

## **2. Revisão Bibliográfica**

### **2.1. Aterros Construídos Sobre Depósitos de Solos Moles**

A construção de aterros sobre depósitos de solos moles é um tipo de obra de grande complexidade na medida em que os solos de fundação podem apresentar grandes deformações, que ocorrem por longo período de tempo. Além do mais, a baixa resistência comumente apresentada por estes solos limita o nível de carregamento que pode ser imposto, de uma única vez, sem a ocorrência de rupturas, aos mesmos.

Assim sendo, projetos de aterros sobre depósitos de solos moles requerem estimativas da magnitude dos recalques das estruturas (ex.: aterro) e do tempo necessário para ocorrência destes recalques e avaliações da resistência não drenada dos solos de fundação durante o carregamento.

Ladd e DeGroot (2003) listaram, conforme mostrados nas tabelas 2.1 (a) e (b), os parâmetros (ou condições) dos solos que são requeridos em diversos tipos de análises, necessárias ao se projetar construções sobre depósitos de solos moles. São mostrados respectivamente os parâmetros de projeto relativos às análises de recalque e estabilidade. As análises listadas na tabela 2.1 (b), que se referem à resistência não drenada dos solos, não fazem parte do escopo deste trabalho.

Além dos parâmetros mostrados na tabela 2.1 (a), o conhecimento do perfil estratigráfico do depósito e das condições físicas iniciais dos solos moles é imprescindível nas análises de recalques [Duncan (1993) e Terzaghi *et al* (1996)].

Aterros sobre solos moles podem ser construídos empregando-se diversas técnicas construtivas, que impõem dificuldades extras às análises de recalques, mas que viabilizam, em muitos casos, as construções sobre este tipo de solo. Detalhes de técnicas construtivas, tal como praticadas no Brasil, podem ser obtidos em Sandroni (2006) e Almeida e Marques (2010), onde também podem ser encontradas outras referências.

Tabela 2.1 – Parâmetros que caracterizam o comportamento de solos moles (adaptado de Ladd e DeGroot, 2003).

| <b>(a) - ANÁLISE DOS RECALQUES</b>   |  |
|--|--|
| Análise  | Parâmetro ou Condição do Solo  |
| 1. Inicial, devido às deformações cisalhantes não drenadas ( $\rho_i$ ).   | <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Módulo de Young, <math>E_u</math>.</li> <li>○ Razão de tensão cisalhante inicial.</li> </ul>  |
| 2. Recalques finais de adensamento ( $\rho_{ct}$ ).                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Tensão vertical de campo (<math>\sigma'_{v0}</math>).</li> <li>○ Tensão de pré-adensamento (<math>\sigma'_p</math>).</li> <li>○ Tensões provocadas pelo carregamento (<math>\sigma'_{vt}</math>).</li> <li>○ Razão de Recompressão [<math>C_r/(1+e_0)</math>].</li> <li>○ Razão de compressão virgem [<math>C_c/(1+e_0)</math>].</li> </ul> |
| 3. Grau de Adensamento: drenagens vertical e horizontal ( $U_v$ e $U_h$ ). | ○ Coeficientes de adensamento vertical e horizontal ( $c_v$ e $c_h$ ).   |
| 4. Recalques por compressão secundária ( $\rho_s$ ).                       | ○ Coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha = \epsilon_\alpha / \log t$ ).  |
| <b>(b) - ANÁLISE DA ESTABILIDADE NÃO DRENADA</b>                           |  |
| Análise  | Parâmetro ou Condição do Solo  |
| 1. Durante o carregamento inicial: assume-se condição não drenada.         | ○ Resistência não drenada inicial de campo ( $S_u$ ).  |
| 2. Durante o carregamento subsequente: inclui drenagem.                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>○ <math>S_u</math> inicial para a argila normalmente adensada.</li> <li>○ Aumento de <math>S_u</math>.</li> <li>○ Resultados de (a).3 e (a).4.</li> </ul>   |

As propriedades de solos moles, assim como as características geométricas de depósitos deste tipo de solo e físicas iniciais dos mesmos, são comumente determinadas a partir de investigações geotécnicas (ensaios), que podem ser executadas no laboratório e/ou no campo. Jamiolkowski *et al* (1985) listaram as vantagens e desvantagens dos ensaios de laboratório e de campo e algumas delas são mostradas nas tabelas 2.2 (a) - laboratório e (b) - campo.

**Tabela 2.2 – Vantagens e limitações de ensaios de laboratório e campo (adaptado de Jamiolkowski et al, 1985).**

| <b>(a) - ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b>   |   |
|---|---|
| Vantagem  | Limitação   |
| 1 – As condições de contorno são bem definidas.   | 1 – O inevitável amolgamento das amostras.  |
| 2 – As condições de drenagem são controladas.   | 2 – A não representatividade da condição de campo - corpos de prova possuem dimensões pequenas. |
| 3 – As trajetórias de tensões são geralmente conhecidas.  | 3 – A descontinuidade de informações.   |
| 4 – As características físicas dos solos são conhecidas.  | 4 – Quando comparado com os ensaios de campo, geralmente são mais caros e tomam mais tempo.     |
| <b>(b) - ENSAIOS DE CAMPO</b>   |   |
| Vantagem  | Limitação   |
| 1 – Os solos são ensaiados em seus ambientes naturais.  | 1 – As dificuldade na definição das condições de contorno.                                      |
| 2 – É possível evitar uma parcela do amolgamento do solo.   | 2 – As incertezas com relação às condições de drenagem.   |
| 3 – A maior representatividade, devido ao maior <i>volume</i> de solo ensaiado.                         | 3 – O amolgamento causado pela inserção do equipamento (métodos invasivos).                     |
| 4 – A obtenção de medidas contínuas com a profundidade (ex. CPTu).                                      | 4 – A natureza do solo não é identificada.  |
| 5 – Quando comparado com os ensaios de laboratório, geralmente são mais econômicos e tomam menos tempo. | 5 – Os modos de ruptura e deformação são diferentes daqueles observados no campo.               |

No campo, também é possível retro-analisar o comportamento real de obras instrumentadas para se estimar as propriedades que caracterizam os solos. Neste

caso, a menos que aterros experimentais sejam construídos em uma etapa preliminar, os parâmetros dos solos são conhecidos apenas durante ou posteriormente à construção, permitindo alterações no cronograma físico da obra.

Jamiolkowski *et al* (1985) afirmaram não terem dúvidas de que, se comparadas com investigações de campo e de laboratório, a avaliação do comportamento de campo é a forma na qual se obtém parâmetros geotécnicos de projeto de maior confiança. Contudo os mesmos ressaltaram que as avaliações dos dados de campo por si só não são suficientes para garantir a confiabilidade dos parâmetros.

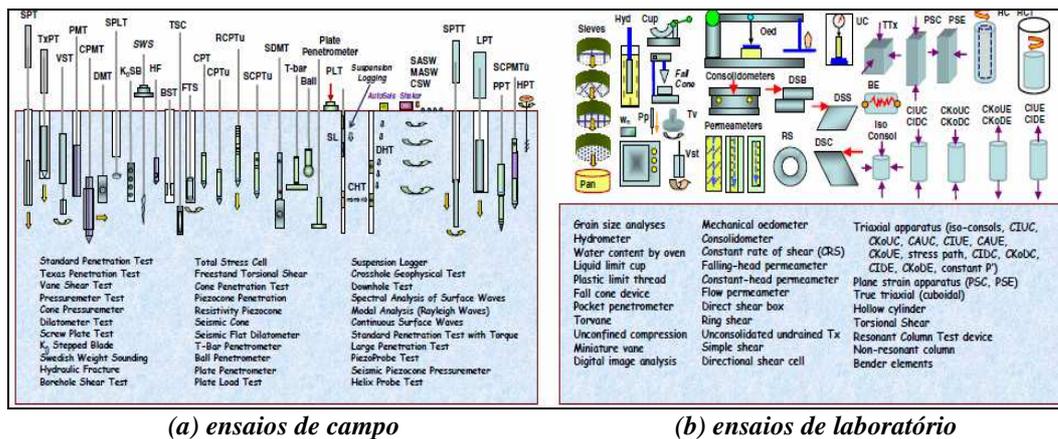
Leroueil e Tavenas (1981) mostraram exemplos de como é difícil desenvolver uma retro-análise correta e eficientemente. Este tipo de análise requer muitas suposições simplificadoras, que podem conduzir ao erro. Os mesmos definiram nove diretrizes que permitem a realização de retro-análise de forma apropriada e que geralmente estão relacionadas com um ou mais aspectos relacionados a seguir, conforme sugerido por Jamiolkowski *et al* (1985).

- Modelo constitutivo do solo e procedimentos computacionais.
- Condições de contorno e drenagem.
- Estado de tensões iniciais do depósito, geometria e estratigrafia do depósito, história de tensões e condições do lençol freático.
- Características auxiliares do solo, que freqüentemente devem ser introduzidas na retro-análise.

No que se refere aos equipamentos, ferramentas e técnicas, que podem ser empregados em campanhas de investigação de laboratório e campo, é grande o número de alternativas disponíveis no mercado. Mayne *et al* (2009) deram um exemplo destas alternativas, como mostrado nas figuras 2.1 (a) e (b), nas quais foram apresentados os tipos mais comuns de equipamentos e técnicas de ensaios de campo e laboratório, respectivamente.

Diante de tantas possibilidades, é necessário fazer uma seleção preliminar dos itens que devem constar em uma determinada campanha de investigação e, neste caso, é importante conhecer as potencialidades de cada equipamento ou técnica. As campanhas de campo e laboratório devem ser, preferencialmente,

planejadas para obtenção de informações complementares. O tipo de obra e a geologia local são informações fundamentais para a seleção. Uma noção da potencialidade de equipamentos e técnicas comumente utilizadas no campo e no laboratório para caracterização de solos moles, entre outros, pode ser obtida em Jamiolkowski *et al* (1985), Ladd e DeGroot (2003), Schnaid (2005) e Mayne *et al* (2009).



(a) ensaios de campo

(b) ensaios de laboratório

Figura 2.1 – Equipamentos, sondas e técnicas de investigação geotécnica (Mayne, 2009).

Quanto aos instrumentos geotécnicos comumente instalados em obras de aterros sobre solos moles, eles devem ser capazes essencialmente de permitir a avaliação de poro-pressões e de deslocamentos. Diversos casos de obras brasileiras, monitoradas por instrumentos, têm sido relatados na literatura [Russo Neto (1980), Sandroni *et al* (1981), Ortigão *et al* (1983), Coutinho (1986), Sandroni e Deotti (2008), Sandroni e Bedechi (2008) e Sandroni (2011)] e devem ser consultadas para conhecimento do tipo de resposta que se obtém a partir da instrumentação geotécnica.

Nos itens seguintes, serão descritos sucintamente alguns procedimentos, técnicas e métodos empregados no desenvolvimento desta tese. Os mesmos serão agrupados nos itens: ensaios de laboratório, ensaios de campo e análises de registros de campo (instrumentação).

## 2.2.

### Ensaio de Laboratório

Nesta parte do capítulo, é feita uma breve descrição dos ensaios de adensamento e das técnicas de interpretação dos resultados destes ensaios, a partir

da qual se obtém as características de solos moles, que permitem avaliar os recalques de estruturas implantadas sobre os mesmos.

Uma questão crucial na determinação da qualidade do dado (parâmetro do solo) obtido a partir da caracterização no laboratório é o grau de amolgamento dos solos, que é inerente aos procedimentos de amostragem no campo e de moldagem dos corpos de prova no laboratório. Assim sendo, o primeiro tópico do capítulo será destinado a uma descrição sucinta dos efeitos do amolgamento do solo e a recomendações úteis para minimização do grau de amolgamento.

### 2.2.1.

#### Qualidade de Corpos de Prova

A rotina da engenharia geotécnica envolve, conforme descrito, a realização de campanhas de ensaios no laboratório, que têm como finalidade a determinação das propriedades dos solos. Atividades comuns destas campanhas de ensaios consistem, consecutivamente, na coleta de amostras no campo, no transporte das amostras para o laboratório, no armazenamento das amostras no laboratório, na preparação dos corpos de prova e na realização dos ensaios. Todas as atividades preliminares à realização dos ensaios representam fontes potenciais de amolgamento do solo, principalmente daqueles com características muito moles.

DeGroot *et al* (2005) afirmaram que o efeito mais importante do amolgamento de amostras de solos muito moles é a perda da estrutura do solo, a qual é acompanhada por uma significativa redução nas tensões efetivas das amostras. Na figura 2.2, tem um esquema, sugerido por Ladd e DeGroot (2003), que ilustra como a condição de uma amostra de uma argila levemente pré-adensada pode variar (de forma não previsível) em relação à condição ideal (de campo).

Neste esquema, as atividades preliminares à realização dos ensaios foram divididas em seis etapas e para cada etapa mostraram-se as hipotéticas trajetórias de tensões experimentadas pelo solo. Os estados de tensões no campo e no início do ensaio estão representados pelos pontos 1 e 9. Neste item, o termo “amostras” deveria, em muitos casos, ser substituído por “corpos de prova”, contudo, para manter a forma dos textos originais preferiu-se não fazer a substituição.



Baligh *et al* (1987) relataram ainda que valores razoáveis para a relação  $t/D$  são obtidos em tubos amostradores de parede fina, com diâmetro variando de 50,8 a 127 mm, que comumente são utilizados na prática. Clayton *et al* (1998) mostraram que ICR, definida na equação 2.1, deve ter valor próximo a zero. DeGroot *et al* (2005) recomendaram adicionalmente que a razão de área (AR), definida na equação 2.2, deve ser inferior a 10%.

$$ICR = (D_3 - D_1)/D_1 \quad (2.1)$$

$$AR = (D_2^2 - D_1^2)/D_1^2 \quad (2.2)$$

Nas equações 2.1 e 2.2,  $D_1$  é o diâmetro interno da ponta do tubo (ponta biselada),  $D_2$  é o diâmetro externo do tubo e  $D_3$  é o diâmetro interno ao longo do *tronco* (parte posterior à ponta) do tubo.

Terzaghi *et al* (1996) recomendaram o emprego de tubos amostradores, com pistão estacionário, como uma forma de se minimizar, durante a extração da amostra (trajetória 5-6), as perdas de recuperação de solo, bem como de controlar a quantidade de solo que penetra no tubo. Conforme descrito por Andersen e Kolstad (1979), este tipo de sistema (pistão estacionário) é antigo e indicado pelo NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) desde 1952.

A forma de se minimizar o amolgamento durante o transporte e o armazenamento da amostra (trajetória 6-7) é consensual [ex.: Andersen e Kolstad (1979) e Ladd e DeGroot (2003)]. Devem ser evitados choques e vibrações e realizada a devida selagem das extremidades das amostras.

Ladd e DeGroot (2003) recomendaram a utilização de procedimentos especiais para extrusão das amostras dos tubos amostradores (trajetória 7-8) e assim minimizar o amolgamento devido à “*quebra*” da interação que se desenvolve entre amostra e parede do tubo. Teixeira *et al* (2012) avaliaram a qualidade de corpos de prova em campanhas de ensaios onde foram e não foram adotados esses procedimentos, e verificaram um aumento significativo (de 42 para 79%) do número de corpos de prova considerados de boa qualidade quando os procedimentos são adotados. Estes procedimentos, que vêm se tornando rotineiros no Brasil [Ex.: Campos (2006) e Andrade (2009)], serão apresentados no decorrer

da tese (item 4.2.2.2) por estarem mais detalhados do que em Ladd e DeGroot (2003).

Durante o procedimento de moldagem dos corpos de prova, o alívio de tensões é inevitável. Contudo, outras formas de amolgamento (trajetória 8-9) podem ser minimizadas ao se moldar os corpos de prova. Lacasse e Berre (1988) recomendaram o descarte das extremidades das amostras, desde que os solos nestas posições podem se apresentar mais amolgados. Ladd e DeGroot (2003) recomendam que a preparação dos corpos de prova seja realizada na câmara úmida, com o intuito de se evitar a perda de umidade. Ferramentas de corte biseladas e cordas de violão devem ser utilizadas na preparação dos corpos de prova (DeGroot *et al*, 2005).

Uma vez que o amolgamento dos solos é inevitável e que tantas fontes de amolgamento existem, é de interesse quantificar o mesmo. Contudo, não existe um critério objetivo universal para quantificação do amolgamento ou classificação da qualidade de corpos de prova. Okumura (1971), citado por Lunne *et al* (1997), listou algumas qualidades que devem ter os parâmetros a serem utilizados na avaliação do amolgamento de corpos de prova:

- serem fáceis de determinar nas condições de amolgamento completo do solo,
- variarem regularmente com o amolgamento, independente da profundidade de extração da amostra, da variação do estado de tensão e do tipo de solo,
- serem sensitivos a mudanças devido ao amolgamento,
- serem de fáceis medidas e que estas sejam de confiança.

Andersen e Kolstad (1979) observaram a que a qualidade de corpos de prova pode ser avaliada com base na redução volumétrica ocorrida durante ensaios de adensamento e sugeriram um critério de avaliação, no qual os corpos de prova podem ser classificados de muito bons / excelente a muito ruins, de acordo com a deformação volumétrica ( $\epsilon_{v0}$ ) ocorrida quando o corpo de prova está submetido às mesmas tensões de campo.

Terzaghi *et al* (1996) atualizaram o critério de Andersen e Kolstad (1979) e estabeleceram o termo *Specimen Quality Designation* (SQD), que define a qualidade de corpos de prova de solos coesivos, com OCR inferior a 5, em cinco classes [de A (superior) até E (inferior)]. Terzaghi *et al* (1996) sugeriram que uma estimativa confiável dos parâmetros que caracterizam o solo requer corpos de prova classificados com SQD igual A ou B.

Lunne *et al* (1997) reformularam a proposta de Andersen e Kolstad (1979) e propuseram um critério com base relação  $\Delta e/e_0$ , onde  $e_0$  é o índice de vazios inicial e  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios entre o início do ensaio e o ponto em que a tensão vertical aplicada ao corpo de prova se iguala à tensão vertical de campo ( $\sigma'_{v0}$ ). Lunne *et al* (1997) sugeriram quatro classes de qualidade dos corpos de prova, conforme mostrado na tabela 2.3.

**Tabela 2.3 – Critério de Lunne et al (1997) para classificação da qualidade de “corpos de prova”.**

| OCR | $\Delta e/e_0$        |                |             |            |
|-----|-----------------------|----------------|-------------|------------|
|     | Excelente a Muito Bom | Bom a Moderado | Ruim        | Muito Ruim |
| 1-2 | < 0,04                | 0,04 - 0,07    | 0,07 - 0,14 | > 0,14     |
| 2-4 | < 0,03                | 0,03 - 0,05    | 0,05 - 0,10 | > 0,10     |

Coutinho *et al* (2002) propuseram um relaxamento no critério de Lunne *et al* (1997), que se traduz em uma subdivisão das duas classes intermediárias (tabela 2.3), quando para aplicação em solos brasileiros. Coutinho *et al* (2002) chamaram a atenção para o fato de o outro critério ter sido elaborado com base em resultados de ensaios triaxiais, que fornecem valores menores para  $\varepsilon_{v0}$ . Na tabela 2.4, foram apresentadas as classes de classificação, assim como os limites, do critério proposto por Coutinho *et al* (2002).

