

6. Análise de Estabilidade

As análises de estabilidade de aterros sobre solos moles podem ser realizadas em termos de tensões totais ($\phi = 0$) ou em termos de tensões efetivas (c' , ϕ' e Δu).

A condição não drenada é usada nas análises de curto prazo ou final de construção, quando esta situação coincide com o momento mais crítico da obra. Este comportamento é observado em solos argilosos moles e saturados, sendo a resistência não drenada (S_u) o parâmetro relevante para as análises em termos de tensões totais. A obtenção de S_u pode ser feita por ensaios de campo ou laboratório. A norma DNER-PRO (1998) recomenda que sejam utilizados tanto ensaios de campo (Palheta e CPTU) quanto de laboratório (triaxiais UU e CIU).

Para as análises em termos de tensões efetivas, necessita-se dos parâmetros efetivos de resistência do solo (c' , ϕ'), além dos valores de poropressão. Os parâmetros efetivos de resistência podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório. Entretanto, as poropressões geradas durante a construção são mais difíceis de serem estimadas com precisão.

Este capítulo tem como objetivo avaliar a estabilidade do aterro da indústria Rio Polímeros, em virtude de algumas rupturas ocorridas durante a construção. As análises de estabilidade foram realizadas em termos de tensões totais, e estão baseadas em algumas hipóteses de resistência não drenada formuladas com base nos resultados dos ensaios de campo, analisados no Capítulo 04. O programa utilizado foi o Win Stabl (Purdue University, STABL 6), que permite análises de estabilidade com a utilização de elementos de reforço como geossintéticos, tirantes e grampos.

Este capítulo apresenta, inicialmente a descrição das rupturas observadas no campo, como localização, seções transversais e a instrumentação que indica a profundidade possível de ocorrência de ruptura. Posteriormente estão apresentados os parâmetros utilizados nas análises de estabilidade, entre eles os parâmetros do aterro e do geotêxtil e as hipóteses de resistência não drenada

(Su) da camada de argila mole. Finalmente são realizadas as análises de estabilidade de todas as áreas do aterro.

6.1

Descrição das áreas L, C e O

No aterro da indústria Rio Polímeros foram detectadas 3 rupturas localizadas, sendo uma na área C e duas na área L, como ilustra a Figura 81.

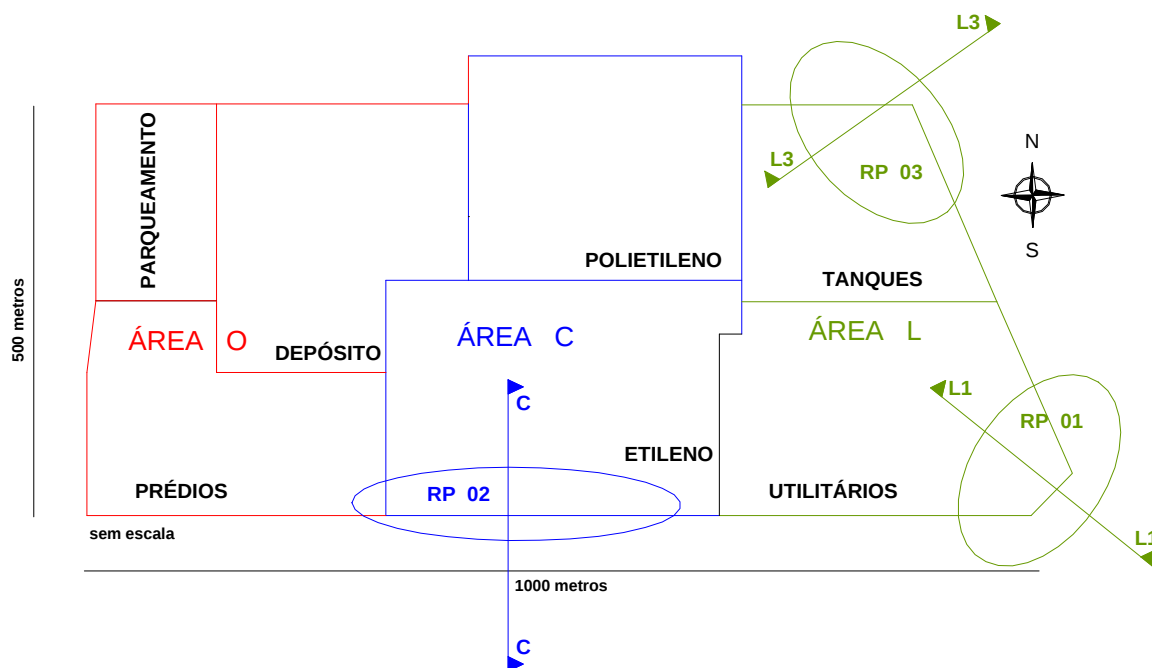


Figura 81 - Localização das rupturas no aterro da indústria Rio Polímeros

Os perfis aqui apresentados foram concebidos a partir de análises de ensaios de campo (SPT's e CPTU's), assim como de relatórios de instalação da instrumentação.

