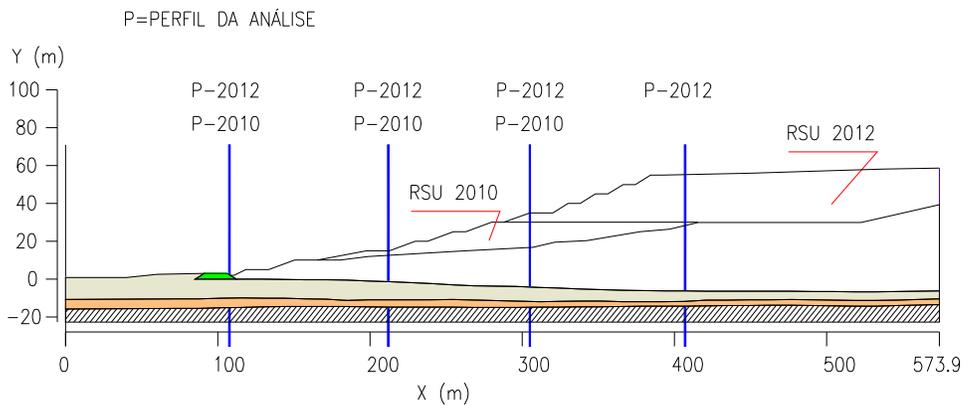


Figura 5.18: Perfis da análise de poro-pressão usada nas análises de estabilidade não drenados em termos de tensões efetivas, seção 16, anos 2010 e 2012.

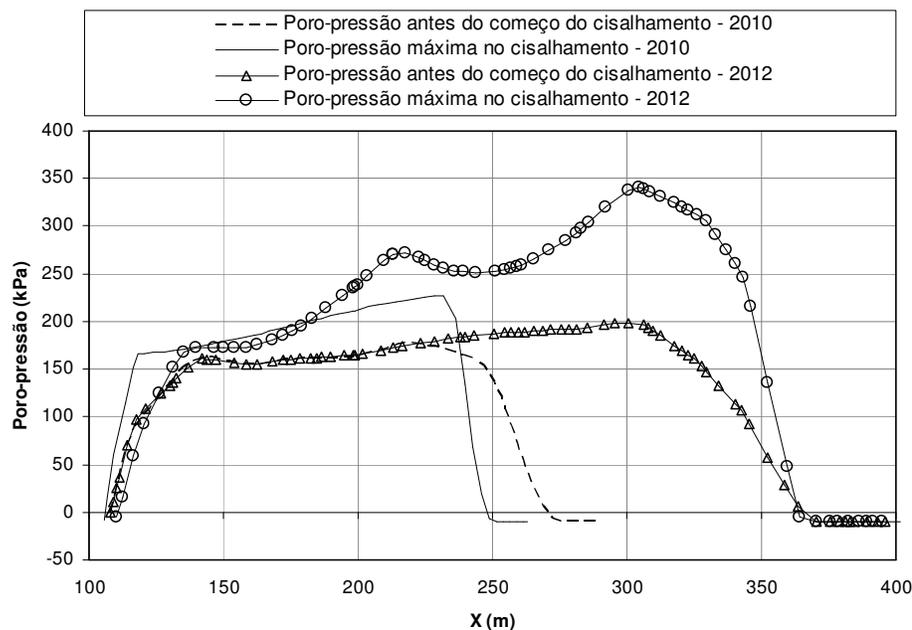


Figura 5.19: Poro-pressão inicial e na ruptura em análise não drenada em tensões efetivas, seção 16, anos 2010 e 2012, condição de poro-pressão A.

### Fator de segurança (F.S) da análise drenada

A análise AE-D em condições completamente drenadas resultou similar usando o método de E.L ou T.D. (Figura 5.20). Por princípio, a análise no Geostudio em T.D. (com o MEF) é feita pelo método de equilíbrio limite (equilíbrio limite aperfeiçoado), mas as tensões cisalhantes foram obtidas das relações constitutivas entre elas. Neste caso não se tem desenvolvimento de excessos de poro-pressões (dissipados completamente), então as variáveis principais nesta análise foram os parâmetros geotécnicos e o coeficiente de empuxo em repouso (indiretamente  $E$ ,  $\nu$ ,  $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ ), encontrando-se portanto valores de fatores de segurança semelhantes.