**Tabela 2.4 – Critério de Coutinho et al (2002) para classificação da qualidade de “corpos de prova” – realidade brasileira.**

| OCR | $\Delta e/e_0$        |              |              |                           |              |             |
|-----|-----------------------|--------------|--------------|---------------------------|--------------|-------------|
|     | Muito Bom a Excelente | Bom          | Regular      | Transição – Regular/Pobre | Pobre        | Muito Pobre |
| 1-2 | < 0,04                | 0,04 - 0,055 | 0,055 - 0,07 | 0,07 - 0,105              | 0,105 - 0,14 | > 0,14      |
| 2-4 | < 0,03                | 0,03 - 0,04  | 0,04 - 0,05  | 0,05 - 0,075              | 0,075 - 0,10 | > 0,10      |

Em adição à observação de Coutinho *et al* (2002), ressalta-se ainda que os resultados dos ensaios de adensamento também analisados por Lunne *et al* (1997) são referentes a ensaios do tipo CRS e/ou incremental, com intervalos horários de recarregamento iguais a 2,5 ( $IL^{2.5}$ ), e que esses ensaios também fornecem valores menores para  $\varepsilon_{v0}$ , quando comparados com os resultados de ensaios incrementais, com intervalos horários de recarregamento iguais a 24 ( $IL^{24}$ ). É importante notar que os critérios de avaliação do corpo de prova são aplicados a solos que apresentam OCR entre 1 e 4, intervalo este em que a compressão secundária assume importância significativa nos resultados dos ensaios.

De acordo com o exposto, o critério proposto por Lunne *et al* (1997) deveria ser empregado principalmente nos casos em que a avaliação da qualidade do corpo de prova seja realizada com base em resultados de ensaios representativos da condição de final do adensamento primário (EOP). Caso contrário, poderia ser indicada uma alteração (relaxamento) nos limites entre classes de qualidade dos corpos de prova (ex.: o valor limite de  $\Delta e/e_0$  para a classe de qualidade muito bom a excelente deveria ser maior que 0,04) em função, por exemplo, do coeficiente de compressão secundária do solo. Contudo, qualquer alteração dos limites entre classes de qualidade de corpos de prova pode ser feita apenas no caso em que um banco de dados suficientemente grande das medidas de  $\Delta e/e_0$  para amostras comprovadamente representativas de todas as classes esteja disponível.

É importante ressaltar que o relaxamento dos critérios de avaliação da qualidade dos corpos de prova, devido a um possível descaso no emprego de procedimentos experimentais reconhecidamente úteis na obtenção de corpos de prova indeformados (como aqueles que foram descritos no item anterior) ou devido a dificuldades encontradas no campo, não é justificado.

### 2.2.2.

#### **Ensaio Oedométrico**

O ensaio de laboratório tradicionalmente utilizado para quantificar os parâmetros dos solos que caracterizam a grandeza e a velocidade da ocorrência das deformações de um depósito de solos moles, sob carregamento, é o de adensamento incremental com recarregamento diário ( $IL^{24}$ ). Conforme explicado por Lambe e Whitman (1969), a simplicidade na realização do ensaio e o fato de

as condições de deformações serem similares a situações frequentemente encontradas no campo são as razões pelas quais o ensaio se tornou popular.

Crawford (1986) reafirmou que o sucesso do ensaio está relacionado com o quão bem o modelo do ensaio representa a situação de campo e ressaltou que a condição unidimensional das deformações e carregamentos nem sempre ocorrem no campo. O mesmo também se referiu às pequenas dimensões do corpo de prova, que geralmente é adotado para representar o comportamento de uma massa de milhões de vezes maior. E concluiu que essa extrapolação, associada com o amolgamento dos corpos de prova, pode implicar em erros grosseiros na previsão de recalques. Vale a pena ressaltar que estas não são características particulares dos ensaios incrementais.

Os ensaios convencionais ou resultados dos mesmos apresentam ainda aspectos indesejáveis, inerentes à execução do ensaio, que minoram a eficácia do mesmo. Leroueil *et al* (1983) citou algumas destas características: (1) a obtenção de curvas de compressão ( $e-\log\sigma'_v$ ) descontínuas, (2) a ocorrência variável da compressão secundária durante os diversos estágios de carregamento e (3) o longo tempo de execução do ensaio, que dura cerca de duas semanas.

Como forma de contornar os aspectos não desejáveis, variações do ensaio convencional são normalmente encontradas na literatura. No que se relaciona à descontinuidade, podem ser adotadas razões menores de incrementos de cargas,  $\Delta P/P = 1/2$ , principalmente para tensões próximas a tensão de pré-adensamento do solo (exemplo em Lacerda *et al*, 1977). Contudo o tempo de execução do ensaio pode até dobrar. Quanto à ocorrência da compressão secundária, podem ser adotados ensaios com aplicação de recarregamentos no fim da compressão primária (exemplo em Mesri, 2004). Neste caso o tempo de ensaio é reduzido. Uma variante do carregamento incremental é o carregamento em estágio único, no qual aplica-se ao corpo de prova um único carregamento, que deve ser superior a tensão de pré-adensamento do solo (Leroueil *et al*, 1980). Contudo, este ensaio presta-se apenas para determinação da tensão de pré-adensamento.

As variações dos ensaios convencionais se mostravam sempre no sentido de reduzir o tempo entre incrementos de cargas e, conseqüentemente, o tempo de execução do ensaio. Assim sendo, o desenvolvimento natural do ensaio de

adensamento seguiu para um tipo de ensaio com adensamento contínuo do corpo de prova e com medições contínuas das tensões aplicadas e das conseqüentes deformações (Larsson e Sällfors, 1986).

Hamilton e Crawford (1959), seguindo o desenvolvimento natural, propuseram o ensaio de Velocidade de Deformação Constante (CRS), primeira técnica a ser utilizada em laboratório alternativamente ao ensaio convencional. No ensaio, também são medidas continuamente as poro-pressões na base do corpo de prova. O acompanhamento do ensaio é feito de forma automática (como podem ser feitas também nos ensaios incrementais) e o tempo de ensaio pode cair para poucas horas, dependendo do tipo de solo ensaiado. Esta é atualmente a técnica alternativa mais utilizada. Na Suécia, por exemplo, é o ensaio comumente realizado para determinação das características de compressão do solo (SGI, 1995).

Além do ensaio do tipo CRS, mais alternativas ao ensaio convencional têm sido propostas e para conhecimento destas o leitor deve consultar Head (1983), onde poderá encontrar referências adicionais. Aplicações de algumas técnicas alternativas podem ser encontradas em Tavenas *et al* (1983 - a e b) e em Leroueil *et al* (1983 e 1985).

A velocidade com que o ensaio do tipo CRS é conduzido é o ponto crucial na interpretação dos resultados dos mesmos. Recomendações com base na relação entre a poro-pressão medida na base do corpo de prova e a tensão total aplicada ao mesmo,  $u_b/\sigma_v$ , são comuns, muito embora só possam ser verificadas após a realização do ensaio.

Wissa *et al* (1971) recomendaram a adoção de uma velocidade de deformação tal que a razão  $u_b/\sigma_v$  seja alta o suficiente para que se possa realizar a determinação de  $c_v$  e, ao mesmo tempo, baixa o suficiente para não impor, aos corpos de prova, altos gradientes hidráulicos - não representativos da condição de campo.

Wissa *et al* (1971) recomendaram valores entre 2 e 5 % para a relação  $u_b/\sigma_v$ . Na norma ASTM (1982), que padroniza o ensaio, é recomendado  $3 < u_b/\sigma_v < 20$  %. Smith e Wahls (1969) obtiveram bons resultados em ensaios onde  $u_b/\sigma_v < 50$  %.

%. Estes exemplos mostram que não existe um consenso entre as propostas encontradas na literatura.

Dentre outros, Armour e Drnevich (1986) propuseram, com base no trabalho de Wissa *et al* (1971), uma metodologia racional para determinação da velocidade de deformação. Contudo, uma proposta pouco prática, pois uma modificação no procedimento usual de execução dos ensaios se faz necessária para se determinar preliminarmente o coeficiente de permeabilidade do solo. Além do mais, para emprego da metodologia, é necessário conhecer também o teor de umidade e os índices de plasticidade do solo.

Mesri (1984), citado por Jamiolkowski *et al* (1985), sugeriu a relação expressa na equação 2.3 para determinação da velocidade de deformação a ser imposta ao corpo de prova, em um ensaio do tipo CRS, de forma a obter uma curva similar à curva do ensaio incremental com recarregamento no final da compressão primária. Esta proposição apresenta, em parte, o mesmo problema da proposição de Armour e Drnevich (1986).

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{k_0}{2(C_c/C_k)H_d^2} \cdot \frac{\sigma'_p}{\gamma_w} \cdot \frac{C_\alpha}{C_c} \quad (2.3)$$

Onde,  $C_c$  é o índice de compressão do solo (item 2.2.3);

$C_\alpha$  é o índice de compressão secundária do solo (item 2.2.4);

$k_0$  é o coeficiente de permeabilidade inicial (item 2.2.5);

$C_k = \Delta e / \Delta \log k$  (item 2.2.5);

$H_d$  é a altura de drenagem;

$\gamma_w$  é o peso específico da água ( $\approx 9,81 \text{ kN/m}^3$ ).

Uma boa prática para se definir a velocidade de ensaio é ensaiar preliminarmente um corpo de prova, cujo solo tenha características parecidas com o solo a ser caracterizado (ex.: corpo de prova moldado da mesma amostra). Neste caso, a velocidade pode ser variada durante o ensaio de forma a permitir uma avaliação da relação  $u_b/\sigma_v$ . Um fator limitante deste procedimento é o comprimento reduzido (ex.: 60 cm) dos amostradores comumente utilizados na prática, que não permitem folgas para testes.

Será visto nos itens seguintes que a velocidade com que são executados os ensaios de adensamento exerce influência sobre alguns parâmetros que definem o comportamento dos solos.

### 2.2.3.

#### Compressão Primária e Tensão de Pré-Adensamento

Os resultados dos ensaios de adensamento convencionais fornecem tantas relações, entre a variação da tensão vertical efetiva aplicada ao corpo de prova e a variação de altura do mesmo, quantos incrementos de carga forem aplicados ao se realizar os ensaios. Como a deformação lateral dos corpos de prova durante a execução do ensaio é nula, é possível estabelecer uma relação entre as variações de altura do corpo de prova,  $\Delta h$ , e do índice de vazios do solo,  $\Delta e$ , conforme mostrada na equação 2.4.

$$\Delta e = \frac{\Delta h \cdot (1 + e_0)}{h_0} \quad (2.4)$$

Onde,  $e_0$  é o índice de vazios inicial do solo;

$h_0$  é a altura inicial do corpo de prova.

É usual representar a compressibilidade do solo medida no ensaio de adensamento em um gráfico que relaciona os índices de vazios com a tensão vertical efetiva, sendo a tensão representada tanto em escala linear como em escala logarítmica. Resultados experimentais mostram que, quando se adota a escala logarítmica, a sequência de pontos do ensaio pode ser aproximada por trechos aproximadamente retilíneos, tornando a representação gráfica nesta escala atrativa.

Na figura 2.3, é mostrada uma curva típica  $e$ - $\log \sigma'_v$ . Os três trechos aproximadamente retilíneos são representados pelos índices de recompressão,  $C_r$ , de compressão virgem,  $C_c$ , e o de expansibilidade,  $C_s$ . Dada a semelhança de declividade dos trechos de recompressão e expansão, é usual considerar  $C_r = C_s$ , definidos por uma reta de inclinação média.

Nos trechos representados pelo índice de recompressão ( $C_r$ ), nos quais o solo está sujeito a cargas crescentes, contudo ainda inferiores a valores antes já experimentados (ex.:  $\sigma'_p$ ), as deformações são quase totalmente reversíveis ou

elásticas e de pequenas magnitudes. Quanto aos trechos representados pelo índice de compressão virgem ( $C_c$ ), nos quais o solo está sujeito a tensões efetivas nunca experimentadas anteriormente, grandes deformações, preponderantemente irreversíveis ou plásticas, são experimentadas pelo solo. Na figura 2.3, o trecho de expansão/recompressão da curva evidencia a irreversibilidade das deformações no tramo virgem, assim como o comportamento essencialmente elástico em etapas de descarregamento e recarregamento.

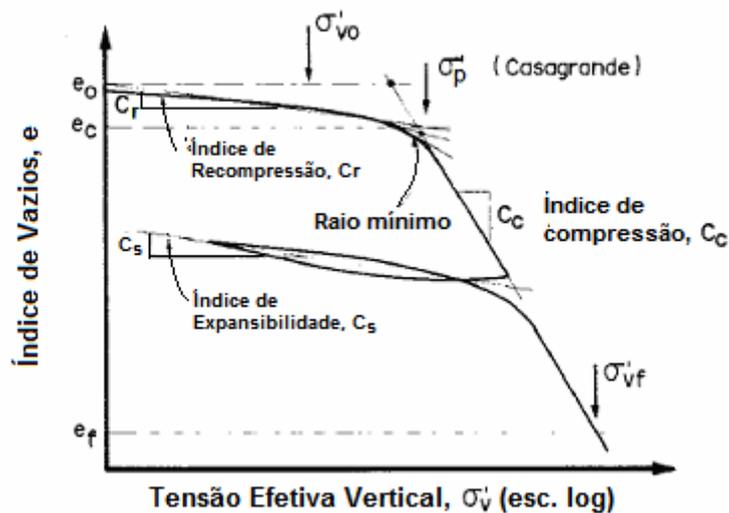


Figura 2.3 – Definição dos índices de compressão dos solos.

Ladd e DeGroot (2003) ressaltaram a importância do índice de compressão virgem, em relação ao de recompressão, uma vez que as experiências dos mesmos o permitem dizer que  $C_r \approx 0,1 - 0,2 C_c$ .

Representações gráficas das tensões efetivas aplicadas ao corpo de prova versus as deformações volumétricas sofridas pelos mesmos também são usuais, contudo apresentam o inconveniente de  $m_v$ , parâmetro que relaciona a variação das duas grandezas, ser dependente do nível de tensão. Lambe e Withman (1969) apresentam uma tabela com as diversas relações entre os parâmetros que são usados para descrever o comportamento tensão-deformação do solo na compressão confinada.

As deformações por adensamento, em camadas de solos moles, podem ser estimadas a partir do conhecimento da curva  $e-\log \sigma'_v$ , ou, mais diretamente, com o emprego dos índices de compressão e recompressão que estabelecem as

características desta curva. Estimativas destas deformações são realizadas normalmente com o emprego da equação 2.5.

$$\varepsilon_{t < t_p} = \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \quad (2.5)$$

Neste caso, as deformações são estimadas com base na divisão de um parâmetro de compressibilidade constante por um volume de referência. Contudo, diversos pesquisadores [Leroueil *et al* (1983), Nagaraj *et al* (1990) e Mesri *et al* (1997)] têm mostrado casos em que o tramo virgem da curva de compressão do solo não é bem definido por uma reta, mesmo em um plano semi-logarítmico,  $e - \log \sigma'_v$ . Assim sendo, a vantagem em se trabalhar com os índices  $C_c$  e  $C_r$ , ao invés dos coeficientes de variação volumétrica ou de compressibilidade ( $m_v$  ou  $a_v$ ), que são estimados a partir da curva de compressão em escala linear, é menos relevante.

Butterfield (1979) mostrou que, adotando-se o volume específico, ao invés do índice de vazios dos solos, a representação dos dados de ensaio em um plano bi-logarítmico,  $\log(1+e) - \log(\sigma'_v)$ , torna mais linear a curva de adensamento de solos muito compressíveis, como os dois exemplos mostrados na figura 2.4.

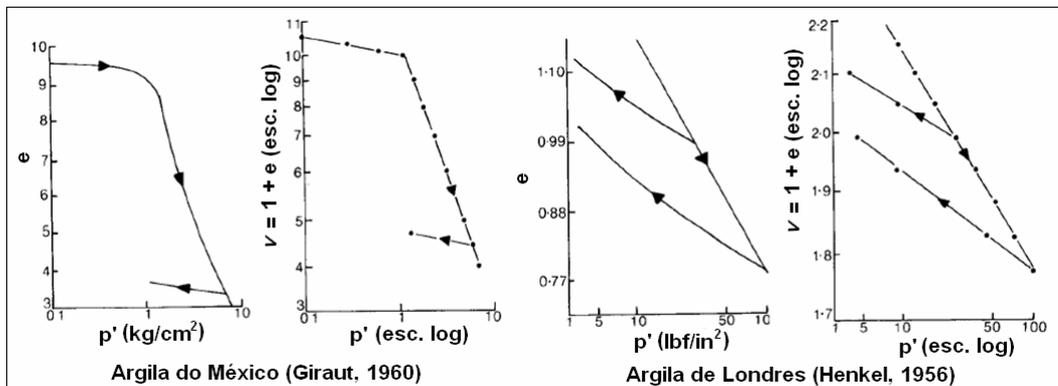


Figura 2.4 – Comparação das curvas  $e - \log \sigma'_v$  e  $\log(v) - \log \sigma'_v$  (adaptada de Butterfield, 1979).

A curva  $e - \log \sigma'_v$  de um solo submetido a um ensaio de adensamento (figura 2.3) evidencia, conforme mencionado, a existência um nível de tensão vertical que separa uma região onde ocorrem pequenas deformações (elásticas) de outra na qual ocorrem grandes deformações (preponderantemente plásticas). Esta tensão divisora é chamada de tensão de pré-adensamento,  $\sigma'_p$ . Casagrande (1936) definiu

tensão de pré-adensamento como a máxima tensão vertical já experimentada pelo solo.

Contudo, além do carregamento, outros mecanismos podem influenciar o valor de  $\sigma'_p$ , como por exemplo o efeito da compressão secundária. Leonards e Ramiah (1960) definiram a tensão de pré-adensamento devida à compressão secundária como tensão de “quase pré-adensamento”. Os resultados apresentados por Leonards (1972), conforme mostrado na figura 2.5, indicaram um aumento de aproximadamente 40% no valor da tensão de pré-adensamento de argilas sedimentadas artificialmente, descarregadas e carregadas no laboratório, devido ao efeito da compressão secundária.

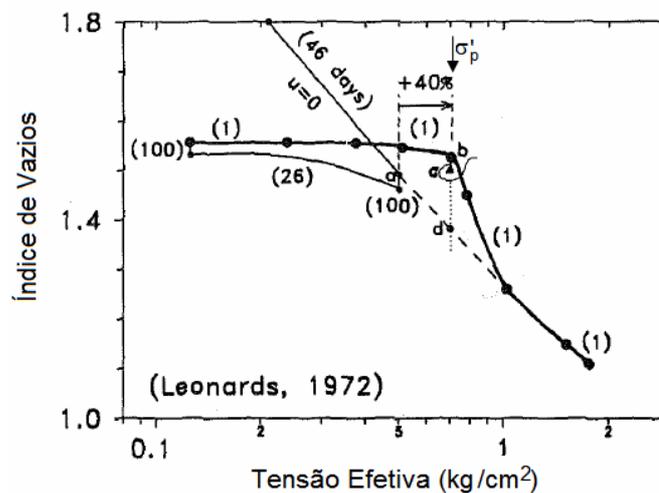


Figura 2.5 – Efeito da compressão secundária na tensão de pré-adensamento (adaptada de Schmertman, 1983).

Jamiolkowski *et al* (1985) incluíram também o ressecamento e as interações físico-químicas na lista de mecanismos que podem desenvolver a tensão de pré-adensamento de solos e indicaram formas de identificar a ocorrência de parte dos mecanismos.

Conhecendo-se as variações que ocorrem no comportamento do solo quando  $\sigma'_p$  é ultrapassada, é possível afirmar que a determinação da mesma é relevante para a previsão dos recalques de um solo (ver equação 2.5). Ladd e DeGroot (2003) consideraram  $\sigma'_p$  como o parâmetro mais importante a ser determinado em uma análise de recalques.

