

7.

Análise dos Resultados Experimentais e dos Dados da Instrumentação

A caracterização do depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca em estudo foi realizada a partir de uma concisa, porém, bem programada, campanha de ensaios. Esta campanha foi composta por ensaios de campo e de laboratório. Além do mais, o acompanhamento contínuo da construção do aterro sobre o depósito foi realizado por meio de um considerável número de instrumentos geotécnicos instalados na obra, o que possibilitou a obtenção de informações do comportamento real dos solos do depósito sob carregamento.

Nos capítulos anteriores, os resultados dos ensaios, assim como os registros provenientes da instrumentação geotécnica, foram apresentados. A interpretação dos mesmos será apresentada conjuntamente neste capítulo, que foi dividido em seis partes (subitens): (1) classificação dos solos, estratigrafia e condições iniciais do subsolo, (2) história de tensões do depósito, (3) compressão primária, (4) compressão secundária, (5) permeabilidade e (6) coeficiente de adensamento.

Cada uma destas partes trata de um aspecto relevante na análise dos recalques de um aterro construído sobre o depósito de solos muito moles e com uma boa avaliação de cada um destes aspectos julga-se possível realizar uma boa estimativa de recalques. Diante disto, será realizada uma abordagem crítica dos procedimentos, métodos e técnicas normalmente adotados nas análises destes tópicos. O comportamento dos solos, que de típico não tem nada, assim como os problemas que podem ocorrer em uma análise e que podem conduzir a estimativas imprecisas de recalques, serão ressaltados.

Muito do que será apresentado pode ser extrapolado para outras áreas da Baixada de Jacarepaguá (ou depósitos de mesma origem) e, conseqüentemente, adotado em projetos futuros, principalmente aqueles com menos recursos disponíveis. Um conjunto consistente de parâmetros, determinados a partir dos resultados experimentais e registros de campo, será apresentado.

Os métodos e procedimentos adotados nas análises realizadas neste capítulo foram apresentados e contextualizados no capítulo 2. O conjunto consistente de parâmetros será aferido no capítulo 8 por meio de uma previsão do comportamento da obra, cujos resultados serão comparados com os dados reais da mesma.

7.1.

Classificação dos Solos, Estratigrafia e Condições Iniciais do Subsolo

A primeira etapa de uma análise dos recalques de um aterro construído sobre um depósito de solos muito moles é a determinação de um modelo geométrico razoável para o problema, mais especificamente a determinação do perfil estratigráfico do depósito. Neste caso, a identificação de estratos permeáveis, que podem promover a drenagem interna do depósito de solos moles, é de importância fundamental. Por exemplo, uma única lente de areia dentro de um depósito deste tipo pode reduzir o tempo de ocorrência dos recalques em até quatro vezes.

Os resultados dos ensaios de piezocone, por fornecerem informações quase contínuas do substrato, são recomendados para elaboração de perfis estratigráficos de depósito de solos muito moles e por isso foram empregados neste trabalho. O método empírico de Robertson (1990), por ser amplamente utilizado e por adotar parâmetros (Q_{tl} e F_r) que incorporam as correções das medidas da resistência de ponta q_c (poro-pressões significativas na base do cone), será adotado para interpretação dos registros do piezocone e, automaticamente, para classificação dos solos.

A metodologia de classificação de Robertson (2009), que na realidade é uma atualização da proposta de Robertson (1990) para levar em consideração o nível de tensões verticais coerentemente e assim proporcionar um caráter teórico satisfatório ao método de classificação de solos, não deve ser empregada livremente quando os solos possuem baixos pesos específicos, como os do depósito em estudo – γ_{nat} entre 11,5 e 13,2 kN/m³. Tensões efetivas verticais, σ'_v , menores que 50 kPa foram estimadas para profundidades abaixo de 15 m. Mais especificamente, quando $I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5}$ (eq. 2.16) é

menor do que 3, divergências importantes ocorrem ao se aplicar as propostas de Robertson (1990) e de Robertson (2009-a).

As divergências mais importantes entre os métodos de Robertson (1990) e Robertson (2009-a) são relacionadas aos solos classificados como silto argilosos a argilosos ($SBT_n = 4$), que na classificação atualizada podem ser classificados erroneamente como areias siltosas a silte arenosos ($SBT_n = 5$). Devem ser percebidos os comportamentos distintos que podem ser atribuídos aos solos das duas classes.

Casos de ensaios realizados em solos como os presentes em grande parte do perfil do depósito em estudo, para os quais os valores iniciais determinados para Q_{tn} e F_r produzem valores de I_c maiores que 3, o método de Robertson (2009-a) recai no método de Robertson (1990), isto é, $\{n = 0,381 (I_c) + 0,05 (\sigma'_{v0}/P_a) - 0,15 = 1 \rightarrow Q_{tn} = [(q_t - \sigma_v)/p_a] (p_a/\sigma'_{v0})^n = Q_{tl} = [(q_t - \sigma_v)/\sigma'_{v0}]\}$, e podem ser empregados de forma indistinta, independentemente do nível baixo tensões *in situ*.

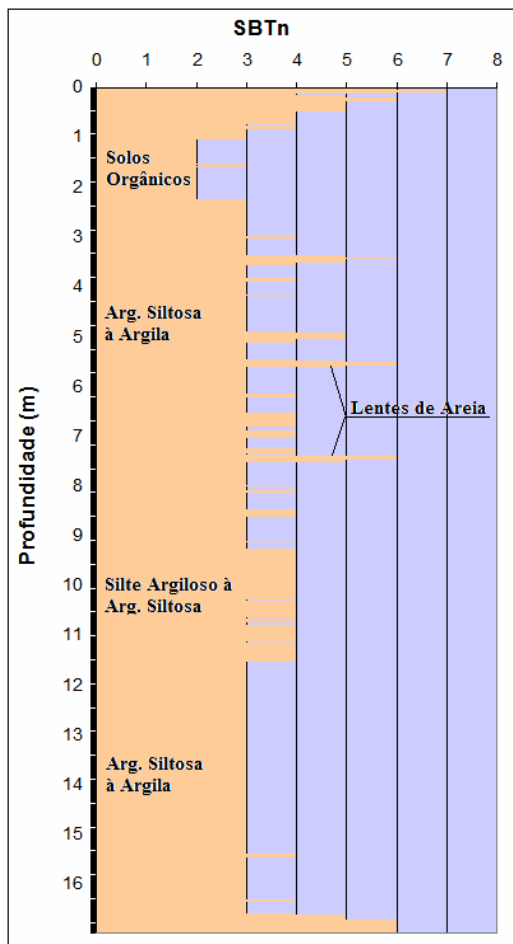
Neste caso, deve ser mencionado que os solos levemente pré-adensados (item 7.2) do depósito apresentaram um crescimento aproximadamente linear da resistência com o aumento de σ'_{v0} (item 5.4), caso para o qual a normalização de tensões para a resistência do cone utilizando $n = 1$ pode ser considerada apropriada (ver Wroth, 1984) e, assim sendo, os métodos de Robertson (1990) e (2009-a) produzem resultados semelhantes.

Por outro lado, para avaliação de recalques, o importante é identificar as delgadas camadas com comportamento de areia, não sendo de interesse desenvolver qualquer procedimento iterativo (Robertson, 2009-a) para classificação dos solos da mesma. Com isso, apenas horizontes classificados como $SBT_n = 4$ (figura 2.16 e tabela 2.6), sob baixos níveis de tensões efetivas, são susceptíveis a erros ao se empregar o método de Robertson (2009-a).

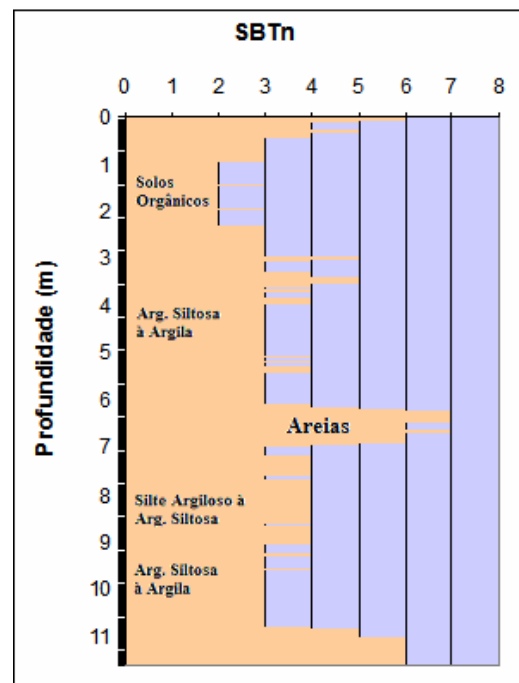
A normalização dos parâmetros do cone requer o conhecimento da profundidade do nível d'água e dos pesos específicos dos solos. No caso dos solos moles da Barra da Tijuca, o nível d'água é superficial (áreas virgens), fato que minimiza as incertezas das determinações. Quanto aos pesos específicos dos

solos, para as profundidades onde foram coletadas amostras, eles foram determinados durante a execução dos ensaios de laboratório (adensamento) e, para as outras profundidades, foi feita uma interpolação dos resultados obtidos no laboratório. Ressalta-se que estas determinações representam, em muitos casos, uma fonte de erro importante na interpretação do CPTu.

Seguindo o procedimento direto (Robertson, 1990), elaboram-se dois perfis estratigráficos referentes às posições em que os ensaios foram realizados – EMI-62 e EMI-71. Respectivamente, estes perfis podem ser vistos nas figuras 7.1 (a) e (b). Nestas figuras, os eixos das abscissas representam as regiões SBTn, que indicam o tipo de comportamento do solo (ver tabela 2.6).



(a) EMI-62 (705)



(b) EMI-71 (703)

Figura 7.1 – Perfis estratigráficos gerado com base nos dados do CPTu – metodologia proposta por (Robertson, 1990).

Os dois perfis apresentam preponderantemente solos com comportamento de argilas ou argilas siltosas (SBTn = 3), isto é, com baixas capacidade de suporte

e permeabilidade. Diferentemente, ao longo do primeiro meio metro de profundidade, uma camada de solo com comportamento de areia foi identificada. Vale a pena ressaltar que os ensaios foram realizados anteriormente à implantação do aterro de conquista. Sob a camada arenosa superficial, observam-se, em ambas as figuras, a ocorrência de uma camada de solos orgânicos, com cerca de 1 m de espessura também. De especial interesse no trabalho, é a identificação das lentes arenosas drenantes no meio da massa argilosa pouco permeável do depósito. Em ambos os casos [figuras 7.1 (a) e (b)] essas lentes de areia foram identificadas principalmente entre as profundidades de 3 e 7 m.

Deve ser mencionado que, tão importante como a identificação da presença de lentes de areia em um perfil estratigráfico, é a definição da persistência ou não das mesmas dentro da massa relativamente impermeável. Caso não persistam, estas lentes não são capazes de promover a drenagem do depósito. Tal definição, não tem como ser realizada com base no resultado de apenas um ensaio de piezocone. Neste caso, é recomendável a realização de, ao menos, um segundo ensaio na região de interesse.

No caso do depósito de solos moles em estudo, foi visto nos capítulos 4, 5 e 6 que, além dos resultados dos dois ensaios de piezocone, outras evidências diretas indicam a existência, em uma profundidade próxima de 6 m, do que é classificada como uma lente de areia persistente, com aproximadamente 1 m de espessura. No capítulo 4, a caracterização dos solos do depósito mostraram, para profundidade entre profundidade de 6 e 8 m, uma redução no teor de umidade (figura 4.1) e um aumento do peso específico dos solos (tabela 4.1), sendo ambas as variações pontuais. No capítulo 5, além da resistência de ponta do cone, os excessos de poro-pressão demonstram a existência de um perfil arenoso ($u_2 = u_0$ ou $B_q \approx 0$) entre a profundidade de 6 e 7 m. No capítulo 7, os registros dos inclinômetros indicaram, entre a profundidade de 6 e 7 m, a existência de um horizonte de solo menos deformável.

Um aspecto que deve ser analisado é relativo à mencionada não aplicabilidade do procedimento iterativo ($n \neq 1$) de Robertson (2009-a). Neste caso, o horizonte, entre as profundidades de 9,0 e 11,5 m, na figura 7.2 (a), classificado como siltes argilosos ou argilas siltosas [$SBT_n = 4$, segundo

Robertson (1990)], por ser considerado um horizonte onde a adoção do procedimento pode conduzir a erros relevantes, será levado em consideração.

Como exemplo, foram analisados pelos dois procedimentos os dados do resultado do ensaio de piezocone na profundidade de 10,7 m, mesma profundidade onde foram coletadas amostras *indeformadas* e realizados ensaios de caracterização e de adensamento no laboratório. A classificação, conforme feita anteriormente ($n = 1$), corresponde com o comportamento mostrado pelo solo nos ensaios. Os dados adotados para a classificação do solo com base nos procedimentos direto (Robertson, 1990) e iterativo (Robertson, 2009-a) estão mostrados na tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Dados da avaliação dos procedimentos de classificação dos solos.

Tipo de Procedimento	Q_{tn}	F_r	σ'_{v0} (kPa)	n	I_c	$SBTn$
Direto	8,49	1,47	32	1,00	2,9	4
Iterativo*	8,09	1,47	32	0,97	2,57	5

*O procedimento foi truncado com uma iteração. Q_{tn} (eq. 2.12); F_r (eq. 2.14); n (eq. 2.15) e I_c (eq. 2.16).

Verifica-se que, adotando-se o procedimento iterativo, a classificação do solo, $SBTn$, realmente mudaria de 4 para 5 [areias siltosas ou siltes arenosos] e, assim sendo, não seria condizente com o comportamento do mesmo. Apenas uma iteração foi realizada, pois a intenção foi mostrar a influência que o procedimento iterativo tem sobre a classificação de solos com tensões efetivas baixas (ex.: inferior a 50 kPa). As próximas iterações reduziriam ainda mais o valor de I_c até que ocorresse a convergência (ex.: $\Delta n < 0,01$). Mostra-se assim que o procedimento simplificado deve ser empregado diretamente, quando solos muito moles, como os do depósito da Barra da Tijuca, que apresentam baixas tensões efetivas no campo, estiverem em análise.

Outro aspecto que deve ser analisado é relativo à concordância ou não entre critérios de classificação dos solos. Molle (2005), citado por Robertson (2009-a), mostrou que uma boa concordância na classificação de solos existe quando esta é realizada levando-se em consideração o comportamento do solo durante a penetração do cone (SBT) e quando ela é realizada com base na distribuição

granulométrica dos grãos e plasticidade dos solos (Sistema Universal de Classificação de Solos - SUCS). Segundo Robertson (2009), as maiores discordâncias são verificadas, mais uma vez, quando os solos são classificados como misturas siltosas e/ou arenosas, representadas pelos SBT's iguais a 4 e a 5, respectivamente. Neste caso, a classificação com base no critério SBTn pode refletir algum aspecto do comportamento do solo *in-situ* que não pode ser determinado a partir de uma classificação feita a partir de ensaios realizados com amostras deformadas (SUCS).

Com base nos resultados dos ensaios de caracterização completa (capítulo 4), os solos em estudo foram classificados pelo critério do SUCS. Uma tabela com o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório (2ª etapa), assim como da classificação dos solos com base nos resultados desses ensaios, é apresentada na figura 7.2.

De acordo com a figura 7.2, os solos do depósito são classificados, na sua maioria, como argilas orgânicas de alta plasticidade. Contudo, a composição dos solos das amostras AM.703-2,0, AM.703-4,4 e AM.705-6,7 mostrou uma parcela expressiva de areia (respectivamente 59,4; 70,4 e 80,4 %), que é determinante para que os mesmos sejam classificados como areias-argilosas e areias-siltosas.

Amostra	LL	LP	IP	Fração Granulométrica			Atividade	PPI	Passa #7	Classificação SUCS
	(%)	(%)	(%)	Argila	Silte	Areia		(%)		
	(%)	(%)	(%)	(%) Peso	(%) Peso	(%) Peso		(%)		
703 - 2,0	193,5	66,1	127,4	15,6	25	59,4	8,17	7,39	> 50	SC
703 - 4,4	171,2	67,7	103,5	5,9	23,7	70,4	17,54	11,26	> 50	SC
703 - 7,4	122,3	37	85,3	35,3	25,5	39,1	2,42	4,02	NA	CH-OH
703 - 9,4	133,9	45,3	88,6	23,2	38,3	38,3	3,82	12,4	NA	CH-OH
705 - 2,7	115	41,7	73,3	17,1	48,2	34,7	4,29	8,35	NA	CH-OH
705 - 6,7	39,7	20,9	18,8	7,3	12,3	80,4	2,58	5,88	> 50	SM*
705 - 8,7	122,1	37	85,1	46,9	39,9	13,2	1,81	4,25	NA	CH-OH
705 - 10,7	169,6	60,1	109,5	23,3	43,4	33,4	4,70	5,09	NA	CH-OH
705 - 12,7	160,3	57,9	102,4	30,8	61,5	7,7	3,32	7,39	NA	CH-OH
705 - 14,7	115,7	46,2	69,5	27,9	27,6	44,5	2,49	4,82	NA	CH-OH

*Não se enquadrava por completo em um tipo de classificação

NA – Não aplicável

Figura 7.2 – Características e classificações dos solos.

Ao comparar as classificações dos solos apresentadas nas figuras 7.1 e 7.2, verifica-se que, com exceção daquelas relacionadas aos solos das amostras AM.703-2,0 e AM.703-4,4, elas apresentam uma excelente concordância. Nos casos em que tal concordância não foi verificada, a falta da mesma pode, ao

menos em parte, ser associada à influência que a parte fina do solo exerce no comportamento do mesmo e que é refletida apenas quando se aplica o critério SBT.

As características de plasticidade das parcelas finas dos solos, que usualmente são definidas pelos índices de consistências, são também adotadas como referência para classificação dos solos. Esta classificação é realizada com auxílio da carta de plasticidade de Casagrande. Na figura 7.3, a carta de plasticidade de Casagrande é mostrada com os pontos referentes aos solos do depósito.

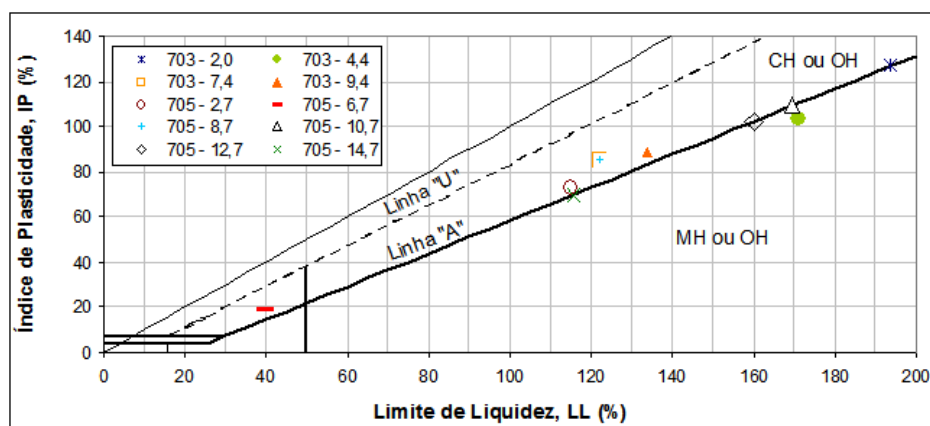


Figura 7.3 – Classificação dos solos – Carta de Plasticidade de Casagrande.

Pode ser verificado então que os solos classificados como argila orgânica de alta plasticidade pelo critério do SUCS (figura 7.2), que receberam a mesma classificação com base no critério SBT, possuem classificação similar quando analisados dentro da carta de plasticidade (figura 7.3). Quanto aos solos (AM.703-2,0 e AM.703-4,4) classificados como arenosos pelo SUCS, a fração fina dos mesmos mostrou alta plasticidade (IP superior a 100%) e, assim sendo, estes solos foram classificados dentro da carta de Casagrande como argilas de alta plasticidade ou orgânicos de alta plasticidade, assim como foram pelo critério SBT. Este resultado mostra a importância de se fazer uma avaliação separada da parte fina dos solos muito moles, quando classificados no laboratório. Quanto à parcela fina de baixa plasticidade do solo da amostra AM.705-6,7, ela não mostrou influência no comportamento do solo durante a penetração do cone. É importante perceber que, em solos, que possuem frações de areia de até 70 %, a parcela fina de alta plasticidade pode controlar o comportamento do mesmo.

Assim sendo, os resultados sugerem a existência de uma boa concordância na classificação dos solos quando se adotam os critérios SBT, com base nos resultados de piezocone, e do SUCS, com base em ensaios de laboratório, onde se utilizam amostras deformadas. Por captarem o comportamento dos solos, a classificação dos mesmos com base em ensaios de campo se mostra de maior interesse do que quando feita com base nos resultados de ensaios de laboratório realizados com amostras deformadas.

A atividade e os argilos-mineral que constituem os solos podem ajudar a explicar comportamentos atípicos de solos.

Skempton (1953) definiu atividade como a relação entre o índice de plasticidade do solo e a fração de argila presente no mesmo, $A = IP/(\% \text{ de solo} < 2\mu)$. Segundo o autor, os solos finos podem, com relação à atividade, ser classificados como:

- | | | |
|---|-----------------------------|-------------------|
| ➤ | Argilas de atividade baixa | $A < 0,75$ |
| ➤ | Argilas de atividade normal | $0,75 < A < 1,25$ |
| ➤ | Argilas de atividade alta | $A > 1,25$ |

Na tabela da figura 7.2, é mostrada a atividade dos solos em estudo. Em todos os casos, eles foram classificados como de alta atividade. Os valores relativos aos solos das amostras AM.703-2,0 ($A = 8,17$) e AM.703-4,4 ($A = 17,54$) mostraram-se muito altos, inclusive quando comparados com resultados de outras campanhas de caracterização realizadas em solos do Rio de Janeiro. Na tabela 7.2, são mostrados os dados da atividade de argilas do Rio de Janeiro, que foram obtidos em Campos (2006). Quando faixas de valores foram apresentadas, assumiram-se os valores mínimos para o percentual de argila e os máximos para os índices de plasticidade, o que representa um limite superior para a atividade da argila, não necessariamente o valor representativo para o solo.

A avaliação da relação entre o índice de plasticidade e a fração argila do solo também permite avaliar indiretamente o tipo de argilo-mineral que constitui o solo (Skempton, 1953), conforme mostrado na figura 7.4, para os solos do depósito. Os dados apresentados na figura indicam a presença de ilita ($0,9 < A < 7,2$) na maior parte dos solos do depósito. Dois pontos, referentes aos solos das

amostras AM.703-2,0 e AM.703-4,4, indicam a presença de montmorilonitas ($A = 7,2$).

Tabela 7.2 – Atividade máxima de argilas do Rio de Janeiro (dados obtidos em Campos, 2006).

Atividade, A	Local	Referência
8,93	Barra da Tijuca	Almeida (1996)
1,96	Baixada de Jacarepaguá	Garcés (1995)
1,27	Sarapuí	Marques e Almeida (2002)

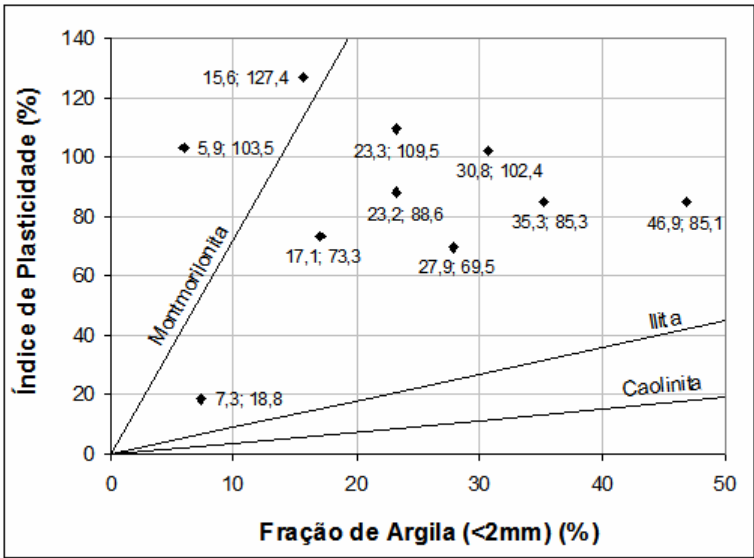


Figura 7.4 – Avaliação indireta dos tipos de minerais argílicos presentes nos solos em estudo.

Muito embora o resultado seja razoável para o ambiente de formação das argilas, ele não pode ser considerado de confiança, pois o índice de plasticidade pode estar fortemente influenciado pelo teor de matéria orgânica, especialmente para as duas amostras citadas, que apresentaram valores de PPI iguais a 7,4 e 11,3%, respectivamente.

7.2.
História de Tensões do Depósito

A tensão de pré-adensamento, σ'_p , é um dos parâmetros mais relevantes na estimativa de recalques de aterros implantados sobre depósitos de solos muito moles. Na realidade, σ'_p é a tensão que separa o regime de pequenas e grandes deformações de um solo sob compressão. A curva de compressão de um solo

(ensaio oedométrico) é marcada por uma brusca variação de declividade quando σ'_p é ultrapassada.

Apesar da aparente simplicidade em se determinar o valor σ'_p , o amolgamento, que pode ocorrer durante os procedimentos de amostragem e de moldagem dos corpos de prova, os métodos adotados para interpretação dos resultados dos ensaios e as técnicas de ensaios influenciam significativamente a determinação do mesmo.

No que se refere aos efeitos do amolgamento, eles se mostraram significativos apenas nas curvas de compressão dos ensaios realizados com solos das amostras AM.705-8,7 (figura 4.12 - c) e AM.705-12,7 (figura 4.12 - e), que apresentaram aumento da compressibilidade no tramo de recompressão e redução da compressibilidade no tramo de compressão virgem. Ambos os efeitos dificultam a determinação da tensão de pré-adensamento, cujo valor é subestimado. Estas curvas apresentam a forma arredondada e, quando comparadas com as curvas dos ensaios realizados com corpos de prova de excelente qualidade, fica evidente que quanto maior o grau de amolgamento do solo mais duvidosa é a estimativa de σ'_p (consultar os itens 4.2.3.1 e 4.2.4). No caso limite, onde o corpo de prova é completamente amolgado, a curva se torna aproximadamente linear (ver item 7.3).

Os resultados dos ensaios que mostram os efeitos do amolgamento foram descartados, ou seja, nas análises do comportamento dos solos naturais realizadas neste capítulo, foram considerados apenas os resultados dos ensaios realizados em corpos de prova considerados de boa a excelente qualidade, segundo o critério proposto por Lunne *et al* (1997). É importante ressaltar que existem métodos de correção das curvas de compressão de ensaios realizados com corpos de prova amolgados [ex.: Schmertmann (1953) e Nagaraj *et al* (1990)], muito embora eles não tenham sido empregados neste trabalho.

No que se refere aos métodos de obtenção de σ'_p , todos possuem limitações e potencialidades, em função, por exemplo, da forma da curva a ser analisada. Neste sentido, recomenda-se o emprego de diversos métodos anteriormente a definição do valor mais adequado de σ'_p .

O método de Casagrande (1936) é o mais difundido e será aplicado primeiramente na determinação de σ'_p . A mudança de declividade bem definida ocorrida nas curvas de compressão dos ensaios (item 4.2.4) minimiza a subjetividade do método, que pode ser utilizado com confiança. Contudo, o efeito da escala dos desenhos, conforme relatado por Pacheco Silva (1970), não pode ser evitado.

O segundo método adotado é o de Pacheco Silva (1970), que, devido à forma da maioria das curvas de compressão (apresenta variação brusca de declividade em σ'_p), não tem as vantagens imediatamente reconhecidas em relação ao método de Casagrande. Uma dessas vantagens obviamente é a independência da escala do desenho.