Área L

A seção L1 é constituída por uma camada de argila mole de espessura de 7,0 m, seguida de uma camada de argila-siltosa com espessura de aproximadamente 10,0 m, como apresentado na Figura 82. Na ruptura, o aterro apresentava uma altura total de 2,1 m, sendo 0,80 m de colchão drenante.

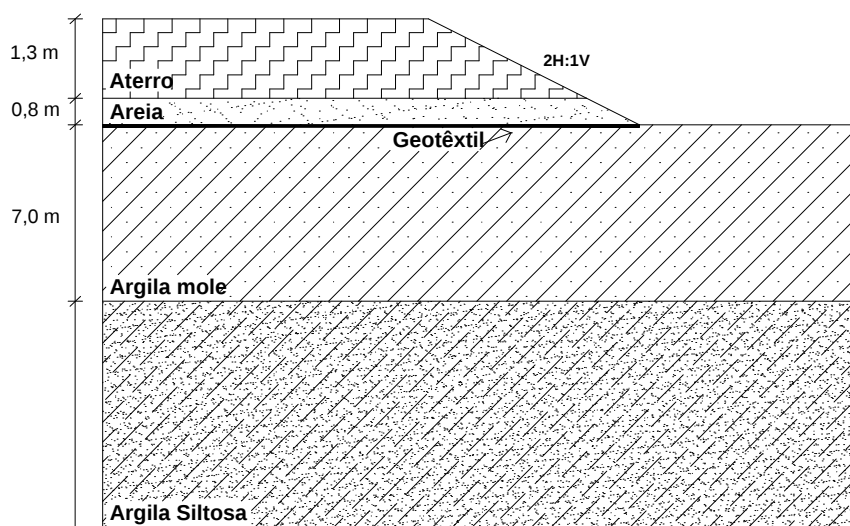


Figura 82 - Seção Transversal L1 na área L

Na seção L3, com uma altura de total de aterro de 2,3 m, sendo destes 0,80 m de colchão drenante, ocorreu a ruptura indicada como RP 03 na Figura 81. O perfil desta área está apresentado na Figura 83, onde se observa uma camada de argila mole de espessura de 6,0 m, seguida de uma camada de argila siltosa com espessura de aproximadamente 10,0 m.

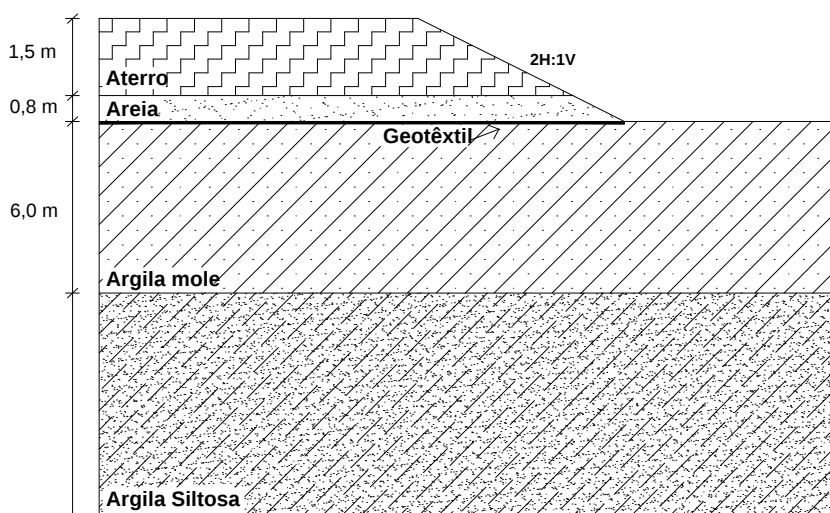
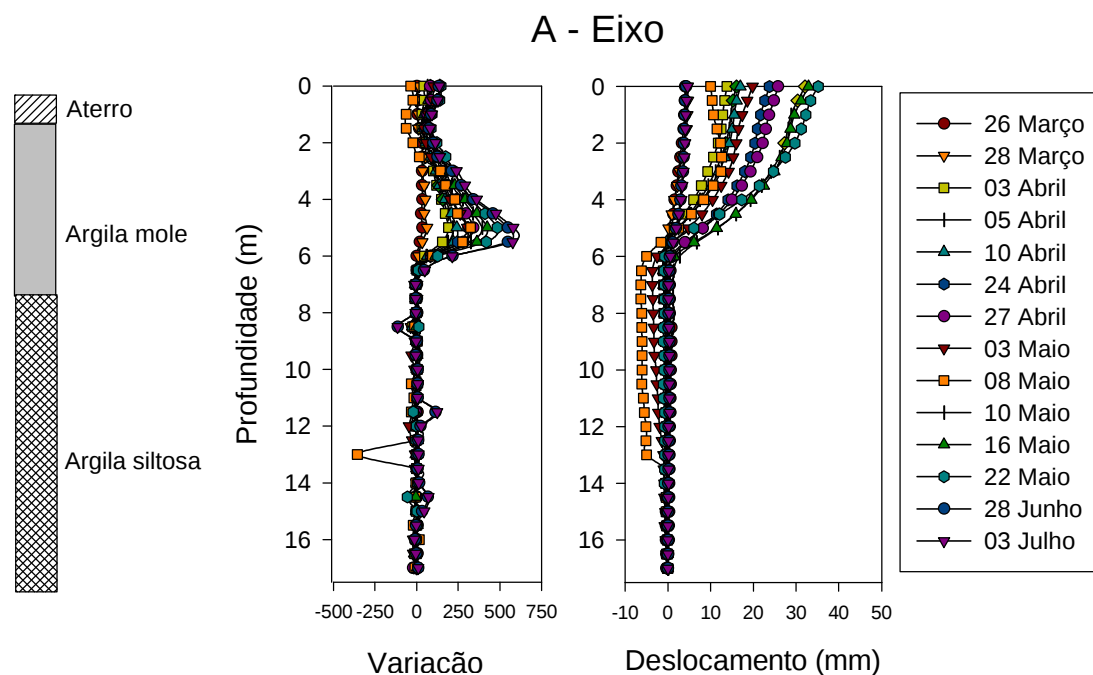


