

Universidade Federal do Rio de Janeiro

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS ARGILAS MOLES DA CIDADE DE SANTOS

Mauricio do Espirito Santo Andrade

2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.



COPPE/UFRJ

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS ARGILAS MOLES DA CIDADE DE SANTOS

Mauricio do Espirito Santo Andrade

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(es): Ian Schumann Marques Martins

Paulo Eduardo L. de Santa Maria

Rio de Janeiro
Outubro de 2009

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS ARGILAS MOLES DA CIDADE DE SANTOS

Mauricio do Espirito Santo Andrade

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.

Prof. Façal Massad, D.Sc.

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

OUTUBRO DE 2009

Andrade, Mauricio do Espirito Santo

Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos/ Mauricio do Espirito Santo Andrade – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XV, 397 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Ian Schumann Marques Martins, Paulo Eduardo Lima de Santa Maria.

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referências Bibliográficas: p. 386-397.

1. Solos Moles 2. Determinação de parâmetros geotécnicos 3. Adensamento 4. Efeitos do descarregamento e da temperatura 5. História de tensões.
I. Martins, Ian Schumann Marques, et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“Ainda não temos todos os dados, Watson.
É um erro capital teorizar antes de ter todas
as evidências. Enviesas o julgamento.”

(Sherlock Holmes)

Aos meus pais e aos meus irmãos
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus,

Obrigado Deus,

Por me proporcionar tantas alegrias nesta vida. É para o Senhor a vitória alcançada em minha vida.

À minha família,

Obrigado Evilásio Andrade, Geane do Espírito Santo Andrade, Eduardo do Espírito Santo Andrade e Vinicius do Espírito Santo Andrade,

Tudo para vocês e tudo por vocês.

Obrigado Reinaldo do Espírito Santo, Ângela de Fátima Silva do Espírito Santo, Reinaldo do Espírito Santo Júnior, Tiago Silva do Espírito Santo e Vitor Hugo Silva do Espírito Santo,

Pela acolhida no Rio de Janeiro e por estarem sempre ao meu lado nos momentos mais difíceis.

Obrigado Aloízio Rodrigues Júnior,

Pela amizade e companheirismo durante o mestrado.

Obrigado Weber Geovanni Mendes Maciel e João de Almeida Melo Filho,

Pelo apoio nos momentos mais difíceis.

Aos meus orientadores,

Obrigado professor Ian Schumann Marques Martins,

Pela excelente orientação, por estar ao meu lado o tempo todo, pela paciência, por acreditar em mim, pelos divertidos momentos no laboratório, pelas piadas. Por ter-me proporcionado experimentar o “Prime Rib”. Aprendi muito com o senhor.

Obrigado professor Paulo Eduardo Lima de Santa Maria,

Pelas correções no meu trabalho, pelas discussões, sugestões e pelo entusiasmo. O senhor é um grande exemplo de serenidade e uma pessoa por quem tenho um profundo respeito. Espero um dia poder ter um pouco da sua paciência e do seu conhecimento.

À Claudia Pitombo Marques Martins,

Obrigado pelas correções no português e no inglês da minha dissertação. E pela constante alegria.

Aos meus amigos de mestrado,

Obrigado Fábio Hirsch, Graziella Maria Faquim Jannuzi e Rafael Cerqueira,

Por terem-me ajudado durante as matérias do programa de mestrado, tirando muitas vezes as minhas dúvidas.

Aos professores,

Obrigado professores Jorge Lima Costa e Erinaldo Hilário Cavalcante,

Por terem-me entusiasmado durante a graduação.

Obrigado professores Fernando Artur Brasil Danziger, Francisco de Rezende Lopes, Ian Schumann Marques Martins, Marcio de Souza Soares Almeida, Mauricio Ehrlich, Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Roberto Fernandes Oliveira, Sandro Salvador Sandroni e Willy Alvarenga Lacerda,

Pelas belíssimas aulas durante a fase das disciplinas do programa de mestrado.

A EMBRAPORT,

Por ter proporcionado a retirada de amostras da Argila de Santos de alta qualidade fornecendo a “matéria prima” para a realização deste trabalho.

Ao Setor de Caracterização do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ

Obrigado Luis Carlos de Oliveira,

Pelo auxílio com ensaios de caracterização.

Ao Laboratório de Físico-Química,

Obrigado Maria da Glória Marcondes Rodrigues e Maiara Neto Lacerda,

Pela orientação na realização dos ensaios de matéria orgânica e pelas agradáveis conversas que sempre tínhamos.

Ao Setor de Ensaios Especiais do Laboratório da COPPE/UFRJ.

Obrigado Sérgio Iório,

Pelas leituras nos ensaios quando da minha estadia no Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (COBRAMSEG, 2008).

Ao Laboratório de Geotecnia,

Obrigado Carlos Alberto Rocha, Maria Alice Marques dos Santos Garcia, Estela Maria Carvalho Sampaio e Luana Villasboas de Pinho,

Por estarem sempre dispostos a me ajudar.

À banca examinadora,

Obrigado professores Faiçal Massad, Fernando Danziger e Jean Pierre Rémy,

Por aceitarem estar na banca e, assim, poderem contribuir através de críticas e questionamentos à presente dissertação.

À família Mecasolo,

Obrigado Jean Pierre Rémy,

Pela confiança, pela ajuda que sempre me deu desde o início do mestrado, pelas sugestões e críticas ao meu trabalho, por ter-me dado uma oportunidade na Mecasolo, por ter-me ensinado a ser um engenheiro, por ter-me proporcionado experimentar belos vinhos.

Obrigado Vitor Nascimento Aguiar,

Eu não ganhei apenas um amigo aqui no Rio de Janeiro, mas um irmão. Valeu pela confiança em mim, pelas sugestões, pelas críticas, por me corrigir várias vezes. Também não poderei esquecer a sua alegria e os bons momentos juntos.

Obrigado Alexandre Oliveira da Silva, Eduardo de Moraes Cardinot, Jéssica Zebende Francisco e Thatiana Silva Martins Coelho,

Pela ajuda na formatação e na elaboração dos desenhos. No meu coração ficarão guardados eternamente os bons momentos que tivemos juntos; não esquecerei a alegria de todos.

Ao CNPq,

Obrigado pelo apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS ARGILAS MOLES DA CIDADE DE SANTOS

Mauricio do Espírito Santo Andrade

Outubro/2009

Orientadores: Ian Schumann Marques Martins

Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Programa: Engenharia Civil

Foi realizado um extenso programa de ensaios de laboratório em amostras de argila mole retiradas no canal do Porto de Santos, na região da Ilha Barnabé. O referido programa consistiu em ensaios de caracterização completa, teor de matéria orgânica, ensaios de adensamento convencionais, especiais e de relaxação de tensões no edômetro. Nos ensaios especiais foi observada a influência do descarregamento sobre o reaparecimento do adensamento secundário após a expansão primária. Foi também observada a influência da temperatura sobre a velocidade do adensamento secundário e da relaxação de tensões. Os resultados dos ensaios de adensamento especiais e de relaxação de tensões sugerem que os caminhos que representam ambos os ensaios no plano $e \times \sigma'_v$ marcham em direção à linha de fim de secundário. Baseado nos resultados dos ensaios, foi feita uma tentativa de explicar a história de tensões do depósito através da discussão da relação $OCR \times$ profundidade.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

CONTRIBUTION TO THE STUDY OF SOFT CLAYS FROM THE CITY OF
SANTOS

Mauricio do Espirito Santo Andrade

October/2009

Advisors: Ian Schumann Marques Martins

Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Department: Civil Engineering

An extensive program of laboratory tests was carried out on soft clay samples withdrawn from Santos' harbour channel near Barnabé Island. The referred program consisted in a complete set of characterization tests including the determination of organic matter content plus conventional consolidation tests, special consolidation tests and stress relaxation tests in the oedometer. During the special tests it was observed the influence of partial surcharge removal on the reappearance of secondary consolidation after primary expansion. Influence of temperature on both secondary consolidation strain rate and stress relaxation rate was also observed. The results of special consolidation tests and stress relaxation tests suggest that the representative paths of both tests on a void ratio (e) x vertical effective stress (σ'_v) plot go towards the end of secondary consolidation line. Based on the tests results, it was made a trial to explain the stress history of the deposit through the discussion of the OCR x depth.

ÍNDICE

1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - MOTIVAÇÃO.....	1
1.2 - OBJETIVOS.....	3
1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	4
2 - O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E O ADENSAMENTO	
UNIDIMENSIONAL.....	6
2.1 - PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS.....	6
2.2 - INTERPRETAÇÃO DO PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS.....	8
2.3 - O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E O ADENSAMENTO	
EDOMÉTRICO.....	10
2.4 - TEORIA DO ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DE TERZAGHI E	
FRÖLICH.....	14
2.5 - O ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL.....	24
2.6 - DESVIOS DA TEORIA DE TERZAGHI E FRÖLICH.....	26
3 - ADENSAMENTO SECUNDÁRIO.....	28
3.1 - PEQUENO HISTÓRICO E DEFINIÇÃO.....	28
3.2 - FATORES QUE INFLUENCIAM O ADENSAMENTO SECUNDÁRIO.....	39
3.2.1 - DESCARREGAMENTO OU REMOÇÃO DE SOBRECARGA.....	39
3.2.2 - INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE COMPRESSÃO	41
3.2.3 - INFLUÊNCIA DO TEMPO.....	41
3.2.4 - INFLUÊNCIA DA HISTÓRIA DE TENSÕES.....	44
3.2.5 - INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO.....	45
3.2.6 - INFLUÊNCIA DAS TENSÕES CISALHANTES.....	46
3.2.7 - INFLUÊNCIA DA RAZÃO INCREMENTAL DE CARREGAMENTO	
($\Delta\sigma/\sigma'_v$) E DA DURAÇÃO DO CARREGAMENTO ANTERIOR.....	46
3.2.8 - INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA CAMADA.....	52
3.2.9 - INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA.....	53
3.3 - MECANISMOS DO ADENSAMENTO SECUNDÁRIO.....	57
3.3.1 - O MESMO MECANISMO QUE O DO ADENSAMENTO PRIMÁRIO.....	58

3.3.2 - MECANISMO BASEADO NA VISCOSIDADE DA ÁGUA ADSORVIDA.....	61
3.3.3 - MECANISMO BASEADO NA QUEBRA DE LIGAÇÕES COMO PRECONIZADO PELA TEORIA DOS PROCESSOS CINÉTICOS.....	68
3.3.4 - MECANISMO BASEADO NA EXISTÊNCIA DE UMA ESTRUTURA COM MACRO E MICROPOROS.....	73
3.4 - EVOLUÇÃO DO ESTUDO DO ADENSAMENTO SECUNDÁRIO NO GRUPO DE REOLOGIA DA COPPE.....	76
4.0 - AS ARGILAS DE SANTOS.....	108
4.1 - INTRODUÇÃO.....	108
4.2 - SEDIMENTAÇÃO NA PLANÍCIE COSTEIRA DE SANTOS.....	112
4.3 - ARGILAS TRANSICIONAIS (ATs), ARGILAS DE SEDIMENTOS FLÚVIO- LAGUNARES (SFL) E ARGILAS DE MANGUES.....	115
4.4 - IDENTIFICAÇÃO DAS ARGILAS PERTENCENTES ÀS DIFERENTES UNIDADES GENÉTICAS.....	118
4.5 - MECANISMOS DE SOBREADENSAMENTO DAS ARGILAS MARINHAS DA BAIXADA SANTISTA.....	124
5.0 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DE ADENSAMENTO.....	146
5.1 - LOCAL ESTUDADO.....	146
5.2 - RETIRADA DAS AMOSTRAS.....	147
5.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	149
5.4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO CONVENCIONAIS.....	169
5.4.1 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	169
5.4.2 - METODOLOGIA DE ENSAIO.....	170
5.4.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS CONVENCIONAIS.....	183
5.5 - ENSAIOS ESPECIAIS.....	241
5.5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	241
5.5.2 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	241
5.5.3 - METODOLOGIA DE ENSAIO.....	243
5.6 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.....	291

6.0 - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	298
6.1 - CARACTERIZAÇÃO.....	298
6.1.1 - ESTRATIGRAFIA.....	298
6.1.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	301
6.2 - QUALIDADE DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	311
6.3 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE E COEFICIENTE DE ADENSAMENTO.....	318
6.4 - ENSAIOS ESPECIAIS	327
6.4.1 - ADENSAMENTO SECUNDÁRIO.....	327
6.4.2 – RELAXAÇÃO DE TENSÕES	341
6.5 - HISTÓRIA DE TENSÕES E PERFIL OCR X PROFUNDIDADE.....	348
7.0 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	382
7.1 - CONCLUSÕES.....	382
7.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	385
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	386

1.1 – MOTIVAÇÃO

Contrariamente ao que acreditam Mesri e Castro (1989), o Grupo de Reologia da COPPE não acredita que o fenômeno do adensamento secundário esteja tão bem compreendido como qualquer outro da Mecânica dos Solos. O Grupo de Reologia da COPPE também não compartilha da idéia, como acreditam Mesri e Castro (1989), que o adensamento secundário seja uma consequência do Princípio das Tensões Efetivas de Terzaghi (1936) e tampouco acredita na validade do “postulado” $C_\alpha/C_c = constante$, proposto por Mesri e Godlewski (1977). O adensamento secundário, mesmo nos dias de hoje, não está tão bem compreendido. Um exemplo disso são as duas principais correntes hoje existentes na abordagem do fenômeno; de um lado Leroueil et al (1985), com a idéia do efeito da velocidade de deformação, e do outro Mesri e Godlewski (1977), com o “postulado” $C_\alpha/C_c = constante$.

Outro exemplo de que o adensamento secundário não está ainda bem compreendido é o fato de que, decorridos 26 anos, a questão levantada por Schmertmann (1983) a respeito do que ocorre com o coeficiente do empuxo no repouso, (K_0) durante a compressão secundária, continua sem uma resposta definitiva.

Nos últimos anos o adensamento secundário tem sido um dos temas mais estudados no Laboratório de Reologia da COPPE e a tendência é a de encará-lo como uma manifestação do efeito de velocidade. Entretanto, há no Laboratório de Reologia da COPPE a preocupação de não só modelar matematicamente o fenômeno do adensamento secundário como também atribuir a ele um mecanismo que possa explicar os efeitos observados. Neste aspecto, a abordagem do adensamento secundário do Grupo de Reologia da COPPE não segue nenhuma das correntes acima mencionadas.

O caminho tomado pelo Grupo de Reologia da COPPE se baseia nos efeitos viscosos da água adsorvida às partículas de argila. Tais efeitos se manifestam através da velocidade de deformação dos solos argilosos, como preconizado por Terzaghi (1941) e Taylor (1942). Assim, o Grupo de Reologia da COPPE trabalha com a hipótese de que a tensão vertical efetiva é composta de duas parcelas; uma que se dá através dos contatos sólido-sólido e outra que se dá através da água adsorvida viscosa e é dependente da velocidade de deformação. Esta hipótese de trabalho foi verificada nos trabalhos de Garcia (1996), Thomasi (2000), Santa Maria (2002), Dos Santos (2006) e Aguiar (2008).

Fenômenos associados ao tempo ou à velocidade de deformação, como o adensamento secundário, fluência e relaxação de tensões, em geral não obedecem ao Princípio das Tensões Efetivas. Assim, quando estes fenômenos são estudados, a postura mais comum é a de “esquecer” o Princípio das Tensões Efetivas e criar abordagens específicas para estudá-los isoladamente. Entretanto, há no Grupo de Reologia da COPPE uma postura filosófica diferente. Tal postura é a de modificar o Princípio das Tensões Efetivas de tal forma que os fenômenos do adensamento secundário, fluência e relaxação de tensões possam ser naturalmente explicados por um princípio mais geral. Nesta linha de pensamento estão os trabalhos de Martins (1992), Garcia (1996), Thomasi (2000), Guimarães (2000), Alexandre (2000), Santa Maria (2002), Dos Santos (2006), Alexandre (2006) e Aguiar (2008).

A motivação para o estudo que ora se apresenta veio da oportunidade de verificar se as hipóteses de trabalho adotadas pelo Grupo de Reologia da COPPE se aplicam à Argila de Santos, uma das mais estudadas do território brasileiro. Neste sentido, esta dissertação é uma continuação do estudo iniciado por Aguiar (2008). As amostras aqui estudadas foram retiradas no canal do Porto de Santos, na região da Ilha Barnabé, por ocasião dos estudos geotécnicos para a construção do terminal portuário da Embraport.