Foi mostrado e relatado no capítulo 4 que as curvas de compressão dos solos em estudo não se mostraram lineares na porção do tramo de carregamento virgem e, neste caso, as aplicações dos métodos de Casagrande (1936) e Pacheco Silva (1970) podem ser consideradas inadequadas.

Então, o terceiro método adotado na determinação de σ'_p é o proposto por Sridharan *et al* (1991), que faz uso de gráficos bi-logarítmicos, $\log(1+e)$ - $\log(\sigma'_v)$, para representação da curva de compressão do solo. Conforme mostrado por Butterfield (1979), curvas de compressão não lineares assumem aspectos mais lineares com essa forma de apresentação.

O quarto método a ser empregado na avaliação de σ'_p foi proposto por Becker *et al* (1987) e se baseia na análise da curva que relaciona o trabalho (W), realizado durante a execução do ensaio, por unidade de volume do material, com o nível da tensão efetiva aplicado. Neste caso, σ'_p é determinado no ponto de interseção do prolongamento dos dois segmentos lineares da curva.

Nas figuras 7.5 (a), (b), (c) e (d), podem ser vistos os resultados das determinações de σ'_p , com emprego dos métodos de Casagrande (1936), de Sridharan *et al* (1991), de Becker *et al* (1987) e de Pacheco Silva (1970), respectivamente. Os resultados são referentes ao ensaio incremental realizado com corpo de prova moldado da amostra AM.705-10,7, contudo eles são típicos para os solos do depósito.

Os valores de σ'_p mostram-se semelhantes, indicando que, quando corpos de prova de boa qualidade são moldados dos solos do depósito em estudo, o método empregado possui a princípio pouca influência na determinação (curva de compressão do solo apresenta “*quebra*” bem definida). Pode ser verificado que, na aplicação dos métodos de Casagrande e de Pacheco Silva às curvas não lineares, o ajuste da reta, no domínio normalmente adensado, foi feito para a sequência de dois pontos que apresentam a maior relação $\Delta e / \Delta \log \sigma'_v$, isto é, para o carregamento imediatamente posterior à tensão de pré-adensamento.

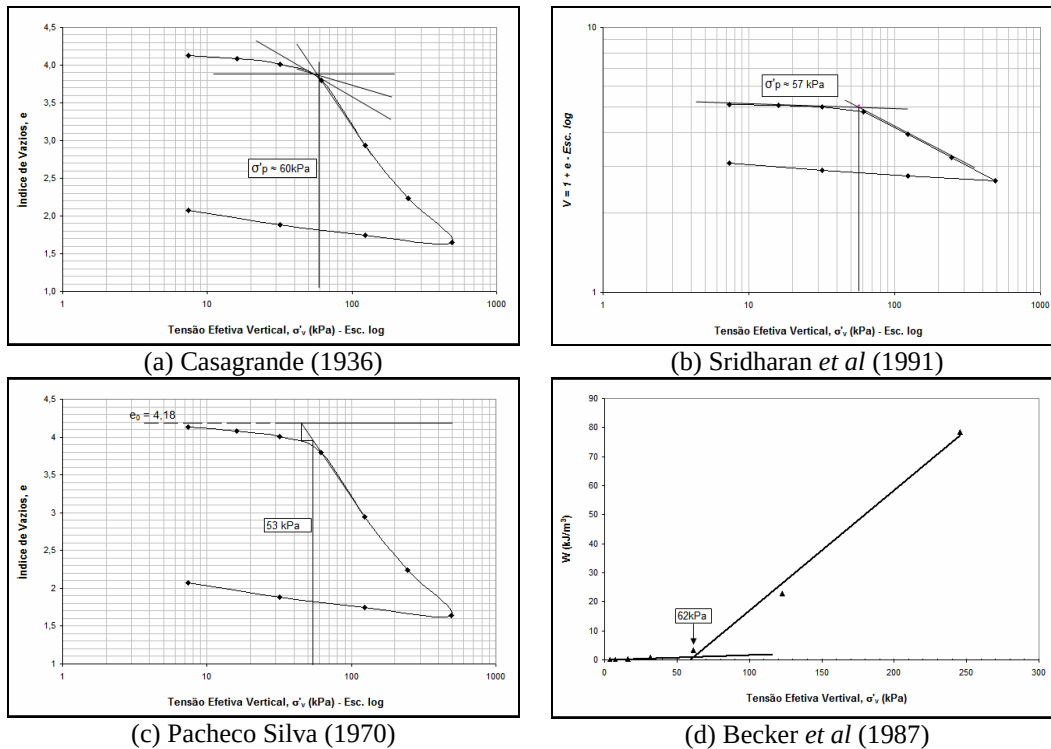


Figura 7.5 – Determinação de σ'_p por diversos métodos.

No que se refere às técnicas de ensaio, alguns aspectos relacionados a elas dificultam a avaliação de σ'_p . Por um lado, têm-se dificuldades associadas à descontinuidade das curvas de compressão, que são inerentes aos ensaios de carregamento incremental. Esta dificuldade é, contudo, superada com a realização de ensaios com velocidade de deformação constante (CRS). Por outro lado, têm-se dificuldades associadas à reprodução, no laboratório, da velocidade de carregamento no campo. No caso do ensaio do tipo CRS, a velocidade é mais elevada que a do ensaio incremental, que por sua vez já é mais elevada que a velocidade com que são aplicados os carregamentos no campo. Conforme visto no capítulo 4, foram realizados ensaios incrementais e do tipo CRS.

Nas tabelas 7.3 e 7.4, são apresentados os valores de σ'_p determinados a partir dos resultados dos ensaios de adensamento convencionais e do tipo CRS, respectivamente. σ'_p foi, conforme relatado, determinada com base nos métodos propostos por Casagrande (1936), Pacheco Silva (1970), Sridharan *et al* (1991) e Becker *et al* (1987). Os resultados, conforme mencionado, se referem apenas aos ensaios realizados com corpos de prova indeformados.

Tabela 7.3 – Valores das tensões de pré-adensamento – ensaios incrementais.

Ensaio Incremental	Tensão de Pré-Adensamento, σ'_p (kPa)			
Amostra	Casagrande (1936)	Becker <i>et al</i> (1987)	Sridharan <i>et al</i> (1991)	Pacheco Silva (1970)
AM.703-2,3	5,5*	13	7,5	6,1
AM.705-3,0	5,5*	14	9	6,2
AM.703-4,9	30	32	35	29
AM.705-7,0	39	33	35	32
AM.703-7,9	54	61	52	52
AM.703-9,9	50	55	45	44
AM.705-11	60	62	57	53
AM.705-15	62	67	63	58

*Aproximados.

Tabela 7.4 – Valores das tensões de pré-adensamento – ensaios CRS.

Ensaio CRS	Tensão de Pré-Adensamento, σ'_p (kPa)			
Amostra	Casagrande (1936)	Becker <i>et al</i> (1987)	Sridharan <i>et al</i> (1991)	Pacheco Silva (1970)
AM.703-2,3	10	13	9	7,6
AM.705-3,0	9	12	10	9,8
AM.703-4,9	40	46	50	39
AM.703-7,9	71	81	73	70
AM.703-9,9	52	61	50	48
AM.705-11	70	80	70	70
AM.705-15	73	82	56	63

Pode ser verificado, nas tabelas 7.3 e 7.4, que os valores determinados a partir das curvas dos ensaios do tipo CRS são, independente do método de análise,

tipicamente mais elevados que os obtidos nos ensaios incrementais. Na tabela 7.5, são apresentados os resultados em termos da razão $\sigma'_{p\text{-crs}}/\sigma'_{p\text{-convencional}}$, podendo ser verificados valores de até 1,58, mas médios da ordem de 1,2. Este comportamento e os valores determinados estão de acordo com os resultados obtidos por Crawford (1964) e Leroueil *et al* (1983 e 1985).

Tabela 7.5 – Comparação entre σ'_p obtida nos ensaios de adensamento convencionais e do tipo CRS.

Amostra	$\sigma'_{p\text{-crs}}/\sigma'_{p\text{-convencional}}$			
	Casagrande (1936)	Becker <i>et al</i> (1987)	Sridharan <i>et al</i> (1991)	Pacheco Silva (1970)
AM.703-2,3	-	1,00	1,20	1,25
AM.705-3,0	-	0,86	1,11	1,58
AM.703-4,9	1,33	1,44	1,43	1,34
AM.703-7,9	1,31	1,33	1,40	1,35
AM.703-9,9	1,04	1,11	1,11	1,09
AM.705-11	1,17	1,51	1,23	1,32
AM.705-15	1,18	1,22	0,89	1,09

Deve ser ressaltado contudo que os resultados apresentados na tabela 7.5 refletem a influência dos métodos de determinação de σ'_p quando aplicados a curvas descontínuas (ensaios incrementais, com $\Delta P/P = 1$) e quase contínuas (CRS). Deve-se também considerar a variabilidade do solo dentro de uma mesma amostra.

Leroueil *et al* (1983) mostraram que a velocidade de deformação, $\dot{\epsilon}$, imposta no ensaio de adensamento, é um importante fator na determinação de σ'_p e também que a condição de campo é mais bem representada quando o parâmetro é obtidos no ensaio incremental (IL^{24}), ou seja, o de menor velocidade. Assim sendo, os valores relativos aos ensaios incrementais serão adotados na elaboração do modelo das histórias de tensões do depósito de solos moles em estudo.

No que se referem à influência dos métodos de determinação de σ'_p , os dados da tabela 7.3 ou 7.4 mostram algumas diferenças significativas. Para o caso das amostras representativas dos solos da camada de argila superficial (AM.705 – 3,0 e AM.703 – 2,3), por exemplo, os valores determinados pelo método de

Becker *et al* (1987) chegam a ser até duas vezes maiores que os valores determinados pelo método de Pacheco Silva (1970).

Quanto ao método de Becker *et al* (1987), podem ser verificados (principalmente na tabela 7.4) valores de σ'_p caracteristicamente mais elevados, quando estes são comparados com os valores obtidos por meio de outros métodos. Quando determinados pelo método de Becker *et al* (1987), os valores de σ'_p são sensíveis ao ajuste das retas aos pontos de ensaios e este ajuste é tão mais subjetivo quanto menores a tensão de pré-adensamento (difícil definição da linha de tendência) e o número de pontos da sequência a ser ajustada.

Outra potencialidade do método de Becker *et al* (1987) é a determinação das tensões efetivas de campo (σ'_{v0}), contudo, devido aos baixos valores das mesmas, apenas para alguns resultados dos ensaios CRS foi possível fazer a referida determinação. Estes valores podem ser vistos na tabela 7.6, na qual também são mostrados os valores de σ'_{v0} determinados a partir dos pesos específicos dos solos. Verifica-se que os valores de σ'_{v0} se mostram de uma forma geral mais elevados quando determinados pelo método de Becker *et al* (1987).

Tabela 7.6 – Tensão efetiva vertical de campo.

Profundidade (m)	σ'_{v0} (kPa)	
	Função de γ_{solo}	Becker <i>et al</i> (CRS)
2,3	4,64	6,0 (AM.703)
3,0	5,04	5,0 (AM.705)
4,9	7,09	17,0 (AM.703)
7,9	17,54	22,0 (AM.703)
9,9	22,66	33,0 (AM.703)

Diante do exposto, não se aconselha a utilizar o método de Becker *et al* (1987) na determinação de σ'_{v0} ou σ'_p de solos, como os do depósito da Barra da Tijuca em estudo, que apresentam baixos valores dos mesmos. Assim sendo, na elaboração do modelo das histórias de tensões do depósito de solos moles em estudo, não se levou em consideração os valores de σ'_p ou σ'_{v0} obtidos por esse método.

As determinações de σ'_p pelos outros métodos [Casagrande (1936), Pacheco Silva (1970), Sridharan *et al* (1991)] apresentam valores similares tanto para os ensaios do tipo CRS como para os ensaios incrementais. Conforme mencionado, associa-se a boa concordância entre medidas obtidas à boa qualidade dos corpos de prova e aos respectivos efeitos desta, mas também às características dos solos que proporcionam curvas com dois trechos de compressão bem definidos.

O modelo das histórias de tensões do depósito pode, então, ser elaborado com base nos resultados obtidos a partir da aplicação de qualquer um destes três métodos. Contudo, conforme mencionado, as curvas de compressão não se apresentam lineares no plano e - $\log \sigma'_v$ e, neste caso, é mais razoável aplicar o método proposto por Sridharan *et al* (1991).

O método proposto por Sridharan *et al* (1991), contudo, parece não fornecer valores adequados de σ'_p para a camada mais superficial do depósito (AM.705 – 2,7 e AM.703 – 2,0). Este fato pode ser verificado comparando-se os valores de σ'_p (tabela 7.3), determinados por este método, com os valores das ordenadas dos pontos nos quais ocorrem as mudanças de declividade das curvas de compressão dos ensaios incrementais (capítulo 4). Estes últimos se mostraram menores ou aproximadamente iguais a 7,3 kPa, diferentemente dos valores da tabela. Este desacordo pode ser explicado na impossibilidade de se ajustar uma reta (procedimento do método) a um único ponto do tramo pré-adensado da curva de compressão. Vale a pena ressaltar que no caso dos ensaios CRS o mesmo problema não é observado.

Para os solos da camada mais superficial do depósito, os valores de σ'_p obtidos pelo método de Pacheco Silva (1970) são mais condizentes com o comportamento revelado pelas curvas de compressão dos ensaios. Este método possui como característica a não dependência dos pontos do tramo pré-adensado da curva de compressão para determinação de σ'_p . Esta característica é de fundamental importância quando os solos possuem baixos valores de σ'_{v0} e σ'_p .

Levando-se em consideração então os principais fatores que influenciam a determinação do valor σ'_p , a partir de ensaios de laboratório, elaborou-se um modelo que representa a história de tensões do depósito de solos muito moles da

Barra da Tijuca. Este modelo está esquematizado, na forma de um gráfico, na figura 7.6.

Nesta figura, foram apresentadas as linhas de tendência da tensão de pré-adensamento, com base nos resultados dos ensaios incrementais (tabela 7.3), e da tensão efetiva de campo (σ'_{v0}), com a profundidade. Para fins de comparação, foram também plotados no gráfico os pontos relativos aos ensaios do tipo CRS (tabela 7.4). Todos os valores foram incluídos na figura.

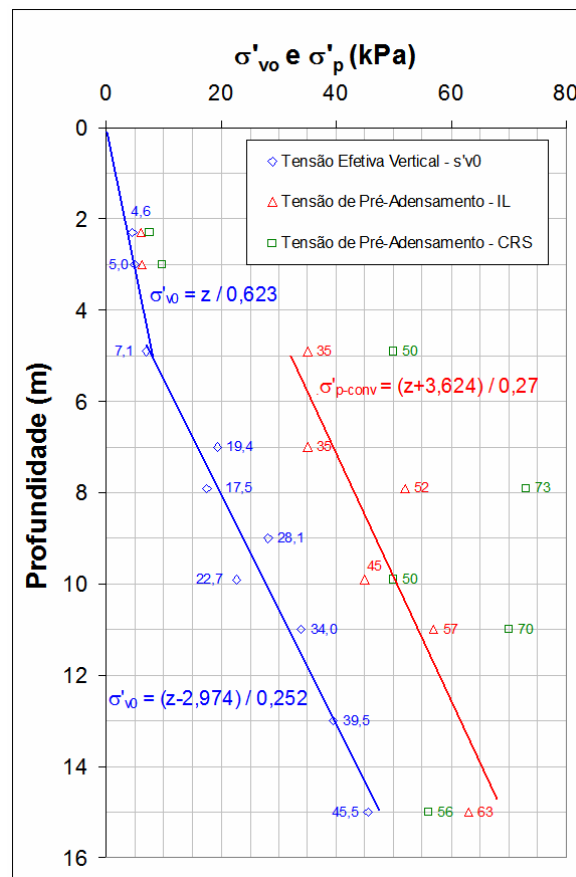


Figura 7.6 – História de tensões do depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca.

Então, no que se refere à história de tensões (ensaios incrementais), é possível distinguir dois horizontes. O primeiro deles até cerca de 5 m e o outro, abaixo desta profundidade, até o limite inferior da camada de solos moles.

Acima de 5 m de profundidade (horizonte superior), são verificados para os solos dos depósitos σ'_p pouco superiores à σ'_{v0} (até cerca de 1,5 kPa), que indica uma razão de sobre-adensamento (OCR) da ordem de 1,3. Neste caso, onde a tensão efetiva de campo é muito baixa, pouco valor prático tem o OCR. Os efeitos

positivos que poderiam se esperar (ver Schmertmann, 1991) da razão de sobre-adsensamento superior a um, na prática, não existem para níveis tão baixos de tensões.

Abaixo de 5 m de profundidade (horizonte inferior), verificam-se taxas de crescimento, com a profundidade, semelhantes para σ'_{vo} e σ'_p . O valor médio da diferença, $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$, foi de cerca de 23 kPa. A título de informação, adotando-se o método de Casagrande (1936), ao invés do método de Sridharan *et al* (1991), $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$ seria aproximadamente igual a 24 kPa, que para fins práticos é igual ao valor da outra determinação.

A descontinuidade verificada próxima à profundidade de 5 m indica que o solo (argila) do horizonte superior foi provavelmente formado em uma época geológica mais recente, depois de um período no qual ocorreu um descarregamento das camadas inferiores.

No que se refere ao mecanismo de geração das tensões de pré-adsensamento de argilas, valores constantes de $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$ (OCR decrescente com a profundidade) são relacionados a ocorrência de sobrecargas no passado, que não atuam mais, enquanto valores constantes do OCR são relacionados ao sobre-adsensamento por envelhecimento (*aging*). Neste caso, é possível associar o pré-adsensamento observado no horizonte inferior, principalmente, ao mecanismo de sobrecarga. No horizonte superior, apenas o mecanismo de *aging* provavelmente ocorreu.

Lembrando-se da descrição do mapeamento geológico (item 3.1) e na ausência de qualquer outra informação, especula-se que a parcela da tensão de pré-adsensamento da camada inferior, associada a sobrecargas, possa ter sido induzida pela passagem de dunas sobre a área.

Quanto aos baixos valores determinados para σ'_p dos solos do horizonte superior, vale a pena lembrar Schmertmann (1991), que referiu nunca ter tido a oportunidade de observar um depósito verdadeiramente normalmente adsensado. Segundo o mesmo, em maior ou menor grau, todos os solos exibem compressão secundária, a qual se manifesta desde a sua deposição no campo, e admitiu, em alguns casos, a impossibilidade de determinação de σ'_p sem a utilização cuidadosa de métodos sofisticados de amostragem.

A dificuldade inerente à determinação da história de tensões de um depósito de solos muito moles justifica a tentativa de se buscar soluções expeditas para o problema. Neste caso, a determinação indireta, a partir de correlações com medidas da razão de resistência não drenada, S_u/σ'_{v0} , é indicada (ver Wroth, 1984). Devido à boa aplicabilidade na determinação de S_u , os resultados dos ensaios de palheta são úteis também na avaliação do OCR.

Segundo Ladd (1991), os valores da razão de resistência não drenada (obtidos dos ensaios de palheta), $S_u^{(VT)}/\sigma'_{v0}$, versus os valores da razão de sobre adensamento (obtidos em ensaios de adensamento), plotados em um gráfico log-log, podem ser avaliados segundo a equação seguinte, do tipo SHANSEP (eq. 2.17 rearranjada). Como os valores S_{VT} e m variam significativamente (Jamiolkowski *et al*, 1985), eles devem ser avaliados localmente.

$$\frac{S_u^{VT}}{\sigma'_{v0}} = S_{VT} (OCR)^m$$

Na figura 7.7, é mostrada a equação da reta que melhor ajusta os pontos experimentais. Esta equação pode ser rearranjada na forma $OCR = 1,75 (S_u^{(VT)}/\sigma'_{v0})^{1,09}$. Os dados são relativos ao solo do horizonte inferior do depósito. Uma relação razoavelmente ($R^2 \approx 0,86$) linear foi obtida, com valores de 0,57 e 0,92 correspondentes a S_{VT} e m , respectivamente. O valor do primeiro parâmetro está acima dos valores típicos encontrados por Jamiolkowski *et al* (1985), enquanto o valor do segundo parâmetro é correspondente à média dos valores típicos verificadas pelos autores para solos de nove localidades (consultar item 2.3.2).

Ensaio de piezocone são cada vez mais empregados na determinação da resistência não drenada de solos moles e, naturalmente, na avaliação da história de tensões de depósitos deste tipo de solo. Da mesma forma que para os resultados dos ensaios de palheta, a equação do tipo SHANSEP pode ser empregada para relacionar os dados de resistência obtidos a partir de ensaios de piezocone e a razão de sobre-adensamento do solo.

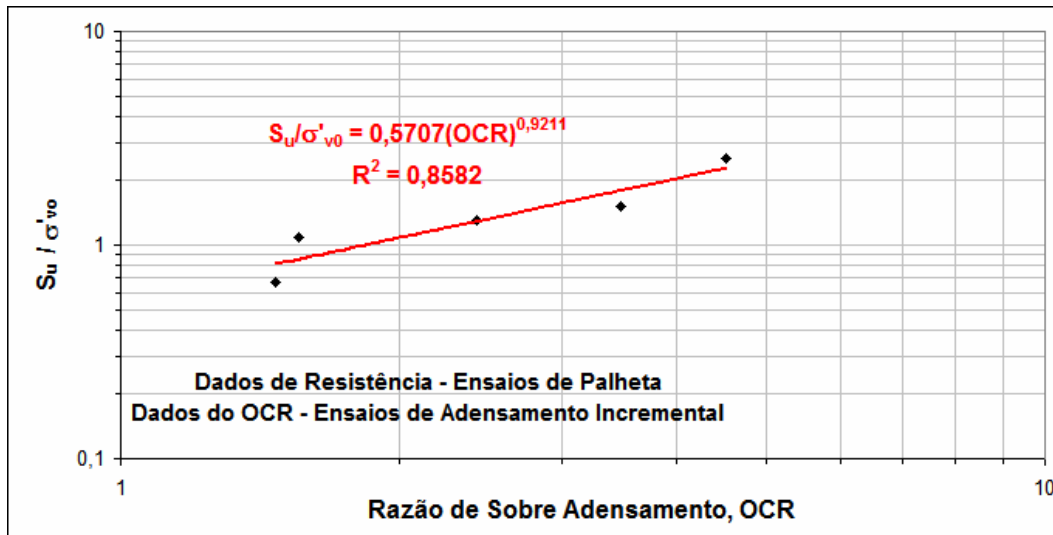


Figura 7.7 – Relação entre S_u/σ'_{v0} (palheta) e OCR (adensamento incremental).

No caso do ensaio de piezocone, a resistência não drenada, S_u , pode ser relacionada com a resistência líquida de ponta do cone, $q_t - \sigma_v$, pelo fator de cone, $N_{kt} = (q_t - \sigma_v)/S_u$ (rearranjo da eq. 2.18). No item 5.4, N_{kt} foi determinado com base nos dados de resistência dos ensaios de palheta, contudo ele também pode ser determinado teoricamente (assumindo a forma N_c), por meio da equação seguinte (eq. 2.19), sugerida por Teh (1987).

$$N_c = \left\{ \left[\frac{4}{3} (1 + \ln I_r) \right] \cdot \left(1,25 + \frac{I_r}{2000} \right) + 2,4 \cdot \alpha_f - 0,2 \cdot \alpha_s - 1,8 \cdot \Delta \right\}$$

Neste caso, adotou-se $I_r = 50$; $\Delta = 0,3$ e α_f e $\alpha_s = 0,5$, a partir dos quais se obteve um valor de N_c igual a 8,9, que é semelhante ao valor obtido para N_{kt} para profundidade abaixo de 3 m. O valor de I_r foi determinado com base no resultado de um ensaio triaxial do tipo CIU¹. Os valores extremos de α_f e α_s dizem respeito às condições do cone perfeitamente liso ou rugoso, sendo considerado razoável o valor adotado. Valores positivos de Δ indicam $k_0 < 1$ e o valor adotado é razoável para $0,6 < k_0 < 0,9$.

A razão de resistência não drenada de pico (S_u/σ'_{v0}) é então determinada, a partir dos dados do piezocone, pela expressão da equação 7.1.

¹ Ensaio realizado com CP indeformado da AM.705-14,7. A tensão confinante, σ'_c , foi igual a σ'_{v0} . Os resultados de outros ensaios triaxiais (CIU), que não fazem parte do escopo da tese, indicaram $I_R < 50$ para os solos mais superficiais.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{(q_t - \sigma'_{v0})}{\sigma'_{v0}} \frac{1}{N_c} = \frac{Q_t}{N_c} \quad (7.1)$$

Adotando-se $N_c = 8,9$ na equação 7.1, foram elaborados dois perfis relacionando S_u/σ'_{v0} com os dados da resistência de ponta do cone. Estes perfis estão apresentados na figura 7.8 (a) e (b) e são referentes à EMI-62 e EMI-71, respectivamente. Nestas figuras, incluíram-se, para fins de comparação, os resultados dos ensaios de palheta (sem correção proposta por Bjerrum, 1973). Dentre os resultados relativos ao ensaio de palheta, estão incluídos os dados apresentados na figura 7.7.

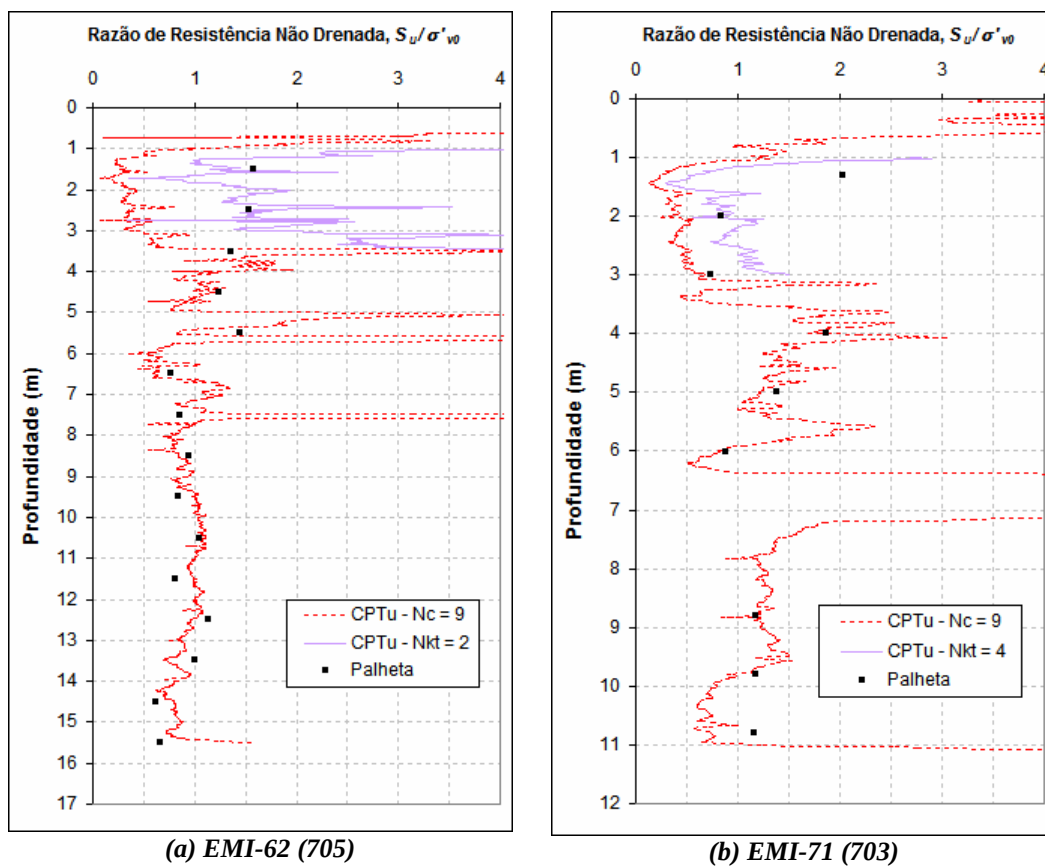


Figura 7.8 - Razão de resistência não drenada de pico, S_u/σ'_{v0} , versus profundidade.

