

4. Análise dos Ensaios de Campo

Este capítulo apresenta a análise dos ensaios de palheta e de piezocone assim como os parâmetros geotécnicos determinados nestes ensaios.

Por se tratar de um aterro com grandes dimensões, o aterro da indústria Rio Polímeros foi dividido em 3 áreas denominadas L (Leste), C (Central) e O (Oeste), como apresenta a Figura 52. Os resultados serão apresentados de acordo com o ensaio e com a área onde foram realizados.

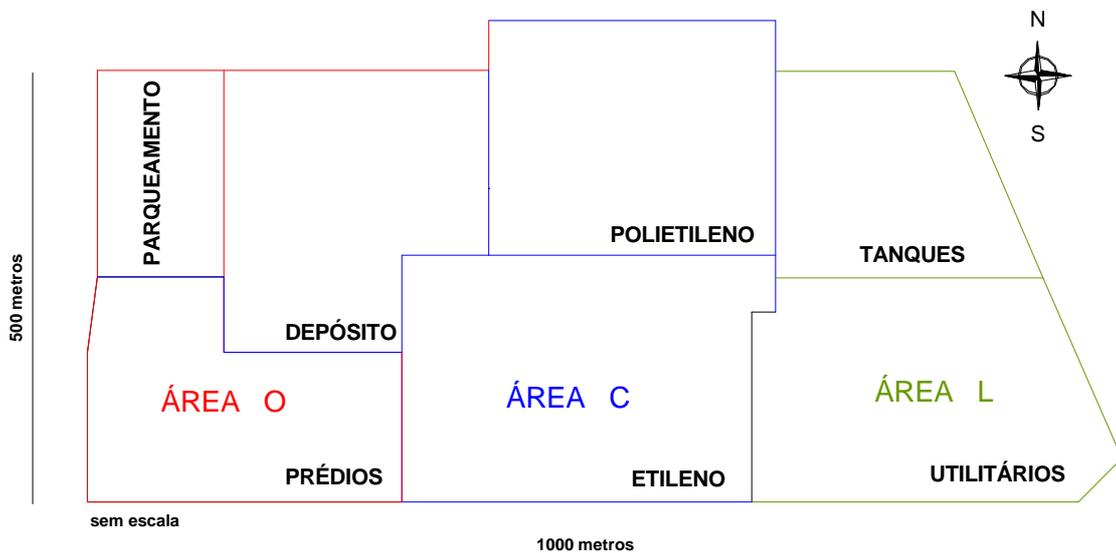


Figura 52 - Divisão das áreas O, C e L

4.1 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta é um dos ensaios mais utilizados para determinação da resistência não drenada (S_u) de solos moles. É um método de investigação do subsolo prático e econômico, que mede a resistência não drenada “in situ” sem a retirada de amostras.

No material disponibilizado para este trabalho não foi descrito o tipo de palheta empregado nos 36 ensaios de palheta realizados no aterro da indústria Rio Polímeros.

Bjerrum (1973) propôs um fator de correção (μ) para a resistência não drenada determinada no ensaio de palheta. O autor confere a dois fatores a necessidade desta correção: a anisotropia da resistência e o tempo de carregamento até a ruptura. Entretanto, a utilização do fator μ , de acordo com Sandroni (1993), deve se limitar a áreas onde não há ocorrência de material turfoso.

Os valores dos ensaios de palheta, sem a correção de Bjerrum (1973), segundo Coutinho (2000), tendem a fornecer valores conservativos.

No trabalho em questão, as análises dos resultados não levaram em conta a utilização de tal fator de correção (μ) devido à presença de turfa no local.

As análises dos ensaios de palheta levaram em consideração a localização e a profundidade onde foram realizados. A seguir serão apresentados os resultados referentes às áreas L (Figura 53), C (Figura 54) e O (Figura 55). As numerações incluídas nos gráficos referem-se aos furos de sondagem, onde foram realizados os ensaios.

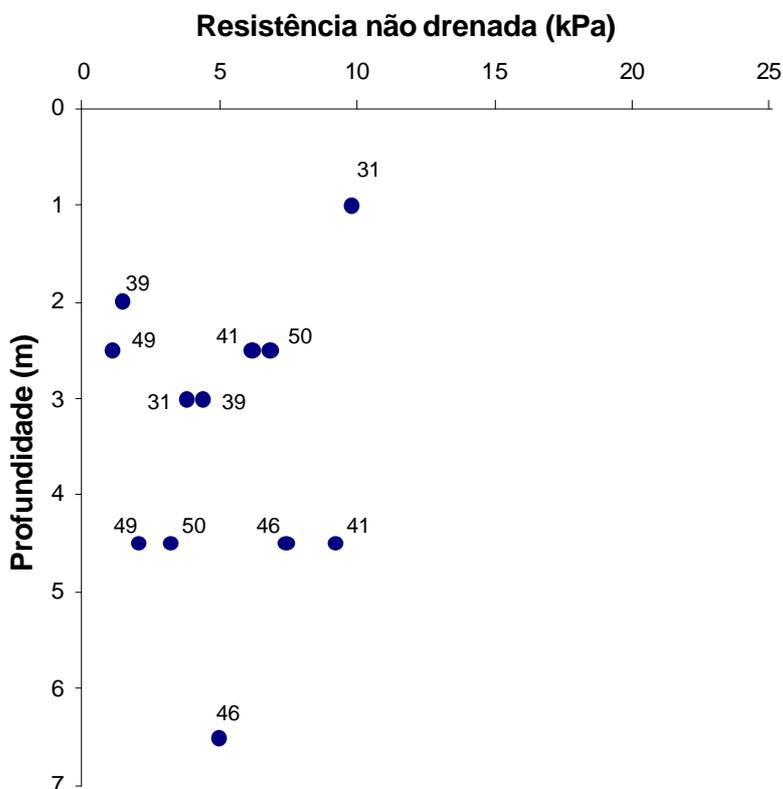


Figura 53 – Ensaio de palheta realizados na área L

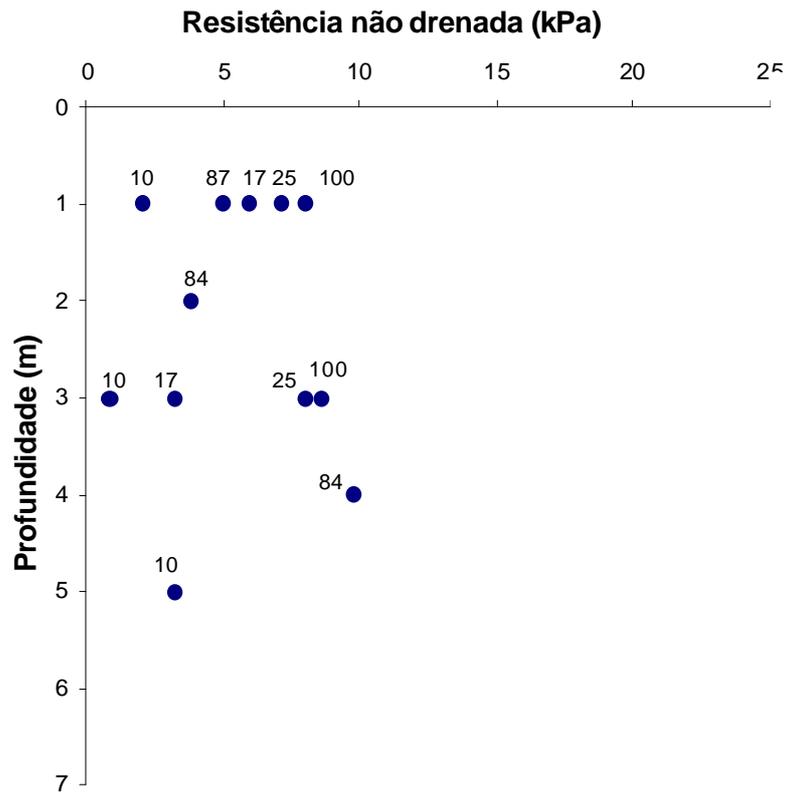


Figura 54 – Ensaio de palheta realizados na área C

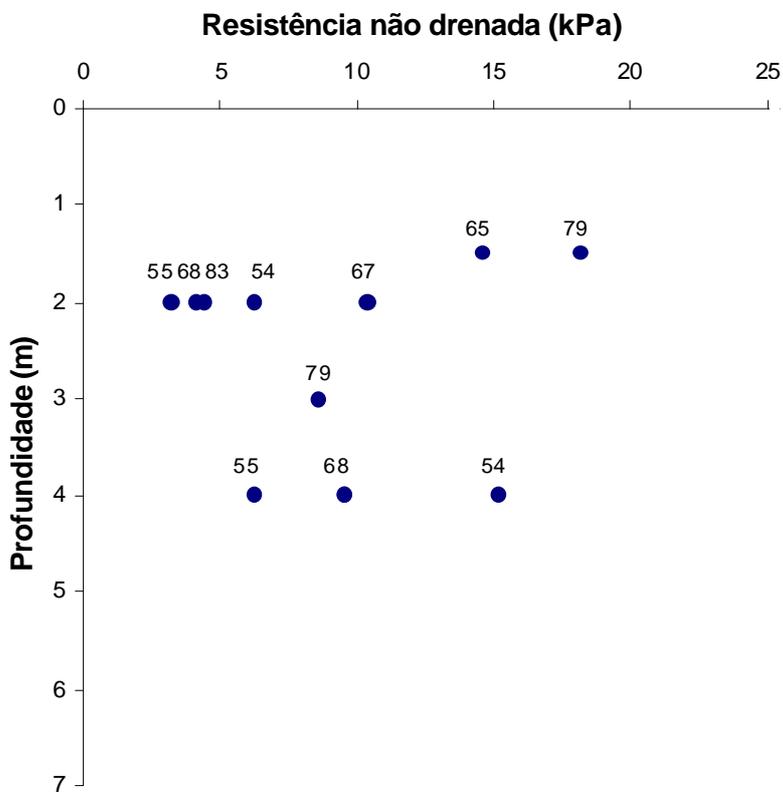


Figura 55 – Ensaio de palheta na área O

Devido à dispersão dos resultados dos ensaios de palheta, os mesmos foram submetidos a avaliações relacionadas à localização de execução.