1.2 – OBJETIVOS

De posse das amostras indeformadas obtidas num furo de sondagem executado exclusivamente para este fim, procurou-se atingir os seguintes objetivos:

- i) Caracterização completa do depósito através de ensaios de granulometria com sedimentação, limites de liquidez e plasticidade, densidade dos grãos, umidade natural e teor de matéria orgânica.
- ii) Determinação dos parâmetros naturais, tais como: índices de vazios iniciais, pesos específicos e graus de saturação.
- iii) Comparação das curvas de compressão índice de vazios (e) x tensão vertical efetiva (σ'_v) correspondentes a estágios de carga com diferentes durações, a saber: fim do primário (EOP), velocidade de deformação específica vertical ($\dot{\epsilon}_v$) igual a $10^{-6} s^{-1}$ e 24 horas.
- iv) Avaliação da qualidade das amostras e obtenção dos parâmetros que caracterizam uma curva de compressão edométrica, a saber: índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c), relação $C_c / (1 + e_0)$ e tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}).
- v) Comparação dos parâmetros de compressibilidade obtidos com os existentes na literatura.
- vi) Obtenção da linha de fim do adensamento secundário através de ensaios de adensamento especiais, com observação do adensamento secundário e/ou da relaxação de tensões.
- vii) Saber se a linha de fim do secundário é independente da temperatura de ensaio.
- viii) Determinação dos perfis tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) x profundidade (z) e razão de sobreadensamento (OCR) x profundidade (z), interpretando-os à luz dos mecanismos propostos para explicar o sobreadensamento da Argila de Santos.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação se compõe de 7 capítulos, cujo conteúdo se passa a descrever em seguida.

O capítulo 1 inicia-se com a motivação para a realização do trabalho, continua com o objetivo da dissertação e termina com a organização e disposição dos assuntos tratados ao longo dos 7 capítulos.

O capítulo 2 enuncia o Princípio das Tensões Efetivas e discorre sobre a sua interpretação e importância para a Mecânica dos Solos. Em seguida, faz-se uma explanação sobre a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich (1936), listando e comentando-se as hipóteses de natureza física e de natureza matemática. Finalizando o capítulo 2, apresentam-se alguns desvios da teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich, enfatizando-se aquele provocado pelo adensamento secundário.

O capítulo 3 faz uma revisão bibliográfica sobre o adensamento secundário. Especial ênfase é dada aos fatores que o influenciam e aos mecanismos propostos para explicá-lo. Finalizando o capítulo 3, conta-se a pequena história da evolução do estudo do adensamento secundário no Grupo de Reologia da COPPE.

O capítulo 4 apresenta uma revisão bibliográfica dos estudos sobre a formação geológica dos depósitos sedimentares da Baixada Santista, descrevendo as três unidades genéticas que a compõem. São também apresentadas no capítulo 4 as faixas de variação dos diversos parâmetros geotécnicos que permitem identificar cada unidade genética. Fechando o capítulo, são apresentados alguns perfis tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) x profundidade (z) existentes na literatura, com suas respectivas interpretações à luz da história geológica local.

O capítulo 5 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização, de adensamento convencionais e especiais. Para os ensaios de adensamento convencionais e especiais são descritos os equipamentos utilizados na sua execução, assim como as

metodologias empregadas em cada um. Ao final do capítulo 5 são apresentados os parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios realizados.

O capítulo 6 trata da análise e discussão dos resultados.

O capítulo 7 reúne e sumariza as conclusões do trabalho. São apresentadas, também no capítulo 7, sugestões para futuras pesquisas.

As referências bibliográficas utilizadas na realização deste trabalho são apresentadas após o capítulo 7.

*O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E O
ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL*

2.1 - PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS

Princípio significa começo. Portanto, princípio é aquilo que vem antes de qualquer coisa. Em ciência, princípio, também chamado de axioma, lei ou postulado, é um enunciado (ou conjunto de enunciados) aceito (sem provas) por suas evidências experimentais. Um princípio é a pedra fundamental da construção de um campo do conhecimento humano.

Nas ciências existem vários princípios. São alguns exemplos o princípio de Carnot, ou princípio da degradação da energia; as leis de Newton da Mecânica; o princípio da relatividade; o princípio de Lavoisier, ou princípio da conservação da massa; o princípio da conservação da energia, ou princípio de Mayer, e na geometria os postulados de Euclides.

Um princípio vai-se tornando cada vez mais digno de crédito, na medida em que ele vai encontrando comprovações experimentais de seu enunciado. Entretanto, do ponto de vista formal, por maior que seja o número de comprovações experimentais de um princípio, isto jamais poderá ser considerado como prova. Por outro lado, para que um princípio deixe de ter validade geral, basta que se apresente, dentro do seu suposto campo de validade, apenas um caso onde o princípio não mais se aplique. Estes casos para os quais o princípio em questão não se verifica são conhecidos formalmente como contra-exemplos.

O Princípio das Tensões Efetivas, enunciado pela primeira vez na língua inglesa, em 1936 (Terzaghi, 1936), serve de pedra fundamental para o que Terzaghi chamou de

Mecânica dos Solos. Este princípio, transcrito abaixo em língua inglesa, para evitar perda de fidelidade, pode ser enunciado, segundo Atkinson e Bransby (1978), em duas partes.

A 1ª parte, apresentada a seguir, dá a definição de tensão efetiva.

“The stresses in any point of a section through a mass of soil can be computed from the total principal stresses σ_1 , σ_2 and σ_3 which act at this point. If the voids of the soil are filled with water under a stress u , the total principal stresses consist of two parts. One part u acts in the water and in the solid in every direction with equal intensity. It is called the neutral stress (or the pore pressure). The balance $\sigma_1' = \sigma_1 - u$, $\sigma_2' = \sigma_2 - u$ and $\sigma_3' = \sigma_3 - u$ represents an excess over the neutral stress u and it has its seat exclusively in the solid phase of the soil. These fractions of the total principal stresses will be called the effective principal stresses.”

Deste modo, Terzaghi escreveu a equação fundamental do Princípio das Tensões Efetivas:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1),$$

que expressa a relação entre a tensão normal total (σ), a tensão normal efetiva (σ') e a poro-pressão (u). A expressão (2.1) é válida para todas as direções, já que a água não resiste às tensões cisalhantes.

A segunda parte do enunciado aborda o papel das tensões efetivas no comportamento dos solos e é escrita como:

“All measurable effects of a change of stress, such as compression, distortion and a change of shearing resistance are exclusively due to changes in the effective stresses.”

2.2 - INTERPRETAÇÃO DO PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS

Como enunciado por Terzaghi (1936), o Princípio das Tensões Efetivas pode ser enganosamente simples, principalmente a parte que diz respeito às relações entre tensões efetivas e deformações. De acordo com a interpretação dada pela Mecânica dos Solos clássica, a 2ª parte do Princípio das Tensões Efetivas pode ser resumida na seguinte sentença matemática (Martins,2007):

Todas as vezes que houver variação do estado de tensões efetivas, haverá variação de volume, distorção, ou variação de volume e distorção. Reciprocamente, todas as vezes que houver variação de volume, distorção, ou ambas, isto será consequência de uma variação do estado de tensões efetivas. Tal sentença matemática está apresentada na figura (2.1).

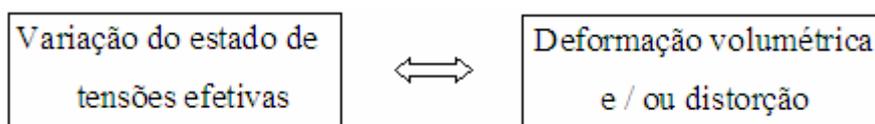


Figura 2.1 Interpretação do Princípio das Tensões Efetivas segundo a Mecânica dos Solos clássica.

Como exemplos da sentença matemática da figura (2.1) podem-se citar:

(a) Adensamento hidrostático (em solo isotrópico)

No adensamento hidrostático são aplicadas iguais tensões em todas as direções. No solo isotrópico, o efeito será somente de variação de volume, não havendo distorção. Assim, um elemento cúbico de solo se transformará sempre em outro elemento cúbico, porém de dimensões diferentes, como ilustrado na figura (2.2).

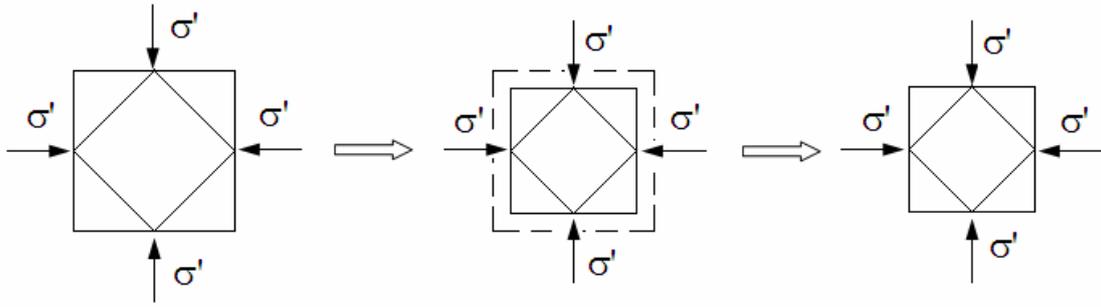


Figura 2.2 Ilustração do adensamento hidrostático.

(b) Triaxial não drenado (tipo UU) em solo saturado

Neste caso, como o ensaio é não drenado e o solo está saturado, não há variação de volume, ocorrendo somente distorção (mudança de forma geométrica). Assim, um elemento cúbico de solo, ao distorcer, deixará de ser cúbico, como ilustra a figura (2.3).

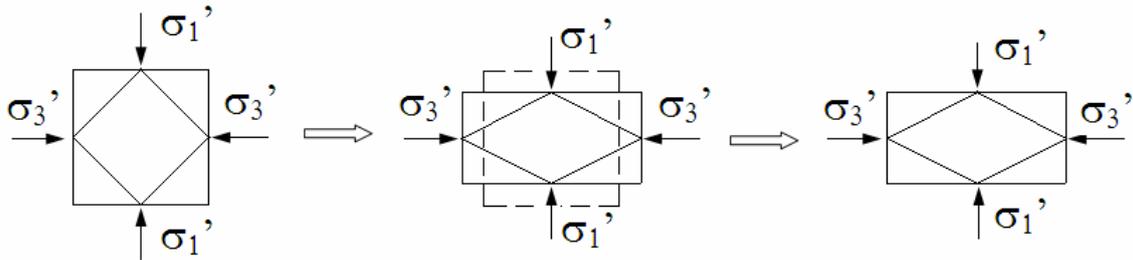


Figura 2.3 Ilustração do triaxial não-drenado (tipo UU) em solo saturado.

(c) Adensamento unidimensional (edométrico)

Ocorre, neste caso, tanto variação volumétrica quanto distorção, como ilustrado na figura (2.4).

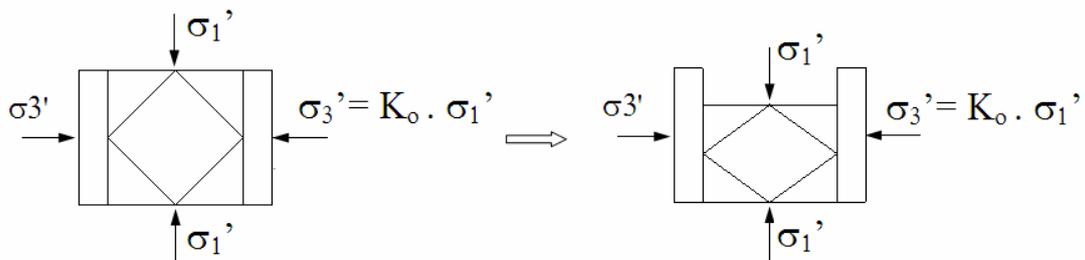


Figura 2.4 Ilustração do adensamento unidimensional.

Em todos estes casos, as variações dos estados de deformação foram provocadas por uma variação do estado de tensões efetivas.

2.3 - O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E O ADENSAMENTO EDOMÉTRICO

Em Mecânica dos Solos admite-se que tanto os grãos sólidos como a água existente nos vazios do solo sejam incompressíveis. Assim, um elemento de solo saturado só pode variar de volume se houver fluxo de água para dentro ou para fora do elemento. Como o fluxo de água nos solos é regido pela lei de Darcy, a velocidade do escoamento é finita. Assim, um elemento de solo saturado não pode sofrer uma variação de volume instantânea, isto é, qualquer variação de volume se dá ao longo do tempo. Por outro lado, se houver variação de volume de um elemento de solo saturado ao longo do tempo, isto é consequência, segundo o Princípio das Tensões Efetivas, da variação do estado de tensões efetivas com o tempo. Dito isto, pode-se definir adensamento como:

“Adensamento é o processo de compressão de um solo saturado ao longo do tempo, ocasionada pela expulsão de uma quantidade de água, igual à redução do volume de vazios, como resultado da transferência gradual do excesso de poro-pressão, gerado pelo carregamento, para as tensões efetivas”.

A compressão é definida aqui como a relação entre a variação de volume de um elemento de solo (saturado ou não) e a variação do estado de tensões efetivas, sem levar em consideração o tempo no qual essas variações ocorreram.

Quando a superfície do terreno é horizontal e a natureza do subsolo não varia segundo direções horizontais, o peso próprio do solo fornece estados de tensões muito simples. Esta condição é freqüente em solos sedimentares. Em tais situações as tensões são denominadas tensões geostáticas (Lambe e Whitman,1969). Nos maciços sob tensões geostáticas os planos horizontais e verticais são planos principais. Nestes casos, devido à simetria em relação à vertical, não há deformações horizontais e a compressão imposta ao maciço por seu peso próprio é apenas vertical.

Quando, sob tensões geostáticas, a compressão (e o adensamento) se dá com deformações horizontais nulas, diz-se que ela é unidimensional ou edométrica e que o maciço se encontra no estado de repouso. Isto ocorre não só sob carregamentos naturais (devidos ao peso próprio do maciço) como também quando um maciço sob condições geostáticas é carregado por aterros de espessura uniforme, em áreas de grande extensão.

O mecanismo do adensamento unidimensional à luz do Princípio das Tensões Efetivas pode ser melhor compreendido através da analogia com o sistema pistão-mola apresentada por Taylor (1948) e descrita a seguir.

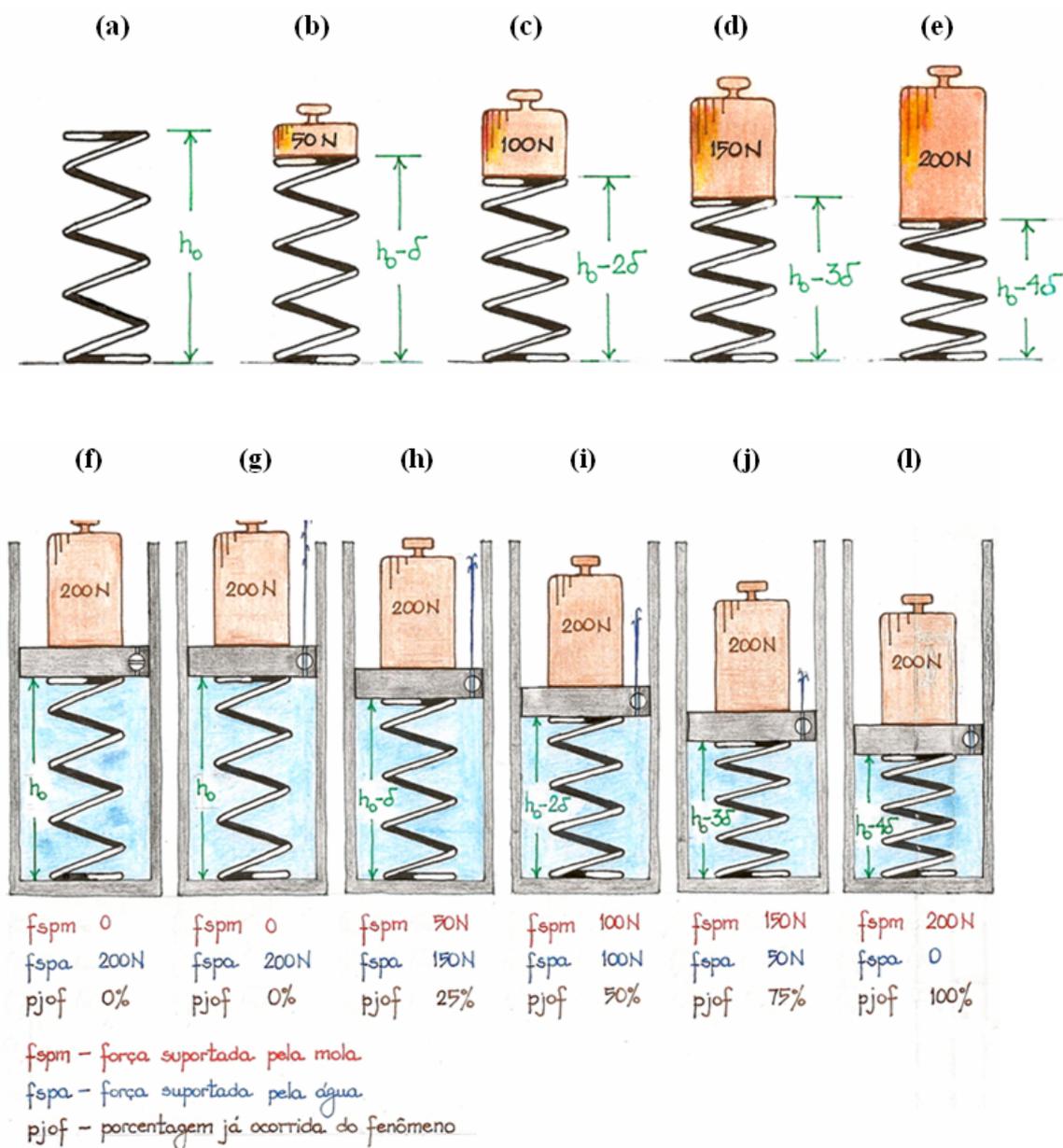


Figura 2.5 Analogia com o sistema pistão-mola (Taylor, 1948).