Figura 83 - Seção transversal L3 na área L

As prováveis profundidades das superfícies de ruptura puderam ser estimadas com base nos registros dos inclinômetros, a partir da análise da magnitude e variações dos deslocamentos horizontais.

Na região RP 01 (Figura 81), o inclinômetro I-08, cuja localização está apresentada no capítulo 3, indicou superfície de ruptura a aproximadamente

5,0 m de profundidade (Figura 84). As leituras iniciais deste inclinômetro foram realizadas em 22 de março de 2001.



Na área RP 03 (Figura 81), não foi possível identificar a profundidade da superfície de ruptura, pois não foram instalados instrumentos que possibilitassem esta informação.

Área C

Na seção C, no instante da ruptura, já haviam sido compactados 2,2 m de aterro sobrejacente a um colchão drenante de 0,80 m. A Figura 85 apresenta o perfil desta região, onde a espessura de argila mole é de 6,0 m, seguida da camada de argila siltosa com aproximadamente 8,0 m.

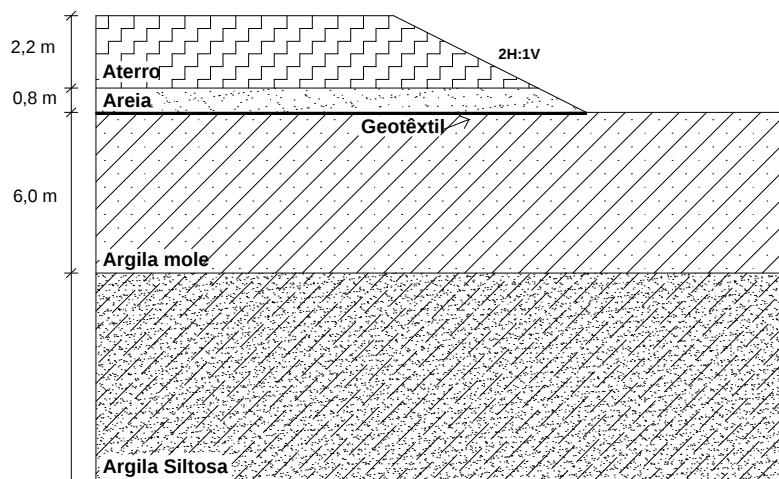


Figura 85 - Seção transversal C na área C

Na região RP 02 (Figura 81), a profundidade de ruptura ficou constatada entre 4,0 e 5,0 m, identificada através das informações coletadas de dois inclinômetros I-02 (Figura 86) e I-03 (Figura 87). Os inclinômetros I-02 e I-03 tiveram suas leituras iniciais realizadas em 28 de outubro e 12 de dezembro de 2000, respectivamente.