Os dados apresentados na figura 7.8 mostram uma boa concordância entre os resultados dos ensaios de palheta e CPTu ($N_c = 8,9$) para profundidades abaixo de 3 m. Acima desta, da mesma forma que apresentado no item 5.4, os resultados de palheta se mostram superiores aos do CPTu e, para se ajustar as curvas dos ensaios, o fator de forma do cone, que no caso se torna N_{kt} , deve assumir valores tão baixos quanto 2. Nas figuras 7.8 (a) e (b), até a profundidade de 3 m, também

estão incluídas as curvas de S_u/σ'_{v0} de cone ajustadas aos dados de palheta e, respectivamente, foram adotados $N_{kt} = 2$ e 4 (consultar a figura 5.10).

A boa concordância observada nas figuras 7.7 e 7.8, para os dados referentes aos solos do horizonte inferior, indica que, para os mesmos, relações como a da equação 2.17 (tipo SHANSEP), com os mesmos parâmetros definidos na figura 7.7, podem ser empregados para se estimar OCR a partir dos dados de resistência do CPTu ou *vice-versa*. Obviamente que, se a resistência de ponta líquida normalizada (Q_t) for relacionada com OCR, o fator S_{CPTu} (correspondente a S_{vt}) estará multiplicado por N_c (ou N_{kt}).

Contudo, deve ser mencionado que, nos ensaios de palheta, a resistência não drenada, $S_u^{(vt)}$, foi mobilizada com tempos acima de 250 s, enquanto, nos ensaios de piezocone, a resistência não drenada, $S_u^{(CPTu)}$, foi mobilizada em 2 s. Assim sendo, desconsiderando o efeito do amolgamento, considerando que a condição de carregamento era realmente não drenada e que os modos de ruptura do ensaio de cone e de compressão triaxial (Ck_0U) provavelmente se assemelham, era de se esperar valores mais elevados para S_u/σ'_{v0} quando medidos no ensaio de piezocone.

Nesse caso, fatores externos podem estar influenciando os resultados tão mais elevados da palheta até 3 m e semelhantes abaixo desta profundidade. Com base no que sugeriu Sandroni (2011-a), as fibras (matéria orgânica) e conchas, presentes ao longo de todo o perfil de solos moles (mas em maior proporção até 5 m de profundidade), podem interagir de formas diferentes com cada tipo de equipamento e assim influenciar as medidas de S_u , quando obtidas a partir dos ensaios de CPTu e palheta. No primeiro caso, os resultados não seriam influenciados significativamente, enquanto, no segundo caso, os valores de S_u se elevam. Vale a pena lembrar as altas rotações registradas nos ensaios de palheta no momento em que as resistências máximas eram mobilizadas, efeito este que pode ser associado à presença de conchas e/ou fibras.

A interação com fibras e conchas justifica valores elevados obtidos para S_{vt} (equação 2.17) na figura 7.7 (consultar no item 2.3.2 os valores típicos apresentados por Jamiolkowski *et al*, 1985), mas também indicam que os valores apresentados para N_{kt} e/ou N_c foram subestimados. Quando relacionados aos solos

acima de 3 m de profundidade, parece razoável discorrer a respeito de um aumento do valor de N_{kt} , mas não quando se relaciona aos solos abaixo desta profundidade, para os quais $N_c = N_{kt}$. Vale a pena informar que valores menores que 50 foram obtidos para o índice de rigidez dos solos mais superficiais do depósito, o que indica que N_c seria menor que 8,9 para estas camadas, contudo não tão baixos como 4.

De acordo com os coeficientes de adensamento obtidos para os solos do depósito (item 7.6), a ocorrência da drenagem durante a execução dos ensaios de palheta não pode ser descartada. Contudo, devido aos outros fatores intervenientes, a avaliação da mesma não é conclusiva.

Por outro lado, em ensaios de palheta (Sandroni, 2009²), realizados com velocidades duas vezes mais elevadas que a velocidade padrão, que produziram a diminuição dos valores da rotação da palheta no momento da ruptura, a razão $S_u^{(CPTu)}/S_u^{(VT)} \approx 1$ foi obtida ao longo de todo o perfil. Neste caso, a possibilidade da ocorrência de drenagem durante a realização do ensaio é reduzida. Este resultado indica que o efeito de intrusões (conchas e matéria orgânica), mais importante para os solos do horizonte superior, é minimizado quando os ensaios são realizados com velocidade mais elevada. Também indica que as relações (figura 7.7) entre OCR e a razão de resistência não drenada de campo (CPTu e palheta) se mostram adequadas aos solos do depósito.

Robertson (2009-b) cita a expressão empírica $OCR = k \cdot Q_t$ (eq. 2.17), que foi proposta por Kulhawy e Mayne (1990), como sendo uma expressão simples e normalmente empregada para relacionar OCR (ou σ'_p) com a resistência de ponta do cone.

Para se evitar erros inerentes à determinação de σ'_{vo} , a equação 2.17 foi adotada na forma $\sigma'_p = k (q_t - \sigma_{vo})$ para ajustar os resultados experimentais desta tese. Na figura 7.9, mostra-se a equação da reta que melhor ajusta os resultados experimentais. O fator de correlação empírico, k , é igual 0,19. A baixa dispersão dos dados, caracterizada pelo alto fator de correlação ($R^2 = 0,96$), indica que os

² Resultados ainda não publicados.

valores de σ'_p obtidos no laboratório podem ser razoavelmente bem estimados a partir da resistência de ponta do cone.

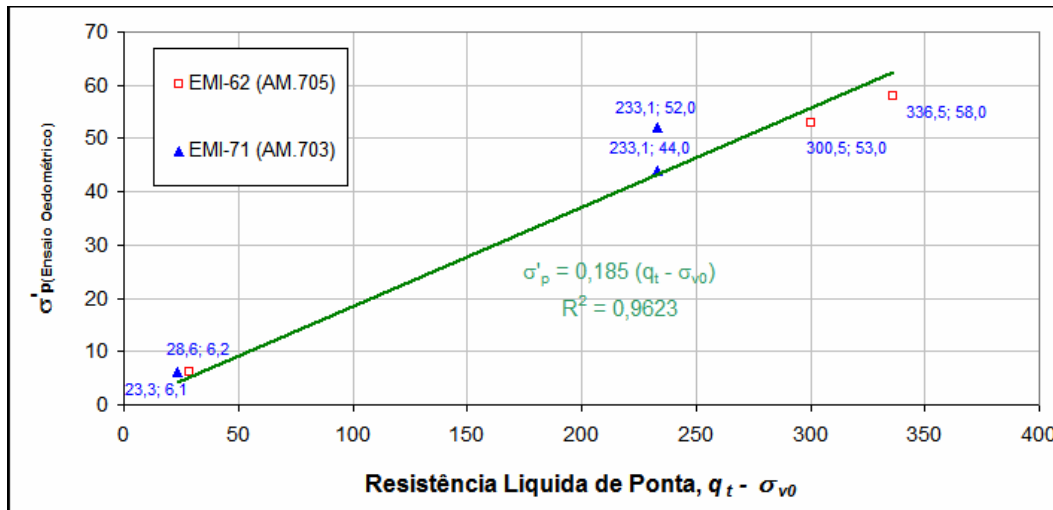


Figura 7.9 – Relação entre $(q_t - \sigma_{v0})$ e σ'_p com base em dados do piezocone.

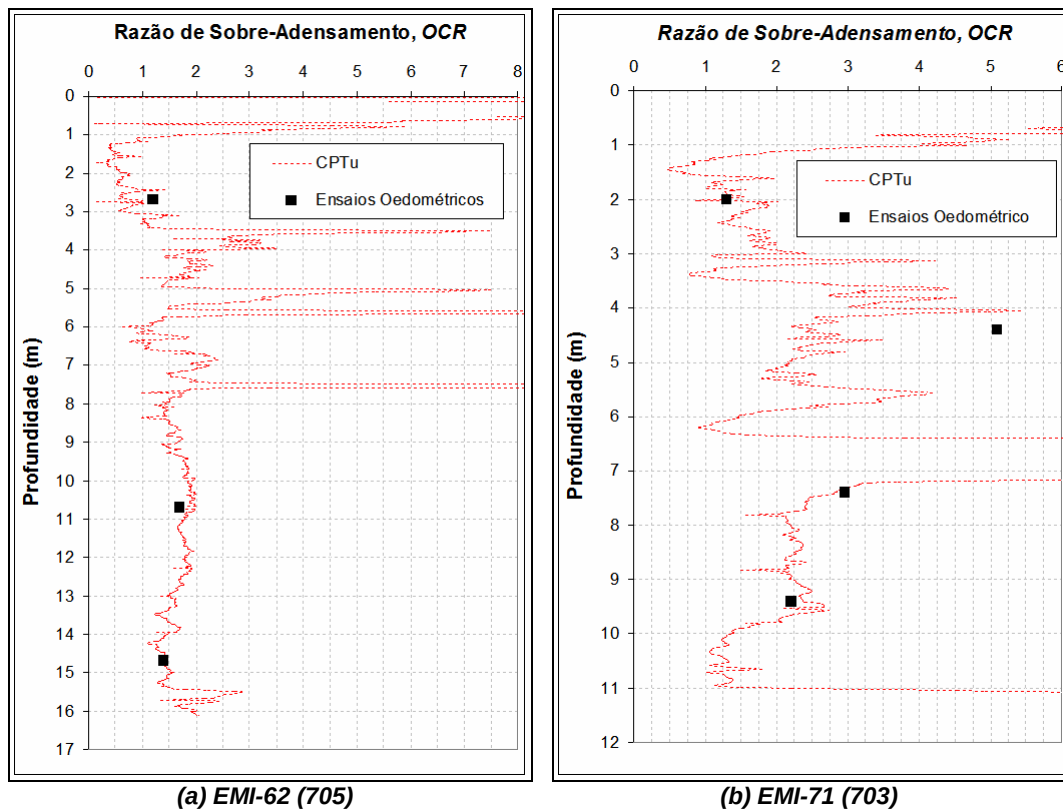


Figura 7.10 – Comparação entre OCR obtido no campo (CPTu) e no laboratório (ensaio IL²⁴).

Com base na equação da figura 7.9, considerou-se $k = 0,2$ (equação 2.17) na elaboração de dois perfis verticais de OCR. Estes perfis, relativos à EMI-62 e à EMI-71, respectivamente, podem ser vistos nas figuras 7.10 (a) e (b). Verifica-se

obviamente uma excelente concordância entre os registros dos ensaios de campo e de laboratório (tomados como referência), que indica a potencialidade do método de determinação. Os dados referentes ao ensaio de piezocone, na figura 7.10 (b), mostram maiores oscilações, que, neste caso, são associadas a maior variabilidade dos solos.

7.3. Compressão Primária

A ocorrência da compressão secundária durante a realização de ensaios incrementais com recarregamentos diários (IL^{24}) é reconhecida há décadas [ver, por exemplo, Taylor e Merchant (1940)]. Também é reconhecida a variabilidade desta compressão com o nível de carregamento, σ'_v , e com o tipo de solo. Assim sendo, a avaliação da compressão primária de um solo a partir dos resultados de ensaios do tipo IL^{24} deve ser realizada com cautela.

Por outro lado, a partir de ensaios com velocidade de deformação constante (CRS), desde que a relação u_b/σ_v se mantenha alta (ex.: $u_b/\sigma_v > 10\%$), a influência da compressão secundária nos resultados dos mesmos é minimizada. Contudo, este tipo de ensaio é executado com velocidade significativamente maior que a velocidade adequada à completa dissipação dos excessos de poro-pressão gerados pelo carregamento, condição esta considerada apropriada para se avaliar a compressão primária do solo. Assim sendo, a avaliação da compressão primária de um solo a partir de resultados de ensaios do tipo CRS deve também ser realizada com cautela.

Em ambos os casos, o efeito do tempo (*creep* e velocidade de deformação) nas propriedades dos solos é notório, podendo-se tomar como exemplo a tensão de pré-adensamento, conforme mostrada no item 7.2. Na realidade, este efeito se traduz em um deslocamento da curva de compressão do solos, quando representada por exemplo no gráfico $e-\log \sigma'_v$. Contudo, no que se refere à forma, as curvas obtidas em ensaios de laboratório, adotando-se velocidades variadas, são bastante similares (Leroueil *et al*, 1985). Mesri *et al* (1997), por exemplo, mostraram resultados de ensaios de adensamento CRS, com velocidades distintas, e incrementais, na condição de fim do primário, IL^{EOP} , realizados com corpos de

prova moldados de amostras indeformadas das turfas de Middleton, que corroboram a observação feita com relação à forma das curvas.

Nas figuras 7.10 (a), (b), (c) e (d), são apresentados quatro gráficos com as curvas ε_v - $\log \sigma'_v$ resultantes dos ensaios de adensamento convencionais e do tipo CRS, com velocidades de deformação elevadas (superiores às correspondentes da condição do fim do primário). Estes gráficos se referem aos ensaios realizados com corpos de prova moldados das amostras AM.703-2,0, AM.703-7,4, AM.705-10,7 e AM.705-2,7, respectivamente. A forma de apresentação, em termos de deformação volumétrica, é mais adequada para comparação das curvas. As velocidades e os valores máximos da relação u_b/σ_v , respectivamente impostas e registrados na realização dos ensaios, também são informados em cada gráfico da figura (ao menos indiretamente).

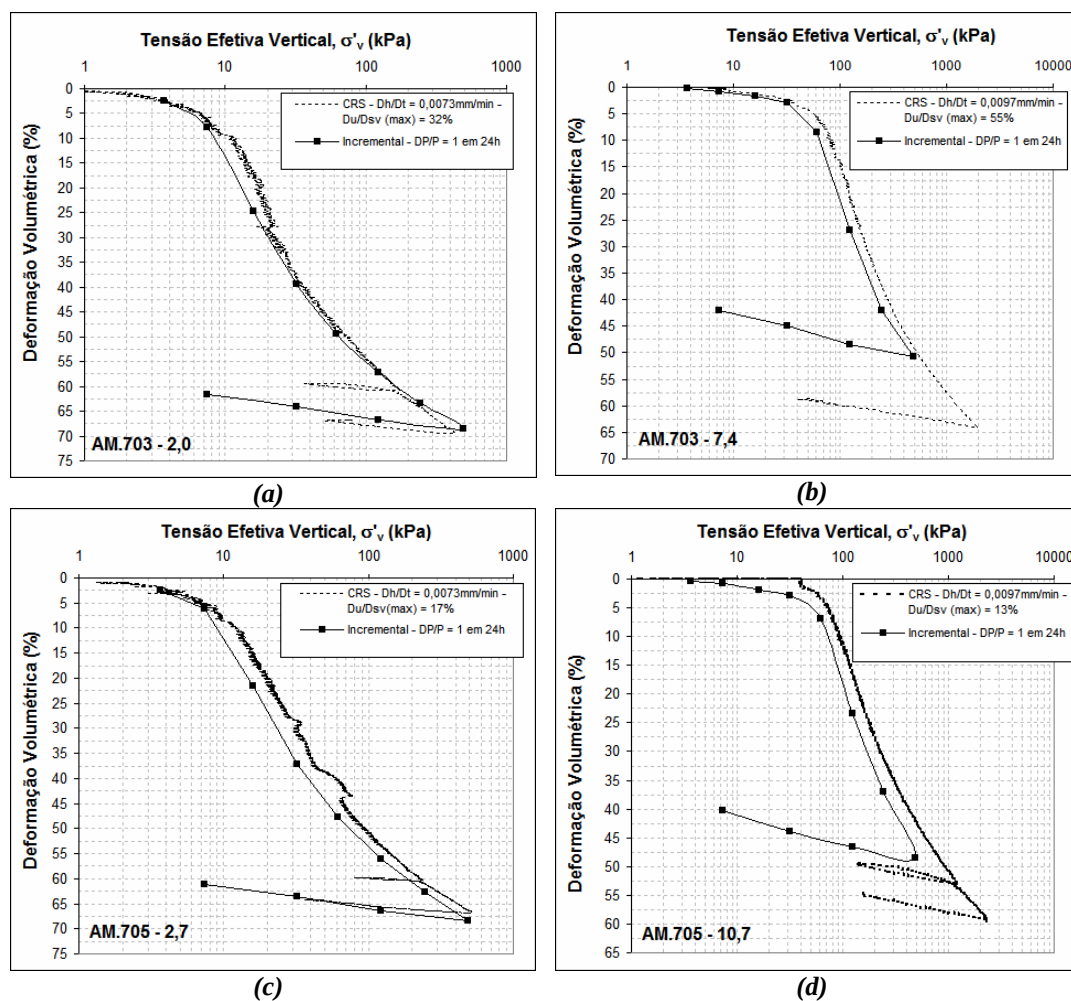


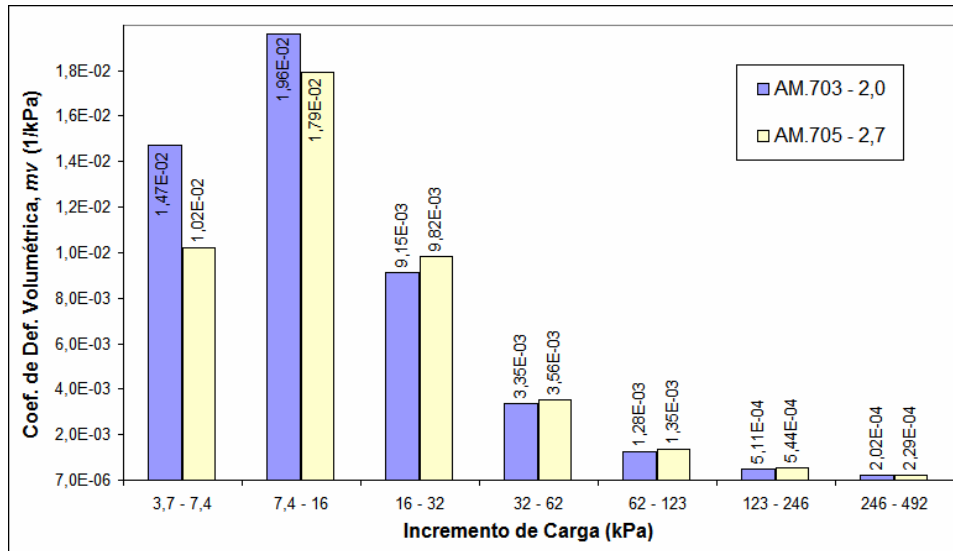
Figura 7.11 – Comparação das curvas ε_v - $\log \sigma'_v$ obtidas a partir dos ensaios de adensamento convencionais e CRS.

Estes resultados mostram que, para uma mesma amostra, as curvas resultantes de ambos os tipos de ensaios apresentam forma razoavelmente semelhantes. Em acordo com as observações de Leroueil *et al* (1985), as curvas dos ensaios mais rápidos (do tipo CRS) se deslocam para a direita. A diferença na forma das curvas em um mesmo gráfico pode ser associada à já relatada variabilidade natural dos solos do depósito. É importante mencionar que, em princípio (ver Leroueil *et al*, 1985), as curvas de ensaios realizados com velocidade que proporcione a condição de fim do primário estariam localizadas entre as duas curvas apresentadas em cada um gráfico da figura 7.11.

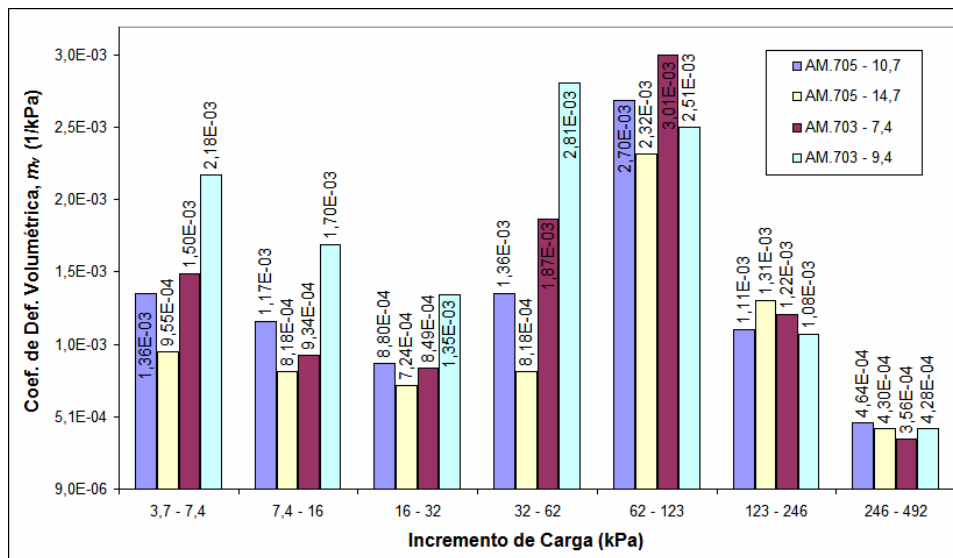
Curvas dos ensaios CRS semelhantes às dos ensaios incrementais indicam que a obtenção dos parâmetros que definem a compressão primária (ex.: C_c e C_r) pode, sem perda de precisão na estimativa da magnitude de recalques, ser feita a partir de qualquer uma das curvas de ensaio. Assim sendo, ao longo deste item, os resultados e avaliações apresentados se referem, exceto onde mencionado o contrário, aos ensaios incrementais.

O coeficiente de deformação volumétrica, m_v , é dependente do nível de tensões a que um solo está submetido e pode variar de forma diferente em função da estrutura deste solo. Devido à natureza variável de m_v , a determinação do mesmo, com certo grau de aproximação, é possível de ser realizada apenas para pequenos intervalos de tensões (ex.: incrementos de tensões do adensamento convencional), contudo a relação direta com o coeficiente de adensamento do solo, c_v , torna a avaliação do mesmo de interesse.

Nas figuras 7.12 (a) e (b), mostram-se respectivamente as variações de m_v com o incremento de tensões (cargas), $\Delta\sigma'_v$, aplicados durante a execução dos ensaios de adensamento convencionais, realizados com corpos de prova moldados das amostras de solos coletadas nos horizontes superior (acima de 5 m de profundidade) e inferior (abaixo de 5 m de profundidade) do depósito. Um comportamento padrão, no qual m_v assume um valor máximo assim que a tensão de pré-adensamento é ultrapassada, pode ser verificado (consultar os valores de σ'_p na tabela 7.3). Este mesmo comportamento foi observado por outros autores, inclusive sendo a base de um método proposto por Janbu (1965) para determinação da tensão de pré-adensamento.



(a) Solos do horizonte superior



(b) Solos do horizonte inferior

Figura 7.12 – Variação do coeficiente de deformação volumétrica, m_v , com os incrementos de tensões efetivas verticais, $\Delta\sigma'_v$.

Na realidade, os gráficos m_v versus σ'_v mostram o comportamento tensão-deformação dos solos, ficando explícita a relação não linear. De fato, verifica-se um comportamento sistemático para a evolução de m_v com todo o carregamento aplicado. Observa-se uma redução do coeficiente para incrementos de carga até próximo a tensão efetiva de campo, σ'_{v0} , a partir da qual o valor do coeficiente se eleva até atingir um pico para o incremento de carga posterior à tensão de pré-adensamento, σ'_p , a partir da qual então o valor volta reduzir. Assim sendo, três zonas podem ser definidas. No tramo pré-adensado, σ'_{v0} divide uma zona ($\sigma'_v < \sigma'_{v0}$) que apresenta endurecimento de outra ($\sigma'_v > \sigma'_{v0}$) que apresenta

amolecimento. No tramo normalmente adensado, os solos comportam-se como materiais com endurecimento. Na figura 7.12 (a), uma vez que os primeiro e segundo carregamentos são da mesma ordem de grandeza de σ'_{v0} e σ'_p , respectivamente, tal comportamento não pode ser observado por completo.

Quanto à primeira zona ($\sigma'_v < \sigma'_{v0}$), mais especificamente para o primeiro nível de carregamento ($\Delta\sigma'_v \approx 7,2$ kPa), deve-se admitir a possibilidade da ocorrência de algum ajuste do equipamento que não foi conseguido com a baixa carga de assentamento aplicada ao corpo de prova e, neste caso, os valores reais de m_v do solo seriam mais baixos que os mostrados na figura 7.12. Este fato indica que a redução de m_v na primeira zona pode não ser tão evidente e, conseqüentemente, que o comportamento tensão-deformação do solo para esta zona seja mais próximo do linear.

Quando determinadas no laboratório, as propriedades de deformabilidade dos solos incorporam os efeitos do amolgamento, que inevitavelmente ocorrem durante o processo de amostragem. Por outro lado, no campo, alguns procedimentos podem reconhecidamente causar o amolgamento do solo, modificando assim o comportamento do mesmo. Qualquer que seja o caso, o comportamento do solo no estado amolgado deve ser compreendido.

Então, nas figuras 7.13 (a), (b), (c) e (d), as variações de m_v em função de σ'_v ocorridas durante os ensaios realizados com corpos de prova indeformados (moldados nas direções vertical e horizontal) são mostradas juntamente com aquelas ocorridas durante os ensaios realizados com corpos de prova amolgados. Nas duas primeiras figuras, os resultados são referentes aos solos do horizonte superior (respectivamente AM.705–2,7 e AM.703–2,0) e, nas outras duas, os resultados se referem aos solos do horizonte inferior (respectivamente AM.705–10,7 e AM.703–7,4). Nas figuras 7.14 (a), (b), (c) e (d), podem ser vistas as curvas ε_v vs $\log\sigma'_v$, referentes aos resultados mostrados nas figuras 7.13 (a), (b), (c) e (d), respectivamente.

Os resultados das figuras 7.13 e 7.14 permitem dizer que, no que se refere aos solos no estado amolgado, m_v reduz continuamente com o aumento de σ'_v e que as curvas de compressão (ε_v - $\log\sigma'_v$) são essencialmente lineares. Ao se

comparar o comportamento dos solos nos estados amolgado e natural, verifica-se que, no estado amolgado, os solos apresentam respectivamente maior e menor deformabilidades para níveis de tensões relativos aos tramos pré e normalmente adensado dos mesmos solos no estado natural (comportamento mais evidente para os solos do horizonte inferior, com maiores σ'_p). Sob tensões significativamente superiores à de pré-adensamento, a deformabilidade dos solos nos estados amolgado e natural são similares.

Ressalta-se que a leve concavidade para baixo, mostrada nos resultados referentes às amostras AM.703-7,4 e AM.705-10,7 [fig. 7.14 (c) e (d)], pode ser associada à estrutura do material, que pode não ter sido completamente destruída durante o processo de amolgamento. Para estes resultados, verifica-se também que, apesar de ter sido observada a tendência, a convergência dos valores de m_v não ocorreu de fato. Neste caso, pode-se dizer que os carregamentos não foram o suficientemente altos para que ela ocorresse.

Burland (1990) mostrou resultados similares aos encontrados, quando comparou o comportamento de argilas nos estados naturais e reconstituídos³. No estado reconstituído, as curvas de compressão apresentaram forma aproximadamente linear. No estado natural, o autor referiu que a estrutura adquirida pelo solo durante o seu período deposicional não muda facilmente até que, no tramo normalmente adensado, ocorra o colapso progressivo desta estrutura. Após o colapso completo, as estruturas dos solos naturais se tornam similares às dos solos reconstituídos e, conseqüentemente, as curvas de compressão de ambos se tornam paralelas.