Nas figuras (2.5(a)) a (2.5(e)) estão apresentadas as deformações assumidas por uma mola proporcionalmente às diversas cargas sobre ela aplicadas. As figuras (2.5(f)) a (2.5(l)) mostram a mesma mola imersa em um cilindro preenchido com água. No topo da mola se apóia um pistão provido de uma válvula de drenagem. Em (f) a válvula de drenagem está fechada e, como a água é admitida incompressível, a carga de 200 N aplicada ao pistão é totalmente suportada pela água. Neste estágio, a carga suportada pela mola vale zero e sua deformação é, portanto, também zero.

O que ocorrerá se a válvula de drenagem for aberta ? No instante imediatamente após a abertura da válvula de drenagem, as condições mantêm-se inalteradas, conforme indica a figura (2.5(g)). Isto ocorre porque, embora a válvula de drenagem esteja aberta, ainda não houve tempo para que houvesse variação de volume. Assim, a carga de 200 N continua sendo suportada integralmente pela água e a deformação da mola é nula. Na medida em que a água sai pela válvula de drenagem, a mola se deforma indicando que parte da carga de 200 N foi transferida da água para a mola. No instante da figura (2.5(h)), por exemplo, 150 N estão sendo suportados pela água e 50 N pela mola. A água continuará a ser expulsa, enquanto houver um excesso de pressão (acima da pressão hidrostática) dado pela carga suportada pela água, dividida pela área da seção transversal do cilindro. O processo continuará fazendo com que paulatinamente a carga suportada pela água seja transferida para a mola, obrigando-a a se deformar ao longo do tempo. Na figura (2.5 (i)), da carga de 200 N aplicada sobre o pistão, metade está sendo suportada pela água e metade pela mola. Isto indica que 50% do processo de transferência de carga da água para a mola já ocorreram. O processo é concluído, quando toda a carga na água tiver sido transferida para a mola (figura (2.5(l))). Neste momento, a carga suportada pela mola será de 200 N, o excesso de pressão na água torna-se nulo e o fluxo cessa, assim como a deformação da mola.

Na analogia mecânica apresentada acima, o esqueleto compressível de uma massa de solo é representado pela mola e a água no cilindro representa a água nos vazios do solo. O orifício aberto no pistão representa a permeabilidade do solo e a compressibilidade da mola a compressibilidade do solo.

A teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich admite como hipótese básica que, sob compressão unidimensional, para cada tensão vertical efetiva (σ_v') existe um único índice de vazios a ela associado.

A figura (2.6) apresenta uma simplificação da relação índice de vazios (e) versus tensão vertical efetiva (σ_v'). Através da referida figura pode-se explicar o mecanismo do adensamento de um elemento de solo.

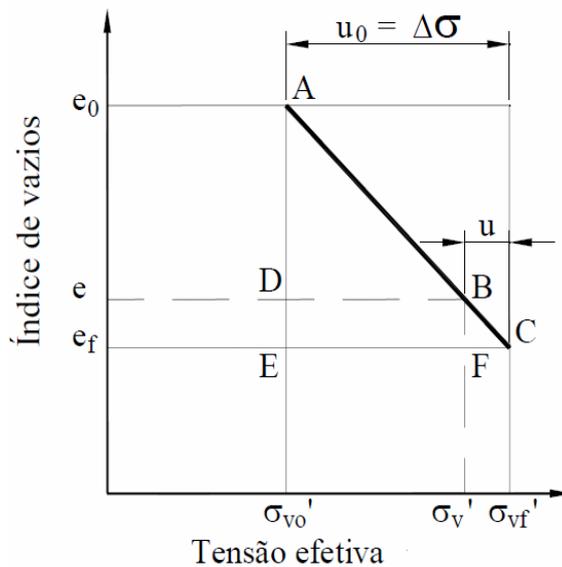


Figura 2.6 Índice de vazios x tensão vertical efetiva na teoria de Terzaghi e Frölich.

Seja um elemento de solo com um índice de vazios e_0 submetido à tensão vertical efetiva σ_{v0}' , condição representada pelo ponto (A) da figura (2.6). Num instante imediatamente após a aplicação de um incremento de tensão vertical total ($\Delta\sigma$), sob condições edométricas, não há variação de volume e nem distorção. Assim, o estado de tensões efetivas do elemento permanece o mesmo. O único efeito provocado no elemento de solo pelo incremento de tensão vertical total ($\Delta\sigma$) é o surgimento de um excesso de poro-pressão (u_0) de valor igual a $\Delta\sigma$. Se não fosse permitida a saída de água do elemento de solo, as condições mencionadas acima seriam mantidas indefinidamente. No entanto, o excesso de poro-pressão cria um gradiente hidráulico que faz a água fluir para fora do elemento. Com o fluxo de água e com o decorrer do tempo, o excesso de poro-pressão vai-se dissipando, a tensão vertical efetiva vai aumentando e o elemento de solo vai diminuindo de volume. No ponto (B), por

exemplo, o excesso de poro-pressão remanescente vale u , a tensão vertical efetiva aumentou de $(\sigma_v' - \sigma_{v0}')$, provocando, de acordo com o Princípio das Tensões Efetivas, uma redução no índice de vazios de $(e_0 - e)$.

O grau de evolução do fenômeno no tempo pode ser medido por uma variável denominada porcentagem de adensamento, denotada por U . Assim, de acordo com a figura 2.6, a porcentagem de adensamento no ponto (B) é dada por

$$U = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} = \frac{\sigma_v' - \sigma_{v0}'}{\sigma_{vf}' - \sigma_{v0}'} = 1 - \frac{u}{u_0} \quad (2.2).$$

O processo evolui no tempo, até que, ao final do adensamento, todo o excesso de poro-pressão seja suportado pelo esqueleto sólido do solo. Daí em diante, se não houver mais carregamento, o elemento de solo permanecerá submetido à tensão vertical efetiva σ_{vf}' e com o índice de vazios e_f , condição representada pelo ponto (C) da figura (2.6).

2.4 - TEORIA DO ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DE TERZAGHI E FRÖLICH

A teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich está baseada em dez hipóteses, que Martins (2007) agrupa em dois conjuntos, um de natureza física e outro de natureza matemática.

(a) Hipóteses de natureza física

(1) O Solo é Homogêneo

Define-se camada como um depósito de solo constituído dos mesmos minerais e cuja espessura é pequena, se comparada às distâncias horizontais que o depósito atinge. A espessura de uma camada de argila mole pode ultrapassar 20 metros. Nestes casos, mesmo sendo constituídas dos mesmos minerais, tais camadas estão submetidas, ao

longo de sua profundidade, a tensões verticais efetivas que conduzem a um amplo intervalo de variação do índice de vazios. Como vários parâmetros que governam o adensamento são dependentes do índice de vazios (como por exemplo, a permeabilidade e a compressibilidade), quanto mais espessas forem as camadas que sofrem adensamento, maior será o afastamento desta hipótese da realidade.

(2) O Solo é Saturado

Como em geral os solos que interessam ao adensamento são as argilas moles, esta hipótese é em geral atendida, já que as argilas moles se formam nas bacias sedimentares alagadas, como são as fozes dos rios, lagoas, etc.

(3) Compressibilidades dos Grãos e da Água Desprezíveis em Relação à Compressibilidade do Esqueleto Sólido

Esta é uma hipótese que se aproxima bastante da realidade. Por exemplo, a compressibilidade do quartzo (inverso do “bulk modulus”) é de $15 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$ e a compressibilidade da água é da ordem de $45 \times 10^{-8} \text{ kPa}^{-1}$. Já a compressibilidade da Argila de Santos, medida na amostra nove desta dissertação entre 300 e 500 kPa, vale $7,1 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$.

(4) Vale o Princípio das Tensões Efetivas

Esta hipótese, de importância fundamental não só para o desenvolvimento da teoria do adensamento unidimensional como para toda a Mecânica dos Solos, merece uma discussão mais detalhada. Isto ocorre devido à existência do chamado adensamento secundário, assunto este que será abordado de forma mais detalhada no capítulo seguinte.

(5) Vale a Lei de Darcy

Segundo Martins (1985), esta hipótese é geralmente válida à exceção de alguns casos onde as condições de fluxo podem não satisfazer à Lei de Darcy. Tais condições são aquelas existentes junto às fronteiras drenantes de um corpo de prova no ensaio de

adensamento unidimensional, imediatamente após o carregamento. Naquele instante, estabelece-se um gradiente hidráulico muito elevado junto às fronteiras drenantes do corpo de prova, fazendo com que o número de Reynolds seja alto, eventualmente ultrapassando o limite para o qual o fluxo é laminar. Caso isto aconteça, a lei de Darcy não é mais válida.

Embora o problema acima exista na fase inicial de todos os estágios de carregamento de um ensaio de adensamento, a pergunta a ser respondida é: Até que porcentagem de adensamento o fluxo se dá com um gradiente hidráulico maior do que o permitido pela lei de Darcy ? Levando em consideração o critério estabelecido por Fancher, Lewis e Barnes (1933) (citados por Taylor, 1948, pág. 122), Martins (1985) mostrou que, para corpos de prova de argila com espessura da ordem de 2 cm e para incrementos de carga usuais, pelo menos 95% do adensamento ocorrem com gradientes hidráulicos dentro do domínio de validade da lei de Darcy. Em vista disso, pode-se dizer que, para tais condições, a lei de Darcy é uma hipótese válida.

Este problema é tanto maior quanto maior for o incremento de carga (porque maior será o excesso de poro-pressão) e menor for a espessura do corpo de prova. Isto ocorre, porque nestes casos serão criados gradientes hidráulicos elevados.

(6) Vale a Relação Idealizada entre Tensões Verticais Efetivas e Índices de Vazios

De acordo com Taylor (1948) é esta hipótese a que mais limita a validade da teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich. Nesta hipótese não está apenas embutida a função que expressa a interdependência entre o índice de vazios (e) e a tensão vertical efetiva (σ_v') como também a hipótese que admite que o índice de vazios é apenas função da tensão vertical efetiva (σ_v'). Ainda segundo Taylor (1948), esta hipótese só se justifica, porque o uso de uma relação e x σ_v' mais realista tornaria a abordagem do problema excessivamente complexa. Embora aqui apresentada, esta é uma hipótese cuja discussão cabe melhor no capítulo sobre a compressão secundária.

b) Hipóteses de natureza matemática

(7) As Deformações são Infinitesimais

Esta hipótese permite que se considere a espessura inicial do corpo de prova (ou da camada que adensa) como sendo a mesma durante todo o adensamento. Em vista desta hipótese, de acordo com Martins e Abreu (2002), a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich pode ser utilizada para recalques que não excedam 10% da espessura da camada. Caso haja deformações maiores do que 10% da espessura da camada, é recomendável o uso de uma teoria do adensamento com deformações finitas.

(8) O Fluxo de Água é Unidirecional

(9) A Compressão é Unidimensional

No caso de adensamento unidimensional, seja no campo ou no ensaio de adensamento no laboratório, as hipóteses (8) e (9) deixam de ser hipóteses, para ser consequências das condições sob as quais o adensamento se dá.

No caso do ensaio, a existência do anel rígido no qual o corpo de prova é encerrado faz com que o fluxo seja vertical e que não haja deformações horizontais.

No campo, sob áreas de grande extensão submetidas a carregamentos uniformemente distribuídos, todos os elementos estarão sob tensões geostáticas e na situação de repouso. Assim, neste caso, as hipóteses (8) e (9) também se tornam consequências das condições impostas e, portanto, deixam de ser hipóteses.

(10) Admitem-se Constantes Certos Parâmetros Físicos que na Realidade Variam com o Estado de Tensões Efetivas

Na medida em que o adensamento ocorre, o índice de vazios vai diminuindo, fazendo com que alguns parâmetros variem com o tempo, como os coeficientes de

permeabilidade e de compressibilidade. Segundo Taylor (1948), os erros introduzidos ao considerar constantes parâmetros que na verdade variam durante o adensamento são, na maioria das vezes, de pouca importância.

Partindo-se das condições mostradas na figura (2.7) e levando-se em conta as hipóteses apresentadas e discutidas acima, pode-se deduzir a equação do adensamento unidimensional.

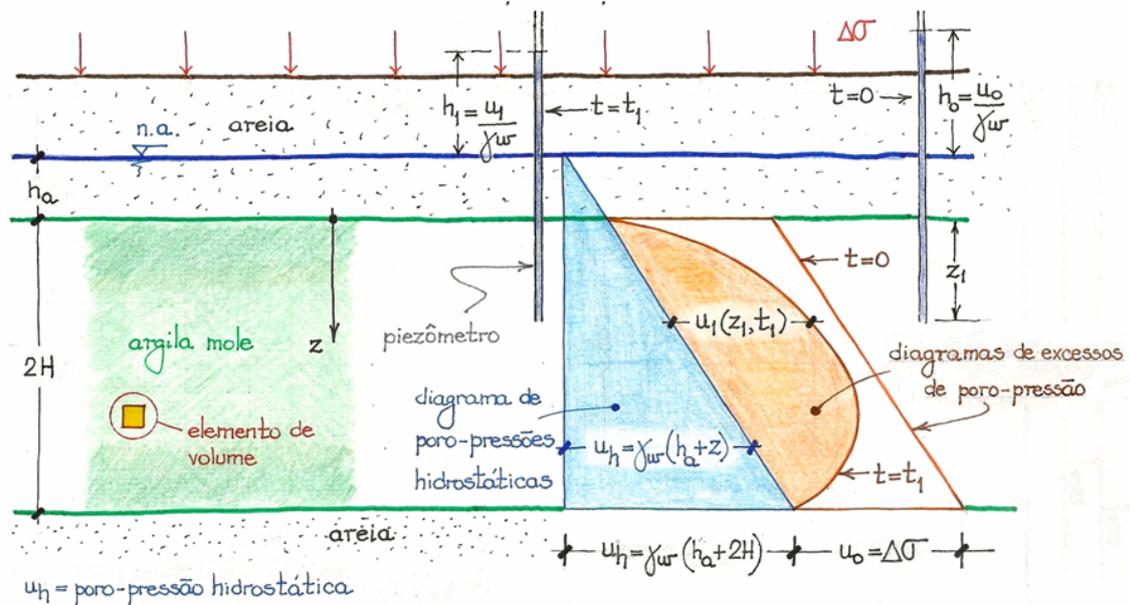


Figura 2.7 Representação esquemática de um subsolo com argila mole em adensamento unidimensional sob um incremento de tensão $\Delta\sigma$.

A dedução da equação do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich é obtida, tomando-se um elemento de volume do solo (como o mostrado na figura (2.7)) e igualando-se, para este elemento de volume, as seguintes quantidades:

- i) A variação de volume provocada pela quantidade de água que sai do elemento de solo na unidade de tempo (controlada pela lei de Darcy).
- ii) A variação de volume do elemento de solo provocada pelo aumento da tensão vertical efetiva na unidade de tempo (controlada pela compressibilidade do solo e correspondente à dissipação do excesso de poro-pressão, também na unidade de tempo, consoante o princípio das tensões efetivas).

Com isso, obtém-se a equação diferencial do adensamento unidimensional:

$$\frac{k_z(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.3),$$

onde:

k_z – Coeficiente de permeabilidade vertical do solo;

a_v – Coeficiente de compressibilidade vertical do solo ($a_v = -\frac{de}{d\sigma_v}$);

γ_w – Peso específico da água;

u – Excesso de poro-pressão;

e – Índice de vazios;

z – Distância vertical do ponto considerado ao topo da camada que adensa;

t – Tempo.