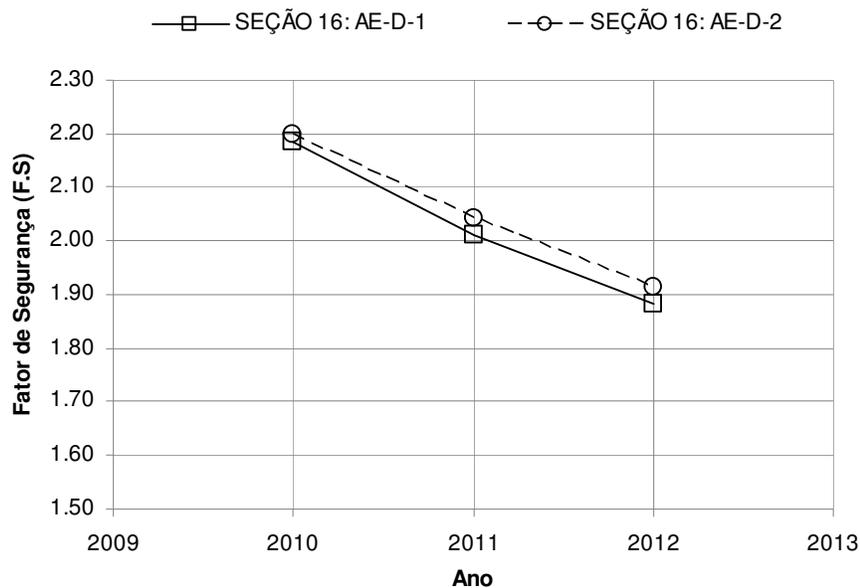


Figura 5.20: F.S. da análise drenada, condição de poro-pressão inicial A.

### Fator de segurança (F.S) influenciado pelos parâmetros hidráulicos

A hipótese de que o solo de fundação compreende uma massa contínua nas análises de estabilidade foi testada no aterro da CEDAE (capítulo 4) No entanto teve-se que mudar parâmetros para chegar às condições na ruptura do aterro. Isto foi analisado localmente. Este comportamento apareceu novamente nas análises prévias do AMG, onde foi considerada a permeabilidade da massa argilosa de  $K=1 \times 10^{-9} \text{m/s}$  (valor médio do laboratório) e encontrados fatores de segurança muito baixos (Figura 5.21) não representativos da realidade no campo. A

consideração da fundação como uma massa quase impermeável **não é estritamente real**. O depósito da argila de Jardim Gramacho resulta de processos de transgressão e regressão do mar (capítulo 3). Portanto, esquecer a influência das camadas de pequena espessura de areia que estão no depósito não é realista. O processo de dissipação da poro-pressão é acelerado devido à presença destas pequenas camadas de areia. Nas retro-análises e modelagem numérica de fluxo efetuadas foi encontrada aproximadamente a permeabilidade que reflete este comportamento no depósito. O valor encontrado foi de  $K=1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ , dez vezes maior que o obtido em laboratório. Valores ligeiramente maiores ainda podem ser encontrados, no entanto tem-se que considerar que quando avança o processo de adensamento, a permeabilidade diminui com a diminuição do índice de vazios.