Nagaraj *et al* (1990) propuseram um método de previsão da tensão de pré-adensamento de campo, σ'_{ct} (equivalente ao valor de σ'_p , caso não ocorresse algum tipo de amolgamento no procedimento de amostragem), que permite também fazer a estimativa do grau de amolgamento de amostras. Os autores com esses objetivos dividiram a curva de compressão, $e - \log \sigma'_v$, de solos sensitivos, em três zonas: (1) até σ'_p , (2) entre σ'_p e σ'_t e (3) posterior a σ'_t . A tensão σ'_t representa a tensão para a qual ocorre o término da ruptura progressiva da

³ Define um estado completamente amolgado com um teor de umidade maior ou igual ao limite de liquidez.

estrutura natural do solo, ou seja, o ponto para o qual as curvas de compressão dos solos amolgados e no estado indeformado se tornam paralelas. Os autores sugerem que este ponto de transição entre as zonas (2) e (3), ocorre para uma tensão dez vezes maior que σ'_p . Para o caso dos solos do depósito em estudo, pode ser verificado que $\sigma'_t \approx (10 \text{ a } 15) \times \sigma'_p$.

Os resultados das figuras 7.13 e 7.14 permitem concluir que, até o nível de tensão σ'_t , estimativas de recalques são superestimadas, quando feitas a partir de resultados de ensaios realizados com corpos de prova amolgados. O erro será tão mais significativo quanto mais alta for a tensão de pré-adensamento do solo. No caso de solos normalmente adensados, a influência do amolgamento na deformabilidade do mesmo é menos significativa.

Tomando como base o solo do horizonte superior (3 m de profundidade), que apresenta OCR pouco superior a 1 e $\sigma'_{v0} \approx 5 \text{ kPa}$, e o solo do horizonte inferior (10 m de profundidade) apresenta OCR da ordem de 2 e $\sigma'_{v0} \approx 25 \text{ kPa}$, apenas para tensões da ordem de 40 e 300 kPa, respectivamente, as deformações do solo natural seriam da mesma ordem de grandeza que as do solo amolgado. Este fato, constatado a partir das curvas dos ensaios (figura 7.14), confirmam que o efeito do amolgamento se torna mais crítico, no que se refere a previsão de recalques, para solos com maior σ'_p .

Ainda, ao se comparar o comportamento de um solo, nos estados natural e amolgado, é possível estimar a tensão de pré-adensamento do mesmo. Neste caso, σ'_p é definida para a tensão na qual m_v , referente à compressão do solo nos estados amolgado e indeformado, se igualam. Esta determinação deve ser feita no trecho onde se observa aumento de m_v (CP *indeformado*) com σ'_v . Os resultados apresentados nas figuras 7.12 (c) e (d), devido ao alto incremento de carga, $\Delta P/P = 1$, permitem apenas definir um intervalo para σ'_p , que compreende os valores obtidos no item 7.2. Para ambas as amostras AM.703-7,4 e AM.705-10,7, σ'_p encontra-se no intervalo entre 47 e 62 kPa.

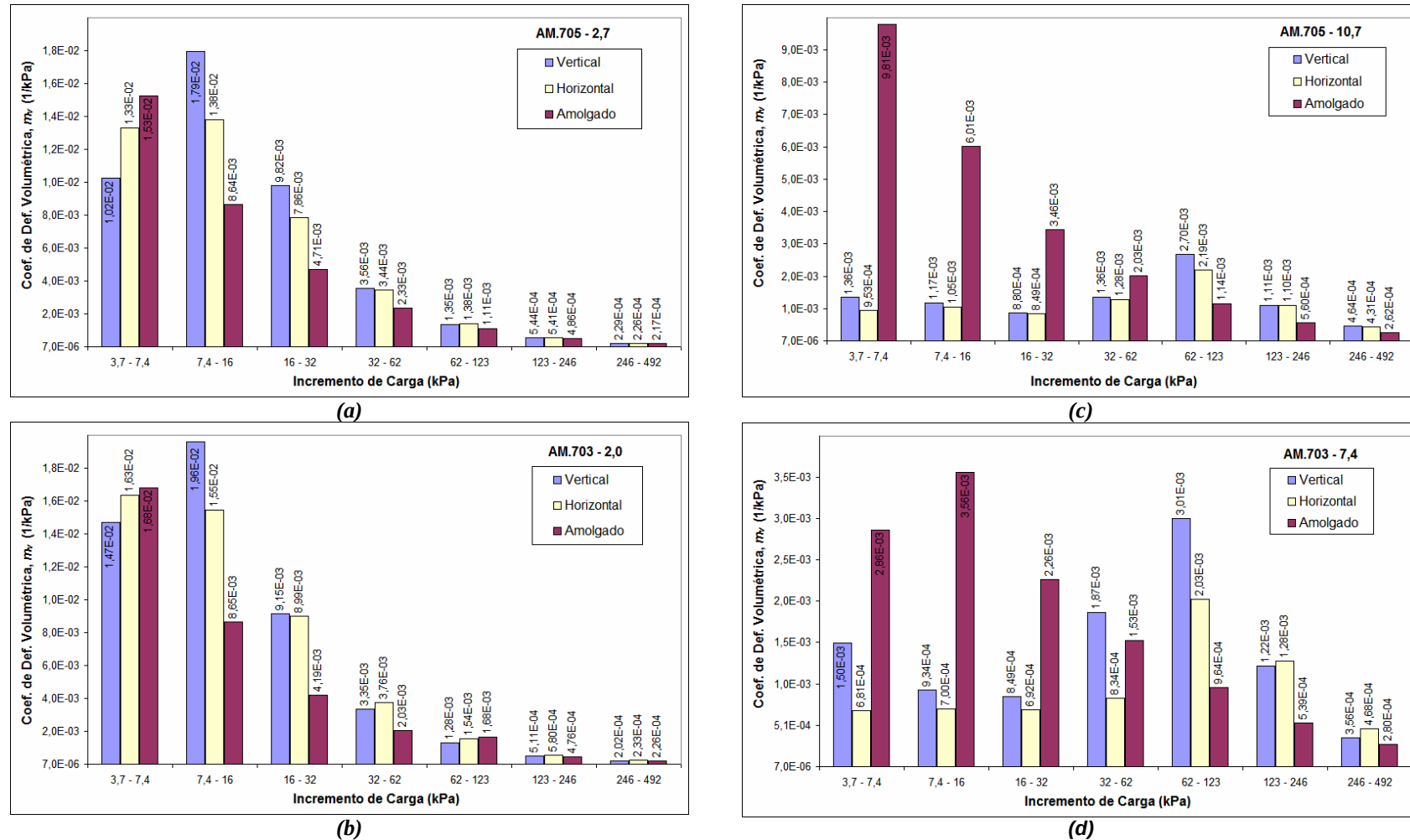
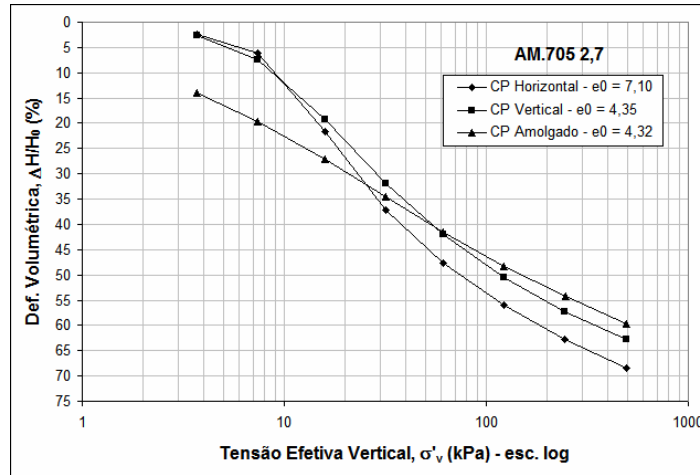
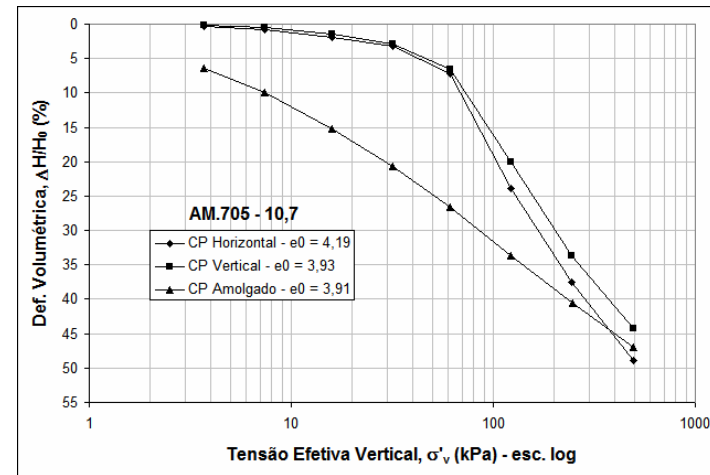


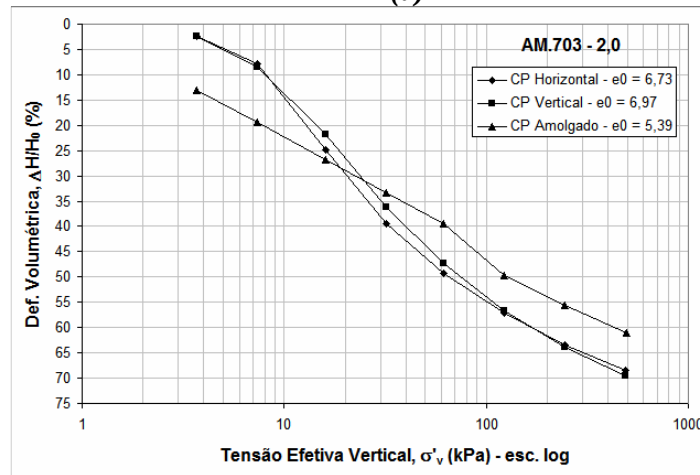
Figura 7.13 – Variação do coeficiente de deformação volumétrica com o incremento de carga dos solos indeformados e amolgados.



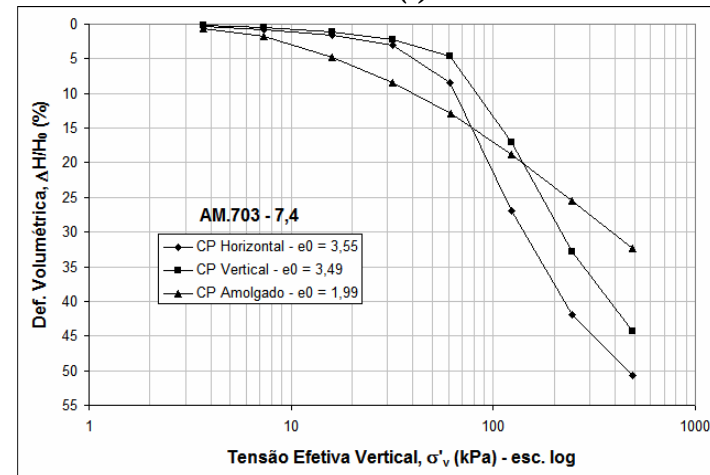
(a)



(c)



(b)



(d)

Figura 7.14 – Curvas da deformação volumétrica versus tensão efetiva.

No que se referem aos ensaios realizados com corpos de prova moldados nas direções horizontal e vertical, os resultados das figuras 7.13 e 7.14 possibilitam a obtenção de informações a respeito das tensões *in-situ* (σ'_{v0} e σ'_{h0}) e das estruturas dos solos.

Quanto às tensões *in-situ*, a relação entre as tensões de pré-adensamento obtidas nas curvas dos ensaios realizados com CP's moldados nas direções horizontal $(\sigma'_p)^h$ e vertical $(\sigma'_p)^v$ é indicativa do valor do coeficiente de empuxo no repouso, k_0 , conforme expresso na equação 7.2 (Zeevaert, 1953). As estimativas realizadas com base nos resultados apresentados nas figuras 7.14 (a), (b), (c) e (d) revelam valores de k_0 iguais a 0,92, 0,91, 1,05 e 1,27, respectivamente. Os dois primeiros valores se referem ao solo do horizonte superior, enquanto os dois últimos ao solo do horizonte inferior.

$$k_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{(\sigma'_p)^v}{(\sigma'_p)^h} \quad (7.2)$$

Considerando que os solos do depósito foram formados com elevados índices de vazios (teores de umidade), em ambiente salino, e lembrando que horizontes diferentes possuem histórias de tensões diferentes, os valores determinados para k_0 parecem ser razoáveis.

Contudo os resultados não são conclusivos. Adotando-se, por exemplo, a expressão da equação 7.3, proposta por Mayne e Kulhawy (1982), que reconhecidamente possuem grande potencial na estimativa de k_0 de solos sobre-adensados, os valores obtidos para o coeficiente se mostram mais baixos. Para os três primeiros casos, obtém-se $0,55 < k_0 < 0,87$. Para estes casos, foram adotados OCR entre 1 e 2 e ϕ' entre 20 e 30°. Para o último caso, o valor determinado foi de aproximadamente 0,95, adotando-se OCR = 3 e $\phi' = 25^\circ$. Além do mais, as deformações impostas ao corpo de prova moldado na direção vertical provavelmente não reproduzem corretamente a situação de campo, em que a direção de aplicação do carregamento se dá principalmente perpendicular à suposta direção de orientação das partículas do solo.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\tan \phi'} \quad (7.3)$$

É importante citar Mesri e Castro (1987), que ao analisarem k_0 , com base nas tensões de pré-adensamento verticais e horizontais de argilas moles de quatro localidades, obtiveram valores considerados altos pelos mesmos. Neste trabalho, k_0 foi analisado com base nos resultados de ensaios do tipo IL^{24} , que permitem a ocorrência da compressão secundária, que por sua vez promovem um aumento no valor estimado de k_0 , contudo o procedimento não deve ser considerado inadequado, pois o tempo do recarregamento foi o mesmo para todos os ensaios.

Quanto à estrutura do solo, é comum que, além do modo de deposição, a sobrecarga cause um alinhamento das partículas do mesmo na direção horizontal. No caso dos solos do horizonte superior (mais especificamente o amostrado na AM.703-2,0), as condições iniciais dos corpos de prova moldados nas direções horizontais e verticais eram semelhantes e as curvas de compressão relativas aos mesmos foram aproximadamente superpostas, indicando uma condição de isotropia, no que se refere à compressibilidade. Este comportamento é mais provável de ocorrer em solos recentemente formados (OCR aproximadamente igual a 1), com alto índice de vazios, sob baixas tensões efetivas e depositados em solução salina. Especificamente para o solo da amostra AM.705-2,7, também representativo do horizonte superior, o comportamento não foi observado, contudo este fato pode ser explicado pelo efeito da significativa diferença entre índices de vazios inicial dos solos dos corpos de prova ensaiados. Neste caso, ressalta-se que a variação no índice de vazios reflete a variabilidade dos solos do depósito.

As curvas de compressão dos solos amostrados no horizonte inferior (também da AM.705-2,7) mostraram, a partir de σ'_p , uma compressibilidade visivelmente maior quando os corpos de prova foram moldados na direção horizontal. Neste caso, as estruturas dos solos, quando alinhadas com a direção de compressão dos corpos de prova, parecem oferecer maior resistência ao deslocamento. Para grandes deformações, a influência desta deixa de existir e as curvas se tornam paralelas. No trecho pré-adensado, o efeito não é explícito devido às pequenas deformações. Lembrando que o ambiente salino de formação dos solos do horizonte inferior é o mesmo da formação dos solos do horizonte superior, o resultado apresentado sugere que a sobrecarga realmente provoca o alinhamento das partículas.

Como os solos dos depósitos foram divididos em dois horizontes, vale a pena avaliar o quão compressível, um em relação ao outro, são estes horizontes. Com base nos resultados apresentados nas figuras 7.12 (a) e (b), verifica-se que, para o incremento de carga posterior a σ'_p ($\sigma'_p < \Delta\sigma'_v < 2 \sigma'_p$), o solo do horizonte superior é cerca de 10 vezes mais compressível que o solo do horizonte inferior. Enquanto, para o primeiro, foram obtidos valores da ordem de $19,0 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$, para o segundo, foram obtidos valores da ordem de $2,7 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$. Além disso, deve ser percebido que os solos do horizonte superior apresentam tensões de pré-adensamento muito baixas e, assim sendo, grandes deformações podem ser esperadas mesmo para baixos carregamentos.

Quando são observados separadamente os resultados apresentados nas figuras 7.12 (a) e (b), é possível confirmar a validade da divisão que foi feita para o depósito de solos moles. Verifica-se neste caso que os valores obtidos para m_v , no trecho $\Delta\sigma'_v > \sigma'_p$, são da mesma ordem de grandeza para os solos de todas as amostras, indicando que, para um mesmo horizonte, os solos possuem comportamentos similares em relação à deformabilidade.

O caráter variável que m_v apresenta em relação a σ'_v o torna um parâmetro de menor interesse na estimativa de recalques de camadas de solos moles. Os índices de compressão, C_c , e de recompressão, C_r , por sua vez, são parâmetros que a princípio não variam com o valor da tensão efetiva, motivo pelo qual deveria ser possível definir, para cada tramo da curva de adensamento, um único valor representativo.

Contudo, conforme mostrado indiretamente no capítulo 4 ou mesmo na figura 7.5, esse comportamento não foi verificado para os solos moles do depósito da Barra da Tijuca. O índice de compressão reduz com a redução do índice de vazios. As variações são lineares, com coeficiente angulares ($\Delta C_c / \Delta e$) de aproximadamente 1,09 ($R^2 = 0,97$), para os solos do horizonte superior, e variando entre 0,5 e 1,3 ($R^2 > 0,90$), com média de 0,8, para os solos do horizonte inferior. O mesmo comportamento não linear foi mostrado, por exemplo, pelas turfas de Middleton (Mesri *et al*, 1997) e argilas da Cidade do México (Butterfield, 1979), entre outros tipos de solo.

Na figura 7.15, foram mostradas 2 tabelas contendo os valores dos índices de compressão, C_c , e de recompressão, C_r , obtidos respectivamente nos ensaios de adensamento incrementais e do tipo CRS. Com relação aos ensaios incrementais, os valores de C_c foram determinados para o incremento de carga posterior a σ'_p , isto é, aquele que possui o maior valor. Quanto aos valores de C_r , adotaram-se valores médios representativos de incrementos de carga anteriores a σ'_{v0} . O comportamento mais homogêneo apresentado pelo índice, para esse nível de tensões ($\sigma'_v < \sigma'_{v0}$), justifica a escolha. No caso dos ensaios do tipo CRS, o mesmo critério foi adotado para determinação dos índices, contudo, vale a pena lembrar que o valor de σ'_p é superior quando determinado pelo ensaio do tipo CRS e, conseqüentemente, também é superior o intervalo de tensões para o qual C_c foi determinado.

Avaliação dos Índices de Compressão - Ensaio de Adensamento Incremental							
Amostra	Prof. (m)	e_0	C_c	C_r	$C_c/(1+e_0)$	$C_r/(1+e_0)$	C_c/C_r
703	2,3	6,73	3,89	0,281*	0,5	0,036	13,8
703	4,9	4,22	2,19	0,183	0,42	0,035	12,0
703	7,9	3,55	2,79	0,109	0,61	0,024	25,7
703	9,9	6,15	3,67	0,191	0,51	0,027	19,1
705	3,0	7,10	4,21	0,319*	0,52	0,039	13,2
705	11,0	4,18	2,84	0,155	0,55	0,030	18,3
705	15,0	3,60	2,46	0,109	0,53	0,100	25,5

*Estimado com base na etapa de descarregamento

Avaliação dos Índices de Compressão - Ensaio de Adensamento CRS							
Amostra	Prof. (m)	e_0	C_c	C_r	$C_c/(1+e_0)$	$C_r/(1+e_0)$	C_c/C_r
703	2,3	6,73	3,31	0,132	0,42	0,017	24,6
703	4,9	3,41	1,76	0,09	0,40	0,020	20,0
703	7,9	3,43	2,79	0,114	0,63	0,026	24,2
703	9,9	5,39	2,33	0,208	0,37	0,033	10,9
705	3,0	6,67	2,28	0,099	0,30	0,013	23,1
705	11,0	4,05	2,7	0,198	0,53	0,039	13,6

Figura 7.15 – Valores dos índices de compressão dos ensaios de adensamento.

Relativamente aos valores dos índices, destaca-se o de compressão, $C_c/(1+e_0)$. Valores geralmente superiores a 0,5 (ensaio incremental) mostram o quão deformável são os solos do depósito. Os menores valores determinados a partir do ensaio CRS, quando comparados com os valores determinados a partir do ensaio convencional, podem em parte ser associados ao efeito da não ocorrência, no primeiro caso, da compressão secundária. Mas devem, principalmente, ser associados à variabilidade dos solos, que pode ser apreciável mesmo dentro de

uma mesma amostra, e aos intervalos de carregamento para os quais os mesmos foram determinados.

A relação C_c/C_r é um bom indicador na avaliação da qualidade dos corpos de prova ensaiados e, conseqüentemente, das amostras indeformadas coletadas no campo. Neste caso, os resultados dos ensaios (figura 7.15) indicam que, quando a relação C_c/C_r é maior do que 10, os corpos de prova utilizados nos ensaios possuem boa qualidade. Campos (2006) mostrou resultados semelhantes para as argilas de Santa Cruz (RJ). A quantificação de recalques, realizada a partir de resultados de ensaio de adensamento no laboratório em que $C_c/C_r \leq 10$, será superestimada até determinado (ex.: σ'_i) nível de tensões.

Para fins de comparação, na tabela 7.7, foram mostrados alguns valores dos índices de compressão típicos de algumas argilas moles brasileiras. Os valores apresentados são relativos a ensaios considerados de boa qualidade pelos respectivos autores.

Tabela 7.7 – Índice de compressão de algumas argilas moles brasileiras.

$C_c/(1+e_0)$	Local	Referência
0,50 a 0,61	Barra da Tijuca, RJ	Esta Tese
0,43 a 0,59	Barra da Tijuca, RJ	Sandroni (2006-a)
0,44	Santa Cruz, RJ	Campos (2006)
0,41	Sarapuí, RJ	Almeida e Marques* (2003)
0,29 a 0,68	Santos, SP	Andrade (2009)
0,45	Sesi Ibura - Recife	Coutinho <i>et al</i> (2002)
0,46	Ceasa – P. Alegre	Soares (1997)

*Compilação de dados.

7.4. Compressão Secundária

Uma avaliação das deformações sofridas por um corpo de prova de solos muito moles, como os da Barra da Tijuca, durante o intervalo de tempo entre incrementos sucessivos de carga de um ensaio de adensamento convencional, revela que uma significativa parcela destas deformações ocorre após o aparente fim da compressão primária.

Na representação gráfica de Casagrande, ε_α vs $\log t$, conforme mostrado na figura 7.16, o coeficiente de compressão secundária, ε_α , que permite quantificar a compressão secundária, é determinado após o tempo final do adensamento primário, t_{100} ou t_p . ε_α é definido como na equação 7.4 (similar à equação 2.7), onde ε_v é a deformação vertical e t é o tempo.

$$\varepsilon_\alpha = \frac{C_\alpha}{(1+e_0)} = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} \quad (7.4)$$

A curva ε_v vs $\log t$, da figura 7.16, é relativa ao último carregamento ($\sigma'_v/\sigma'_p \approx 80$) aplicado ao corpo de prova moldado da amostra AM.705-2,7. As deformações foram acompanhadas por um período aproximado de 5 dias. Neste caso, obteve-se um valor da ordem de 0,019 para $C_\alpha/(1+e_0)$. Este valor é representativo para o solo do horizonte superior. Verifica-se, no tramo final da curva, uma leve redução na declividade da mesma, que se traduz em uma leve redução $C_\alpha/(1+e_0)$ com o tempo.

Quanto aos resultados dos ensaios realizados com solos da amostra AM.705-10,7 (mesmo ciclo de carregamento e durante o mesmo período de tempo que os impostos aos corpos de prova da AM.705-2,7), o mesmo comportamento foi verificado, contudo o valor de $C_\alpha/(1+e_0)$ foi da ordem de 0,025. Este resultado é representativo para o solo do horizonte inferior.

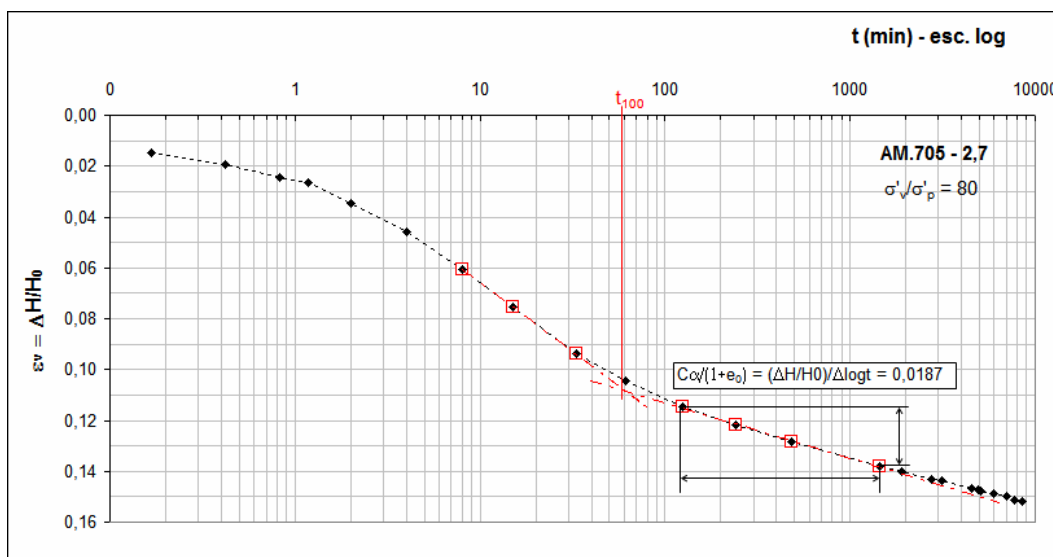


Figura 7.16 – Compressão secundária da AM.705-2,7 – $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 80$.

Os resultados anteriores mostram que a compressão secundária depende do tipo de solo. Contudo não apenas do tipo do solo. Esta compressão também varia com o nível de carregamento a que o solo está submetido. Para exemplificar este fato, mostra-se na figura 7.17, a curva $\varepsilon_v - \log t$, relativa ao primeiro carregamento ($\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1$) aplicado ao corpo de prova moldado da amostra AM.705-2,7. A duração do carregamento foi de 24 h. Um valor da ordem de 0,008 foi determinado para $C\alpha/(1+e_0)$.

É notório, neste caso, o aumento de ε_α com o tempo (aumento da declividade no tramo final da curva). O valor de $C\alpha/(1+e_0)$ foi determinado, conforme recomendado por Mesri e Choi (1984), para um intervalo de tensões posterior a σ'_p e anterior à mudança da declividade da curva, com o risco, caso o trecho de maior declividade seja levado em consideração, de se majorar o valor do parâmetro.

As formas das curvas apresentadas nas figuras 7.16 e 7.17, no que diz respeito à evolução de ε_α com o tempo, são típicas para incrementos de tensões no tramo virgem ($\sigma'_v > 2 \sigma'_p$) e próximos à tensão de pré-adensamento ($0,5 \sigma'_p < \sigma'_v < 2 \sigma'_p$), respectivamente. Os resultados são similares aos obtidos por Mesri *et al* (1997).