O termo $\frac{k_z(1+e)}{a_v \gamma_w}$ da equação (2.3) é chamado de coeficiente de adensamento

vertical do solo e denotado por c_v . O coeficiente de adensamento é um parâmetro indicador da rapidez com que um solo é capaz de dissipar os excessos de poro-pressão gerados por um carregamento.

Para a resolução da equação (2.3) admite-se que o coeficiente de adensamento vertical do solo (c_v) é constante (hipótese (10)) e faz-se uso das seguintes condições de contorno (ver figura (2.7)):

- Para $t=0$ e $0 \leq z \leq H$, $u(z,t) = u_0$;
- Para $0 < t \leq \infty$ e $z = 0$, $u(0,t) = 0$;
- Para $0 < t \leq \infty$ e $z = 2H$, $u(0,2H) = 0$.

Com tais considerações, obtém-se a seguinte solução:

$$u(z, t) = \frac{4}{\pi} u_0 \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{(2m+1)} \text{sen} \left[\frac{(2m+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 c_v t}{4H^2}}, m = 0, 1, 2, \dots \quad (2.4).$$

Dividindo-se ambos os membros da equação (2.4) por u_0 , chamando

$$\frac{(2m+1)\pi}{2} = M \quad (2.5)$$

e definindo o fator tempo T por

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.6),$$

a expressão (2.4) fica

$$\frac{u(z, t)}{u_0} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left(\frac{Mz}{H} \right) e^{-M^2 T}, m = 0, 1, 2, \dots \quad (2.7).$$

Num dado tempo t , o recalque por adensamento unidimensional da camada mole será dado por

$$s(t) = \int_0^{2H} \left[\frac{e_0 - e(z, t)}{1 + e_0} \right] dz \quad (2.8).$$

O recalque total de toda a camada (s_p) é dado por

$$s_p = \int_0^{2H} \left[\frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \right] dz \quad (2.9).$$

Define-se porcentagem média de adensamento e denota-se por \bar{U} a relação entre o recalque num tempo t e o recalque total de toda a camada mole. Assim, \bar{U} é função apenas do tempo ou do fator tempo (T) e se escreve

$$\bar{U}(T) = \frac{s(t)}{s_p} \quad (2.10).$$

Assim, o recalque $s(t)$ a ocorrer no tempo t será dado por:

$$s(t) = \bar{U}(T) s_p \quad (2.11),$$

sendo T o fator tempo associado ao tempo t dado pela expressão (2.6).

Mas

$$\bar{U}(T) = \frac{\int_0^{2H} \left[\frac{e_0 - e(z,t)}{1 + e_0} \right] dz}{\int_0^{2H} \left[\frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \right] dz} = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \left[\frac{e_0 - e(z,t)}{e_0 - e_f} \right] dz \quad (2.12).$$

Lançando mão da relação idealizada e x σ_v' (equação (2.2)), escreve-se:

$$\bar{U}(T) = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \left[\frac{e_0 - e(z,t)}{e_0 - e_f} \right] dz = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \left[1 - \frac{u(z,t)}{u_0} \right] dz \quad (2.13).$$

Substituindo na expressão (2.13) o valor de $u(z,t)/u_0$ dado pela expressão (2.7), vem:

$$\bar{U}(T) = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left(\frac{Mz}{H} \right) e^{-M^2 T} \right] dz \quad (2.14),$$

que finalmente fica

$$\bar{U}(T) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \quad (2.15).$$

A porcentagem média de adensamento $\bar{U}(T)$, dada pela expressão (2.15), pode ser apresentada em forma gráfica, como mostra a figura (2.8).

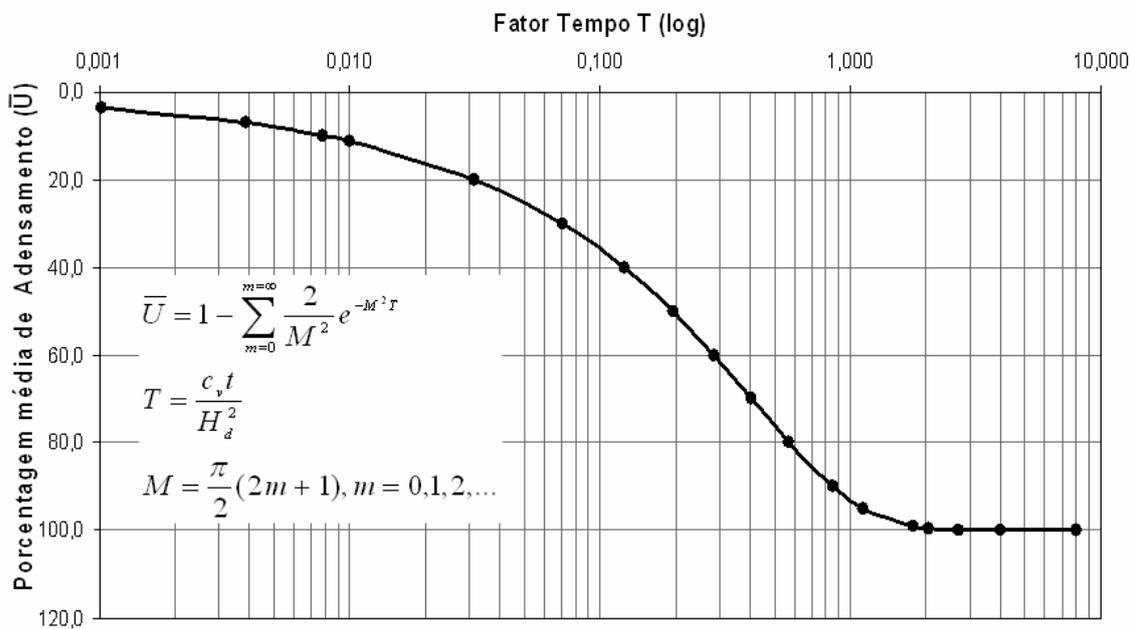


Figura 2.8 Porcentagem média de adensamento (\bar{U}) x fator tempo (T) .

De posse da relação $\bar{U}(T)$ x T e dados:

- A geometria do problema (espessura da camada que sofrerá o adensamento e a distância de drenagem H),
- O incremento de tensão vertical $(\Delta\sigma_v)$,
- As condições iniciais de campo $(e_0, \sigma_{v,0})$,

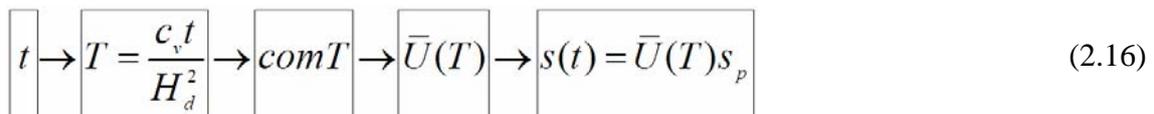
(d) A curva de compressão edométrica (e x σ_v' ou ε x σ_v'),

(e) O coeficiente de adensamento (c_v),

pode-se determinar o recalque esperado para um determinado tempo t . Neste aspecto, dois problemas práticos podem surgir:

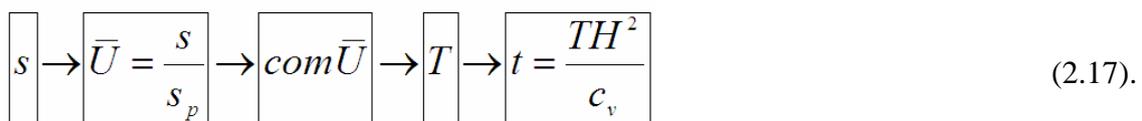
1°) Que recalque $s(t)$ ocorrerá num determinado tempo t ?

Inicialmente, calcula-se o recalque final (s_p). O recalque no tempo t , denotado por $s(t)$, é obtido, multiplicando-se a porcentagem média de adensamento $\bar{U}(T)$ pelo recalque total (s_p). Para obter $\bar{U}(T)$, calcula-se pela expressão (2.6) o fator tempo T associado ao tempo t . Com o valor de T , determina-se o valor de \bar{U} a ele associado, usando-se a expressão (2.15) ou o gráfico da figura (2.8). O fluxograma (2.16) apresenta os passos a serem seguidos para a determinação de $s(t)$.



2°) Dado um recalque $s(t)$, em que tempo t ele ocorrerá?

Dado um recalque $s(t)$, divide-se-o pelo recalque final (s_p), determinando a porcentagem média de adensamento $\bar{U}(T)$ a ele associada. Com isso, determina-se o fator tempo T e o tempo t a ele associado pelo uso da expressão (2.6). O fluxograma (2.17) resume os passos do processo neste caso.



Dos cinco requisitos (a,b,c,d,e) citados acima, necessários para o cálculo de recalques por adensamento unidimensional num dado tempo (t), o requisito (a) é obtido

pelas investigações geotécnicas de campo, usualmente sondagens a percussão. O incremento de tensão vertical ($\Delta\sigma_v$), requisito (b), é um dado de projeto. Os requisitos restantes, isto é, (c), (d) e (e), são todos eles obtidos de ensaios de adensamento unidimensional realizados em laboratório.

2.5 – O ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

Os objetivos básicos de um ensaio de adensamento unidimensional no laboratório são os de determinar:

- (i) As condições iniciais de campo (e_0, σ_{v0}').
- (ii) A curva de compressão edométrica ($e \times \sigma_v'$ ou $\varepsilon \times \sigma_v'$).
- (iii) O coeficiente de adensamento c_v .

O índice de vazios de campo (e_0) é o obtido na curva de compressão unidimensional correspondente à tensão vertical efetiva de campo (σ_{v0}').

Para a obtenção da curva de compressão edométrica (ou unidimensional), é usual aplicar ao corpo de prova diversos estágios de carregamento, cada um com a duração de 24 horas. Em cada estágio de carregamento, aplica-se um incremento de tensão vertical igual à tensão vertical atuante no estágio anterior. Isso equivale a dizer que em cada estágio de carregamento a tensão vertical é dobrada. A curva de compressão unidimensional assim obtida é a curva de compressão unidimensional correspondente a 24h. Assim, os índices de vazios (e) dos pares (e, σ_v') que definem a curva de compressão unidimensional correspondente a 24h são os índices de vazios obtidos ao fim de estágios de adensamento com 24h de duração.

Pode-se também construir a curva de compressão unidimensional correspondente ao fim do adensamento primário, denominada EOP (do inglês End Of Primary). Neste caso, os índices de vazios (e) dos pares (e, σ_v') que definem a curva de

compressão unidimensional EOP são aqueles correspondentes ao fim do adensamento primário.

Na figura (2.9) são apresentadas curvas de compressão unidimensional EOP e correspondentes a 24 horas.

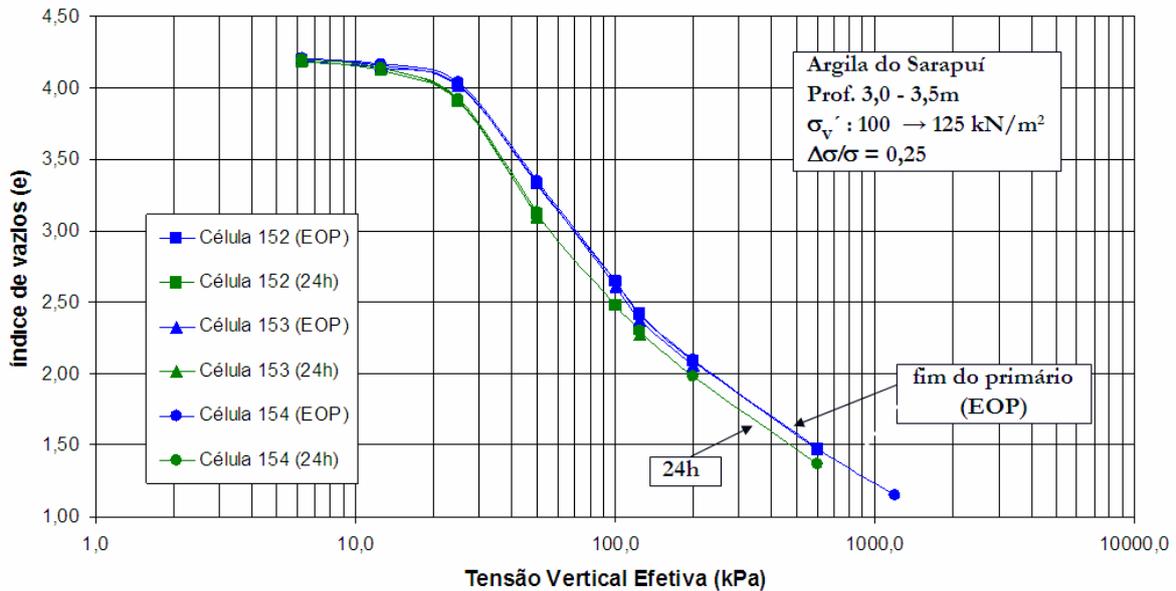


Figura 2.9 Curvas de compressão unidimensional EOP e correspondentes a 24 horas.

A obtenção do coeficiente de adensamento (c_v) é feita, para cada estágio de adensamento, ajustando-se a curva teórica de adensamento (curva deformação x tempo) à curva de adensamento experimental de laboratório. Assim, haverá tantas determinações do coeficiente de adensamento (c_v) quantos forem os estágios de carregamento.

Na figura (2.10) está ilustrada a determinação do coeficiente de adensamento (c_v) pelo método de Casagrande. Nesse método, também conhecido pelo nome de método do $\log(t)$, procura-se ajustar a curva teórica de adensamento à curva altura do corpo de prova x $\log(t)$ experimental de laboratório, obrigando-se a que ambas as curvas coincidam para $\bar{U} = 50\%$. Para realizar tal tarefa, determina-se o tempo t_{50} , que é o tempo associado a $\bar{U} = 50\%$. Como o fator tempo associado a $\bar{U} = 50\%$ vale $T = 0,197$, o coeficiente de adensamento será obtido por

$$c_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 H^2}{t_{50}} \quad (2.18).$$

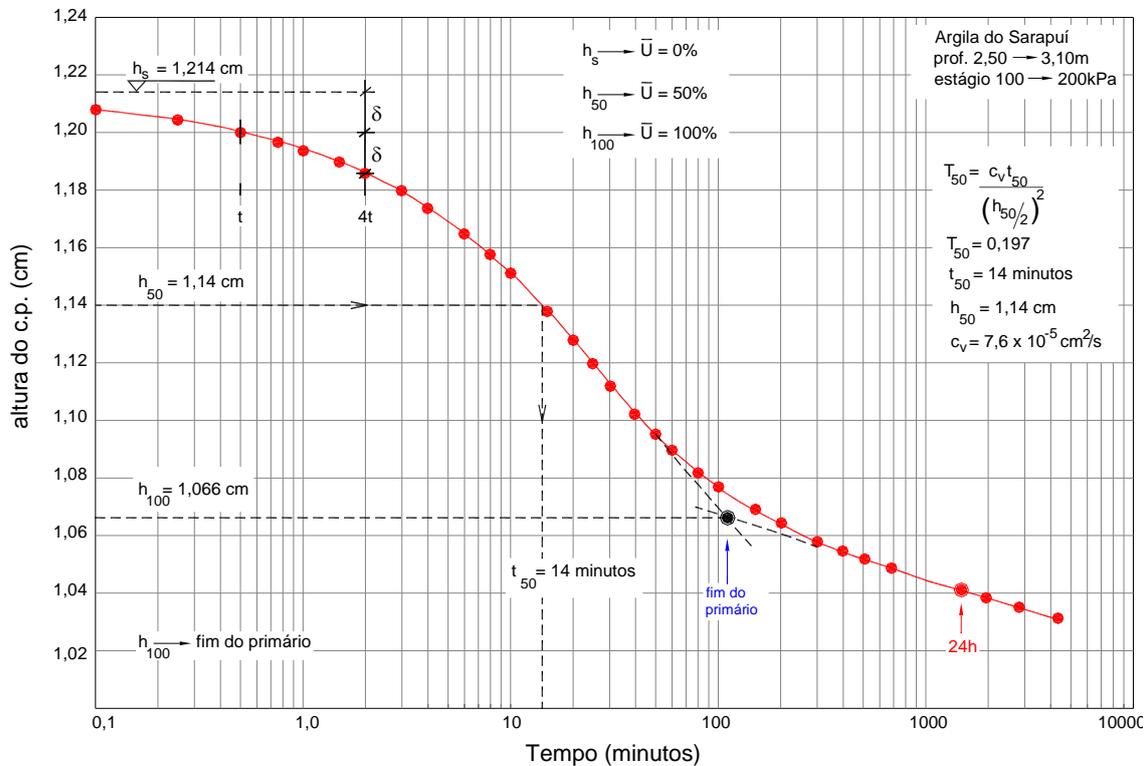


Figura 2.10 Determinação do coeficiente de adensamento (c_v) pelo método do $\log(t)$.