Alguns ensaios foram realizados muito próximos ou mesmo em material turfoso, outros foram executados em profundidades muito próximas à base do furo de sondagem. Profundidades inferiores a 30 cm foram consideradas muito pequenas e insuficientes para garantir uma condição de não amolgamento do solo ensaiado. Desta forma, foram descartados os ensaios realizados em material turfoso, assim como aqueles com distância inferior a 30 cm da base do furo.

Apresenta-se, resumidamente, na Tabela 14 as observações que levaram ao descarte dos ensaios para determinação do perfil de resistência não drenada (S_u) para as 3 áreas.

Tabela 14 - Observações sobre os ensaios de palheta descartados

Área	Ensaio	Observação
L	CB 31 (1,0 m)	Ensaio em material turfoso
	CB 49 (4,5 m)	Distância entre ensaio e amostragem inferior a 30 cm.
	CB 50 (4,5 m)	
C	CB 10 (1,0 m)	Ensaio próximo a material turfoso.
	CB 17 (1,0 m)	Ensaio em material turfoso.
	CB 25 (1,0 m)	Ensaio próximo a material turfoso.
	CB 10 (3,0 m)	Distância entre ensaio e amostragem inferior a 30 cm.
	CB 25 (3,0 m)	
	CB 100 (3,0 m)	
O	CB 79 (1,5 m)	Ensaios próximos à turfa
	CB 54 (2,0 m)	
	CB 65 (1,5 m)	Ensaio próximo à turfa.
	CB 68 (2,0 m)	Ensaio próximo a material compactado.
	CB 55 (2,0 m)	Distância entre ensaio e amostragem inferior a 30 cm.
	CB 79 (3,0 m)	
	CB 68 (4,0 m)	
CB 55 (4,0 m)		

De acordo com as observações acima, apresentam-se nas Figura 56, Figura 57 e Figura 58 os perfis de resistência não drenada (S_u) para cada área. No caso das áreas L e O, nos primeiros 2,0 m, não foi possível estabelecer a

variação de S_u com a profundidade, tendo sido, nestes casos admitido a possibilidade de valor constante e igual a 4,0 kPa para a área L e igual a 7,0 kPa para a área O.

Abaixo de 2,0 m de profundidade, nota-se um crescimento da resistência não drenada com a profundidade.

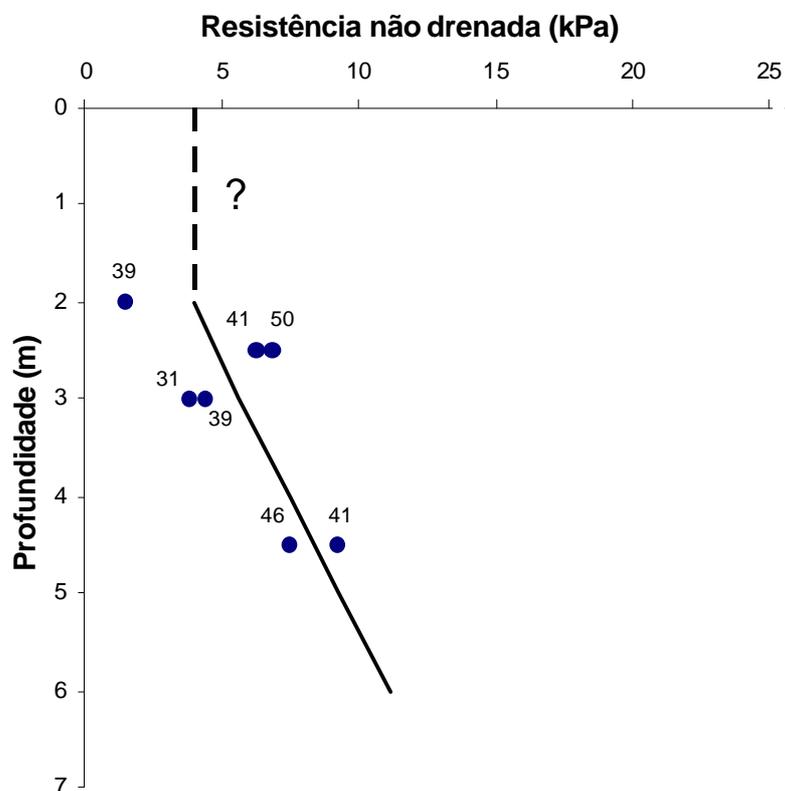


Figura 56 – Perfil de resistência não drenada (S_u) para área L

Já para área C, os 2,5 m iniciais mostram um decréscimo de S_u com a profundidade, o que pode caracterizar uma região com ligeiro pré adensamento. Este comportamento já foi observado por outros autores (Ortigão, 1980 e Gerscovich, 1983) também em depósito da Baixada Fluminense próximo ao Rio Sarapuí. A partir desta profundidade, a resistência não drenada volta a aumentar com a profundidade.

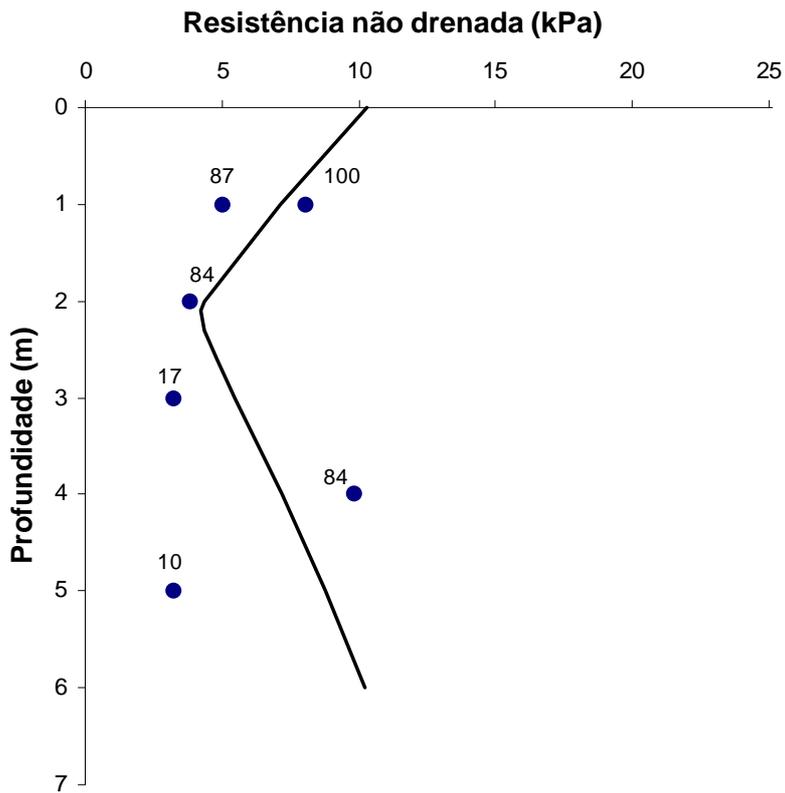


Figura 57 – Perfil de resistência não drenada (S_u) para área C

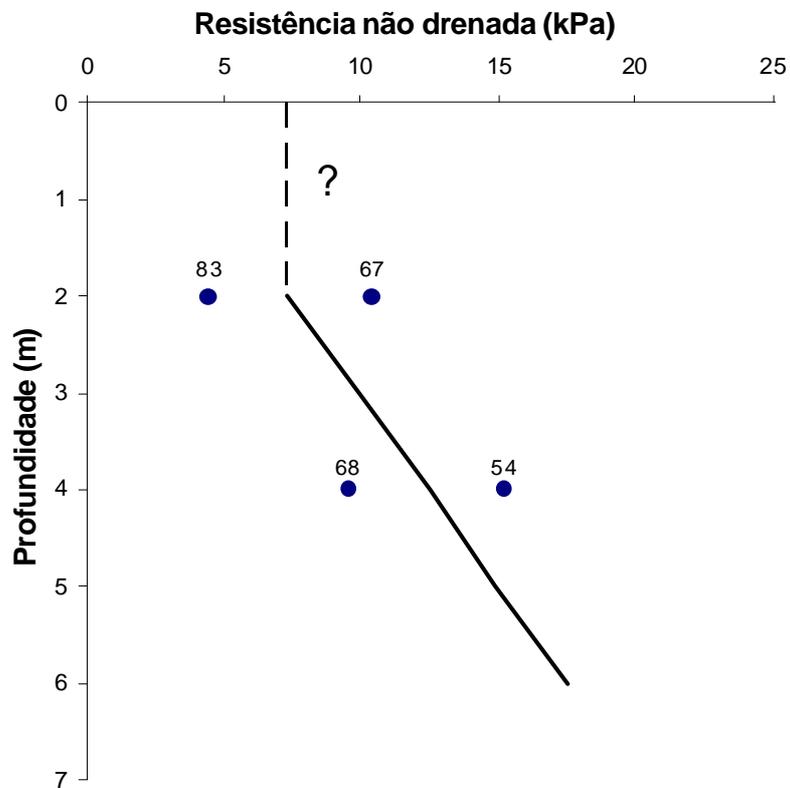


Figura 58 – Perfil de resistência não drenada (S_u) para área O

Os perfis de resistência não drenada (S_u) determinados para as 3 áreas do Rio Polímeros estão reunidos na Figura 59. Os resultados foram comparados com os limites reportados por Collet (1978) para a região próxima ao Rio Sarapuí. Pode-se notar que, para a área O, os valores de resistência não drenada apresentaram-se acima dos indicados por Collet. Entretanto, para as demais áreas os perfis de S_u estão dentro da faixa observada por Collet (1978) tendendo na região superficial à concordância com o limite inferior.