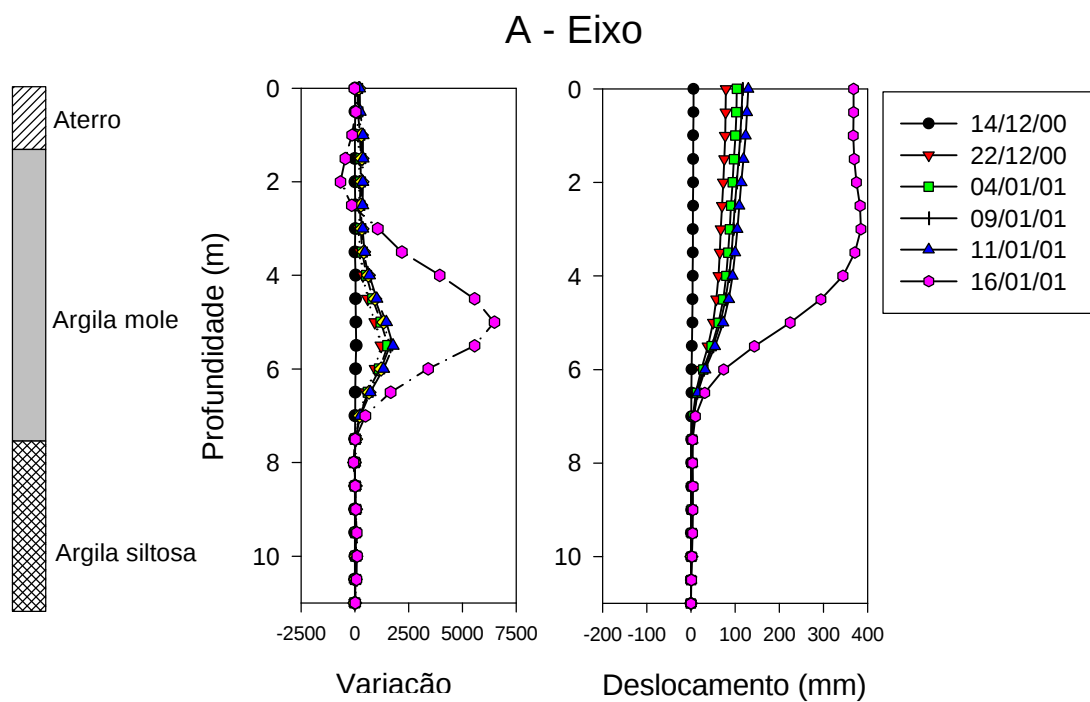


Figura 86 - Inclinômetro I-02

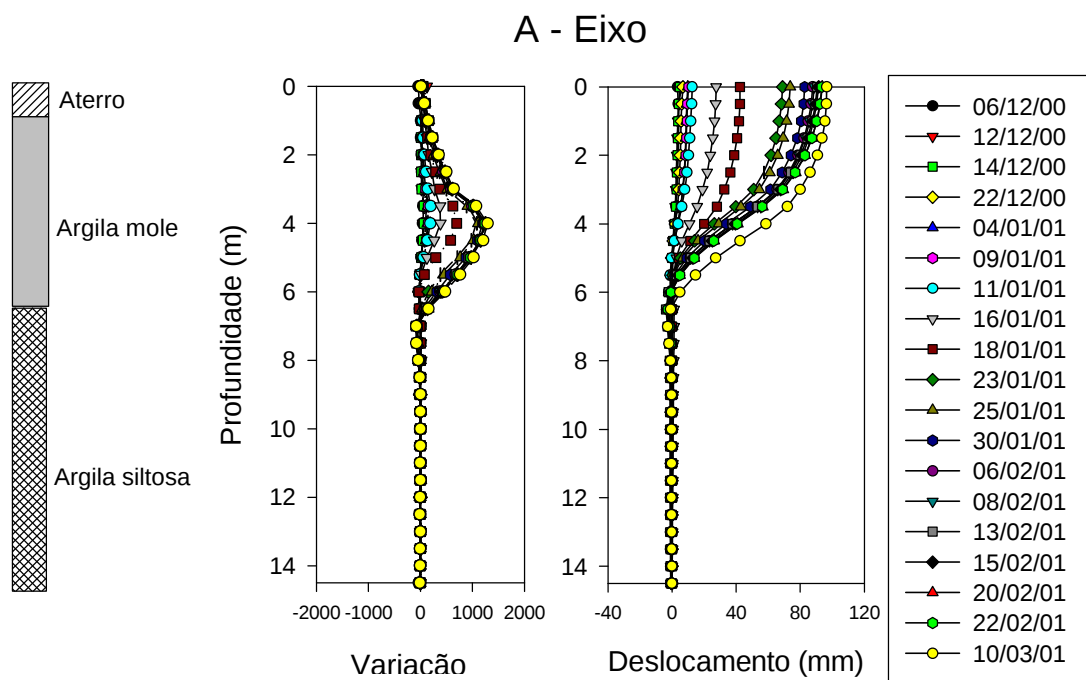


Figura 87 - Inclínômetro I-03

Área O

O perfil da área O foi estimado como sendo constituído por uma camada de argila mole de espessura de 6,0 m, seguida de uma camada de argila-siltosa com espessura de aproximadamente 10,0 m, como apresentado na Figura 88.

Nesta região não ocorreu ruptura, e a geometria do aterro apresentou variação na espessura do colchão drenante, sendo 0,80 m nas subáreas estacionamento e depósito e 0,60 m na subárea prédios.