2.6 – DESVIOS DA TEORIA DE TERZAGHI E FRÖLICH

Segundo Martins e Abreu (2002), as dificuldades encontradas em um problema prático de adensamento são de diversas naturezas. Há as dificuldades de natureza geotécnica, como, por exemplo, as da identificação da espessura e extensão da camada que vai sofrer o adensamento. Há as dificuldades que dizem respeito à retirada de amostras indeformadas para a determinação de parâmetros em laboratório. E há ainda as dificuldades no tratamento teórico de problemas ligados ao adensamento propriamente dito. Exemplos de alguns desses problemas são:

- (a) A consideração da não-linearidade da relação índice de vazios - tensão vertical efetiva ($e \times \sigma_v'$).

- (b) O carregamento crescente com o tempo.
- (c) A submersão dos aterros com a evolução do adensamento.
- (d) As grandes deformações.
- (e) O adensamento secundário.

É interessante notar que dos itens (a), (b), (c), (d) e (e) listados acima, os quatro primeiros dizem respeito às dificuldades matemáticas de representação dos fenômenos. Já as dificuldades quanto ao adensamento secundário dizem respeito ao entendimento do fenômeno físico propriamente dito.

O adensamento secundário (ou compressão secundária) pode ser facilmente identificado no laboratório, ao se compararem as curvas de adensamento teórica e experimental. Ao ajustar a curva teórica à curva experimental, nota-se, a partir de um dado instante, um afastamento da curva experimental em relação à teórica. Este desvio passa a ocorrer para deformações próximas à deformação final prevista pela teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich, deformação esta conhecida como compressão primária. À deformação que se observa além da compressão primária e que se desenvolve ao longo do tempo dá-se o nome de adensamento secundário (ou compressão secundária). O fenômeno do adensamento secundário (ou compressão secundária) está ilustrado na figura (2.11) e será o objeto de estudo do capítulo 3.

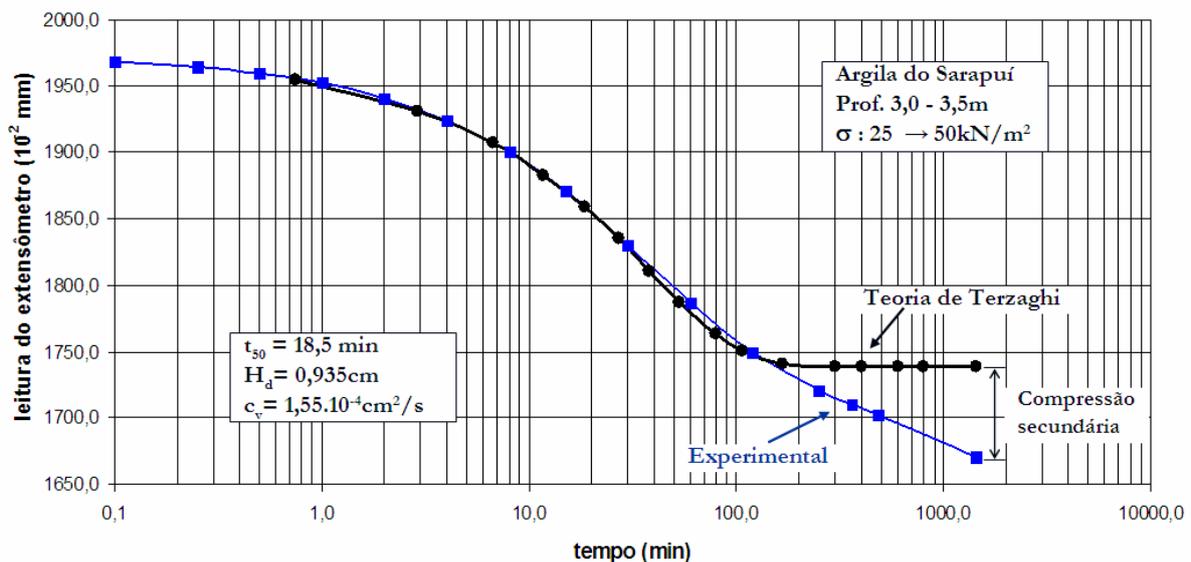


Figura 2.11 Identificação do adensamento secundário ou compressão secundária.

ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

3.1 – PEQUENO HISTÓRICO E DEFINIÇÃO

A identificação do fenômeno do adensamento secundário remonta ao tempo do Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Harvard, em 1936.

No que concerne ao adensamento unidimensional dos solos, Gray (1936) observou as seguintes características:

- (a) A principal diferença entre as curvas de adensamento unidimensional (curvas recalque x tempo) teórica e experimental é devida ao adensamento secundário.
- (b) Essa diferença se manifesta a partir de uma determinada deformação, em geral próxima à correspondente ao fim do primário. A partir de então, a curva de adensamento experimental recalque x log (tempo) “mergulha”, assumindo uma forma retilínea, como mostra a figura (2.10).
- (c) O adensamento secundário é notado tanto no laboratório quanto no campo.
- (d) O fenômeno do adensamento secundário é encontrado em todos os solos, mas se mostra mais pronunciado naqueles que contêm matéria orgânica.
- (e) Para um dado solo, o adensamento secundário é menos marcante no trecho de recompressão (domínio sobreadensado) do que no trecho virgem (domínio normalmente adensado).
- (f) O amolgamento reduz as deformações por adensamento secundário.

(g) A parte retilínea da curva recalque x tempo (log), chamada de “cauda do adensamento secundário”, se apresenta com maior declividade nos ensaios realizados sob temperaturas mais altas.

O ajuste da curva teórica à curva experimental de laboratório (ver figura 2.11) mostra que ambas coincidem até um determinado instante. Segundo Gray (1936), isto permite que se admita que o efeito do adensamento secundário seja desprezível, até que se atinja certa porcentagem de adensamento. Nessa consideração está a origem do método de estimativa de recalques que considera o adensamento secundário tendo início após o término do adensamento primário, método que será discutido mais adiante neste capítulo.

Buisman (1936) denomina o adensamento secundário de efeito secular e chama a atenção para o fato de que tal efeito não pode ser desconsiderado nos tratamentos teórico e prático dos recalques por adensamento. Segundo Buisman (1936), curvas de deformação vertical específica (ε_z) x tempo (log) podem ser representadas por um segmento de reta vertical, associado à compressão primária (admitida em tal representação como instantânea), seguido de uma reta inclinada de $d\varepsilon_z / d\log(t)$, representando o adensamento secundário.

O termo $d\varepsilon_z / d\log(t)$, desde então, passou a ser utilizado para quantificar a evolução das deformações por adensamento secundário com o tempo.

Os artigos de Gray (1936) e de Buisman (1936) parecem ter sido os primeiros a tentar quantificar a evolução do adensamento secundário com o tempo. Há também no artigo de Buisman (1936) o registro de que temperaturas mais elevadas fazem com que o adensamento secundário ocorra com maior velocidade. Tal registro também é encontrado no artigo de Casagrande (1936), o que deu origem à sugestão de que os ensaios de adensamento no laboratório fossem executados sob as mesmas temperaturas a que os solos estariam submetidos no campo.

Buisman (1936) parece também ter sido o primeiro a chamar a atenção para o efeito do envelhecimento (“aging”) que o adensamento secundário provocaria nos

maciços de argila mole na natureza. Por fim, Buisman (1936) chama a atenção para o fato de que, mesmo que a relação deformação vertical específica (ε_z) *x tempo (log)* se tenha mostrado retilínea num ensaio com duração de 500 dias, é necessário investigar por quanto tempo tal relação se mantém retilínea. Essa observação sugere que Buisman (1936) percebeu que a reta que representa a relação (ε_z) *x tempo (log)* não se pode manter reta indefinidamente, ou seja, com o coeficiente angular $d\varepsilon_z/d\log(t) = cte$. Se isso acontecesse, o solo seria conduzido ao longo do tempo a um índice de vazios nulo, o que é uma impossibilidade física.

Com este pequeno intróito, pode-se agora definir o que se entende por adensamento secundário ou compressão secundária. Nesta dissertação, consoante as definições diferenciadas de compressão e adensamento, dadas no capítulo 2, optou-se pelo nome “adensamento secundário”, já que se trata de deformações observadas ao longo do tempo.

Ladd (1973) definiu o adensamento secundário como “o decréscimo de volume que ocorre sob tensão efetiva essencialmente constante, isto é, após todo o excesso de poro-pressão ter praticamente se dissipado durante o adensamento primário”.

Martins (2007) critica tal definição pelo uso dos advérbios “essencialmente” e “praticamente”, que traduzem sentimentos pessoais a respeito da quantificação de um fenômeno. Afinal, a idéia do que venha a ser “essencialmente” e “praticamente” depende de quem faz o julgamento. Como definições não podem depender do julgamento de cada um, Martins (2007) propôs a seguinte definição alternativa para o adensamento secundário.

Definição: Dá-se o nome de adensamento secundário às deformações que ocorrem com o tempo (notadamente a partir de uma deformação próxima à do fim do adensamento primário) e que não podem ser atribuídas ao ganho de tensões efetivas correspondente à dissipação dos pequenos excessos de poro-pressão, ainda remanescentes no corpo de prova.

No início da década de 40 estava em curso, no Massachusetts Institute of Technology, um extenso programa de pesquisa em adensamento dos solos coordenado

pelo professor Donald Wood Taylor. Desta pesquisa surgiram duas teorias para quantificar o adensamento secundário: As chamadas Teoria A (Taylor e Merchant, 1940) e Teoria B (Taylor, 1942). A Teoria B, apresentada por Taylor (1942), surgiu após um artigo onde Terzaghi (1941) discorre sobre a natureza dos contatos entre partículas de argila. No referido artigo, Terzaghi (1941) descreve o mecanismo pelo qual ocorreriam os chamados adensamentos primário e secundário. Esses mecanismos serão abordados em detalhe mais adiante.

Ao final da década de 40, no Segundo Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, foram apresentados dois artigos sobre adensamento secundário. Haefeli e Schaad (1948) defendem a opinião de que, diferentemente do adensamento primário, que dá origem aos recalques hidrodinâmicos, o adensamento secundário estaria associado aos processos da química dos colóides e, portanto, não poderia ser explicado mecanicamente.

Koppejan (1948), trabalhando com as idéias de Buisman (1936), propôs a seguinte expressão para a estimativa dos recalques por adensamento com o tempo:

$$s(t) = H_0 \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log t \right) \ln \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3.1),$$

onde $s(t)$ é o recalque por adensamento no tempo t , H_0 é a espessura da camada que adensa, $1/C_p$ e $1/C_s$ são coeficientes de compressibilidade associados, respectivamente, aos adensamentos primário e secundário, σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva inicial e $\Delta\sigma'_v$ o acréscimo de tensão vertical efetiva.

A expressão (3.1) pode ser subdividida na soma dos recalques por adensamento primário e adensamento secundário. O recalque total por adensamento primário é dado por:

$$s_p = H_0 \left(\frac{1}{C_p} \right) \ln \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3.2),$$

ao passo que o recalque por adensamento secundário é dado por:

$$s_s(t) = H_0 \left(\frac{1}{C_s} \log t \right) \ln \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3.3).$$

O recalque total devido ao adensamento primário não é afetado pelo tempo. Assim, a expressão (3.1) só se aplica à estimativa dos recalques com o tempo após o término do adensamento primário. Além disso, está implícita na expressão (3.2) que a variação da deformação vertical específica é proporcional à variação do logaritmo da tensão vertical efetiva (o que equivale a admitir que a relação $\varepsilon_z \times \sigma'_v$ (*log*) é representada por uma reta). Com isso, o uso da expressão (3.1) fica limitado aos recalques decorrentes dos carregamentos realizados apenas no domínio virgem.

A parte relativa ao adensamento secundário, dada pela expressão (3.3), admite que a velocidade dos recalques por adensamento secundário é proporcional ao $\ln [1 + (\Delta\sigma'_v / \sigma'_{v0})]$, o que se mostrou mais tarde não ser verdade. De mais a mais, é preciso definir o valor do tempo t a partir do qual serão computados os recalques por adensamento secundário. Esse tempo seria considerado como marcando o “fim do adensamento primário” (“end of primary-EOP”).

Pode-se dizer que na década de 50 pouco se evoluiu no conhecimento do fenômeno do adensamento secundário. Isso pode ser identificado nos comentários feitos por Terzaghi (1953), no encerramento da sessão 4 do Terceiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Zurique.

Na década de 60 surgiram dois outros mecanismos para explicar o adensamento secundário, a saber: o mecanismo proposto por Mitchell (1964), baseado na “rate process theory”, e o mecanismo proposto por De Jong e Verruijt (1965), onde a estrutura dos solos era vista como constituída de macro e microporos. Ambos os mecanismos serão discutidos adiante, ainda neste capítulo.

A década de 60 foi bastante pródiga em contribuições ao estudo do adensamento secundário. Dentre tais contribuições incluem-se a de Gibson e Lo (1961), propondo um modelo reológico para representar as deformações por adensamento secundário, e a de Leonards e Girault (1961), que estuda os efeitos de vários fatores sobre o formato da curva de adensamento (deformação x tempo).

Um trabalho de revisão bastante interessante foi o apresentado por Christie (1965), mostrando o erro cometido na solução da equação diferencial do adensamento proposta por Taylor e Merchant (1940) e chamando a atenção para o fato de a solução obtida pelo modelo reológico proposto por Gibson e Lo (1961) ser a mesma fornecida pela teoria A ou teoria de Taylor e Merchant (1940).

Outro trabalho foi o apresentado por Barden (1969). A importância desse trabalho deve-se à revisão dos mecanismos propostos para explicar o adensamento secundário.

De particular interesse para esta dissertação são os trabalhos de Leonards e Altschaeffl (1964) e Bjerrum (1967), onde são apresentadas as idéias das tensões de sobreadensamento provocadas pelo adensamento secundário, fenômeno este chamado também de “envelhecimento”.

Na década de 70 o método mais difundido para estimar os recalques por adensamento secundário era o que admitia haver uma relação entre recalque e logaritmo do tempo que podia ser representada por uma reta. Os recalques por adensamento secundário com o tempo eram então estimados pelo uso do coeficiente de compressão secundária, definido por:

$$C_{\alpha} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3.4).$$

No método que faz uso do coeficiente C_{α} , o adensamento secundário é admitido começar apenas após o “término” do primário definido pelo tempo t_p e é admitido

desenvolver-se com $C_\alpha = cte$. Assim, para $t > t_p$, os recalques com o tempo são expressos por:

$$s(t) = s_p + C_\alpha \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \frac{H_0}{1 + e_0} \quad (3.5),$$

onde s_p é o recalque total por adensamento primário, a segunda parcela representa o recalque por adensamento secundário, e_0 é o índice de vazios inicial e os demais termos são os mesmos definidos anteriormente.

Uma variante do método que faz uso do coeficiente de compressão secundária para estimar recalques por adensamento secundário surgiu com o postulado proposto por Mesri e Godlewski (1977). O enunciado de tal postulado se encontra no trecho transcrito a seguir.

“... the compressibility with respect to effective stress is expressed by the compression index $C_c = -\Delta e / \Delta \log \sigma'$. The compressibility with respect to time is expressed by the secondary compression index, $C_\alpha = -\Delta e / \Delta \log t$. Moreover C_α and C_c are used to denote compressibility in the virgin compression as well as the recompression range.

The most significant feature of the present paper is the postulate that for any one soil there is a unique relationship between $C_\alpha = -\partial e / \partial \log t$ and $C_c = -\partial e / \partial \log \sigma'$ that holds true at all combinations of time, effective stress and void ratio.”

Segundo Mesri e Godlewski (1977) os recalques por adensamento secundário x log (tempo) nem sempre seguem o formato retilíneo. Nesses casos, C_α varia com o tempo e tais variações refletiriam as variações de C_c com o tempo, de tal forma a manter a relação C_α / C_c sempre constante. Isso faz com que a relação funcional existente entre o índice de vazios (e), a tensão vertical efetiva (σ'_v) e o logaritmo do tempo se apresente com a forma mostrada na figura (3.1).

