

## **4**

### **Discussão dos Resultados**

Os ensaios de campo e de laboratório foram executados visando conhecer as características da argila no local do AMG. Para isso se emprega os ensaios de caracterização, adensamento, palheta, ensaios de compressão triaxial tipo UU, CIU e CID e cisalhamento direto. Através dos ensaios de resistividade elétrica obteve-se informações relativas às camadas constituintes do local de estudo e as condições de saturação e rigidez do RSU.

#### **4.1.**

##### **Ensaio de campo**

##### **4.1.1.**

###### **SPT com medida de umidade**

O ensaio de penetração padrão feito no local do AMG teve como principal objetivo a extração de amostras em pontos distintos da periferia do aterro e a identificação das camadas constituintes do local. Foi usado para definir as seções geológicas junto com os ensaios de palheta, CPTU e resistividade elétrica.

Para caracterização da camada de argila muito mole (camada A) do AMG adotou-se o número de golpes igual ou menor que 2. Para caracterizar uma camada de argila mole a média (camada B), adotou-se um número de golpes menor ou igual a 6.

Nas zonas de contato entre o RSU e a argila o número de golpes varia de 6 a 15 golpes. No contato do solo de transição (areia, mistura areia-argila) e do solo residual ou no contato destes, o número de golpes varia de 15 a mais de 50.

As amostras coletadas são amolgadas, mas as mesmas preservam a umidade da profundidade em que foram tiradas. Como o teor de umidade está diretamente relacionado com as características físicas e o estado de tensões do solo, pôde-se, levando em conta resultados de ensaios de laboratório (item 4.2) obter informações adicionais dos furos SPT com medida de umidade, conforme se segue.

A distribuição de umidades mostrada na Figura 4.1 compreende a totalidade dos 14 furos SPT feitos (furos BW). Os teores de umidade encontrados dos corpos de prova dos ensaios UU estão também incluídos nesta figura.

Observa-se na Figura 4.1 que os dados têm uma faixa de variação da ordem de 50% de umidade (linhas pontilhadas), mantida com a profundidade. Outra característica mostrada é uma faixa constante do teor de umidade até uma cota de cerca de -9,5m, abaixo da qual a umidade diminui.

Até a cota -9,5m a umidade flutua entre 110% e 165%. Esta faixa coincide com as camadas que contêm uma maior quantidade de conchas. Os pontos fora desta faixa, mostrados na Figura 4.1, são produtos de pequenas camadas locais geralmente muito moles ou de áreas próximas ao contato com a camada de solo de transição (solo residual, mistura de argila e areia resistente)

Assumindo o solo saturado e considerando resultados de medida de densidade dos grãos (item 4.2.1) obteve-se os valores de peso específico cuja variação com a cota dos pontos ensaiados é também mostrada na Figura 4.1. Observa-se que até a cota -9,5m o peso específico total é de cerca de  $13\text{kN/m}^3$ .

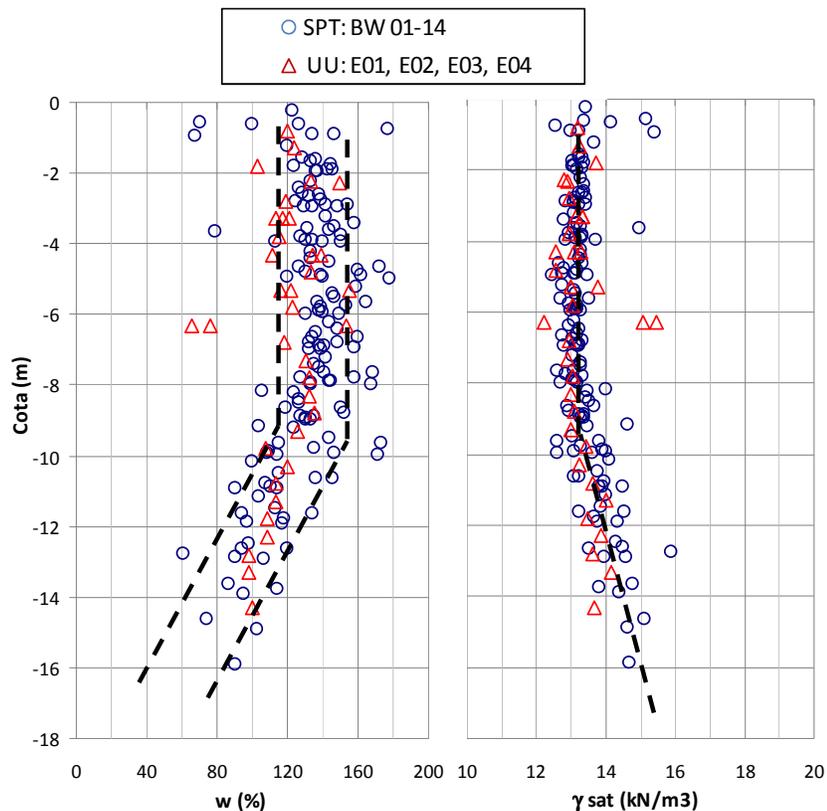


Figura 4.1: Distribuição da umidade (%) e do peso específico saturado, na argila e no material de transição, com relação à profundidade.

#### 4.1.2. CPTU

As verticais de piezocone foram realizadas com o intuito de observar a estratigrafia do depósito de forma contínua. Por meio do resultado deste ensaio pode-se estimar o valor da resistência não drenada. Para isso deve-se determinar o valor de  $\sigma'_v$ , e  $N_{kt}$ .

Na literatura os valores de  $N_{kt}$  estão na faixa de 10 a 20 para solos plásticos. Long e O'Riordan (2001) acharam valores de  $N_{kt}$  de 20, na argila Athlone (teor de umidade de 30% a 160%); Chen (2001), na argila de Klang, encontrou variações de  $N_{kt}$  de 5 a 12; Silva (2008) obteve valores de 5,3 a 17,5 na área do rio João de Tiba, na Bahia. Este mesmo autor mostra dados de Danziger e Schnaid (2000) do  $N_{kt}$  de Sarapuí, variando de 8 a 11, e, no local do SENAC, de 5 a 11, no Rio de Janeiro.

Na definição do  $N_{kt}$  e, conseqüentemente, da resistência não drenada ( $S_u$ ) obtida dos ensaios CPTU, foi preciso primeiro avaliar o fator de correção dos ensaios de palheta,  $\mu$ , definido como igual a 0,62 (conforme apresentado no item 4.3).

A Tabela 4.1 mostra os valores de  $N_{kt}$  obtidos para os ensaios feitos no local (formulação apresentada no capítulo 2). Pode-se observar que a faixa de variação do  $N_{kt}$  é de 8 a 12,5 semelhante ao encontrado para a argila muito mole de Sarapuí. Somente na EC-23 (seção 23) tem-se um valor maior, de 14,5, o que pode indicar uma área com uma argila de características diferentes da média do restante do AMG.

Tabela 4.1:  $N_{kt}$  do local de AMG

CPTU	Cota (m)	N <sub>kt</sub>
EC-03	-2,0 a -4,5	8,0
	-4,5 a -7,0	12,5
EC-07	-0,5 a -10,0	11,0
	-10,0 a -15,5	12,0
EC-14	-1,0 a -10,0	9,5
	-10,0 a -15,0	12,0
EC-23	-1,5 a -6,0	14,5

As Figuras 4.2 e 4.3 mostram resultados do ensaio da palheta e piezocone juntos. Eles apresentam o mesmo comportamento com a profundidade. Também se pode observar que a camada de argila apresenta duas tendências, as quais estão associadas às camadas A e B. Seqüencialmente tem-se um incremento notável da resistência não drenada, o qual está associado à camada do solo de transição (material arenoso). Tal solo de transição aparece com maior espessura nos setores da aba leste e sul. Nas abas norte e oeste a camada de transição é mínima ou está ausente. Tal camada de transição e/ou o solo residual só é diferenciável das camadas de argila pela sua maior resistência.

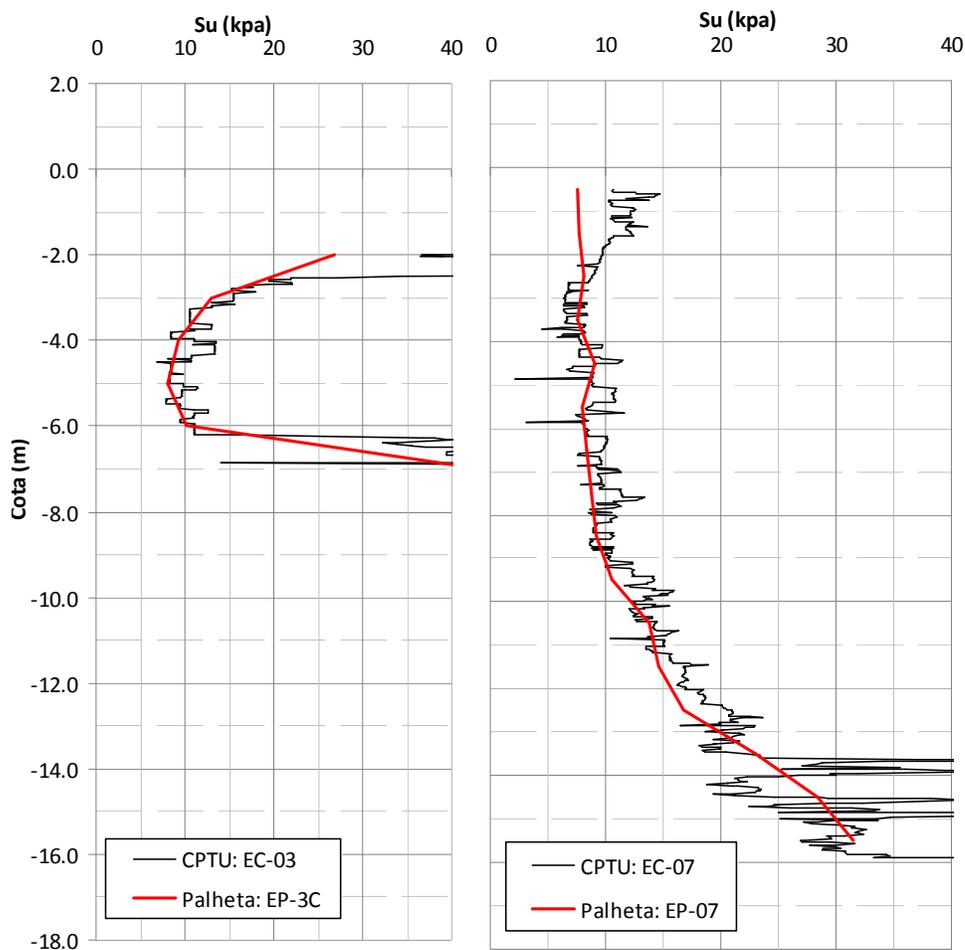


Figura 4.2: CPTU EC-03, EC-07, comparado com o ensaio da Palheta no mesmo local (corrigido com  $\mu=0,62$  médio)

Em todos os ensaios feitos, no caso do piezocone e palheta, verificou-se que nos primeiros metros a resistência é elevada. Em um primeiro momento se poderia

achar que há presente uma camada de argila resistente ou ressecada (como em Sarapuí). Este fato, entretanto, não existe no local do AMG, conforme já mostrado por Sandroni (1993). Nessas camadas a maior resistência deve-se à mistura da argila com o material do aterro, possivelmente, como no caso do setor E03 (seção 03), em decorrência de um escorregamento antigo que misturou a argila e o RSU.

Os ensaios de piezocone também mostram a característica de heterogeneidade da camada de argila mole, com os picos de resistência ou o decremento do excesso da poro-pressão estando associados a camadas arenosas (e também conchas). Tal fato foi comprovado nas extrações com o amostrador SPT e, principalmente, nas amostras Shelby.

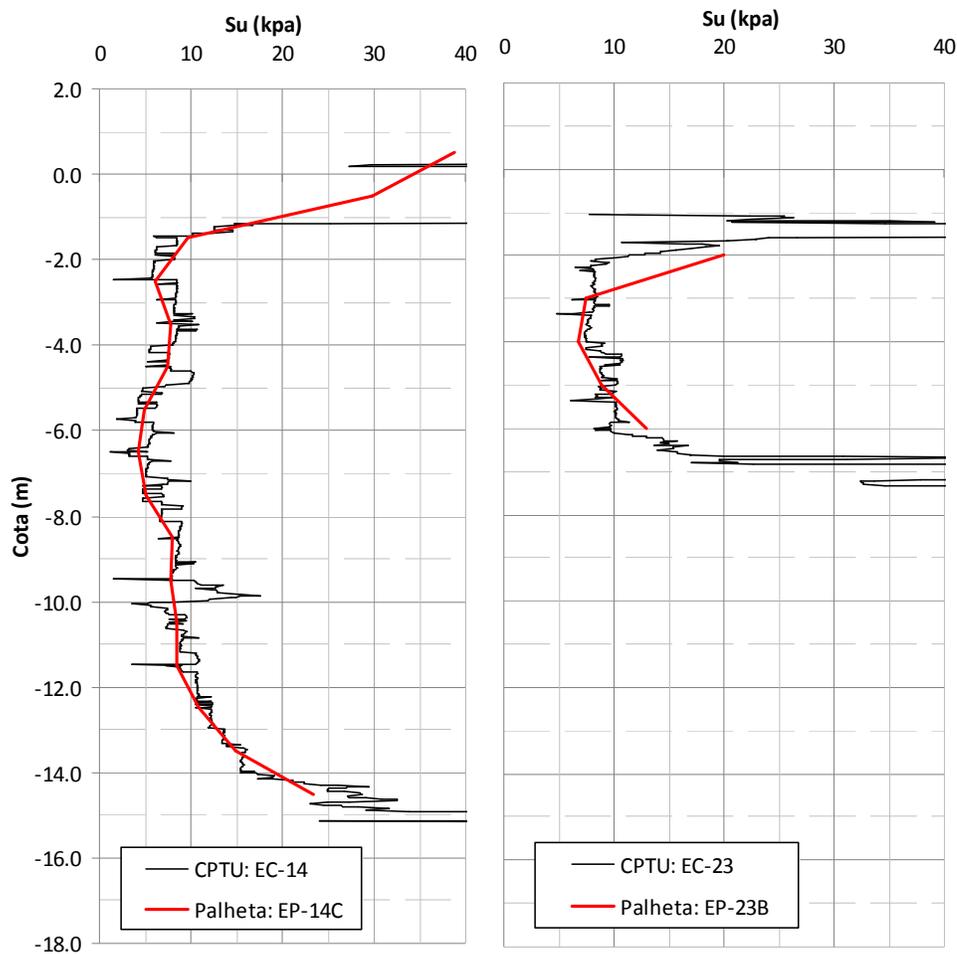


Figura 4.3: CPTU EC-14, EC-23, comparado com o ensaio da Palheta no mesmo local (corrigido com  $\mu=0,62$  médio).

### História de Tensões

Outra informação fornecida pelo ensaio de piezocone é a tensão de pré adensamento ou, diretamente, o OCR. O trabalho de Chen e Mayne (1996), considerando argilas de várias parte do mundo (incluindo argilas do Brasil) fornece a correlação estatística de  $\sigma'_{vm}=0,305(q_T-\sigma_v)$ . Resultados considerando tal correlação estão mostrados nas figuras 4.4 e 4.5 outras correlações foram feitas por Massad (2010) para as argilas da Baixada Santista. Nestas figuras estão incluídos pontos oriundos dos ensaios de adensamento incremental (item 4.2) onde, para o cálculo da tensão de pré-adensamento, foram utilizados dois métodos: um o convencional (gráfico  $e - \log \sigma'_v$ ) e, outro, pelas recomendações de Lacerda e Martins (1994) (gráfico  $\log(1+e) - \log \sigma'_v$ ). Os dados, em conjunto, apresentam uma tendência linear em três partes específicas:

Linha 1: ( $\sigma'_{vm}/\Delta z=0,71$ ) Correspondente à camada de argila muito mole A, com um comportamento da inclinação da reta quase vertical ou constante. Ela aparece em todos os perfis esboçados, sendo que no CPTU EC-14 apresenta o menor de todos os valores de tensão de pré-adensamento inicial de 20kPa (na cota -2m). Os demais perfis mostram uniformidade da magnitude inicial da tensão de pré-adensamento de 28-35 kPa (na cota -2m).

Linha 2: ( $\sigma'_{vm}/\Delta z=4,89$ ) Correspondente à camada de argila mole à média, B. A inclinação da reta (em relação à vertical) é maior nesta camada e a superposição dos dados do laboratório e os estimados do CPTU são mais dispersos.

Linha 3: ( $\sigma'_{vm}/\Delta z=65,48$ ) Correspondente à camada de solo de transição ou solo residual. A inclinação desta linha é a maior de todas.

Em quase todos os gráficos a linha 1 tem uma boa correlação com os ensaios de adensamento realizados, mas para a linha 2 a correlação é menor, em particular ao se considerar o emprego do método de Lacerda e Martins (1994), (método de  $\log(1+e) - \log \sigma'_v$ ).

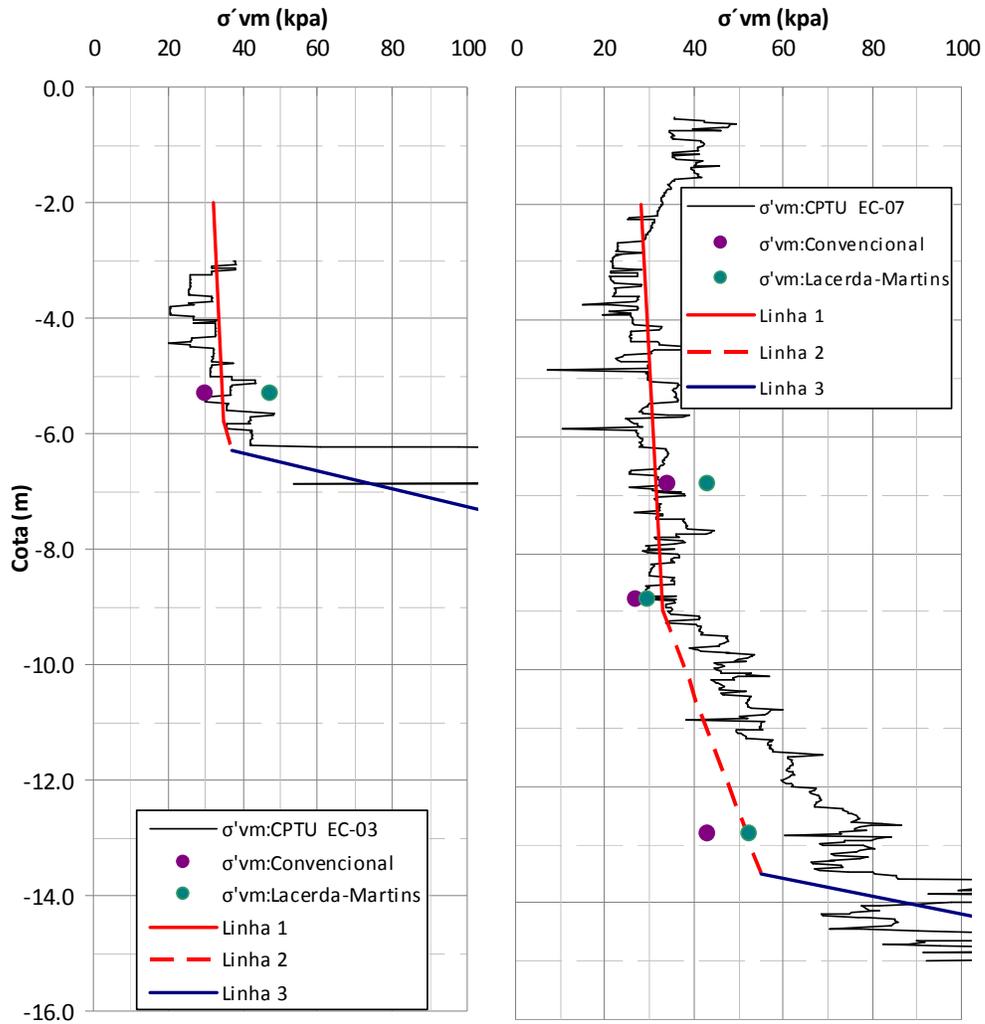


Figura 4.4: CPTU EC-03, EC-07, Distribuição na profundidade da tensão de pré-adensamento.

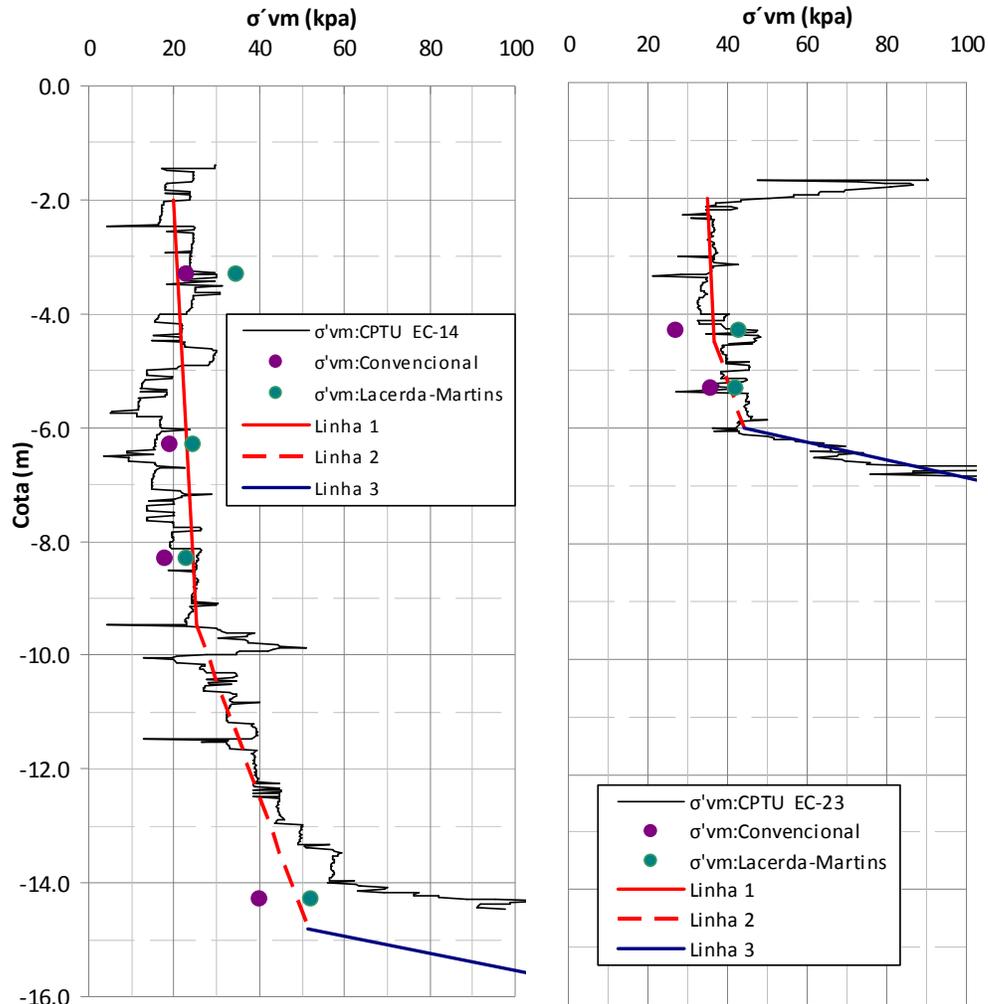


Figura 4.5: CPTU EC-14, EC-23, Distribuição na profundidade da tensão de pré-adensamento.

#### 4.1.3. Palheta

Nestes ensaios, uma velocidade de rotação de  $6 \pm 0,6^\circ/\text{min}$  foi aplicada na profundidade do ensaio, em palhetas de 6,5cm de diâmetro e 13cm de altura. No caso especial do aparelho empregado no AMG o efeito do atrito das hastes de sondagem foi minimizado pelo uso do dispositivo *Slip-Coupling*.

A coleta de dados de campo deu aos ensaios da palheta uma importância maior, tendo em vista que tais ensaios foram feitos tanto no interior quanto na periferia do AMG. Todos os resultados obtidos encontram-se incluídos na Figura

4.6. Nesta figura estão indicados os pontos referentes às camadas de argila *A* e *B*, bem como os pontos de material de transição.

As propriedades de resistência não drenada obtidas com os ensaios de palheta foram corrigidas por um fator  $\mu$ . A discussão deste valor será, entretanto, apresentada no item 4.3, sendo que, no presente item, os valores de  $S_u$  estão sem correção (Figuras 4.6 e 4.7).

A Figura 4.6, esboça a envoltória apresentada por Sandroni (1993), a partir de ensaios de palheta executados em áreas não carregadas de Gramacho. A mesma encontra-se no interior da faixa determinada na campanha de ensaios de 2009 para a argila muito mole (argila *A*), sendo praticamente coincidente com a envoltória aqui definida. Sandroni considerou uma parte constante até a cota -2m, aumentando de forma linear até -10m. Pinto (1992), para o mesmo local, determinou uma variação linear da resistência não drenada, indo da cota zero até -10m. Um detalhe importante é observar que a variação ao redor da envoltória de Sandroni (1993) é de 3kPa, enquanto que os resultados oriundos da campanha de 2009 mostraram uma variação de 5kPa ao redor da média. Além disto, os dados que estão fora da faixa podem compreender pontos de contato da argila *B* com o solo de transição.