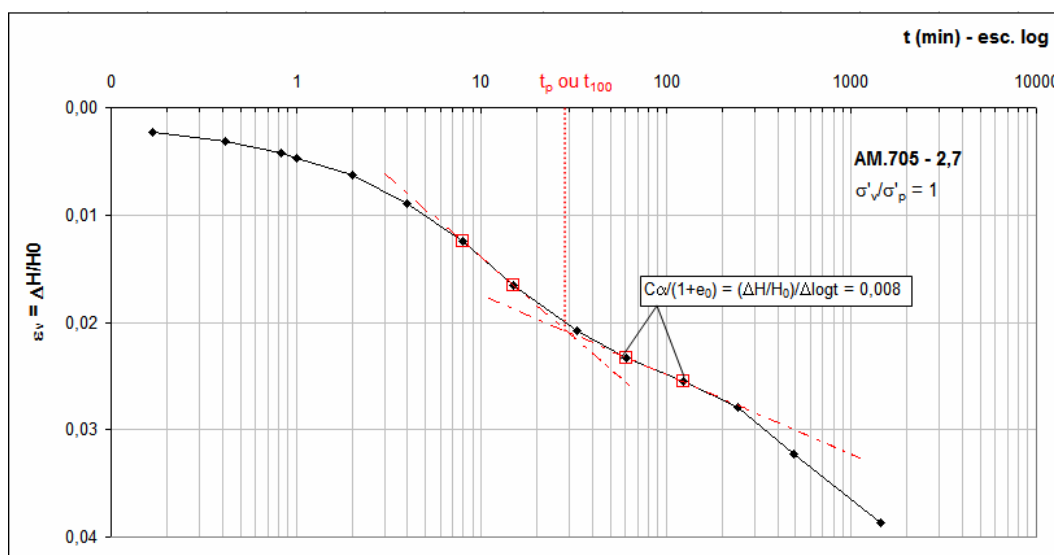


Figura 7.17 - Compressão secundária da AM.705-2,7 – $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1$.

Na medida em que t_p ocorreu sempre para tempos inferiores a 2 horas (nas figuras 7.15 e 7.16, t_p é menor que 70 e 30 min, respectivamente), foi possível

determinar ε_α para todos os carregamentos dos ensaios incrementais realizados e, consequentemente, avaliar a evolução do mesmo com σ'_v . Contudo, no que se refere à variação com o tempo, a análise do parâmetro fica restrita ao período de 24 h.

Resultados similares ao mostrado na figura 7.17, isto é, que apresentam aumento de ε_α com o tempo, devem ser tratados com cuidado. Martins e Lacerda (1989), por exemplo, ponderaram que ε_α (ou C_α) deve diminuir com o tempo, ou, caso contrário, a condição impossível de índice de vazios negativo seria possível de ocorrer para um determinado tempo. Os resultados apresentados não permitem qualquer tipo de avaliação conclusiva a respeito da relação de ε_α com o tempo.

Atualmente o método mais difundido para estimativa de recalques por adensamento secundário faz uso do postulado de Mesri e Godlewisk (1977), que diz que a relação C_α / C_c permanece constante tanto na compressão virgem como na recompressão (o parâmetro C_c é aplicado indistintamente em toda a curva de compressão IL^{EOP}). Uma avaliação da aplicabilidade da relação C_α / C_c para os solos do depósito da Barra da Tijuca em estudo será realizada a seguir.

O comportamento entre C_α e o tempo, descrito anteriormente, está em consonância com a existência da relação entre C_α e C_c . Ambos os parâmetros aumentam com o tempo próximo à tensão de pré-adensamento, por exemplo. Contudo, se realmente existe uma relação constante entre C_α e C_c , a evolução de C_α , em relação a σ'_v , deve corresponder à evolução de C_c , também em relação a σ'_v , conforme avaliada no item anterior (7.3).

Nas figuras 7.18 (a), (b) e (c), foram então mostradas as evoluções de $C_\alpha/(1+e_0)$ e $C_c/(1+e_0)$ com σ'_v . Respectivamente, os resultados são referentes às amostras AM.703-2,0, AM.705-2,7 e AM.705-10,7. $C_\alpha/(1+e_0)$ foi determinado nos ensaios de carregamento incrementais (IL^{24}), no trecho linear posterior ao tempo de fim de primário. Quanto ao $C_c/(1+e_0)$, ele foi, onde possível, obtido a partir dos resultados dos ensaios do tipo CRS, mesmo reconhecendo que altas velocidades foram adotadas na realização dos ensaios, que elevados excessos de poro-pressões (ex.: $u_b/\sigma'_v > 10\%$) foram gerados durante a realização dos mesmos, e que, consequentemente, estes resultados não são representativos da condição de

fim da compressão primária. A justificativa para se adotar estes resultados será apresentada posteriormente. As determinações de $C_c/(1+e_0)$ e $C_\alpha/(1+e_0)$ foram feitas para níveis de tensões correspondentes.

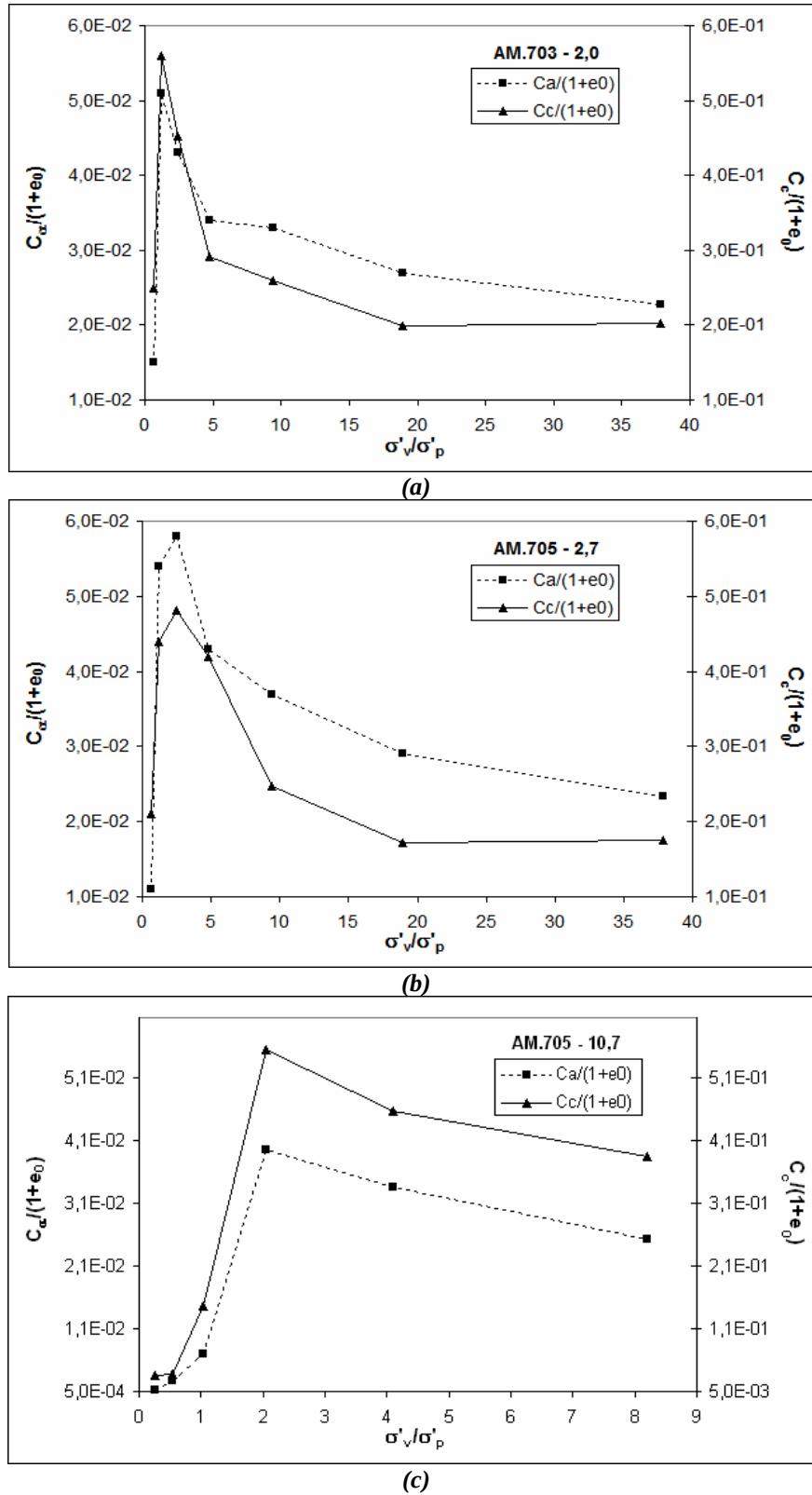


Figura 7.18 - Evolução de $C_\alpha/(1+e_0)$ e $C_c/(1+e_0)$ com nível de tensão efetiva vertical.

A evolução de $C_d/(1+e_0)$ com σ'_v , para os solos da amostra AM.705-10,7 [fig. 7.18 (c)], foi obtida também a partir dos ensaios incrementais, pois como pode-se verificar nas curvas $e-\log \sigma'_v$ (capítulo 4), referentes ao ensaios do tipo CRS, as deformações não foram registradas ao longo de todo o tramo pré-adensado. Como efeito da opção, ocorre um pequeno deslocamento da curva para cima, mas que não tem influência sobre as conclusões obtidas do resultado.

Verifica-se então que $C_d/(1+e_0)$ apresenta comportamento similar ao de $C_c/(1+e_0)$. Ambos os índices aumentam até atingir um pico depois de ultrapassada a tensão de pré-adensamento e, com incrementos adicionais de carregamento, observa-se uma redução dos valores dos mesmos.

Muito embora a relação C_d/C_c se mantenha aproximadamente constante para tensões superiores a σ'_p , o mesmo não ocorre ao longo de todo o carregamento, isto é, também nos trechos de recompressão. É notória a inversão de posição das curvas na proximidade da tensão de pré-adensamento ($\sigma'_v/\sigma'_p = 1,5$), fato que poderia indicar uma descontinuidade na relação C_d/C_c .

Contudo, duas considerações com relação à forma de obtenção de C_d/C_c , indicam que os problemas observados são decorrentes da forma de obtenção da relação e provavelmente não relacionados à descontinuidade da mesma.

A primeira delas se refere a um aspecto intrínseco aos ensaios. Conforme mostrado na figura 7.11, as curvas dos ensaios do tipo CRS, realizados com velocidade de deformação superior àquelas dos ensaios IL^{24} , movem-se para direita, refletindo diretamente na tensão de pré-adensamento, que são mais elevadas quando determinadas nos ensaios realizados com velocidades também mais elevadas. Quando a relação C_d/C_c é então avaliada no intervalo entre as tensões de pré-adensamento determinadas pelos dois tipos de ensaios, espera-se a ocorrência de problemas, pois σ'_p é a tensão para a qual ocorre uma mudança brusca na deformabilidade. Assim sendo, para este intervalo de tensões, enquanto C_c é determinado no trecho pré-adensado (CRS) de pequenas deformações, C_d é determinado no trecho normalmente adensado (IL^{24}), de grandes deformações.

A outra é referente a incertezas nas medidas de C_c para o primeiro nível de carregamento ($\Delta\sigma'_v \approx 7,2$ kPa), para o qual foi relatada a possibilidade da ocorrência de algum ajuste do equipamento que não foi conseguido com a baixa carga de assentamento aplicada. Neste caso, que é mais relevante para os solos das amostras AM.705-2,7 e AM.703-2,0, o valor determinado para C_c é superior ao real. Vale a pena lembrar que os solos se mostraram com baixas tensões de pré-adensamento e que, por isso, no máximo três incrementos de carga foram realizados até σ'_p .

Por outro lado, pode ser verificado que o resultado apresentado na figura 7.18 (c) mostrou o mesmo comportamento observado nas figuras 7.18 (a) e (b), independentemente de C_c , para o primeiro caso, ter sido avaliado a partir dos ensaios do tipo (IL^{24}). Este resultado, por não apresentar os problemas descritos anteriormente, corrobora a suposição de que C_{α}/C_c não se mantém constante na recompressão. Contudo, é reconhecido que C_c varia rapidamente com o tempo quando avaliado para tensões próximas à de pré-adensamento e, neste caso, em que o parâmetro foi avaliado em um ensaio com recarregamento diário, esta suposição inicial é mais uma vez contraposta.

Apesar dos problemas identificados em se fazer a análise de C_{α}/C_c a partir de dois ensaios distintos, existe uma razão para se proceder a análise desta forma, ao invés de se realizar a mesma com base nos resultados dos ensaios do tipo IL^{24} , por exemplo.

Quando as curvas de compressão são obtidas a partir de ensaios realizados com velocidades distintas, outros efeitos, além do observado na tensão de pré-adensamento, também são observados. Foi mostrado que, no tramo normalmente adensado das curvas de compressão, ocorre uma redução no valor de C_c . Assim sendo, e desde que as curvas dos ensaios dos tipos CRS e IL^{24} sejam aproximadamente paralelas, o valor a ser determinado, para uma mesma tensão, a partir dos ensaios do tipo CRS (deslocada para direita) será superior ao valor que seria determinado a partir dos ensaios do tipo IL^{24} . Neste caso, optou-se por avaliar C_c na curva do ensaio do tipo CRS, pois assim sendo valores obtidos para C_{α}/C_c representarão um limite inferior para a relação. O interesse ficará claro quando se observar os altos valores obtidos para a relação.

Nas figuras 7.19 (a), (b), (c) e (d), mostrou-se então a relação entre $C_d/(1+e_0)$ e $C_c/(1+e_0)$ obtida para os solos das amostras AM.705-2,7, AM.703-2,0, AM.705-10,7 e AM.703-7,4, respectivamente. O procedimento proposto por Mesri e Godlewski (1977) foi adotado, sendo C_c determinado nos ensaios CRS e C_α nos ensaios de adensamento incrementais, conforme descrito. Segundo Mesri (2004), três ou quatro pontos são suficientes para determinar a relação C_d/C_c . Estes pontos foram definidos apenas para tensões superiores a tensão de pré-adensamento, podendo-se notar então mais pontos plotados nas figuras 7.19 (a) e (b), relativas aos ensaios realizados com solos que apresentam menor σ'_p (AM.705-2,7 e AM.703-2,0).

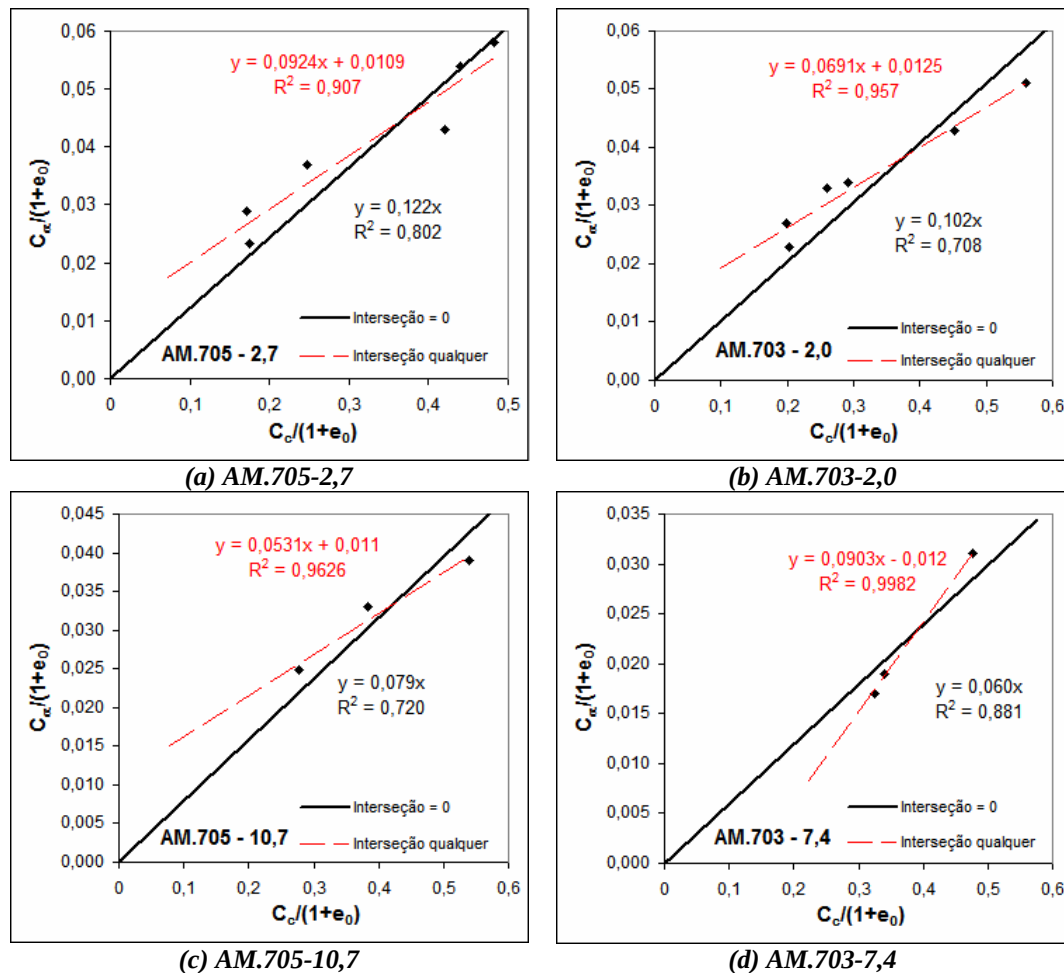


Figura 7.19 – Determinação da relação C_d/C_c .

Os valores obtidos para a relação C_d/C_c foram organizados na tabela 7.8 ($I = 0$). Estes valores são correspondentes aos coeficientes angulares das linhas

(contínuas e pretas) de regressão para as quais se definiu, conforme sugerido por Mesri e Castro (1987), a origem do gráfico como intercepto.

Uma regressão linear passando pela origem parece inapropriado para os dados obtidos nesta pesquisa, apesar dos inúmeros exemplos apresentados por, por exemplo, Mesri (2004). Na figura 7.19, foram traçadas também as linhas (pontilhadas e vermelhas) de regressão sem definição da interseção. Pode ser verificado que as fracas correlações ($0,7 < R^2 < 0,88$), observadas quando se define o intercepto na origem, melhoraram ($R^2 > 0,9$) quando o intercepto não é definido. Em parte, as fracas correlações podem ser explicadas pela variabilidade dos solos do depósito. Conforme argumentado, C_α e C_c foram determinados a partir dos resultados de dois ensaios, isto é, dois corpos de prova diferentes.

Tabela 7.8 – Valores de C_α/C_c para os solos dos depósito da Barra da Tijuca.

Amostra	$C_\alpha/C_c (I = 0)$	R^2	$C_\alpha/C_c (Iq)$	R^2
AM.705-2,7	0,12	0,80	0,09	0,91
AM.703-2,0	0,10	0,71	0,07	0,96
AM.705-10,7	0,07	0,72	0,05	0,96
AM.703-7,4	0,06	0,88	0,09	1,00

$I = 0$ - Intercepto pela origem

Iq - intercepto qualquer

Nas figuras 7.19 (a), (b) e (c), o intercepto passou para o lado positivo e ocasionou uma redução no valor de C_α/C_c e, na figura 7.19 (d), ocorreu o oposto. Os valores obtidos para a relação C_α/C_c , sem definição do intercepto (Iq), também foram organizados na tabela 7.8.

Anagnostopoulos e Grammatikopoulos (2009) observaram o mesmo comportamento para argilas gregas de baixa a média plasticidade. Contudo, os autores associaram o intercepto do lado positivo de C_α como uma característica de solos de baixa compressibilidade, diferentemente do que se observa neste trabalho, no qual todos os solos são de alta compressibilidade independente da posição do intercepto.

Mesri (2004) apresentou valores típicos de C_α/C_c , que segundo ele abrange todos os tipos de solo. Os dados apresentados pelo mesmo mostraram-se dentro de

uma faixa de valores cujos limites são 0,01 (solos granulares) e 0,07 (turfas). Ao se comparar os valores obtidos para os solos do depósito da Barra da Tijuca em estudo (tabela 7.8) com os valores destes limites, os primeiros se mostraram bastante superiores, mesmo não se definindo a origem como intercepto das linhas de tendência. É importante mencionar que, salvo a questão da variabilidade do solo, os procedimentos adotados anteriormente conduzem aos menores valores que poderiam ser obtidos para C_d/C_c .

Os resultados dos ensaios realizados com solos amolgados podem ser empregados também para avaliação do efeito do amolgamento na compressão secundária. Mostrou-se no item anterior (figura 7.14) que as curvas ε_v vs $\log \sigma'_v$ possuem declividade aproximadamente constantes. Quanto ao comportamento de ε_α com o tempo dos solos amolgados, da mesma forma que na figura 7.16 (níveis elevados de carregamento), observou-se, independente do nível de tensão, uma leve redução do parâmetro com o tempo. Apoiando-se nestes dois fatos, realizaram-se, com a possibilidade de erros minimizada, as estimativas de C_d/C_c com base apenas nas curvas dos ensaios incrementais. Vale a pena lembrar que não foram realizados ensaios do tipo CRS com solos amolgados.

Na tabela 7.9, mostrou-se os valores determinados para C_d/C_c dos solos amolgados. Em todos os casos o valor de C_d/C_c se manteve aproximadamente constante e, assim sendo, apresentou-se na tabela o valor médio da relação. A dispersão dos dados foi avaliada a partir dos valores do desvio padrão, que também estão apresentados na tabela e se mostraram relativamente baixos.

Tabela 7.9 – Relação C_d/C_c dos solos amolgados.

Amostra	C_d/C_c	Desvio Padrão
AM.705-2,7	0,096	0,010
AM.703-2,0	0,084	0,007
AM.705-10,7	0,067	0,008
AM.703-7,4	0,045	0,011

Os valores obtidos mostraram-se, de uma forma geral, tão elevados quanto os valores relativos aos solos na condição indeformada. Na condição amolgada

(tabela 7.9), os valores se mantiveram dentro do intervalo de valores mostrados na tabela 7.8. O baixo valor determinado para o solo da AM.703-7,4 pode ser justificado pela condição inicial do corpo de prova amolgado ser bastante diferente dos corpos de prova indeformados. Neste caso, o teor de umidade parece estar influenciando significativamente a compressão secundária.

É importante notar que, para os valores C_α/C_c dos solos indeformados e amolgados serem constantes e terem a mesma ordem de grandeza, o comportamento de C_α em relação a σ'_v deve ser semelhante ao observado para C_c , isto é, em relação aos ensaios com corpos de prova indeformado, uma elevação e uma redução de C_α deve ocorrer quando este é determinado anterior e posteriormente a σ'_p , respectivamente.

Diante do que foi apresentado, é prematuro concluir que os solos em estudo se comportam de acordo com o conceito desenvolvido por Mesri e Godlewski (1977), contudo o potencial do mesmo é reconhecido. Admitindo verdadeira a relação $C_\alpha/C_c = \text{constante}$, pode-se estimar a deformação final por compressão secundária com base na expressão da equação 7.5. O coeficiente C^ε assume valores conforme expressos na tabela 7.10.

$$(\varepsilon_v)_{t > t_p} = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \frac{C_\alpha}{C_c} \cdot \log \frac{t}{t_p} = C^\varepsilon \cdot \log \frac{t}{t_p} \quad (7.5)$$

Tabela 7.10 – Coeficientes de determinação da deformação secundária.

Horizontes	Níveis de Tensões	C^ε
Superior	$\sigma'_v < \sigma'_p$	0,005
	$\sigma'_p < \sigma'_v < 5 \sigma'_p$	0,05
	$\sigma'_v > 5 \sigma'_p$	0,025
Inferior	$\sigma'_v < \sigma'_p$	0,005
	$\sigma'_p < \sigma'_v < 4 \sigma'_p$	0,05
	$\sigma'_v > 4 \sigma'_p$	0,04

Levando-se em consideração uma vida útil de obra de 50 anos e que os recalques da construção são acelerados por meio da instalação de drenos verticais

(características da obra analisada), um valor prático para a relação t/t_p é 50. Assim sendo, as compressões secundárias finais correspondem a até 8,5 % da espessura da camada de solos moles. Resultado semelhante foi obtido por Sandroni *et al* (2006-a).

7.5. Permeabilidade

Ensaio de permeabilidade no laboratório não foram realizados no escopo desta tese e, assim sendo, foram feitas apenas determinações indiretas do coeficiente de permeabilidade, isto é, determinações a partir de ensaios de adensamento.

O coeficiente de permeabilidade do solo é determinado a partir da expressão $k = m_v c_v \gamma_w$ (rearranjo da eq. 2.10), sendo o coeficiente de deformação volumétrica (m_v) medido diretamente, o peso específico da água (γ_w) conhecido e o coeficiente de adensamento (c_v) interpretado na curva recalque vs tempo, durante cada intervalo entre recarregamentos. O método de Taylor (1948) foi adotado em todas as determinações de c_v .

Nas figuras 7.20 (a) e (b), é mostrada a evolução do coeficiente de permeabilidade vertical, k_v , com a tensão vertical efetiva, σ'_v , aplicada em cada etapa de carregamento do ensaio de adensamento. Os resultados são respectivamente referentes aos solos do horizonte superior (AM.705-2,7 e AM.703-2,0) e inferior (AM.705-10,7, AM.705-14,7, AM.703-7,4 e AM.703-9,4) do depósito.

Em todos os casos das figuras 7.20 (a) e (b), observa-se uma redução contínua de k_v com o aumento do incremento de σ'_v . Este comportamento é o habitual, uma vez que k_v é dependente do índice de vazios do solo e este reduz com o aumento de σ'_v .

Apesar de os solos do horizonte superior apresentarem índices de vazios iniciais mais elevados que os dos solos do horizonte inferior (figura 7.15), o valor inicial do coeficiente de permeabilidade, k_{v0} , não reflete essa condição. Pode ser verificado, nas primeiras colunas das figuras 7.20 (a) e (b), que os solos de ambos horizontes apresentam k_{v0} similares ou que k_{v0} é levemente superior para os solos

do horizonte inferior. Este comportamento confirma que o índice de vazios não é a única característica que influencia o valor de k .

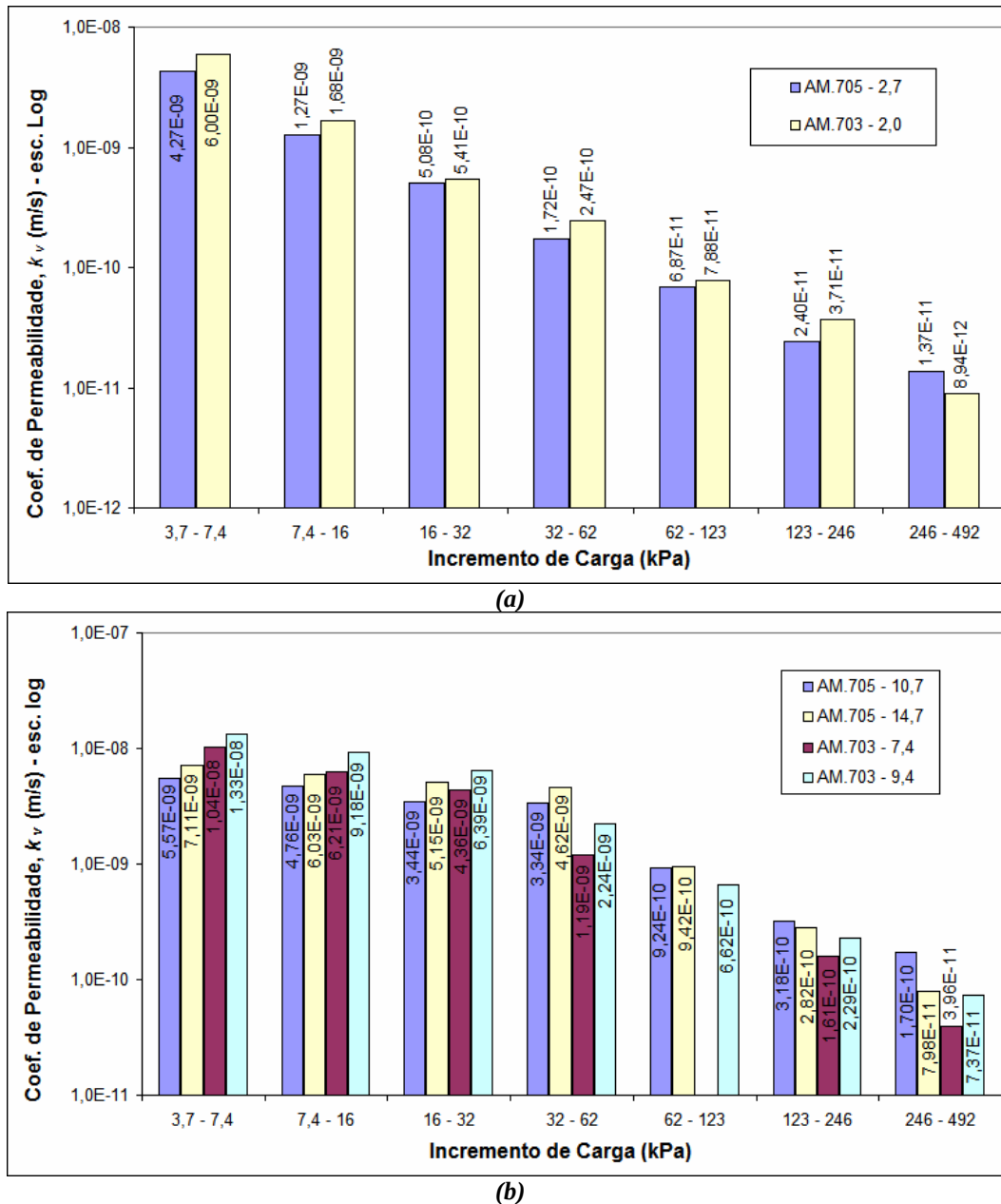


Figura 7.20 – Variação do coeficiente de permeabilidade (k_v) com σ'_v .