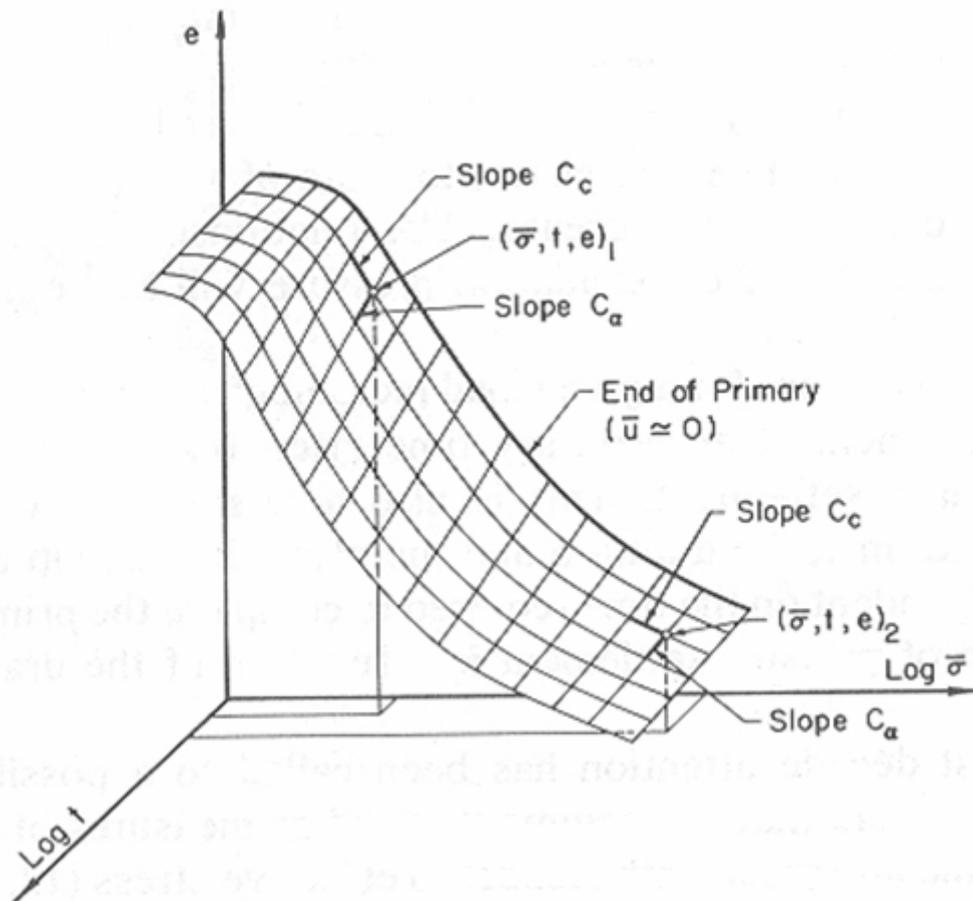


Figura 3.1 Relação índice de vazios (e) tensão vertical efetiva (σ'_v) e $\log(t)$ durante o adensamento secundário (Mesri e Godlewski, 1977)

O “postulado” $C_\alpha/C_c = cte.$ é usado para estimar a evolução dos recalques por adensamento secundário, segundo o procedimento ilustrado pela figura (3.2) e descrito a seguir:

A partir do ensaio de adensamento obtém-se a curva de compressão e x $\sigma'_v(\log)$ correspondente ao tempo t_p (fim do primário), também conhecida como curva de compressão EOP (End Of Primary). Com os valores de C_α obtidos em cada estágio de carregamento e os valores de C_c obtidos da curva de compressão e x $\sigma'_v(\log)$ -(EOP), traça-se o gráfico C_α x C_c , ajustando-se aos pares de pontos (C_α, C_c) uma reta passando pela origem (admitindo-se a validade da relação $C_\alpha/C_c = constante$). Assim, é possível partir da curva de compressão e x $\sigma'_v(\log)$ correspondente ao fim do primário e construir a curva e x $\sigma'_v(\log)$ correspondente ao tempo $10t_p$. Admite-se que C_α se mantenha constante entre t_p e $10t_p$. Tomando-se por base a curva de compressão e x

σ'_v (log) para $10t_p$, pode-se repetir o processo para obter a curva e x σ'_v (log) para $100t_p$ e assim por diante.

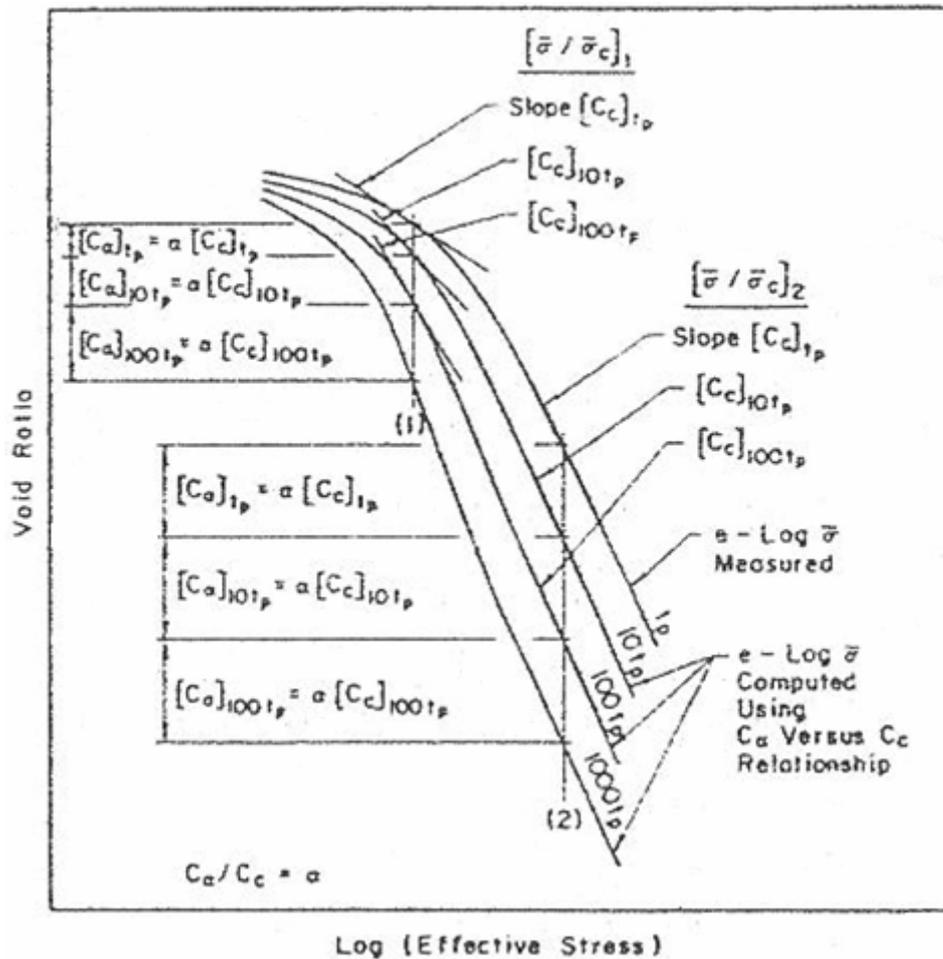


Figura 3.2 Procedimento proposto para a estimativa dos recalques por adensamento secundário admitindo-se $C_\alpha / C_c = cte$ (Mesri e Godlewski, 1977)

Atualmente o método mais difundido para a estimativa dos recalques por adensamento secundário é aquele que faz uso do “postulado” $C_\alpha / C_c = cte$. e admite que o adensamento secundário se inicia após o término do primário. Quando o índice de compressão C_c é constante, C_α também é admitido constante e os recalques por adensamento secundário podem ser estimados pela segunda parcela da expressão (3.5). Quando C_c não é constante, lança-se mão do “postulado” $C_\alpha / C_c = cte$., adotando-se o procedimento proposto por Mesri e Godlewski (1977), explicado anteriormente e ilustrado pela figura (3.2).

Partindo da observação de Crawford (1964) a respeito do efeito da velocidade de deformação sobre os resultados de ensaios de adensamento tipo CRS (“constant rate of strain”), foi criado por Leroueil et al. (1985) um novo enfoque para o adensamento secundário. Nessa nova linha, que se opõe à abordagem que faz uso do $C_\alpha/C_c = cte.$, Leroueil et al. (1985) vêem o adensamento secundário como uma manifestação do efeito da velocidade de deformação ($\dot{\varepsilon}_z$).

Leroueil et al. (1985) observaram efeitos de velocidade idênticos tanto em ensaios incrementais de adensamento de longa duração realizados em equipamento convencional como em ensaios CRS e mostraram que tais efeitos ocorriam em todos os tipos de ensaios de adensamento. Além disso, demonstraram também que a curva de compressão $\varepsilon_z \times \sigma'_v$ pode ser normalizada pela tensão de sobreadensamento σ'_p , para levar em conta os efeitos da velocidade de deformação ($\dot{\varepsilon}_z$). Leroueil et al. (1985) concluem que o comportamento de argilas naturais no adensamento unidimensional pode ser descrito por uma relação tensão-deformação-velocidade de deformação única, como ilustrado na figura (3.3).

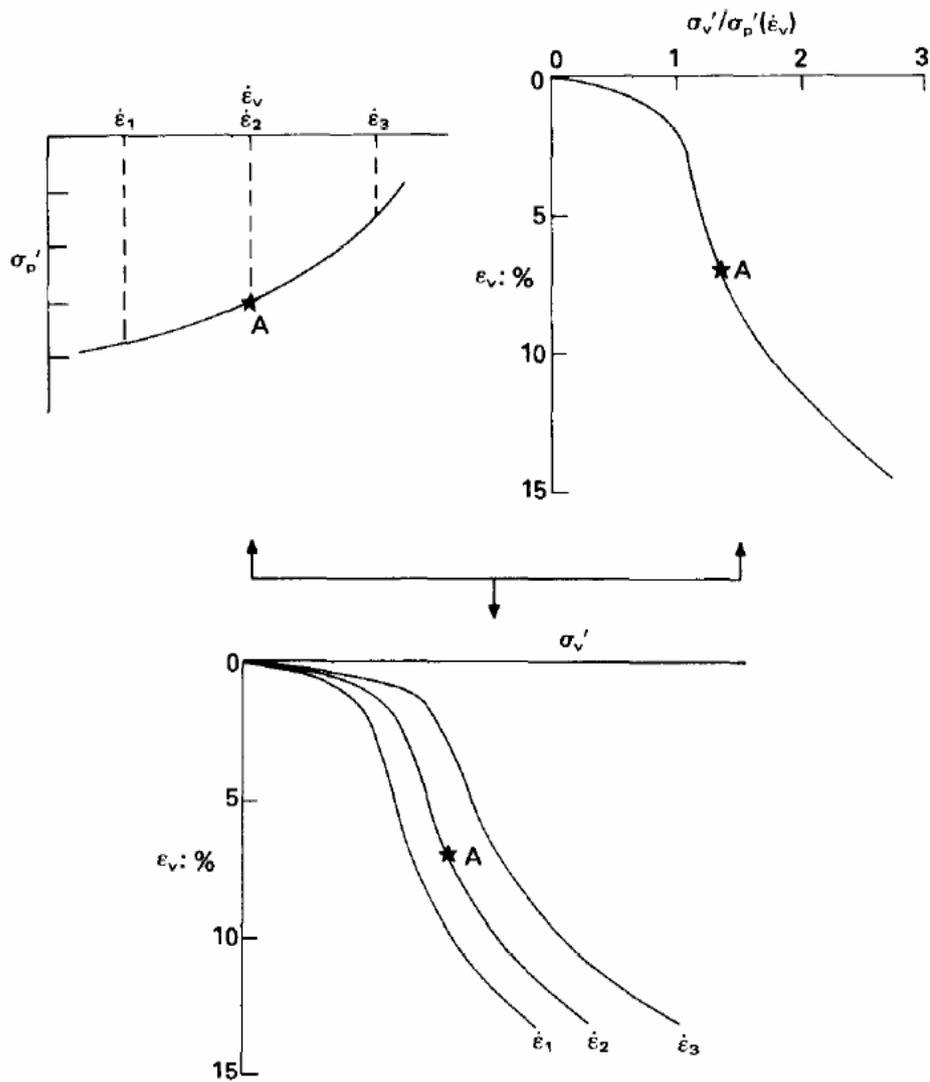


Figura 3.3 Modelo reológico sugerido para argilas naturais (Leroueil et al., 1985)

Deve-se atentar para o fato de que o artigo de Leroueil et al. (1985) trouxe à baila os seguintes pontos importantes:

- (a) Uma nova abordagem para o fenômeno do adensamento secundário, entendendo-o como uma manifestação do efeito de velocidade de deformação.
- (b) Questionamentos a respeito do “conceito” de fim do adensamento primário (EOP) e da hipótese de que o adensamento secundário só se inicia após o término do adensamento primário.

Embora se deva reconhecer um avanço notável na corrente de pensamento inaugurada por Leroueil et al. (1985), não há nela nenhuma explicação física que justifique o porquê de as coisas funcionarem daquela maneira.

Simultaneamente à apresentação do artigo de Leroueil et al. (1985), Martins e Lacerda (1985) e Lacerda e Martins (1985) apresentaram as idéias que marcaram o início dos estudos do Grupo de Reologia da COPPE. Um histórico sobre a evolução desses estudos será apresentado no item 3.4.

3.2 – FATORES QUE INFLUENCIAM O ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

3.2.1 – DESCARREGAMENTO OU REMOÇÃO DE SOBRECARGA

Johnson (1970) observou que, num adensamento unidimensional, a remoção parcial do carregamento num tempo t_{sr} , superior ao correspondente ao fim do adensamento primário (t_p), provocava os seguintes efeitos (ver figura 3.4):

- (a) Uma expansão primária (não indicada na figura 3.4) correspondente ao descarregamento, após a qual havia evidências da ocorrência de pouca ou nenhuma compressão secundária.
- (b) Decorrido um certo tempo, a compressão secundária reaparecia, porém com uma velocidade menor, quando comparada a de um ensaio onde não houve descarregamento.
- (c) Quanto maior o valor da sobrecarga removida, maior era o intervalo de tempo decorrido entre a remoção da sobrecarga e o reaparecimento da compressão secundária.
- (d) Quanto maior o valor da sobrecarga removida, menor o coeficiente de compressão secundária (C_α) com que a compressão secundária reaparecia.

Tais características foram também observadas por Feijó (1991) e a figura (3.5) ilustra as características descritas nos itens (a) e (b).

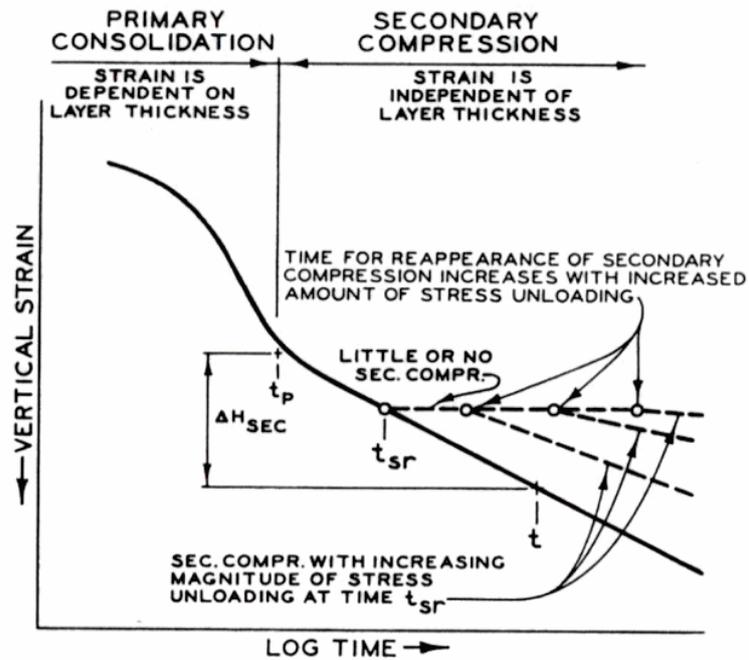


Figura 3.4 Influência da remoção de uma parcela da carga sobre a compressão secundária (Johnson 1970).