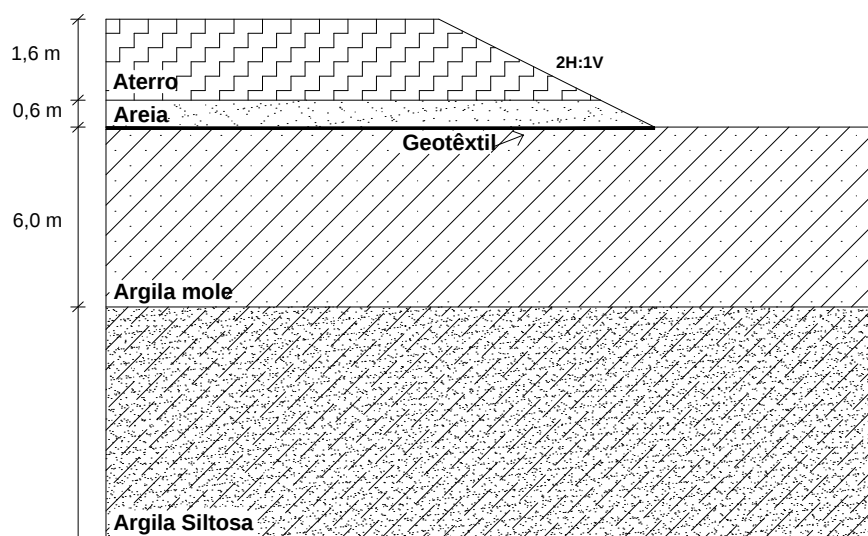


Figura 88 – Seção transversal considerada para a área O

6.2 Parâmetros Geotécnicos

6.2.1 Aterro, colchão drenante e geossintético

De acordo com a descrição apresentada no capítulo 3, o aterro é composto de uma camada de silte argiloso, sobrejacente a uma camada de areia (colchão drenante). Para o aterro, foram adotados, nas análises de estabilidade, os seguintes parâmetros geotécnicos: peso específico natural (γ_{nat}) de 18 kN/m³, coesão (c) de 10 kPa e um ângulo de atrito (ϕ) de 32°. Para a areia, os parâmetros utilizados foram: peso específico natural (γ_{nat}) de 17,5 kN/m³, coesão (c) igual a 0 e um ângulo de atrito (ϕ) de 35°. Estes valores são considerados típicos para projetos desta natureza.

Para o geotêxtil (Amoco 2008), a resistência à tração, referida pelo fabricante, para cargas distribuídas (T_{ref}) é de 35,0 kN/m. Segundo DNER-PRO (1998), a resistência à tração de projeto (T_{projeto}) deve ser corrigida pela aplicação de um fator de redução global sobre a resistência de referência (T_{ref}) proposta pelo fabricante. Sugere-se, então que

$$T_{\text{projeto}} = \frac{T_{\text{ref}}}{f_{dm} \cdot f_{amb}}$$

onde:

T_{projeto} – resistência à tração de projeto;

T_{ref} – resistência de referência indicada nos catálogos de geossintéticos;

f_{dm} – fator de redução devido a danos mecânicos;

f_{amb} – fator de redução devido a degradação ambiental.

Neste trabalho, os fatores de redução utilizados foram de 2,0 para danos mecânicos (f_{dm}) e de 1,0 para a degradação ambiental (f_{amb}) (Sieira, 2003). Estes valores foram adotados por se entender que a pior situação ocorre na fase de instalação do geotêxtil, onde danos mecânicos apresentam-se mais importantes que os danos ambientais. Com isso, o valor da resistência de projeto (T_{projeto}) utilizado para as análises de estabilidade foi de 17,5 kN/m.

O programa o Win Stabl (Purdue University, STABL 6) requer como parâmetros de entrada, para o geotêxtil, o comprimento da manta, a resistência de projeto (T_{projeto}) e o fator de interação solo/geotêxtil, definido como a razão entre as tangentes dos ângulos de atrito solo/geotêxtil e solo/solo. No presente

trabalho, foi adotado para o fator de interação o valor de 0,98 proposto por Tupa e Palmeira (1995) para solos finos.

6.2.2 Argila mole

Na argila mole, adotou-se peso específico saturado da argila (γ_{sat}) igual a 13,8 kN/m³. Este índice físico foi determinado por Spannenberg (2003) em ensaios de laboratório.

As hipóteses de resistência não drenada (S_u) foram feitas individualmente para cada uma das 3 áreas, com base nos ensaios de campo analisados no Capítulo 4.

Área L

Para a área L, as hipóteses (Figura 89) basearam-se unicamente em ensaios de palheta. A hipótese 1 apresenta a resistência não drenada (S_u) constante com a profundidade, sendo determinada pela média dos ensaios analisados. Para a hipótese 2, a resistência não drenada (S_u) foi considerada constante até 2,0 m de profundidade; a partir de 2,0 m, S_u cresce com a profundidade.

Como descrito no capítulo 4, ensaios realizados nos 2m superficiais tiveram problemas de interpretação. Entretanto, a experiência em argilas moles da Baixada Fluminense tem mostrado que a existência de uma camada superficial ligeiramente pré-adensada produz, nesta região, um perfil S_u decrescente com a profundidade (Collet, 1978). Face a esta realidade, adotou-se uma terceira hipótese, também indicada na Figura 89, em que a variação da resistência não drenada é semelhante à observada por Collet (1978) em Sarapuí.