Muito embora se mostrem importantes, nem sempre são satisfatórios os valores de  $\sigma'_p$  determinados a partir de ensaios de laboratório. Na realidade, é comum a curva  $e$ - $\log \sigma'_v$  (laboratório) não apresentar uma transição nítida entre os trechos separados por  $\sigma'_p$ . Na figura 2.6, tem um esquema comparando uma curva típica de um ensaio de laboratório (inferior), realizado em um corpo de prova considerado *indeformado*, com uma curva de compressão no campo (superior). Para fins de ilustração, exageros foram cometidos. O termo *indeformada* se refere àquelas amostras onde a única alteração em relação à situação de campo foi o inevitável alívio de tensões que ocorre durante o processo de amostragem.

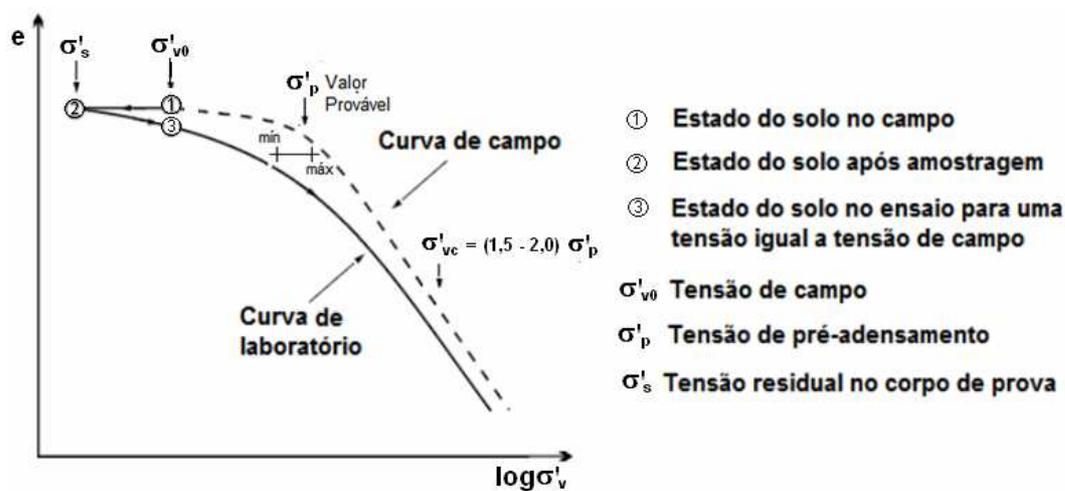


Figura 2.6 – Comparação entre as curva  $e$ - $\log \sigma'_v$  de laboratório e de campo (adaptado de Coelho, 2000).

Na figura, o trecho 1-2 representa o alívio de tensões. Considerando que não houve amolgamento durante a amostragem e a moldagem dos corpos de prova, as curvas de campo e de laboratório devem coincidir no ponto 2. Contudo, o recarregamento no laboratório leva o corpo de prova para índices de vazios,  $e$ , inferiores ao existente no campo, sendo as maiores diferenças observadas próximo a  $\sigma'_p$ . A transição mais suave entre os tramos de recompressão e de compressão virgem apresentada pela curva de laboratório tornam a determinação de  $\sigma'_p$  menos confiável – representada na figura por um intervalo de valores. De acordo com os procedimentos SHANSEP para desenvolvimento de projeto [Ladd e Foot (1974) e Ladd *et al* (1977)], a curva de laboratório aproxima-se da curva de campo quando as tensões verticais ( $\sigma'_{vc}$ ) ultrapassam cerca de (1,5 a 2,0) vezes  $\sigma'_p$  de solos sobre-adensados mecanicamente. É importante notar na figura a trajetória 2-3, que

representa o recarregamento até as tensões efetivas de campo (ponto 3), cuja variação correspondente do índice de vazios é utilizada para avaliar a qualidade de corpos de prova.

Infelizmente, a obtenção de corpos de prova indeformados de solos muito moles é improvável. Nesses casos, além das curvas de laboratório se tornarem tão mais suaves quanto maior o grau de amolgamento, não será observada a concordância, no ponto 2, das curvas de campo e de laboratório. Burland (1990) apresentou resultados de ensaios de adensamento, realizados com solos completamente amolgados, que mostravam que as curvas de compressão ( $e$ - $\log \sigma'_v$ ) dos solos podiam ser aproximadas por retas.

De uma forma geral, três efeitos diretos do amolgamento podem aparecer no resultado de um ensaio de adensamento: (1) aumento da compressibilidade no trecho de recompressão, (2) redução da compressibilidade no trecho de compressão virgem e (3) a definição de  $\sigma'_p$  se torna mais obscura, geralmente sendo obtidos valores mais baixos. Uma implicação direta dos efeitos do amolgamento ocorre na previsão de recalques por adensamento (ver equação 2.5), que em geral são sobre-estimados.

Contudo o erro nem sempre está do lado “*favorável*”. No que se refere ao método de determinação de  $\sigma'_p$ , o contrário pode ocorrer, isto é, o recalque por adensamento pode ser subestimado devido à obtenção de valores mais altos de  $\sigma'_p$ .

O método amplamente divulgado para determinação da tensão de pré-adensamento de um solo é o de Casagrande (1936). Contudo a subjetividade envolvida na interpretação gráfica, que está relacionada à determinação da reta tangente ao ponto de maior curvatura da curva  $e$ - $\log \sigma'_v$  e à dependência dos valores de  $\sigma'_p$  da escala do gráfico [Souza Pinto (1992) e Clementino (2005)], abriram espaço para novas proposições.

Pacheco Silva (1970) propôs um método no qual a avaliação de  $\sigma'_p$  também é realizada graficamente, mas que supera os problemas do método de Casagrande (1936). A independência do ajuste dos pontos de ensaio a uma reta no trecho anterior a  $\sigma'_p$  é uma característica importante do método.

Ao se discorrer sobre os índices de compressão, foi mencionado que alguns tipos de solos não apresentam o tramo de compressão virgem bem definido por uma reta quando representado em escala semi-logarítmica ( $e$ - $\log \sigma'_v$ ). Nestes casos, a aplicação dos métodos de Casagrande e Pacheco Silva na determinação de  $\sigma'_p$  é considerada inadequada, por dependerem de um ajuste de uma reta à seqüência de pontos da curva de compressão virgem dos solos.

Butterfield (1979) adotou, conforme relatado (ver figura 2.4), o plano bi-logarítmico,  $\log(1+e)$ - $\log(\sigma'_v)$ , para linearizar as curvas de compressão d esses tipos de solos. Com base nesta representação gráfica, Sridharan *et al* (1991) propuseram a determinação de  $\sigma'_p$  pela interseção dos dois trechos lineares correspondentes às etapas recompressão e de compressão virgem. Sridharan *et al* (1991) compararam os valores obtidos pelos métodos proposto por eles e de Casagrande (1936) e obtiveram pelo primeiro deles valores sistematicamente mais próximo dos reais, concluindo ainda que os valores de  $\sigma'_p$  obtidos pelo método de Casagrande (1936) são superestimados.

No caso de solos que exibem a curva  $e$ - $\log \sigma'_v$  naturalmente arredondada ou ou até mesmo com um grau de amolgamento, a determinação de  $\sigma'_p$ , pelos métodos anteriormente referidos, pode não ser satisfatória. Para esses casos, Becker *et al* (1987) propuseram um método no qual o critério para avaliação da tensão de pré-adensamento é o trabalho.

A aplicação do método depende da construção de um gráfico que relaciona o trabalho acumulado, em cada incremento de carga, por unidade de volume,  $\Delta W$ , com a tensão vertical efetiva final, em uma escala aritmética. Então, as seqüências de pontos anteriores e posteriores à tensão de pré-adensamento podem ser aproximadas por duas retas, cujo ponto de interseção define o valor de  $\sigma'_p$ .  $\Delta W$  é calculado a partir da equação 2.6.

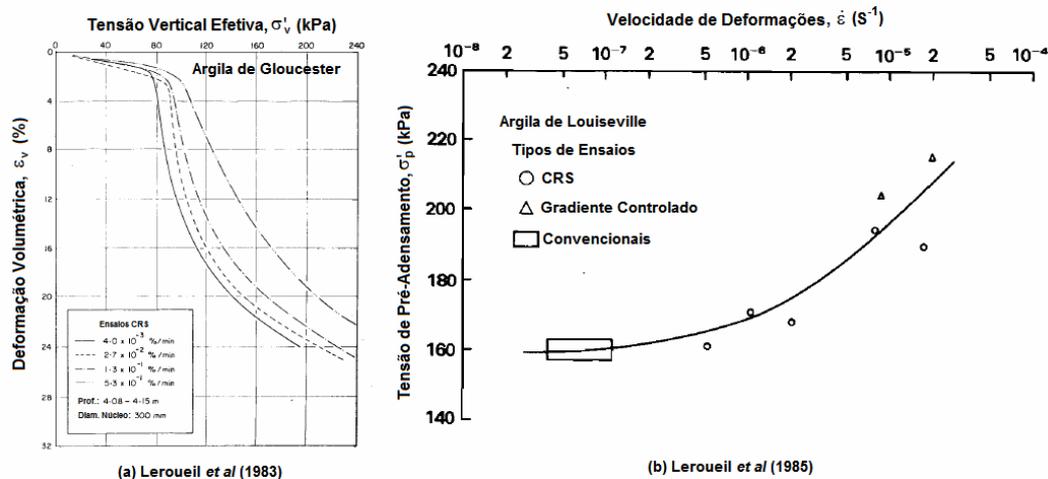
$$\Delta W = \left( \frac{\sigma'_i - \sigma'_{i+1}}{2} \right) \cdot (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (2.6)$$

Becker *et al* (1987) aplicaram o método proposto pelos mesmos aos resultados de ensaios de adensamento realizados com corpos de prova de argilas nos estados remoldados e naturais, com ciclos de descarregamento e

recarregamento, e obtiveram valores correspondentes (com variações de até 10%) aos valores conhecidos de  $\sigma'_p$ .

Crawford (1964) observou que a velocidade, com que é executado o ensaio de adensamento, exerce influência significativa sobre alguns parâmetros que definem o comportamento dos solos. Na figura 2.7 (a), adaptada de Leroueil *et al* (1983), mostra-se que, ao se elevar a velocidade de deformação do ensaio (CRS), a curva de compressão do solo se desloca para direita e, assim sendo, quanto maior velocidade com que o ensaio é realizado maior será a tensão de pré-adensamento determinada no mesmo.

Na figura 2.7 (b), mostra-se a relação típica, obtida por Leroueil *et al* (1985), entre a tensão de pré-adensamento de um solo e a velocidade do ensaio no qual o parâmetro foi determinado. Os resultados apresentados se referem a três tipos de ensaios [CRS, de gradiente controlado (CGT) e incremental], que possibilitaram a obtenção da relação para um grande intervalo de velocidades.



**Figura 2.7 – Influência da velocidade de deformação nos resultados de ensaios de adensamento e determinações de  $\sigma'_p$**

Leroueil *et al* (1983) mostraram também que a condição de campo é mais bem representada em uma análise quando  $\sigma'_p$  é obtido em resultados de ensaios incrementais (IL<sup>24</sup>), que são realizados com menor velocidade, do que quando é obtido a partir dos demais ensaios por eles realizados. Eles chegaram a esta conclusão depois de compararem os valores  $\sigma'_p$  determinados a partir de ensaios

de laboratório e dos registros de instrumentação de um aterro experimental implantado sobre um depósito de argilas moles em Gloucester (Canadá).

Leroueil *et al* (1985) notaram a similaridade, no que se refere à forma, das curvas de compressão obtidas a partir de ensaios de adensamento, que foram realizados com o emprego diversas técnicas e nos quais foram impostas diversas velocidades. Assim sendo, os parâmetros que definem a compressibilidade de um solo podem ser determinados de qualquer curva de ensaio.

#### **2.2.4. Compressão Secundária**

Os primeiros relatos sobre o fenômeno da compressão secundária e a insuficiência da teoria de Terzaghi (1925), para descrever por completo o comportamento (deformações) de argilas com o tempo, datam da época do Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações [Buisman (1936) e Gray (1936)].

Taylor e Merchant (1940), motivados pela diferença entre a teoria e resultados experimentais, principalmente nos estágios finais do adensamento primário, foram provavelmente os primeiros a tentarem revisar a teoria do adensamento de Terzaghi (1925). Atualmente, existem vários modelos reológicos a partir dos quais é possível considerar as deformações de um solo por compressão primária e secundária. Dentre estes modelos, os propostos por Taylor e Merchant (1940), Gibson e Lo (1961) e Barden (1968) são os mais conhecidos.

Conforme relatados por Massad (2010), os modelos propostos por Gibson e Lo (1961) e Barden (1968) não possuem solução analítica para a equação diferencial que rege o problema e assim sendo requerem uma solução numérica, motivo pelo qual são pouco utilizados.

A compressão secundária pode ser tão ou mais importante que a compressão primária. Como exemplo deste fato, tem-se a experiência de Olson (1998), que o permitiu afirmar que, para uma argila normalmente adensada, a compressão secundária é responsável por 30 a 60% dos deslocamentos que ocorrem em corpos de prova ensaiados com ciclos de recarregamento diários no laboratório.

As evoluções dos deslocamentos e dos excessos de poro-pressões em um corpo de prova, submetido a um estágio de carregamento em um ensaio de adensamento incremental, como mostradas nas figuras 2.8 (a) e (b), evidenciam a ocorrência da compressão secundária e permitem se fazer uma avaliação do comportamento do solo ao longo do tempo.

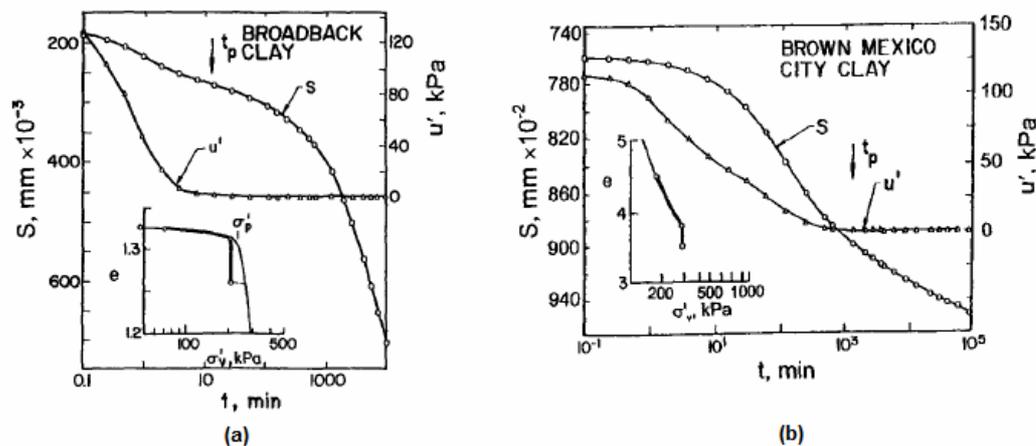


Figura 2.8 – Comportamento do solo sob carregamento com o tempo (Mesri, 1987).

Pode ser verificado que, após o momento da solicitação do solo ( $t = 0$ ), o excesso de poro-pressão gerado se dissipa ao longo do tempo, devido à drenagem, resultando na deformação progressiva do solo. Após a completa dissipação dos excessos de poro-pressão ( $t_p = t_{100}$ ), tem fim o processo de adensamento hidrodinâmico, normalmente referido como compressão primária, contudo as deformações do solo continuam a ocorrer na condição  $\Delta u \approx 0$  (ou tensões efetivas aproximadamente constantes). Tais deformações, sob tensões efetivas aproximadamente constantes, se exprimem no fenômeno fluência, habitualmente referido como compressão secundária.

No que se refere ao mecanismo que explica a compressão secundária, ainda não se tem entendimento completo. Quatro proposições existentes foram descritas em Andrade (2009), que deve ser consultado também para a obtenção de referências.

A compressão secundária de um solo é quantificada pelo índice de compressão secundária do solo,  $C_{\alpha}$ , conforme expresso na equação 2.7.  $C_{\alpha}$  é

determinado normalmente nos trechos lineares, posteriores a  $t_p$ , das curvas  $e$ - $\log t$  de cada incremento do ensaio de adensamento convencional.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2.7)$$

Segundo Mesri e Castro (1987),  $C_\alpha$  pode aumentar, permanecer constante ou reduzir com o tempo. Os resultados apresentados nas figuras 2.8 (a) e (b) são relativos a dois casos onde, respectivamente,  $C_\alpha$  aumenta e reduz com o tempo. Pode ser verificado que os resultados se referem a incrementos de carga,  $\sigma'_v$ , da mesma ordem de grandeza de  $\sigma'_p$  [fig. 2.8 (a)] e superiores a  $\sigma'_p$  [fig. 2.8 (b)].

O comportamento mostrado na figura 2.8 (a) necessariamente deve sofrer uma alteração ao longo do tempo. Conforme ponderado por Martins e Lacerda (1989),  $C_\alpha$  deve diminuir com o tempo e o  $\lim_{t \rightarrow \infty} C_\alpha = 0$ , caso contrário, poderia ser especificado um tempo tal que  $e_0 < 0$ , que é uma condição impossível de ocorrer.

Na tentativa de explicar o aumento de  $C_\alpha$  com o tempo, Mesri e Godlewisk (1977) perceberam a existência de uma relação aproximadamente linear entre  $C_\alpha$  e  $C_c$  e postularam que: “para qualquer solo, existe uma única relação entre  $C_\alpha$  e  $C_c$ , que é válida para todas as combinações de tempo, tensão efetiva e índice de vazios”.

Atualmente, a forma corrente de se determinar recalques por compressão secundária faz uso desse postulado. O parâmetro  $C_c$  é aplicado indistintamente em toda a curva de compressão relativa à condição de final do adensamento primário (IL<sup>EOP</sup>). A forma correta de se determinar a relação  $C_\alpha/C_c$  foi mostrada em Mesri e Castro (1987). No caso de curvas em que se observa um aumento de  $C_\alpha$  com o tempo [figura 2.8 (a)], Mesri e Choi (1984) descreveram o procedimento para obtenção dos parâmetros.

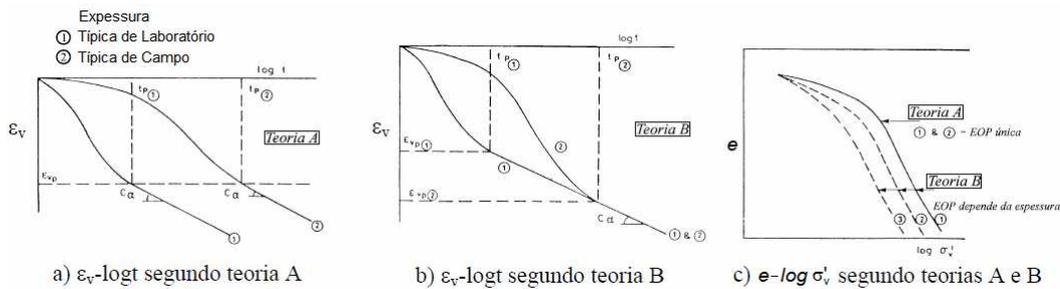
Relatos de situações em que a relação  $C_\alpha/C_c$  não permanece constante para um solo são comuns, contudo, Mesri tem conseguido provar que tais situações se devem à determinação e/ou à interpretação incorretas dos parâmetros.