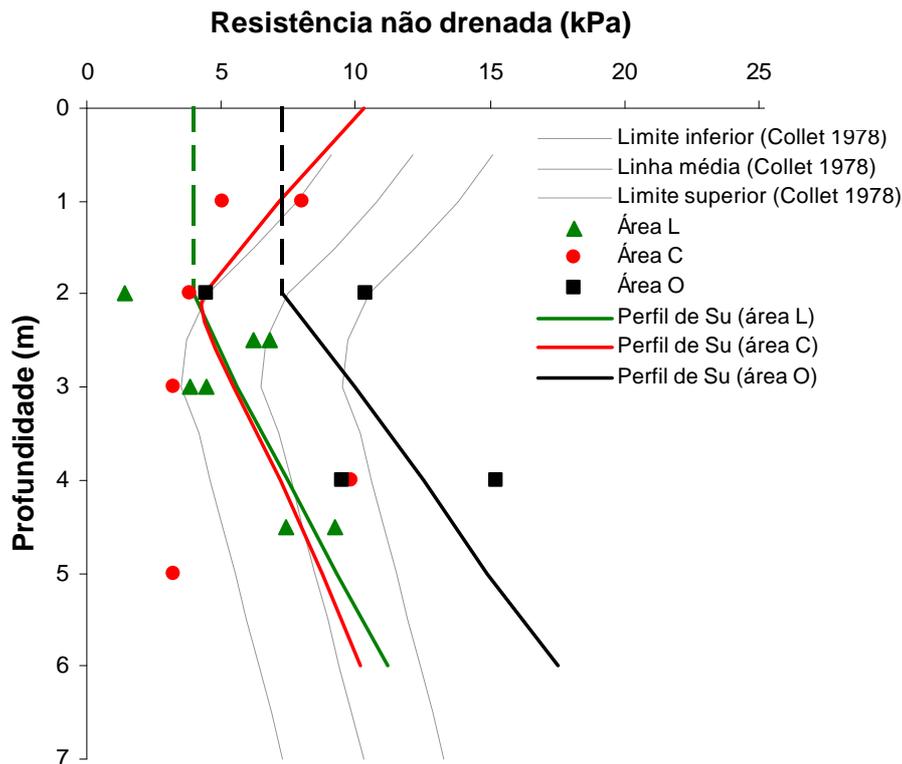


Figura 59 – Perfis de resistência não drenada (S_u)

Foram também realizados ensaios de palheta para determinação da resistência não drenada (S_u) da argila em estado deformado.

A sensibilidade da argila, definida pela razão entre a resistência do solo em estado indeformado (S_u) pela resistência do solo amolgado (S_{ur}) está apresentada no Capítulo 3, na Figura 41. Observa-se, nesta figura, que a sensibilidade concentra-se predominantemente na faixa entre 3 e 6.

A Tabela 1 apresenta a classificação das argilas segundo a sensibilidade, proposta por Skempton e Northey, (1952). A sensibilidade das argilas moles litorâneas no Brasil, segundo Schnaid (2000), pode ser classificada como baixa a média. Os resultados da presente campanha confirmam esta classificação.

Tabela 15 - Sensibilidade de argilas (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	S_t
<i>Baixa</i>	2 – 4
<i>Média</i>	4 – 8
<i>Alta</i>	8 – 16
<i>Muita Alta</i>	> 16

4.2

Ensaio de piezocone

Os ensaios de piezocone têm sido largamente utilizados para a obtenção de parâmetros geotécnicos “in situ”.

Neste item estão apresentados os resultados dos ensaios de piezocone realizados com medição da poropressão, com objetivo de complementar a identificação estratigráfica do subsolo, inicialmente realizada por SPT's, assim como determinação e verificação de parâmetros através de formulações empíricas encontradas na literatura corrente.

No aterro da indústria Rio Polímeros foram realizados 6 ensaios de piezocone denominados CPTU 01, 02, 03, 04, 05 e 06, que ficaram a cargo da empresa Terratek, seguindo procedimentos padronizados pelas normas ABNT MB 3406 e ASTM D 3441.

O equipamento utilizado consiste de um piezocone eletrônico com resistência máxima de ponta de 10 MPa. O cone possui as seguintes dimensões: diâmetro de 3,6 cm, um ângulo de 60°, área transversal de 10 cm² e luva de atrito com uma área de 150 cm².

O ensaio consiste da aquisição contínua de dados, os quais são armazenados no disco rígido de um computador (PC) localizado na superfície do terreno. Os dados registrados são: resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), poropressão (u_2) e inclinação da haste.

As medidas de poropressão foram realizadas a partir de uma pedra porosa localizada imediatamente acima da ponta cônica, correspondente à posição u_2 .

Como sistema de reação foi utilizado um caminhão, capaz de aplicar 200 kN nas hastes de aço. A velocidade de inserção do cone no solo é constante de 20 mm/s.

Os resultados dos ensaios de piezocone estão apresentados a seguir, onde ilustra-se q_t , u_0 , u_2 , B_q e R_f ao longo da profundidade, onde q_t é a resistência real mobilizada, u_0 a poropressão hidrostática, u_2 é a poropressão medida, B_q e R_f são parâmetros de classificação dos solos, definidos,

respectivamente, como a razão entre $(u_2 - u_0)$ e $(q_t - \sigma_{v0})$ e a razão entre o atrito lateral (f_s) e resistência de ponta (q_c).

As classificações dos solos, apresentadas nas figuras, levaram em consideração os parâmetros B_q e R_f , assim como a resistência real mobilizada (q_t) a poropressões (u_2).

A campanha de ensaios de piezocone foi realizada ao final da primeira etapa da obra, que consistia no lançamento de camadas de aterro compactado nas áreas C e L. Desta forma os ensaios CPTU 01, 02 e 03, realizados na área C, foram executados em cima do aterro. Este fato pode ser observado nos perfis apresentados nas Figura 60 (CPTU 01), Figura 61 (CPTU 02) e Figura 62 (CPTU 03), pois a resistência real mobilizada (q_t) apresenta-se alta nos metros iniciais.

Logo após a camada do aterro, nota-se nos 3 perfis apresentados um pico de resistência referente à passagem pelo geotêxtil instalado em toda a área, na base do aterro.

A espessura da camada de argila mole, de acordo com os ensaios CPTU 01 e CPTU 03, é de aproximadamente 4,0 m. Para o ensaio CPTU 02 a espessura de argila mole foi de 6,0 metros.

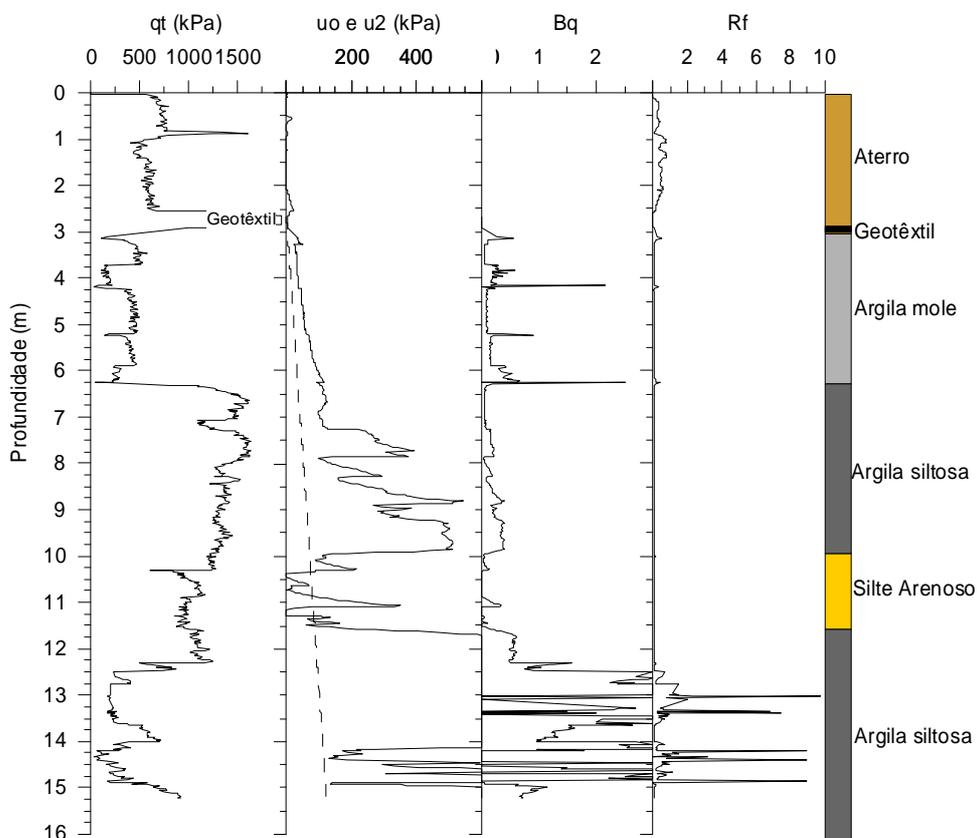


Figura 60 – Ensaio CPTU 01

Os ensaios desta área indicaram também lentes de areia, sendo que no ensaio CPTU 03 (Figura 62) nota-se um pico de resistência com um decréscimo acentuado de poropressão a 6,5 m de profundidade. Camadas de argila siltosa de espessuras variáveis também foram observadas nos resultados dos ensaios.