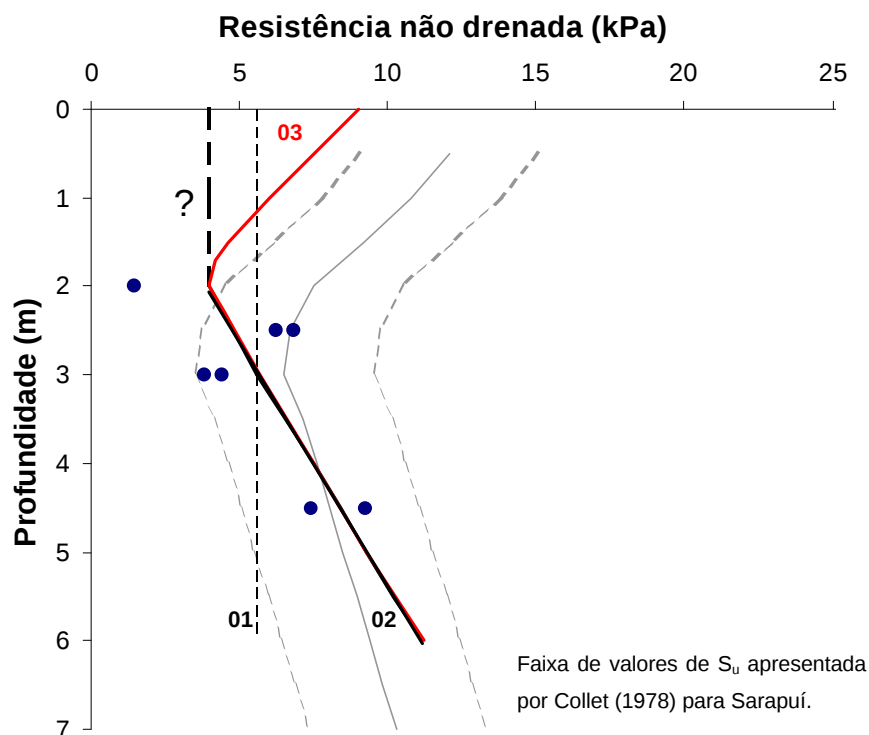


Figura 89 - Hipóteses (1, 2 e 3) para a área L

Área C

Para a área C, as hipóteses de resistência não drenada (S_u) foram determinadas a partir dos ensaios de palheta (hipóteses 1 e 2) e piezocone (hipóteses 3 e 4).

A Figura 90 mostra os resultados dos ensaios de palheta e de piezocone, em conjunto com os perfis de S_u considerados como hipóteses 1 a 4. Nesta área foram utilizados os resultados dos ensaios CPTU 01 e 03.

Da mesma forma que para a área L, para hipótese 1 adotou-se resistência não drenada (S_u) constante em toda a camada de argila mole, calculada pela média dos resultados de palheta. No caso da hipótese 2, adotou-se até a profundidade de 2,5 m um decréscimo da resistência não drenada (S_u). A partir desta profundidade os resultados dos ensaios de palheta indicaram aumento da resistência.

Nas hipóteses 3 e 4, o cálculo da resistência não drenada (S_u) foi feito com base em ensaios de piezocone. Como apresentado no capítulo 4, este cálculo depende do valor do fator de cone (N_{kt}).

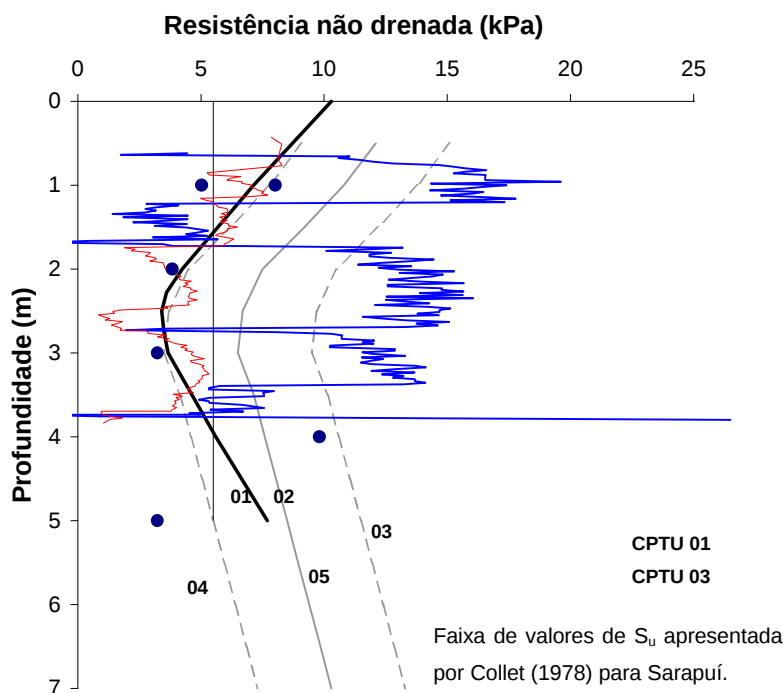


Figura 90 – Hipóteses 1, 2, 3, 4 e 5 para área C

Para a hipótese 3, considerou-se o perfil de resistência não drenada obtido pelo ensaio CPTU 01, sendo N_{kt} calculado a partir de um único ensaio de palheta, realizado próximo ao piezocone ($N_{kt} = 26$). Os resultados de campo mostram um decréscimo de resistência não drenada (S_u) com a profundidade até cerca de 3 m de profundidade. Observa-se também uma redução significativa a 1,5 m de profundidade, não registrada em qualquer outro ensaio. Para esta hipótese, adotou-se, então, o limite superior dos valores de resistência não drenada (S_u) verificados por Collet (1978).