Segundo Tavenas *et al* (1993-b), para um mesmo índice de vazios, quanto menor a soma, índice de plasticidade (IP) + percentual de argila na composição do solo (FA), maior seria a permeabilidade do mesmo. Contudo, a partir dos dados da tabela 7.2, é possível verificar que esta relação não se aplica aos solos em estudo. Vale a pena ressaltar a influência destas características se torna menos significativas para solos, como os da Barra da Tijuca, com altos valores de (IP

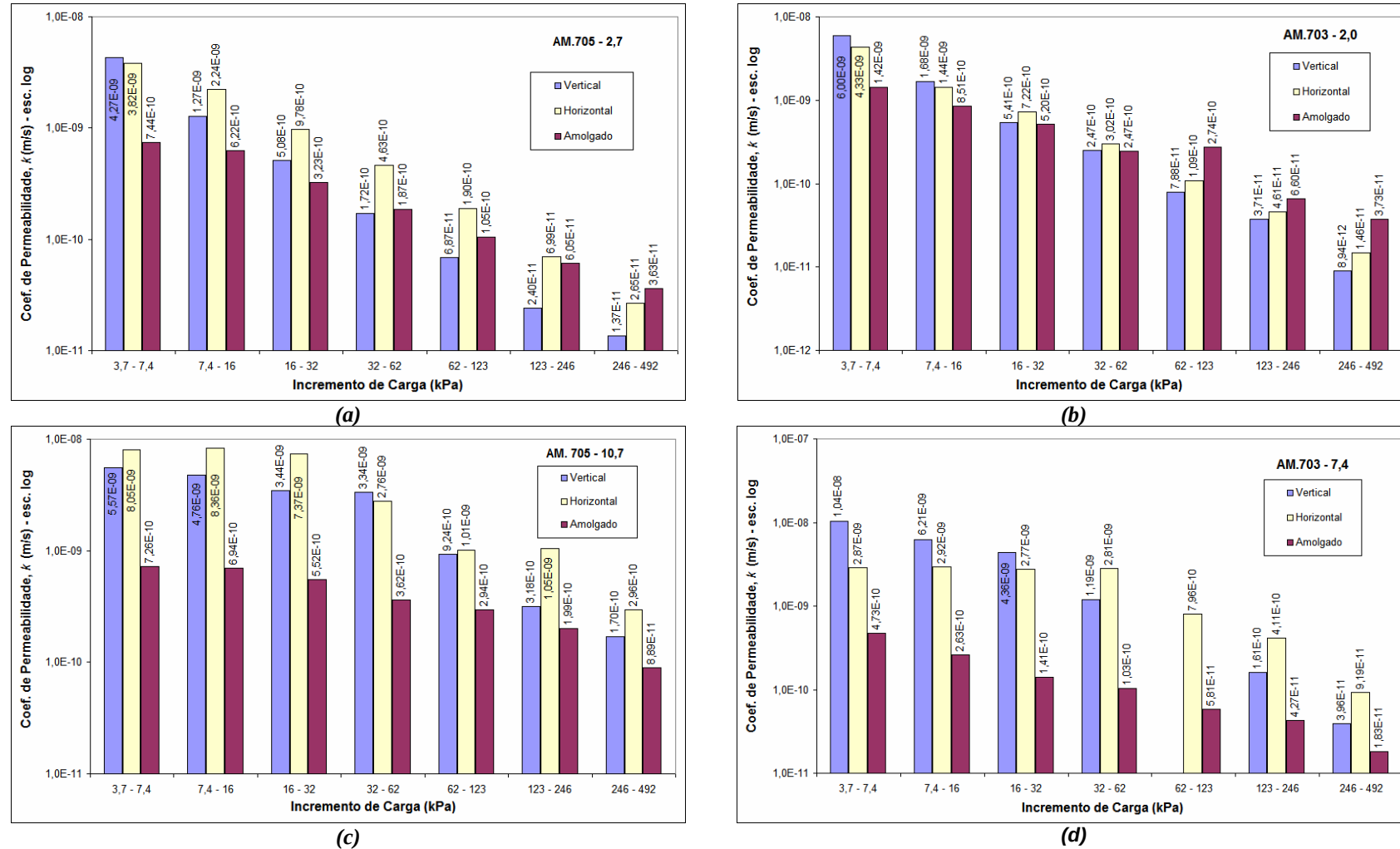
+FA), associados a altos índices de vazios, e que os solos do depósito possuem características [$1,0 < IP + FA < 1,4$ e índice de vazios $> 3,5$] que os deixam de fora do universo de solos ensaiados por Tavenas *et al* (1993-b).

Algumas explicações para uma menor permeabilidade relacionada a solos com maiores índices de vazios seriam: (1) o maior teor de umidade mostrado pelos mesmos e o efeito deste na estrutura dos solos, que se torna mais impermeável (Cedergren, 1967), (2) o teor de matéria orgânica, que pode ter efeitos diversos em função do grau de decomposição, e (3) a composição mineralógica do solo, que, em função da maior ou menor capacidade de reter água, tem efeito semelhante ao relatado em (1). Contudo, as caracterizações dos solos não foram suficientes para se tentar chegar em qualquer tipo de relação entre as características físicas e de reconhecimento dos solos e as características de permeabilidade do mesmo.

Nas figuras 7.21 (a), (b), (c) e (d), mostram-se as evoluções dos coeficientes de permeabilidade, k , com σ'_v , referentes aos ensaios com corpos de prova indeformados, moldados nas direções vertical e horizontal, e amolgados. Os resultados se referem aos solos das amostras AM.705-2,7, AM.703-2,0, AM.705-10,7 e AM.703-7,4, respectivamente. Deve ser entendido que, com o corpo de prova nas direções horizontal e vertical, determinam-se os coeficientes de permeabilidade vertical (k_v) e horizontal (k_h), respectivamente.

Da mesma forma que na figura 7.20, observou-se a tendência de redução contínua de k com o incremento de σ'_v , que corresponde à redução do índice de vazios com o aumento da carga. A mesma razão explica a menor redução absoluta de k nos tramos pré-adensados dos solos [mais evidente nas figuras 7.21 (c) e (d)], para os quais a redução do índice de vazios é menos significativa (lembrar que $C_c/C_r > 10$).

Contudo, algumas colunas na figura 7.21 mostraram valores fora tendência. Casos, nos quais se observa um aumento pontual de k , podem ser explicados pela subjetividade do método de determinação do coeficiente de adensamento, a partir do qual se determina k .

Figura 7.21 – Evolução dos coeficientes de permeabilidade verticais, horizontais e amolgados com σ_v .

No caso dos solos pré-adensados, é possível determinar, ao menos qualitativamente, a tensão de pré-adensamento com base na variação do coeficiente de permeabilidade. Este, conforme mencionado, reduz significativamente mais quando σ'_v se torna maior que σ'_p e, se for possível identificar a tensão para a qual ocorre esta mudança de comportamento, ela será igual a tensão de pré-adensamento. Este procedimento é semelhante ao da determinação de σ'_p com base no comportamento de m_v (item 7.3), assim como é semelhante o caráter simplista e pouco apurado do mesmo.

Quando são comparados os valores dos coeficientes de permeabilidade dos corpos de prova indeformados (k_v e k_h) e amolgados (k_a), em uma mesma amostra e para um mesmo incremento de tensões, o efeito do amolgamento é notório para baixas tensões (ex.: $\sigma'_v < \sigma'_p$). Reduções de até vinte vezes nos valores de k_v e k_h ocorreram devido ao amolgamento. Este comportamento é mais pronunciado para as amostras mais profundas (estruturadas). É importante ressaltar que, com exceção dos ensaios realizados com o solo da amostra AM.703-7,4, os índices de vazios iniciais dos solos dos corpos de prova amolgados eram semelhantes àqueles dos corpos de prova indeformados.

A anisotropia de permeabilidade, que é expressa pelo fator $r_k = k_h/k_v$, é comum em depósito de solos finos sedimentares. Com base nos resultados dos ensaios de adensamento, realizados com corpos de prova de uma mesma amostra, moldados nas direções vertical e horizontal, é possível avaliar ao menos a parcela da anisotropia resultante da orientação preferencial de partículas, contudo dois aspectos devem ser levados em consideração na análise dos resultados.

O primeiro destes aspectos se refere às diferenças existentes entre os modos de compressão horizontal do solo no campo e de compressão dos corpos de prova moldados na direção vertical. No campo, desde que os carregamentos ocorram principalmente na direção vertical, uma mudança no alinhamento dos grãos decorrentes destes carregamentos é improvável. No laboratório, os corpos de prova são sujeitos a carregamentos principalmente perpendiculares ao provável alinhamento dos grãos e, assim sendo, a compressão pode alterar a estrutura do solo, que deixa de ser representativa da condição de campo, gerando assim incertezas na determinação de r_k . O efeito do realinhamento dos grãos é mais

significativo para níveis de tensões mais elevados. Com base no conhecimento da condição inicial dos solos do horizonte superior (isotropia), este aspecto é menos relevante para os mesmos.

O outro aspecto é a condição inicial dos solos. Dois corpos de prova, moldados de uma mesma amostra, apresentaram índices de vazios diferentes e, assim sendo, a avaliação de r_k , considerando apenas o mesmo nível de tensão, é inadequada. Neste caso, é necessário que se faça uma avaliação da variação de k , com o índice de vazios nas duas direções, e, então, para o mesmo índice de vazios, se determine r_k . Este procedimento assume especial importância para solos como os da Barra da Tijuca, que são muito compressíveis [$C_c/(1+e_0) \approx 0,5$], possuem grandes variabilidade e teores de areia e matéria orgânica na composição.

As relações entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios dos solos finos em estudo podem ser bem representadas por uma expressão do tipo a apresentada na equação 7.6. Na figura 7.22, apresentou-se a sequência de pontos do ensaio realizado com corpo de prova horizontal, moldado da amostra AM.705-10,7, em um gráfico log-log, que relaciona o volume específico [$v = (1+e)$] e o coeficiente de permeabilidade (k) do solo. A sequência de pontos se ajusta razoavelmente bem a uma reta, cuja expressão também foi mostrada na figura. A baixa dispersão dos dados, caracterizada pelo fator de correlação, $R^2 = 0,98$, demonstra a potencialidade da equação 7.6 em relacionar k com v .

$$k = \left[\frac{1}{a} \cdot (1+e) \right]^{1/b} \quad (7.6)$$

Onde: a é o intercepto da linha de tendência dos pontos com o eixo $k=1$;

b é o coeficiente angular da reta.

Muito embora pareça captar bem a variação do coeficiente de permeabilidade com o volume específico do solo, a relação expressa na equação 7.6, não desperta interesse prático. Neste contexto, a relação linear empírica entre o logaritmo de k e o índice de vazios, e , sugerida por Taylor (1948) e expressa na seguinte equação (equação 2.11), se mostra mais atrativa.

$$\log k = \log k_0 - \frac{(e_0 - e)}{C_k}$$

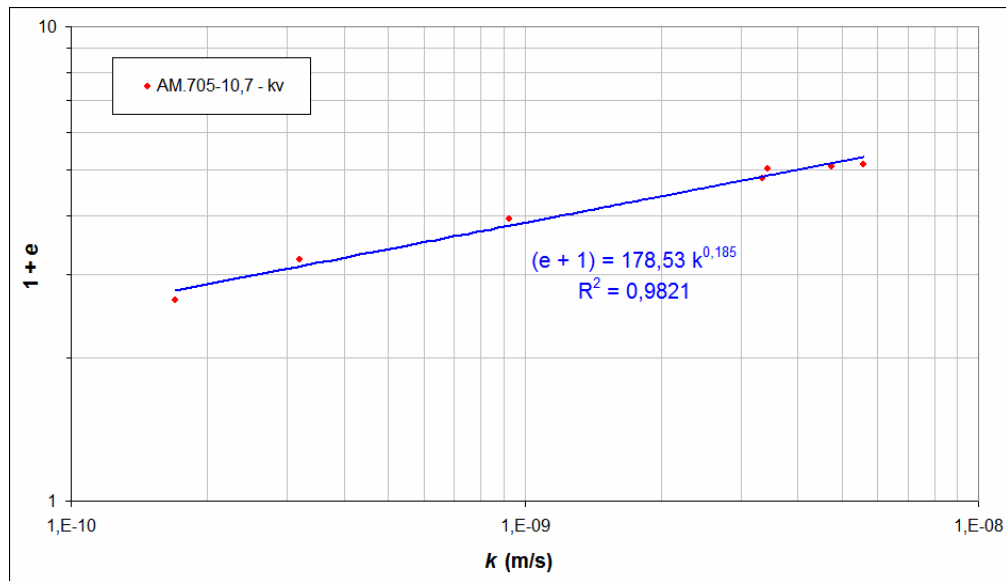


Figura 7.22 – Coeficiente de permeabilidade versus volume específico ($v = 1 + e$).

Na figura 7.23, apresenta-se um gráfico que relaciona a permeabilidade dos solos (escala logarítmica) com o índice de vazios, que foram determinados no tempo final de cada incremento de carga dos ensaios de adensamento. São apresentados os dados referentes aos ensaios realizados com corpos de prova moldados das amostras AM.703-2,0, AM.703-7,4, AM.705-2,7 e AM.705-10,7, nas direções horizontal e vertical. Foram também apresentadas quatro linhas de tendências, que se referem às características de permeabilidade, em ambas as direções (k_h e k_v), dos solos dos horizontes superior e inferior do depósito.

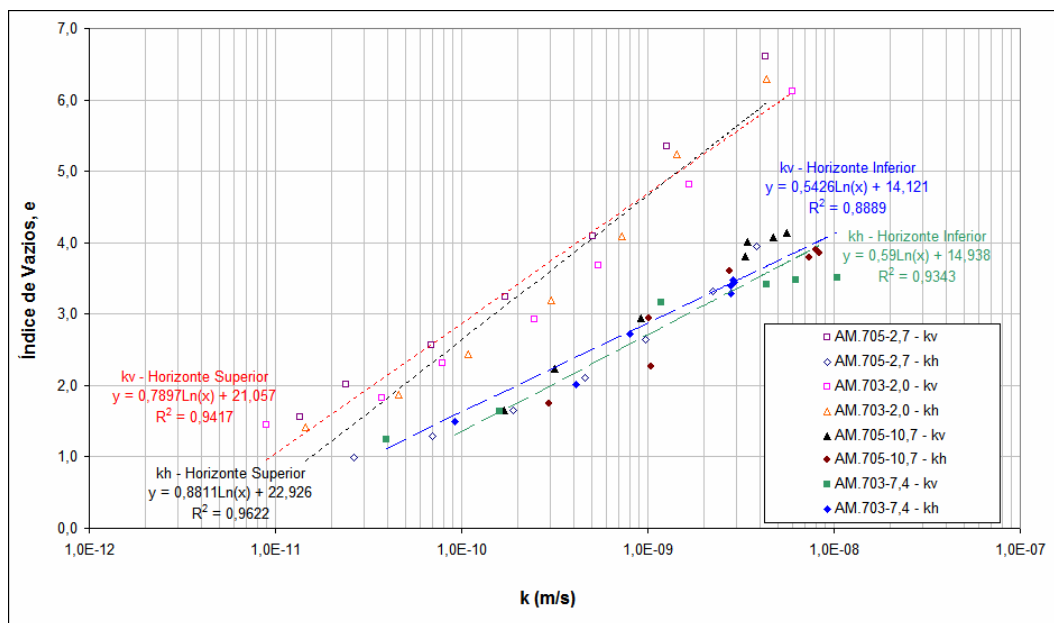


Figura 7.23 – Variação da permeabilidade com o índice de vazios.

Da figura 7.23, é possível concluir que a relação linear $e\text{-log}k$ (equação 2.11) é razoavelmente satisfatória para caracterizar a variação de permeabilidade dos solos (principalmente do horizonte superior) durante a compressão. Na figura, estão apresentadas as quatro relações, que se referem às linhas de tendência. Pode ser verificado que foram considerados os valores de k para todos os incrementos de carga (representativos dos tramos pré e normalmente adensados).

O comportamento dos solos do horizonte inferior mostra que, na realidade, a equação apresentada no gráfico expressa melhor a variação do coeficiente de permeabilidade para carregamentos virgens. Para os trechos de recarregamento, C_k se mostra inferior. Inclusive, devido ao maior número de pontos no tramo pré-adensado, as linhas de tendência dos dados relativos aos solos do horizonte inferior mostram índices de correlação ($R^2 = 0,89$ e $0,93$) mais baixos que os ($R^2 = 0,94$ e $0,96$) das linhas de tendência dos dados relativos aos solos do horizonte superior.

No que se refere à boa aplicação da equação para carregamentos virgens, vale a pena lembrar que, conforme observado por Mesri e Tavenas (1983), a relação não se aplica indefinidamente. Com o aumento da compressão, uma gradual redução de C_k ocorre também.

Os valores obtidos para C_k , considerando os pontos no tramo pré-adensado, são inferiores aos valores que seriam obtidos caso a consideração não fosse feita. Esta consideração pode ser encarada como uma forma de compensação, isto é, de se levar em conta as maiores variações de k , para um mesmo Δe , no tramo pré-adensado. Vale a pena ressaltar que, para uma dada redução no índice de vazios, altos valores de C_k se traduzem em pequenas variações do coeficiente de permeabilidade e *vice-versa*.

Pode ser verificado (figura 7.11) que as deformações volumétricas, $\varepsilon_v = \Delta e/(1+e_0)$, até a tensão de pré-adensamento dos solos do depósito, foram inferiores a 5%. Assim sendo, as maiores variações relativas de k (menores valores de C_k), para esse nível de tensões ($\sigma'_v < \sigma'_p$), podem ser insignificantes, quando comparadas com as variações que ocorrem no tramo virgem de carregamento, que apresentaram, apesar das menores variações relativas de k ,

altas deformações. Este fato reforça a importância de se avaliar, em casos práticos, a proporção entre os incrementos de tensões no subsolo, devido ao carregamento, e as tensões de pré-adensamento dos solos (fundação).

A aproximação do comportamento do solo, no que se refere a permeabilidade vertical, por uma relação linear entre Δe e $\Delta \log k_v$ indica que a permeabilidade dos solos pode ser descrita, por exemplo, pelo coeficiente de permeabilidade inicial, k_{v0} , associado a um índice de vazios inicial, e_0 , e pelo índice de variação $C_{kv} = \Delta e / \Delta \log k_v$. O mesmo se aplica para permeabilidade na direção transversal. Os valores representativos destas grandezas para os solos dos horizontes superior e inferior estão apresentados na tabela 7.11.

Tabela 7.11 – Valores representativos da permeabilidade dos solos.

	Horizonte Superior	Horizonte Inferior
C_{kv}	2,0	1,3
k_{v0}	$4,3 \times 10^{-9}$ a $6,0 \times 10^{-9}$ m/s	$5,6 \times 10^{-9}$ a $1,3 \times 10^{-8}$ m/s
C_{kh}	1,8	1,4
k_{h0}	$3,8 \times 10^{-9}$ a $4,3 \times 10^{-9}$ m/s	$2,9 \times 10^{-9}$ a $8,0 \times 10^{-9}$ m/s

As curvas apresentadas na figura 7.23 indicam que valores mais elevados de C_k são observados em solos com índice de vazios inicial também mais elevados. Tavenas *et al* (1983-b), ao investigar uma grande variabilidade de tipos de solos, observaram esse mesmo comportamento e propuseram a correlação $C_k = 0,5 e_0$ para a aplicação em problemas práticos.

Para os solos muito moles em estudo, essa correlação não se mostra adequada. Na equação 7.7, mostra-se o intervalo de valores mais adequado para fator de correlação empírico. Os valores mais baixos e mais elevados se referem a solos com as características dos solos dos horizontes superior e inferior, respectivamente.

$$C_k = (0,25 - 0,40) \cdot e_0 \quad (7.7)$$

No que se refere a valores do fator C_k , aqueles apresentados na tabela 7.11 (Barra de Tijuca) se mostraram superiores aos de outros solos moles de depósitos

localizados na redondeza do Rio de Janeiro. Lacerda *et al* (1977), para um depósito localizado em Sarapuú ($e_0 \approx 3,5$), obteve $C_{kv} \approx 1,0$ e Campos (2006), para um depósito localizado na região de Santa Cruz ($e_0 \approx 3,2$), obteve $C_{kv} \approx 1,3$. Para estes dois casos, o emprego da equação 7.7 conduziria a boas estimativas de C_{kv} .

Mesri e Rokhsar (1974) sugeriram, para estimativa de C_k , a correlação $C_k = (0,5 - 2,0) C_c$. Para este caso, os dados obtidos nesta tese indicam que valor da ordem de 0,5 deve ser adotado para estimativas de C_k com base no índice de compressão dos solos de ambos os horizontes.

Na figura 7.24, são mostradas então as variações dos fatores de anisotropia de permeabilidade dos solos de ambos os horizontes em relação ao índice de vazios dos mesmos. Os dados sugerem que a anisotropia não é tão marcante para os solos do depósito.

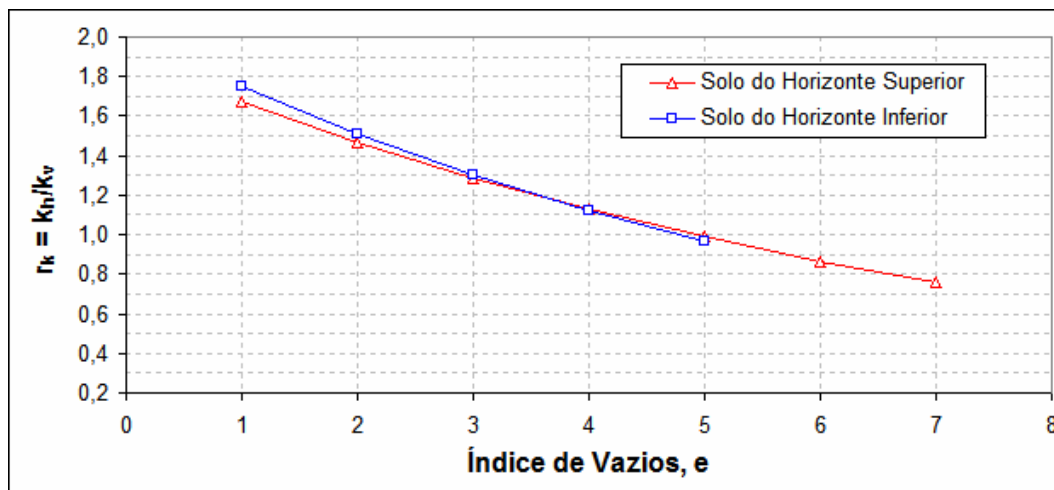


Figura 7.24 – Razão de anisotropia de permeabilidade versus índice de vazios dos solos.

No horizonte inferior, cujos índices de vazios inicial dos solos são da ordem de 4, o valor do fator de anisotropia inicial, $r_{k0} = k_{h0}/k_{v0}$, é da ordem de 1. Sob carregamento, os valores da razão de anisotropia, $r_k = k_h/k_v$, variam entre 1 e 1,6. No horizonte superior, cujos índices de vazios inicial dos solos são da ordem de 7, o valor de r_{k0} é da ordem de 0,8. Sob carregamento, no momento em que o índice de vazios se torna igual a 5, r_k se torna igual a 1 e, da mesma forma que para os solos do horizonte inferior, continua a crescer a uma taxa aproximadamente constante até atingir valores da ordem de 1,7 (para $e = 1,0$).

Estes resultados mostram que, para índices de vazios correspondentes, r_k é aproximadamente o mesmo para ambos os solos. Também que a anisotropia de permeabilidade, apesar de não ser marcante no campo, pode ser acentuada com a compressão vertical, sendo a taxa de elevação de r_k semelhante para ambos os solos do depósito.

Valores de r_k menores que um, podem ocorrer em solos recentemente formados, que possuem a estrutura floculada, normalmente conseguida quando a formação do solo ocorre na presença de solução salina, que nunca foram carregados anteriormente e que estão sob baixas tensões efetivas (ex.: < 10 kPa). Nestas condições, o alinhamento das partículas dos solos é menos provável, assim como a anisotropia de permeabilidade. Tavenas *et al* (1983-b) verificaram comportamento similar para as argilas marinhas investigadas por eles. Mesri *et al* (1994) indicaram a adoção de valores de r_k próximos a um quando os solos são de origem marinha.

Tavenas *et al* (1983-a) desqualificaram os métodos indiretos como meio de se definir as características de permeabilidade de argilas naturais. Contudo os resultados apresentados pelos mesmos (figura 2.14), referentes a ensaios incrementais, mostram que o comportamento entre o índice de vazios e coeficiente de permeabilidade (esc. log) é aproximadamente linear (tramo normalmente adensado) e que a linha que define a tendência dos pontos dos ensaios indiretos é ainda aproximadamente paralela (valores inferiores) à linha de tendência relativa aos dados dos ensaios diretos. Estes resultados indicam que o fator C_k pode ser determinado razoavelmente bem a partir de medidas indiretas em ensaios incrementais.

Assim sendo, para se definir com confiança a permeabilidade do solo do depósito em estudo, ainda é necessário determinar a posição da curva e_0 -log k no espaço, ou seja, avaliar a partir de medidas diretas o valor inicial da permeabilidade (k_{v0} ou k_{h0}) ou qualquer outro valor, desde que se conheça o índice de vazios relativo à determinação.

Esta avaliação, nesta tese, foi realizada a partir de ensaios de permeabilidade *in-situ* em piezômetros do tipo Casagrande. Os dispositivos (piezômetros) utilizados para execução dos ensaios de permeabilidade são similares ao tipo G,

conforme apresentado por Hvorslev (1951) e mostrado na figura 2.21 (b). A fórmula para determinação da permeabilidade horizontal, k_h , com emprego destes dispositivos está expressa na equação 7.8.

$$k_h = \frac{d^2 \cdot \ln\left(\frac{2mL}{D}\right)}{8 \cdot L \cdot T} \quad \text{para} \quad \frac{mL}{D} > 4 \quad (7.8)$$

Onde: d é o diâmetro do tubo piezométrico de PVC, igual a 1”;

L é a altura do bulbo de areia, externo à ponta do piezômetro, igual 0,6 m;

m é a razão de transformação, $(k_h/k_v)^{1/2}$, igual a 1,1;

D é o diâmetro do bulbo de areia, externo à ponta do piezômetro, igual a 4”;

T é o tempo de retardo básico (*basic time lag*).