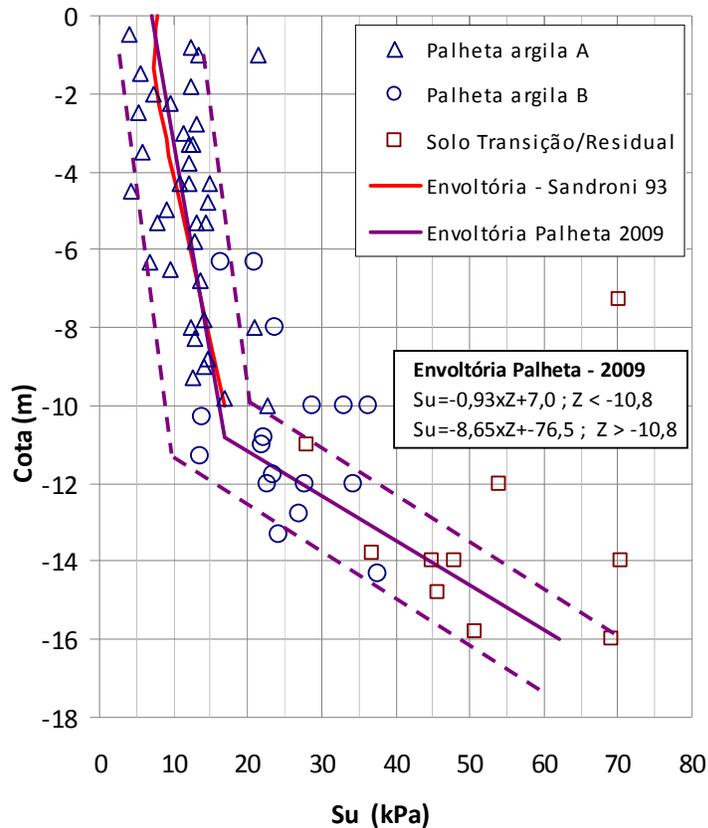


Figura 4.6: Distribuição na profundidade dos ensaios da palheta (dados totais sem correção na argila).

Dentro do objetivo da presente dissertação, que é estimar fatores de segurança do AMG, para diferentes tempos e diferentes carregamentos, torna-se relevante ter uma relação entre a tensão efetiva e a resistência não drenada. Diversas correlações deste tipo são disponíveis na literatura. Tendo como base a teoria do estado crítico, Wood (1991) sugere que:

$$Su/\sigma'_{vi} = (Su/\sigma'_{vi})_{nc} OCR^{0,8} \quad (4.1)$$

onde  $(Su/\sigma'_{vi})_{nc}$  corresponde à relação obtida no solo normalmente adensado.

A partir de correlações de ensaios de campo e laboratório coletados por Pinto (1992), tem-se:

$$Su = 0,22\sigma'_{vm} \text{ (solos normalmente adensados)} \quad (4.2)$$

$$Su = S \sigma'_{vo}{}^{1-m} (\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo})^m \text{ (solos pré-adensados)} \quad (4.3)$$

onde  $S$ ,  $m$  = Constantes encontradas ao plotar  $S_u$ ,  $\sigma'_{vm}$ ,  $\sigma'_{vo}$  segundo a equação 4.3;  $\sigma'_{vo}$ =tensão efetiva vertical inicial, e  $\sigma'_{vm}$ =tensão vertical de pré-adensamento .

Um parâmetro importante considerado nestas últimas correlações é a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) que, no local do AMG, é determinada pelas Figuras 4.4 e 4.5.

No AMG, a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) está na faixa de 20 a 47kPa na camada de argila A, e ao redor de 50kPa na camada de argila B.

Tomando-se como base dados de poro-pressões definidas a partir de medidas de nível de água nos furos SPT, valores de peso específico total definidos a partir das medidas de umidade (Figura 4.1) e assumindo que o resíduo apresenta um peso específico total de  $10,5\text{kN/m}^3$ , foram computadas tensões efetivas associadas às diferentes cotas de execução dos ensaios de palheta. A partir disto, obteve-se a figura 4.8 que mostra os dados da resistência não drenada da palheta ( $S_u$ ) versus a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) de campo.

Observa-se na Figura 4.7 que a tensão vertical efetiva de campo é maior que 30kPa para o solo da camada A (solo superficial). Para a camada B tais tensões de campo são maiores que 60kPa, sendo que só alguns pontos apresentam valores menores que 30kPa, que correspondem a ensaios realizados fora da área do aterro.

A razão de pré-adensamento ou *OCR*, definida como  $\sigma'_{vm}/\sigma'_v$ , fica menor ou igual a um, nos pontos no interior do aterro. Então as correlações que se expõem na figura 4.7 são para solos normalmente adensados

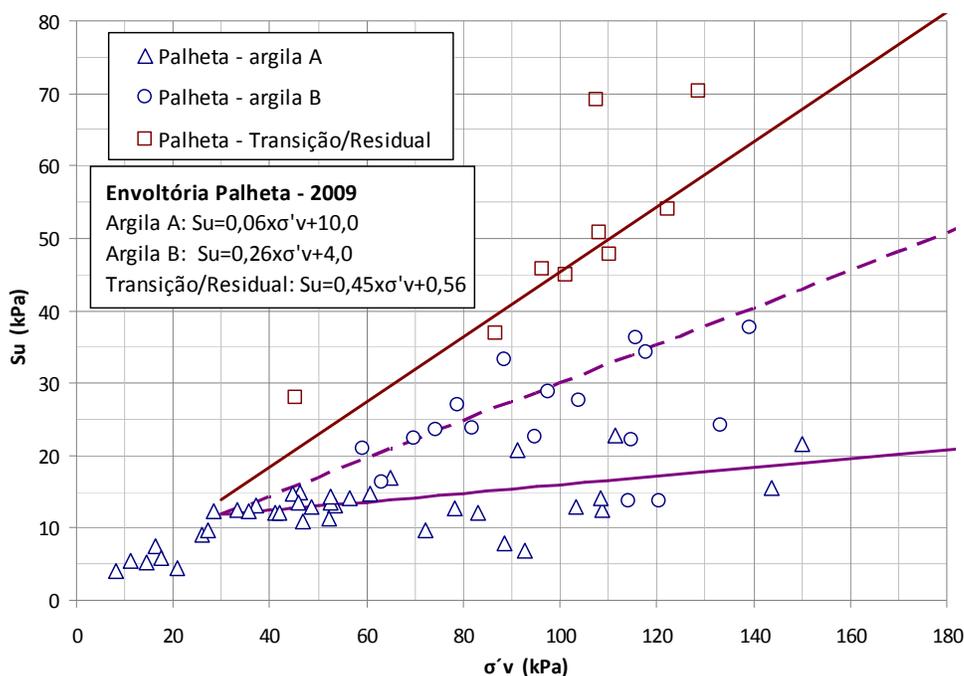


Figura 4.7: Correlação  $\sigma'_v$ - $S_u$ , dos ensaios de Palheta

Bjerrum (1972) discute os principais fatores que afetam a resistência não drenada no ensaio de palheta, quais sejam: velocidade de carregamento, anisotropia e resistência afetada por ruptura progressiva.

No primeiro caso, a velocidade é constante de 6<sup>o</sup>/min, que pode ser rápida em comparação com as velocidades de ensaios triaxiais não drenados executados com medidas de poro-pressão. No segundo caso, a anisotropia está presente em argilas do Rio de Janeiro (e.g. Collet, 1978 e Costa Filho, 1977,). Conforme Almeida (2002), na argila de Sarapuí foram realizados ensaios de palheta com varias relações de altura e diâmetro. Este autor menciona, entretanto, que a magnitude da anisotropia verificada não é importante. No caso do AMG (item 4.2), ensaios de cisalhamento direto apresentam ângulos de atrito de 16 ° a 16,9 ° (valores de pico em argila amolgada) e, em ensaios triaxiais não drenados, o ângulo de atrito varia entre 22° a 28° (valores de resistência última em argila indeformada). Tal sugere que a argila mole do AMG apresenta anisotropia de resistência, o que deve ser verificado em futuros trabalhos.

No que se refere ao terceiro fator, Bjerrum faz um análise de como o modo de ruptura progressiva em argilas moles pode acontecer e influenciar a resistência no ensaio de palheta, destacando que tal pode ocorrer em argilas com elevada sensibilidade, ( $S_v$ ), ou seja, onde a resistência de pico é seguida por uma rápida queda da resistência.

No caso de Sarapuí, Ortigão e Collet (1986) acharam sensibilidade ao redor de 4,4. No do AMG, conforme se ilustra na Figura 4.8, pode-se observar que a sensibilidade obtida dos ensaios de palheta encontra-se em uma faixa de  $St$  de 1,6 a 4,6.

Skempton e Northey (1952) identificam como uma argila de baixa sensibilidade aquela com  $St$  variando de 2 a 4 e, com sensibilidade média, a com  $St$  variando de 4 a 8. No caso do AMG, obteve-se uma sensibilidade média de 3,1. Só alguns pontos ficaram fora da faixa sugerida na figura 4.8 e, ainda assim, são menores que 6,5. Então se conclui que no local do AMG a argila mole tem sensibilidade de média a baixa

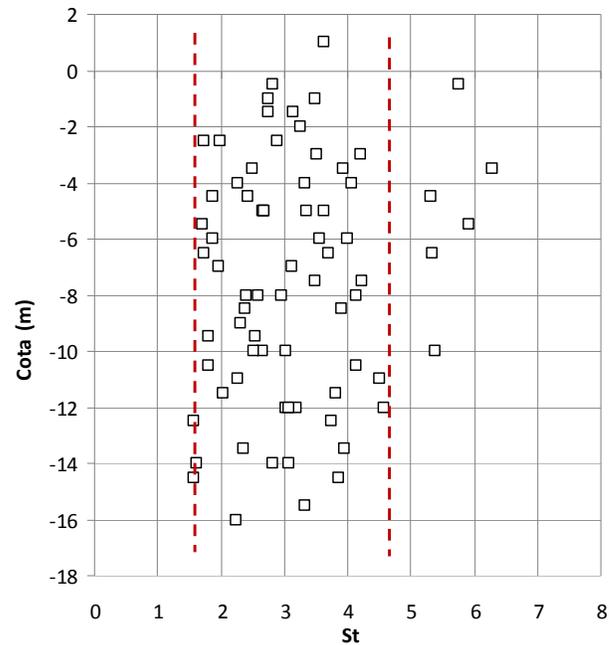


Figura 4.8: Distribuição da Sensitividade ( $St$ ) com a profundidade na argila.

#### 4.1.4. Eletroresistividade

É notório que informações qualitativas advindas de sondagens geofísicas, aliadas a dados de sondagens, propiciam informações importantes para a geração de modelos geológico-geotécnicos relevantes a diferentes tipos de estudo, no caso, de estabilidade.

O método geofísico de eletroresistividade foi usado no AMG (técnica do caminamento elétrico) visando tanto avaliar a possibilidade de se poder inferir a espessura da camada de RSU quanto as espessuras das camadas de solo da fundação e a posição do nível de chorume presente no Aterro.

O RSU saturado com chorume tem valores de resistividade na mesma faixa de valores que a argila (menor que  $5 \Omega.m$ ). No caso do resíduo não saturado, a diferença é importante e se pode inferir o nível de chorume no interior do resíduo. Porém como no caso da Figura 4.9 L-06, no pé do aterro ocorrem valores de resistividade muito elevados, que envolvem parte da argila e do RSU. Esta seção está entre as seções 14 e 13 do aterro, na aba sul, e nela tem-se uma espessura de argila de mais de 15m. A elevação da resistividade nesta área poderia decorrer do contato com água salgada ou da existência de minerais não condutivos na argila.

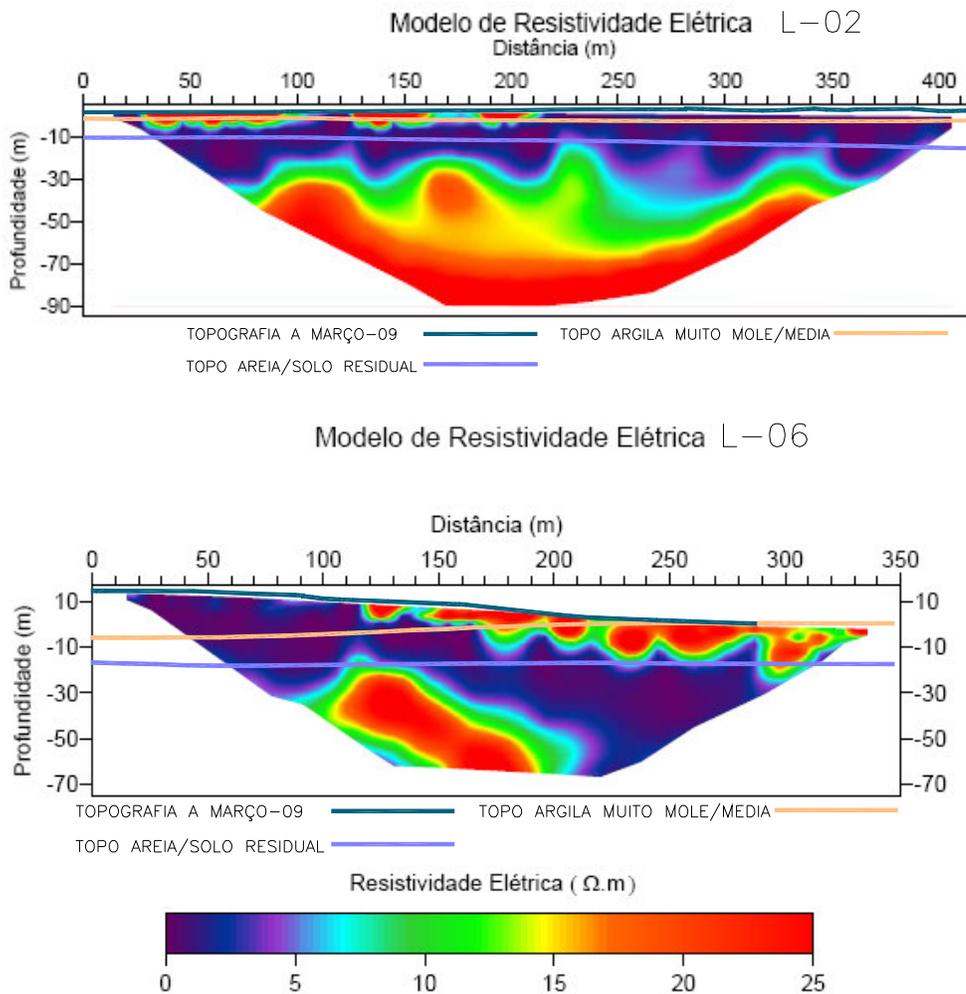


Figura 4.9: Linhas de eletroresistividade L-02 aba oeste, L-06 aba sul este.

Em geral, a água salgada eleva a condutividade elétrica, ou seja, diminui a resistividade elétrica. Na fundação do AMG os menores valores de resistividade elétrica correspondem tanto às camadas de argila quanto ao solo de transição ou residual, ou seja, não se pôde diferenciar a camada inferior à argila com base exclusivamente nas sondagens por eletroresistividade. Tal só foi possibilitado a partir de comparações com os resultados das sondagens efetuadas (na maioria dos casos até o contato entre a argila e o solo de transição ou residual) conforme mostrado na Figura 4.9.

Na figura 4.9 L-02 tem-se um contraste melhor para diferenciar o contato argila e solo residual ou de transição, devido a que nesta parte do Aterro o afloramento da rocha é mais superficial.

Considerando os indicadores geológicos do local, que mostram afloramento de rocha no morro do Urubu localizado na aba sul, as linhas de resistividade L-01AA, L-01B e L-02, indicam que a rocha está mais perto da superfície na aba oeste e parte da aba sul. Sugere-se que nestas áreas a camada de solo residual seja menor que 5m. Já no caso da aba norte (L-05A, L-05B), onde o material de transição é mais espesso, estima-se uma espessura menor que 10m.

Na presente análise das informações propiciadas pelos dados de eletroresistividade constatou-se que o valor de resistividade apresentado pelas camadas de argila é similar ao apresentado pelo topo rochoso. Uma possível explicação para tal seria a de que em algumas áreas a rocha está fraturada e suas fraturas estejam preenchidas com água salgada. Tal diminui a resistividade do maciço e fornece uma informação não representativa quanto ao tipo de material existente. As áreas de maior resistividade mostram que, nelas, a rocha é de melhor qualidade.

A interpretação feita com base na informação qualitativa do ensaio de resistividade elétrica e quantitativa das sondagens (todas rasas) deve ser verificada com sondagens de maior profundidade em pontos específicos. Por exemplo, na Figura 4.9, na linha L-02, a uma distância de 270m, e na linha L-06, a uma distancia de 230m, na profundidade média de 50 e 80m respectivamente, a partir da superfície topográfica de março de 2009.

## **4.2. Ensaio de laboratório**

### **4.2.1. Caracterização dos materiais da fundação**

A informação disponível na caracterização do material argiloso se fez nos corpos de prova tirados nas amostragens Shelby (também do material amolgado do SPT se fez a gravidade específica e teor de umidade). A extração das amostras em laboratório foi feita seguindo os procedimentos recomendados em Ladd e Degreot (2003) e Campos (2006).

A distribuição das propriedades da argila é pesquisada para definir, com a ajuda da geologia e ensaios do campo, as camadas constituintes da fundação do AMG, principalmente orientada a definir o comportamento mecânico (compressibilidade e resistência).

Como relatado ao longo desta dissertação, se faz menção a duas camadas de argila, solo de transição e solo residual. Nesta parte vai se aprofundar a descrição destas camadas. As figuras seguintes apresentam comportamentos das características físicas individuais. Após vão ser apresentadas interpretações em conjunto.

A matéria orgânica presente na fundação do AMG, Figura 4.10, tem dois comportamentos característicos. Um deles é na camada de solo argiloso, com uma média de 4%. A variação é quase uniforme na camada argilosa, sendo que é possível que, nas cotas superficiais, o maior teor de matéria orgânica decorra do fato de ali ter-se crescimento e morte da vegetação e pela mistura de argila e chorume. Outro comportamento desta propriedade é o valor constante aproximado de 1% no solo de transição ou residual.

Os valores, relativamente baixos do teor de matéria orgânica, sugerem que sua influência não é importante no comportamento mecânico da argila.

Na mesma Figura 4.10, mostra-se também a variação da gravidade específica (ou densidade relativa dos grãos) ao longo da cota das diferentes amostras ensaiadas (SPT e amostras Shelby). Um valor médio de  $G_s$  de 2,61 pode ser tomado como característico para a argila com menor teor de matéria orgânica. O material com maior teor de matéria orgânica apresenta  $G_s$  da ordem de 2,50,

enquanto que o solo de transição/residual apresenta valores de  $G_s$  tipicamente maiores que 2,65.

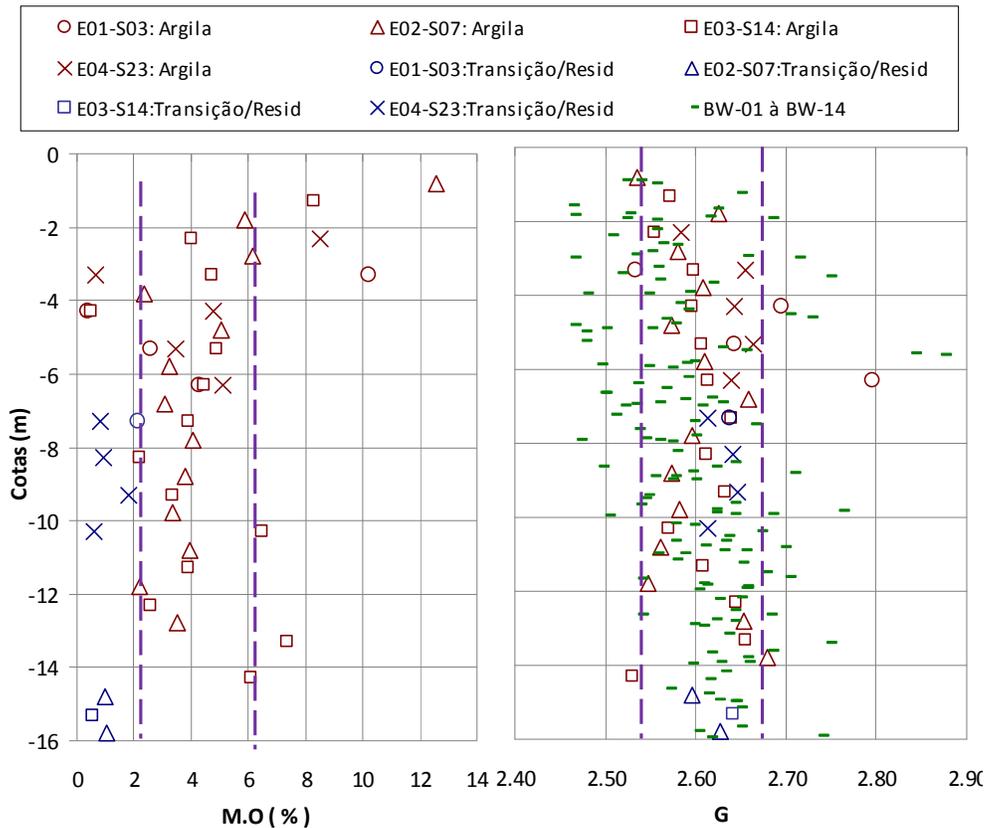


Figura 4.10: Distribuição na profundidade do teor de matéria orgânica e gravidade específica ( $G_s$ ).

Na figura 4.11 os teores de argila e de finos (argila + silte) mostram duas características bem definidas, concordantes com a distribuição ao longo da profundidade e com o teor de umidade.

O teor de argila tem uma faixa constante até a cota -12m, com uma média de 55%, que corresponde, essencialmente, à camada argilosa tipo *A*. Após, o teor de argila diminui linearmente, envolvendo a camada de argila tipo *B* e as camadas de transição ou de solo residual. É aparente que o teor de argila é maior na aba sul do aterro (sondagem E03-14, que envolve as seções 10 a 17). No caso do teor de finos, o comportamento é similar ao do teor de argila. Entretanto, tal teor cai para valores da ordem de 50% para o material de transição, enquanto apresenta um valor médio de 80% para o material argiloso (argilas *A* e *B*).

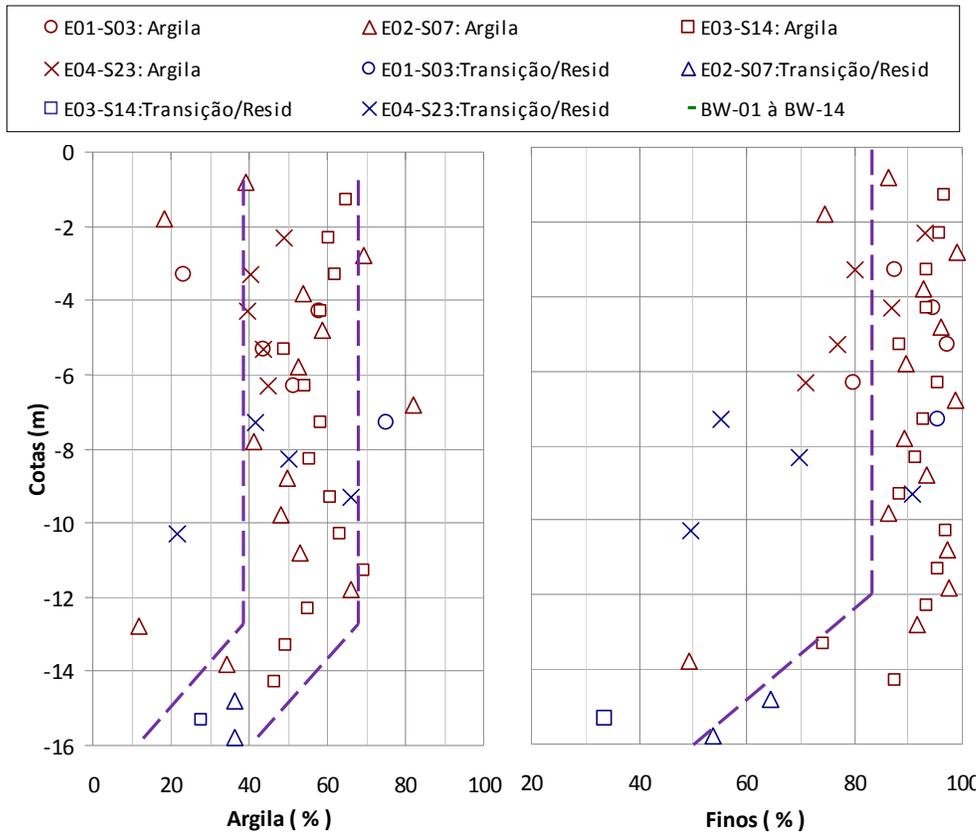


Figura 4.11: Distribuição na profundidade do teor de argila e do teor de finos (argila+silte).

A figura 4.12 mostra a carta de plasticidade originalmente proposta por Casagrande (1948 e 1952), modificada para incluir solos com limite de liquidez maior que 100%. Nela pode-se ver como os solos do AMG não ultrapassam a linha U, que constitui o limite para todos os solos achados no mundo. Também se mostra que os solos de transição e residual são de plasticidade muito menor que os das camadas argilosas ( $IP$  maior que 80%).

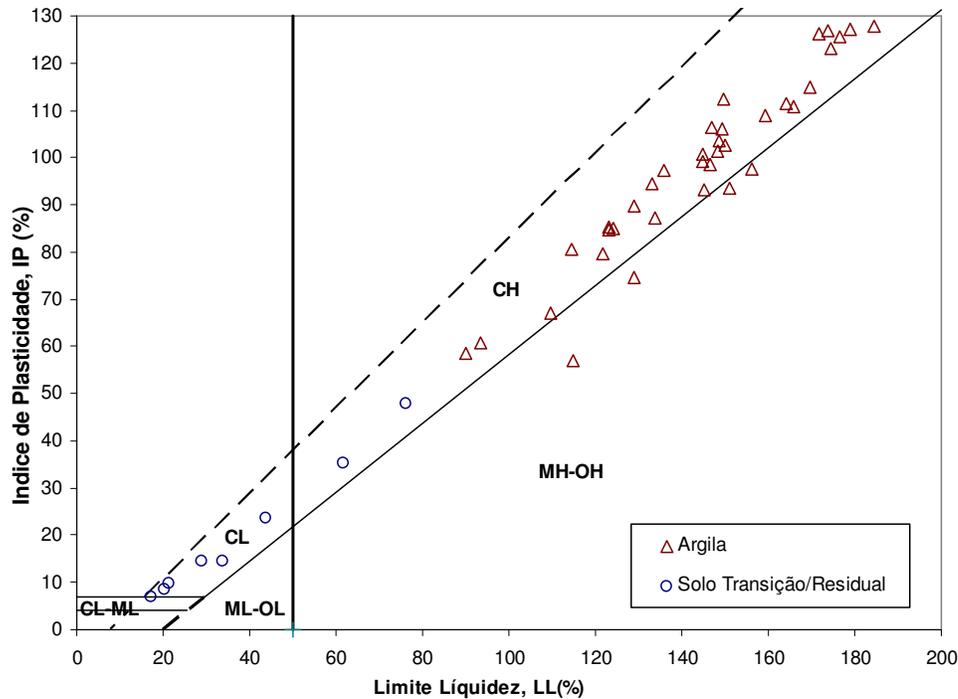


Figura 4.12: Carta de Plasticidade (modificado do Casagrande 1948, 1952).