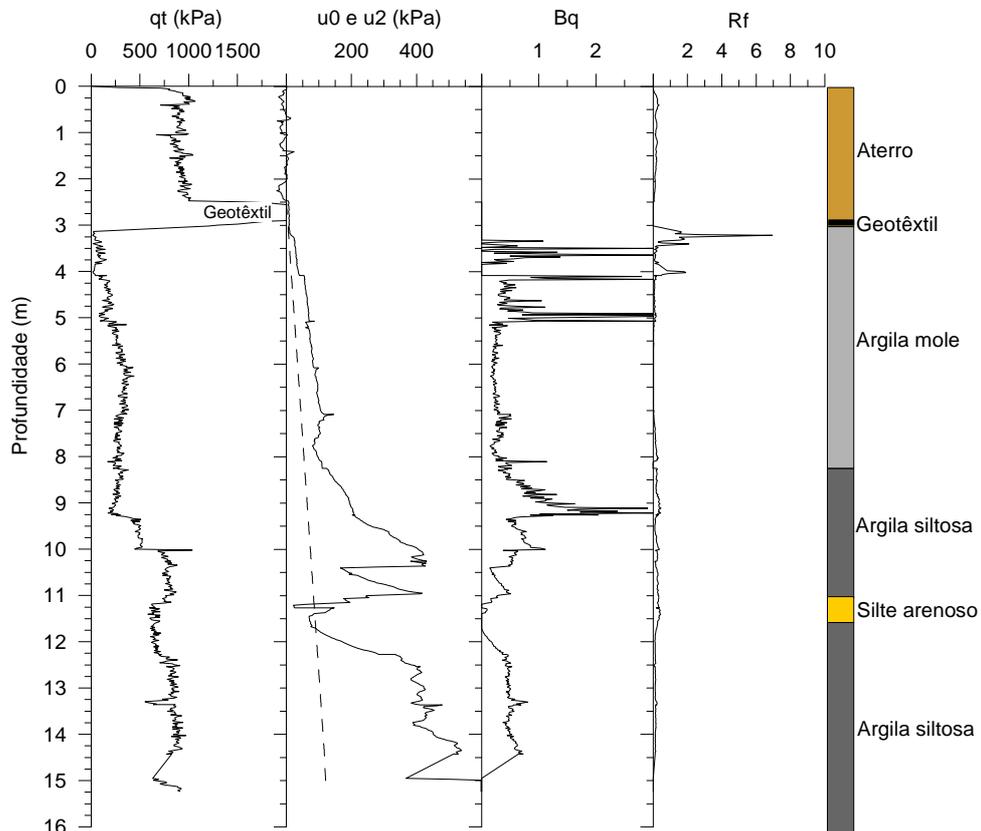


Figura 61 – Ensaio CPTU 02

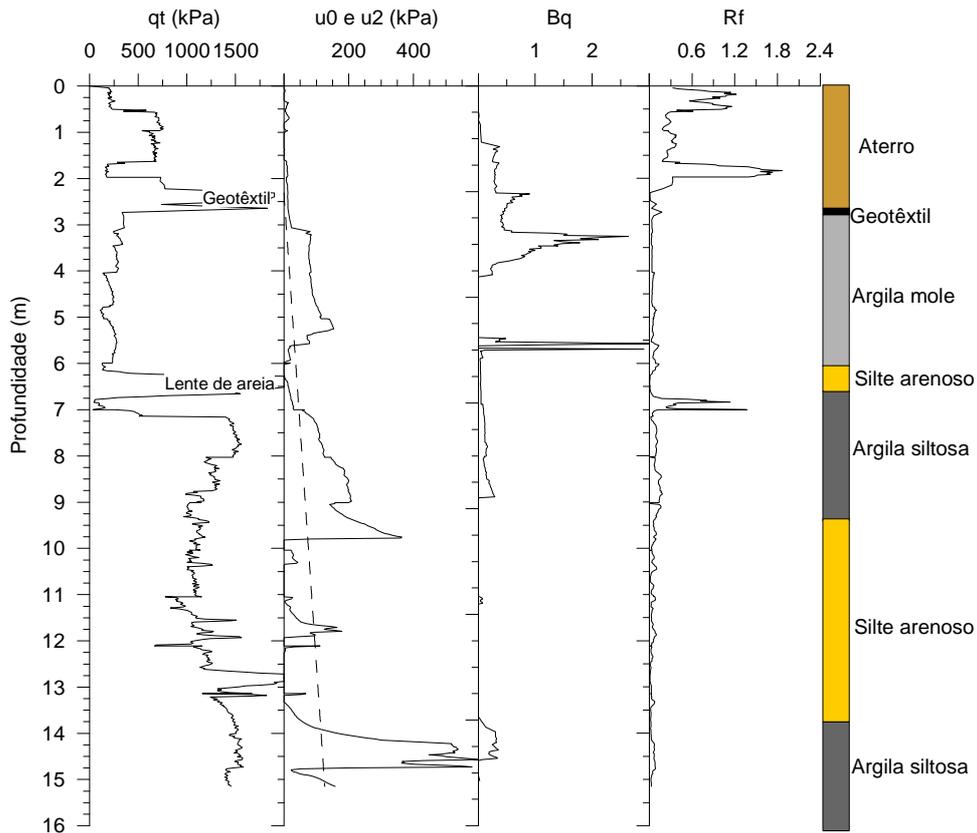


Figura 62 – Ensaio CPTU 03

Na área O, foram realizados 3 ensaios, apresentados a seguir: CPTU 04 (Figura 63), CPTU 05 (Figura 64) e CPTU 06 (Figura 65).

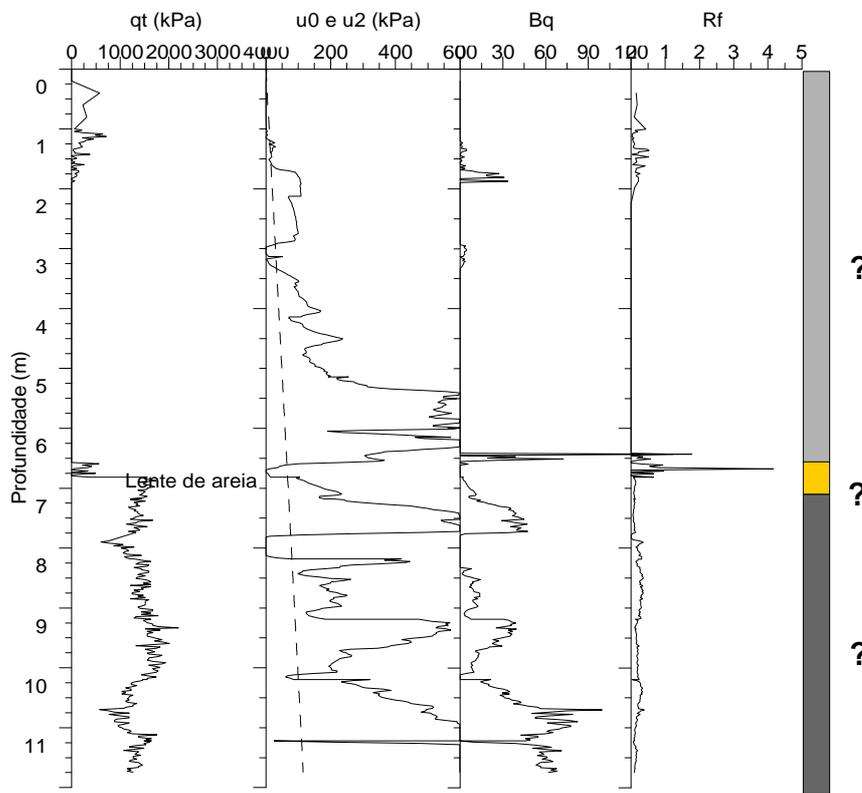


Figura 63 – Ensaio CPTU 04

O ensaio CPTU 04 (Figura 63), realizado na área O, apresenta resultados distintos dos observados nos outros perfis, apesar de ter sido executado antes do lançamento do aterro. Verificou-se, no ensaio em questão, resistência de ponta nula de 2,0 m até aproximadamente 6,5 m, não permitindo nenhum tipo de análise para identificação estratigráfica, nem para a determinação de parâmetros geotécnicos.

O perfil referente ao ensaio CPTU 05 (Figura 64), apresenta resistência real mobilizada (q_t) crescente linearmente com a profundidade até aproximadamente 8,0 metros. A camada de argila mole apresenta-se até a profundidade de aproximadamente 5,0 metros. Logo abaixo, o valor da poropressão (u_2) apresenta um decréscimo significativo até a profundidade de 8.5 metros. Neste ensaio, da mesma forma que para os outros ensaios realizados na área do aterro, foram registradas algumas lentes de areia. Estas camadas se caracterizam por uma redução significativa na geração de poropressão.

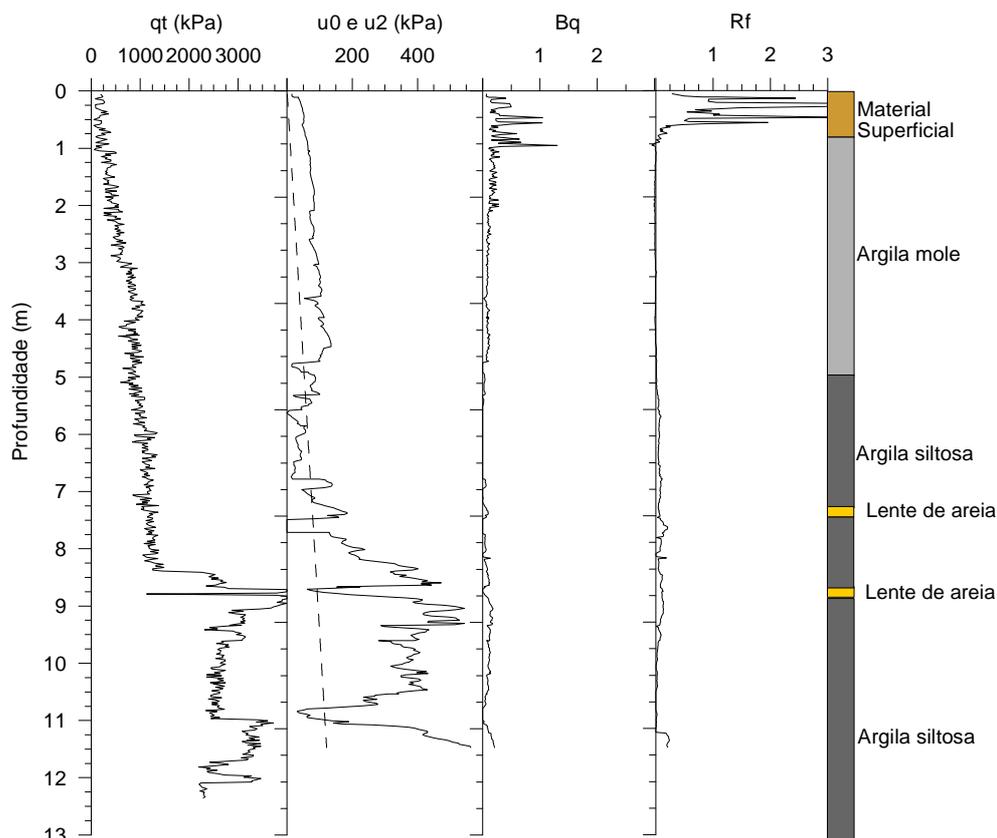


Figura 64 – Ensaio CPTU 05

Para o ensaio CPTU 06, a Figura 65 ilustra uma camada mais resistente próximo a superfície, seguida de uma camada de resistência real mobilizada (q_t) baixa, combinada de geração de poropressão caracterizando a camada de argila

mole. Após a camada de argila mole de aproximadamente 4,0 m, nota-se uma camada de baixa geração de poropressão, entretanto com resistência real mobilizada aproximadamente semelhante à camada superior.