As dimensões do dispositivo especificadas acima podem ser verificadas no capítulo 6. $k_h/k_v \approx 1,1$, para os solos de ambos horizontes, é referente ao índice de vazios de valor aproximado de 4,0. Este índice de vazios foi avaliado nas curvas de compressão do solos, tomando-se como referência o incremento de tensões (em profundidade) relativo à etapa construtiva da obra, na época da execução dos ensaios. Nos horizontes superior e inferior, estimou-se incrementos de tensões máximos da ordem de 60 e de 40 kPa, respectivamente. É importante lembrar que os ensaios foram realizados após a última etapa de carregamento. Estes incrementos de tensões foram avaliados durante a análise numérica do problema, cujos resultados serão apresentados no capítulo 8.

O tempo de retardo básico, T , conforme definido por Hvorslev (1949), foi determinado por meio de um diagrama de equalização – semilogarítmico do tempo *versus* carga – para o tempo, t , correspondente a $H = 0,37 H_0$, conforme apresentado no capítulo 5. As respostas obtidas nos ensaios, com as devidas correções e extrapolações das curvas de equalização, podem ser vistas no item 5.3. Apenas relembando, os ensaios foram realizados apenas nas profundidades de 1,5 e 12,5 m – EMI-62. Respectivamente, para 1,5 e 12,5 m de profundidade, T foi igual a 17,2 e 5,96 h (figura 5.6).

Então, conhecendo-se as dimensões dos piezômetros e, a partir dos dados dos ensaios de carga variada, tendo sido determinado T , chegou-se (equação 7.8) aos valores de k_h de campo ($k_h^{in-situ}$), que estão apresentados na tabela 7.12.

Na mesma tabela, para fins de comparação, os valores dos coeficientes de permeabilidade de laboratório, k_h^{lab} , também foram apresentados, assim como as relações entre os dois coeficientes, $k_h^{in-situ} / k_h^{lab}$. Os valores de laboratório foram determinados a partir das equações que expressam a relação e -log k , conforme apresentadas no gráfico da figura 7.23.

Tabela 7.12 – Comparação entre coeficiente de permeabilidade de campo e laboratório.

EMI	Profundidade (m)	$k_h^{in-situ}$ (cm/s)	k_h^{lab} (cm/s)	$k_h^{in-situ} / k_h^{lab}$
62	1,5	$5,76 \cdot 10^{-7}$	$4,67 \cdot 10^{-8}$	12,4
62	12,5	$1,66 \cdot 10^{-6}$	$8,88 \cdot 10^{-7}$	1,9

Verifica-se na tabela 7.12 que os valores de campo são mais elevados que os de laboratório. As diferenças entre campo e laboratório foram da ordem de 2 e 12 vezes para os solos dos horizontes inferior e superior, respectivamente.

As determinações diretas de campo indicam que as linhas que caracterizam a permeabilidade em relação ao índice de vazios dos solos devem se deslocar para a direita (figura 7.23). Valores da permeabilidade obtidos direta e indiretamente por Tavenas *et al* (1983-a) mostraram $k_h^{in-situ} / k_h^{lab}$ da ordem de 5.

Contudo, antes de qualquer conclusão, deve-se considerar o efeito da temperatura na viscosidade da água e, conseqüentemente, nas medidas da permeabilidade. Os ensaios de campo foram realizados a temperaturas acima de 30 °C (superfície), enquanto no laboratório a temperatura era de cerca de 20 °C. Neste caso, um fator de correção, que produziriam uma elevação da permeabilidade medida, poderia ser aplicado aos valores de laboratório.

Por outro lado, o amolgamento do solo durante a instalação do piezômetro, a possibilidade de colmatção dos poros e o adensamento do solo acerca do tubo

piezométrico, podem estar mascarando uma diferença ainda maior entre os resultados de campo e laboratório.

A variabilidade dos solos do depósito, mesmo para regiões e profundidades consideradas homogêneas, também deve ser levada em consideração nas medidas realizadas. Pode ser verificado (capítulo 3) que a posição de coleta das amostras era distante cerca de 30 m do ponto em que foram realizados os ensaios de permeabilidade.

As questões apresentadas nos três últimos parágrafos não permitem que se faça qualquer afirmação conclusiva a respeito da representatividade da permeabilidade de campo pelos dados de laboratório. Devido às pequenas deformações sofridas pelos corpos de prova para tensões inferiores à de pré-adensamento, valores, como os apresentados na tabela 7.11, podem ser adotados em casos práticos. Contudo, recomenda-se, em conjunto com ensaios de adensamento, a realização de ao menos um ensaio de permeabilidade, no laboratório.

7.6. Coeficiente de Adensamento

O coeficiente de adensamento, c_v , é o parâmetro do solo que controla o processo de adensamento do mesmo sob carregamento. O valor de c_v depende da permeabilidade (k_v) e da compressibilidade do solo (m_v), conforme indicado pela expressão $c_v = k_v / m_v \cdot \gamma_w$ (eq. 2.10).

Nos itens 7.5 e 7.3, os valores dos parâmetros k_v e m_v foram avaliados e exibiram variações significativas à medida que o carregamento eleva e o índice de vazios reduz. Como efeito, o valor de c_v varia durante o adensamento.

Na figura 7.25, mostra-se a evolução típica de c_v com a tensão efetiva vertical, σ'_v . As curvas apresentadas são referentes aos ensaios de adensamento incremental realizado com corpo de prova moldado da AM.705-10,7. Observa-se que c_v permanece aproximadamente constante nos tramos anterior e posterior à tensão de pré-adensamento, tensão próxima da qual ocorre uma queda brusca. Em alguns casos, no tramo virgem, os resultados exibiram um tênue aumento de c_v . Os valores de c_v foram determinados pelo método de Taylor (1948).

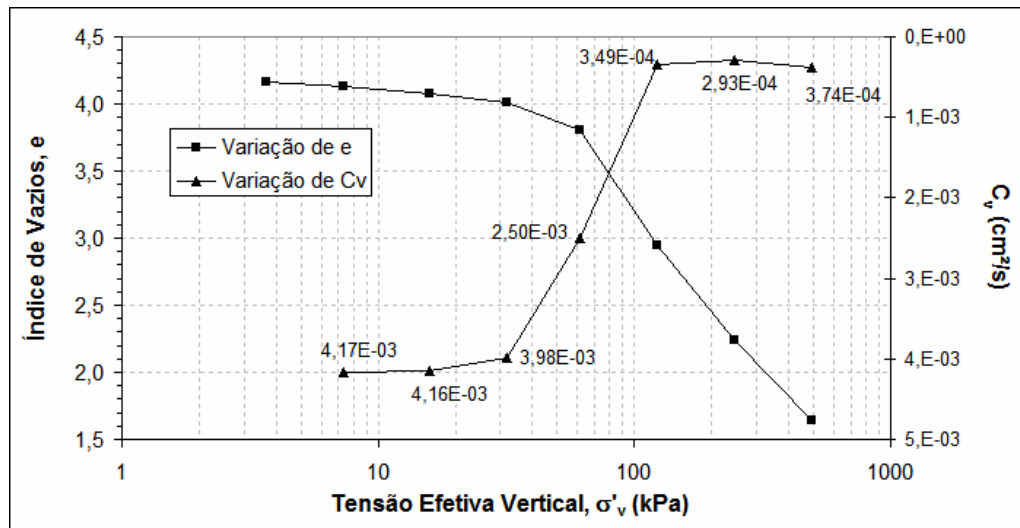


Figura 7.25 - Evolução típica de c_v com σ'_v .

A grande variação do índice de vazios (figura 7.25) no tramo normalmente adensado da curva de compressão indica que o corpo de prova passou por grandes deformações (da ordem de 50%) e, conseqüentemente, a extensão do caminho de drenagem, H , reduziu significativamente durante o ensaio. Neste caso, típico para os solos do depósito em estudo, os valores c_v determinados com base na altura máxima (anterior ao carregamento) são aproximadamente 50% mais elevados que os valores determinados com base na altura mínima (final das 24 h). Tomando como base no trabalho de Olson (1998), a altura média foi considerada no cálculo dos coeficientes de adensamento.

Na figura 7.26, são mostradas as variações do coeficiente de adensamento, c_v , do coeficiente de deformação volumétrica, m_v , e do coeficiente de permeabilidade, k_v , em relação a tensão efetiva vertical, σ'_v . Os resultados, considerados típicos, são referentes aos solos da AM.705-10,7.

Na figura 7.26, pode ser verificado que a brusca variação de c_v com σ'_v reflete o comportamento de m_v e k_v para tensões próximas à tensão de pré-adensamento. Correspondentemente ao aumento significativo de m_v e a uma redução de k_v (aumento de C_k), observa-se uma brusca redução de c_v , que chega a ser da ordem de grandeza de dez vezes o valor final do mesmo. No tramo pré-adensado, quando c_v é aproximadamente constante, a leve redução de m_v é acompanhada de uma redução aproximadamente semelhante em k_v . No tramo normalmente adensado, quando ocorre o tênue aumento de c_v , a redução de m_v é

acompanhada de uma redução em k_v , contudo esta última ocorre com uma taxa de variação menor.

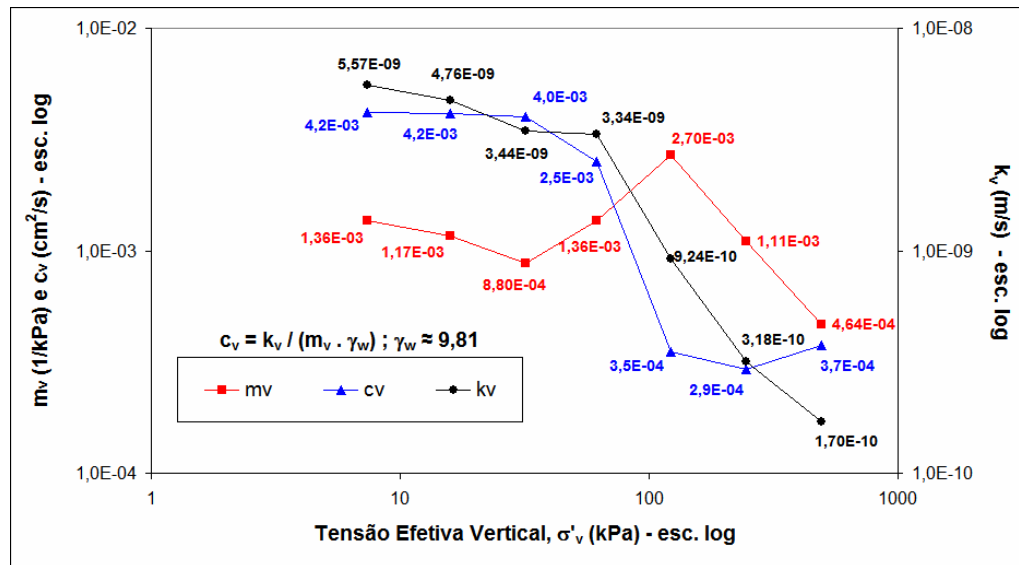


Figura 7.26 – Variação de m_v , k_v e c_v com σ'_v - AM.705-10,7.

Nas figuras 7.27 (a) e (b), foram apresentadas as evoluções dos coeficientes de adensamento verticais com incremento de tensões dos ensaios realizados com os solos amostrados nos horizontes superior e inferior do depósito, respectivamente. Todos os resultados estão em acordo com o comportamento padrão descrito anteriormente.

Os valores obtidos para os coeficientes de adensamento, para um mesmo horizonte e para níveis de tensões situados abaixo ou acima da tensão de pré-adensamento, mostraram pouca variabilidade. Estes valores ou faixas de valores estão resumidos na tabela 7.13.

As evoluções dos coeficientes de adensamento com σ'_v , dos solos das amostras AM.703-2,0, AM.703-7,4, AM.705-2,7 e AM.705-10,7, nas direções horizontal (c_v) e vertical (c_h), podem ser vistas na figura 7.28. O mesmo comportamento (figura 7.26), referido anteriormente como típico para c_v , foi verificado para c_h .

Estes resultados, que mostram a variação brusca de c_v ou c_h durante o processo de adensamento, evidenciam a complexidade deste processo. Reconhecendo que, em um depósito de solos muito moles sob carregamento, a variação de c_v é mais rápida em horizontes próximos a superfícies drenantes do

que em horizontes afastados das mesmas e que, como resultado, uma queda de cerca de dez vezes no valor de c_v ocorre primeiramente em horizontes próximos a superfícies drenantes, deve ser admitido que estes últimos horizontes passam a controlar o processo de adensamento, que ocorrerá em um tempo mais elevado.

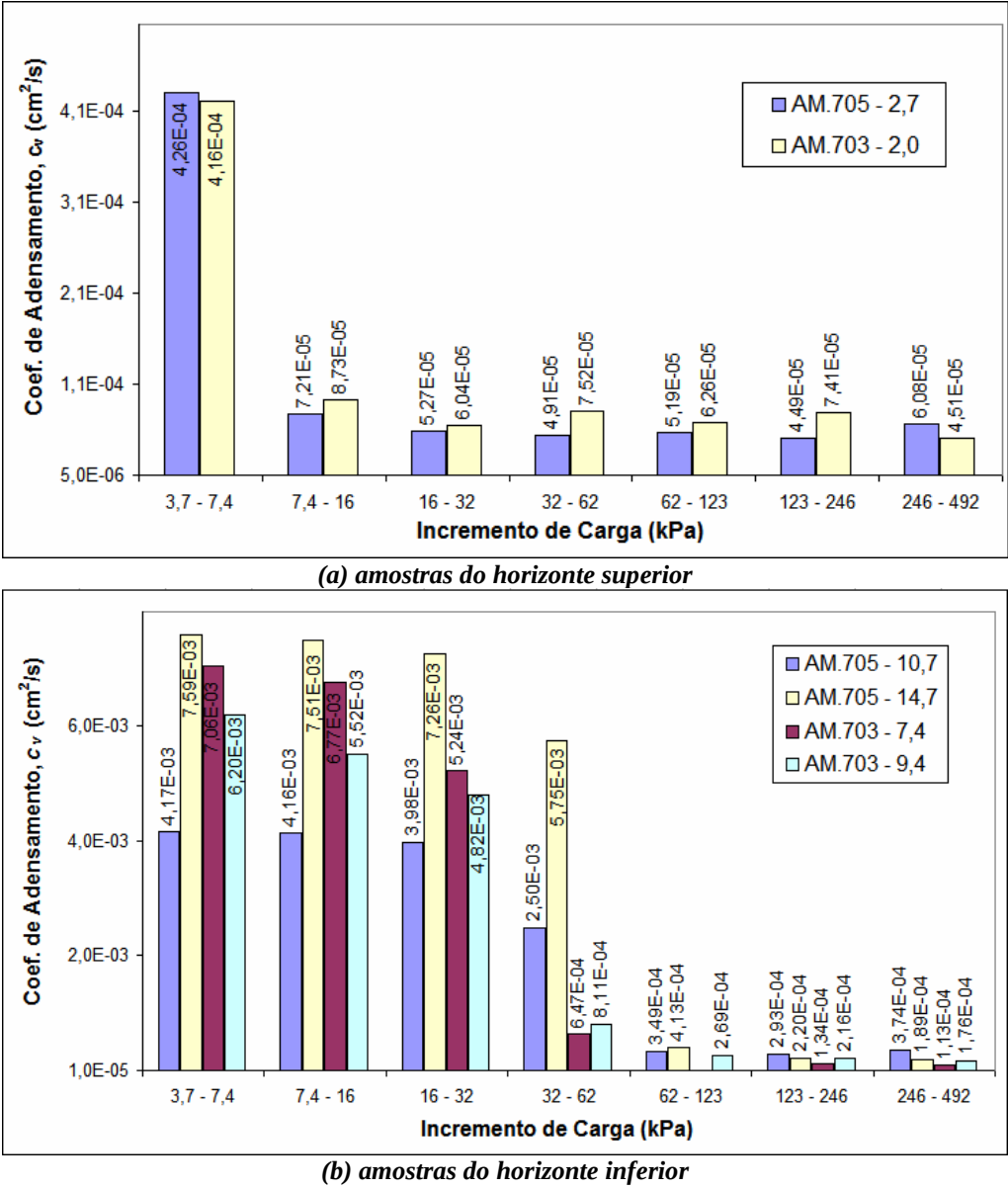


Figura 7.27 – Evolução do coeficiente de adensamento com o nível de carregamento.

Tabela 7.13 – Coeficientes de adensamento dos solos – ensaios de adensamento incrementais.

Nível de Tensão	Valores de c_v (cm ² /s)	
	$\sigma'_v < \sigma'_p$	$\sigma'_v > \sigma'_p$
Horizonte Superior	4,20E ⁻⁰⁴	4,49E ⁻⁰⁵ - 8,73E ⁻⁰⁵
Horizonte Inferior	3,98E ⁻⁰³ - 7,59E ⁻⁰³	1,13E ⁻⁰⁴ - 4,13E ⁻⁰⁴

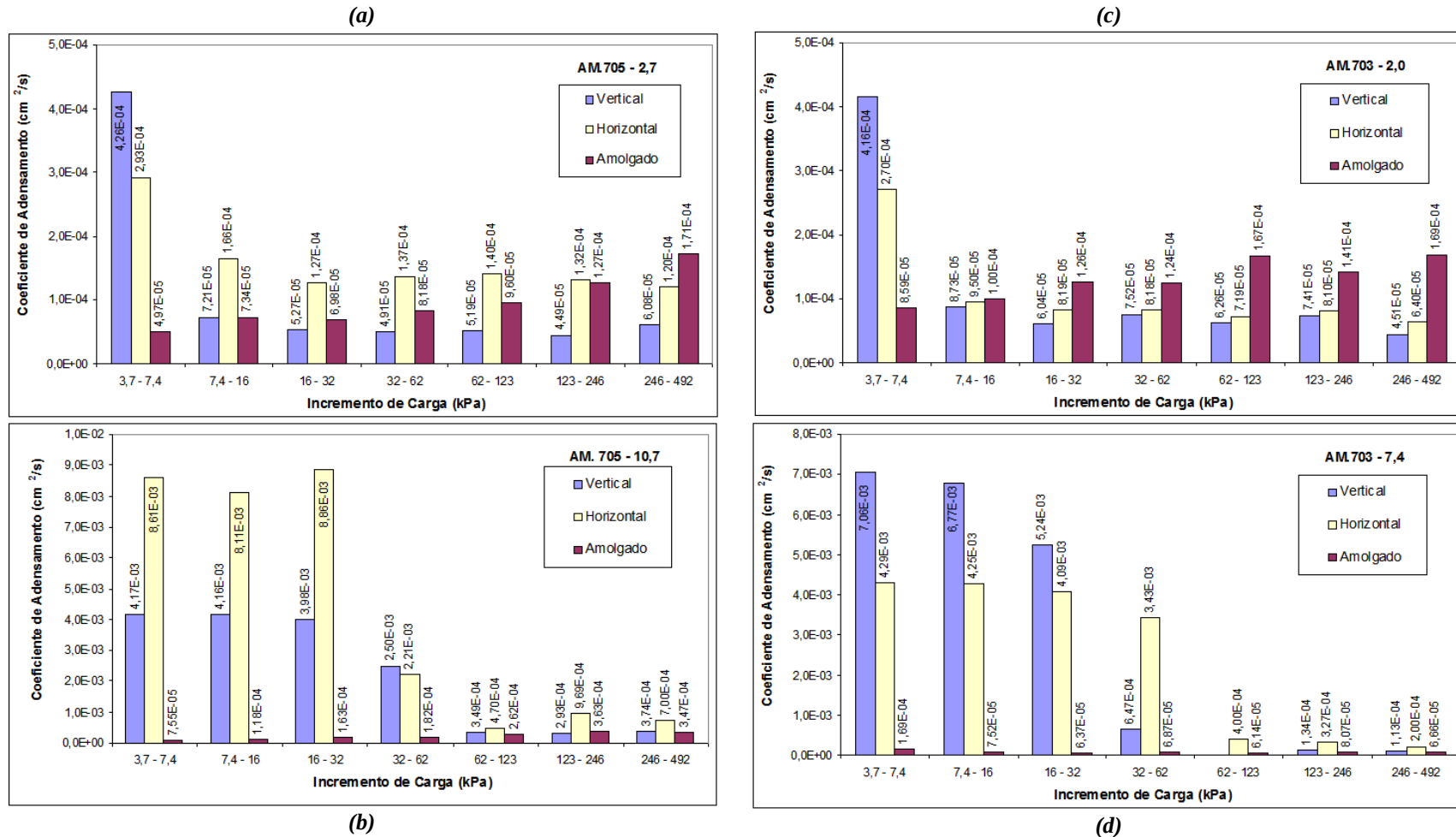


Figura 7.28 – Variação do coeficiente de adensamento com a tensão efetiva vertical (ensaios de adensamento).

Levando em consideração este comportamento, é recomendável que, em casos práticos, nos quais o incremento de tensões ultrapasse σ'_p dos solos próximos às superfícies de drenagem, o carregamento seja feito em etapas e que seja programado ao menos um intervalo de tempo (suficiente para a dissipação dos excessos de poro-pressão) entre carregamentos consecutivos antes que o nível de tensões ultrapasse σ'_p . Um aspecto que aumenta a complexidade do problema está relacionado à aplicação de sobrecargas em áreas com dimensões limitadas. Neste caso, ocorre, lateralmente e com a profundidade, uma redução dos incrementos de tensões no subsolo, que afeta diretamente a velocidade dos recalques devido a redistribuições de pressões no solo.

Levando-se em consideração estes comportamentos, é recomendável que a solução do problema de adensamento seja, preferencialmente, obtida numericamente, mesmo em casos de perfis homogêneos, aparentemente simples.

Na figura 7.28, também é mostrada a evolução, com σ'_v , do coeficiente de adensamento dos solos amolgados (c_a) das amostras AM.703-2,0, AM.703-7,4, AM.705-2,7 e AM.705-10,7. Diferentemente do que ocorre com os solos indeformados, os valores c_a aumentam continuamente com o aumento das tensões.

Ao se comparar o comportamento dos solos indeformados e amolgados, pode-se concluir que a queda brusca e bem definida de c_v e c_h é um indício da boa qualidade dos corpos de prova. Os valores de c_a são da ordem de grandeza dos valores do coeficiente de adensamento dos solos indeformados no tramo normalmente adensado, isto é, o amolgamento produz uma redução significativa (dez vezes ou mais) nos valores dos coeficientes de adensamento (tramo pré-adensado).

Os resultados apresentados na figura 7.28 também permitem se fazer uma avaliação da evolução da razão entre os coeficientes de adensamento horizontal e vertical, c_h/c_v , com a tensão vertical efetiva, conforme mostrada na figura 7.29. As linhas tracejadas verticais indicam os níveis aproximados de tensão de pré-adensamento (corpos de prova na direção horizontal), obtidos para os solos das amostras ensaiadas (ver item 7.2).

Pode ser verificado que, para tensões superiores a σ'_p , c_h/c_v se mantêm dentro de uma faixa de valores cujos limites são 1,0 e 3,5. A compressibilidade do solo influencia diretamente este resultado, isto é, a relação c_h/c_v não reflete apenas a anisotropia de permeabilidade. Dois aspectos conferem incertezas ao resultado obtido: (1) estes valores refletem os modos de deformação dos corpos de prova, que nem sempre é condizente com o que ocorre no campo (ex.: corpos de prova verticais) e (2) as condições dos corpos de prova não eram as mesmas no início dos ensaios (diferentes índices de vazios).

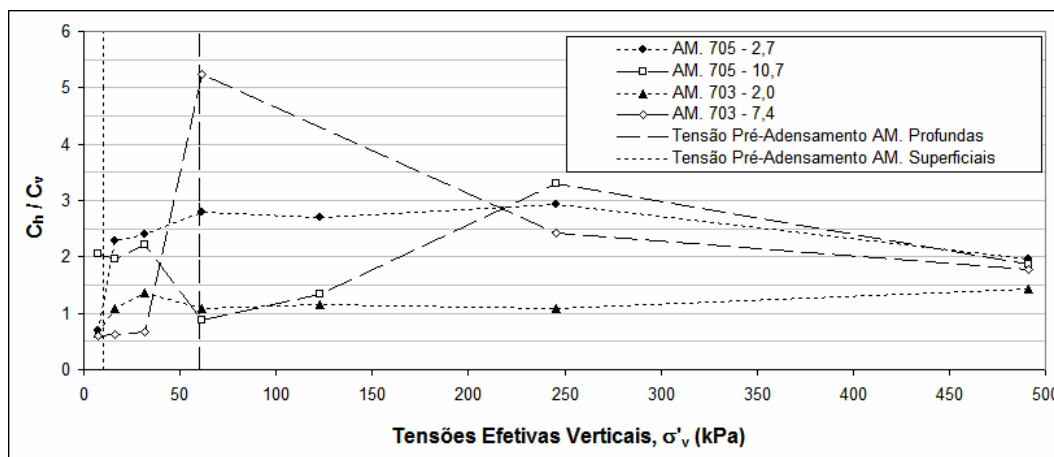


Figura 7.29 – Relação de c_h/c_v versus σ'_v .

Contudo, de acordo com os resultados apresentados na figura 7.29, o coeficiente de adensamento, para o fluxo vertical, dos solos do horizonte inferior pode ser estimado como expresso na equação 7.9.

$$c_v = 0,65 \cdot \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h \quad (7.9)$$

Para os solos do horizonte superior, que não exibem inicialmente características que condicionam a anisotropia, o fator 0,65 deve ser retirado da equação 7.9. O resultado da AM.703-2,0 corrobora este posicionamento.

Não pelos valores apresentados, mas pelas dificuldades inerentes às determinações de c_h e de c_v , não é possível fazer qualquer tipo de afirmação conclusiva a respeito do comportamento desta razão para tensões inferiores a σ'_p .

O fato de que os recalques no campo geralmente ocorrem a uma velocidade mais elevada do que quando estimados com base nos coeficientes de adensamento

determinados em laboratório indicam a necessidade de se comparar os resultados de determinações de campo e laboratório.

As análises dos coeficientes de adensamento apresentadas anteriormente, assim como as variações destes coeficientes, foram realizadas com base nos resultados de ensaios de adensamentos, que permitem a obtenção direta da deformabilidade e indireta da permeabilidade dos solos. Contudo, no item 7.5, o coeficiente de permeabilidade do solo foi medido diretamente em ensaios de campo (piezômetros). Assim sendo, é possível fazer uma estimativa do coeficiente de adensamento (misto) a partir apenas de medidas diretas: $C_h^{misto} = k_{h(campo)} / (m_{v(Lab.)} * \gamma_w)$.

É importante ressaltar que, conforme relatado no item 7.3, a avaliação da deformabilidade do solo pode ser realizada, sem perda de qualidade na estimativa, a partir de ensaios do tipo fim do primário e ou com recarregamentos diários (IL²⁴).

Na tabela 7.14, são apresentados os valores de C_h^{misto} . Eles foram determinados com base nos resultados dos ensaios de adensamento com corpos de prova moldados das amostras AM.705-2,7 e AM.705-10,7, consideradas representativas das profundidades (1,5 e 12,5 m) onde foram realizados os ensaios de permeabilidade *in-situ*. Os resultados são referidos como representativos dos horizontes superior e inferior, respectivamente.

Como as medidas de campo são relativas ao coeficiente de permeabilidade horizontal, foram considerados na determinação de C_h^{misto} os resultados dos ensaios de laboratórios realizados em corpos de prova moldados na direção vertical (em termos práticos, os valores não são diferentes). Os valores de m_v são relativos aos níveis de tensões atuantes no campo, na época da realização dos ensaios de permeabilidade.