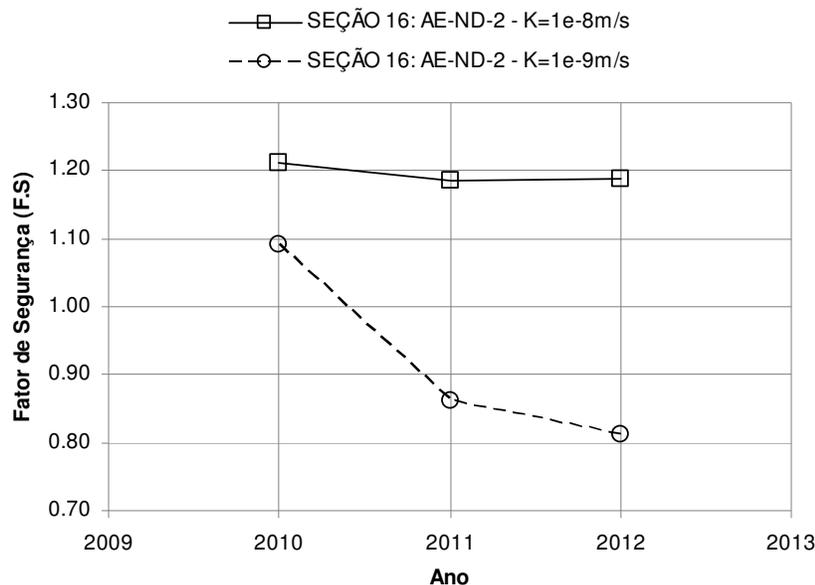


Figura 5.21: Influência da permeabilidade no F.S. da análise AE-ND-2, condição de poro-pressão inicial A.

Visando avaliar, de forma qualitativa, o processo de dissipação de poro-pressões pelo adensamento, foram executadas análises em 1D utilizando o software Seep em regime transiente, e análises 2D utilizando o software Sigma com o modelo de adensamento acoplado. Tais análises, cujos resultados estão mostrados na Figura 5.22, foram realizadas considerando o ponto médio da camada de argila no perfil vertical posicionado na coordenada  $X = 401,9\text{m}$  indicado na Figura 5.18.

Nas análises 1D variou-se a permeabilidade  $K$  e o coeficiente de compressibilidade volumétrico,  $Mv$ , que é numericamente igual ao inverso do módulo de elasticidade (para  $\nu=1/3$ ). A condição inicial nestas análises corresponde ao tempo  $t = 0$  do adensamento, ou seja, o excesso de poro-pressões é máximo, dado pelo carregamento imposto instantaneamente na camada de argila.

Na análise 2D a condição inicial de poro-pressão na argila corresponde ao ano de 2009. Deve-se notar que, diferentemente do caso 1D, na condição 2D o valor de  $Mv$  se atualiza em função do aumento do módulo de elasticidade, encontrado com o modelo CCM. Tal módulo varia aproximadamente na faixa de 1800 a 2800 kPa ao longo do tempo, o que corresponde a  $Mv$  variando de 0,0004 a 0,0006 1/kPa .

Conforme se pode observar na Figura 5.22, a avaliação de excessos de poro-pressão é sensível tanto aos valores de  $K$  e  $Mv$  considerados, quanto à forma como se estima os mesmos (análises 1D ou 2D). Assim, previsões de estabilidade do AMG em presença de mudanças de geometria e carregamento tornam-se mais complexa.

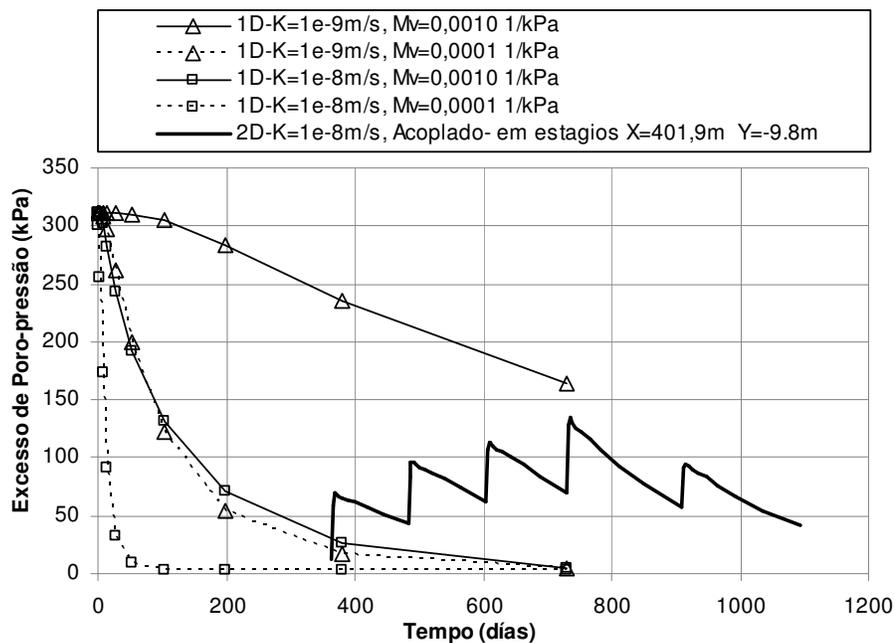


Figura 5.22: Comparação do excesso da poro-pressão 1D e 2D.