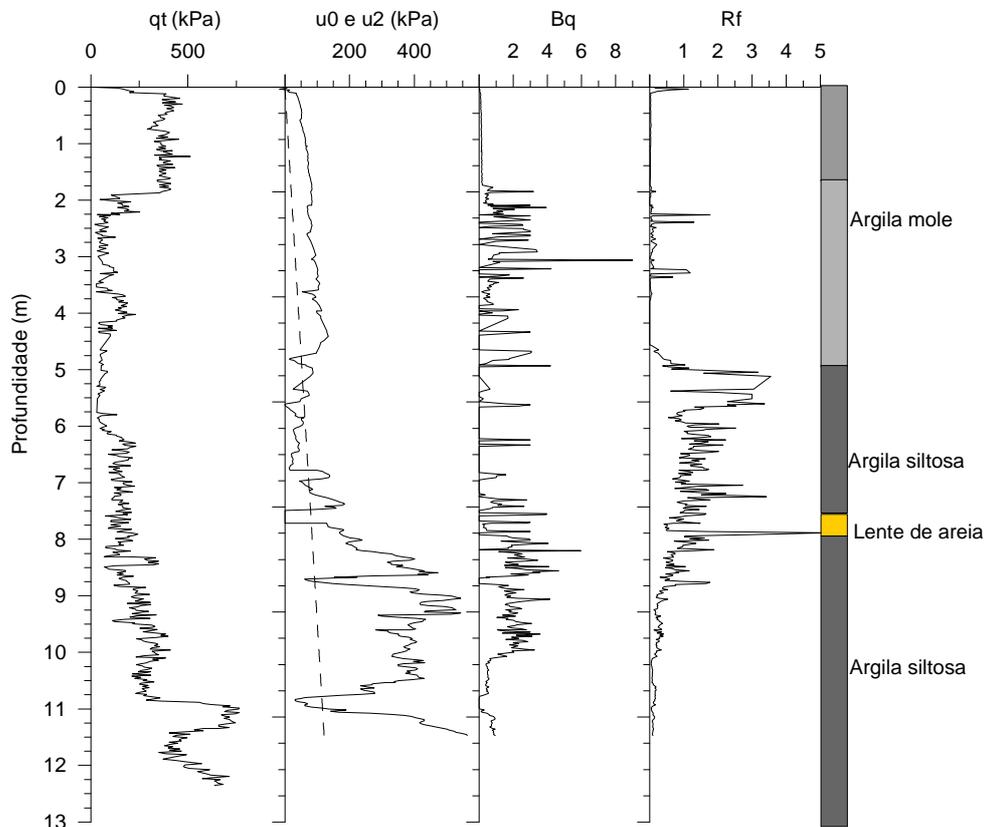


Figura 65 – Ensaio CPTU 06

4.2.1 Parâmetros geotécnicos

Com base nos resultados dos ensaios de piezocone executados no aterro da indústria Rio Polímeros e com as correlações citadas no Capítulo 2, serão apresentados a seguir os valores de resistência não drenada (S_u), coeficiente de adensamento (c_h , c_v) e história de tensões (OCR) calculados para a argila mole da Rio Polímeros.

4.2.1.1 Resistência não drenada

De acordo com Lunne et al (1997), a estimativa da resistência não drenada pode ser realizada de 3 formas: utilizando a resistência “total” do cone (N_{kt}), a resistência “efetiva” do cone (N_{ke}) ou o excesso de poropressão ($N_{\Delta u}$).

Fator de cone N_{kt}

O fator de cone N_{kt} correlaciona a resistência real mobilizada (q_t) e a tensão vertical total (σ_{v0}) com a resistência não drenada (S_u). Para determinação deste fator, recomenda-se que S_u seja estimado por ensaios de campo (palheta) ou ensaios de laboratório (triaxiais).

A Tabela 16 apresenta os valores de N_{kt} calculados, assim como os demais parâmetros necessários para a sua estimativa. Nesta tabela, a resistência não drenada foi obtida a partir da curva média definida pelos resultados de palheta apresentados anteriormente.

Os valores de resistência real mobilizada (q_t) foram considerados como a média dos valores registrados pelo cone (\bar{q}_t) nas proximidades da profundidade considerada.

Tabela 16 – Valores de N_{kt} para a área C

Ensaio	Dados de Palheta		s_{v0}	\bar{q}_t	N_{kt}
	z (m)	S_u (kPa)			
CPTU 01	1,0	7,2	61,6	481,0	58
	2,0	4,4	75,4	432,8	81
	3,0	5,5	89,1	412,6	59
CPTU 02	1,0	7,2	58,2	79,5	-
	2,0	4,4	72,0	183,6	25
	3,0	5,5	85,7	264,3	32
CPTU 03	1,0	7,2	53,7	306,6	35
	2,0	4,4	67,5	202,9	31
	3,0	5,5	81,2	248,4	30

Os valores de N_{kt} estimados para os 3 ensaios, realizados na área C, variaram entre 25 e 80 e foram significativamente superiores ao valor de N_{kt} igual a 14, reportado na literatura por Danziger (2000), como típico para a região de Sarapuí, na Baixada Fluminense.

Acredita-se que os altos valores de N_{kt} calculados no presente trabalho sejam resultado de uma estimativa incorreta da resistência não drenada (S_u). Os ensaios de palheta foram realizados antes do início da obra e os de piezocone 10 meses após o lançamento do aterro.

Assim sendo, é possível que a resistência não drenada calculada para o ensaio de palheta, tenha variado no intervalo entre as 2 campanhas de ensaios de campo. Esta variação é decorrente do processo de dissipação de excesso de

poropressão gerado pelo aterro. Desta forma, de maneira a verificar o ganho de resistência não drenada (S_u), analisou-se um ensaio de palheta, executado na área C, a 1,0 metro de profundidade, próximo ao ensaio de CPTU 01. Nesta profundidade, estimou-se uma porcentagem de adensamento (U_z) de 20 %, após 10 meses de carregamento, para a condição de drenagem simples. Com isso, estimou-se o ganho de resistência de cerca de 7 kPa, fazendo com que a resistência não drenada passasse dos 5 kPa, registrados no ensaio, para 12kPa. Os cálculos levaram em consideração os parâmetros de resistência ($\phi' = 24^\circ$) obtidos em ensaios de laboratório neste material (Spannenberg, 2003). Esta correção implica numa redução significativa do valor de N_{kt} , de 58 para 35. Ressalta-se que esta estimativa é pouco precisa e que pequenas variações do coeficiente de adensamento ou do fator tempo (T) podem alterar significativamente o valor final de N_{kt} .

Assim sendo, desaconselha-se estimar o valor de N_{kt} correlacionando os ensaios de palheta realizados na área em questão com os ensaios de piezocone, uma vez que estes ensaios foram executados em diferentes etapas da construção do aterro.

Para os ensaios CPTU 02 e 03, valem os mesmos comentários relativos ao CPTU 01. Adicionalmente, para o ensaio de CPTU 02, a resistência real mobilizada (q_t) a 1,0 m de profundidade, em argila, foi extremamente baixa, tendo sido, portanto descartada na presente análise.

Já no caso da área O foram realizados os ensaios CPTU 04, 05 e 06. O ensaio CPTU 04 foi descartado, devido a possíveis problemas no monitoramento da resistência de ponta. Os valores dos fatores de cone N_{kt} , relativos a esta área, estão apresentados Tabela 17. Nesta área a hipótese de uma possível subestimativa dos valores de S_u obtidos pelo ensaio de palheta não se aplica, uma vez que ambos os ensaios foram realizados antes do lançamento do aterro. Entretanto, nota-se que os valores de N_{kt} permanecem elevados, acima do valor ($N_{kt} = 14$) sugerido na literatura (Danziger 2000). Por outro lado, os ensaios mostram também uma grande variabilidade nos valores médios de (\bar{q}_t) , estimados nas vizinhanças de 1, 2 e 3m. Enquanto que no ensaio CPUT 05, \bar{q}_t cresce com a profundidade, no ensaio CPTU 06 verifica-se o oposto. Esta variabilidade sugere que a estimativa do fator de cone N_{kt} não possa ser feita a partir de uma única curva de resistência não drenada (S_u) de palheta.

Em virtude desta dificuldade, buscou-se como alternativa a utilização dos valores de S_u obtidos diretamente nos ensaios de palheta, realizados próximos

aos perfis de piezocone. No caso do CPTU 05, o ensaio de palheta mais próximo (CB-79) foi anteriormente descartado, devido às restrições de ser realizado em material turfoso e face a sua proximidade com a base do furo de sondagem.

Já para o ensaio CPTU 06, o ensaio de palheta mais próximo (CB-83) fornece resistência não drenada (S_u) de 4,4 kPa a 2,0 m de profundidade. Com este valor, N_{kt} é calculado como sendo igual a 26, mais compatível com a faixa de valores esperada para o depósito de argila mole. Convém observar que o ensaio de CPTU 06 apresenta valores da resistência real mobilizada (\bar{q}_t) muito inferiores aos outros ensaios realizados.

Tabela 17 – Valores de N_{kt} para a área O

Ensaio	Dados de Palheta		s_{vo}	\bar{q}_t	N_{kt}
	z (m)	S_u (kPa)			
CPTU 05	1.0	7.3	13.8	153.3	19
	2.0	7.3	27.5	461.4	59
	3.0	10.0	41.3	625.8	58
CPTU 06	1.0	7.3	13.8	368.1	49
	2.0	7.3	27.5	141.8	16
	3.0	10.0	41.3	55.9	2

Em resumo, a presente campanha de ensaios de campo mostrou a dificuldade da estimativa de N_{kt} com base em ensaios de palheta. Para fins práticos será assumido o valor de $N_{kt}=26$ para o depósito de argila mole.

Ensaio triaxiais UU, realizados por Spannenberg (2003), forneceram valor de S_u médio da ordem de 12kPa, semelhante ao estimado após 10 meses de lançamento do aterro.

Fator de Cone N_{Du} e N_{ke}

A estimativa da resistência não drenada a partir de ensaios de cone normalmente utiliza o fator de cone N_{kt} . Entretanto, há outras proposições (Robertson e Campanella, 1988) que apresentam outros fatores $N_{\Delta u}$ e N_{ke} . O fator de cone $N_{\Delta u}$ leva em consideração, a variação do excesso de poropressão (u_2) em relação a poropressão hidrostática (u_0). Já o fator de cone N_{ke} leva em

consideração a resistência real mobilizada (q_t) e a poropressão (u_2), e a resistência não drenada (S_u).

A Tabela 18 mostra os valores estimados para ambos fatores de cone. Os resultados de $N_{\Delta u}$ situam-se dentro da faixa global apresentada por Robertson e Campanella (1988); isto é, entre 2 e 20. Entretanto, Robertson e Campanella comentam que os valores de $N_{\Delta u}$ dependem da sensibilidade, da história de tensões e da rigidez da argila.