A figura 4.13 mostra a variação do índice de plasticidade,  $IP$  com a cota das amostras ensaiadas. Tal variação segue a mesma tendência mostrada pelo teor de argila e teor de finos. O solo residual ou de transição apresenta valores de  $IP$  muito menores que os da argila, o que também foi exposto na Figura 4.12. A camada até -8m e -9m é geralmente representada pela camada de argila A, com uma média de  $IP = 110\%$ , com a camada de solo argiloso B, apresentando variações de  $IP$  de 60% a 110%.

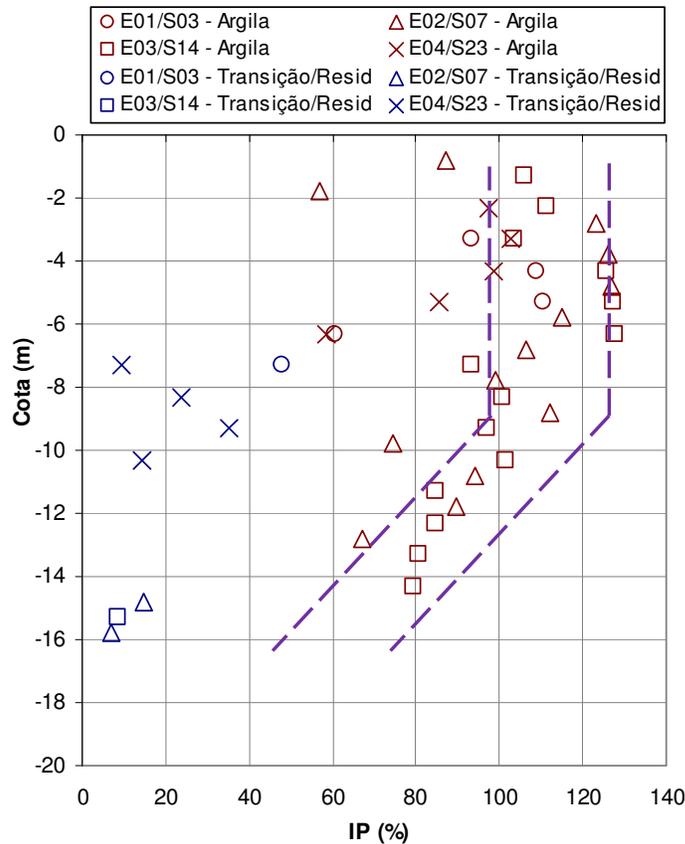


Figura 4.13: Distribuição na profundidade do IP (%).

O índice de liquidez ( $IL$ ) é um parâmetro que relaciona os limites de Atterberg e a umidade natural de campo ( $IL = (w - w_p)/IP$ ). Conforme amplamente conhecido, valores de  $IL$  da ordem de 1 correspondem a solos normalmente adensados, sendo que solos com  $IL$  muito maior que 1 correspondem a materiais de alta sensibilidade. Conforme indicado na Figura 4.14a, o  $IL$  no AMG varia de 0,6 a 0,9, indicando que o solo de fundação do aterro é essencialmente normalmente adensado. Tais valores também confirmam que o mesmo apresenta baixa sensibilidade.

A Figura 4.14b (modificada de Skempton, 1953) mostra a atividade A, associada à argila de fundação de Gramacho. Na mesma figura, mostra-se que a illita tem atividade 0,90 e a montmorilonita 7,2. Segundo Michell e Soga (2005) valores de atividade de 1 a 7 correspondem ao grupo da esmectita (ao qual pertence a montmorilonita). No local do AMG a atividade flutua entre 1,3 e 2,5 permitindo inferir que o mineral constituinte da argila do AMG compreende uma mistura entre montmorilonita (esmectitas) e illita, este último em maior

porcentagem. Ou seja, compreende minerais argílicos de média a alta atividade. Entre as características físico-mecânicas destes minerais tem-se a importante variação volumétrica que sofrem e ocorrência de ângulos de atrito baixos.

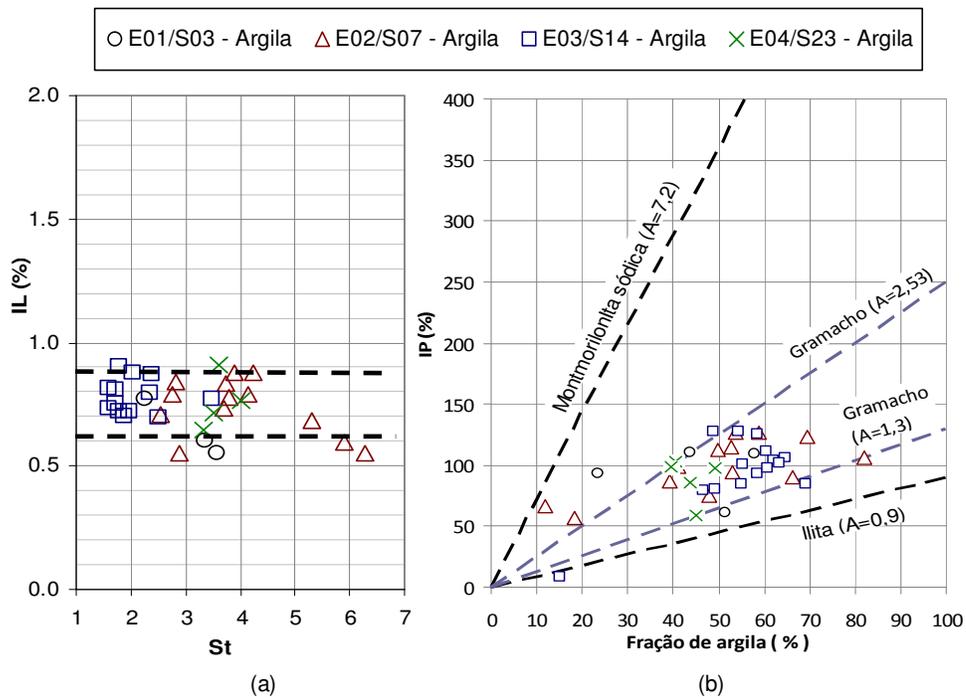


Figura 4.14: Correlações entre Sensitividade e IL (a), fração argila e IP (b)

As propriedades físicas obtidas das amostras dos Shelby's permitem a classificação dos solos de acordo com o SUCS (Tabela 4.2). Com esta informação, as características mostradas nos ensaios de campo (SPT, Palheta, CPTU) e a geologia, os materiais de fundação podem ser divididos nas seguintes camadas (Figura 4.15):

A camada denominada Argila mole, que por sua vez é formada por duas camadas. A primeira, a Camada de *argila A*, com número de golpes do SPT menor que 2, chama-se corretamente argila muito mole. Ela apresenta teor de umidade variando de 110% a 170%, conteúdo de finos maior que 80%, *IP* de 90% a 130%, e tanto a resistência não drenada quanto a permeabilidade são baixas. A espessura desta camada chega até 16m. A segunda é a Camada de *argila B*, com número de golpes do SPT maior que 2 e menor que 6. Compreende, portanto, uma argila mole a média. O teor de umidade decresce de uma média de 140% a 60%, a quantidade de finos decresce com a profundidade até 50%, o *IP* decresce de 110%

até 60%, e a resistência não drenada é baixa, porém maior que na *camada A*, e a permeabilidade apresenta uma ordem de grandeza igual à da *camada A*. A espessura é variável, chegando a 3m em alguns casos. A camada de argila como um todo é classificada como solo CH (argila de alta plasticidade) e MH (silte de alta plasticidade), sendo identificadas pequenas camadas de areia fina, conchas e fósseis de materiais orgânicos (carvão).

O solo de transição é classificado tipicamente como CL (argila de baixa plasticidade). As características físicas desta camada são semelhantes às da camada de *argila B*, com teor de finos, teor de argila e IP que vão diminuindo com a profundidade. Esta camada apresenta uma tensão de pré-adensamento maior que a camada de argila e muitas vezes não há uma definição exata dos contatos do solo de transição com a camada de argila e com solo residual. O número de golpes do SPT é maior que 6 nesta camada, que apresenta espessura variável, em alguns casos, mínima. Sua permeabilidade é ligeiramente maior que a da camada de argila.

O solo residual constitui a camada de solo muito resistente, de espessura variável. Esta camada, considerada rígida em comparação com as outras, se classifica tipicamente como SC (areia argilosa). Sua permeabilidade é maior que a da camada de solo de transição e da argila.

A rocha é provavelmente gnaíse, muito resistente, ligeiramente fraturado, com a qualidade da rocha aumentando com a profundidade.

Devido ao comportamento variável dos materiais da camada de transição, nesta dissertação referem-se os solos argila/transição, transição/residual, aos solos identificados nos contatos entre a camada de argila-transição e transição-residual.

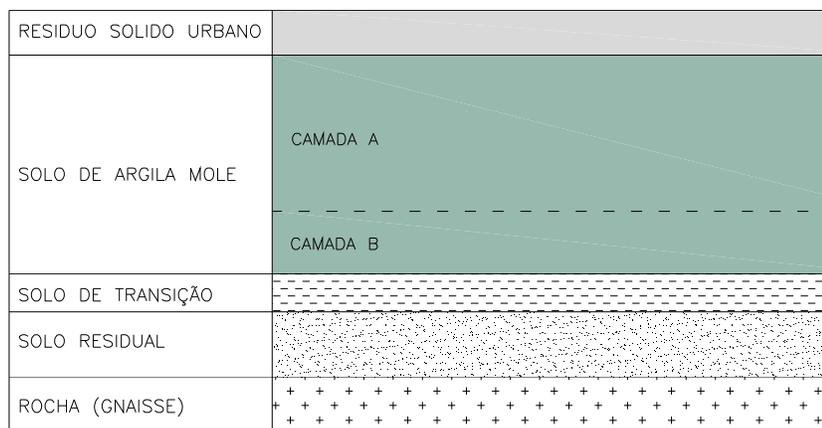


Figura 4.15: Estratigrafia do local do AMG

Tabela 4.2: Classificação SUCS no local de AMG.

Estação	Cota (m)	SUCS	Descrição	Camada
E1/S03	-3.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-4.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-5.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-6.3	CH	Argila de alta plasticidade com areia	B
	-7.3	CH	Argila de alta plasticidade	Solo de transição
E2/S07	-0.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-1.8	MH	Silte de alta plasticidade com areia	A
	-2.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-3.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-4.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-5.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-6.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-7.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-8.8	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-9.8	MH	Silte de alta plasticidade	A
	-10.8	CH	Argila de alta plasticidade	B
	-11.8	CH	Argila de alta plasticidade	B
	-12.8	CH	Argila de alta plasticidade	B
	-14.8	CL	Argila de baixa plasticidade arenosa	Solo de transição
-15.8	CL-ML	Argila siltosa de baixa plasticidade arenosa	Solo residual	
E3/S14	-1.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-2.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-3.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-4.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-5.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-6.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-7.3	MH	Silte de alta plasticidade	A
	-8.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-9.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-10.3	CH	Argila de alta plasticidade	B
	-11.3	CH	Argila de alta plasticidade	B
	-12.3	CH	Argila de alta plasticidade	B
	-13.3	CH	Argila de alta plasticidade com areia	B
	-14.3	CH	Argila de alta plasticidade	B
-15.3	SC	Areia argilosa	Solo residual	
E4/S23	-2.3	MH	Silte de alta plasticidade	A
	-3.3	CH	Argila de alta plasticidade com areia	A
	-4.3	CH	Argila de alta plasticidade	A
	-5.3	CH	Argila de alta plasticidade com areia	A
	-6.3	CH	Argila de alta plasticidade com areia	B
	-7.3	CL	Argila de baixa plasticidade arenosa	Solo de transição
	-8.3	CL	Argila de baixa plasticidade arenosa	Solo de transição
	-9.3	CH	Argila de alta plasticidade	Solo de transição
-10.3	SC	Areia argilosa	Solo residual	

#### 4.2.2. Efeitos de Amolgamento

O efeito do amolgamento produz nos corpos de prova extraídos dos Shelbys uma redução da tensão efetiva após a amostragem. Para ter correlações com precisão ao plotar a resistência não drenada dos ensaios UU é preciso conhecer a tensão efetiva no corpo de prova. A medida da sucção mátrica fornece diretamente o valor da tensão efetiva após a amostragem. Os ensaios laboratoriais empregados para encontrar a sucção mátrica foram o de papel filtro e o tensiométrico, este último para, em princípio, validar os resultados indiretos fornecidos pelo primeiro.

A sucção mátrica da argila, mostrada na Figura 4.16 (valores obtidos do papel filtro) apresenta uma distribuição com relação à profundidade similar à distribuição do teor de umidade, das frações de argila e de finos e do índice de plasticidade. Nessa figura associa-se a distribuição de sucção constante com a profundidade à *camada de argila A*. A camada de *argila B* apresenta distribuição linear crescente com a profundidade. Neste caso o aumento da sucção com a profundidade é devido a que a tensão efetiva no campo também aumenta. A sucção mátrica na camada de *argila A* é menor que 8kPa e, na camada B, varia de 5 a 17kPa. Alguns pontos apresentam sucção mátrica fora da faixa sugerida. Os valores mais afastados possivelmente correspondem à camada de *argila B* ou ao contato entre a argila e o solo de transição encontrado em cotas mais superficiais no local.

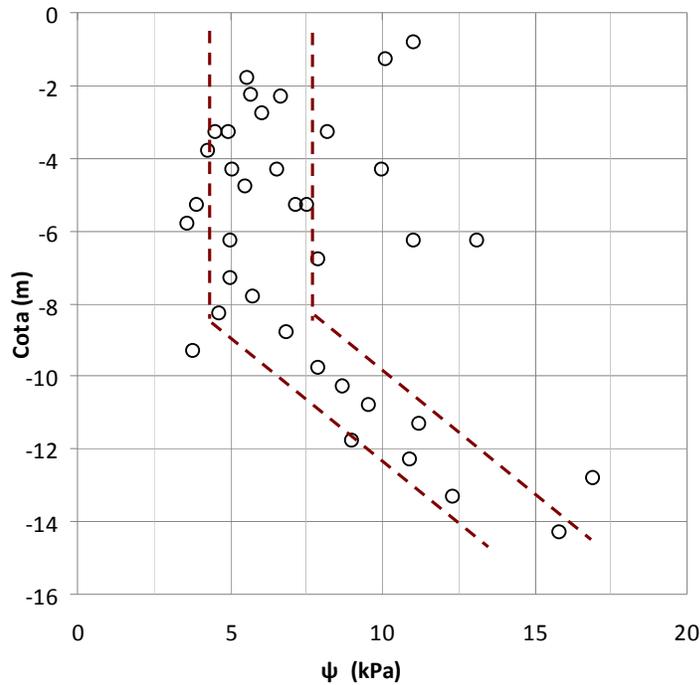


Figura 4.16: Sucção mátrica (papel filtro) da argila com a profundidade.

Na análise da compressibilidade (item 4.2.4), foi determinada a linha de compressão virgem, que está reproduzida na figura 4.17. Estão também incluídos nesta figura pontos referentes a avaliações de tensões efetivas de campo e determinações de umidade associados às amostras oriundas dos ensaios de papel filtro. Tais umidades correspondem à umidade média do topo e base do corpo de prova no ensaio do papel filtro. As tensões efetivas foram definidas considerando o peso específico inicial das amostras dos ensaios de papel filtro, a cota das mesmas, e valores de poro-pressão obtidos de furos de SPT e de piezômetros próximos aos pontos de amostragem indeformada. Conforme indicado na figura 4.17, esses pontos encontram-se ao redor da linha de compressão virgem definida nos ensaios de compressibilidade.

Na mesma figura 4.17 encontra-se também indicada uma linha que relaciona, de forma bastante razoável, os valores de sucção mátrica (numericamente iguais às tensões efetivas após a amostragem) e de umidade oriundos dos ensaios de papel filtro. Tal linha é, essencialmente, paralela à linha de compressão virgem definida em laboratório. O deslocamento desta linha para a esquerda, em relação à linha virgem, se deve ao efeito do amolgamento. Com base nestas informações, pode-se estimar um valor médio da variação da tensão efetiva

em decorrência de efeitos de amostragem. Sua precisão, entretanto, vai depender da qualidade associada tanto à localização da linha virgem quanto aos valores da sucção mátrica determinados.

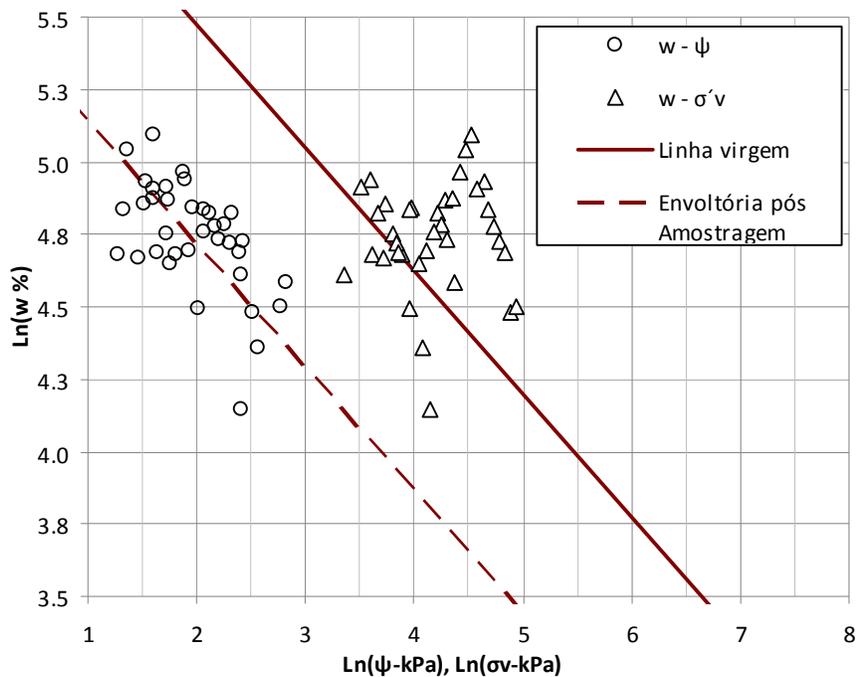


Figura 4.17: Envoltórias da linha virgem de campo e após as amostragens.

Avalia-se qualitativamente, na Figura 4.18, a influência do amolgamento nas amostras Shelby, a partir de uma estimativa das poro-pressões que as amostras deveriam apresentar *in situ*, utilizando a expressão 2.11 desenvolvida no capítulo 2 e dados de piezômetros duplos instalados próximo aos pontos de amostragem (um no topo e, outro, na base da camada de argila). Para a avaliação teórica simplificou-se o complexo problema assumindo que: o solo compreende um material elástico ideal, ou seja,  $A=1/3$  (onde  $A$  é o parâmetro de poro-pressão de Skempton) e  $Ko=0,59$  (valor obtido a partir da relação de Jaky, 1944 e resultados de ensaios triaxiais).

Pode-se observar na Figura 4.18 o maior valor da poro-pressão encontrada utilizando a expressão 2.13 (linhas Skempton) em comparação com as medidas dos piezômetros duplos instalados no campo (supondo uma distribuição linear na profundidade). A diferença entre os dois valores de poro-pressão aumenta com a profundidade, sendo que a maior de todas ocorre para o furo E03/S14. Tal

possivelmente decorre do fato de que os maiores valores de tensão total ocorrem neste ponto. Chandler e Gutierrez (1986) relataram o emprego de uma metodologia similar para avaliar o efeito da amostragem em corpos de prova tirados de Shelby's de diferentes diâmetros na argila de Londres.

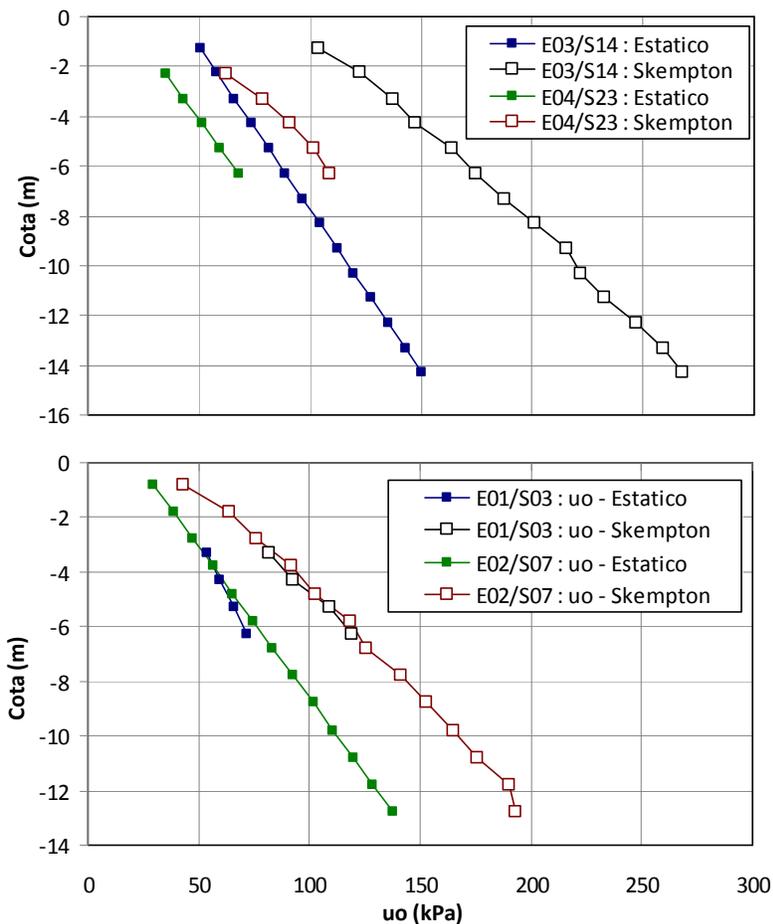


Figura 4.18: Poro-pressão calculada (Skempton) e poro-pressão monitorada no campo (Estático).

### 4.2.3. Medida da sucção mátrica ( $\psi$ )

Medidas de sucção são adequadas para avaliar as tensões efetivas pós-amostragens e são úteis para estimar valores referenciais do efeito do amolgamento. Sua representatividade depende, entretanto, da precisão dos valores obtidos nos ensaios executados.

Na presente dissertação o método do papel filtro foi empregado levando-se em conta metodologias utilizadas na PUC-Rio e a norma ASTM D5298. O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42.

O tempo do equilíbrio recomendado pela norma é de sete dias (solo e papel filtro selados), tempo em que o papel deve permanecer em contato com o solo. Marinho (1994) mostrou que este tempo depende do tipo do solo, sendo que em solos mais finos o tempo é maior. Leong *et al.* (2002) discutem os fatores que afetam a medida da sucção no ensaio do papel filtro, entre eles o emprego de corpos de prova de sucção conhecida para verificar a curva de calibração. Encontrou-se que a sensibilidade desta calibração é menor quando se apresentam sucções menores que 1000kPa e que o método do papel filtro em contato com o solo é mais fidedigno.

Nos ensaios de papel filtro nesta dissertação foi empregada a curva de calibração de Chandler *et al* (1986, 1992). Os ensaios foram realizados para um tempo de equalização de 12 dias, sendo que no final dos ensaios as medidas de umidade após o equilíbrio no topo e base da amostra ficaram praticamente iguais. Considerando o acima exposto e o fato de que as medições de sucção nas amostras do AMG forneceram valores baixos, acredita-se que os resultados obtidos com este método foram significativos.

Além do método do papel filtro, utilizou-se o método do tensiômetro na medida da sucção (ou tensão efetiva inicial). Trata-se de um método direto de obter a sucção mátrica. O aparelho empregado compreende um transdutor de pressão da Entrac, calibrado na faixa de 0 a 600kPa. Foi utilizada uma pedra porosa de 15bar de entrada do ar no transdutor, que foi saturado aplicando vários ciclos de pressão (0 a cerca de 3.200kPa) imposta por uma bomba hidráulica. O líquido de saturação utilizado foi o Lauril a 0,5gr/l (de Campos e Marinho, comunicação pessoal). Considerou-se o tensiômetro saturado quando a resposta do aparelho durante a calibração foi instantânea (ordem menor a um segundo).

Na Figura 4.19, se apresenta a comparação entre as medidas do tensiômetro e do papel filtro. Pode-se observar que a sucção encontrada no tensiômetro é ligeiramente menor em solos com umidade menor que 100%, o que corresponde às camadas de argila B / solo de transição

Cada ponto de medida no tensiômetro mostrado na Figura 4.19 é o resultado de pelo menos três medidas em cada corpo de prova. Em solos argilosos, sem

presença de conchas ou camadas de areia, as leituras foram quase as mesmas, só tiveram diferenças no tempo da estabilização da leitura. Contrariamente, no solo de transição onde foram identificadas camadas de areia ou mistura com fragmentos de conchas, não foram encontrados bons resultados, e alguns corpos de prova foram descartados porque as leituras não resultaram uniformes.