Para a hipótese 4, foram considerados os resultados do ensaio CPTU 03, com N_{kt} calculado a partir de um único ensaio de palheta ($N_{kt} = 26$). Da mesma forma que para o ensaio de CPTU 01, observou-se decréscimo de resistência com a profundidade. Com isso, para a hipótese 4 a curva adotada foi o limite inferior dos ensaios realizados por Collet (1978) para a região de Sarapuí. Na hipótese 5, foi considerado o perfil médio de resistência não drenada proposto por Collet.

Área O

Para a área O foram estabelecidas três hipóteses de resistência não drenada (S_u). As hipóteses 1 e 2 referem-se, assim como as áreas L e C, a perfis de S_u baseados em ensaios de palheta e a hipótese 3 originada do ensaio de piezocone CPTU 05.

A Figura 91 mostra os resultados dos ensaios de palheta e de piezocone, em conjunto com os perfis de S_u considerados como hipóteses para as análises de estabilidade desta área.

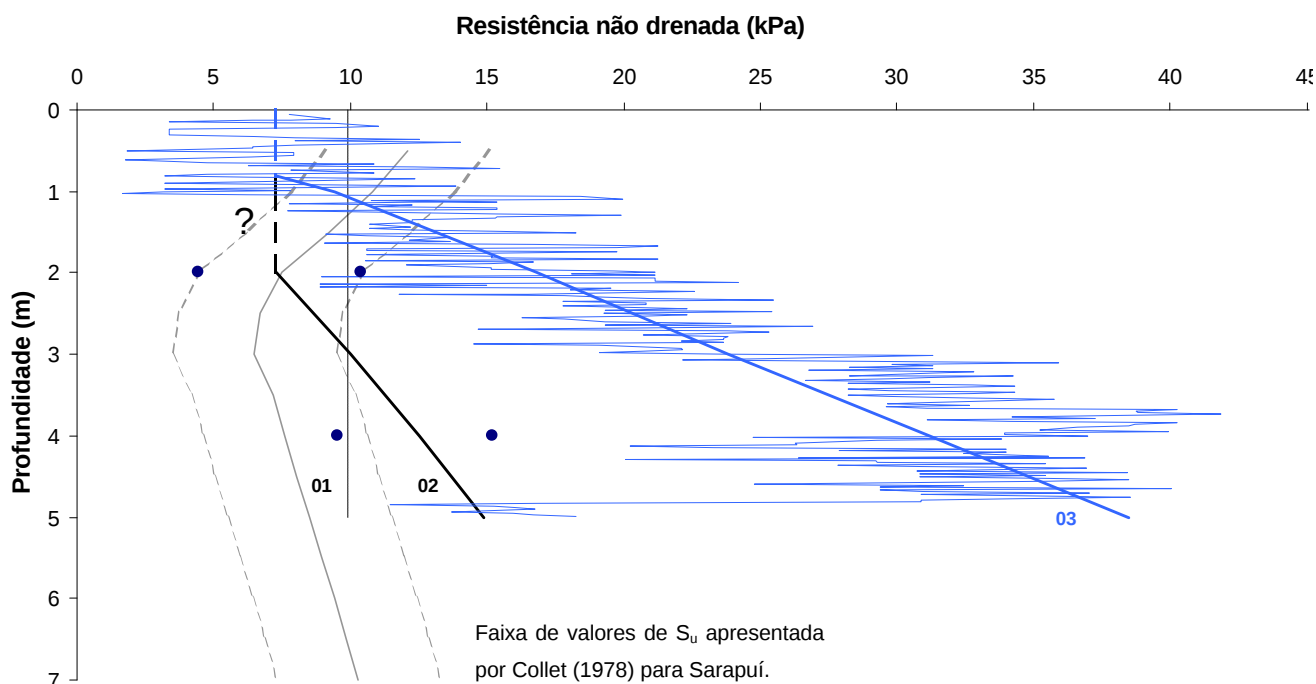


Figura 91 – Hipóteses 1, 2 e 3 para área O

As hipóteses 1 e 2 apresentam-se similares às da área L. Para a hipótese 1 adotou-se a resistência não drenada constante ($S_u = 10\text{kPa}$), definida como a média dos valores de ensaios de palheta. Na hipótese 2 adotou-se a resistência não drenada (S_u) constante até 2,0 m e a partir desta profundidade S_u aumenta com a profundidade.

A hipótese 3 foi baseada no perfil de S_u estimado pelo ensaio de piezocone CPTU 05, calculado a partir de um único ensaio de palheta ($N_{kt}=26$), realizado próximo ao piezocone. Para esta hipótese, a resistência não drenada (S_u) é aproximadamente constante até a profundidade de 0,80 m. A partir desta profundidade S_u passa a aumentar.