Tabela 7.14 – Valores de C_h^{misto} .

EMI	Horizonte	C_h^{misto} (cm ² /s)
62	Superior	$1,71 \cdot 10^{-3}$
62	Inferior	$13,2 \cdot 10^{-3}$

O coeficiente de adensamento foi também estimado diretamente no campo a partir dos registros da dissipação do excesso de poro-pressões durante interrupções na penetração quase constante do cone. Neste tipo de ensaio, o processo de adensamento é governado principalmente por c_h [Levadoux e Baligh (1986) e Teh (1987)].

Neste trabalho, os dados de dissipação foram avaliados com base no método proposto por Teh (1987), no qual a análise do adensamento é feita a partir da teoria desacoplada de Terzaghi-Rendulic, que admite que as tensões totais são constantes no tempo. c_h é determinado pela equação seguinte (eq. 2.21).

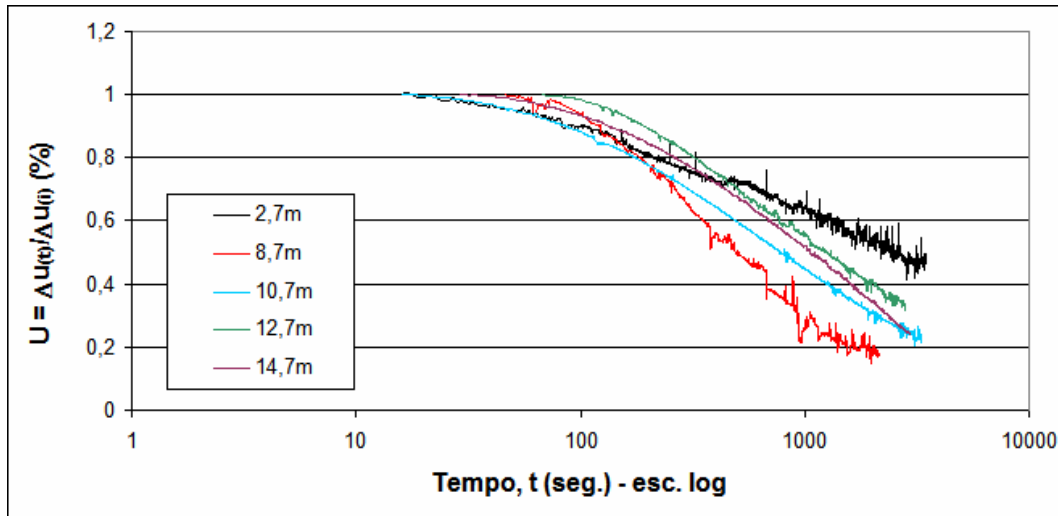
$$c_h = \frac{R^2 \cdot I_r^{1/2} \cdot T_{50}^*}{t_{50}}$$

Contudo, parte dos dados de dissipação em piezocone (capítulo 5) apresentaram aumentos das poro-pressões nos estágios iniciais do adensamento, que são associados geralmente ao efeito de *Mandel-Cryer*. Estes aumentos não são previstos pela teoria desacoplada, sendo necessário realizar correções dos dados, como as propostas por Sully e Campanella (1994). Os dois métodos gráficos ($\sqrt{t}$ e $\log t$) foram adotados neste trabalho.

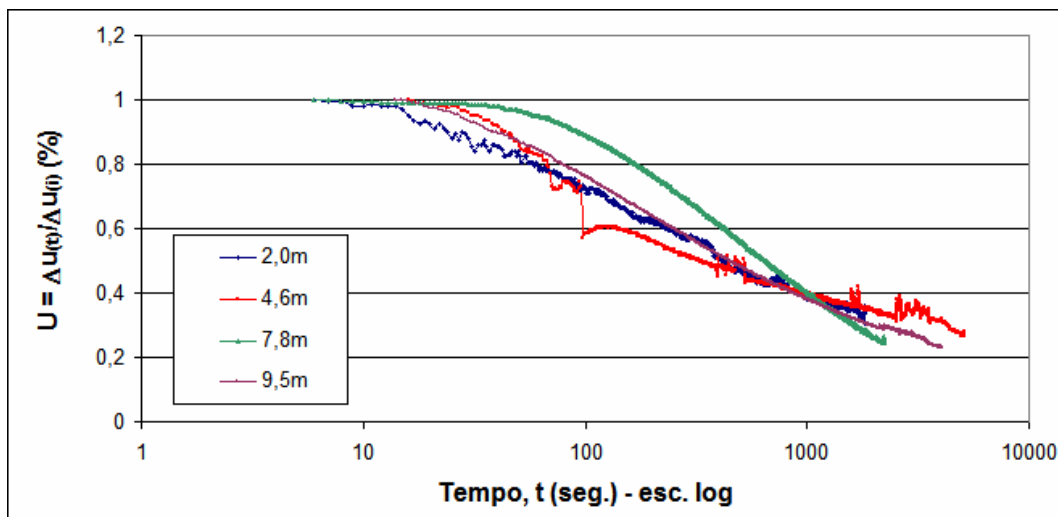
As curvas de dissipação corrigidas pelo método $\log t$ podem ser vistas nas figuras 7.30 (a) e (b). Respectivamente, são apresentadas as curvas relativas aos ensaios realizados na EMI-62 e EMI-71. Devido ao fato de o método ($\sqrt{t}$) ser realizado em escala diferente da que é adotada normalmente para representação dos resultados dos ensaios de dissipação, as curvas decorrentes da aplicação do método não foram apresentadas.

O índice de rigidez, I_r , foi determinado neste trabalho a partir da realização de um ensaio triaxial CIU (adensado para a $\sigma'_{vo} = 50$ kPa – relativo à AM.705-10,7) e o resultado deste ensaio indicou $I_r = E_{u(50)} / 3 S_u = 50$. O raio do cone (R) é de 17,8 mm. Os resultados foram obtidos para o fator tempo $T_{50}^* = 0,245$, que é sugerido por Levadoux e Baligh (1986), na possibilidade de ocorrerem erros na determinação de u_0 e u_i . Os valores obtidos para c_h , adotando-se os dois métodos de correção, podem então ser vistos na tabela 7.15. Os resultados não

apresentaram tendência e indicam que os métodos de correção dos dados de dissipação não influenciam os mesmos.



(a) EMI-62



(b) EMI-71

Figura 7.30 – Curvas corrigidas de dissipação dos excessos de poro-pressão em CPTu.

Vale a pena comentar que um ensaio triaxial CIU realizado com o solo da amostra AM.703-7,4 mostrou I_r da ordem de 30, o que indica que, diferentemente do que foi adotado nas análises, os solos mais superficiais apresentam índice de rigidez inferior a 50 e, conseqüentemente, que os valores determinados para c_h deste solos podem estar majorados.

Os valores de c_h apresentados na tabela 7.15 foram comparados com os valores de c_h obtidos para tempos inferiores àqueles referentes a 50% da dissipação das poro-pressões (ou do adensamento), não tendo sido observadas

variações significativas nos valores. Na figura 7.31, apresentou-se o ajuste das curvas teórica e experimental, com os dados do ensaio realizado na profundidade de 10,7 m, da EMI-62. A boa concordância das curvas é típica para os ensaios.

Tabela 7.15 – Coeficiente de adensamento, c_h – ensaios de dissipação em piezocone.

EMI	Profundidade (m)	Coeficiente de Adensamento, c_h – (cm ² /s)		
		Sem Correção	Log t	Raiz t
71	2,0		$13,0 \times 10^{-3}$	$15,0 \times 10^{-3}$
71	7,8	$8,43 \times 10^{-3}$		-
71	9,5		$12,5 \times 10^{-3}$	$18,6 \times 10^{-3}$
62	2,7	$2,86 \times 10^{-3}$		-
62	8,7		$12,0 \times 10^{-3}$	$17,0 \times 10^{-3}$
62	10,7	$7,03 \times 10^{-3}$		-
62	12,7		$4,61 \times 10^{-3}$	$7,13 \times 10^{-3}$
62	14,7		$5,31 \times 10^{-3}$	$6,43 \times 10^{-3}$

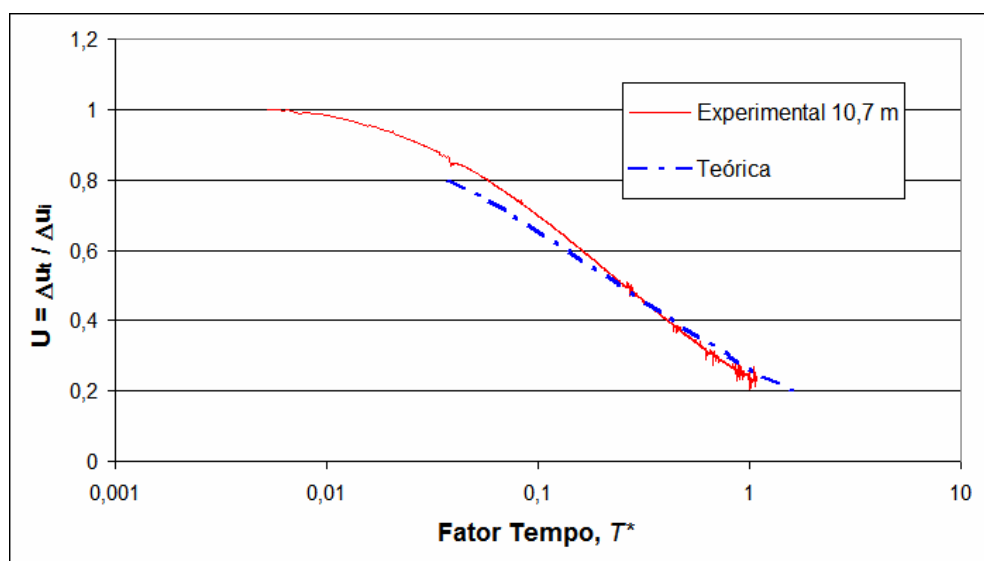


Figura 7.31 – Curvas teóricas e experimental – ensaio EMI-62-10,7 (705) .

Segundo Baligh e Levadoux (1980) e Jamiolkowski *et al* (1985), as determinações realizadas dos valores de c_h devem condizer com a condição pré-adensada do solo.

A ultima estimativa do coeficiente de adensamento dos solos do depósito foi realizada com base no comportamento real de campo, isto é, a partir dos dados registrados da instrumentação geotécnica, os quais foram apresentados no capítulo 6. Mais especificamente, foram avaliados os deslocamentos verticais medidos ao longo do tempo na placa de recalque PR-21. Na estimativa do parâmetro, adotou-se o método de Asaoka (1978).

É importante mencionar que os dados dos excessos de poro-pressão ao longo do tempo, a partir dos quais também é possível se estimar o coeficiente de adensamento do solo (método proposto por Orleach, 1983), não se mostraram adequados para a estimativa e por isso não foram utilizados.

O problema analisado se trata de um caso de drenagem combinada, pois drenos aceleradores de recalque foram instalados sob a área de implantação do aterro e adjacências (capítulo 3). Verticalmente, duas superfícies de drenagem podem ser consideradas – topo e base do depósito de solos muito moles. Próximo a 6 m de profundidade, foi identificada uma lente de areia contínua.

De acordo com o método de Asaoka (1978), descrito no capítulo 2, a sequência de pontos de recalques é colocada em um gráfico do tipo ρ_n versus ρ_{n+1} , considerando o tempo em uma escala discreta (n), e pode ser aproximada por uma reta, cujo coeficiente angular, β , se relaciona com o coeficiente de adensamento dos solos segundo a expressão da equação 7.10 (similar à equação 2.24).

$$\ln \beta = \left[-\frac{8 \cdot c_h}{d_e^2 \cdot F_{rs}(n)} + 2,47 \frac{c_v}{H_d^2} \right] \cdot \Delta t \quad (7.10)$$

Para aplicação desta equação em problemas práticos, quatro aspectos devem ser avaliados: (1) relação c_h/c_v , (2) características do depósito, (3) qualidade dos dados da instrumentação e (4) características dos drenos e efeitos da instalação dos mesmos.

Quanto ao primeiro aspecto, a equação em questão representa um sistema indeterminado (uma equação e duas incógnitas) e, assim sendo, deve ser feita alguma suposição entre a relação c_v e c_h . Neste caso, a análise dos resultados dos ensaios de laboratório pode ser levada em consideração. Ressalta-se que a

argumentação feita a respeito da relação c_h/c_v deve ser levada em consideração. A anisotropia de permeabilidade é um dado mais confiável.

Quanto ao segundo aspecto, o método de Asaoka, diferentemente do que normalmente ocorre na Barra da Tijuca, é aplicável apenas em análises de recalques de depósitos homogêneos, sem horizontes drenantes intermediários. Nas análises realizadas, apenas os dados do período entre o segundo e o terceiro carregamentos foram então analisados. Isto porque para a segunda etapa de carregamento (≈ 35 kPa no centro da base do aterro), os recalques eram controlados principalmente pelo horizonte superior do depósito. A maior distância para a drenagem vertical, H_d , deste horizonte é de aproximadamente 2,5 m.

Quanto ao terceiro aspecto, intervalos constantes de tempo entre leituras, Δt , e o período mais prolongado destes intervalos são relevantes na qualidade da estimativa do coeficiente de adensamento. Neste trabalho, o espaço de tempo entre carregamentos (entre 1ª e 2ª etapa) foi o fator determinante desses intervalo e período. O intervalo de tempo, Δt , foi de aproximadamente 15 dias, o que permitiu a obtenção de uma sequência de cinco pontos.

A representação gráfica de Asaoka (1978), considerando os dados da PR-21, entre as 1ª e 2ª etapas de carregamento, está apresentada na figura 7.32. A linha de tendência da sequência de pontos foi ajustada pelos os últimos três pontos. Também está apresentada na figura a equação da reta de melhor ajuste dos pontos, a qual mostra um coeficiente angular (β) igual a 0,7388.

Quanto ao quarto aspecto, ele é representado, na equação 7.10, pela função $F_{rs}(n)$, que pode ser dividida em três termos: $F_{rs}(n) = F(n) + F_r(n) + F_s(n)$. Respectivamente, os três termos levam em conta os efeitos do espaçamento dos drenos, da resistência ao fluxo dos drenos e do amolgamento do solo durante a cravação dos drenos.

O primeiro termo está relacionado com o diâmetro de influência do dreno, d_e , que depende apenas do espaçamento entre drenos, e do diâmetro equivalente destes drenos, d_w . Foi exposto (capítulo 3) que os drenos aceleradores de recalque (pré-fabricados) instalados na obra possuíam medidas de 10 x 0,5 cm e que foram instalados obedecendo a uma distribuição triangular equilátera, com espaçamento

de 1,44 m. Também que placas de ferro retangulares, com dimensões de 14 x 7 cm, foram utilizadas durante a cravação para fixação dos drenos em profundidade. Assim sendo, para a obra analisada $d_e \approx 1,50$ m (Hansbo, 1979) e $d_w \approx 5,25$ cm (Rixner *et al*, 1986). Com base nos valores de d_w e d_e , $F(n) \approx 2,60$ (consultar equações 2.22 e 2.23).

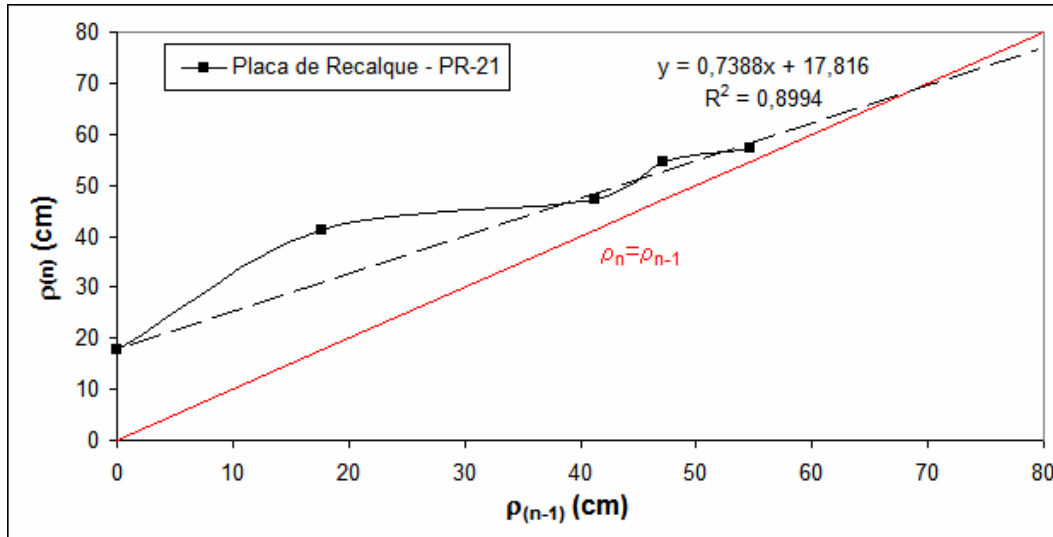


Figura 7.32 – Representação gráfica de Asaoka para os dados da placa de recalque PR-21.

Quanto ao segundo termo, Orleach (1983) recomenda que, antes de se assumir a forma geral para $F_{rs}(n)$, proposta por Hansbo (1979), seja realizada uma verificação da importância do efeito. O critério proposto tem como base a proposta de Hansbo (1979) e é expresso conforme mostrado na equação 7.11.

$$W_r = \frac{2 \cdot \pi \cdot k_h \cdot l^2}{q_w} < 0,1 \rightarrow \text{efeito é negligenciável} \quad (7.11)$$

Onde, q_w é a vazão do dreno, geralmente considerando um gradiente hidráulico igual a 1;

l é o maior caminho de drenagem pelo comprimento do dreno.

Na tabela 7.16, apresentam-se os dados necessários para verificação da resistência do fluxo dos drenos, conforme a equação 7.11. Foram considerados: (1) o maior coeficiente de adensamento horizontal obtido nos ensaios de laboratório, (2) o maior comprimento do dreno e (3) uma vazão especificada no manual da Maccaferri, considerada baixa para o nível de tensão do depósito e (4) o comprimento de drenagem máximo do depósito.

O resultado da verificação (tabela 7.16) mostra que, nem mesmo neste caso, em que todos os dados foram considerados na pior situação, a resistência ao fluxo dos drenos está influenciando o processo de adensamento. Assim sendo, o termo $F_r(n)$ pode ser desconsiderado do problema. Esta verificação deve ser feita principalmente para depósitos de grandes profundidades, contudo drenos pré-fabricados de boa qualidade geralmente não oferecem resistência ao fluxo (Orleach, 1983).

Tabela 7.16 – Dados da avaliação da resistência ao fluxo do dreno.

k_h (m/s)	l (m)	q_w (m ³ /s)	W_r
$8,3 \times 10^{-9}$	8,5 m	80×10^{-6}	0,047

Quanto ao amolgamento [relacionado ao terceiro termo - $F_s(n)$], ele é inevitável e irá influenciar o comportamento do solo. Neste caso, três aspectos merecem ser avaliados detalhadamente.

O primeiro aspecto se refere à influência do amolgamento na resistência ao fluxo. Neste caso, a área amolgada ao redor do dreno, cujo solo nesta condição apresenta coeficiente de permeabilidade da ordem de até vinte vezes menor que o solo indeformado, irá controlar o processo de adensamento. Assim sendo, a resistência ao fluxo do dreno no processo de adensamento é minimizada (redução no numerador da equação 7.11). Na realidade, o coeficiente de adensamento do solo amolgado deve ser empregado na análise da resistência ao fluxo do dreno.

O termo $F_s(n)$, que leva em consideração o efeito da área amolgada ao redor do dreno (cilindro externo) no processo de adensamento, pode ser expresso como mostrado na equação 7.12.

$$F_s(n) = [(k_h/k_a) - 1] \cdot \ln(s) \quad (7.12)$$

Onde, $s = d_s/d_w$;

d_s é o diâmetro amolgado do solo;

K_h/k_a é a relação entre os coeficientes de permeabilidade horizontal e amolgado.

Com base nesta equação, verifica-se que o segundo aspecto a ser avaliado e considerado na análise refere-se ao diâmetro amolgado, d_s . Este diâmetro é proporcional às dimensões da chapa de aço utilizada para ancorar o dreno no subsolo. Existem diversas propostas para determinação de d_s , mas sem um consenso de qual deve ser empregada. Oh (2007) referiu-se a três propostas existentes, que estão apresentadas na tabela 7.17 (três primeiras linhas), com as referências das mesmas e os respectivos valores de d_s (ou A_s = área da seção transversal amolgada), caso as mesmas fossem adotadas no problema em questão.

Tabela 7.17 – Relações para determinação do d_s ou A_s durante a cravação do dreno.

Critério	d_s (cm) ou A_s (cm ²)	Referência
$d_s = (2,5 \text{ a } 3) d_m$	28 a 33,6	Jamiolkowski e Lancellota (1981)
$d_s = 2 d_m$	22,4	Hansbo (1987)
$A_s = (3 \text{ a } 4) A_{placa}$	19,4 a 22,3	Indraratna e Redana (1998)
$d_s = d_m * I_r^{0,25}$	30	Solução do cone

A_{placa} = área da seção transversal da placa.

Uma alternativa razoável para avaliação do diâmetro da área amolgada do solo (d_s), devido à cravação do dreno, é a mesma que é aplicada ao problema de cravação do piezocone. Conforme proposto por Teh (1987), d_s é proporcional ao diâmetro do cone (d) e ao índice de rigidez do solo (I_r), mais especificamente d_s é proporcional ao valor do produto ($4\sqrt{I_r} * d/2$).

No caso do problema de cravação do dreno, o diâmetro amolgado é estimado com base no diâmetro fictício da placa (d_m), que possui seção retangular. Este diâmetro se refere a um círculo fictício, com área igual à área da seção transversal da placa (A_{placa}). Logo: $d_m = [(4 A_{placa})/\pi]^{1/2} = 11,2$ cm.

É importante mencionar que, conforme mostrado por Teh (1987), o ângulo do ápice do cone tem pouca influência na distância dos limites da área amolgada, indicando que são minimizados os erros associados à aplicação da solução de penetração do cone ao problema de cravação dos drenos.

Adotando-se então o valor 50 para o índice de rigidez, obtem-se um valor de 30 cm para d_s (tabela 7.17), que está dentro dos limites propostos por

Jamiolkowski e Lancellota (1981). Este valor será adotado na determinação seguinte.

Com base também na equação 7.12, verifica-se que o terceiro aspecto a ser avaliado refere-se à relação K_h/k_a , que foi analisada no item 7.5 e apresentou valores da ordem de até 20. Para os solos do horizonte superior, os valores máximos de K_h/k_a são da ordem de 5, reduzindo até cerca de 2,5 para níveis de tensões de até 60 kPa. Nas determinações, será adotado $K_h/k_a = 4$.

Levando-se em conta as considerações apresentadas, os valores do coeficiente de adensamento, determinados a partir do comportamento de campo (recalques), foram calculados. Os dados considerados no cálculo são mostrados na tabela 7.18.

Tabela 7.18 – Dados para determinação de c_h (PR-21) – Método de Asaoka.

β	Δt (dias)	d_e (cm)	d_w (cm)	d_s (cm)	k_h/k_a	$F_s(n)$	H_d (cm)
0,7388	15	150	5,6	30	4	7,8	250

Os resultados (variação de c_h em função da relação c_h/c_v) estão apresentados na figura 7.33. Podem ser verificados na figura valores limites, quando a relação c_h/c_v assume valores iguais a 1 e 3,5. E, com base no resultado da anisotropia de permeabilidade, para a ocorrência de uma sobrecarga de até 60 kPa, $c_h = 3,07 * 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ pode ser considerado característico para os solos do horizonte superior.

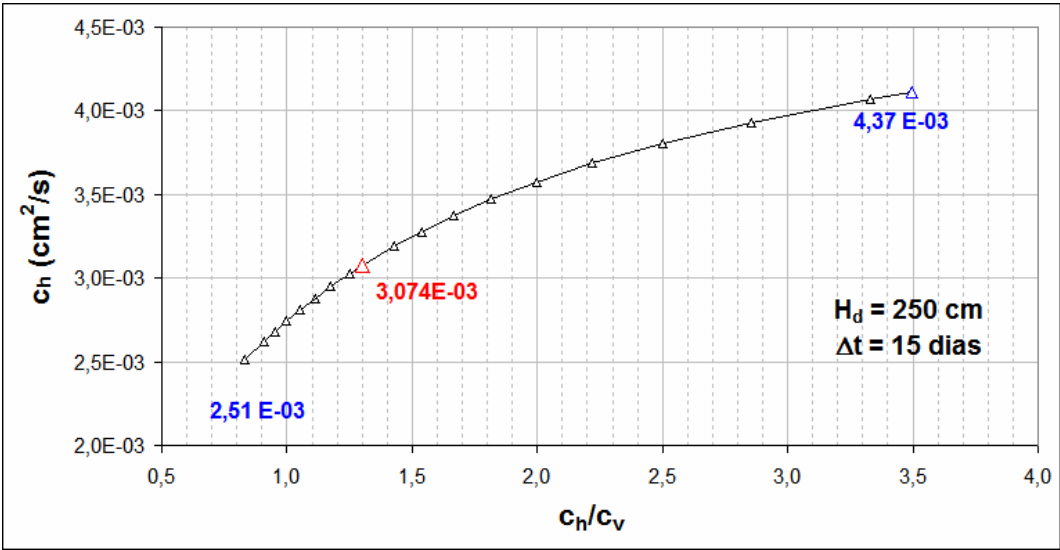


Figura 7.33 – Coeficiente de adensamento versus c_h/c_v – dados de recalque.

Na tabela 7.19, os resultados dos quatro tipos de estimativas de c_h foram organizados, para quatro profundidades. A única profundidade em que se tem dados dos quatro tipos de determinação é 2,7 m (horizonte superior). Neste caso, por todos os métodos que faz uso de alguma medida de campo, os valores de c_h se mostram concordantes, enquanto, na determinação de laboratório (tramo normalmente adensado), o valor é aproximadamente vinte vezes inferior aos valores de campo.

Tabela 7.19 – Valores de c_h obtidos por diversos métodos.

Métodos	Coeficiente de adensamento, c_h (cm ² /s)			
	Profundidade (m)			
	2,7	10,7	2,0	7,4
Laboratório (Taylor)	0,137*10 ⁻³	8,86*10 ⁻³	0,27*10 ⁻³	4,2*10 ⁻³
Misto (m_{lab} e $k_{in-situ}$)	1,71*10 ⁻³	13,2*10 ⁻³	-	-
Piezocone (logt)	2,86*10 ⁻³	7,03*10 ⁻³	13,0*10 ⁻³	8,43*10 ⁻³
Dados de recalque (Asaoka)	3,07*10 ⁻³	-	-	-

Contudo, o mesmo comportamento não foi obtido para todas as profundidades. Para as profundidades de 10,7 e 7,4 m, os valores de c_h obtidos no laboratório e no campo (piezocone) se mostraram concordantes. Nestes casos, as medidas de laboratório são representativas da condição pré-adensada do solo. Para a condição normalmente adensada, os valores reduzem cerca de dez vezes.

Por outro lado, a diferença entre os valores de laboratório e campo para a profundidade de 2,0 m foi de aproximadamente cinquenta vezes. Para a condição normalmente adensada, os valores de laboratório reduzem cerca de quatro vezes.

O fato de a deformabilidade dos corpos de prova não ser condizente com a condição real compromete a avaliação de c_h no laboratório e a análise comparativa dos valores. Contudo, as diferenças entre os resultados parecem mais ser resultado da variabilidade inerente aos solos do depósito ou da adoção de suposições distantes da realidade na análise dos resultados do que da maior ou menor capacidade de previsão de um determinado método. Os resultados não apresentaram tendência.