Uma grande quantidade de dados [Mesri e Choi (1984), Mesri (1987), Mesri e Castro (1987), e Mesri *et al* (1997 e 2001)], referente a diversos tipos de solos, foi compilada por Mesri (2004), que julgou como bem estabelecida a relação  $C_{\alpha}/C_c = \text{constante}$  e sugeriu o intervalo de valores entre 0,01 e 0,07 para a mesma. Anagnostopoulos (1982) e Mesri *et al* (1997) apontam o aumento de  $C_{\alpha}$  com a presença de matéria orgânica no solo. Mesri e Castro (1987) sugerem  $C_{\alpha}/C_c = 0,04 \pm 0,01$  e  $C_{\alpha}/C_c = 0,05 \pm 0,01$  para a maioria das argilas moles inorgânicas e orgânicas de alta plasticidade, respectivamente.

Uma vez que as deformações por fluência não podem ser observadas isoladamente durante o adensamento hidrodinâmico, é habitual dividir para fins práticos (previsões) a compressão de solos finos em duas componentes: primária e secundária. Na forma corrente de determinação de recalques por compressão secundária, considera-se que a mesma se inicia após o término da primária. Contudo, a ocorrência ou não do fenômeno da fluência durante o período da compressão primária pode influenciar significativamente a previsão de recalques e por isso é objeto de diversas pesquisas.

Duas hipóteses (A e B) extremas, propostas por Ladd *et al* (1977), estabelecem respectivamente que a fluência ocorre apenas após o fim da compressão primária (A) ou também durante a dissipação dos excessos de poropressões (B), caso no qual se verifica um aumento das deformações na condição de fim do primário para perfis mais espessos do mesmo solo. Um esquema do comportamento dos solos de acordo com as duas teorias pode ser visto na figura 2.9.

Mesri e Choi (1985) resumiram uma revisão bibliográfica de diversas tentativas de se avaliar o efeito da fluência na compressão primária e, a partir de resultados de ensaios de laboratório, realizados em corpos de prova com alturas variando entre 2 e 50 cm, concluíram que os resultados de ensaios de laboratório realizados na condição de fim do adensamento primário podem ser adotados como referência na previsão de recalques de campo, em horizonte de solos consideravelmente mais espessos. Os dados apresentados por Mesri e Choi (1985) foram considerados conclusivos por Jamiolkowski *et al* (1985). Neste caso, a teoria A é aplicável.



**Figura 2.9 – Comparação entre teorias de compressão secundária [Hight et al (1987), adaptada de Coelho (2000)].**

Kabbaj *et al* (1988), por outro lado, concluíram, a partir de um estudo no qual foram comparadas curvas do tipo tensão vs deformação de campo (quatro aterros em localidades diferentes) e de laboratório, que os recalques de campo são subestimados quando as estimativas são feitas com base em resultados de laboratório, com recarregamentos no fim do primário ou diários. Assim sendo, a teoria A não é aplicável.

Nos dois últimos parágrafos, foram descritas duas linhas de argumentação, suportadas por dados experimentais, que demonstram a inexistência de um consenso a respeito da ocorrência da fluência como um fenômeno à parte (teoria A) ou não (teoria B).

Mesri (2004) ponderou que a hipótese A não requer necessariamente que a fluência ocorra apenas após o fim da compressão primária. O mesmo concluiu, com base nos dados apresentados por Mesri *et al* (1995), que, apesar de a fluência ocorrer durante longo período de compressão primária, como no campo, esta contribuição é menos expressiva do que quando medida no laboratório, em que o tempo para dissipação dos excessos de poro-pressões é curto, e que, assim sendo, é possível ter curvas de compressão únicas relativas ao fim da compressão primária, independentes da duração desta.

Sandroni (2006) se referiu a casos de construções nas quais são empregados drenos verticais aceleradores de recalques e, restringindo a análise para estes casos, concluiu que a compressão primária ocorre rapidamente e a compressão secundária se desenvolve, em grande parte, após o fim da primária.

O principal objetivo da avaliação da compressão secundária de solos, contudo, é realizar previsões de recalques secundários, após o período de

compressão primária. Neste caso, os recalques ( $\rho_{t>t_p}$ ) de um perfil de solos, com espessura  $H_0$ , podem ser estimados com base na expressão da equação 2.8.

$$\rho_{t>t_p} = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \frac{C_\alpha}{C_c} \cdot H_0 \cdot \log \frac{t}{t_p} \quad (2.8)$$

Pode ser verificado na equação 2.8 que a magnitude dos recalques depende dos valores que assumem as relações  $C_\alpha/C_c$  de  $C_c/(1+e_0)^{EOP}$  (abordadas anteriormente), mas também do valor que assume a relação  $t/t_p$ . Muito embora, no laboratório, o valor da relação  $t/t_p$  possa ser grande, no campo ela raramente é maior do que 100, considerando a vida útil de construções, e geralmente é menor do que 10 (Terzaghi *et al*, 1996). O caso de construções com o emprego de drenos é um caso onde  $t/t_p$  pode ser maior que 100.

Em maior ou menor grau, todos os solos exibem compressão secundária, a qual se manifesta desde a sua deposição no campo. Schmertmann (1991) relatou nunca ter tido a oportunidade de observar um depósito verdadeiramente normalmente adensado e que, em muitos dos casos, depósitos foram considerados normalmente adensados devido à dificuldade em determinar um ligeiro grau de sobre-adensamento com métodos comuns de amostragem. Este ligeiro grau de sobre-adensamento pode ser atribuído ao envelhecimento, designadamente a ocorrência do adensamento secundário, que resulta geralmente em uma melhora das propriedades mecânicas do solo.

Mesri e Castro (1987) propuseram a expressão da equação 2.9 como uma forma de estimar, para um determinado tempo ( $t$ ), a razão de pré-adensamento do solo, resultante do adensamento secundário.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vi}} = \left( \frac{t}{t_p} \right)^{(C_\alpha/C_c)/(1-C_r/C_c)} \quad (2.9)$$

Onde,  $\sigma'_{vs}$  é a tensão de pré-adensamento devido à compressão secundária,  
 $\sigma'_{vi}$  é a tensão de adensamento para a qual a compressão secundária ocorre.

Uma alternativa para se estimar recalques por compressão secundária requer o emprego do modelo reológico proposto de Leroueil *et al* (1985), no qual a

compressão secundária pode ser vista como um efeito da velocidade de deformação.

Leroueil *et al* (1985), com base em resultados de ensaios [CRS, de gradiente controlado (CGT), incremental com recarregamento no fim-do-primário ( $IL^{EOP}$ ), de estágio de carregamento único e de adensamento triaxial anisotrópico], realizados com argilas canadenses, para os quais foram adotadas velocidades de deformação bastante variadas (intervalo entre  $10^{-5}$  a  $10^{-9}$   $s^{-1}$ ), propuseram um modelo no qual o comportamento de argilas é descrito por duas relações  $[(\dot{\epsilon}_v - \sigma'_p)$  e  $(\sigma'_v / \sigma'_p - \epsilon_v)]$ , conforme indicadas pelas curvas mostradas nas figuras 2.10 (a) e (b), que se forem conhecidas, qualquer outra relação tensão-deformação-velocidade de deformação  $(\sigma'_v - \epsilon_v - \dot{\epsilon}_v)$  pode ser obtida para o solo em questão, conforme indicado na figuras 2.10 (c).

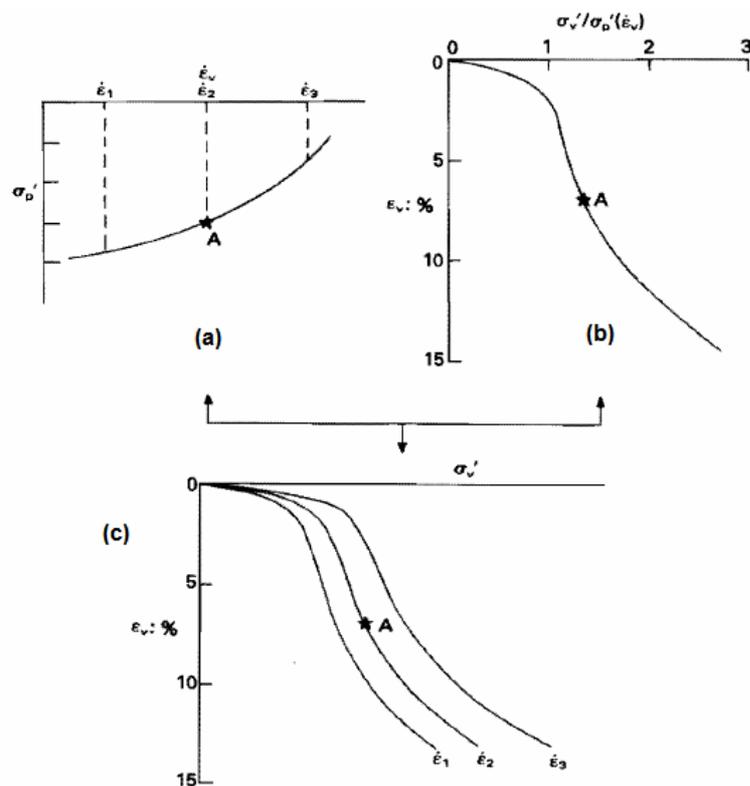


Figura 2.10 - Modelo reológico sugerido para argilas naturais (Leroueil *et al*, 1985).

Apesar da potencialidade do modelo, Leroueil *et al* (1985) reconheceram a necessidade da continuação dos estudos para ampla aplicação do mesmo.

O Grupo de Reologia da COPPE (UFRJ) vem desenvolvendo, desde meados da década de 80, um estudo completo a respeito do adensamento secundário, que pode ser acompanhado em diversas teses publicadas [ex.: Vieira (1988), Feijó (1991), Lima (1993), Garcia (1996), Thomasi (2000), Santa Maria (2002), Aguiar (2008) e Andrade (2009)], contudo não foi encontrada uma publicação conclusiva (ou parcialmente conclusiva), com a avaliação do estudo que teve início com o trabalho de Martins e Lacerda (1985).

### 2.2.5.

#### Velocidade de Adensamento e Coeficiente de Permeabilidade

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 ( $m_v$ ) do solo, conforme indicado no termo entre igualdades na equação 2.10. Então, assim como  $m_v$ ,  $c_v$  varia com o nível de tensões aplicado ao solo (desde que  $k_v$  não varie da mesma forma).

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} = \frac{T \cdot H^2}{t} \quad (2.10)$$

Onde,  $\gamma_w$  é o peso específico da água,

$T$  é o fator tempo para um dado percentual do adensamento,

$H$  é a da altura do corpo de prova dividida por dois (drenagem no topo e na base),

$t$  é o tempo para um dado percentual do adensamento.

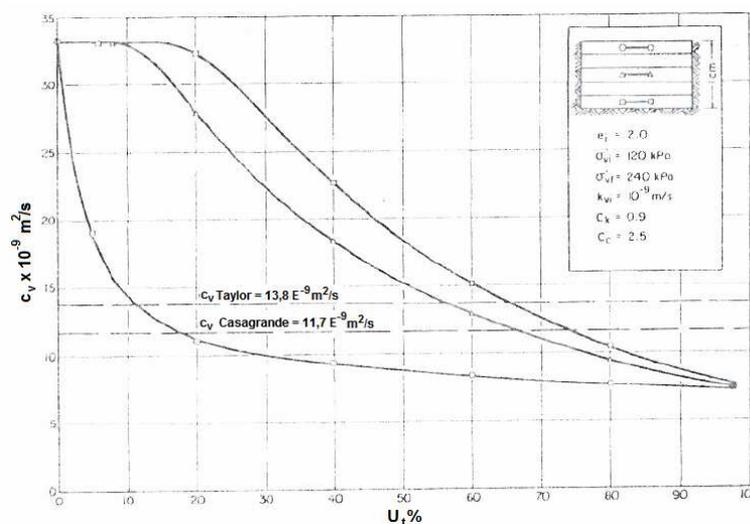
Em ensaios de adensamento convencionais,  $c_v$  pode ser estimado a partir dos dados da variação de altura dos corpos de prova, registrados durante o intervalo de tempo entre dois incrementos de carga consecutivos. O último termo da equação 2.10 é utilizado para este propósito. Os métodos de Taylor e Casagrande, os quais fazem uso da representação gráfica da variação da altura do corpo de prova com o tempo, expresso em raiz quadrada e escala logarítmica, respectivamente, são comumente utilizados na determinação do parâmetro.

Uma vez que as curvas de laboratório não são equivalentes às curvas teóricas, os valores de  $c_v$ , determinados pelos métodos de Taylor e Casagrande, são geralmente diferentes (Duncan, 1993). Lambe e Withman (1969) afirmaram

que  $c_v$  obtido pelo método de Taylor é usualmente maior do que quando obtido pelo método de Casagrande. Tavenas *et al* (1983) apresentaram resultados de ensaios referentes a uma argila que indicam  $c_{v(Taylor)}/c_{v(Casagrande)} \approx 1,2$  (figura 2.11). Duncan (1993), a partir dos resultados de ensaios em um silte argiloso orgânico de alta plasticidade e em um conjunto maior de solos, obteve valores médios para  $c_{v(Taylor)}/c_{v(Casagrande)}$  da ordem de 1,5 e 1,7, respectivamente.

Duncan (1993), com base na observação de que os recalques no campo se mostram geralmente com velocidade superior àquelas previstas com base nos coeficientes de adensamento determinados em laboratório, aconselharam, de forma a minimizar erros na previsão da evolução dos recalques, a utilização do método de Taylor para obtenção de  $c_v$ .

Tavenas *et al* (1983) mostrou que  $c_v$  não é constante nem mesmo durante um determinado intervalo de tempo intermediário a carregamentos sucessivos de um ensaio. De acordo com o resultado apresentado na figura 2.11, referente a uma análise numérica nas quais as variações de  $k$  e  $m_v$  durante o adensamento são levadas em consideração,  $c_v$  reduz significativamente entre o início e o fim do adensamento. Além do mais, em regiões mais próximas à superfície de drenagem, a redução de  $c_v$  é mais rápida. Os valores de  $c_v$  obtidos pelos métodos de Taylor e Casagrande foram intermediários aos valores máximos e mínimos obtidos na análise.



**Figura 2.11- Variação de  $c_v$  durante um incremento de carga –  $\sigma'_v > \sigma'_p$  – do ensaio convencional (Tavenas *et al*, 1983).**

Conforme ressaltadas por Coelho (2000), outras questões, além da grandeza, influenciam a escolha pelo emprego de um dos dois métodos. No caso do método de Casagrande, ele se mostra às vezes complicado de utilizar, sobretudo no caso de solos com elevados coeficientes de adensamento e/ou em que a fluência é responsável por uma parcela significativa dos deslocamentos. Quanto ao método de Taylor, por ser interpretado com base na fase inicial do adensamento, ele é menos influenciado pela fluência durante o ensaio, contudo exige uma precisão maior das leituras no início do processo.

Na figura 2.12, foi mostrado o comportamento típico de  $c_v$  (independente do método de determinação do mesmo) com o nível de tensões a que é submetido o solo. De uma forma geral, pode ser verificada uma redução pronunciada de  $c_v$  nas proximidades da tensão de pré-adensamento, enquanto o restante das variações é moderado.

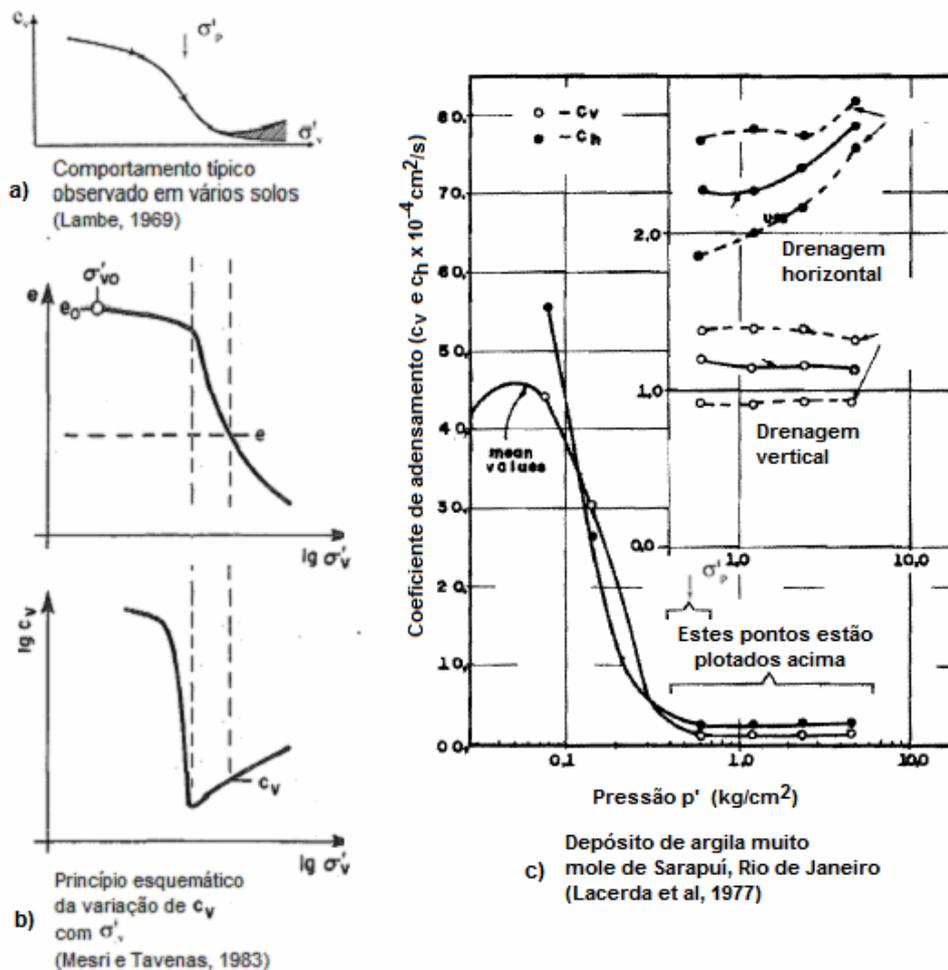


Figura 2.12 – Comportamento típico de  $c_v$  (ou  $c_h$ ) de argilas sob compressão.

Os esquemas mostrados nas figuras 2.12 (a) e (b), respectivamente apresentados por Lambe e Withman (1969) e Mesri e Tavenas (1983), sugerem que a forma com que se dá a evolução de  $c_v$  do tramo pré-adensado para o tramo de compressão virgem pode ser mais ou menos suave. No tramo de compressão virgem,  $c_v$  pode aumentar ou reduzir com  $\sigma'_v$ , enquanto, no tramo de recompressão,  $c_v$  reduz (Lambe e Withman, 1969). Na figura 2.12 (c), mostra-se o comportamento das argilas moles de Sarapuí - RJ (Lacerda *et al*, 1977), no qual se observa uma queda brusca de  $c_v$  e  $c_h$  (coeficientes de adensamento em duas direções) próximo a  $\sigma'_p$  e, no tramo de carregamento virgem,  $c_h$  aumenta e  $c_v$  permanece aproximadamente constante.

Quando se tratam de solos muito deformáveis, o valor de  $c_v$  varia significativamente ao se comparar determinações realizadas com as alturas inicial ( $H_i$ ) e final ( $H_f$ ) do corpo de prova. Duncan (1993) relatou o caso de lamas da Baía de São Francisco em que  $c_v^{(H_f)}/c_v^{(H_i)} \approx 0,34$ . Obviamente, estas variações ocorrem quando as determinações são realizadas para carregamentos no tramo virgem da curva de compressão do solo.