6.3

Análise de estabilidade das áreas L, C e O

As análises de estabilidade foram realizadas utilizando-se o método de Bishop simplificado para determinação do fator de segurança à ruptura circular. O programa utilizado foi o Win Stabl (Purdue University STABL 6 - versão 1.16), que permite análises de estabilidade com a utilização de elementos de reforço como geossintéticos, tirantes e grampos.

Área L

A Tabela 28 apresenta os valores dos fatores de segurança (FS) calculados a partir do perfil L1, apresentado no item 1.1. Os valores dos fatores de segurança, em todas as hipóteses, indicam condição de instabilidade ($FS \leq 1,00$), o que ratifica a ruptura observada no campo. Entretanto, para as hipóteses 1 e 2, a profundidade da superfície de ruptura não se aproxima da verificada no inclinômetro I-08 ($\approx 5,0$ m). A hipótese 3 parece a que melhor reproduz as condições de campo.

Tabela 28 – Fatores de segurança para área L

<i>Ensaio</i>	<i>Hipótese</i>	<i>FS (Bishop)</i>	<i>Profundidade da superfície de ruptura</i>
<i>Palheta</i>	<i>1</i>	<i>1,00</i>	<i>7,0</i>
<i>Palheta</i>	<i>2</i>	<i>0,81</i>	<i>3,0</i>
<i>Palheta</i>	<i>3</i>	<i>1,09</i>	<i>4,0</i>

Área C

Para o perfil denominado C, os fatores de segurança para as hipóteses anteriormente ilustradas, estão apresentados na Tabela 29. Assim como a área L e com exceção da hipótese 3, os valores dos fatores de segurança apresentam condição de ruptura ($FS \leq 1,00$). Segundo os inclinômetros I-02 e I-03 a profundidade da superfície de ruptura pode ser estimada na faixa de aproximadamente 4 a 5m. Nesta área esta profundidade coincide com a prevista nas análises por equilíbrio limite.

Aparentemente a hipótese 5, descrita pela curva média de Su proposta por Collet (1978), para a região de Sarapuí, é que melhor caracteriza o perfil de resistência não drenada (Su) da área. A Figura 92 mostra a superfície potencial de ruptura e as demais curvas geradas para esta hipótese.

Cabe ressaltar que a superfície de ruptura observada no campo, nesta região é extensa sobre o aterro, podendo ser analisada de acordo com o modelo de deformação plana.

Tabela 29 - Fatores de segurança para a área C

Ensaio	Hipótese	FS (Bishop)	Profundidade da superfície de ruptura (m)
Palheta	1	0,71	6,0
Palheta	2	0,73	4,0
CPTU	3	1,36	5,0
CPTU	4	0,69	5,0
CPTU	5	1,03	5,0

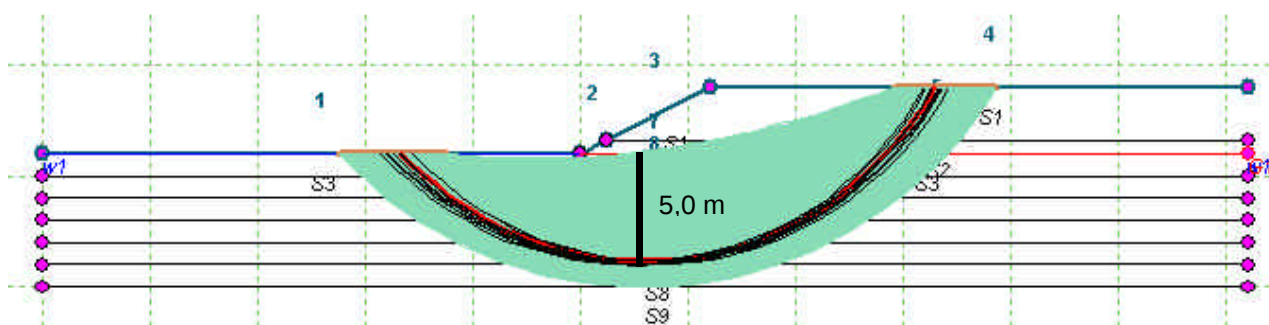


Figura 92 – Superfícies de ruptura para área C, ensaio de piezocone, hipótese 4

Área O

As análises de estabilidade foram baseadas no perfil apresentado na Figura 88. Nesta região não houve ruptura. Os fatores de segurança, apresentados na Tabela 30, mostram que os perfis de resistência não drenada extraídos dos resultados de CPTU foram subestimados.

Tabela 30 – Fatores de segurança para área O

Ensaio	Hipótese	FS (Bishop)	Profundidade da superfície de ruptura (m)
Palheta	1	1,63	4,0
Palheta	2	1,30	3,0
CPTU	3	1,65	2,0

Nota-se que os perfis de resistência não drenada (S_u) na camada superficial (Figura 91) são inferiores aos previstos na literatura, assim como os valores encontrados para os ensaios de palheta.

A hipótese de um valor médio de resistência não drenada (hipótese 1) tende a superestimar o parâmetro nesta região. Considera-se, portanto, para esta área, a hipótese 2 como a que melhor traduz o comportamento do aterro neste local.