Já os valores de N_{ke} situam-se muito acima da faixa sugerida por Lunne et al (1985) e Robertson et al (1986), isto é, entre 1 e 13.

Tabela 18 – Valores de $N_{\Delta u}$ e N_{ke} nas áreas C e O

<i>Ensaio</i>	N_{Du}	N_{ke}
<i>CPTU 01</i>	6	61
<i>CPTU 02</i>	7	25
<i>CPTU 03</i>	14	27
<i>CPTU 05</i>	6	42
<i>CPTU 06</i>	6	8

Perfil de Resistência não drenada

As Figura 66, Figura 67 e Figura 68 apresentam perfis de resistência não drenada (S_u), calculados para os ensaios CPTU 01, CPTU 020 e CPTU 03, utilizando os diferentes valores de fator de cone. Nestes perfis foram usados os valores de $N_{kt} = 26$, estimado na presente campanha, assim como o valor $N_{kt}=14$ sugerido na literatura (Danziger, 2000), para a Baixada Fluminense.

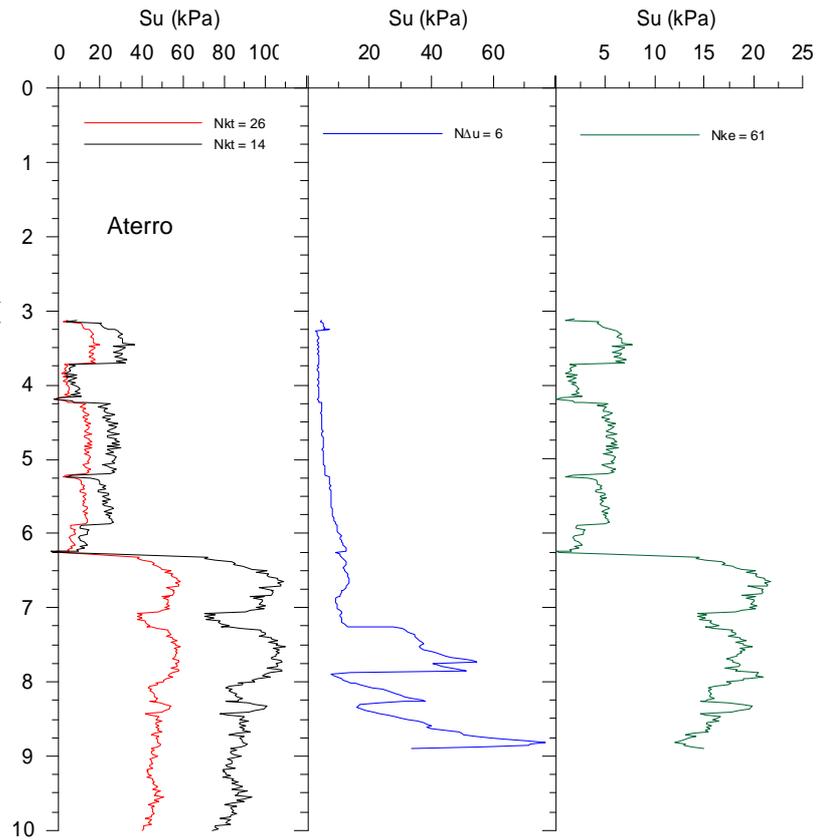


Figura 66 – Perfil de resistência não drenada (S_u) do ensaio CPTU 01

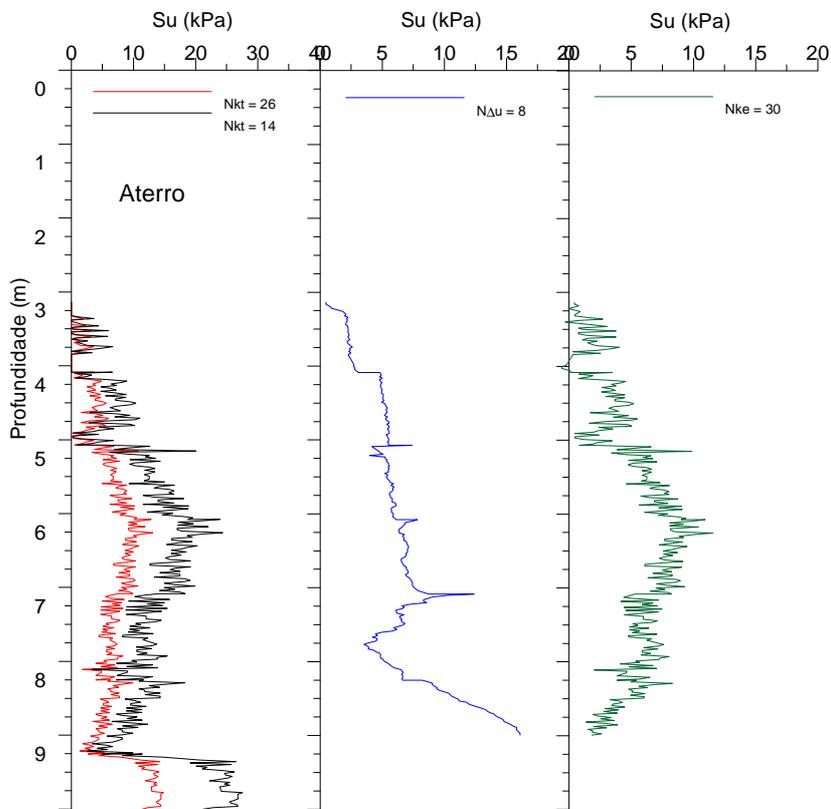


Figura 67 – Perfil de resistência não drenada (S_u) do ensaio CPTU 02

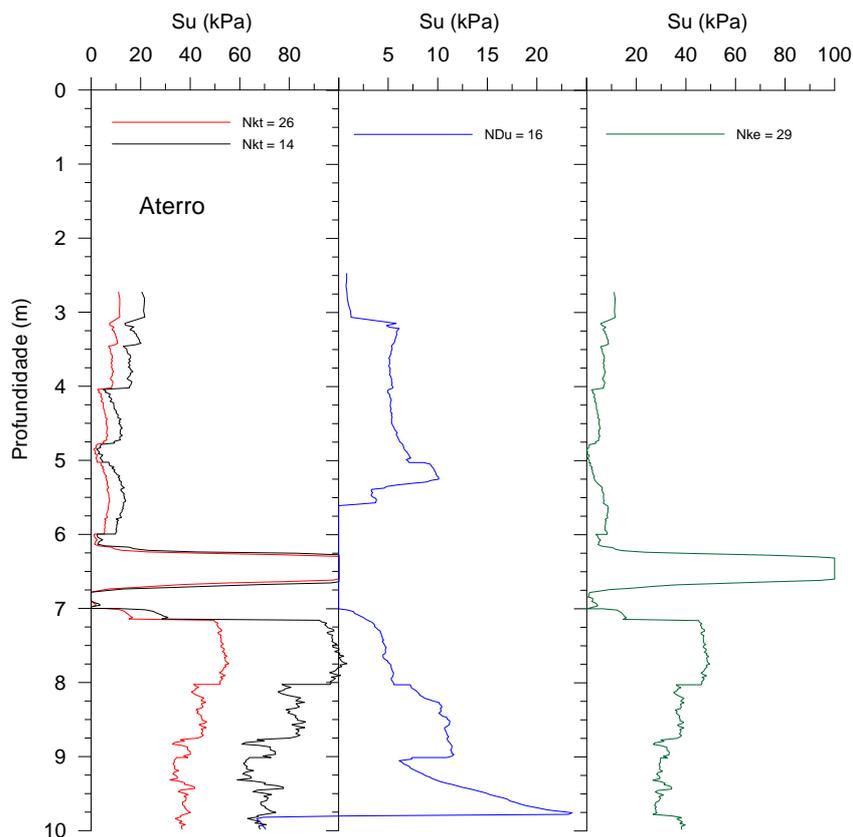


Figura 68 – Perfil de resistência não drenada (S_u) do ensaio CPTU 03

No ensaio CPTU 01 (Figura 66), os valores de resistência não drenada (S_u), na camada de argila mole, mostraram-se praticamente constantes com a profundidade. Nota-se também uma importante queda da resistência não drenada (S_u) a aproximadamente 3,8 metros de profundidade, indicando uma possibilidade de zona de ruptura localizada. Nota-se também a diferença entre as resistências não drenadas calculadas utilizando os fatores de cone comentados anteriormente.

Já para o ensaio de CPTU 03 (Figura 68), os valores de resistência não drenada (S_u) apresentam um leve decréscimo ao longo da profundidade, entretanto mostrando um comportamento muito parecido com o ensaio CPTU 01.

Para o ensaio de CPTU 02 (Figura 67), localizado na mesma área C, os valores de resistência não drenada (S_u) apresentaram um crescimento até a profundidade de aproximadamente 6,0 metros, com um decréscimo a partir desta profundidade.

Com era de se esperar, em todos os casos, os valores de resistência não drenada (S_u) utilizando N_{kt} da literatura foram menores que os valores utilizando o valor estimado de N_{kt} .

Para todos os ensaios realizados na área C, os valores de resistência não drenada (S_u), utilizando o fator de cone $N_{\Delta u}$, nota-se um leve crescimento com a profundidade da camada de argila mole.

Os valores de resistência não drenada (S_u) estimados para área O estão mostrados nas Figura 69 e Figura 70.