Olson (1998) mostrou resultados que indicam que a solução de Terzaghi, que tem como suposição básica a condição de pequenas deformações, se aproxima da solução do problema de adensamento [ $U = f(T)$ ] de grandes deformações, resolvido pelo método de diferenças finitas, desde que a extensão média do caminho de drenagem,  $H_{médio}$ , seja adotada.

Quanto ao amolgamento, uma vez que ele modifica a compressibilidade do solo, ele também irá afetar o valor de  $c_v$  determinado no laboratório.

Ao compararem estimativas realizadas no laboratório, realizadas a partir de resultados de ensaios de adensamento (método de Taylor), com o comportamento de campo, avaliado com base na evolução dos recalques e dissipação de poropressões, Sandroni *et al* (1981) verificaram relações  $c_v^{(campo)}/c_v^{(lab)}$  superiores a 100.

As grandes diferenças observadas quando se comparam os valores de  $c_v$  determinados no campo e no laboratório podem ser explicadas pela ocorrência de

lentes de areias contínuas no depósito, que diminui o caminho de drenagem do mesmo e muitas vezes não é detectada pela amostragem.

Na condição de carregamentos de áreas limitadas, estas lentes de areia promovem a drenagem horizontal do depósito. Esta condição de drenagem equivale a um aumento do coeficiente de permeabilidade horizontal ( $k_h$ ) médio. A relação entre permeabilidade horizontal e vertical ( $r_k = k_h/k_v$ ), que é designada como anisotropia de permeabilidade, não tem como ser avaliada por completo a partir de ensaios em corpos de prova no laboratório.

Então, no laboratório, apenas a anisotropia relacionada à estrutura da argila, resultante da orientação preferencial de partículas alongadas, é avaliada. Outros fatores, tais como presença de lentes contínuas e de horizontes mais permeáveis, geralmente são avaliados apenas com base no comportamento real de campo.

Jamiolkowski *et al* (1985), em função da estrutura do depósito, apresentaram uma proposta para se fazer estimativas preliminares da anisotropia de permeabilidade, conforme mostrado na tabela 2.5. Os valores indicados para  $r_k$  sugerem que os dois últimos fatores citados são mais importantes que a anisotropia inerente à estrutura do solo.

**Tabela 2.5 – Anisotropia típica de argilas moles no campo (Jamiolkowski *et al*, 1985).**

| Natureza da Argila   | $k_h/k_v$ |
|--|-----------|
| Sem macro-estrutura ou com a mesma pouco desenvolvida – Depósitos essencialmente homogêneos                                | 1 a 1,5   |
| Macro-estrutura razoavelmente bem a bem desenvolvida – Depósitos com lentes descontínuas e perfis de solos mais permeáveis | 2 a 4     |
| Macro-estrutura bem desenvolvida – Depósitos contendo acamamentos e perfis permeáveis mais ou menos contínuos              | 3 a 15    |

Leroueil *et al* (1990) apresentaram resultados de ensaios em argilas moles marinhas, conforme se mostra na figura 2.13 (a), que sugerem que neste tipo de depósito a anisotropia relacionada a estrutura da argila não é importante ( $r_k \approx 1$ ).

No laboratório, a partir dos resultados de ensaios de adensamento, o coeficiente de permeabilidade de solos ( $k$ ) é determinado indiretamente. A equação 2.10 (dois primeiros termos) pode ser rearranjada para essa finalidade.

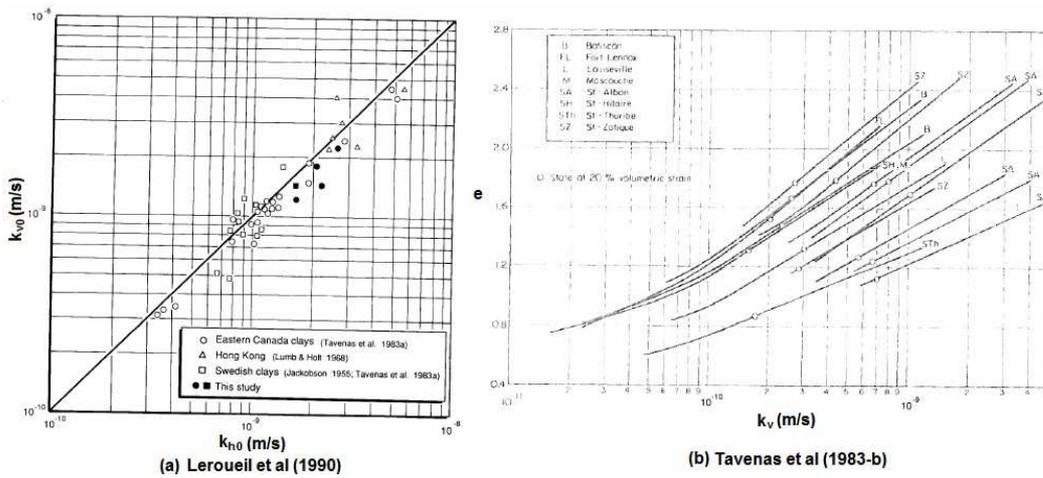


Figura 2.13 – Dados de anisotropia de permeabilidade e da variação desta com o índice vazios.

Tavenas *et al* (1983-a) avaliaram a qualidade de determinações indiretas de  $k$  a partir da comparação dos resultados de ensaios de adensamento incrementais e do tipo CRS com os resultados de ensaios de permeabilidade (método direto), de carga variável. Estes últimos foram realizados após diversos incrementos de carga impostos a um corpo de prova montado em uma prensa oedométrica modificada. Os resultados foram apresentados em um gráfico  $e$ - $\log k$ , como pode ser visto na figura 2.14.

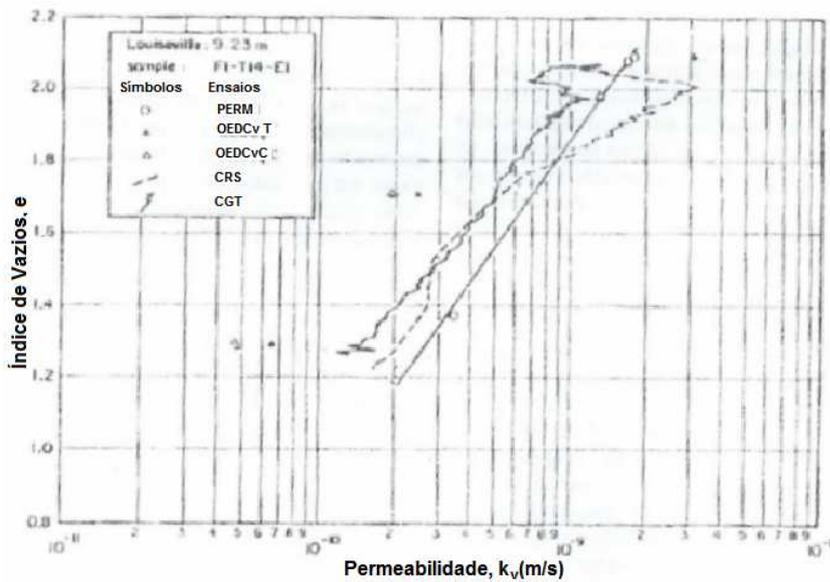


Figura 2.14- Comparação de medidas diretas e indiretas da permeabilidade de uma argila natural (Tavenas *et al*, 1983-a).

Com base nesta avaliação comparativa, Tavenas *et al* (1983-a) desqualificaram os métodos indiretos como meio de se definir as características de

permeabilidade de argilas naturais. Posicionamento semelhante, já tinha sido apresentado por Cedergren (1977), que indicou, como regra, o emprego de métodos diretos na determinação da permeabilidade de solos.

Tavenas *et al* (1983-a), para o caso dos ensaios convencionais, empregaram os métodos propostos por Casagrande e Taylor na determinação de  $c_v$  (ver equação 2.10). Como, pelo método de Taylor, o valor de  $c_v$  é maior do que quando calculado pelo método de Casagrande, o valor de  $k$  também é maior. Contudo, ambos resultados de  $k$ , determinados indiretamente, mostraram valores inferiores aos valores determinados a partir do ensaio direto. Para o caso dos ensaios do tipo CRS, os valores de  $k$  alternaram (figura 2.14) em relação à linha de tendência ( $e$ - $\log k$ ) dos valores determinados a partir do ensaio direto.

Quanto à representação gráfica  $e$ - $\log k$ , como apresentada para diversos tipos de solos na figura 2.13 (b), ela é amplamente utilizada para representar o comportamento de argilas [Tavenas *et al* (1983-a e b), Mesri e Tavenas (1983) e Leroueil *et al* (1990)]. Nesta escala semilogarítmica, a variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios pode ser aproximado por uma relação linear (Taylor, 1948), definida por um coeficiente angular  $C_k$ , conforme expresso na equação 2.11.

$$C_k = \frac{\Delta e}{\Delta \log k} \quad (2.11)$$

Assim como a relação proposta por Taylor (1948), outros tipos de relações entre índice de vazio e o coeficiente de permeabilidade [Konezy e Carman (1956), Mesri e Olson (1971) e Samarasinghe *et al* (1982)] se mostraram válidas para certos tipos de solos e/ou para determinadas amplitudes de variação de índices de vazios, mas não para todas as circunstâncias (Tavenas *et al*, 1983-b). Contudo, a proposta de Taylor (1948) tem valor prático que a torna de maior interesse.

Tavenas *et al* (1983-b), ao investigarem uma grande variabilidade de tipos de solos, indicaram para resolução de problemas práticos o emprego da relação  $C_k = 0,5 e_0$ . Conforme mostrado na figura 2.15 (a), Leroueil *et al* (1990) mostraram que a relação é válida para um número ainda maior de solos. Mesri *et al* (1997)

mostraram que, para as turfas de Middleton, com elevados índices de vazios, a relação  $C_k/e_0$  assume valores da ordem de 0,25.

Mesri e Rokhsar (1974) sugeriram a existência de uma relação direta entre o índice de compressão ( $C_c$ ) e o fator de permeabilidade ( $C_k$ ) de um solo, a qual se exprimi em  $C_k/C_c = 0,5$  a  $2,0$ . O índice de compressão, segundo os autores, deve ser avaliado assim que ultrapassada a tensão de pré-adensamento do solo, isto é, para os maiores valores de  $C_c$ , que correspondem a faixas de deformação volumétricas de até 20%.

Além do índice de vazios, outras características físicas dos solos influenciam na permeabilidade dos mesmos. Tavenas *et al* (1983), conforme mostra a figura 2.15 (b), relacionaram a posição da curva  $e$ - $\log k$  de um determinado solo ( $e_0 < 3$ ) com a soma do índice de plasticidade deste solo e da porcentagem de argilas na composição do mesmo ( $IP + FC$ ). A influência de outros fatores, tais como, dispersão das partículas finas, tamanho dos grãos e densidade dos solos, foram relatadas em Cedergren (1977).

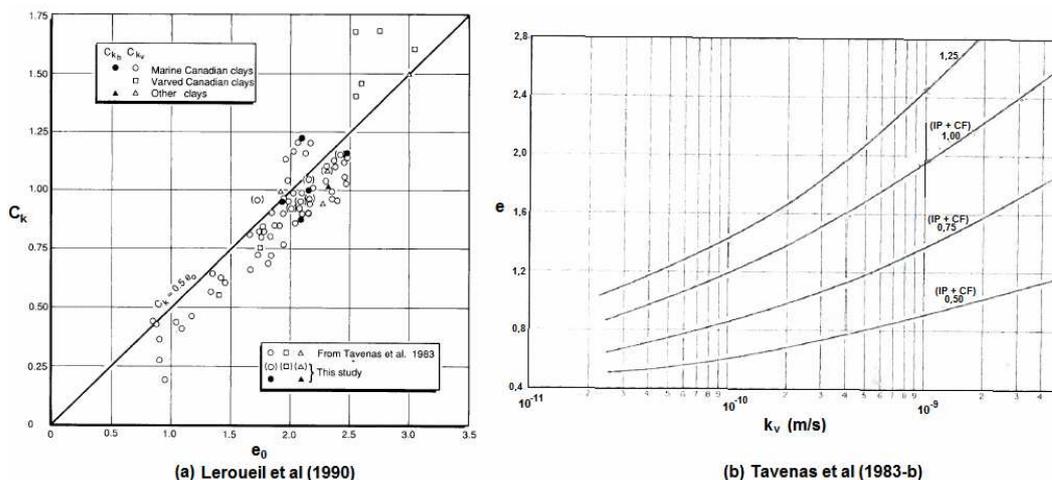


Figura 2.15 – Dados das: (a) relação  $c_k$  vs  $e_0$  e (b) posição relativa da curva  $e$ - $\log k$ .

### 2.3. Ensaio de Campo

As aplicações e potencialidades dos ensaios de campo são muitas e uma abordagem completa das mesmas está fora do escopo desta revisão. O foco desta são alguns aspectos relacionados aos métodos de interpretação dos ensaios que foram realizados ou algumas correlações comumente adotadas entre os resultados

dos ensaios e os parâmetros de interesse na análise de recalques de solos moles. Alguns aspectos relacionados aos equipamentos e registros serão abordados no capítulo 5. Para um amplo conhecimento das mais diversas técnicas de ensaios de campo, incluindo aspectos relativos às aplicações, às potencialidades, aos equipamentos e à interpretação dos ensaios, Lunne *et al* (1997) e Schnaid (2009) devem ser consultados.

### 2.3.1. Estratigrafia - Piezocone

Uma das mais importantes aplicações do ensaio de piezocone é a classificação dos solos (Robertson, 2009-a). Uma vez que informações quase contínuas do subsolo são obtidas durante a realização do ensaio, a construção de perfis estratigráficos se torna uma potencialidade do mesmo.

Com a finalidade de se classificar os solos ao longo de um perfil estratigráfico, diversas proposições empíricas, que levam em consideração o comportamento do solo durante a penetração do equipamento (ex.: piezocone), são encontradas na literatura. Comumente estas proposições se reduzem a gráficos, que relacionam índices (parâmetros), obtidos *quase* diretamente nos ensaios, com o tipo de solo. Uma lista das mais importantes proposições, por incorporarem aspectos inovadores, para a época em que foram sugeridas, deve incluir: Begemann (1965), Schmertmann (1978), Douglas and Olsen (1981), Jones and Rust (1982), Robertson *et al* (1986), Senneset *et al* (1989), Robertson (1990) e Eslami-Fellenius (1996).

Acredita-se que todas as proposições relacionadas são (ou já foram) úteis na classificação do solo, contudo limitadas a uma determinada região ou tipo de equipamento utilizado nos ensaios. A primeira destas limitações está relacionada à natureza empírica das proposições, que requerem atualizações para que as mesmas tenham potencial de refletir o comportamento de um determinado solo local. A outra limitação está relacionada ao grande avanço (consultar Schnaid, 2009) pelos quais passaram os equipamentos ao longo do tempo e, conseqüentemente, ao tipo de resposta que é obtida nos ensaios.

Quanto à primeira limitação, o sucesso de uma determinada proposição depende apenas da atualização desta para um determinado local, mas que por vez

depende da aplicação rotineira da mesma e que depende do reconhecimento inicial do potencial desta para classificação dos solos. Neste caso, chama-se a atenção para o paradoxo da condição. Robertson (2009-b) ressaltou que o gráfico (proposição) comumente utilizado para classificação do solo era o sugerido por Robertson (1986).

Quanto à segunda limitação, apenas proposições recentes, desenvolvidas com base em resultados obtidos a partir de campanhas de ensaios nas quais se utilizaram equipamentos padronizados e com capacidades similares, devem ser empregados na classificação do comportamento do solo.

Por exemplo, Robertson (2009-b) afirmou que, quando na presença de solos finos moles, é importante corrigir a resistência de ponta ( $q_c$ ) do piezocone de forma a se levar em conta as significativas poro-pressões que habitualmente ocorrem na base da mesma e, assim sendo, apenas proposições que levem em consideração a resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) devem ser empregadas na classificação dos solos moles.

Um desenvolvimento natural das proposições empíricas é incorporar aspectos teóricos relevantes ao comportamento do solo. Robertson (1990) propôs o emprego dos parâmetros de cone normalizados  $Q_{tl}$  e  $F_r$ , de forma a se levar em consideração, na classificação dos solos, a sobrecarga a que o solo está submetido. Robertson e Wride (1998) propuseram uma expressão mais geral para o primeiro destes parâmetros, que assumiu a forma de  $Q_m$  e assim pode representar corretamente os diferentes efeitos do nível de tensão em diferentes tipos de solo. Os termos  $Q_m$ ,  $Q_{tl}$  e  $F_r$  são definidos conforme expresso nas equações 2.12, 2.13 e 2.14, respectivamente.

$$Q_m = \left[ \frac{(q_t - \sigma_v)}{p_a} \right] * \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (2.12)$$

$$Q_{tl} = \frac{(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_{v0}} \rightarrow Q_{tl} = Q_m \quad p/n = 1 \quad (2.13)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_v)} \quad (2.14)$$

Robertson (2009-b) recomendou a utilização da expressão mostrada na equação 2.15 para determinação do expoente de normalização das tensões,  $n$ . Os prováveis valores de  $n$  estão essencialmente dentro dos limites 0,5 e 1,0. Quando  $n$  assume o valor máximo ( $n = 1$ ), a pressão atmosférica,  $p_a$ , desaparece da equação 2.12 e assume a forma da equação 2.13.

$$n = 0,381 \cdot (I_c) + 0,05 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a) - 0,15 \quad p/n \leq 1 \quad (2.15)$$

Pode ser verificado que na expressão da equação 2.15, foram levados em consideração os tipos de solo, representado pelo Índice de Comportamento do Solo,  $I_c$ , conforme definido por Robertson e Wride (1998) e expresso na equação 2.16, e o nível de tensão vertical efetiva a que o solo está submetido.

$$I_c = \left[ (3,47 - \log Q_m)^2 + (\log F_r + 1,22)^2 \right]^{1/2} \quad (2.16)$$

Analisando as equações 2.12, 2.15 e 2.16, verifica-se que, quando  $n \neq 1$ , o procedimento para classificação dos solos é iterativo. Um esquema para emprego do procedimento iterativo pode ser encontrado em Zhang *et al* (2002).

Para o caso de  $n = 1$ , isto é,  $Q_m = Q_{tl}$ , o gráfico  $Q_m$  vs  $F_r$ , proposto por Robertson (1990) e apresentado na figura 2.16, pode ser adotado diretamente na classificação dos solos. Nove regiões distintas podem ser identificadas no gráfico, cada uma representando o comportamento típico de um tipo de solo.

A classificação recebida pelos solos (SBT – *Soil Behaviour Type*), relativa a cada região do gráfico  $Q_{tl}$  vs  $F_r$  (Robertson, 1990), pode ser vista na tabela 2.6. Nesta tabela, são mostrados também alguns valores de  $I_c$  que definem os limites entre as regiões de classificação SBT. Neste caso, Jefferies e Davis (1993) devem ser citados, pois foram os primeiros a notarem que um Índice de Comportamento do Solo,  $I_c$ , expresso na forma da equação de um círculo, poderia representar os limites entre as zonas SBT do gráfico  $Q_{tl}$  vs  $F_r$ . Os contornos de  $I_c$ , aproximadamente coincidentes com os limites entre as regiões SBT, também foram traçados na figura 2.16.