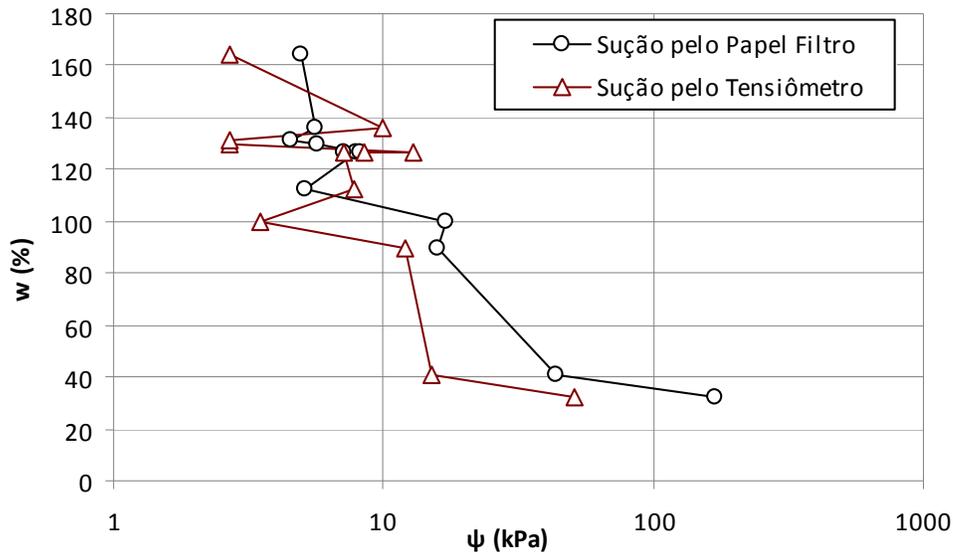


Figura 4.19: Sucção do papel filtro e tensiômetro x umidade.

O tempo de resposta nas medições de sucção com o tensiômetro foi mínimo. Conforme mostrado na Figura 4.20, as leituras são estáveis a partir de 8 minutos. Ridley e Burland (1993) apresentam como tempo de resposta 3 min ou mais. Na mesma figura para o tempo menor que 2 min se mostra as características particulares das curvas. Num primeiro caso inicia-se com uma sucção maior que a condição estável (leitura constante em valor absoluto), o que se pode atribuir à dessecação superficial no contato do solo com a pedra porosa do tensiômetro. A seguir a sucção fica constante e as variações de sucção no tempo são mínimas. A outra característica é a ocorrência de uma sucção inicial positiva, que é induzida no momento de assegurar o contato entre o solo e a pedra porosa.

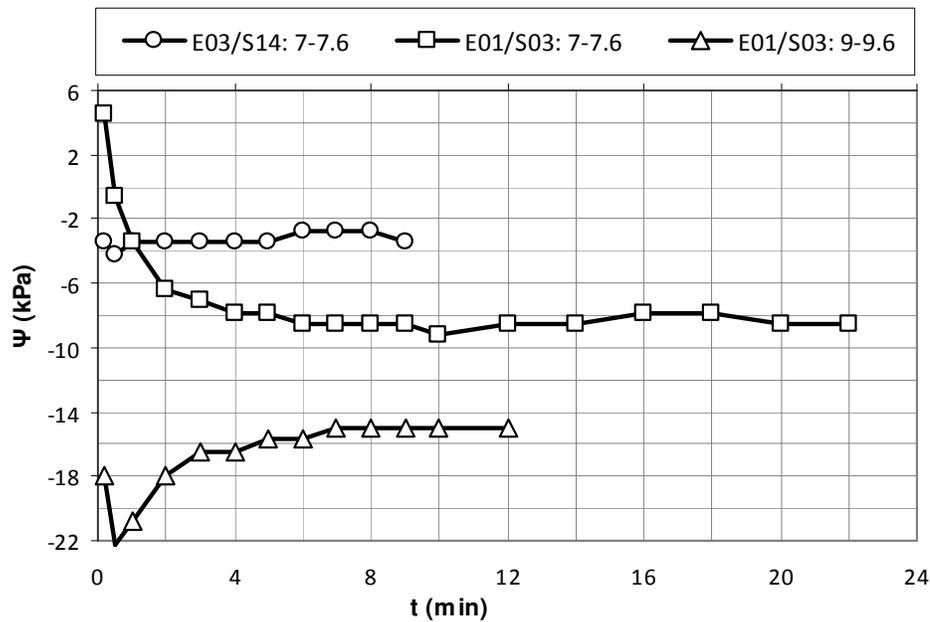


Figura 4.20: Tempo da resposta no tensiômetro.

O procedimento adotado referente ao contato do solo e da pedra porosa do tensiômetro é um ponto de análise particular. Consistiu na mistura saturada do mesmo solo ou caulim formando uma pasta que faça o contato entre o solo e a pedra porosa, garantindo a continuidade da transferência da sucção. O uso desta pasta implica na necessidade de equilíbrio entre a pasta e o solo, o que aumenta o tempo de resposta. Tal não é desejável em virtude do transdutor utilizado desaturar muito rapidamente (cerca de 1,5 horas). Para corrigir isto modificou-se a forma do corpo de prova (côncavo no sentido oposto à pedra porosa) e para garantir o contato (solo e pedra porosa) foi imposta uma pressão muito baixa. Esta modificação reduziu o tempo de resposta para o de cerca de 8 min acima mencionado.

O tensiômetro mostrou-se ser um aparelho muito bom para encontrar diretamente a sucção mátrica, em particular pela rapidez em que tal é alcançado. Entretanto, no caso dos solos argilosos do AMG, com um grau de saturação elevado, a sucção encontrada é muito baixa, estando no ou abaixo do limite de acurácia do transdutor de alta pressão. Assim, no caso do presente trabalho, os dados obtidos com o emprego do papel filtro foram considerados mais acurados.

#### 4.2.4. Compressibilidade, Adensamento e Permeabilidade

Ensaio de adensamento com carga incremental foram realizados nos materiais de fundação do AMG. Em virtude de um grande número de amostras ensaiadas não ter apresentado uma curva de compressão virgem linear (o que, em princípio é indicativo de uma boa qualidade de amostras), na estimativa dos parâmetros de compressibilidade se empregou a proposta de Lacerda e Martins (1994), ou seja, os resultados dos ensaios foram analisados a partir de gráficos  $\log(1+e)-\log(\sigma_v)$ . A tensão de pré-adensamento foi calculada pelo método de Pacheco Silva utilizando este mesmo tipo de gráfico. Os parâmetros de compressibilidade encontrados a partir dos gráficos log-log foram transformados a valores semelhantes aos encontrados num gráfico convencional  $(e)-\log(\sigma_v)$  utilizando as seguintes expressões:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log(1+e)} C^*c \quad (4.4)$$

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log(1+e)} C^*s \quad (4.5)$$

onde  $e$  é o índice de vazios,  $C_c$  e  $C_s$  (ou  $C_e$ ) correspondem, respectivamente, aos coeficientes de compressibilidade e expansão do solo, e  $C^*c$  e  $C^*s$  (ou  $C^*e$ ) correspondem, respectivamente, às inclinações da reta de compressão virgem e da de descarregamento definidas no gráfico log-log.

Em todos os solos ensaiados, com o emprego de gráficos log-log obteve-se uma reta definindo o trecho de compressão virgem. Entretanto, diferentemente do caso do material muito mole a mole, devido à substancialmente menor compressibilidade do solo de transição/solo residual, encontrou-se dificuldades na definição dos parâmetros de compressibilidade destes últimos materiais (variações de  $\log e$  muito pequenas na escala vertical)

Para contornar este problema, em alguns casos os resultados dos ensaios foram interpretados utilizando a metodologia proposta por Butterfield (1979) que, na realidade, constitui uma generalização da proposta de Lacerda e Martins (1994). A proposta de Butterfield envolve, também, o uso de escalas logarítmicas nos eixos vertical e horizontal do gráfico de compressibilidade. Entretanto, utiliza-se logaritmo neperiano em vez de logaritmo na base decimal no eixo vertical do

gráfico, mantendo-se a tensão efetiva em escala logarítmica na base dez no eixo horizontal. Verificou-se que a diferença da tensão de pré-adensamento no gráfico  $\log(1+e) \times \log(\sigma_v)$  e  $\ln(1+e) \times \log(\sigma_v)$  é mínima ou nula.

A tensão de pré-adensamento no local do AMG (Figura 4.21) varia de 23 a 47kPa para a *argila A*, e de 43 a 52kPa para a *argila B* (perto do contato da argila com o solo de transição). Uma relação única para a argila, mostrando uma variação linear desse parâmetro com o teor de umidade é encontrada.

Conforme Almeida *et al.* (2002), o local de Sarapuí apresenta valores de tensão de pré-adensamento variando de 18 a 50kPa, similares aos encontrados no AMG.

Na Figura 4.21 se apresenta também a variação dos parâmetros de compressibilidade  $C_c$  e  $C_e$  com o teor de umidade. Para as camadas de *argila A* e *B* tem-se uma única correlação linear, com ambos  $C_c$  e  $C_s$  aumentando com o aumento da umidade. Deve-se notar que tal não significa que o solo da camada de *argila A* é o mesmo da camada de *argila B*. No caso do solo de transição/residual (contato ou mistura) a tendência também é de variação linear com a umidade para valores de  $C_c$  e  $C_e$ . A ordem de grandeza destes parâmetros é, entretanto, muito menor que no caso da argila.

Considerando a Figura 4.21, as seguintes correlações entre o teor de umidade e os coeficientes de compressibilidade ou compressão ( $C_c$ ) e de descarregamento ou expansão ( $C_e$ ) são definidas:

$$C_c = w/0.71 - 0.10 \quad (60\% < w < 200\%) \quad (4.6)$$

$$C_e = w/0.63 + 0.11 \quad (60\% < w < 200\%) \quad (4.7)$$

Tomando-se como base dados de  $C_c$  estimados de gráficos log-log convencionais (ou seja, sem uma acurácia adequada no caso do AMG) obtém-se a correlação com o teor de umidade reproduzida na equação 4.8. Uma correlação mostrando grande similaridade a esta é dada pela equação 4.9, constante em um Relatório da Geoprojetos para a Comlurb, conforme reproduzido em de Campos (2009).

$$C_c/(1+e) = 0,25 + w/9,52 \quad (4.8)$$

$$C_c/(1+e) = 0,28 + w/14,3 \quad (100\% < w < 200\%) \quad (4.9)$$

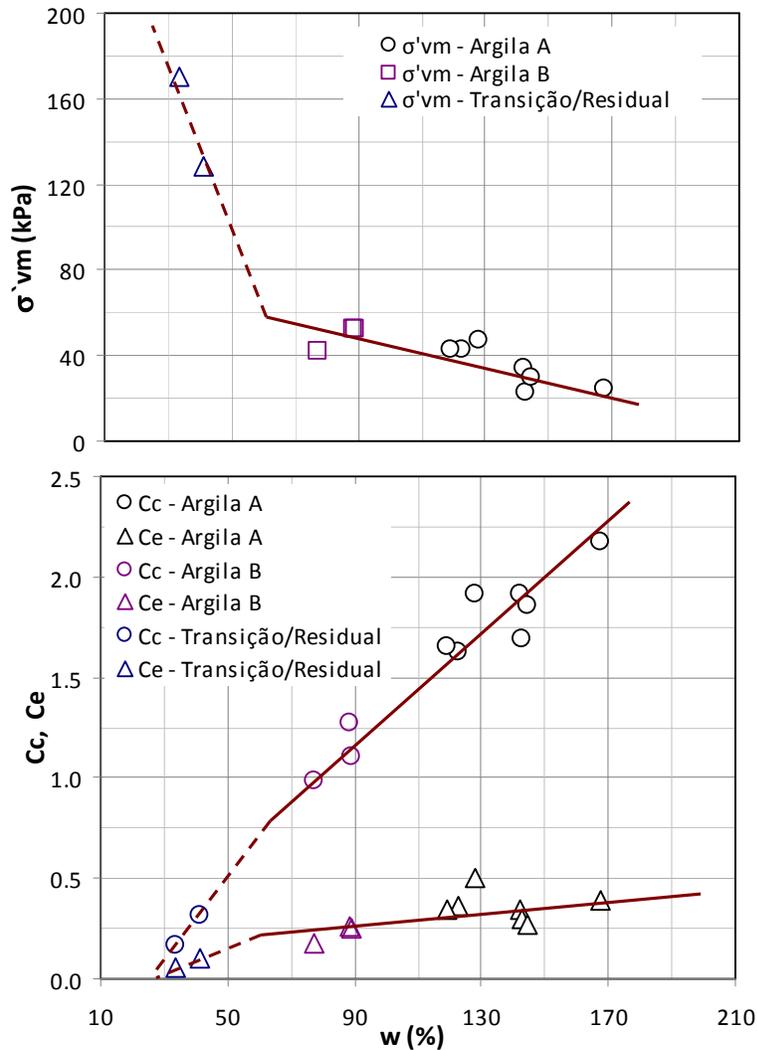


Figura 4.21: Tensão de pré-adensamento,  $C_c$ ,  $C_e$  x umidade inicial no local do AMG.

Na Tabela 4.3 apresenta-se uma comparação de valores do coeficiente de compressibilidade obtidos na presente dissertação com relação a valores encontrados na literatura. Observa-se que os valores determinados estão no interior da faixa apresentada por Almeida et. al. (2005), que se refere ao local Sarapui, que fica próximo do local do AMG. Outro local próximo ao AMG é o rio Polimeros em Duque de Caixas. Para este local Formighri (2003) relata valores de  $C_c$  na faixa de 0,7 a 2,3.

Tabela 4.3: Comparação dos parâmetros de compressibilidade da argila (modificado de Campos, 2006).

Parâmetro	Presente Trabalho	Campos (2006)	Aragão (1975)	Santos (2004)	Almeida et al. (2005)
$C_c$	1,6 a 2,2	1,87	1,70	0,75 a 0,84	1,3 a 3,2
$C_e$	0,25 a 0,50	0,24	0,15	0,10	---
$CR=C_c/(1+e)$	0,32 a 0,43	0,44	0,40	0,25	0,41
$C_e/C_c$	0,14 a 0,26	0,13	0,09	0,12	0,12

As Figuras 4.22 e 4.23 mostram variações dos coeficientes de adensamento,  $C_v$ , coeficiente de variação volumétrica,  $mv$ , e coeficiente de permeabilidade,  $k$ , com a tensão efetiva vertical,  $\sigma'_v$ .

O coeficiente de variação volumétrica ( $mv$ ) da *argila A* na Figura 4.22 tem uma variação crescente com a tensão efetiva vertical até atingir o valor máximo na faixa da tensão de pré-adensamento (representada pelas linhas verticais pontilhadas). A partir desse valor o coeficiente diminui com o acréscimo da tensão efetiva. Este comportamento coincide com o descrito por Campos (2006). Após a pressão de pré-adensamento todas as amostras apresentam uma inclinação única nas relações lineares observadas.

No caso do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) observa-se uma diminuição até valores quase constantes com relação ao acréscimo da tensão efetiva após a faixa delimitando as pressões de pré-adensamento, enquanto que a permeabilidade ( $k$ ) decresce continuamente com o aumento da tensão efetiva.

Comportamento similar é observado para o coeficiente  $mv$  correspondente à *argila B* e o solo de transição/residual, como mostra a Figura 4.23. No início as curvas não mostram valores muito diferentes dos valores que caem dentro da faixa proposta de tensão de pré-adensamento (linhas verticais pontilhadas). Também se verifica que a permeabilidade destes solos é semelhante à *argila A*. O solo de transição/residual é pelo menos duas vezes mais permeável que o solo da *argila B*.

Confirmando resultados de estudos laboratoriais anteriores executados na área do AMG (de Campos, 2009), os ensaios de adensamento indicaram que uma baixa permeabilidade vertical (da ordem ou menor que  $10^{-7}$  cm/s) está associada à argila de fundação do AMG. A presença de camadas finas de areia e conchas fraturadas ou em peças pequenas podem, entretanto, aumentar esta permeabilidade

na direção horizontal. Entretanto, não existem evidências de que tais camadas sejam contínuas. No relatório LPS (2002), citado por de Campos (2009), tem-se dados de  $1,2 \times 10^{-4}$  cm/s e  $6,0 \times 10^{-5}$  cm/s como sendo valores representativos do solo de transição / solo residual.

No que se refere a coeficientes de adensamento, valores baixos, menores que cerca de  $2 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s estão associados à camada de argila muito mole a mole. No material de transição/solo residual tal valor aumenta substancialmente (ordem de  $2 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s).

Considerando tanto as informações de permeabilidade quanto de adensamento, os resultados obtidos no presente trabalho confirmam que o material subjacente ao solo argiloso no local do AMG constitui uma face plenamente drenante.

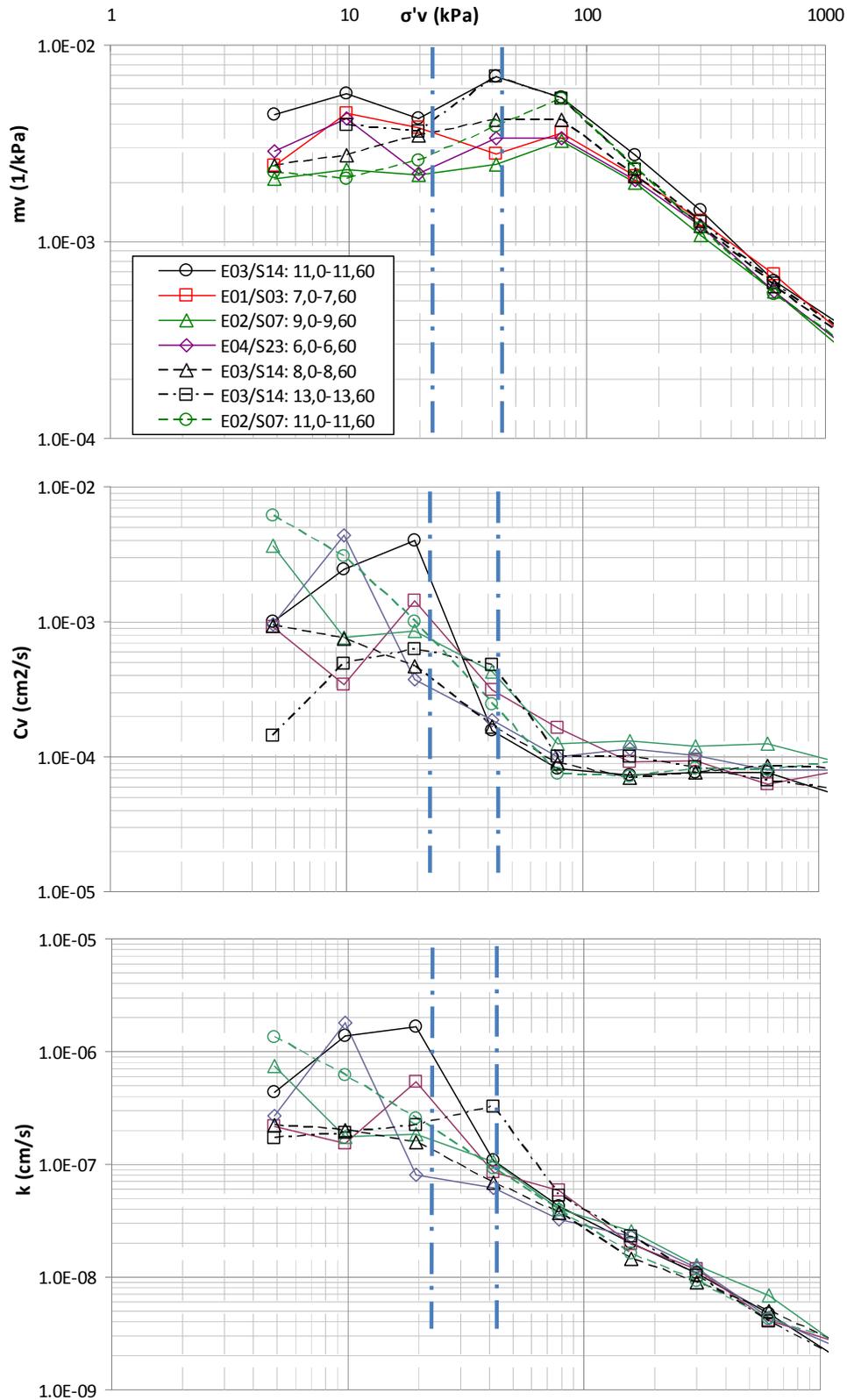


Figura 4.22: Variação do  $C_v$ ,  $mv$  e  $k$  com  $\sigma'_v$ , no solo de argila, camada A

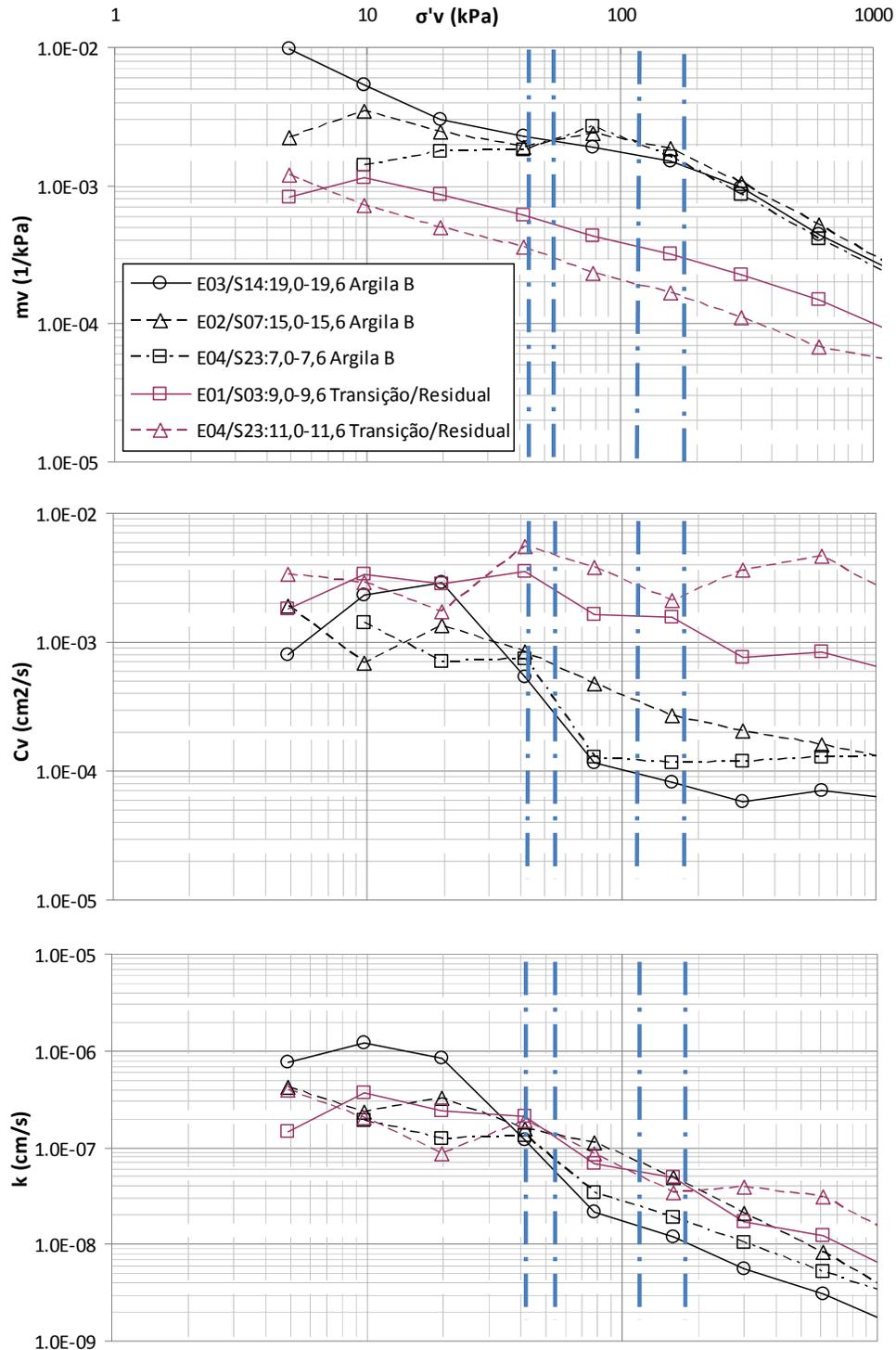


Figura 4.23: Variação do  $C_v$ ,  $mv$  e  $k$  com  $\sigma'v$ , no solo da camada B, e o solo de transição ou solo residual (transição/residual).

### **Linha de Compressão Virgem**

Linhas de compressão virgem representativas dos materiais de fundação do AMG estão mostradas, em um gráfico ln-ln, Na Figura 4.24. Pode-se observar as linhas de compressão virgem da *argila A*, *B* e do solo de transição/residual. A envoltória média do solo *A* representa sete ensaios de adensamento distribuídos na camada do solo (incluindo os ensaios com medida de *creep*). Os corpos de prova possuem variações da tensão de pré-adensamento na faixa de 23 a 47kPa, sendo a média de 35kPa. No caso da argila *B*, corresponde a três ensaios perto do contato com o solo de transição/residual. A tensão de pré-adensamento média da argila *B* é de 49kPa.

A linha virgem da argila *A* localizou-se à esquerda dos dados do Shelby e SPT (dados reproduzidos do campo), incluídos na Figura 4.24. Este comportamento pode ser atribuído tanto a efeitos de amolgamento das amostras Shelby (discutido a seguir) quanto a pouca acurácia para determinar a tensão efetiva a partir dos dados de campo. Na Figura 4.24 mostra-se também a linha virgem corrigida de efeitos de amolgamento das argilas *A* e *B* pelo método de Hong e Onitsuka (1998). Observa-se que a linha virgem corrigida dos solos *A* e *B* passa por entre os pontos dos Shelbies e SPT, sugerindo que, no caso, a correção quanto a efeitos de amolgamento contribuiu para unificar de forma razoável as informações de campo e laboratório. A pouca acurácia associada à determinação das tensões efetivas a partir dos dados de campo parece não ter sido relevante no caso. A mesma, entretanto, deve ter contribuído, junto com a variabilidade natural do material, para a grande dispersão dos dados de campo.

A Figura 4.24 mostra, também, o trecho de descarregamento das *argilas A* e *B*. As linhas são quase paralelas à linha de compressão virgem do solo de transição/residual, o que se considera ser uma coincidência.