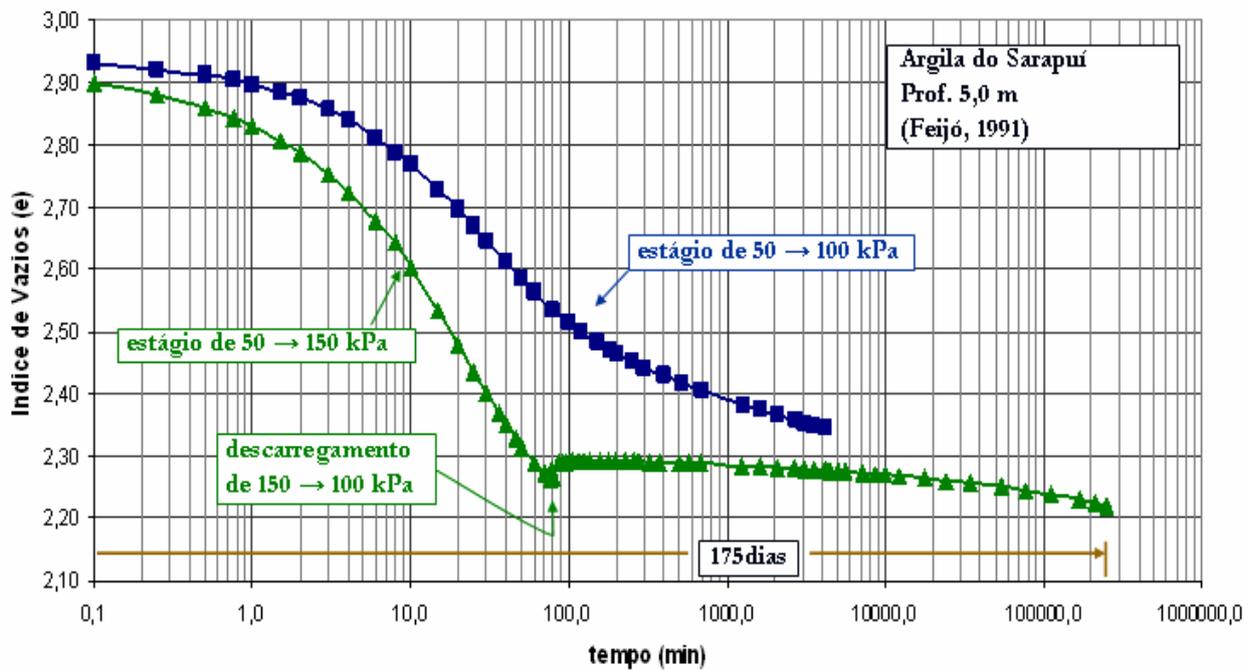


Figura 3.5 Influência da remoção de uma parcela da carga sobre a compressão secundária (Feijó, 1991).

3.2.2 – INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE COMPRESSÃO

Segundo Ladd (1973) o coeficiente de adensamento secundário (C_α) é tanto maior quanto maior for o índice de compressão (C_c).

Mesri e Godlewski (1977) vão mais adiante e, como mostrado no item 3.1, postulam a constância da relação (C_α / C_c). Segundo eles, os valores da relação (C_α / C_c) se situam entre 0,025 e 0,1. Considerando-se os solos inorgânicos, esse intervalo se torna ainda mais estreito com $0,025 < C_\alpha < 0,06$.

Ladd (1973) relata também que, dentre os solos com mesmo índice de compressão, apresentam adensamento secundário mais acentuado aqueles que se situam abaixo da linha A do gráfico de plasticidade de Casagrande.

3.2.3 – INFLUÊNCIA DO TEMPO

De acordo com Mesri e Godlewski (1977), a relação C_α / C_c deve permanecer constante com o tempo. Vale aqui lembrar seu “postulado”:

The most significant feature of the present paper is the postulate that for any one soil there is a unique relationship between $C_\alpha = -\partial e / \partial \log t$ and $C_c = -\partial e / \partial \log \sigma'$ that holds true at all combinations of time, effective stress and void ratio.”

Numa discussão ao artigo de Mesri e Castro (1987), Martins e Lacerda (1989) ponderaram que C_α deveria diminuir com o tempo e, além disso, $\lim_{t \rightarrow \infty} C_\alpha = 0$. Se isso não acontecesse, seria possível escolher um tempo t_{lim} tal que, para $t > t_{lim}$, o índice de vazios se tornaria negativo, uma condição impossível de ser atingida.

Em resposta aos argumentos de Martins e Lacerda (1989), Mesri e Castro (1989) responderam o trecho que segue, transcrito em inglês para não haver perda de fidelidade ao original.

“Martins and Lacerda are concerned with the general behavior of C_α with time. C_α may remain constant, decrease, or increase with time over a significant period of time of practical interest ranging from a few hours to many years. In relation to the long-term behavior of C_α with time, Mesri and Godlewski (1977) stated that “for consolidation pressures near the critical pressure, C_α initially increases with time and then decreases. In general, for consolidation pressures less than the critical pressure, the $C_\alpha - t$ curve is expected to level off and then decrease with time. However, the time at which the $C_\alpha - t$ curve levels off increases as σ'_v/σ'_p decreases.” In the absence of significant particle crushing, as in granular soils, C_c is expected to decrease with σ'_v over a wide range of effective stress in the compression range. Therefore, after the initial recompression behavior, C_α is expected to decrease with time. However, for effective stress conditions and time periods encountered during the geologic history of natural soil deposits, neither C_c nor C_α will become zero. Notwithstanding the fact that the behavior of soils at time equal to infinity is of no scientific or practical interest, Martins and Lacerda apparently fail to recognize that if in fact C_α tends to zero, so can C_c . Therefore, a “theoretical” interpretation of the behavior of C_α with time alone can say nothing about the value of C_α / C_c . Independent of the behavior of C_α with time, existing data support a constant C_α / C_c for any soil and over periods of time of significant practical interest.”

Uma resposta aos comentários de Mesri e Castro (1989) pode ser dada com os resultados obtidos de uma série de ensaios realizados por Martins (1990), num solo fabricado em laboratório, consistindo na mistura de água destilada, 9 partes de caulim e 1 de bentonita.

Com o solo fabricado foram realizados três ensaios de adensamento convencionais. Nesses ensaios foram escolhidas as tensões verticais de 600 kPa, 800 kPa e 1600 kPa, para que fossem executados estágios de longa duração, com o objetivo

de observar o coeficiente C_α ao longo do tempo. Os resultados desses estágios, com duração maior que 2 anos, estão mostrados na figura (3.6).

Outros dois ensaios convencionais de adensamento sob temperatura controlada foram realizados numa amostra indeformada da Argila do SENAC. Infelizmente um dos ensaios foi perdido durante o período de observação, mas o restante, observado por mais de 5 anos, apresentou o resultado mostrado na figura (3.7). Os resultados das figuras (3.6) e (3.7) falam por si só e mostram que C_α tende a zero ao longo do tempo.

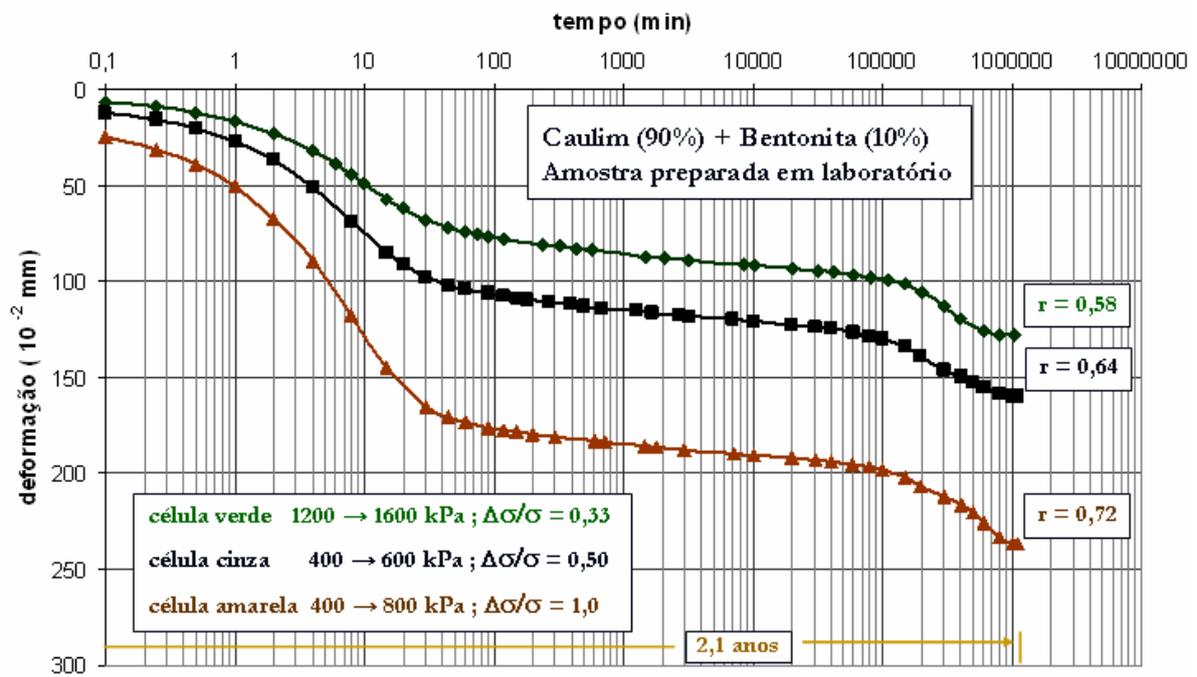


Figura 3.6 Ensaios de adensamento edométrico de longa duração em caulim + bentonita.

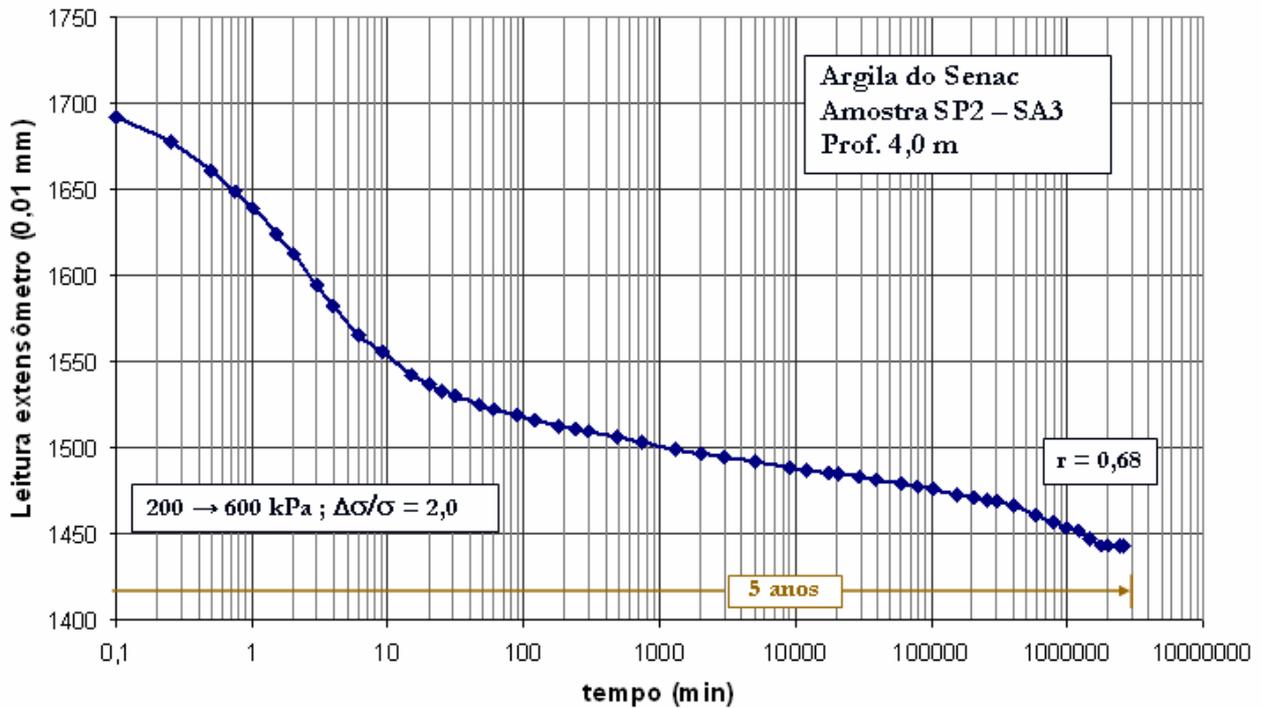


Figura 3.7 Ensaio de adensamento edométrico de longa duração na Argila do SENAC.

3.2.4 – INFLUÊNCIA DA HISTÓRIA DE TENSÕES

A figura (3.8) mostra a variação do coeficiente de compressão secundária C_{α} com a história de tensões. Os dados mostrados foram obtidos em amostras de alta qualidade da Argila do Sarapuí. Observa-se que o valor de C_{α} é muito pequeno para tensões verticais efetivas menores que a metade da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}). A partir daí C_{α} cresce rapidamente, atingindo um máximo para tensões efetivas entre 1,5 a 2 vezes σ'_{vm} . A partir de então C_{α} volta a decrescer, à medida que a tensão vertical efetiva aumenta. Segundo Ladd (1973), esse comportamento é típico das argilas que apresentam forte decréscimo do índice de compressão (C_c) com o aumento da tensão vertical efetiva.

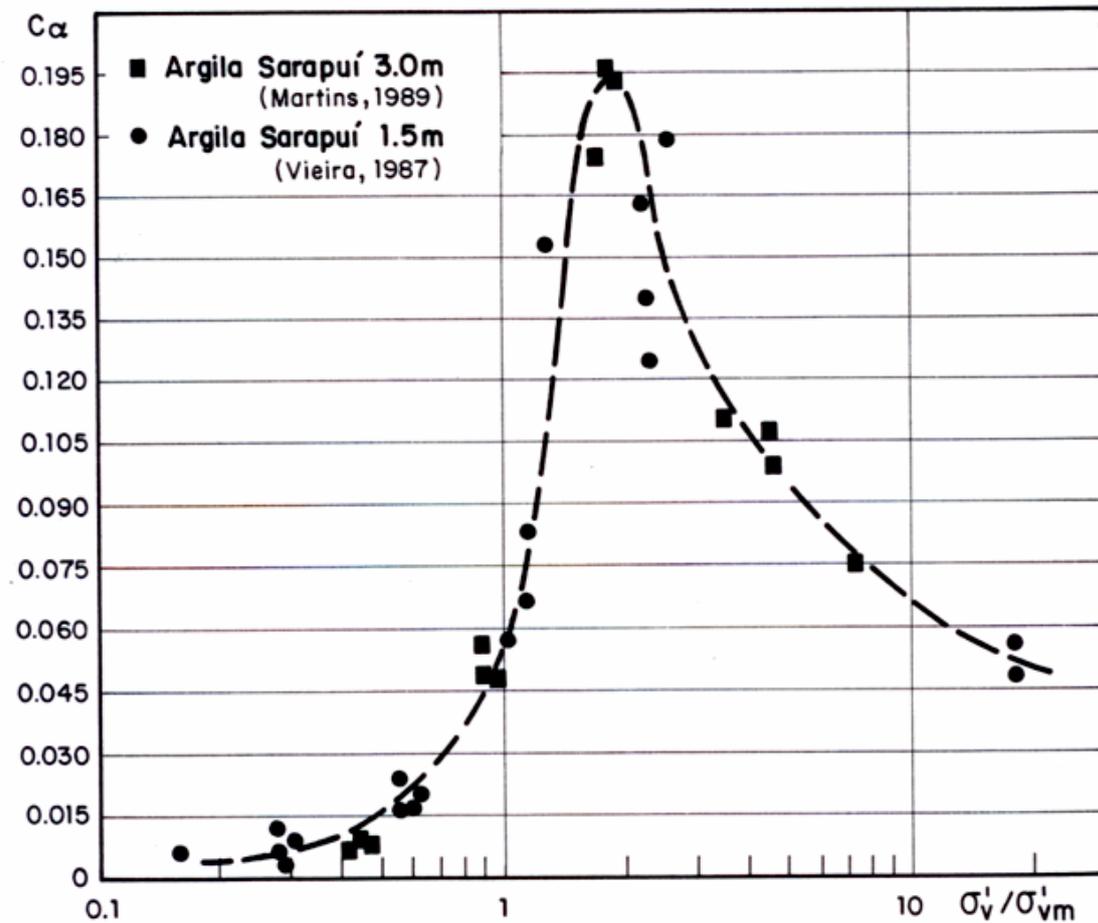


Figura 3.8 Variação de C_α com a história de tensões.

3.2.5 – INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO

De acordo com Johnson (1970) não somente o coeficiente de adensamento (c_v) é afetado pela qualidade da amostra, mas também o coeficiente de compressão secundária (C_α). Ladd (1973) relata que, de forma geral, os solos amolgados exibem um menor valor de C_α / C_c do que os solos indeformados.

3.2.6 – INFLUÊNCIA DAS TENSÕES CISALHANTES

Uma nota técnica escrita por Schmertmann (1983) colocou a seguinte questão:

“Does the effective lateral stress in one-dimensional compression of a normally consolidated cohesive soil, such as in the oedometer test, increase, remain the same, or decrease during secondary compression aging ?”

Tal questão foi discutida por um considerável número de profissionais e aparentemente a Geotecnia não tem ainda uma resposta definitiva para ela. Como o assunto envolve a relaxação de tensões cisalhantes, tal questão será abordada de forma mais detalhada no item 3.3 “Mecanismos do Adensamento Secundário”.