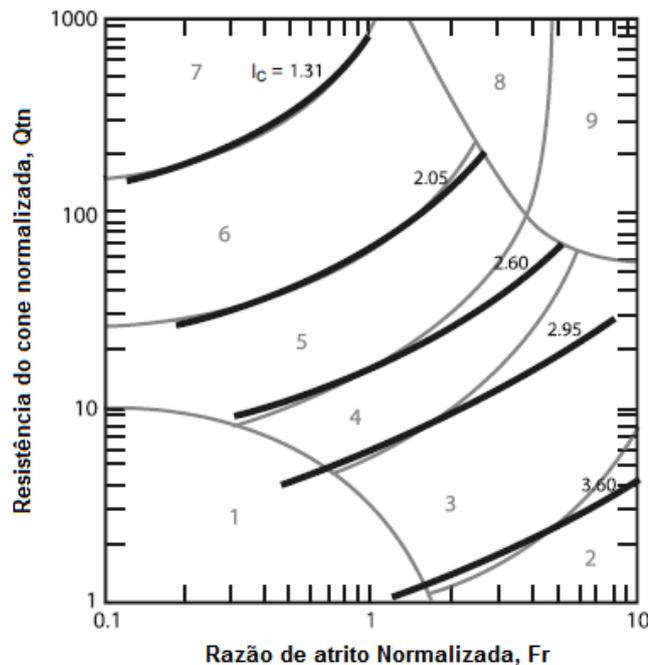


Figura 2.16 – Gráfico  $Q_{t1}$  vs  $F_r$ , com os contornos do Índice de Comportamento do Solo,  $I_c$ , (adaptado de Robertson, 2009-b).

Tabela 2.6– Classificação dos solos nas 9 regiões do gráfico  $Q_{t1}$  vs  $F_r$  - (adaptado de Robertson, 1990).

| Região | Tipo de Comportamento do Solo (SBT)                      | $I_c$       |
|--------|--|-------------|
| 1      | Solo Fino - Sensitivo                                    | N/A         |
| 2      | Solos Orgânicos - Turfas                                 | > 3,60      |
| 3      | Argilas – Argilas Siltosas ou Argilas                    | 2,95 – 3,6  |
| 4      | Siltos (misturas) – Siltos Argilosos ou Argilas Siltosas | 2,60 – 2,95 |
| 5      | Areias (misturas) – Areias Siltosas e/ou Siltos Arenosos | 2,05 – 2,60 |
| 6      | Areias – Areias Lavadas ou Areias Siltosas               | 1,31 – 2,05 |
| 7      | Areias com Pedregulhos ou Areia Densa                    | < 1,31      |
| 8      | Areia muito Rígida ou Areia Argilosa*                    | N/A         |
| 9      | Solos Finos muito Rígidos*                               | N/A         |

\* Sobre-adensados ou cimentados.

Robertson (2009-b), com base em uma detalhada argumentação, concluiu que, para a maioria dos solos finos, o expoente de tensão ( $n$ ) será igual a 1. Contudo, uma avaliação direta da equação 2.15 mostra que, para a condição de baixas tensões verticais efetivas (ex.:  $\sigma'_v = 10$  kPa), apenas os solos finos, para os quais  $I_c$  é maior do que 3,0, teriam o valor 1,0 atribuído a  $n$ . Consequentemente, a

classificação de solos finos, com  $I_c$  entre 2,65 e 2,95 (região 4), deveria ser realizada pelo processo iterativo, indicado quando  $n \neq 1$ . Assim sendo, para aplicação em solos com baixos valores de  $\sigma'_v$ , é recomendável uma atualização da equação 2.15, de forma a deixá-la mais abrangente e refletindo os aspectos mencionados na argumentação de Robertson (2009-b). Contudo, deve ser considerado que esta incoerência era de conhecimento de Robertson (2009-b), que recomendou a utilização de  $n = 1$  quando  $I_c > 2,6$ .

É importante mencionar que os dados dos excessos de poro-pressões gerados durante a penetração do cone devem ser avaliados de forma a auxiliar a classificação de solos finos. Com esta finalidade, Robertson (1990) também propôs um gráfico que relaciona  $Q_{tl}$  ao parâmetro de poro-pressão normalizado,  $B_q$ .

### 2.3.2.

#### História de Tensões – Palheta e Piezocone

A história de tensões de um depósito de solos moles é representada pela razão de sobre-adensamento,  $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ . Os problemas inerentes às determinações de  $\sigma'_p$  no laboratório, junto com o alto custo relativo destas determinações, aventam a necessidade de formas alternativas, expeditas, de obter  $\sigma'_p$  (ou OCR). Para este propósito, relações entre OCR e medidas da resistência não drenada, realizadas a partir de ensaios de campo, são úteis.

Contudo, a medida da resistência não drenada,  $S_u$ , de um solo não é única. Ela depende do modo de ruptura, da velocidade de deformação, do estado de tensões inicial, da anisotropia do solo, da história de tensões, entre outros. Caso a obtenção de  $S_u$  seja realizada a partir de uma única técnica de ensaio, os fatores que influenciam o valor de  $S_u$  estarão relacionados apenas às características do solo.

No que se refere ao solo, como  $S_u$  depende do estado de tensões iniciais, é comum normalizar o valor da mesma pela tensão vertical efetiva de campo,  $\sigma'_{v0}$ , de forma a obter a razão de resistência não drenada,  $S_u / \sigma'_{v0}$ , que é diretamente relacionada com OCR.

Conforme relatado por Robertson (2009-b), valores de  $S_u$  determinados a partir de ensaios de campo são inevitavelmente influenciados pela anisotropia do solo e a velocidade de deformação e, assim sendo, alguma parcela de empiricismo é requerida na interpretação dos resultados dos mesmos.

Os fatores que influenciam as medidas de  $S_u$ , comparações dos valores de  $S_u$ , em função das diversas formas (ensaios) de obtenção desta medida e correlações típicas entre  $S_u$  e as propriedades de solos, podem ser encontrados em Wroth (1984) e Kulhawy e Mayne (1990).

Segundo Jamiolkowski *et al* (1985), os resultados de ensaios de palheta (vt), que é uma técnica de custo relativamente baixo, podem ser adotados para interpolar ou extrapolar os resultados de ensaios de adensamento e assim obter um quadro completo da história de tensões *in-situ* de um depósito.

Jamiolkowski *et al* (1985) relacionaram, para diversos solos argilosos, a razão de resistência não drenada ( $S_u/\sigma'_{v0}$ ), obtida a partir de ensaios de palheta (vt), com a razão de sobre-adensamento (OCR), obtida em ensaios de adensamento, e apresentaram os dados em escala bi-logarítmica, como pode ser visto na figura 2.17. Em todos os casos, as relações entre  $S_u/\sigma'_{v0}$  e OCR puderam ser expressas pela equação 2.17, do tipo SHANSEP (Ladd e Foot, 1974).

$$OCR = \left( \frac{S_u^{vt}}{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{1}{S_{vt}} \right)^{1/m_{vt}} \quad (2.17)$$

Onde,  $S_{vt}$  é definido como o intercepto da curva em  $OCR = 1$  (razão de resistência não drenada para a argila normalmente adensada);

$m_{vt}$  é a declividade da linha de tendência, definido na figura 2.17.

Jamiolkowski *et al* (1985) registraram intervalos típicos para  $S_{vt}$  e  $m_{vt}$  que variam entre 0,16 e 0,33 e entre 0,80 e 1,35, respectivamente. Os valores extremos foram 0,74 ( $S_{vt}$ ) e 1,5 ( $m_{vt}$ ) e médios (descartando os extremos) de 0,22 ( $S_{vt}$ ) e 0,97 ( $m_{vt}$ ). Os intervalos de valores apresentados dão uma idéia do quanto podem variar os parâmetros  $S_{vt}$  e  $m_{vt}$  em função do tipo de solo.

Chandler (1988), de maneira similar, obteve valores médios para  $S_{vt}$  e  $m_{vt}$  iguais a 0,25 e a 0,95, respectivamente, e sugeriu que a estimativa de  $S_{vt}$  pode ser

feita a partir da correlação com o índice de plasticidade do solo (IP), conforme proposto por Bjerrum (1973).

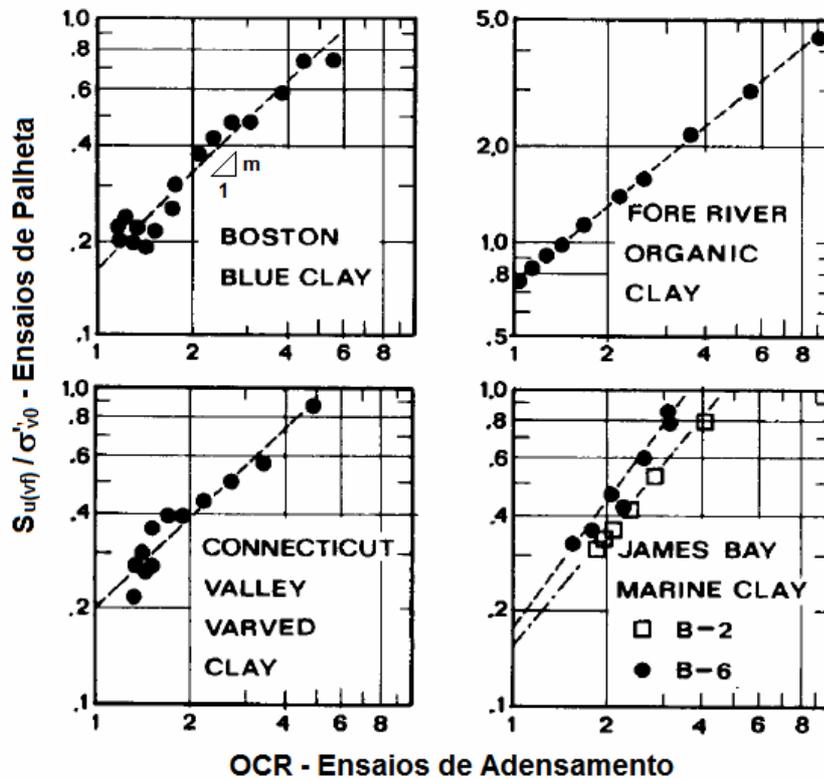


Figura 2.17 – Relação entre  $S_u/\sigma'_{v0}$  com OCR (Jamiolkowski et al, 1985).

O mesmo tipo de expressão (equação 2.17) pode ser adotado para correlacionar OCR com a resistência líquida de ponta normalizada do cone [ $Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ ]. Na figura 2.18 (a), mostram-se os resultados de ensaios, apresentados por Ladd e DeGroot (2003), realizados em duas localidades, com os valores obtidos para  $S_{CPTu}$  e  $m_{CPTu}$ .

Os elevados valores e a grande variação de  $S_{CPTu}$  estão relacionados ao fator de cone  $N_{kt}$ . Este fato pode ser confirmado ao se analisar a equação 2.18, que mostra a forma comum de se relacionar a resistência não drenada de solos moles,  $S_u$ , com a resistência de ponta do cone,  $q_t$ .  $N_{kt}$  é obtido a partir da calibração dos dados de CPTu com valores de  $S_u$  medidos em outros ensaios (ex.: ensaio de palheta).

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \tag{2.18}$$

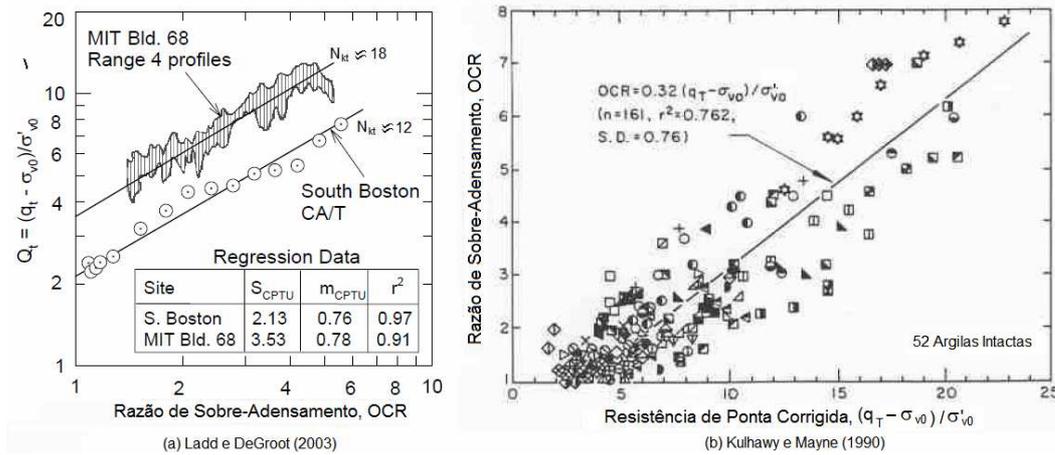


Figura 2.18 – Relações entre OCR (ensaio oedométrico) vs  $Q_t$  (cone) de argilas.

Como exemplo da variabilidade de  $N_{kt}$ , foram mostrados na figura 2.19 dados compilados por Almeida *et al* (2010) para os solos de diversas localidades da Barra da Tijuca (RJ). Segundo Almeida *et al* (2010), a grande variação dos valores de  $N_{kt}$  (entre 3 e 16) é usual para esses solos.

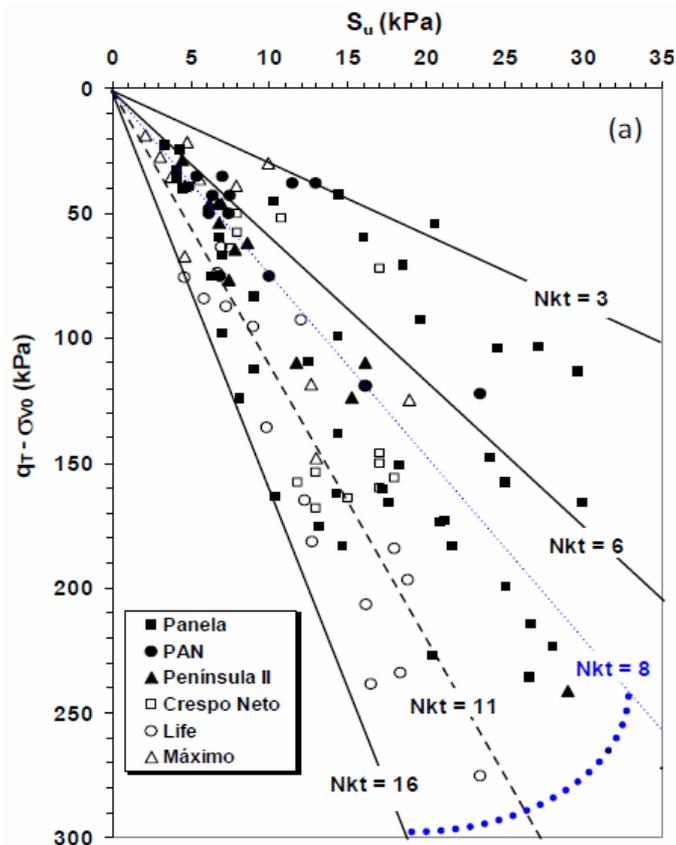


Figura 2.19 – Valores do fator de cone em depósitos de solos moles da Barra da Tijuca – RJ (Almeida *et al*, 2010).

Por outro lado, diversas teorias (ex.: capacidade de suporte, expansão da cavidade e método das trajetórias de deformações) podem ser empregadas para se solucionar o problema de penetração do cone em argilas. Teh (1987), com base no método das trajetórias de deformações (Levadoux e Baligh, 1980), analisou numericamente (análise de elementos finitos de grandes deformações) o problema e sugeriu uma expressão para se estimar  $N_c$  (equivalente a  $N_{kt}$ , contudo teórico). Esta expressão tem a forma apresentada na equação 2.19.

$$N_c = \left\{ \left[ \frac{4}{3} (1 + \ln I_r) \right] \cdot \left( 1,25 + \frac{I_r}{2000} \right) + 2,4 \cdot \alpha_f - 0,2 \cdot \alpha_s - 1,8 \cdot \Delta \right\} \quad (2.19)$$

Teh (1987) considerou em sua análise o efeito do estado inicial de tensões no solo, a rugosidade do equipamento (cone e luva) e o índice de rigidez do solo, que são representados respectivamente pelos termos  $\Delta = (\sigma_{v0} - \sigma_{h0})/2 \cdot S_u$ ,  $\alpha_f$ ,  $\alpha_s$  e  $I_r$ . Houlsby e Teh (1988) indicaram alguns valores limites para aplicação da equação 2.19, a saber:  $50 \leq I_r \leq 500$ ;  $-1 \leq \Delta \leq 1$  e  $0 \leq \alpha_f$  e  $\alpha_s \leq 1$ .

Kulhawy e Mayne (1990) indicaram a expressão da equação 2.20 para relacionar OCR com a resistência líquida de ponta normalizada,  $Q_t$ , e, a partir de dados obtidos em 52 tipos de solos argilosos, conforme mostrado na figura 2.18 (b), obtiveram um valor igual 0,32 para o fator de correlação empírico,  $k$ .

$$OCR = k \cdot \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) = k \cdot Q_t \quad (2.20)$$

Teixeira *et al* (2012) relacionaram  $\sigma'_p$  com a resistência líquida de ponta de cone ( $q_t - \sigma_{v0}$ ), isto é, retiraram o termo  $\sigma'_{v0}$  (implícito) dos dois lados da equação 2.20, e mostraram que valores de  $k = 0,2$  são adequados para caracterização dos solos muito moles da Barra da Tijuca, RJ. Os resultados dos ensaios são referentes a solos de três localidades de dois depósitos distintos. Na determinação, adotou-se como referência  $\sigma'_p$  obtidos em ensaios de adensamento realizados com corpos de prova classificados como de excelente qualidade. Reconhecendo a existência de uma fonte de erro inerente à determinação de  $\sigma'_{v0}$ , relações entre  $\sigma'_p$  e ( $q_t - \sigma_{v0}$ ) são preferíveis.

Baligh (1986) mostrou ser improvável a existência de correlações entre OCR e o excesso de poro-pressão ( $\Delta u$ ) gerado durante a penetração do cone, pois apenas uma pequena parcela do valor total de  $\Delta u$  é induzido por cisalhamento, parcela esta que pode ser correlacionada com OCR.

A velocidade com que é realizado um ensaio é um fator relevante na interpretação do mesmo. Chandler (1988), levando em conta resultados de ensaios de palheta, descreveu a influência da velocidade de deformação na medida da resistência “não drenada” de um solo, como pode ser visto na figura 2.20 (a).

Na condição não drenada (lado esquerdo da curva), a resistência registrada aumenta com o aumento da velocidade de rotação da palheta, contudo esta é uma condição que nem sempre é assegurada. Ao reduzir a velocidade do ensaio, drenagem pode ocorrer e com ela o aumento da resistência até um limite referente à condição de completa drenagem ( $\Delta u = 0$  durante todo o ensaio).

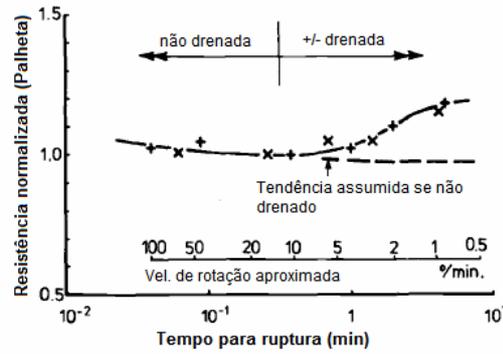
Chandler (1988), com base em um estudo teórico, suportado por dados experimentais, conforme mostra a figura 2.20 (b), sugeriu que a condição não drenada no ensaio de palheta pode ser assegurada desde que  $T = (c_v t_f / D^2) < 0,05$ , onde  $t_f$  é o tempo necessário para ocorrência da ruptura no ensaio e  $D$  é o diâmetro da palheta.