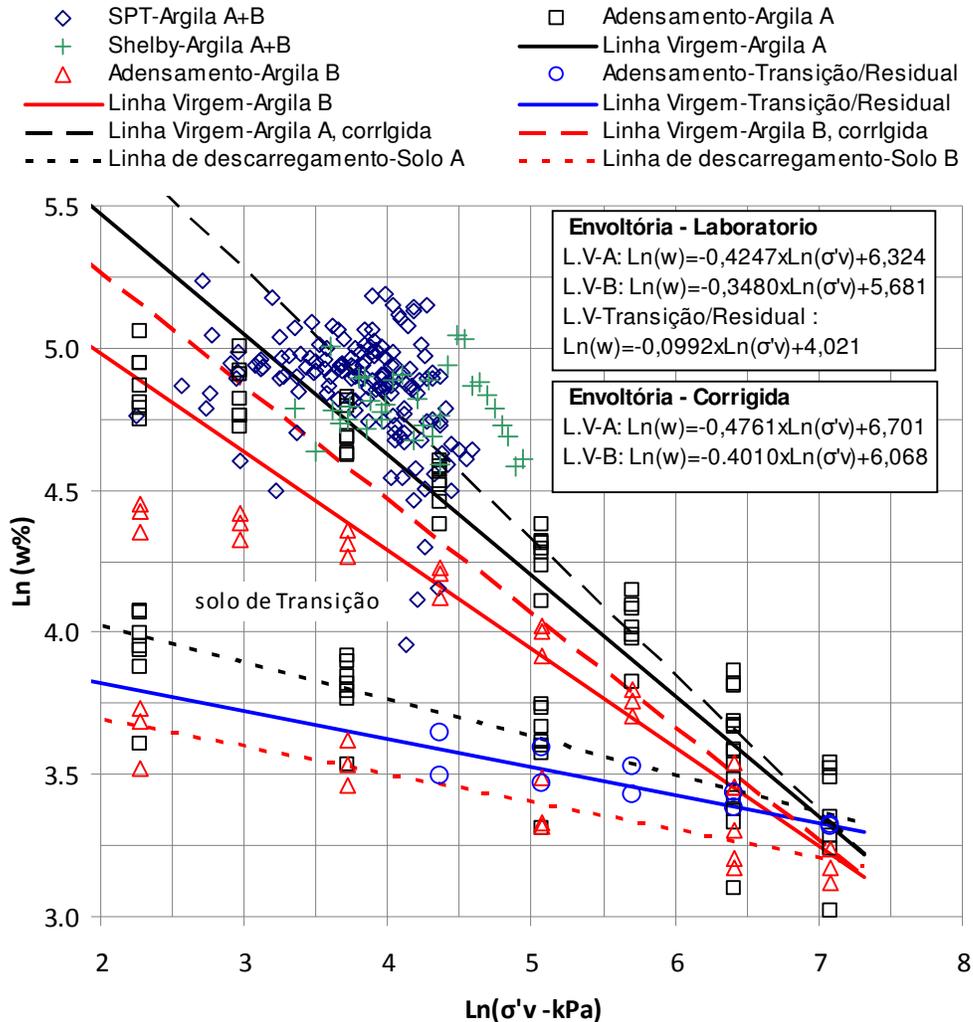


Figura 4.24: Linhas de compressão virgem da argila, transição e transição/residual

### Qualidade da amostra

Na avaliação do efeito de amolgamento na qualidade das amostras, foram utilizados três métodos ou critérios. O primeiro consiste na avaliação qualitativa da curva  $e\text{-log } \sigma'v$  recomendada por Lacerda e Martins (1994). O segundo método é a modificação realizada por Oliveira (2002) da proposta de Lunne et al. (1997). O terceiro método é baseado na proposta de Oliveira (2002) a partir do trabalho de Hong e Onitsuka (1998).

Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados das metodologias empregadas na estimativa do efeito de amolgamento. Segundo o método de Lacerda e Martins (1994) as amostras das argilas A e B apresentam uma qualidade boa e no solo de transição/residual uma qualidade boa/regular.

Tabela 4.4: Qualidade das amostras no ensaio de adensamento.

Descrição	Cota (m)	$e_o$	Lacerda e Martins	Oliveira/Lunne et al.			Oliveira/Hong e Onitsuka		
				$e_{vo}$	$\Delta e/e_o$	Critério	$SD$ (%)	$N$	$p_{yf}$
E03/S14 (11,0 a 11,6 m)	-6.3	4.53	Boa	2.50	0.45	Muito pobre	17.2	8.3	33.2
E01/S03 (7,0 a 7,6 m)	-5.3	3.44	Boa	2.70	0.22	Muito pobre	18.6	8.1	52.2
E02/S07 (9,0 a 9,6 m)	-6.8	3.28	Boa	2.72	0.17	Muito pobre	11.3	8.9	45.8
E04/S23 (6,0 a 6,6 m)	-4.3	3.21	Boa	2.63	0.18	Muito pobre	18.5	8.1	47.6
E03/S14 (8,0 a 8,6 m)	-3.3	4.06	Boa	2.81	0.31	Muito pobre	10.2	9.0	39.4
E03/S14 (13,0 a 13,6 m)	-8.3	3.74	Boa	1.95	0.48	Muito pobre	22.1	7.8	34.0
E02/S07 (11,0 a 11,6 m)	-8.8	3.85	Boa	2.89	0.25	Muito pobre	11.0	8.9	35.0
E04/S23 (7,0 a 7,6 m)	-5.3	2.12	Boa	1.81	0.15	Muito pobre	12.1	8.8	42,7
E03/S14 (19,0 a 19,6 m)	-14.3	2.38	Boa	1.50	0.37	Muito pobre	28.7	7.1	64,3
E02/S07 (15,0 a 15,6 m)	-12.8	2.36	Boa	1.82	0.23	Muito pobre	22.5	7.8	62,1
E01/S03 (9,0 a 9,6 m)	-7.3	1.15	Boa/ Regular	1.05	0.09	Pobre	13.3	8.7	----
E04/S23 (11,0 a 11,6 m)	-9.3	0.94	Boa/ Regular	0.88	0.06	Boa a regular	11.5	8.8	----

A classificação modificada por Oliveira da proposta por Lunne et. al (2002), na Tabela 4.4, apresenta resultados de qualidade pobre a muito pobre, possivelmente devido à pouca acurácia na estimativa da tensão efetiva de campo. Aos corpos de prova normalmente adensados (camada das argilas A e B) corresponde uma qualidade muito pobre, enquanto que os corpos de prova dos solos de transição/residual (índice de vazios de 1,05 e 0,88 na Tabela 4.4) apresentam uma melhor qualidade.

Hong e Onitsuka (1998) propõem um parâmetro que represente a influência do grau do amolgamento do solo  $SD$  (%), dado pela relação entre os coeficientes de compressão virgem do solo natural (não amolgado) e do solo amolgado, num gráfico  $\ln -\log$ . A proposta de Oliveira (2002) foi expressar a qualidade das

amostras por uma nota  $N=(100-SD\%)/10$ . Baseado neste critério os solos exibem uma qualidade boa quando a nota varia de 7 a 9) em um total de dez.

Conforme mostrado na Figura 4.25b, a nota  $N$  diminui com a profundidade no caso de Gramacho, enquanto o valor de  $SD$  (%) aumenta com a profundidade de retirada das amostras. O valor do coeficiente de compressão da linha virgem em solos amolgados foi obtido pela expressão fornecida pelos autores:  $C_{CLR}=-0,39+0,332 \times \log(w_L)$ , válida para solos com o limite de liquidez maior que a umidade natural, caso encontrado no local do AMG. Considerando o proposto por Oliveira (2002), as amostras ensaiadas exibem uma qualidade boa.

O método de Hong e Onitsuka (1998) compreende uma metodologia para corrigir a linha de compressão virgem pelo efeito do amolgamento. O método consiste em determinar a tensão de escoamento (tensão de pré-adensamento) corrigida ( $pyf$ ) em função da tensão de escoamento ( $p_{CL}$ ) e do grau de amolgamento ( $pyf=p_{CL}+Rp \times SD\%$ ). Para uma amostra de boa qualidade tem-se  $SD=0\%$ .  $Rp=(^*p_{CL}- p_{CL})/SD\%$ , onde  $^*p_{CL}$  é a tensão de escoamento definida na amostra de melhor qualidade. Os valores de  $Rp$  obtidos estão mostrados na Figura 4.25a. Para a camada de argila A foram determinados dois parâmetros de  $Rp$ , agrupados em dados com tensões de escoamento (tensão de pré-adensamento) menores e maiores que 35kPa. No primeiro caso,  $Rp1-A=0,50$  e, no segundo,  $Rp2-A=0,25$ . Na camada de argila B o valor foi  $RpB=0,429$ . Deve-se notar que, no método de Hong e Onitsuka, o número de dados determina o grau de acurácia do valor de  $Rp$ . No presente caso, tal grau foi de médio a baixo.

Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados encontrados para  $pyf$ . A média desses valores é de 41,03kPa no caso da argila A, que apresenta uma umidade natural média de 138,7%. Este dado corresponde a um novo ponto da linha corrigida, localizado à direita da linha virgem original mostrada na Figura 4.24. O outro ponto da reta corrigida é dado pelo último ponto do ensaio de adensamento, ou seja, pelo ponto correspondente ao último estágio de carregamento. O mesmo procedimento foi empregado no caso da camada de argila B.

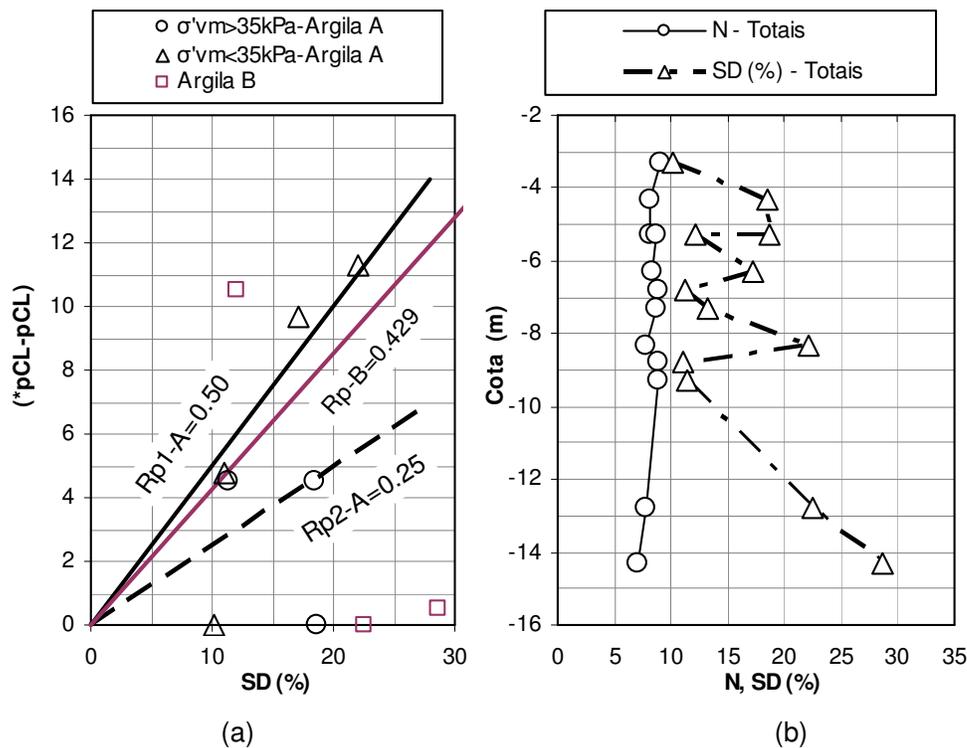


Figura 4.25: Avaliação de  $R_p$  nas argilas A e B (a), e avaliação da nota N, SD% na qualidade das amostras considerando dados totais (b).

### Efeito do adensamento secundário (Creep)

A variação do coeficiente de compressão secundária  $C_{\alpha e}$ , em função da tensão vertical está mostrada na Figura 4.26. Verifica-se que este coeficiente cresce até aproximadamente a tensão de pré-adensamento. A seguir, diminui até um valor constante. Este comportamento é similar ao encontrado por Ladd (1973), Coutinho & Lacerda (1994) citado por Campos (2006), Martins (1983) e Shirako et. al. (2006).

As argilas A e B atingem o mesmo nível do  $C_{\alpha e}$ , mesmo tendo diferentes índices de vazios, sugerindo um comportamento deformacional semelhante nesses níveis de tensões. O valor  $C_{\alpha e}/C_c$  flutua dentro da faixa de 0,015 a 0,062, com uma média de 0,038.

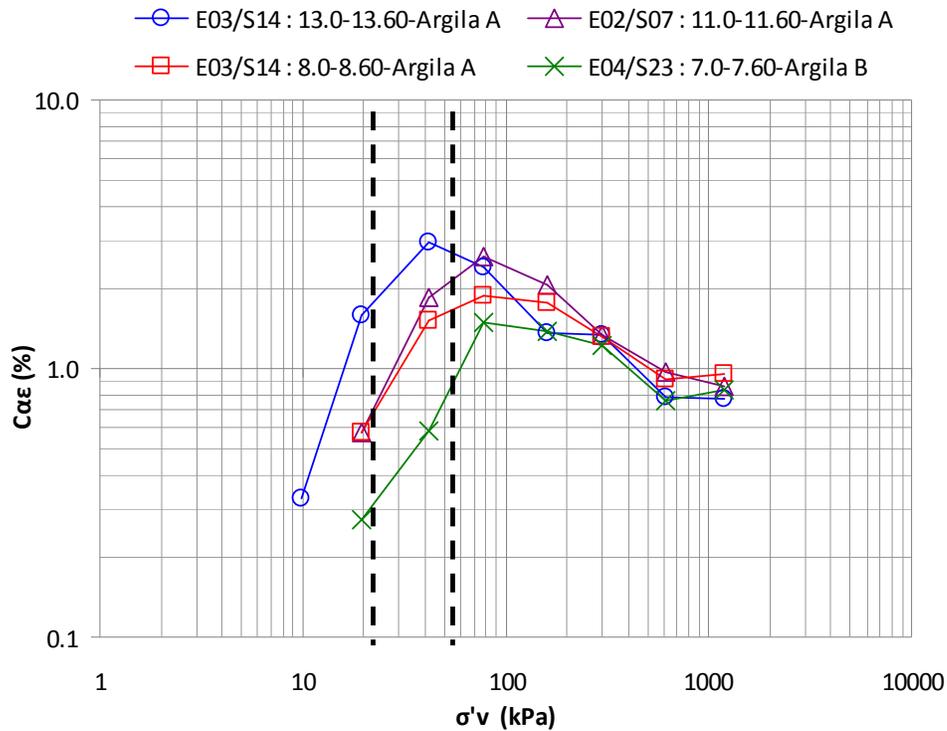


Figura 4.26: Coeficiente de compressão secundária ( $C_{\alpha\epsilon}$ ).

Nos ensaios que tiveram duração de até três dias de carregamento foi determinado o ponto de inflexão (ponto inicial que divide o adensamento primário e secundário) a partir de um gráfico tipo Casagrande,  $e$ - $\log t$ . No gráfico tipo Casagrande, o ponto de inflexão do adensamento secundário encontra-se ao nível de tensão efetiva de 42kPa ou próximo desse valor e é definido completamente a partir de tensões de 78kPa. No gráfico do Taylor ( $e - \sqrt{t}$ ) o adensamento secundário apareceu após o término do adensamento primário a qualquer nível de tensões.

A Figura 4.27, construída só para a amostra E04/S23 7.0-7.60, apresenta uma relação da variação do índice de vazios pelo tempo ( $\Delta e/\Delta t = de/dt$ ) com o índice de vazios. Para cada nível de carregamento a *velocidade de recalque* permanece constante até o instante onde o valor do índice de vazios atinge o final do adensamento primário (determinado com o método do Taylor). Este comportamento também é mostrado por Shirako et. al. (2006). O valor da média de  $de/dt$  (inclinação da reta entre o início e o final do adensamento primário) é maior que o  $de/dt$  no final do adensamento primário (inclinação da reta tangente nesse ponto). O valor da relação  $de/dt$  versus  $\Delta e$  (inclinação da reta) após atingido

o adensamento primário é constante para tensões efetivas maiores que a tensão de pré-adensamento (42kPa). O final do adensamento primário (no método de Taylor) atingiu níveis de deformação de 3 a 15% para valores de 42kPa e 300kPa da tensão vertical.

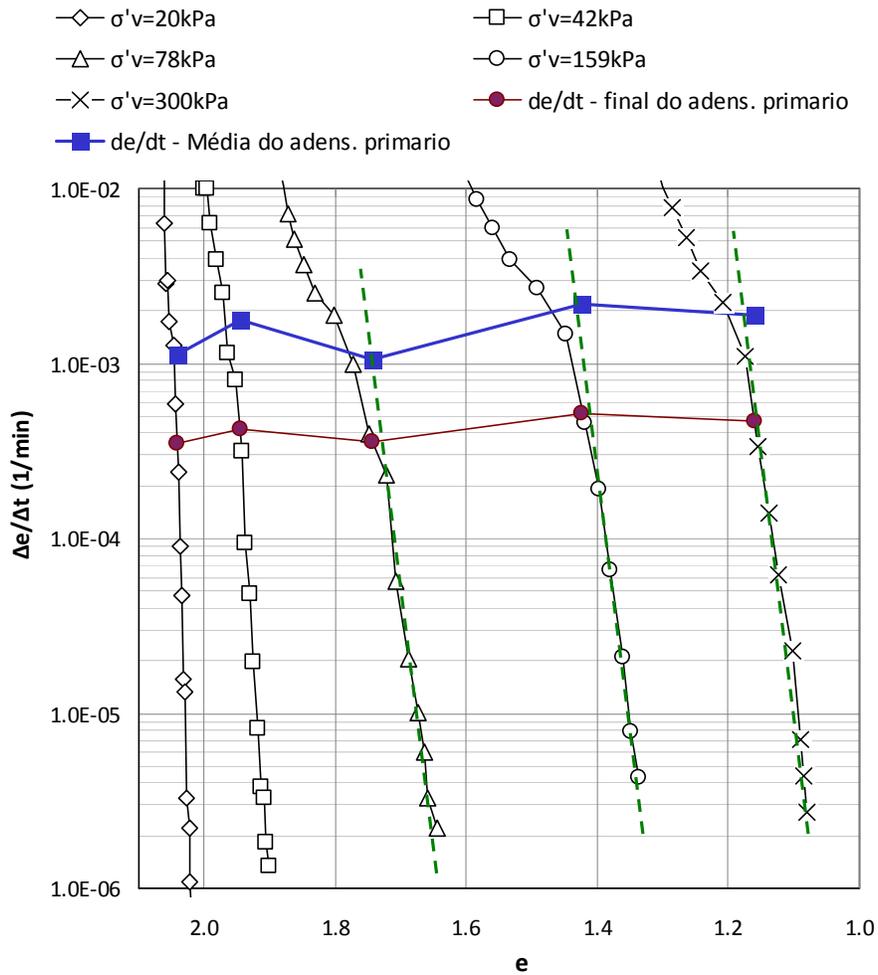


Figura 4.27: Velocidade  $\Delta e/\Delta t$ , E04/S23 7.0-7.60, na argila B, no ensaio de adensamento.

#### 4.2.5. Resistência

No que se segue, diferentes aspectos associados à determinação da resistência (não drenada e drenada) das camadas de argila A e B são relacionados e discutidos. São considerados, inicialmente, os resultados de laboratório introduzindo-se, em seqüência, resultados de campo.

#### Velocidade de Deformação axial ( $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$ )

No presente trabalho, foram executados ensaios triaxiais a diferentes velocidades de deformação axial. A resistência de solos de um modo geral e, em particular, das argilas é influenciada pela velocidade de deformação, em dois aspectos diferentes, discutidos a seguir.

#### *Equalização das poro-pressões e tempo de resposta*

Nos ensaios triaxiais não drenados (UU e CIU) a poro-pressão foi medida na base das amostras usando um transdutor de pressão. O tempo de resposta deste sistema é muito rápido (considerado instantâneo) não afetando, portanto, as medidas de poro-pressão para as velocidades de deformação empregadas nos ensaios triaxiais.

Em virtude dos efeitos de extremidade inerentes aos ensaios triaxiais, para se ter poro-pressões representativas de todo o corpo de provas, os ensaios devem ser executados a velocidades de cisalhamento suficientemente baixas para que ocorra equalização de poro-pressões. Tal tempo de equalização de poro pressões depende do tipo do solo e permeabilidade entre outros fatores, segundo Bishop e Henkel (1958). A argila do AMG é muito plástica e apresenta uma baixa permeabilidade (de aproximadamente  $1 \times 10^{-7}$  cm/s). É, portanto, fortemente afetada por este fator.

Para encontrar  $\dot{\epsilon}$  teórica nos ensaios drenados e não drenados convencionais (com e sem papel filtro lateral) foram utilizadas as expressões propostas por Bishop e Henkel (1956) e Head (1994) e as constantes nas normas ASTM D-2850, ASTM D-4767 e ASTM D-3080. Assim, para os ensaios não consolidados não drenados (UU) foi determinado um valor de  $\dot{\epsilon} = 0,05$  mm/min (3,85%/h). Para os ensaios consolidados não drenados (CIU), valores de

$\dot{\epsilon}=0,004\text{mm/min}$  (0,31%/h) e  $\dot{\epsilon}=0,0013\text{mm/min}$  (0,10%/h) foram definidos para, respectivamente, ensaios sem e com papel filtro lateral. No ensaio consolidado drenado (CID) um valor de  $\dot{\epsilon}=0,0008\text{mm/min}$  (0,06%/h) foi adotado e, finalmente, para o cisalhamento direto drenado uma velocidade de  $0,000975\text{mm/min}$ . No caso dos ensaios triaxiais, a estimativa da velocidade em termos de taxa de deformação foi calculada padronizando a altura dos corpos de prova em 78mm. Assim  $\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon} (\text{mm/min}) \times 60 \times 100\% / 78$ , o que fornece resposta em %/h.

#### *Efeito puro da velocidade de cisalhamento*

Conforme Mitchell (1996), teoricamente, a resistência ao cisalhamento de solos é afetada pela velocidade de cisalhamento imposta aos mesmos. Quanto maior tal velocidade, maior a resistência do material.

Na Figura 4.28 observa-se o efeito da velocidade de cisalhamento na resistência não drenada normalizada pela tensão efetiva do corpo de provas no início do cisalhamento. Os ensaios UU, mais rápidos, apresentaram muita dispersão. Tal pode ser atribuído tanto a pouca acurácia associada à determinação das tensões efetivas iniciais dos corpos de prova quanto a efeitos de amolgamento mecânico (processos de amostragem e preparação de amostras) e decorrentes de alívio de tensões.

Nos ensaios CIU a velocidade inicialmente utilizada (0,004mm/min - 0,31%/h) foi 12,5 vezes menor com relação aos ensaios UU. Nestes ensaios o valor da resistência apresentou menor dispersão. Vale ressaltar, também, que após dois dias de adensamento não se teve certeza do final do adensamento primário e nenhuma informação da parcela do adensamento secundário nestes ensaios. Com o emprego do filtro lateral nos ensaios não drenados (CIU) empregou-se uma velocidade de cisalhamento de 0,0013mm/min. Obteve-se, com o papel filtro lateral, melhoras significativas, com a diminuição do tempo para atingir o final do adensamento primário, a definição da parcela viscosa (creep) e equalização das poro-pressões.

Em ensaios tipo CIU, Almeida et. al. (2002) relatam uma mudança de 15% do  $S_u$  por cada ciclo logarítmico. No local do AMG foram registradas variações de 22.5% (Figura 4.28).

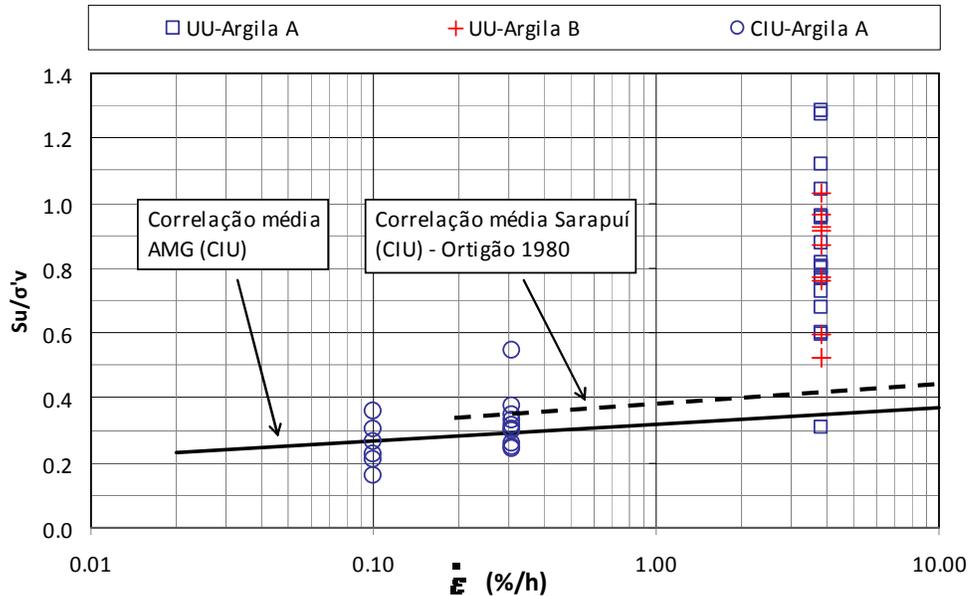


Figura 4.28: Velocidade de deformação axial  $\dot{\epsilon}$  e a resistência não drenada normalizada.

### Representatividade do teor de umidade e correções experimentais

A umidade correspondente a cada profundidade foi obtida dos Shelbies, dos quais foram retirados corpos de prova para realizar os ensaios de laboratório (UU, CIU, CID). Como os furos de amostragem indeformada foram executados ao lado dos correspondentes aos ensaios de palheta, considera-se **que a umidade associada à resistência não drenada dos ensaios da palheta corresponde à mesma umidade dos ensaios UU**.