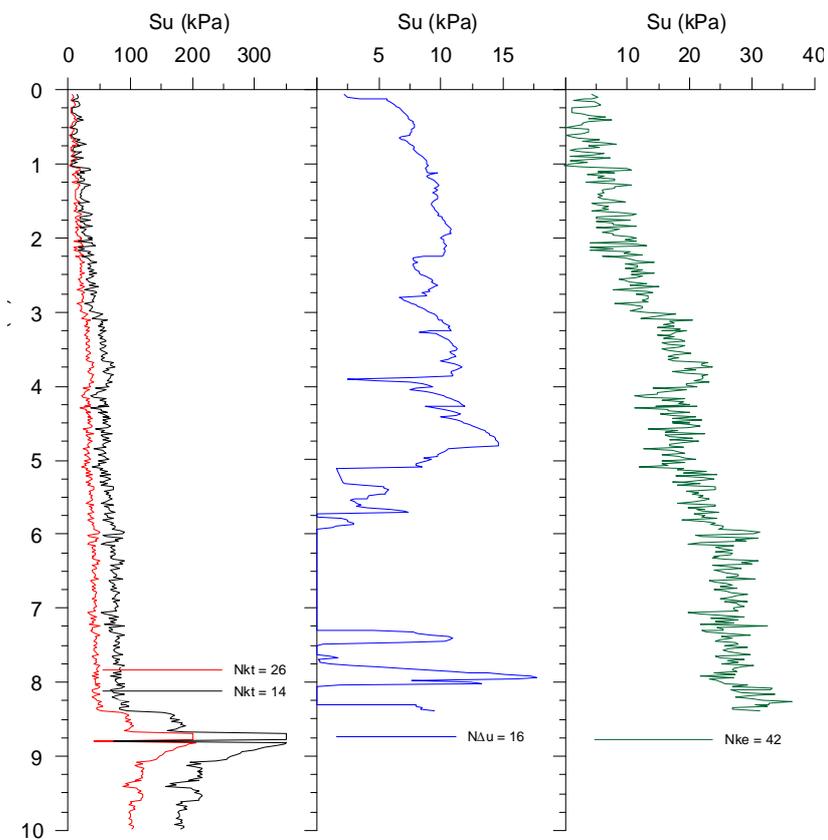


Figura 69 – Perfil de resistência não drenada (S_u) do ensaio CPTU 05

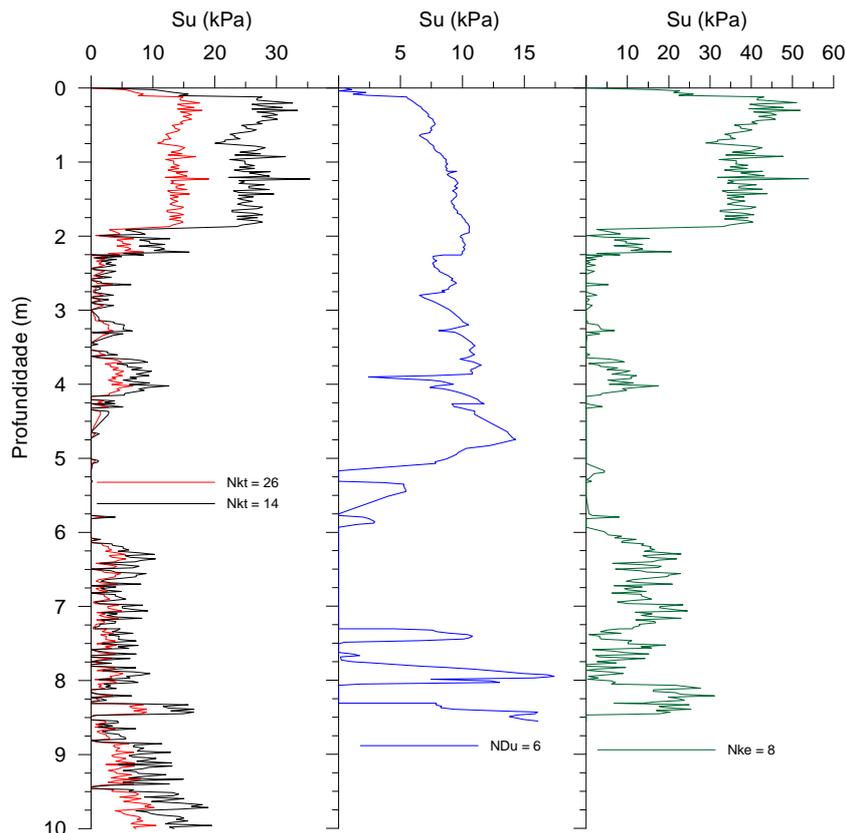


Figura 70 – Perfil de resistência não drenada (S_u) do ensaio CPTU 06

Observa-se que os comportamentos dos perfis de S_u para os ensaios CPTU 05 e CPTU 06 foram bastante distintos. O ensaio CPTU 05 (Figura 69) indica valores crescentes com a profundidade utilizando ambos fatores de cone N_{kt} e N_{ke} . Já para o ensaio de CPTU 06 (Figura 70), os valores de resistência não drenada (S_u) podem apresentar valores incorretos ou inconsistentes, uma vez que, a partir de 2 metros, a resistência real mobilizada é muito baixa. Este fato é verificado tanto para a resistência não drenada (S_u) calculada a partir de fatores N_{kt} e N_{ke} .

Utilizando o fator de cone $N_{\Delta u}$, tanto para o ensaio CPTU 05 (Figura 69) quanto para o ensaio CPTU 06 (Figura 70), os perfis apresentaram valores aproximados.

4.2.1.2 Coeficiente de adensamento

No aterro da indústria Rio Polímeros, em cada ensaio de piezocone, foram realizados 3 ensaios de dissipação de poropressão, para determinação do coeficiente de adensamento. No total foram 18 ensaios de dissipação realizados em profundidades variáveis (Tabela 19).

Os parâmetros de adensamento obtidos no ensaio de dissipação de piezocone são calculados a partir do método proposto por Holsby and Teh (1988). Este método considera o índice de rigidez, como apresentado no capítulo 2, sendo I_r a razão entre o módulo de cisalhamento do solo (G) e a resistência não drenada (S_u). Para o aterro em questão, foi utilizado o valor de I_r igual a 80, proposto por Danziger e outros (1997). O fator tempo (T) utilizado foi de 0,245, correspondente a 50% da dissipação (Holsby e Teh, 1988).

Tabela 19 - Profundidades dos ensaios de dissipação

Ensaio de dissipação		
Ensaio	Profundidade (m)	Solo
CPTU 01	6,24	Argila mole
	10,30	Argila siltosa
	14,80	Argila siltosa
CPTU 02	5,07	Argila mole
	11,27	Argila siltosa
	14,47	Argila siltosa
CPTU 03	7,00	Argila siltosa
	9,00	Argila siltosa
	12,11	Silte arenoso
CPTU 04*	5,81	*
	9,19	*
	10,74	*
CPTU 05	4,00	Argila mole
	8,41	Argila siltosa
	10,06	Argila siltosa
CPTU 06	4,27	Argila mole
	8,31	Argila siltosa
	12,35	Argila siltosa

* ensaio descartado anteriormente.

Um fator importante para a determinação correta do coeficiente de adensamento é a estimativa da poropressão inicial (u_i). O procedimento indicado por Soares (1986) e Thomas (1986), apresentado no capítulo 2, foi utilizado para a determinação de tal fator.

A Figura 71 apresenta o resultado da dissipação realizada na área C, com o ensaio CPTU 01, na argila mole a 6,24 m de profundidade.

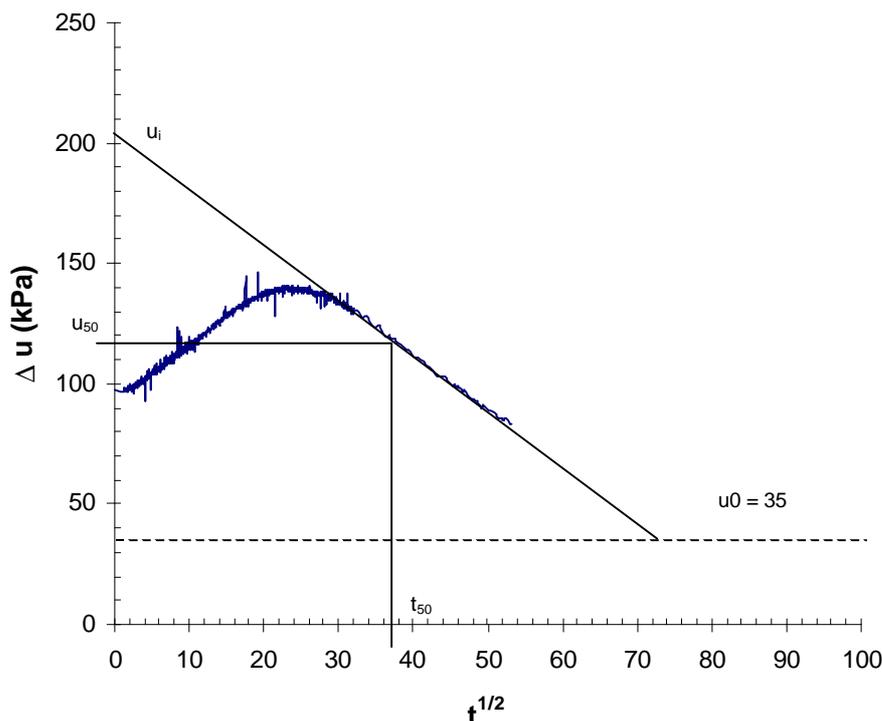


Figura 71 – Curva de dissipação do ensaio CPTU 01 na argila mole

O comportamento indicado na curva mostra um crescimento inicial, seguido de um processo de dissipação. Este comportamento inicial indica uma fase de redistribuição da poropressão no local e é, aparentemente, característico de materiais pré-adensados (Lunne et al, 1997). Este comportamento foi observado em grande parte dos ensaios.

A Figura 71 ilustra ainda a extrapolação da linha de dissipação para determinação da poropressão inicial (u_i), assim como $u_{50\%}$ e $t_{50\%}$ para determinação do coeficiente de adensamento horizontal.

Alguns ensaios não apresentaram dissipação significativa de poropressão, o que impossibilitou o cálculo de coeficientes de adensamento. Os gráficos dos ensaios de dissipação estão apresentados no anexo 1. Alguns ensaios não apresentaram a fase de dissipação, provavelmente devido a uma interrupção prematura do ensaio.

Os valores estimados para o coeficiente de adensamento c_h estão ilustrados na Tabela 20. Estes valores referem-se ao material em seu estado pré-adensado (PA). Isto se deve ao processo de inserção do piezocone no solo, o qual ocasiona uma perturbação do solo ao redor do cone, face aos elevados níveis de deformação. A realização do ensaio de dissipação, após a interrupção da cravação, ocorre numa fase de recompressão. (Baligh, 1986, Baligh & Levadoux, 1986 e Schnaid, 2000).