Schnaid (2005), com base em resultados de ensaios de piezocone, como mostrados na figura 2.20 (c), sugeriu que a condição não drenada no ensaio pode ser assegurada quando  $V = vd/c_v > 10$ , onde  $v$  é a velocidade com que é cravado o piezocone e  $d$  é o diâmetro do mesmo.

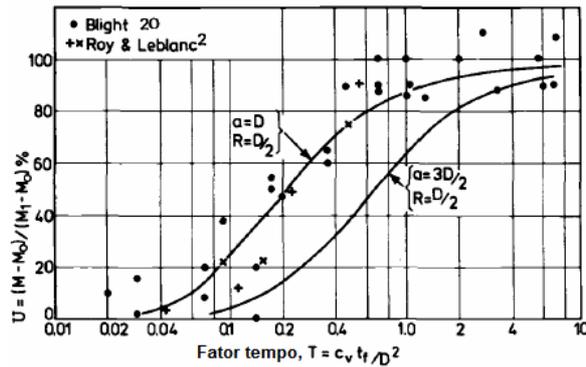
### 2.3.3.

#### **Coefficiente de Permeabilidade - Piezômetros**

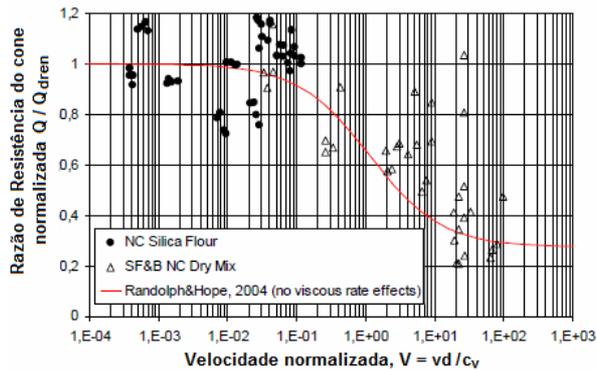
Grandes diferenças normalmente verificadas entre o tempo de ocorrência do adensamento no campo e o tempo estimado a partir de resultados de ensaios de laboratório, assim como o descrédito que habitualmente é dado para às determinações indiretas do coeficiente de permeabilidade, aventam a necessidade, durante o desenvolvimento de um projeto, de se fazer determinações diretas da permeabilidade *in-situ*.



(a) Chandler (1988)



(b) Chandler (1988)



(c) Schnaid (2005)

Figura 2.20 – Efeito da velocidade com que é realizado um ensaio na medida da resistência do solo.

Os ensaios de campo de larga escala (ex.: bombeamento), com o objetivo de se determinar as características de permeabilidade de solos de baixa permeabilidade ( $k < 10^{-6}$  m/s), são muito demorados e de alto custo, fatores estes que inviabilizam tais tipos de determinações. Para esses casos, o ensaio de permeabilidade em piezômetros é uma alternativa, que possibilita inclusive se fazer o acompanhamento das variações do coeficiente de permeabilidade dos solos durante o período de construção.

Contudo, piezômetros são instrumentos que permitem apenas obtenções pontuais de poro-pressão e, da mesma forma, da permeabilidade do solo. Estas

medidas pontuais refletem apenas as características da estrutura do solo, que são decorrentes do ambiente de deposição dos solos e dos processos pós-deposicionais, mas não da permeabilidade do depósito, controlada por lentes ou horizontes mais permeáveis, que são frequentemente as responsáveis por discrepâncias entre os resultados de previsões e o comportamento real de campo.

Além do mais, conforme ressaltado por Jamiolkowski *et al* (1985), os ensaios em solos finos são de difícil interpretação (sujeitos a incertezas) devido às mudanças causadas nos parâmetros de adensamento e fluxo decorrentes das tensões efetivas impostas aos solos.

A seguir, são listadas também algumas possíveis fontes de erro dos ensaios:

- Risco de fraturamento hidráulico devido à carga hidráulica aplicada (consultar Bjerrum *et al*, 1972);
- Amolgamento do solo adjacente ao piezômetro durante a sua instalação (consultar Bishop *et al*, 1964);
- Presença de gás nos poros do solo ou dissolvido na água (consultar Hvorslev, 1949 e 1951).

Ao se elevar ou reduzir o nível d'água no interior de um piezômetro (do tipo Casagrande), é necessário que ocorra o fluxo do interior do tubo para o solo ou *vice-versa*, para que as pressões interior e exterior (pressão hidrostática) se equalizem, e o tempo necessário para a equalização é chamado de tempo de retardo (*time lag*). O tempo de retardo é inversamente proporcional à permeabilidade do solo e varia com as características geométricas do tubo (ex.: fator de forma, *F*).

O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado pelos métodos apresentados por Hvorslev (1951), na condição de solo incompressível, ou por Gibson (1963), na condição de solo compressível e elástico. A primeira delas é um caso particular da segunda. De acordo com Vaughan (1973), a teoria simplificada, que considera o solo incompressível, é aceitável para fins de engenharia.

Desconsiderando qualquer fonte de erros, associados à determinação do nível d'água no interior do tubo piezométrico, Hvorslev (1949) definiu as equações diferenciais que regem o problema de equalização dos excessos de poropressões dentro de tubos piezométricos. Na condição de nível freático constante, a equação, que é similar àquela que rege o problema de um permeâmetro de carga variável, está expressa na figura 2.21 (a). As etapas e considerações para se chegar à equação diferencial também estão esquematizadas na figura. Possíveis fontes de erros de medidas foram resumidas e detalhadas por Hvorslev (1949).

A solução do problema, conforme apresentada por Hvorslev (1951), para um piezômetro nas condições mostradas na figura 2.21 (b), foi mostrada na figura 2.21 (c). O tempo de retardo básico ( $T$ ), definido por Hvorslev (1949) como o tempo requerido para equalização da diferença inicial de pressão,  $\Delta H_0$ , considerando que a vazão inicial,  $q_0$ , seja mantida, corresponde à razão de carga ( $H/H_0$ ) igual a 0,37.

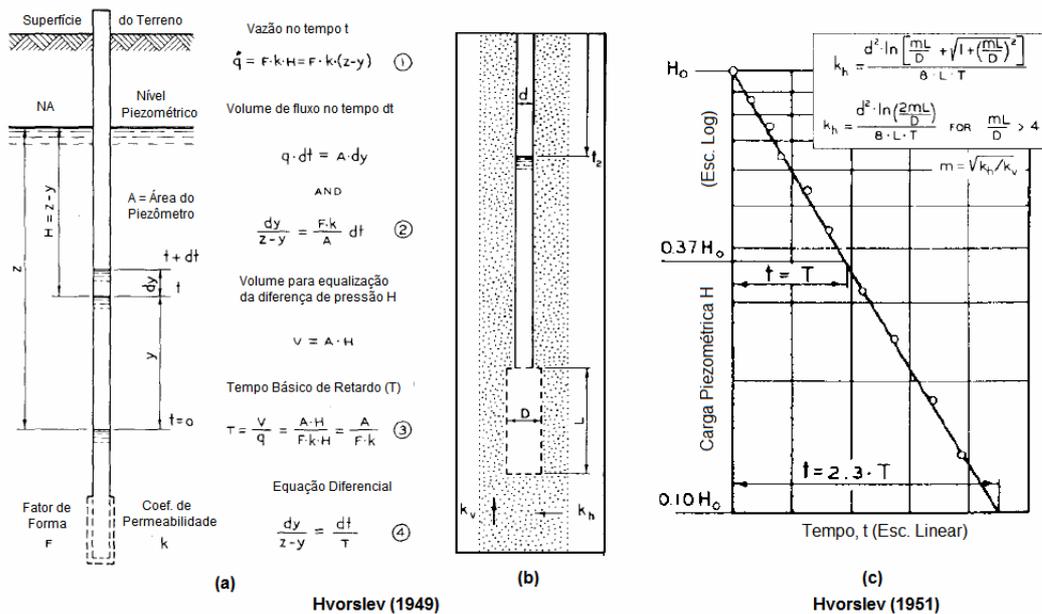


Figura 2.21 – Determinação da permeabilidade do solo in situ a partir de ensaios em piezômetros do tipo Casagrande.

Então, com base na formulação apresentada (figura 2.21-c) e conhecendo-se o fator de forma do piezômetro, o coeficiente de permeabilidade do solo pode ser determinado a partir dos registros da velocidade com que ocorre a equalização do nível d'água no interior de piezômetros.

Hvorslev (1951) recomendou a utilização do diagrama de equalização (definição do tempo de retardo básico), ao invés das fórmulas, para o cálculo do coeficiente de permeabilidade, pois, além de mais simples, o diagrama de equalização revela a ocorrência de irregularidades e permite o ajuste dos resultados dos ensaios.

As soluções do problema, considerando outros tipos de dispositivos (permeâmetro, furos de sondagem e piezômetros) e as formulações, para determinação da permeabilidade em ensaios de carga constante, carga variável e de tempo de retardo básico, com emprego destes dispositivos, foram também apresentadas por Hvorslev (1951).

#### **2.3.4.**

#### **Coefficiente de Adensamento – Dissipação em Piezocone**

O ensaio de piezocone (CPTu) é um aperfeiçoamento do ensaio de cone (CPT), que se resume na inclusão, no equipamento, de um ou mais elementos capazes de registrar a poro-pressão. Um histórico da evolução dos equipamentos e capacidades dos mesmos podem ser encontrados em Lunne *et al* (1997).

A aplicabilidade do ensaio de cone foi reconhecidamente potencializada pela possibilidade de se medir poro-pressões concomitantemente com as medidas contínuas de resistência. Além de auxiliar na identificação do tipo de solo (Robertson, 2009-b), a observação da dissipação dos excessos de poro-pressões, durante as interrupções na penetração do cone, possibilita o conhecimento das características do processo de adensamento do solo no campo.

Apesar de o aperfeiçoamento do equipamento ter ocorrido no início da década de 70, até meados da década de 80 não havia sido bem estabelecido um método racional para interpretação dos dados de dissipação e, conseqüentemente, para a determinação da magnitude dos parâmetros de adensamento do solo (consultar Wroth, 1984). Outras questões, tais como, (1) o tipo de parâmetro obtido na análise, (2) a melhor posição para se registrar a poro-pressão e (3) a geometria do cone que fornece melhores resultados, já tinham sido avaliadas por Baligh e Levadoux (1980).

De uma forma geral, os métodos de análise dos dados de dissipação em piezocone podem ser divididos em duas etapas distintas e consecutivas, conforme explicado por Danzinger *et al* (1997). Na primeira, determina-se a distribuição dos excessos de poro-pressões, causadas pela cravação do piezocone, que representa a condição inicial do problema de adensamento. Na segunda, resolve-se o problema de adensamento propriamente dito.

Levadoux e Baligh (1980) apresentaram a aplicação do método da trajetória de deformações (*Strain Path Method - SPM*) para previsão da distribuição dos excessos de poro-pressão durante a inserção do cone em uma argila saturada (*Boston Blue Clay*) e obtiveram bons resultados quando compararam com medidas de campo, conforme mostrado na figura 2.22.

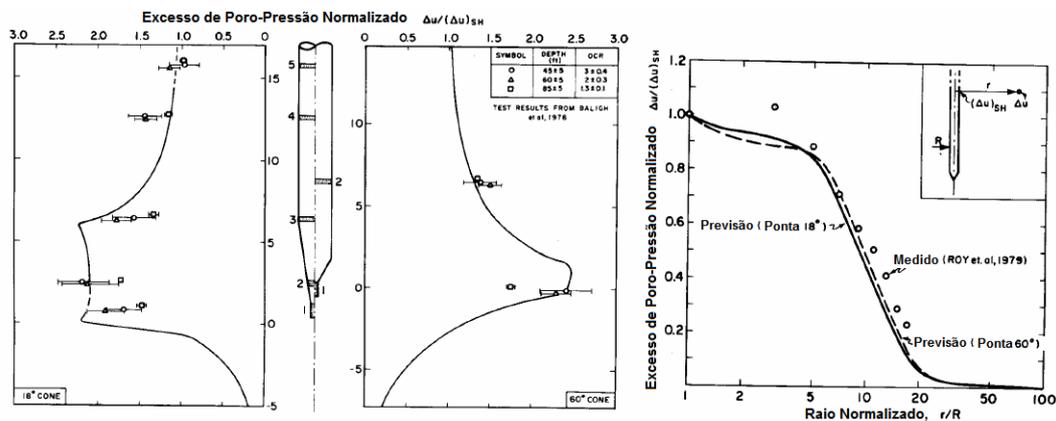


Figura 2.22 – Comparação entre excesso de poro-pressões estimados e medidos (Levadoux e Baligh, 1980).

Baligh e Levadoux (1980 e 1986) analisaram os dados de dissipação dos excessos de poro-pressões gerados durante a inserção do cone em uma argila saturada (*Boston Blue Clay*) adotando a teoria do adensamento linear, não acoplada, e os resultados obtidos foram consistentes com os resultados de medidas de campo, conforme mostrado na figura 2.23.

Teh (1987) incorporou à análise da distribuição inicial de poro-pressões, com base no SPM, os efeitos dos parâmetros do solo. As características das curvas de dissipação foram avaliadas para diversas posições onde os registros de poro-pressão podem ser realizados. Com base nos resultados dessas análises, Teh (1987) propôs duas técnicas de interpretação do ensaio de dissipação, pelas quais os valores a serem determinados para o coeficiente de adensamento dependem do

valor do Índice de Rigidez do solo ( $I_r = G/S_u$ ). Robertson *et al* (1992), no que se refere ao ensaio de dissipação em piezocone, consideraram a solução de Teh (1987) representativa do mais completo estudo teórico.

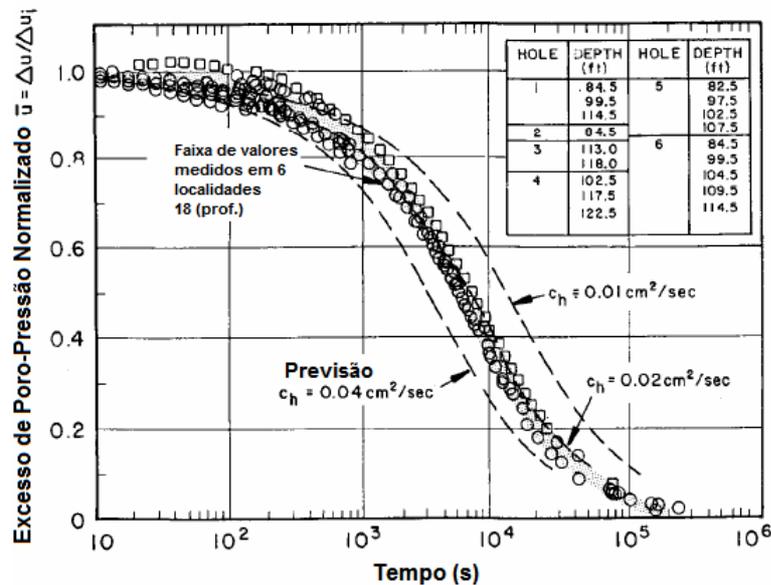


Figura 2.23 – Comparação entre previsão e medidas de dissipação de excessos de poro-pressão na base do cone (Baligh e Levadoux, 1986).

O método de interpretação mais comum proposto por Teh (1987) consiste em ajustar as curvas  $\Delta u/\Delta u_i$  vs  $\log t$  teóricas e de dissipação. O tempo para que ocorra certo grau de dissipação pode ser associado a um correspondente fator tempo teórico modificado ( $T^*$ ) e estes valores são aplicados na equação 2.21 para se determinar o coeficiente de adensamento horizontal,  $c_h$ , que controla o processo de adensamento ao redor do piezocone, conforme demonstrado por Levadoux e Baligh (1986) e Teh (1987).

$$C_h = \frac{R^2 \cdot I_r^{1/2} \cdot T_{50}^*}{t_{50}} \quad (2.21)$$

Na equação 2.21,  $R$  é o raio do cone. O fator tempo,  $T^*$ , para medidas de poro-pressão obtidas na base do cone ( $u_2$ ), são mostrados na tabela 2.7. Schnaid *et al* (1997), citado em Schnaid (2005), sugeriu que, quando medidas de dissipação são feitas na base do cone, os dados experimentais se ajustam melhor à solução teórica, ou seja, a equação 2.21 é mais bem aplicada quando este tipo de dado ( $u_2$ ) está disponível.

Tabela 2.7 – Fator Tempo,  $T^*$  (adaptada de Teh, 1987)

| $\Delta u/\Delta u_i$ | 20    | 30    | 40    | 50    | 60    | 70    | 80    |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $T^*$                 | 0,038 | 0,078 | 0,142 | 0,245 | 0,439 | 0,804 | 1,598 |

O processo de dissipação dos excessos de poro-pressões deve iniciar após a interrupção da penetração do cone, contudo nem sempre é o que ocorre. Em alguns casos, observa-se um aumento de  $U = \Delta u/\Delta u_i$  nos estágios iniciais do ensaio, como mostrado por exemplo por Sully e Campanella (1994).

A causa da elevação dos valores de  $U = \Delta u/\Delta u_i$  por vezes observada nos estágios iniciais dos ensaios não é única, e pode, no pior dos casos, ser associada à não saturação do elemento poroso. Nos casos onde a saturação é assegurada, tal ocorrência pode ser atribuída ao “efeito de Mandel-Cryer” (Teh, 1987) ou à redistribuição de pressões ao redor do cone (Sully e Campanella, 1994). Sully e Campanella (1994) sugeriram que este tipo de comportamento ocorre apenas em solos sobre-adensados.

Teh (1987), apesar de ter associado o aumento das poro-pressões, nos estágios iniciais do adensamento, ao efeito de “Mandel-Cryer”, apresentaram resultados numéricos que sugerem a possibilidade da ocorrência de uma redistribuição de pressões, onde são observados elevados gradientes (ao menos junto do elemento poroso na base do cone).

A figura 2.24 mostra a distribuição dos excessos de poro-pressão ao redor do piezocone em vários estágios, conforme apresentado por Teh (1987). Quando o elemento de medida de poro-pressão é localizado na base da ponta do cone, o referido aumento pode ocorrer entre os tempos  $T = 0$  e  $T = 1,0$  (observar os maiores valores de  $\Delta u/c_u$  na ponta do cone, diferentemente do que ocorre nos estágios posteriores).

Nas análises realizadas por Teh (1987), o solo foi considerado na condição normalmente adensada, o que indica que este comportamento pode ocorrer indiferentemente da história de tensões dos solos, diferentemente do que sugeriram Sully e Campanella (1994).

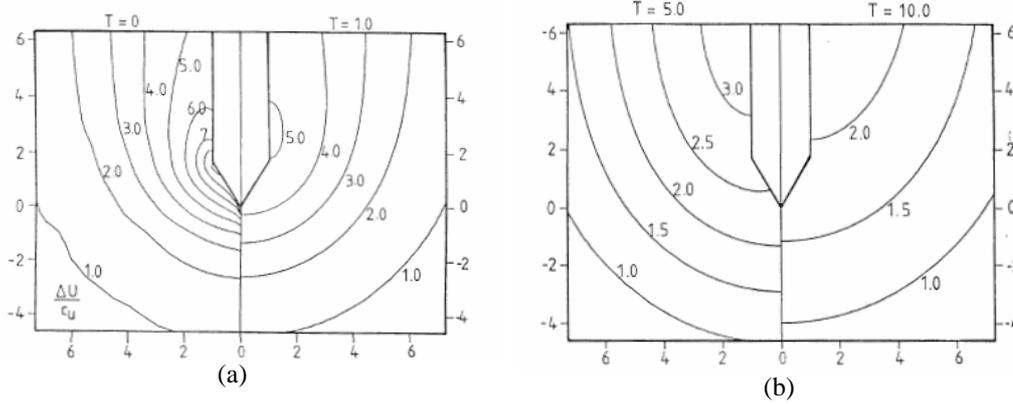


Figura 2.24 – Distribuição do excesso de poro-pressão ao redor do piezocone – Teh (1987).