No ensaio UU, obteve-se a umidade inicial e final, tendo-se observado uma diferença entre elas de 3,5% (valor da média). Adotou-se a umidade final dos ensaios UU no desenvolvimento das Figuras 4.36, 4.37, 4.41.

O teor de umidade no ensaio CIU, empregado para reproduzir as Figuras 4.36, 4.37, 4.38, 4.39, 4.40 foi  $w_0 - \Delta w$ , sendo  $w_0$  a umidade inicial do corpo de prova e  $\Delta w$  a variação do teor de umidade produto da saída de água na etapa de adensamento isotrópico.

O filtro lateral não influenciou a resistência não drenada ou drenada, por causa de sua baixa resistência. Contrariamente, a membrana tem influência na resistência. Na correção da membrana empregou-se o método de Bishop e Henkel

(1962). O valor da correção é variável e pode chegar até 6.5kPa para níveis de deformação de 14,5%.

A curva tensão-deformação apresentou picos nas medidas de tensão cisalhante nos ensaios mais demorados, executados com  $\dot{\varepsilon}=0,0013$  e  $0,0008$  mm/min (9 e 11 dias na etapa de cisalhamento) em ensaios não drenados e drenados respectivamente, executados em amostras com conchas e sem elas. Nos ensaios não drenados observou-se também comportamento anômalo nas medidas de poro-pressão (Figura 4.29). As variações das tensões cisalhantes, em média de 10kPa, foram mais importantes que as de poro-pressão.

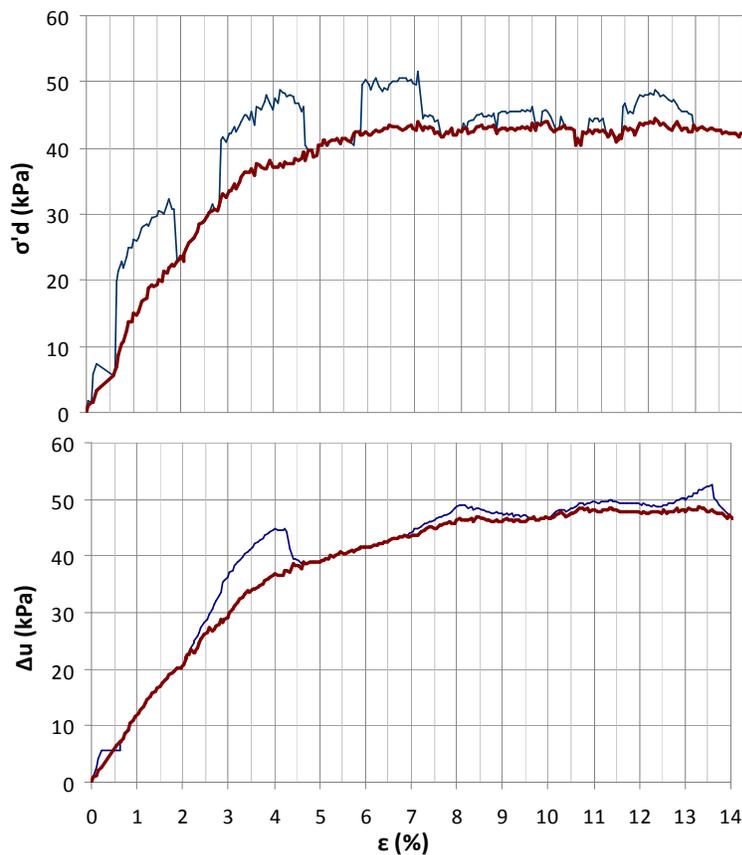


Figura 4.29: Curva tensão-deformação E02/S07 a -6,8m, tensão efetiva de 60kPa. Curva de referência, sem correções da área e da membrana.

O mesmo comportamento da Figura 4.29 foi observado na etapa de adensamento isotrópico. Na Figura 4.30 mostra-se que o transdutor de poro-pressão apresentou menos de 2kPa de variação na etapa toda de adensamento. No entanto, a célula de carga teve picos de até 14kPa, quando a variação tinha que ser

mínima (Figura 4.31a). Como a etapa de cisalhamento foi desenvolvida de 9 a 11 dias e o adensamento isotrópico em 2 dias, maiores parcelas com picos nos gráficos tensão desviadora versus tempo ou deformação axial ocorreram nas fases de cisalhamento.

Para conferir as variações da célula de carga, realizou-se uma nova calibração da mesma. Observou-se as variações das leituras da célula de carga (para cada carga estática constante) num tempo não menor que 3 horas (Figura 4.31a). A variação máxima foi de 0,100kg o que, para uma área de 11,4cm<sup>2</sup> (área nominal do corpo de prova), corresponde a 0,8kPa (precisão associada à célula de carga).

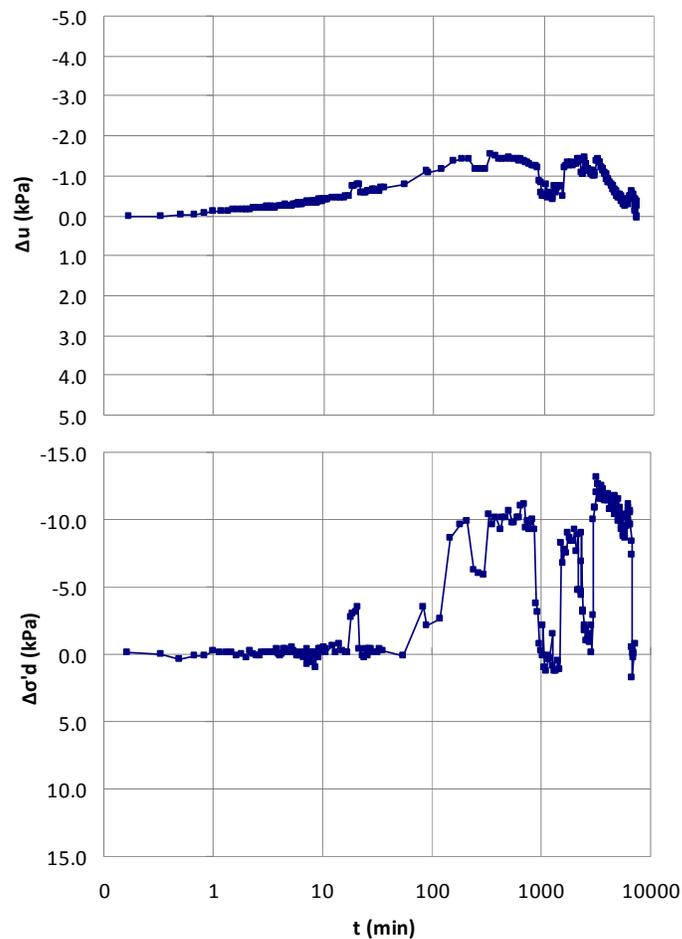


Figura 4.30: Variação da poro-pressão e da tensão desviadora no tempo. Ensaio E02/S07 a -6,8m, tensão efetiva de 60kPa, na etapa de adensamento isotrópico. Curva de referência, sem correções da área e da membrana.

Realizou-se um ensaio em amostra de resistência nula, com a célula de carga interna acoplada a um anel de carga posicionado do lado externo da câmara triaxial, sendo esperado que o anel de carga registrasse o atrito da célula de carga com a câmara triaxial durante o carregamento (realizado em um tempo da ordem de 40min). Conforme mostrado na Figura 4.31b, o anel de carga apresentou variações, na média, de 1kg. Para vencer o atrito associado à haste da célula de carga, o anel de carga atingiu valores máximos da ordem de 14kg (120-140kPa). Nesse instante a célula de carga (no interior da câmara triaxial) registra um valor menor que 0,5kg (aproximadamente 4,3kPa). Tal variação de pressão na célula de carga é maior em comparação com as associadas às cargas estáticas durante a calibração, que foram menores que 1kPa.

Portanto a influência do atrito externo na célula de carga é mínima (menor que 4,3kPa). Em solos de resistência elevada estas variações são desprezíveis, mas na argila do AMG só tem uma menor influência para tensões efetivas maiores que 60kPa. A principal evidência dos picos encontrados nas curvas tensão deformação foram decorrentes das variações de voltagens no transdutor da célula de carga. A correção realizada apresenta-se na Figura 4.29.

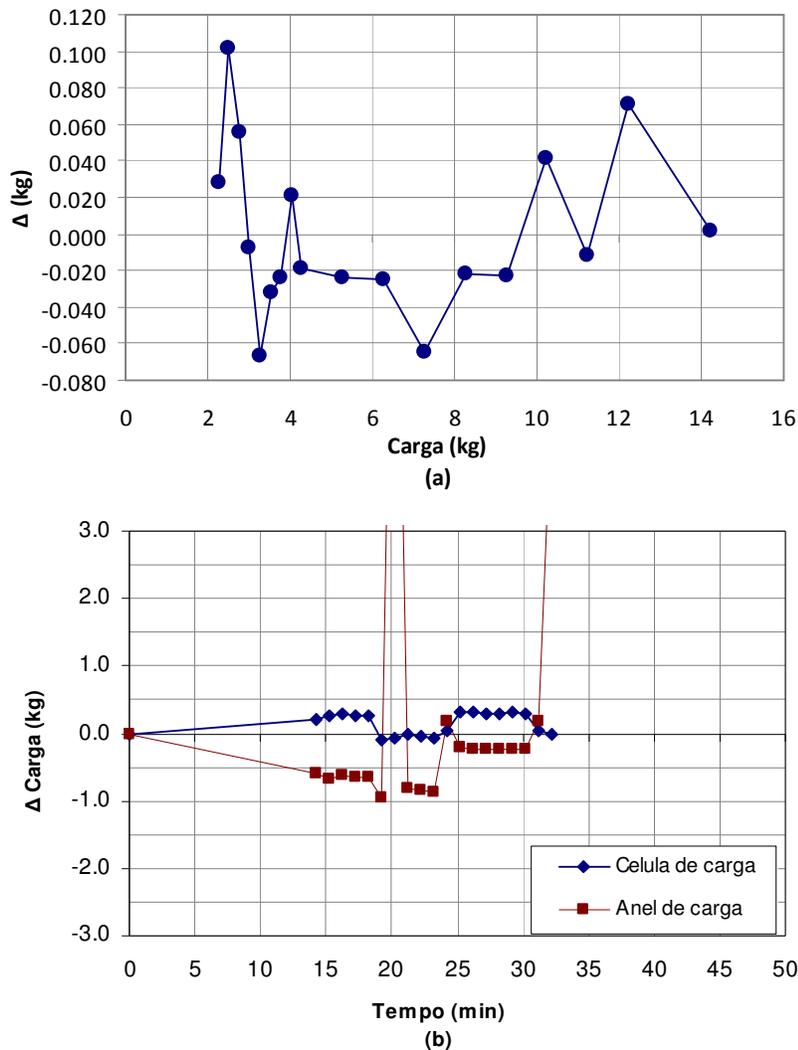


Figura 4.31: Variação da carga estática na célula de carga durante sua calibração (a), Variação da carga na célula de carga e no anel de carga (b). Prensa 3.

### Influência da estrutura e amolgamento

No processo da coleta de amostras pelo Shelby o solo sofre amolgamento, o que modifica a estrutura e reduz sua resistência. A perda da resistência acontece principalmente em solos de maior sensibilidade. Shogaki *et. al.* (1994) mostra a influência disto nos parâmetros de compressibilidade ( $C_c$ ,  $\sigma'_{vm}$ ) e na resistência não drenada padronizada (em comparação à resistência não amolgada). Lunne *et. al.* (2006) observam a influência do tipo de extração da amostra. Nakase *et. al.* (1985), corrigem a resistência não drenada (UU) a partir de dados de compressibilidade.

No caso da argila do AMG, como as amostras estão normalmente adensadas, para correção da resistência de laboratório devida ao amolgamento empregou-se a linha virgem corrigida. Deve-se notar que o efeito do amolgamento nas amostras do AMG é reduzido ao empregar Shelbys de 100mm de diâmetro, sendo os corpos de prova de 1,5” (3.81cm) de diâmetro.

O solo está submetido a uma condição  $K_0$  no campo, e nos ensaios CIU são adensados isotropicamente na mesma tensão vertical, obtendo-se uma resistência maior que em ensaios CAU (na condição  $K_0$ ) conforme Ladd e Degroot (2003). Ortigão (1983) apresentou uma curva de resistência não drenada padronizada pelo  $OCR$  para o Sarapuí. Nela demonstra que para um valor de  $OCR=1$  a resistência não drenada obtida em ensaios CIU e CAU é quase igual. No caso do AMG o solo está normalmente adensado, então a majoração de  $S_u$  no ensaio CIU é considerada como sendo de valor mínimo.

### Etapa de adensamento isotrópico

Ensaio de adensamento isotrópico (padronizado em 2 dias) com e sem filtro lateral foram comparados para corpos de prova do mesmo Shelby. Na Figura 4.32 pode-se conferir que o adensamento primário é atingido num tempo menor em corpos de prova com filtro lateral (drenos), em gráficos de Taylor ( $\sqrt{t}$ ) e Casagrande ( $\text{Log } t$ ).

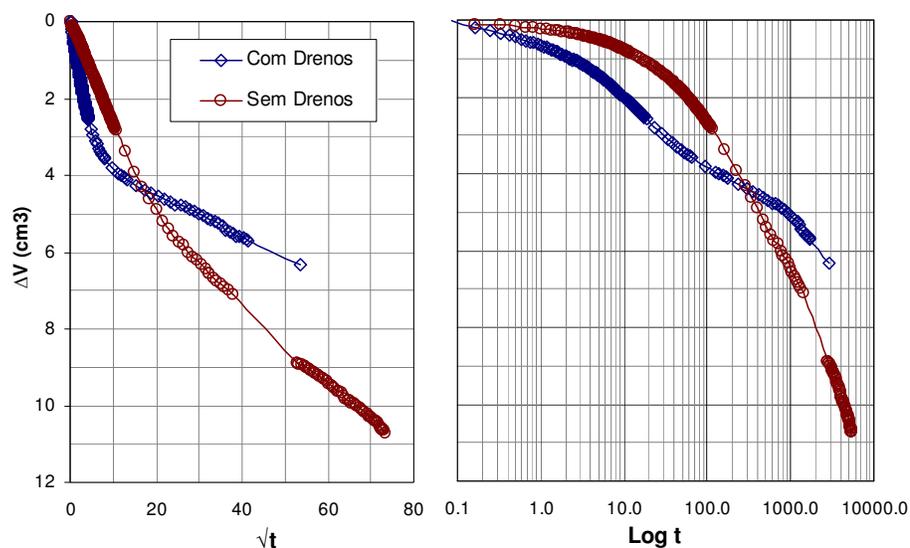


Figura 4.32: Adensamento isotrópico com e sem drenos (papel filtro) com o tempo. E02/S07 9,0-9,60 (-6,80m) tensão efetiva de 30kPa.

Na Figura 4.33, foram plotadas a linha de compressão virgem obtida dos ensaios de adensamento com carga incremental (convencional) e os ensaios de adensamento isotrópico (com e sem papel filtro). Os pontos obtidos em amostras com filtro lateral estão ao redor da linha virgem. No caso dos ensaios sem filtro lateral a dispersão é maior.

Usou-se  $\sigma'v$  na Figura 4.33 em vez de  $p'=(\sigma'v+\sigma'h)/2$ , tendo em vista que  $\sigma'h$  não é conhecido no edômetro.

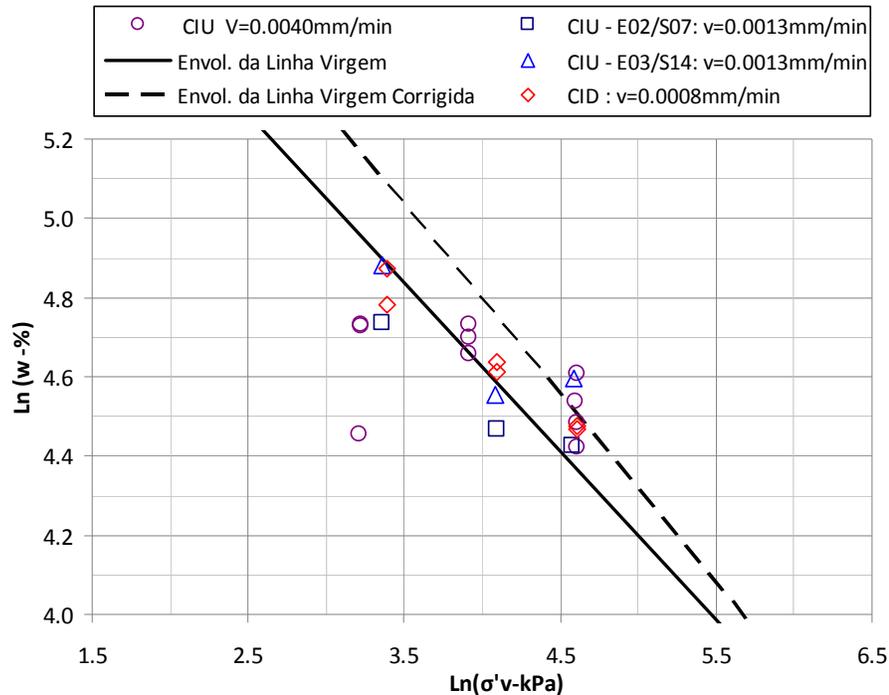


Figura 4.33: Adensamento Isotrópico CIU e linhas de compressão virgem.

### Poropressões na ruptura

Em análises não drenadas em termos de tensões efetivas precisa-se ter o acréscimo da poro-pressão na ruptura. Neste sentido se procurou, a partir de resultados de ensaios CIU executados com medida de poro-pressão, uma correlação entre o acréscimo de poro-pressão e  $p'_o$  na condição de resistência máxima. Tal é mostrado na Figura 4.34, que inclui dados obtidos em campanhas de investigações executadas em 2009 (presente trabalho) e em 2002 (de Campos e Carlos, 2002).

Considerando os dados das investigações realizadas em 2009, obtém-se a relação exponencial entre  $\Delta u_f$  e  $p'_o$  indicada na Figura 4.34. Os dados correspondentes ao ano de 2002, incluídos nesta figura, foram obtidos em ensaios

CIU executados a velocidade de deformação e tensões efetivas de adensamento maiores que os correspondentes à campanha de 2009. Tais resultados estão embaixo da curva proposta na Figura 4.34. Uma possível explicação para tal pode estar associada à maior velocidade de ensaios realizados em 2002.

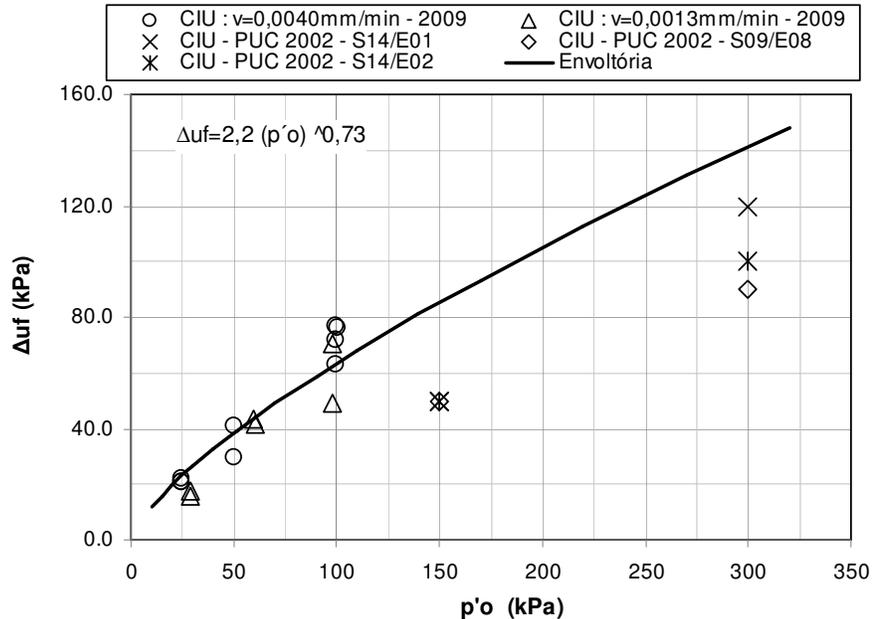


Figura 4.34: Correlações do  $\Delta u_f$  (ruptura) e  $p'_{o}$  dos ensaios CIU.

### Resistência Drenada

A Figura 4.35 mostra as envoltórias em termos de tensões efetivas obtidas a partir dos ensaios CIU e CID. As mesmas estão plotadas em gráficos  $p'$  versus  $q$ , onde  $p' = (\sigma'_a + \sigma'_c)/2$  e  $q = (\sigma'_a - \sigma'_c)/2$ , sendo  $\sigma'_a$  = tensão axial = tensão vertical e  $\sigma'_c$  = tensão confinante = tensão horizontal. Valores dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb  $C'$  e  $\phi'$  estão também incluídos nesta figura.

Os resultados dos ensaios CIU sugerem que a velocidade de cisalhamento afeta os parâmetros efetivos de resistência. Nos ensaios executados à velocidade de 0,004mm/min obteve-se um  $\phi'$  de 31,3° e uma coesão de 3,5kPa, enquanto que nos ensaios realizados a uma velocidade menor (0,0013mm/min) obteve-se um  $\phi'$  de 25,7° e uma coesão nula. Tal está de acordo com a teoria de *rate process* (Mitchell, 1976), que prevê um aumento de  $\phi'$  e  $C'$  com o aumento da velocidade de cisalhamento. Por outro lado, os ensaios CIU apresentaram um ângulo de atrito maior que o obtido dos ensaios CID ( $\phi'_{CID} = 19,7^\circ$  e  $\phi'_{CIU} = 25,7^\circ$  a  $31,3^\circ$ ). Como os ensaios drenados foram realizados com velocidade menor que nos ensaios não

drenados, tal observação, não esperada, pode também refletir efeitos de velocidade de cisalhamento no caso particular da argila do AMG.

Os dados de resistência máxima dos ensaios de cisalhamento direto, executados em amostras amolgadas, foram também inseridos na Figura 4.35. Para tal, as tensões  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_h$  foram definidas esboçando o círculo de Mohr tangente à envoltória de resistência do cisalhamento direto no ponto correspondente a  $\tau$  e  $\sigma'_N$  na ruptura. Conforme se pode observar, os resultados do ensaio de cisalhamento direto, executado sob condições drenadas, se ajustam de forma razoável à envoltória drenada definida a partir dos ensaios triaxiais. Tal sugere que os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais CID são representativos de condições de resistência última em termos de tensões efetivas, o que é de se esperar no caso de uma argila normalmente adensada.

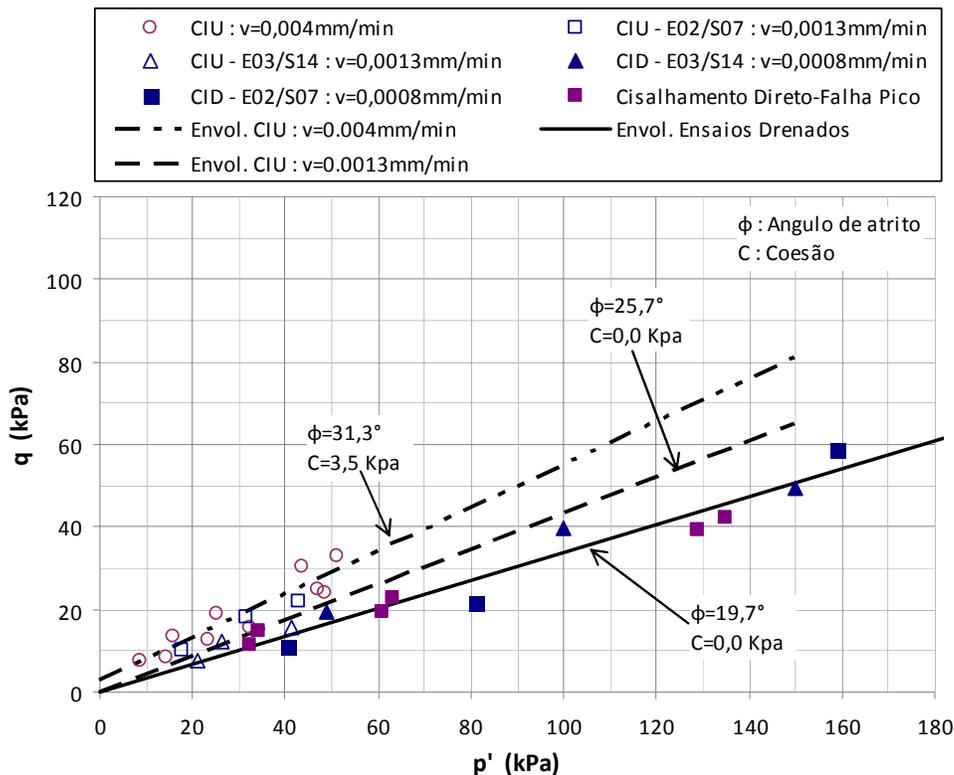


Figura 4.35: Envoltória  $p'$ - $q$  da argila A, do AMG.

### Resistência não drenada

Correlações de  $S_u$  dos ensaios de palheta e  $\sigma'_v$  são influenciadas pela acurácia na determinação da tensão efetiva vertical e pelo fator de correção introduzido na resistência da palheta. Uma forma de se avaliar tais correlações

baseia-se em resultados de ensaios de laboratório. Tal é considerado neste item, onde se compara os resultados de resistência não drenada definidos em laboratório com os dos ensaios de palheta.

O primeiro passo foi obter correlações num gráfico de umidade versus  $S_u$  na condição última (estado crítico), tendo como referência a linha de compressão virgem definida em laboratório, sem a inclusão da correção pelo amolgamento no solo A (Figura 4.36). Assim, foram obtidas as envoltórias (linhas paralelas à linha de compressão virgem) correspondentes aos ensaios CIU e UU e aos ensaios de palheta, mostradas na Figura 4.36. Observa-se que, em todos os casos, as linhas de correlação traçadas satisfazem, de forma satisfatória, os pontos oriundos de cada um dos diferentes tipos de ensaios efetuados.