A partir deste valor, é possível determinar os valores dos coeficientes de adensamento c_h e c_v para o estado normalmente adensado, de acordo com a formulação semi-empírica de Jamiolkowski e outros (1985), apresentada no capítulo 2. O valor de RR/RC , utilizado no presente trabalho, foi de 0,14, sendo este o valor médio proposto na literatura. O valor da razão entre as permeabilidades vertical pela horizontal foi de 1,0, valor este recomendado para argilas moles, homogêneas e não estruturadas (Ladd et al,1976; Jamiolkowski et al, 1986). Os valores dos coeficientes de adensamento vertical (c_v) e horizontal (c_h), correspondentes à condição normalmente adensada (NA) estão também apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Valores de c_v e c_h na argila mole pelo método de Houlsby e Teh (1988)

Coeficiente de Adensamento				
Ensaio	Z (m)	Horizontal (c_h)		Vertical (c_v)
		PA (cm^2/s)	NA (cm^2/s)	NA (cm^2/s)
CPTU 01	6,24	$4,77 \times 10^{-1}$	$6,67 \times 10^{-3}$	$6,67 \times 10^{-3}$
CPTU 02	5,07	$1,21 \times 10^{-1}$	$1,69 \times 10^{-3}$	$1,69 \times 10^{-3}$
CPTU 03	4,00	$4,80 \times 10^{-1}$	$6,72 \times 10^{-3}$	$6,72 \times 10^{-3}$

Os valores de c_h apresentados na Tabela 20, para a argila mole da Rio Polímeros apresentam-se próximos aos valores reportados para a região de Sarapuí, entre $2,1 \times 10^{-3} cm^2/s$ até $6,7 \times 10^{-2} cm^2/s$, segundo Almeida (1996).

A Tabela 21 reúne os coeficientes de adensamento calculados para as demais profundidades da argila siltosa. Estes valores situaram-se, predominantemente na faixa de $1,21 \times 10^{-3} cm^2/s$ até $2,68 \times 10^{-3} cm^2/s$. Dessa forma, os valores dos coeficientes de adensamento para a camada de argila siltosa apresentam-se inferiores aos apresentados para a camada de argila mole.

Tabela 21 – Valores de c_v e c_h na argila siltosa pelo método de Houlsby e Teh (1998)

Coeficiente de Adensamento				
Ensaio	Z (m)	Horizontal (c_h)		Vertical (c_v) em
		PA (cm^2/s)	NA (cm^2/s)	NA (cm^2/s)
CPTU 01	10,30	$1,76 \times 10^{-1}$	$2,47 \times 10^{-3}$	$2,47 \times 10^{-3}$
	14,80	$9,22 \times 10^{-1}$	$1,29 \times 10^{-3}$	$1,29 \times 10^{-3}$
CPTU 02	11,27	Sem dissipação		
	14,45	Sem dissipação		
CPTU 03	7,00	Sem dissipação		
	9,00	$8,71 \times 10^{-1}$	$1,21 \times 10^{-3}$	$1,21 \times 10^{-3}$
	12,11	Sem dissipação		
CPTU 04	5,81	Sem dissipação		
	9,19	Sem dissipação		
	10,74	Sem dissipação		
CPTU 05	8,41	$1,06 \times 10^{-1}$	$1,48 \times 10^{-3}$	$1,48 \times 10^{-3}$
	10,06	$1,92 \times 10^{-1}$	$2,68 \times 10^{-3}$	$2,68 \times 10^{-3}$
CPTU 06	4,27	Sem dissipação		
	8,31	$4,97 \times 10^{-1}$	$6,96 \times 10^{-3}$	$6,96 \times 10^{-3}$
	12,35	Sem dissipação		

4.2.1.3 História de tensões

Em projetos de aterros sobre solos moles, é de fundamental importância a determinação do parâmetro OCR, que indica a história de tensões do depósito mole. Há varias propostas na literatura para estimativa de OCR. No presente trabalho foram adotadas as propostas de Chen e Mayne (1996), baseada em uma abordagem estatística de mais de 1200 ensaios de piezocone, recomendada por Danziger e Schnaid (2000) e na proposta de Lunne et al (1997), como apresentadas no Capítulo 2.

As Figura 72 e Figura 73 apresentam os perfis de OCR em função da profundidade para as áreas C e O, respectivamente.

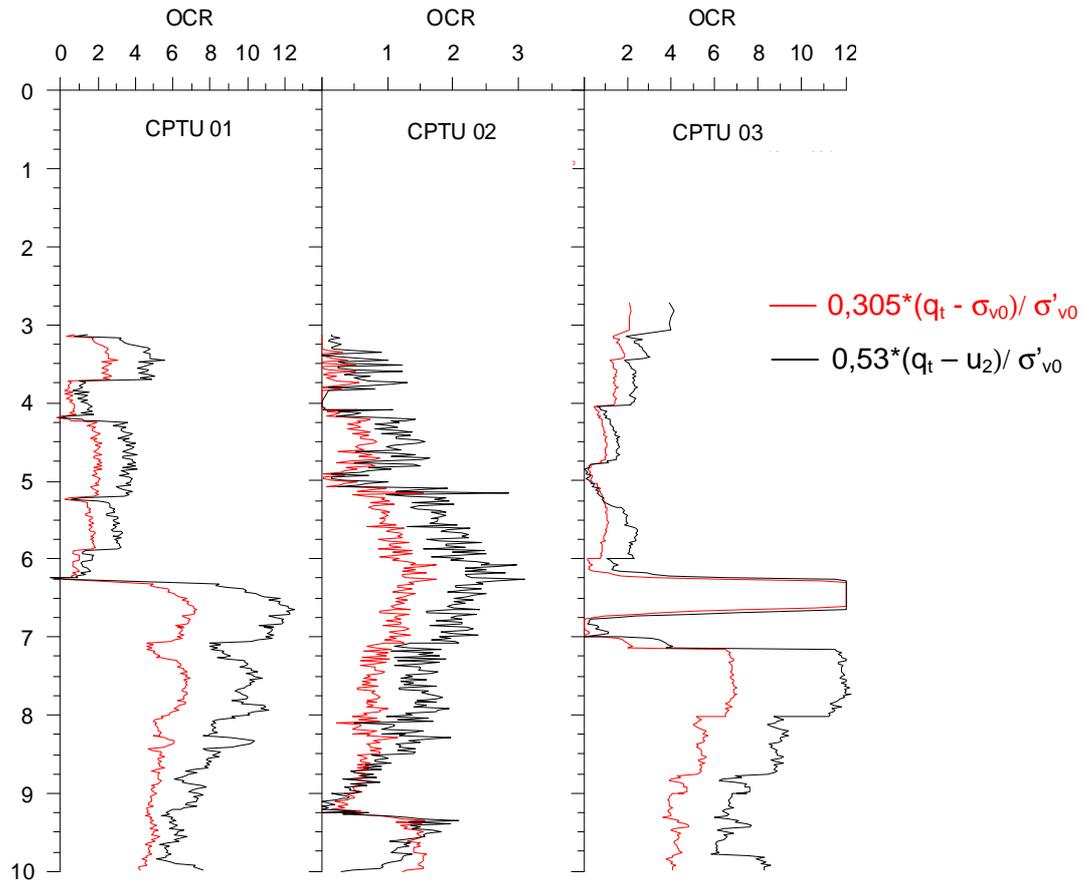


Figura 72 – Perfis de OCR para os ensaios CPTU 01, 02 e 03

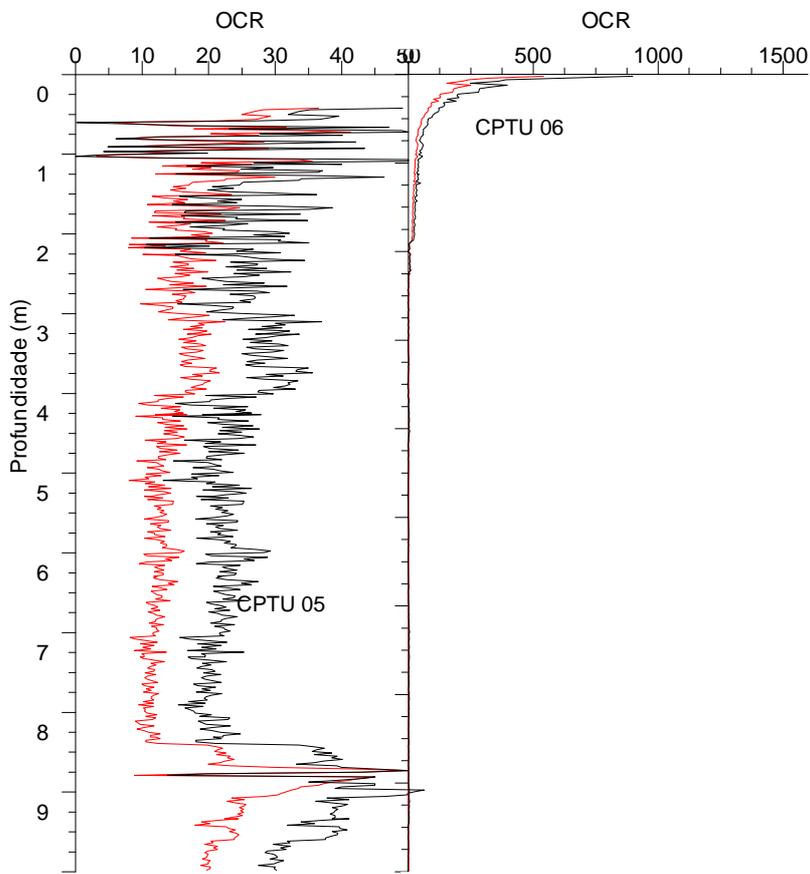


Figura 73 – Perfis de OCR para os ensaios CPTU 05 e 06

Nota-se, na Figura 72, que independente da proposição usada, a tendência de comportamento é aproximadamente igual.

Os valores de OCR, retirados pela média entre as duas curvas, para o ensaio de CPTU 01, foram de aproximadamente 2,0 na camada de argila.

Para o ensaio CPTU 03, o perfil apresenta um pequeno decréscimo com a profundidade, levando a valores de aproximadamente 1,0.

Já para os ensaios CPTU 02 (área C) ilustrado na Figura 72 e CPTU 05 e 06 (área O) mostrados na Figura 73, os valores de OCR apresentaram resultados inconsistentes e optou-se por descartá-los das análises. Assim, para a área C, os valores de OCR encontrados apresentaram-se dentro da faixa sugerida por Danziger (2001) que é de 1,0 até 2,0, para argilas brasileiras.