Uma hipótese da análise desacoplada do adensamento é que as tensões totais são constantes no tempo e, neste caso, o Efeito de *Mandel-Cryer*, por exemplo, que causa um aumento das poro-pressões durante o estágio inicial do adensamento, não pode ser interpretado.

Sully e Campanella (1994) propuseram dois métodos de manipulação de dados para correção das curvas que mostram tal comportamento e que possibilitam assim a avaliação destas curvas segundo uma teoria não acoplada.

No primeiro método de correção, conforme mostrado na figura 2.25 (a), os dados são tratados no gráfico  $\Delta u / \Delta u_i$  vs  $\log t$ . Neste caso, os dados de dissipação são normalizados para o valor máximo da poro-pressão, o tempo é assumido igual a zero para este valor máximo e todos os outros tempos são ajustados.

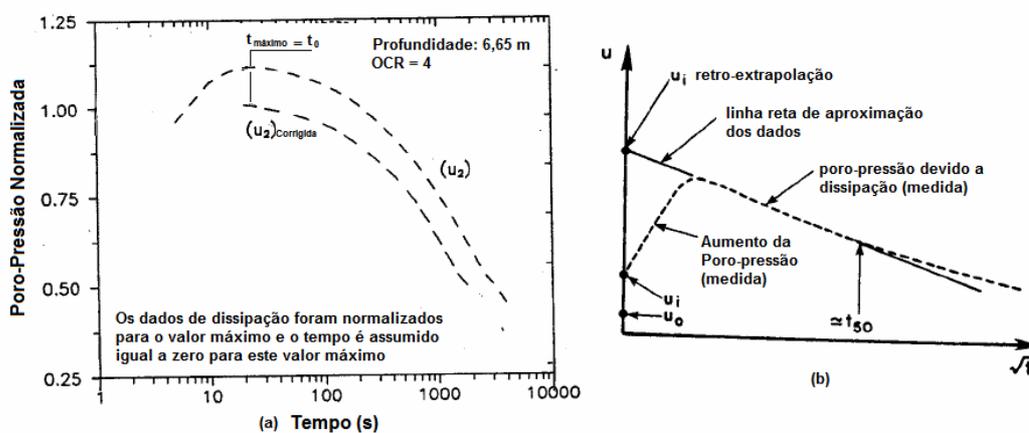


Figura 2.25 – Métodos de correção da curva de dissipação – piezocone (adaptados de Sully e Campanella, 1994).

No outro método de correção, conforme mostrado na figura 2.25 (b), os dados são tratados no gráfico  $\Delta u / \Delta u_i$  vs  $\sqrt{t}$ . Neste caso, a parte linear da curva, que

segue o pico decorrente da elevação do excesso de poro-pressão, deve ser retro-extrapolada até  $\sqrt{t} = 0$  para se obter  $u_i$ , cujo valor deve ser adotado para normalização da curva de dissipação.

Baligh e Levadoux (1980), Kavvas e Baligh (1982), Baligh e Levadoux (1986) e Levadoux e Baligh (1986) relataram que o  $c_h$  estimado na dissipação de piezocone é relevante para as condições de recarregamento. Jamiolkowski *et al* (1985) explicaram que a penetração do cone no solo produz o aparecimento de tensões desviadoras não drenadas com, decorrentes, aumentos nas poro-pressões e reduções nas tensões efetivas, e que, quando o processo de dissipação inicia-se, o solo ao redor do cone passa por um aumento das tensões efetivas sob a condição de recarregamento.

#### **2.4. Análises de Registros de Campo (Instrumentação)**

As incertezas inerentes aos resultados de ensaios de campo e laboratório ressaltam, indiretamente, a importância de se realizar retro-análises para se estimar parâmetros dos solos com confiança.

Segundo Jamiolkowski *et al* (1985), retro-análises da dissipação dos excessos de poro-pressão e dos deslocamentos decorrentes da implantação de estruturas *in-loco*, normalmente registrados a partir de instrumentos geotécnicos, consistem na forma mais confiável de se avaliar as características de adensamento e fluxo do solo.

É importante ressaltar que os parâmetros de solos, definidos com base em registros de campo e nos resultados de ensaios de campo, podem ser comparados apenas quando os registros de campo refletirem o comportamento de um único ponto na massa de solo.

A realização de retro-análises sofisticadas está, contudo, fora do escopo desta tese. Os métodos numéricos foram empregados apenas para se fazer estimativas do comportamento da construção do aterro e aferição dos parâmetros estimados experimentalmente.

Assim sendo, serão abordados nos subitens seguintes apenas um método simples de ajuste fenomenológicos (método de Asaoka, 1989) para determinação

do coeficiente de adensamento dos solos e alguns problemas comuns que são verificados ao se desenvolver uma previsão do comportamento de uma construção.

Detalhes a respeito de instrumentos geotécnicos comumente utilizados no acompanhamento de construções sobre solos moles serão fornecidos no capítulo 6.

#### 2.4.1.

##### **Coeficiente de Adensamento - Método de Asaoka**

O método gráfico proposto por Asaoka (1978), aplicado a problemas de aterros construídos sobre depósitos de solos muito moles, permite se realizar determinações, em certas circunstâncias, do coeficiente que controla o adensamento do solo de fundação e do recalque final por adensamento do aterro. A grande vantagem do método é a simplicidade de aplicação.

Na realidade, este método se aplica a qualquer problema físico em que a solução pode ser aproximada por uma função exponencial. No caso do adensamento, com drenagem vertical, Taylor (1948) mostrou que a solução do problema pode ser aproximada, para graus de adensamento médios ( $U$ ) superiores a 60%, por uma expressão do tipo exponencial. No caso do problema, com drenagem horizontal, a solução do mesmo, conforme determinada por Barron (1948), é exponencial durante todo o processo de adensamento.

Carrilo (1942) mostrou que o problema de adensamento, com drenagem em ambas as direções, é solucionado como uma combinação dos dois efeitos. Neste caso, o método de Asaoka é aplicável também apenas para  $(U) > 60\%$ .

Em construções sobre solos moles nas quais se faz uso de drenos verticais para aceleração dos recalques o problema se torna de drenagem combinada. Neste caso, a solução do problema de adensamento, considerando drenagem vertical dupla, adquire a forma mostrada na equação 2.22.

$$U_{v,h} = \frac{\rho}{\rho_f} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \text{EXP} \left[ -\frac{8 \cdot c_h \cdot t}{d_e^2 \cdot F(n)} + \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \right] \quad (2.22)$$

Onde:  $\rho_f$  é o recalque final;

$\rho$  é o recalque no tempo,  $t$ ;

$d_e$  é o diâmetro de influência do dreno;

$H_d$  é a distância de drenagem;

$F(n)$  é uma função que relaciona os diâmetros de influência e efetivos ( $n = d_e/d_w$ ) de um dreno, conforme expresso na equação 2.23.

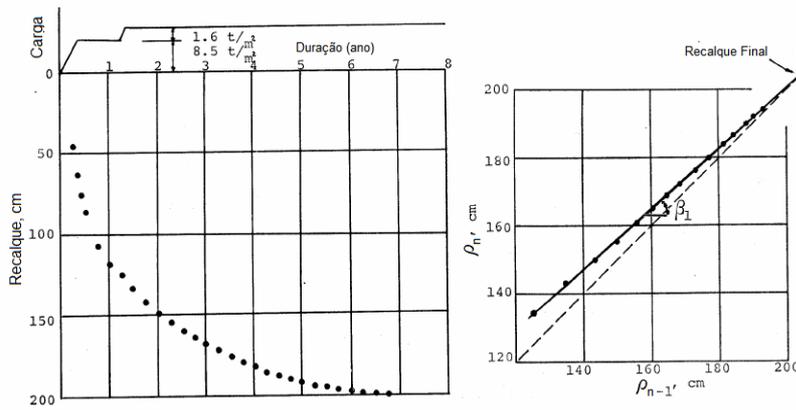
$$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (2.23)$$

Na equação 2.23, não foram considerados os efeitos do amolgamento decorrente da instalação dos drenos nem os efeitos da possível resistência ao fluxo que os mesmos podem oferecer. O conhecimento mais detalhado desta função e da aplicação de drenos aceleradores de recalque pode ser obtido em Hansbo (1979), Hansbo *et al* (1981) e Rixner *et al* (1986). No capítulo 7 (item 7.6), o tema será abordado detalhadamente.

Então, segundo o método de Asaoka (1978), a sequência de pontos de recalques, colocada em uma construção gráfica do tipo  $\rho_n$  versus  $\rho_{n+1}$ , considerando o tempo em uma escala discreta ( $n$ ), pode ser aproximada por uma reta, cujo coeficiente angular,  $\beta$ , se relaciona com o coeficiente de adensamento segundo a expressão da equação 2.24. Um esquema deste procedimento pode ser visualizado na figura 2.26.

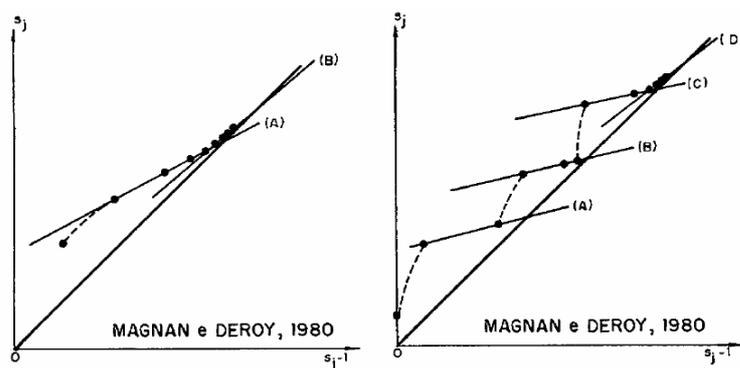
$$\ln \beta = \left[ -\frac{8 \cdot c_h}{d_e^2 \cdot F(n)} + 2,47 \frac{c_v}{H_d^2} \right] \cdot \Delta t \quad (2.24)$$

A precisão do método gráfico depende da escolha adequada do espaço de tempo entre leituras de deslocamento. Segundo Asaoka (1978), quanto mais longo o intervalo de tempo, mais aproximada será a estimativa realizada. Massad (1982) mostrou os resultados de análises nas quais foram adotados  $\Delta t = 25$  e  $50$  dias que produziram estimativas razoavelmente coincidentes. Asaoka (1978), adotando  $\Delta t = 15$  dias, comparou a estimativa com os registros dos recalques de um caso prático (aterro construído em duas etapas, com a instalação de drenos) e os resultados se mostraram concordantes.



**Figura 2.26 – Representação gráfica dos recalques para aplicação do método de Asaoka (adaptado de Asaoka, 1978).**

É importante notar que a equação 2.24 representa um sistema indeterminado. Neste caso, geralmente se faz alguma consideração a respeito da relação  $c_H/c_V$ . Dados de recalques, como aqueles apresentados na figura 2.26, são referentes a um estágio de carregamento. Na figura 2.27, foram mostradas as representações gráficas típicas para casos com a ocorrência de compressão secundária e de carregamentos múltiplos (três) com compressão secundária final. No caso em que as leituras de campo não permitem se definir  $\Delta t = \text{constante}$ , é possível, com base na sugestão de Sandroni (2010), ajustar a curva de campo à uma curva de tendência (exponencial), e nesta curva de tendência se determinar os recalques para  $\Delta t = \text{constante}$ .



**Figura 2.27 – Representações gráficas variadas (Schmidt, 1992).**

A construção gráfica de Asaoka, ao menos no que diz respeito à determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos, é aplicável apenas a perfis homogêneos de solo. Segundo Magnan e Deroy (1980), citados por Schmidt (1992), caso existam horizontes drenantes intermediários, deve-se

proceder a análise dos recalques separadamente para cada perfil de solos de baixa permeabilidade (divididos pelos horizontes drenantes). Fundamentos, aplicações e limitações do método de Asaoka podem ser encontrados de forma detalhada em Massad (1982), Schmidt (1992) e Bedechi (2004).

#### 2.4.2. Comportamento de Campo versus Previsões

Lambe (1973) colocou em ordem, conforme mostrada na figura 2.28, uma sequência de seis tarefas que constituem o processo de desenvolvimento de uma previsão em engenharia geotécnica, mas que também se aplica ao desenvolvimento de uma retro-análise. Os tópicos da revisão apresentados neste item, podem ser enquadrados em uma ou mais das cinco primeiras tarefas.

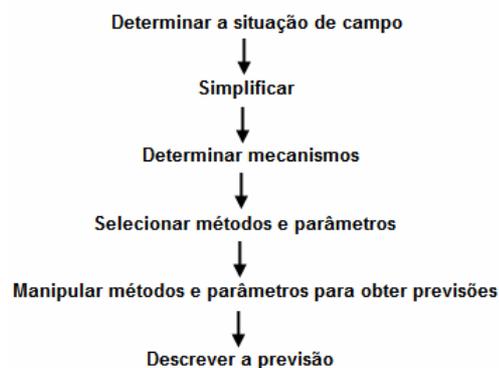


Figura 2.28 – Processo de previsão (Lambe, 1973).

Ao se realizar previsões do comportamento de construções no campo, assim como retro-análises, uma série de suposições simplificadoras deve ser imposta ao problema (cinco primeiras tarefas), acarretando assim em incertezas a respeito da precisão dos resultados obtidos. É comum, ao se fazer uma previsão, obter bons resultados com relação a um aspecto particular do comportamento de campo, mas não em relação a todos. Dois exemplos que mostram este aspecto foram mostrados a seguir.

Na figura 2.29, mostram-se os dados comparativos dos registros de campo e da previsão numérica de uma escavação realizada nos solos moles de Camboinhas (Niterói), apresentados por Nogueira *et al* (2011). Na figura 2.29 (a), as previsões dos deslocamentos horizontais, não corresponderam com as observações de campo, enquanto, nas figuras 2.29 (b) e (c), são mostradas as boas concordâncias

dos dados e previsões de poro-pressões e deslocamentos verticais na superfície, respectivamente. Este exemplo mostra que, por mais que se obtenha um bom resultado com relação ao aspecto investigado, não se deve declarar válida a teoria, modelo ou método empregado.

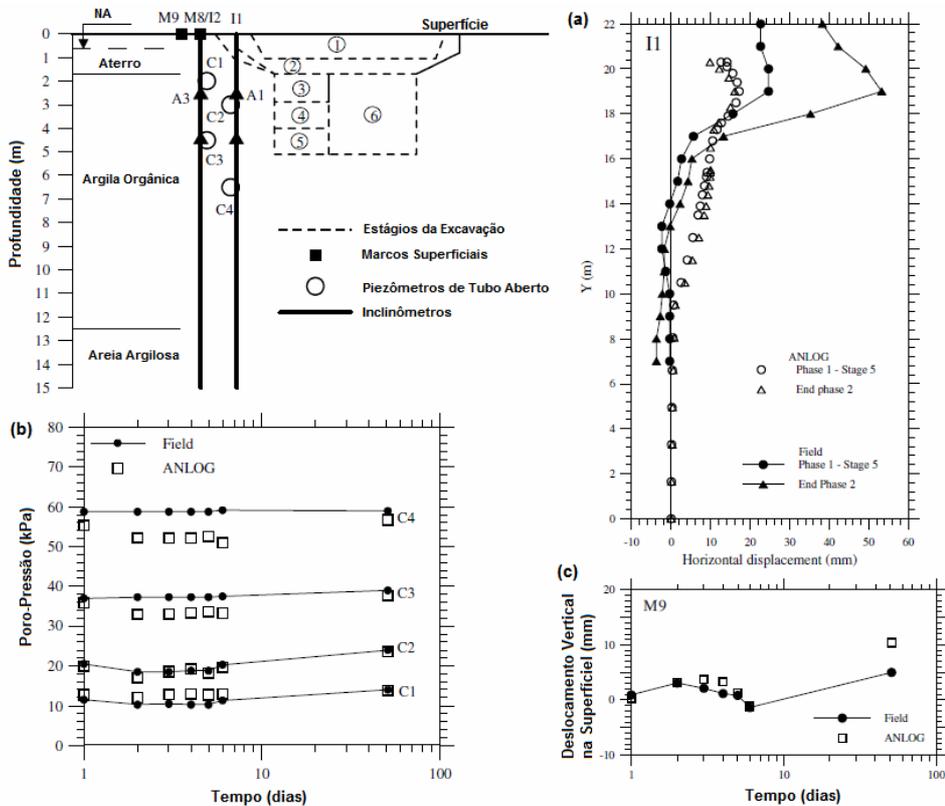


Figura 2.29 – Registros de campo vs previsão numérica de uma escavação (adaptado de Nogueira *et al*, 2011).

Na figura 2.30, mostram-se os resultados de uma análise de um aterro experimental sobre solos moles, apresentados por Huang *et al* (2006). Neste caso, mostra-se que a variação do coeficiente de permeabilidade,  $k$ , dos solos tem efeito reverso na previsão das poro-pressões e dos recalques. Este exemplo mostra que ajustar um único parâmetro chave para obtenção de boas estimativas de um aspecto particular no campo nem sempre é adequado.

Na realidade, estes dois exemplos foram apresentados apenas para demonstrar que, conforme descrito por Leroueil e Tavenas (1981), os resultados de retro-análises e de previsões podem levar a conclusões inadequadas. Como sugerido por Jamiolkowski *et al* (1985), as avaliações dos dados de campo por si só não são suficientes para garantir a confiabilidade dos parâmetros.

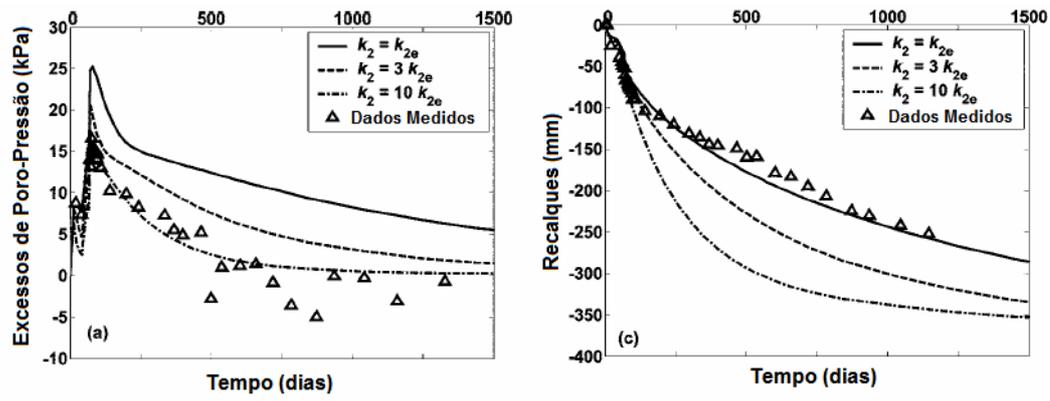


Figura 2.30 – Efeito da variação de  $k$  nos resultados dos excessos de poro-pressão e recalque (Huang et al, 2006).