Três pontos envolvendo resultados de ensaios de palheta, reportados por Sandroni (1993), foram incluídos na Figura 4.36. Tais pontos encontram-se dentro ou muito próximos da faixa de resultados considerada como representativa de condições de campo.

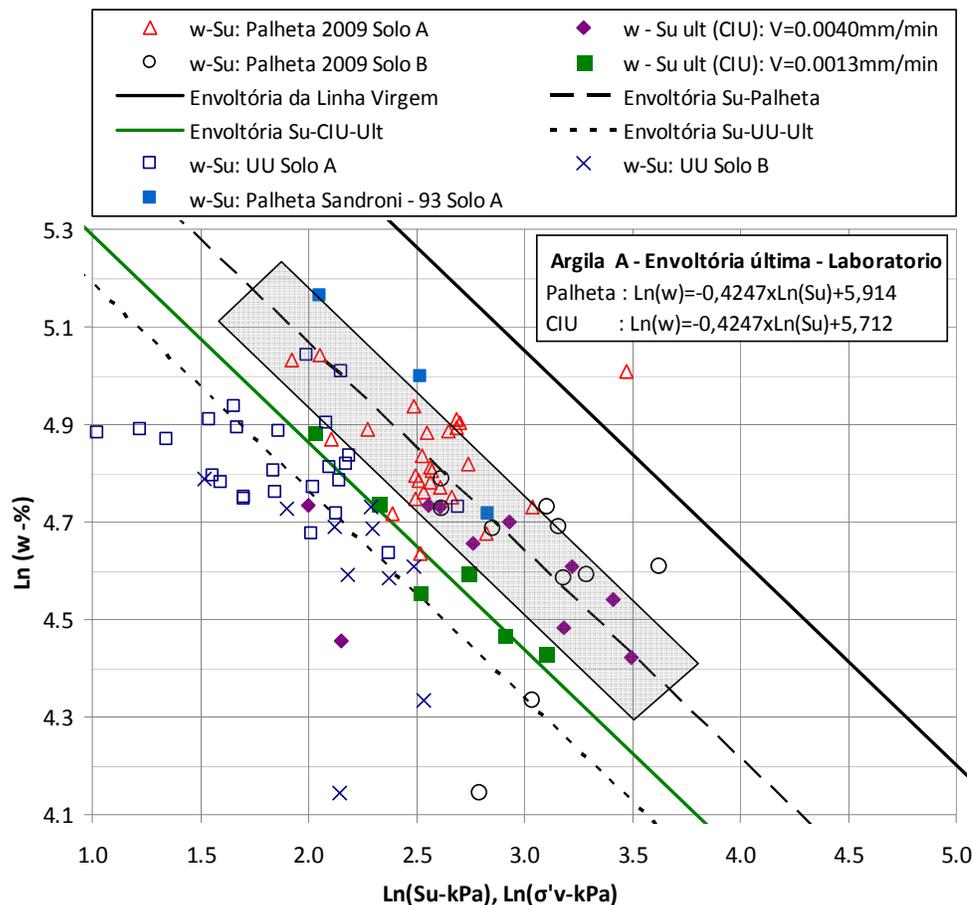


Figura 4.36: Correlações  $S_u$  (último) e o teor de umidade do solo A.

A Figura 4.37 mostra resultados similares aos incluídos na Figura 4.36, com a diferença de se ter plotados dados referentes à condição de resistência máxima obtida nos ensaios CIU e UU. Observa-se que os dados oriundos dos ensaios CIU (em particular os referentes a ensaios executados à velocidade de 0,0013mm/seg) propiciam uma correlação considerada razoável. Por outro lado, os resultados dos ensaios UU se afastam da zona onde estão incluídos os resultados dos ensaios de palheta. Tal acontece para valores maiores que  $\ln(w)=4,7$  e ( $w=110\%$ ), ou para tensões efetivas menores que 40kPa.

Correlações de laboratório referentes às Figuras 4.36 e 4.37 são definidas como:

$$Su=0,237\sigma'v \quad (\text{argila A, condição última}) \quad (4.10)$$

$$Su=0,307\sigma'v \quad (\text{argila A, condição máxima ou pico}) \quad (4.11)$$

$$Su=0,380\sigma'v \quad (\text{Palheta, argila A}) \quad (4.12)$$

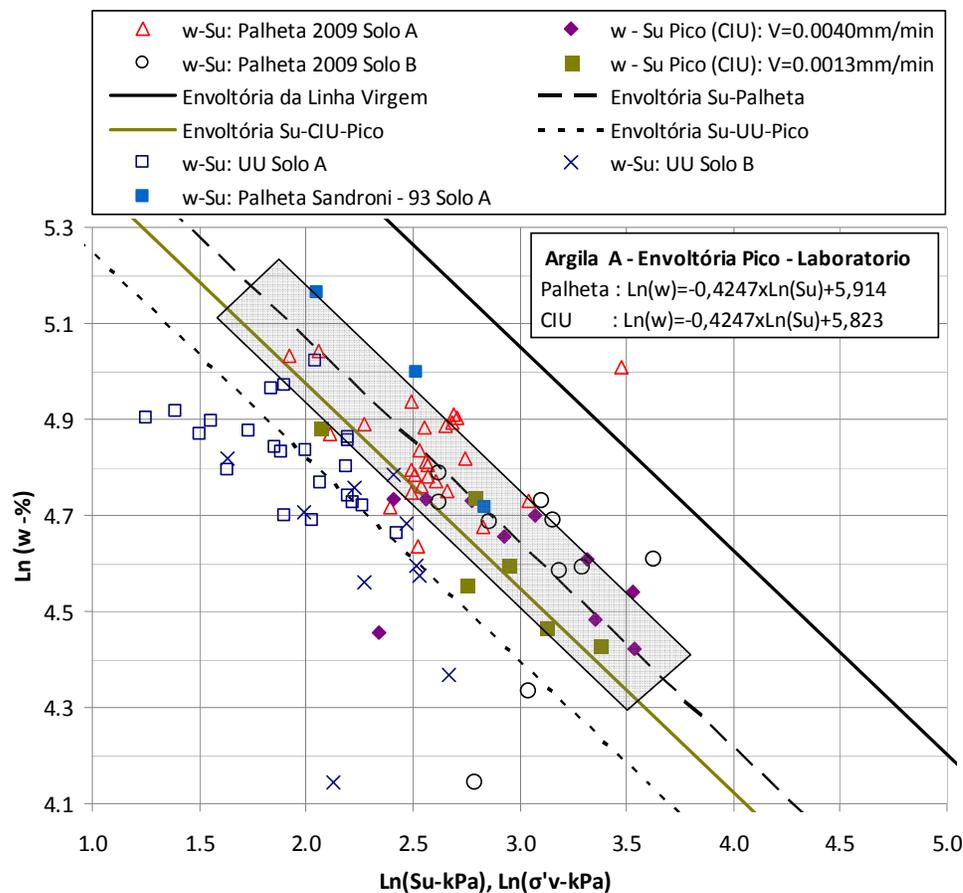


Figura 4.37: Relações entre  $Su$  máximo e teor de umidade no solo A.

A resistência não drenada foi corrigida pelo efeito do amolgamento, modificando a inclinação da linha virgem (encontrada nas seções anteriores) o que também modifica a envoltória dos ensaios CIU paralela a essa linha (estado crítico). Isto é apresentado na Figura 4.38, onde são mostrados os resultados do solo A na condição última e apresentadas as correlações encontradas. O mesmo procedimento é realizado para a envoltória na condição máxima (pico) na Figura 4.39.

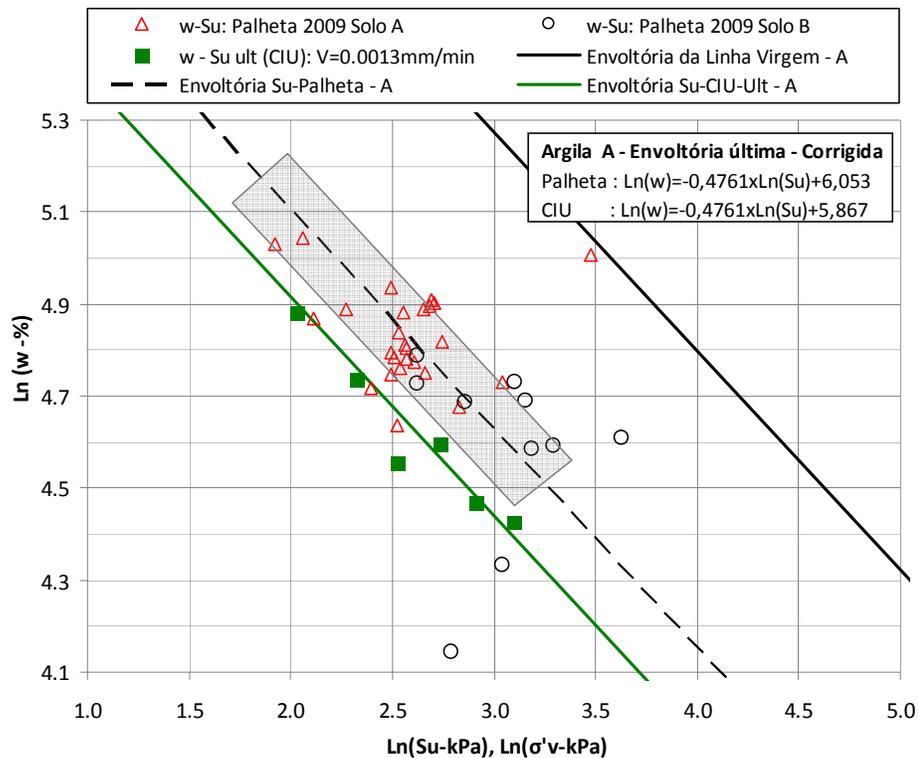


Figura 4.38: Correlações  $S_u$  (última) e o teor de umidade do solo A, corrigida pelo amolgamento.

Na Figura 4.40 é mostrada uma correlação para  $S_u$  da palheta do solo B. A linha virgem no solo B do laboratório apresenta variações. Em corpos de prova mais próximos da *camada A* ocorre uma inclinação maior do que no caso dos corpos de prova perto da camada de transição, ou seja, a linha virgem desce desde o solo A até o solo B (Figura 4.24). Para se ter uma estimativa na *camada B* adotou-se uma envoltória virgem média, que tem a inclinação da bissetriz das linhas virgens A e B corrigidas.

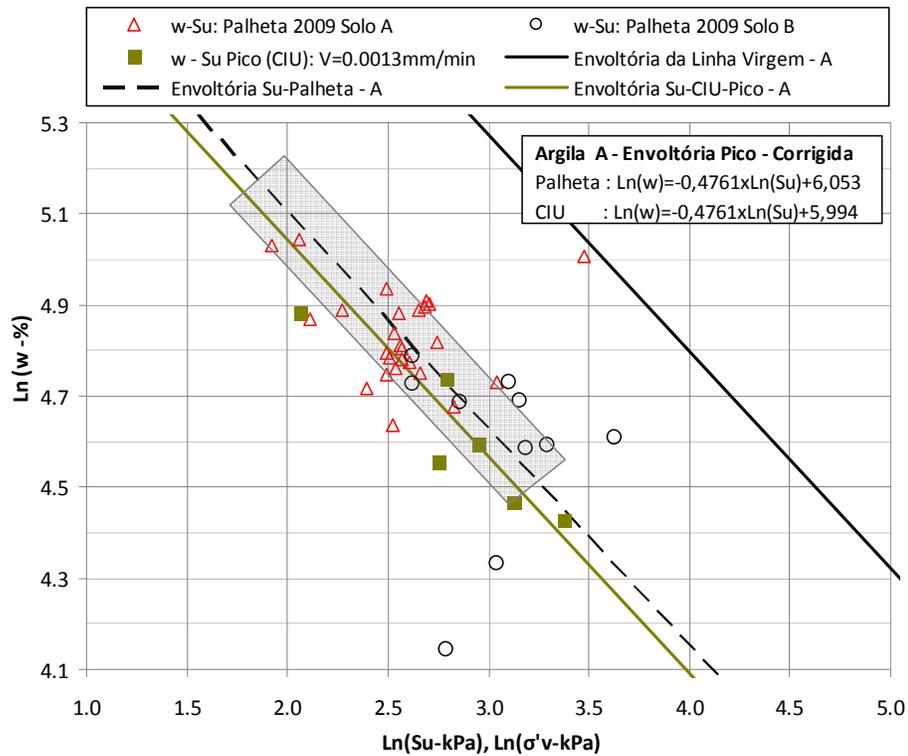


Figura 4.39: Correlações  $Su$  máximo (pico) e o teor de umidade do solo A, com correção pelo amolgamento.

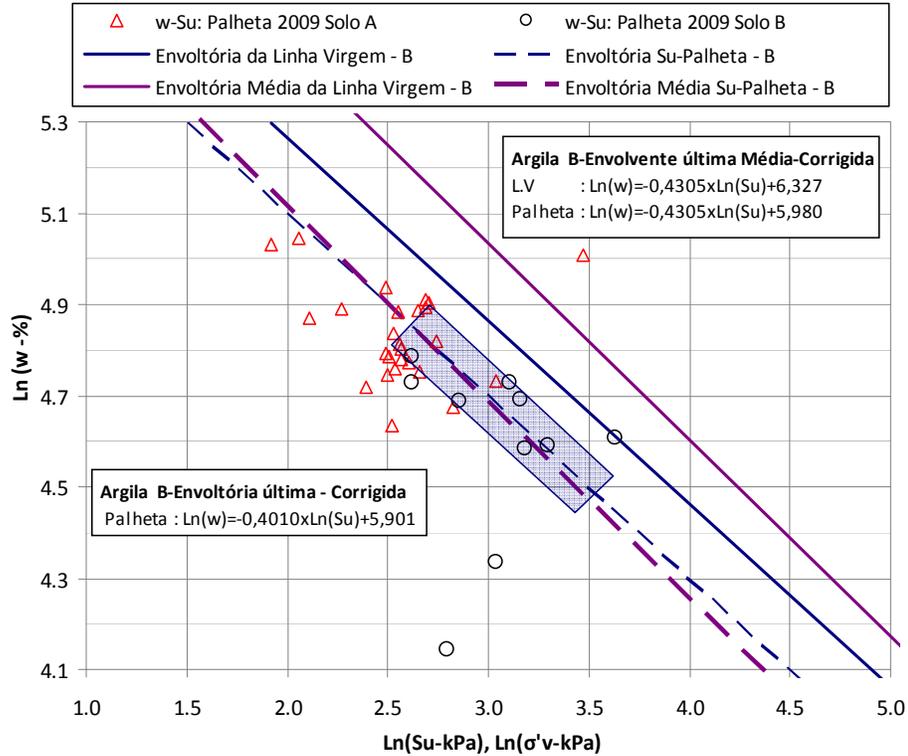


Figura 4.40: Correlações  $Su$  (última) e o teor de umidade do solo B, corrigida pelo amolgamento.

Do acima exposto, conclui-se que a precisão da envoltória de resistência não drenada do ensaio de palheta é influenciada pela linha virgem e pela faixa de valores de  $S_u$  de campo (dispersão dos dados). Isto determina uma maior ou menor distância entre as envoltórias de resistência não drenada do solo (ensaios de laboratório e campo).

A resistência não drenada adotada obtida dos ensaios de laboratório, incluindo as correções devidas ao amolgamento é:

$$Su=0,173\sigma'v \quad (\text{argila A, condição última}) \quad (4.13)$$

$$Su=0,227\sigma'v \quad (\text{argila A, condição pico}) \quad (4.14)$$

$$Su=0,257\sigma'v \quad (\text{Palheta, argila A}) \quad (4.15)$$

$$Su=0,447\sigma'v \quad (\text{Palheta, argila B, da envoltória média}) \quad (4.16)$$

A resistência não drenada da palheta pode ser estimada a partir das correlações corrigidas pelo amolgamento, em função do teor de umidade (maior que 80%) do ensaio UU, Figuras 4.39 e 4.40. Os  $S_u$  encontrados foram comparados com dados dos ensaios de palheta realizados na mesma cota da campanha do ano de 2009 e plotados na Figura 4.41. Nesta figura encontram-se também incluídos resultados de  $S_u$  definidos a partir de retro-análises da ruptura de um aterro experimental (item 4.3.1). Verifica-se uma boa concordância entre todos estes resultados, indicando serem os mesmos confiáveis. A linha pontilhada que sai para a direita da tendência geral de variação de  $S_u$  com a umidade se deve a um valor de umidade muito menor que 80% no campo correspondendo, possivelmente, a um outro material.

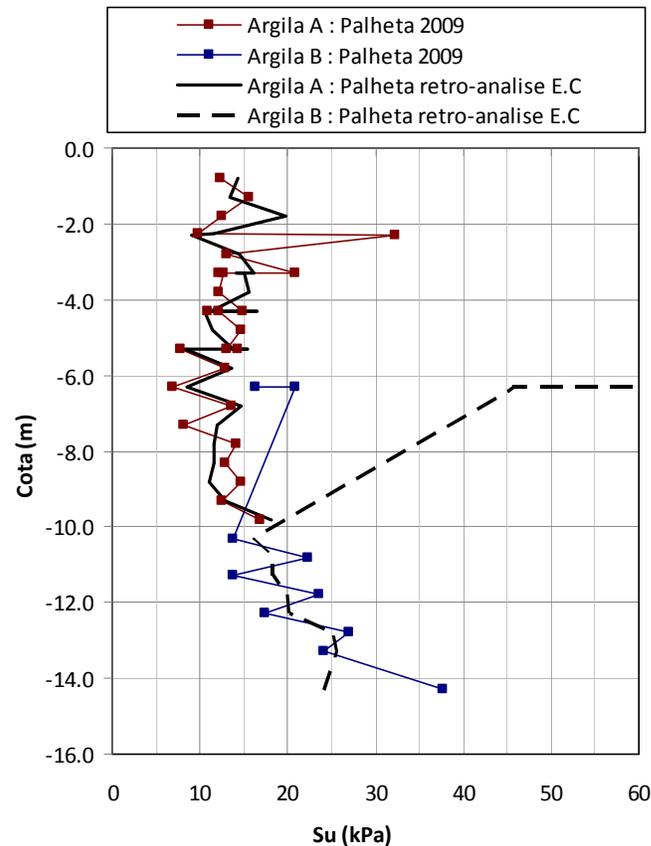


Figura 4.41: Comparação de  $S_u$  da Palheta e a obtida pelas correlações umidade e  $S_u$  corrigida pelo amolgamento.

#### *Comparações dos ensaios de resistência com modelos constitutivos para argilas*

Foram avaliados ensaios não drenados e drenados na *argila A*, empregando ferramentas computacionais (software Geostudio 2007, Plaxis 8.2). Na análise foi utilizado o método tensão deformação e na argila o modelo constitutivo Cam Clay Modificado (CCM). Complementando a modelagem numérica, para a etapa de cisalhamento utilizou-se o programa Plaxis 8.2 e os modelos constitutivos Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC), uma extensão do CCM para comportamento com Creep.

Na camada de solo *A* escolheu-se os corpos de prova da seção 07. Foram comparados os resultados dos ensaios com modelagens numéricas (axissimétrico) na etapa de adensamento isotrópico. Os resultados estão apresentados na Figura 4.42. Nesses ensaios empregou-se o papel filtro, portanto o tempo final do adensamento primário e o Creep foram menores em comparação aos realizados na modelagem numérica com Geostudio 2007 (não foi considerado papel filtro).

O descarregamento do solo diminui a tensão efetiva inicial do corpo de prova (pós amostragem), induzindo um efeito de pré-adensamento, que deve ser levado em conta na modelagem numérica. Para o corpo de prova considerado, a sucção mátrica obtida com o papel filtro foi de 5.75kPa, enquanto que a tensão efetiva de pré adensamento média foi de  $\sigma'_{vm}=39\text{kPa}$  a -7.8m, o que leva a um  $OCR=6,8$ . Na Figura 4.42 encontram-se os resultados das modelagens numéricas efetuadas com  $OCR=1$  e  $OCR=6,8$ . Conforme se pode observar, as curvas numéricas encontram-se afastadas da curva experimental. As principais causas da não acurácia da modelagem numérica incluem o fato do modelo constitutivo *CCM* no Geostudio 2007 não envolver características de Creep, não se ter introduzido o efeito do papel filtro e a estimativa do  $OCR$  inicial do corpo de prova ser inadequada.

Nas análises de estabilidade, nas estimativas de adensamento envolvendo carregamento em estágios, considerou-se o solo com  $OCR=1$  tendo em vista ser a argila no AMG normalmente adensada.

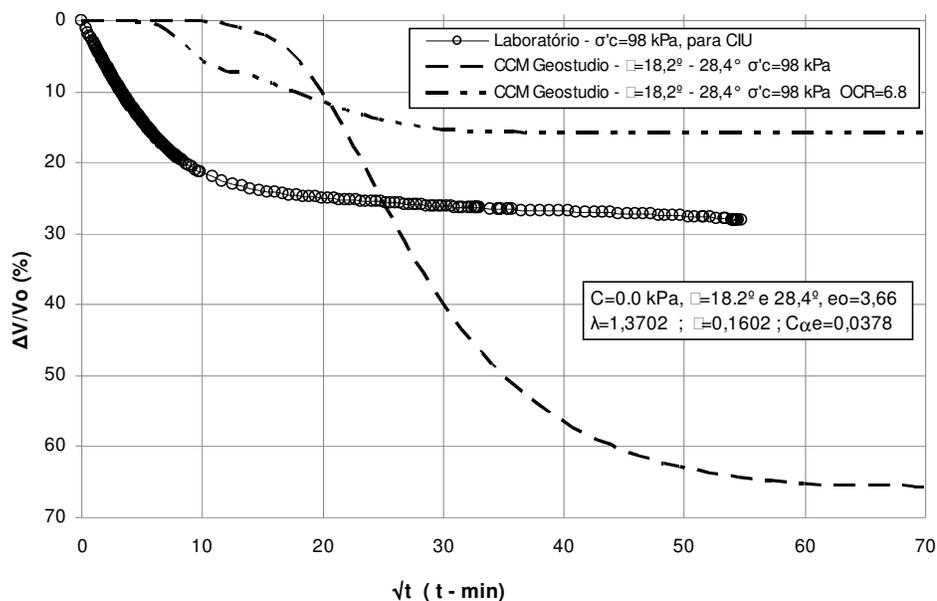


Figura 4.42: Estágio de adensamento isotrópico no CIU seção 07,  $v=0,0013\text{mm/min}$ , -7,80m (98 kPa).

Resultados de modelagens no estágio do cisalhamento não drenado são apresentados nas Figuras 4.43 e 4.44. Os parâmetros inseridos nos modelos são representativos dos ensaios não drenados na mesma seção e à mesma velocidade

de cisalhamento. A curva tensão desviadora e deformação axial (Figura 4.43) para corpos de prova de 60kPa e 98kPa ( $OCR=1$ ) é razoavelmente bem representada no que se refere ao valor da resistência máxima pelos modelos *CCM* do Geostudio 2007 e *SS* e *SSC* do Plaxis. No entanto, em alguns casos, a resistência determinada numericamente é menor que a resistência não drenada de laboratório. A modelagem não representa bem os níveis da **deformação na ruptura** (6,5% para  $\sigma'v=60kPa$  e 7% para  $\sigma'v=98kPa$ ). O modelo constitutivo *CCM* e *SS* após o pico não representa o comportamento destes materiais, que são influenciados pelo comportamento de Creep. Na análise *SSC* (com Creep) empregado com o Plaxis a resistência desce, mas não é suficiente para atingir a curva do laboratório.

As correspondentes poro-pressões desenvolvidas no cisalhamento, apresentadas na Figura 4.44, mostram que as poro-pressões das modelagens numéricas são semelhantes, com as geradas com o modelo *SS* do Plaxis sendo ligeiramente menores que as decorrentes do emprego dos modelos *CCM* e *SSC*. Nenhum modelo representou corretamente a poro-pressão. A diferença encontrada entre as curvas do modelo e experimental foi de 10kPa.

Durante os primeiros testes das modelagens não drenadas (CIU) aconteceu uma particularidade. Foi observada uma diferença entre as curvas de tensão desviadora do modelo *CCM* e oriundas do Plaxis (*SS*, *SSC*). Uma análise do problema evidenciou que o Plaxis e o Geostudio consideram duas formas diferentes de cálculo do parâmetro  $M$  (do estado crítico). O Plaxis calcula  $M$  em função de  $\nu$  e  $K_0$  (o valor padrão é estimado com o ângulo de atrito no modelo *SSC*), e o Geostudio calcula o parâmetro  $M$  em função exclusivamente do ângulo de atrito. Portanto o  $M$  do Plaxis foi maior que o  $M$  do Geostudio, o que gera uma resistência no Plaxis maior que no Geostudio de aproximadamente 15kPa. O problema foi resolvido mudando a condição de  $K_0$  e  $\nu$  até atingir o mesmo parâmetro  $M$  que no Geostudio. Este truque só foi empregado no cálculo de  $M$ , porém as condições iniciais do estado de tensões na modelagem foi sempre com  $K_0$ .