A análise 1D dissipa mais rápido a poro-pressão que no modelo 2D. Isto pode acontecer pela influência das poro-pressões decorrente de áreas com carga hidráulica maior no caso específico 2D.

### Influência de excessos de poro-pressão sobre áreas não carregadas

A Figura 5.23 mostra excessos de poro-pressão computados em diferentes profundidades, ao longo de uma linha quase vertical que passa pela estrada que circunda o AMG (cota 2m, Figura 5.18). Tais excessos foram definidos utilizando o software Sigma (modelo de adensamento acoplado 2D), considerando as mudanças na geometria do Aterro na sessão 16, decorrentes dos carregamentos assumidos até 2012.

Como a periferia do AMG não é carregada, os excessos de poro-pressão indicados na Figura 5.23 advêm dos carregamentos à montante da estrada, ou seja, mesmo em áreas que não sejam diretamente carregadas podem ocorrer aumentos de poro-pressão decorrentes de outras áreas sendo carregadas.

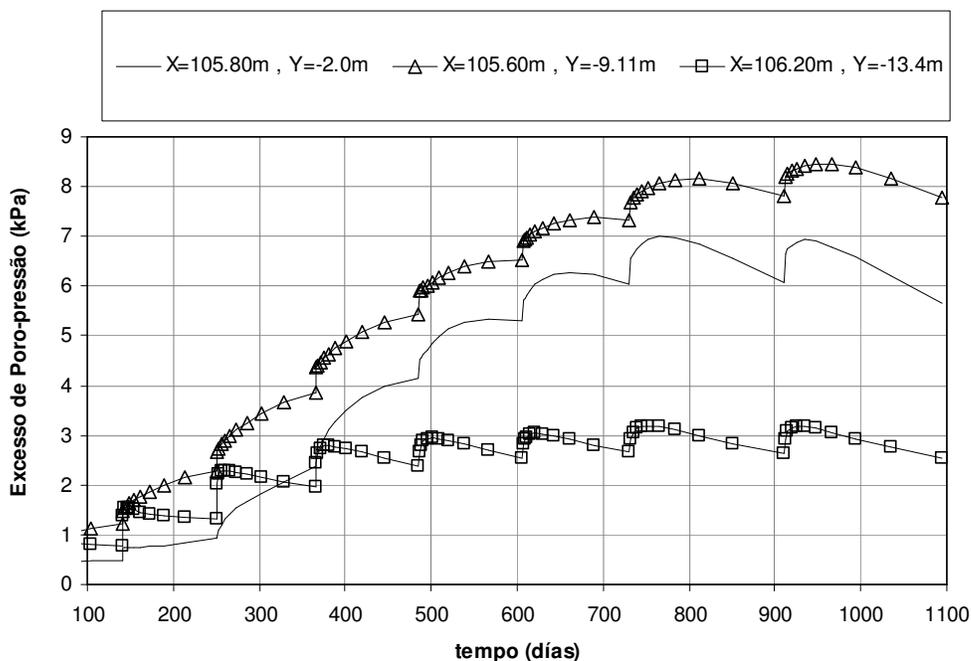


Figura 5.23: Excesso da poro-pressão sob a estrada da cota 2, Seção 16.

Os excessos de poro-pressão indicados na Figura 5.23 são baixos (menores que 9kPa).Entretanto, tais valores são significativos tendo em vista os baixos valores de tensões efetivas computados considerando poro-pressões em regime estacionário ao longo da periferia do aterro. Tal evidencia ainda mais a complexidade de se efetuar previsões de estabilidade do AMG e deixa clara a necessidade de se ter piezômetros instalados na camada de argila em diferentes pontos do Aterro.