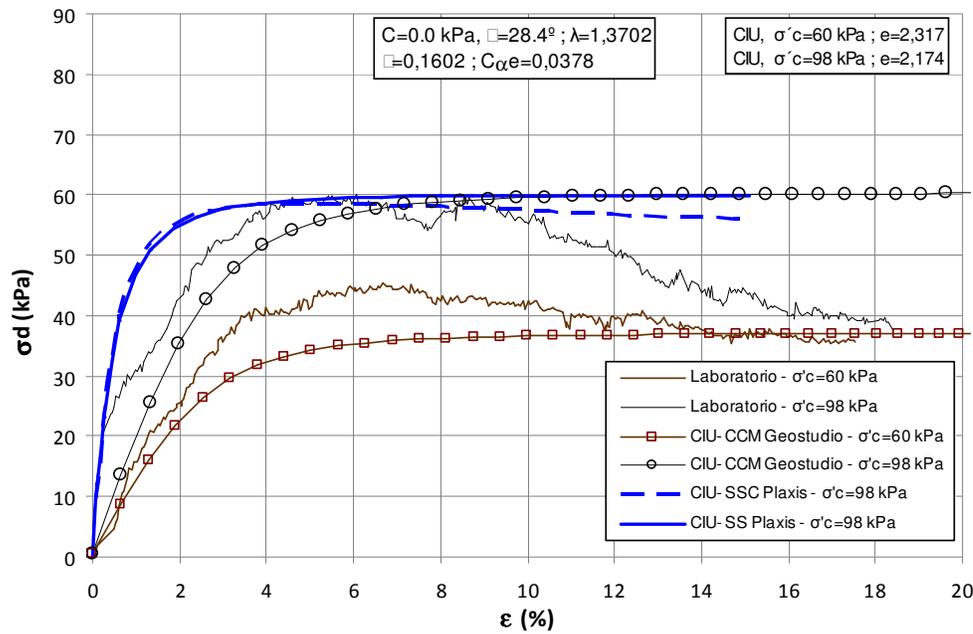


Figura 4.43: CIU seção 07  $v=0,0013\text{mm/min}$ , -6,80m (60 kPa) e -7,80m (98 kPa), argila normalmente adensada,  $OCR=1$ , resistência não drenada e deformação axial.

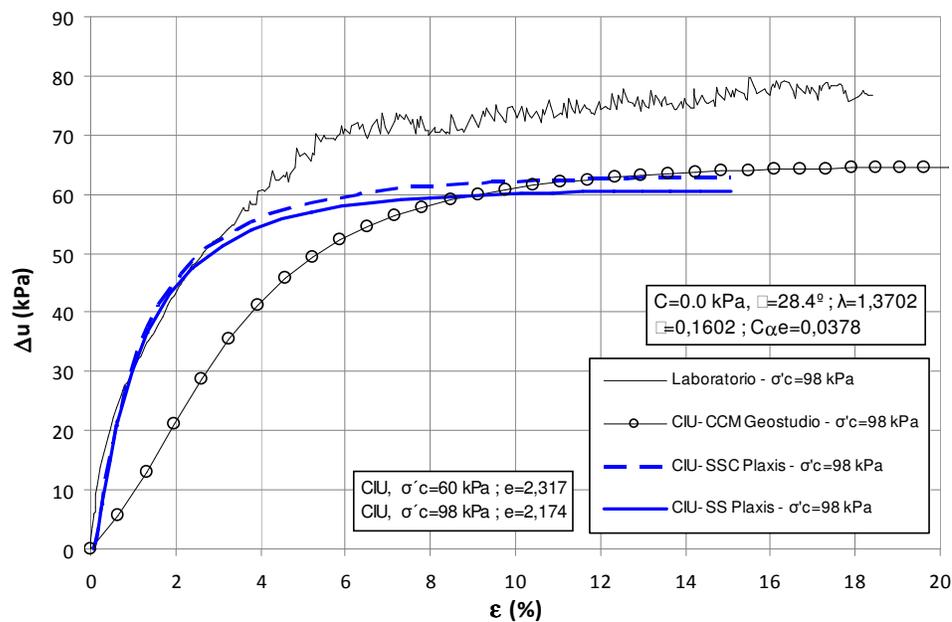


Figura 4.44: CIU seção 07  $v=0,0013\text{mm/min}$ , -6,80m (60 kPa) e -7,80m (98 kPa), argila normalmente adensada,  $OCR=1$ , variação da poro-pressão e deformação axial.

A principal diferença entre o modelo numérico e o experimental apareceu no comportamento drenado, que é apresentado na Figura 4.45 para corpos de

prova adensados a 60kPa e 100kPa ( $OCR=1$ ). Nenhuma curva das modelagens está próxima das obtidas no laboratório.

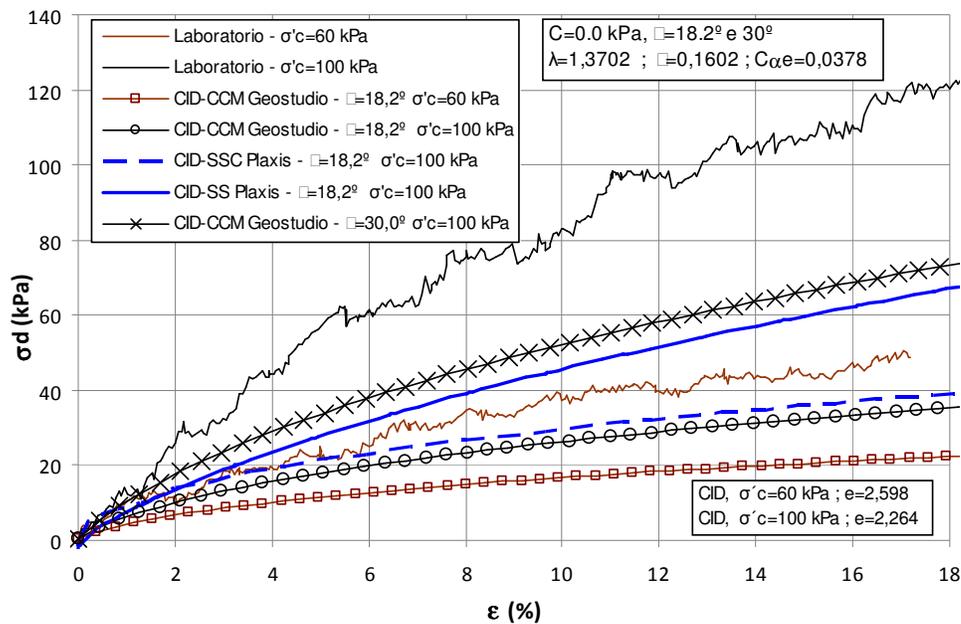


Figura 4.45: CID seção 07  $v=0,0013$ mm/min, -9,80m (60 kPa) e -7,80m (100 kPa), argila normalmente adensada.

De uma forma geral, as análises numéricas mostraram-se ser inadequadas no sentido de se obter avaliações quantitativas dos resultados de laboratório sem o desenvolvimento de estudos paramétricos que possibilitassem um ajuste adequado de parâmetros de entrada para os diferentes modelos utilizados. Por outro lado, as mesmas propiciaram informações qualitativas razoáveis, justificando sua utilização nos estudos de estabilidade tratados no próximo Capítulo.

### 4.3. Fator de correção de *Su* do campo

A correção da resistência não drenada de campo nos ensaios da palheta é revisada neste item por meio da retro-análise de um aterro levado à ruptura e ensaios de laboratório, com ênfase na camada de *argila A* da qual se tem maiores informações.

#### 4.3.1. Retro-análise

A resistência não drenada obtida no campo pelo ensaio da palheta deve ser corrigida utilizando um fator para diminuir seu valor acrescentado pela velocidade de carregamento, tipo de aparelho, entre outros fatores. Referências internacionais compreendem, por exemplo, Bjerrum (1972) e (1973), Azzouz *et. al.* (1983) e Ladd e Degroot (2003) e, no caso do Brasil, Ortigão (1983), Pinto *et al.* (1992), Sandroni (1993) e Almeida *et. al* (2002).

O objetivo aqui é verificar os fatores de correção obtidos por Pinto *et al* (1992) e Sandroni (1993) por meio de uma retro-análise usando um método de equilíbrio limite rigoroso e uma superfície de ruptura qualquer. Tais autores efetuaram uma retro-análise da ruptura de um aterro de 2m de altura executado pela CEDAE quando da construção da lagoa de estabilização do AMG. Nas mesmas, eles fizeram uso do método de Bishop Simplificado, que envolve superfícies de ruptura de forma circular. As considerações de resistência assumidas foram:

- Pinto *et al.* (1992):  $Su=6,2+0,95z$  (kPa) sendo  $z$  a profundidade ou cota. Não se considerou a contribuição de resistência do corpo do aterro devido à existência de uma trinca localizada a 11,8m da borda do talude. Adotou-se  $\gamma=13\text{kN/m}^3$ .
- Sandroni (1993) considerou uma resistência constante de 7,8kPa até uma profundidade de 2m, seguida de uma variação linear da resistência com a profundidade, dada por:  $Su=7,8+1,15(z-2)$ . A existência de uma zona de trincas levou às mesmas considerações efetuadas nas análises realizadas por Pinto *et al* (1992).

Pinto et al (1992) encontrou um fator de correção de 0,628 (1/1,59), próximo ao que se obteria de acordo com Bjerrum, de 0,63. Sandroni determinou um fator de correção de 0,602 (1/1,66) para condições 2D. Considerando efeitos 3D conforme proposto por Azzouz *et. al.* (1983), o fator de correção foi de 0,57 (1/1,74).

No presente trabalho, para verificar os fatores de correção obtidos por Souza Pinto *et al.* (1992) e Sandroni (1993), foram feitas as seguintes considerações:

O método de equilíbrio limite rigoroso empregado foi o de Morgenstern-Price. Para a superfície de ruptura qualquer inicialmente obtida na proximidade da superfície crítica se fez uma procura aleatória, de forma qualquer, para encontrar um fator de segurança ainda menor. Este processo é denominado como otimização baseado no método de Monte Carlo de caminhamento randômico. Trata-se de uma ferramenta empregada pelo software Geostudio 2007, baseada em investigações realizadas por Greco (1996) e Malakawi *et. al.* (2001). Em todas as novas análises foi considerado somente um estado plano de tensões (análises 2D)

As envoltórias de resistência da argila foram as mesmas empregadas pelos autores Pinto *et al.* (1992) e Sandroni (1993). Na configuração de Sandroni foram efetuadas análises adicionais com a modificação da resistência pelo modelo Morh-Coulomb de variação com a profundidade (M-1) disponível no *software* empregado. Similarmente foram encontradas as resistências não drenadas em diversos pontos do espaço do depósito de argila e fez-se uso da técnica, também disponível no *software*, de distribuição espacial (*Spatial model M-2*) que propicia interpolação entre pontos de dados para encontrar a resistência na base da fatia. Também foram considerados os parâmetros do aterro  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $\phi=30^\circ$  e  $C=15\text{kPa}$ . Neste caso, apesar da contribuição na resistência ser nula porque a superfície de ruptura passa pela zona da trinca, considerações de peso (carga sobre o solo) são necessárias em uma análise mais acurada.

O fator de segurança foi obtido considerando a resistência  $S_u$  utilizada nas análises como sendo dada pelo produto da resistência não drenada da palheta pelo fator ( $FC$ ), que é o fator de correção da palheta. Tal difere do efetuado por Pinto *et al.* (1992) e Sandroni (1993) que definiram o fator de correção na retro-análise como sendo igual ao inverso do fator de segurança obtido.

As retro-análises são representativas para a camada de *argila A*. A profundidade de ruptura e as envoltórias empregadas por Pinto *et al.* (1992) e

Sandroni (1993) atingem valores menores que 10m, o que corresponde, aproximadamente, ao contato com a *argila B* no local.

Considerando os novos ensaios executados no local do AMG, apresentados no presente trabalho, tem-se que para o solo A, uma média de  $IP=110\%$  e, para a *argila B*, de  $IP=80\%$ . Com isto, o fator de correção proposto por Bjerrum (1972, 1973) é de 0,605 e 0,660 respectivamente.

As novas retro-análises na camada de *argila A*, pelas duas formulações de Pinto *et al.* (1992) e Sandroni (1993) forneceram um fator de correção de 0,60 (Figuras 4.46 e 4.47), que é quase igual ao encontrado pela correlação de Bjerrum e por Sandroni (0,602). A superfície de ruptura crítica encontrada não é circular o que é mais realista devido à variação da resistência não drenada com a profundidade, atingindo até profundidades de 7 a 8 metros.

Dos ensaios de palheta de 2009 foi determinada a correlação  $Su=-9,97z+7,0$  (Figura 4.6) Voltando a fazer uma análise para o aterro da CEDAE foi encontrando um fator de correção de 0,62, assumindo que o aterro romperia também com os parâmetros atuais.

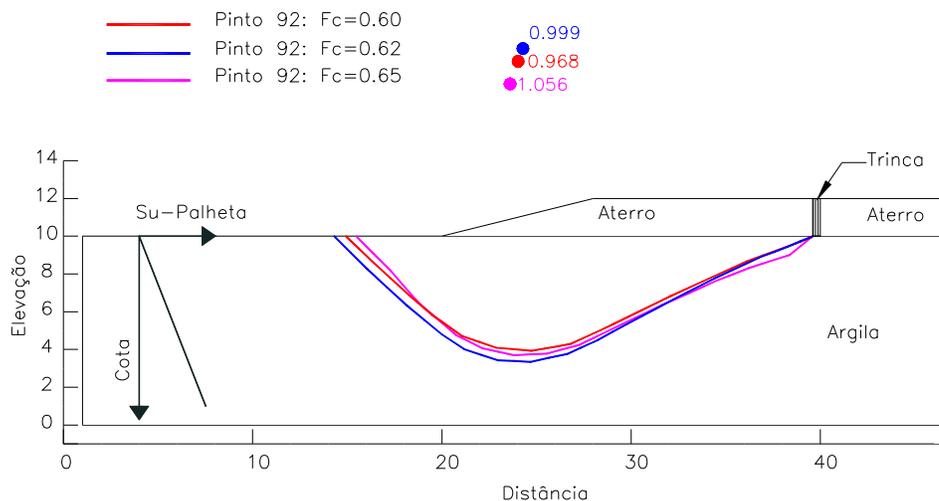


Figura 4.46: Retro-análise para a obtenção do fator de correção dos ensaios de palheta em campo, modificado de Pinto *et al.* (1992).

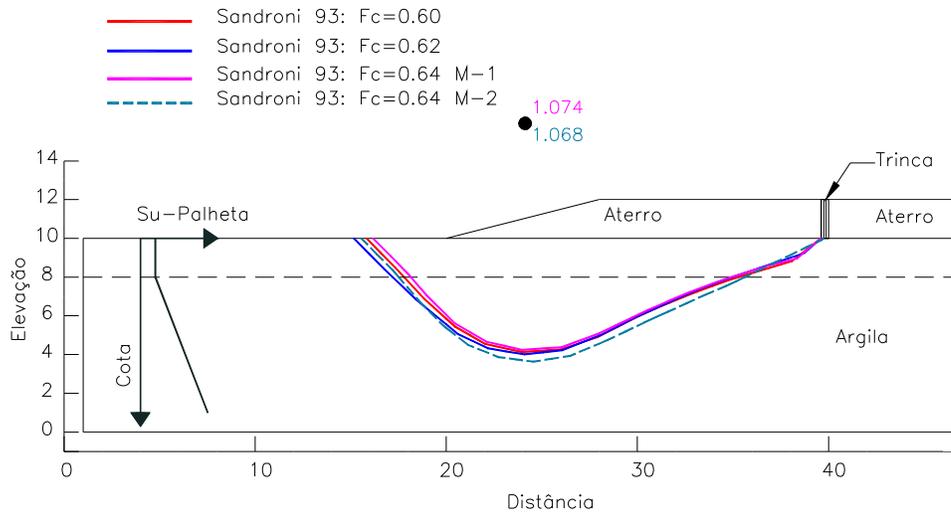


Figura 4.47: Retro-análise para a obtenção do fator de correção dos ensaios de palheta em campo, modificado de Sandroni (1993).

Considerando as informações anteriores se conclui que o fator de correção é  $FC=0,62$  para ensaios da palheta em campo no caso da *argila A*. Para a camada de *argila B*, o valor encontrado foi  $FC=0,67$ . O valor do fator de correção de Bjerrum é uma boa aproximação para determinar a resistência não drenada.

#### 4.3.2. Ensaios de laboratório e estado crítico

A correção feita com ensaios de laboratório (resistência e deformabilidade), descrita neste item, resulta diferente do processo descrito no item anterior, que sempre se inicia tendo como base os resultados dos ensaios de palheta no campo. Agora, emprega-se as correlações obtidas a partir dos ensaios laboratoriais.

Das análises dos ensaios de laboratório, foram encontradas as expressões sem a influência do amolgamento:  $Su=0,307\sigma'v$  do solo ensaiado em laboratório e  $Su=0,380\sigma'v$  da palheta. A razão entre estas correlações proporciona o fator de correção do laboratório:

$$F.C=0,80 \text{ da } argila A \quad (4.17)$$

A influência do amolgamento é corrigida nas correlações  $Su=0,227\sigma'v$  do solo ensaiado em laboratório,  $Su=0,257\sigma'v$  da palheta do solo *A*, e  $Su=0,447\sigma'v$  da palheta do solo *B*. Então a correção da palheta nestes casos é:

$$F.C=0,88 \text{ da } argila A \quad (4.18)$$

Estas duas correções se referem à condição de máxima resistência (pico).

A correção do laboratório encontrada para o ensaio da palheta é muito maior que a encontrada por retro-análise. Portanto não se deve empregar a mesma para corrigir ensaios de palheta no campo.

#### *Avaliação de $Su/\sigma'v$*

No método normalizado (Shansep) ou modelo *overburden* no Geostudio 2007 se tem disponibilizado o fator  $B$  que representa um fator de acréscimo da poro-pressão decorrente do carregamento, que é somada à poro-pressão estacionária (inicial).  $B$  varia na faixa de 0 a 1 sendo, em condições drenadas, igual a 0 e, não drenadas, igual a 1.

Considerando o Aterro da CEDAE, obteve-se um fator de segurança de 0,791 em uma análise de estabilidade envolvendo o método normalizado, com  $B=1$  e  $Su=0,227\sigma'v$  (Figura 4.48). Este valor do fator de segurança é menor que o correspondente à condição de ruptura (F.S=1). O parâmetro de poro-pressão  $B$  é crítico nesta análise (Shansep). O subsolo local pode ter a capacidade de dissipar as poro-pressões decorrentes do carregamento pelas pequenas camadas de areia presentes no depósito ou por alguns planos de fraqueza ou de caminho preferencial de fluxo. Levando-se em conta esta possibilidade,  $B$  poderia ser ligeiramente menor e o fator de segurança chegaria a um. Deve-se notar que a resistência não drenada encontrada pela correlação  $Su=0,227\sigma'v$  é uma estimativa boa dos parâmetros do solo. Um valor similar é encontrado para argilas do Rio de Janeiro -  $\Delta Su/\Delta \sigma'v=0.22$  – conforme relatado por de Campos (2009).

Na Figura 4.48 apresenta-se também resultados da análise do aterro da CEDAE considerando as correlações obtidas a partir dos ensaios de laboratório e teores de umidade de campo (estado crítico). A resistência não drenada de campo,  $Su$ , foi obtida da correlação  $Ln(w)=-0,4761Ln(Su)+5,994$  decorrente da Figura 4.39. O conteúdo de umidade é fornecido pela envoltória do perfil de umidade de campo apresentado por Pinto *et al.* (1992) e Sandroni (1993). Supõe-se também que o depósito está saturado,  $G=2,62$  e o nível da água encontra-se a -1m (segundo o perfil de umidade). Com estes dados se obtém novamente um perfil variável de resistência não drenada. O fator de segurança resultante foi de 1,128, como apresentado na Figura 4.48.

O valor atingido do F.S=1,128 é maior que o valor na ruptura para o aterro da CEDAE (F.S=1,0). O erro envolvido é de 12%, valor razoável considerando-se

a dispersão da resistência não drenada no local do AMG (amostras da argila mole da região do aterro da CEDAE não foram ensaiadas em laboratório) e as incertezas quanto à posição do nível freático (NA).

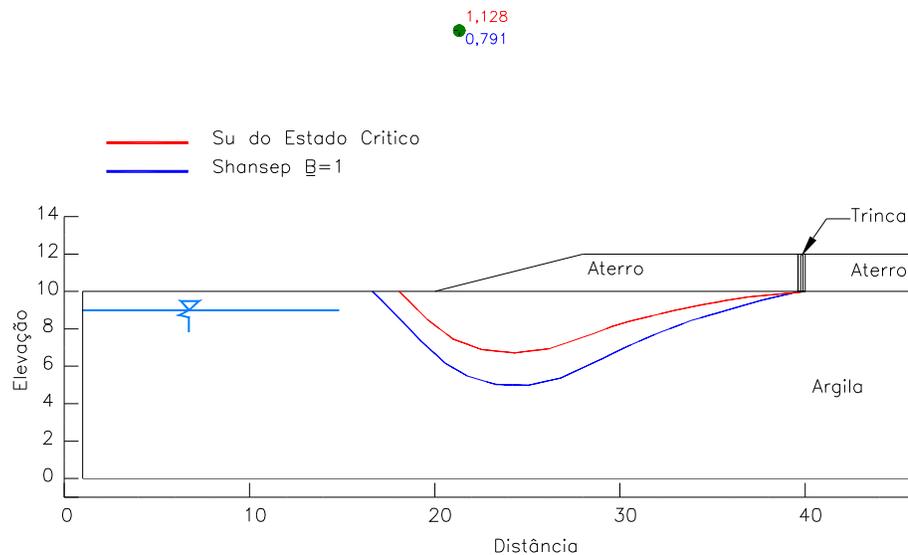


Figura 4.48: Retro-análise do Aterro da CEDAE em tensões totais com  $S_u$  encontrado do perfil de umidade (estado crítico), e pelo método Shansep com  $B=1$  e  $S_u=0,227\sigma'_v$ .

#### *Avaliação no método de equilíbrio limite aperfeiçoado*

Uma análise do Aterro da CEDAE, realizada em termos de tensões totais e empregando o método de equilíbrio limite modificado (tensão deformação) foi realizada para avaliar qualitativamente o comportamento dos parâmetros da camada de argila e do aterro, em um primeiro teste para o emprego em escala maior no AMG.

Inicialmente, com a formulação de adensamento acoplado se obteve as poro-pressões no final de cada estágio de carregamento. A construção do aterro foi modelada com alteamentos de 0,5m em etapas de dois dias. Para o sexto dia do carregamento, o fator de segurança foi obtido pelo MEF do Geostudio 2007 (método de equilíbrio limite aperfeiçoado), chamado tensão deformação na Figura 4.49, e pelo método de equilíbrio limite rigoroso (Morgenstern-Price). Em ambos os casos utilizou-se a relação  $S_u=0,227\sigma'_v$  para exprimir a variação da resistência não drenada da argila de fundação.

Para a obtenção do excesso de poro-pressões na camada de argila de fundação decorrentes do carregamento imposto pelo Aterro da CEDAE, definido a partir da análise acoplada de adensamento disponível no Geostudio, empregou-se:

a) Uma variação do **índice de vazios** obtida pelo perfil de umidade do solo no ano 1992, com  $G_s = 2,62$  e solo saturado;

b) Modelo constitutivo Cam-Clay modificado para representar a argila. Seus parâmetros estão apresentados na Figura 4.49. No caso da argila, o ângulo de atrito efetivo foi a média encontrada dos ensaios CIU ( $25,7^\circ$ ), sendo  $C=0$ . Com este modelo gera-se a poro-pressão durante o carregamento usando o adensamento acoplado.

O modelo de Cam-Clay modificado inclui o OCR da argila. No caso do aterro da CEDAE de 1992, a argila está ligeiramente pré adensada nos primeiros metros antes do carregamento (até 6m de profundidade). Este efeito foi modelado conforme indicado na Figura 4.49.

c) Modelo hiperbólico não linear elástico (Duncan & Chang) para representar o Aterro. Os parâmetros adotados, neste caso, foram: módulo de elasticidade  $E=10.000$  kPa,  $\nu=0,333$ ,  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $\phi=30^\circ$  e  $C=15\text{kPa}$ ;

d) O coeficiente de empuxo em repouso da argila foi calculado pela equação de Jaky ( $K_o=1-\text{sen}\phi$ );

e) O efeito local das pequenas camadas de areia intercaladas na fundação do Aterro foi considerado aumentando a permeabilidade do depósito da argila para  $K=2 \times 10^{-8}$  m/s. A permeabilidade na argila até 2m (8m de elevação na Figura 4.49) de profundidade é  $K=1 \times 10^{-7}$  m/s.

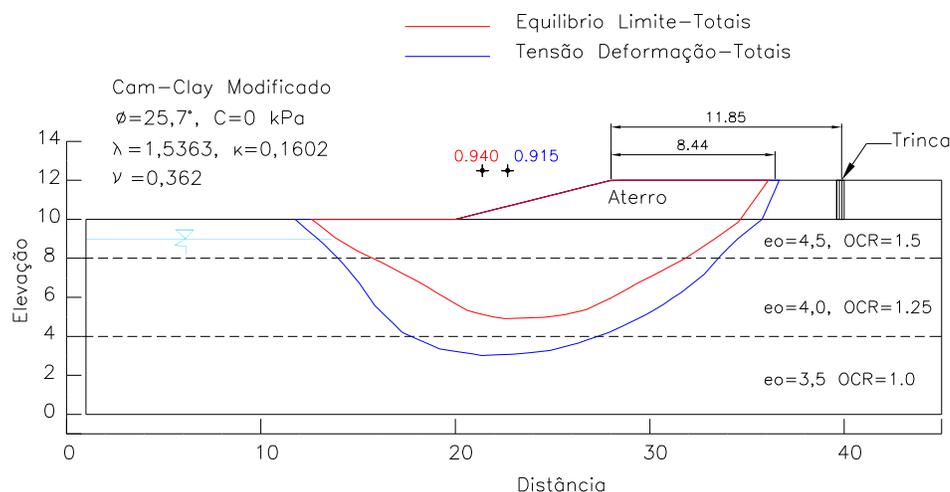


Figura 4.49: Comparação das análises de estabilidade em termos de tensões totais (Shansep,  $S_u=0,227\sigma'_v$ ) pelos métodos de equilíbrio limite e tensão deformação (MEF).

O fator de segurança encontrado pelo equilíbrio limite, onde as poropressões são calculadas a partir da análise com o modelo de adensamento acoplado (Figura 4.49), é ligeiramente maior que o estimado no método de tensão deformação (MEF). Em ambos os casos obteve-se um fator de segurança próximo de 1, sugerindo que os parâmetros adotados, em particular a relação entre a resistência não drenada e a tensão efetiva, foram adequados. Por outro lado, verificou-se uma grande sensibilidade da análise quanto às **condições hidráulicas do depósito**.