3.2.7 – INFLUÊNCIA DA RAZÃO INCREMENTAL DE CARREGAMENTO ($\Delta\sigma/\sigma'_v$) E DA DURAÇÃO DO CARREGAMENTO ANTERIOR

Esses dois fatores estão reunidos num só item, porque ambos estão intimamente relacionados.

Casagrande (1936) sugeriu que os carregamentos mais adequados a serem usados nos ensaios de adensamento unidimensional seriam aqueles em que cada incremento de carga fosse igual à carga atuante, ou seja, que as tensões verticais fossem dobradas a cada estágio. Sugeriu também que os incrementos de carga deveriam ter a mesma duração. Isso revelava a sua preocupação sobre o possível efeito que um estágio de duração diferente poderia ter sobre o estágio subsequente.

Leonards e Girault (1961) observaram que a curva de adensamento de laboratório (deformação x log (tempo)) se afastava da curva teórica de Terzaghi e Frölich, sempre que era aplicada uma pequena razão incremental de tensão ($\Delta\sigma/\sigma'_v$). Tal observação permitiu que eles identificassem três diferentes formas de curva de adensamento (deformação x log (tempo)), mostradas na figura (3.9), as quais eles chamaram, respectivamente, de curvas tipo I, II e III.

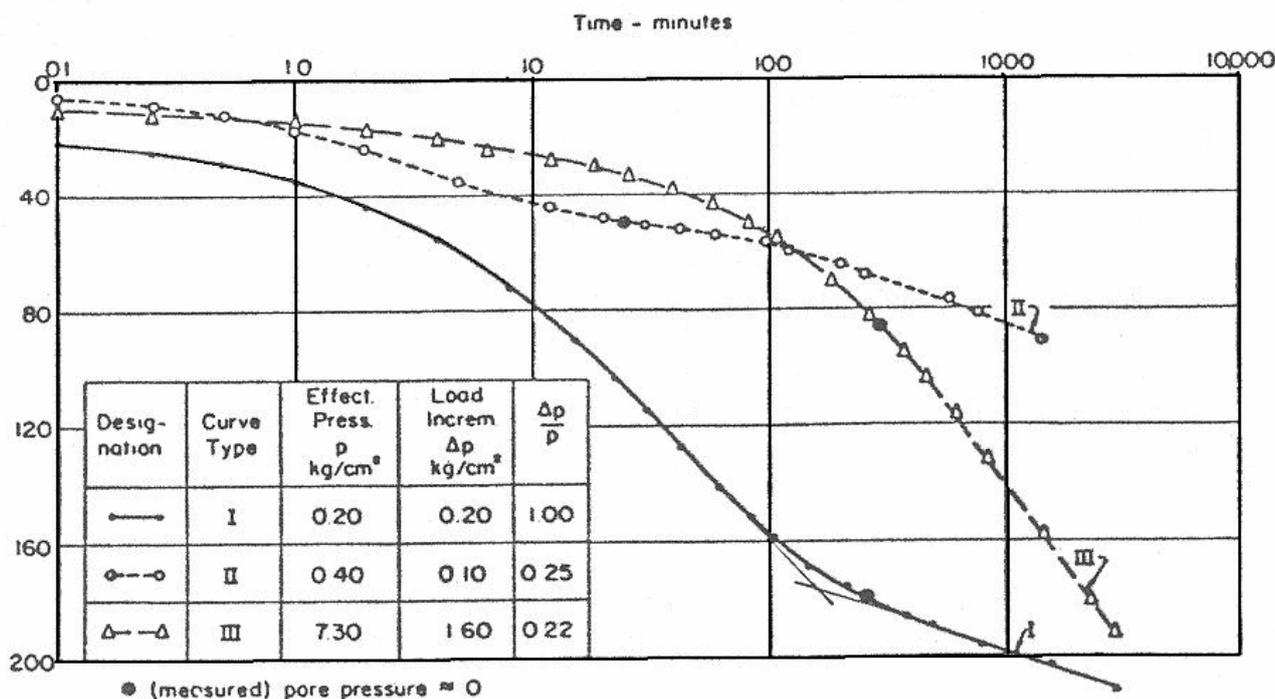


Figura 3.9 Curvas de adensamento dos tipos I, II e III (Leonards e Girault, 1961).

Leonards e Altschaeffl (1964) concluíram que um estágio de carga de longa duração fazia aparecer uma falsa tensão de sobreadensamento como consequência do adensamento secundário desenvolvido naquele período. A tal falsa tensão de sobreadensamento foi batizada por eles de tensão de quasi-sobreadensamento e denotada por $\sigma'_{vm}(Q)$.

Bjerrum (1967) chegou também à conclusão de que algumas argilas escandinavas apresentavam uma tensão de sobreadensamento provocada por adensamento secundário, chamada por ele de tensão crítica. O fenômeno do efeito de sobreadensamento provocado pelo adensamento secundário foi por ele chamado de envelhecimento (“aging”).

O fato é que, no campo ou no laboratório, o fenômeno do adensamento secundário faz aparecer um efeito de sobreadensamento manifestado pelo surgimento da tensão de quasi-sobreadensamento $\sigma'_{vm}(Q)$, como mostrado na figura (3.10a).

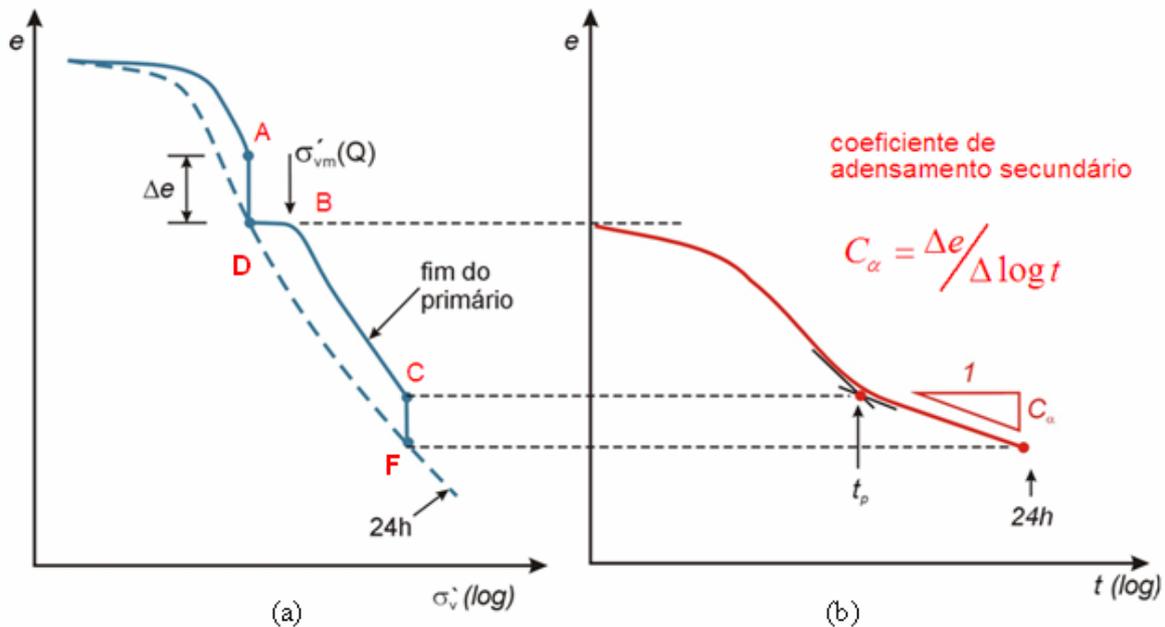


Figura 3.10 Efeito de um estágio de carga de 24h sobre o estágio subsequente.

Tendo em mente a figura (3.10a), fica fácil entender a razão pela qual valores altos de $(\Delta\sigma/\sigma'_v)$ resultam em curvas deformação x log (tempo) que se aproximam daquelas dadas pela teoria de Terzaghi e Frölich.

Ao se realizar um estágio de carga de 24 horas, alcançado o fim do adensamento primário, o excesso de poro-pressão é praticamente nulo. As deformações ocorrem, então, sob tensão vertical efetiva constante, representada na figura (3.10a) por $\Delta e = AD$. Essa deformação representa a parcela de compressão secundária que ocorre entre o final do primário desse estágio e 24 horas. Entretanto, quanto maior for a duração do estágio de carga, maior será a deformação provocada pelo adensamento secundário e, portanto, maior será o incremento de tensão $\Delta\sigma$ necessário a “trazer” a argila de volta para a curva de compressão correspondente ao fim do primário.

Voltando à figura (3.10a), ao fim de 24h o índice de vazios é o correspondente ao do ponto D. Como o incremento de tensão aplicado no ponto D ultrapassa o valor de $\sigma'_{vm}(Q)$, o caminho seguido é DBCF. Neste caminho, BC representa a compressão primária total e CF a compressão secundária ocorrida entre o fim do primário (t_p) e 24h.

Como BC é muito maior que CF, a curva de adensamento se aproxima do formato previsto pela teoria de Terzaghi e Frölich, como mostrado na figura (3.10b).

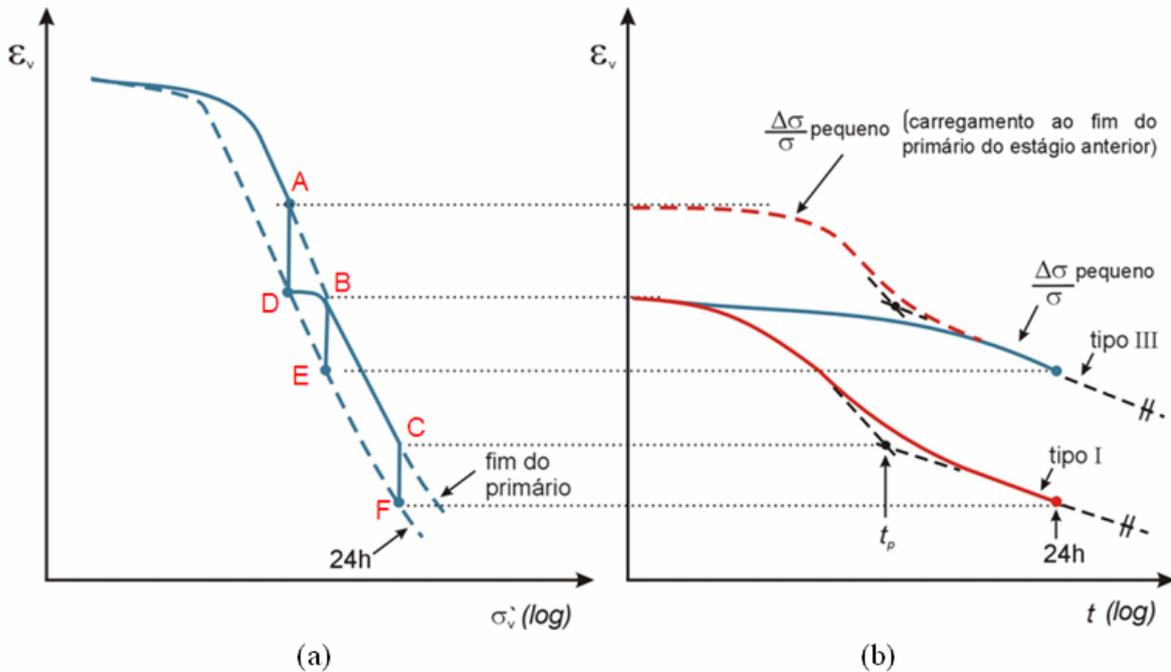


Figura 3.11 Influência da razão incremental de carregamento ($\Delta\sigma/\sigma'_v$) e da duração do carregamento anterior sobre a curva $\varepsilon_v \times$ tempo (log.).

A discussão acima fica ainda mais clara, ao se observar a figura (3.11a). Se no ponto D for aplicado um incremento de tensão equivalente à distância horizontal DC, o caminho a ser seguido será DBCF e a curva de adensamento será do tipo I, como discutido acima e mostrado na figura (3.11b). Entretanto, se no ponto D for aplicado um incremento de tensão correspondente a DB, o caminho a ser seguido, DBE, tocará na linha de fim do primário e prosseguirá em direção ao ponto E. Nesse caso, não haverá adensamento primário, mas só secundário, e a curva de adensamento será do tipo III, como ilustrado na figura (3.11b).

A discussão acima conduz à conclusão de que quanto menor for o adensamento secundário desenvolvido no estágio anterior e quanto maior for a razão incremental de adensamento ($\Delta\sigma/\sigma'_v$), mais a curva experimental de adensamento se aproximará da teórica proposta por Terzaghi e Frölich.

Martins (2007) argumenta ainda que, se a linha de raciocínio dos parágrafos acima for verdadeira, tomando-se como referência a figura (3.11a), um incremento de tensão DB aplicado no ponto A deve fazer com que a argila siga um caminho ABE. Tal caminho produzirá uma compressão primária correspondente à distância vertical entre A e B e uma compressão secundária em 24h correspondente a BE. Como no caminho ABE há um trecho correspondente ao adensamento primário, a curva de adensamento associada ao caminho ABE apresentará um formato mais próximo da curva de adensamento teórica de Terzaghi e Frölich do que a curva associada ao caminho DBE, onde só há praticamente adensamento secundário.

Os comportamentos discutidos acima estão ilustrados nas figuras (3.12) e (3.13), onde são apresentados 3 estágios de adensamento na Argila do Sarapuí. Os carregamentos são de 100 kPa a 125 kPa e, portanto, $(\Delta\sigma/\sigma'_v) = 0,25$. Dois desses estágios foram carregados ao “fim do primário” do estágio de 100 kPa e o restante carregado ao fim de 48h do estágio de 100 kPa. Os resultados também falam por si só.

Na figura (3.14) são apresentadas três curvas de adensamento correspondentes a três estágios de carga, cada um com um valor diferente da razão incremental de carregamento $(\Delta\sigma/\sigma'_v)$. Pode-se observar claramente na figura (3.14) que quanto maior for o valor de $(\Delta\sigma/\sigma'_v)$, mais a curva experimental se aproxima daquela prevista pela teoria de Terzaghi e Frölich.

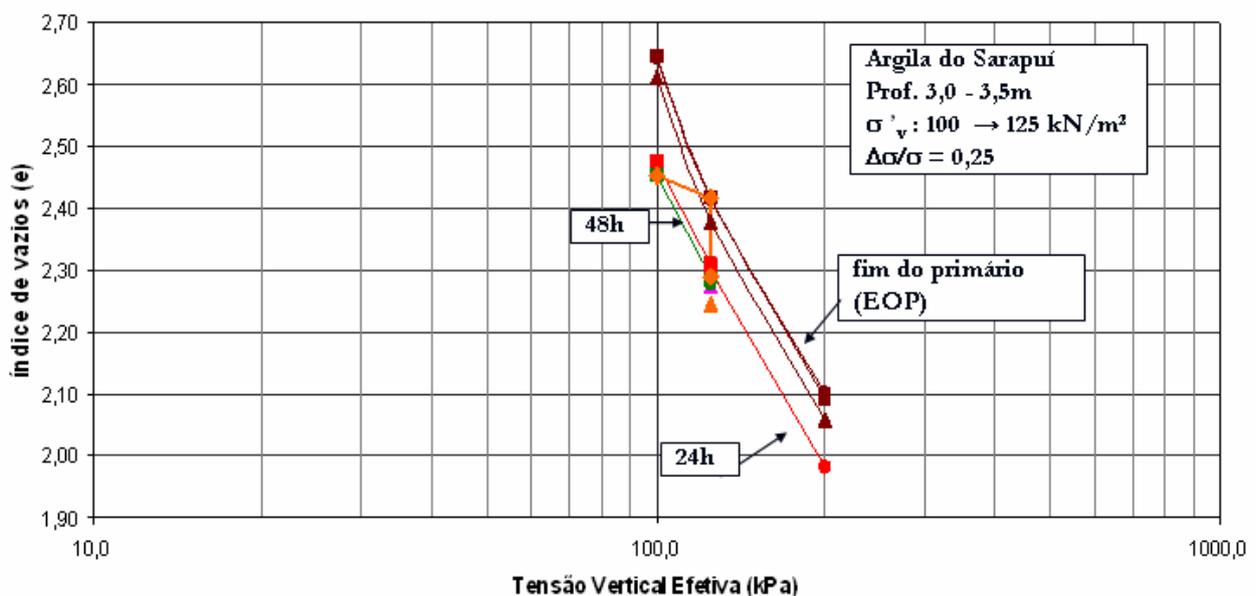


Figura 3.12 Efeito do $\Delta\sigma/\sigma'_v$ pequeno e da duração do estágio anterior (Martins, 2007).

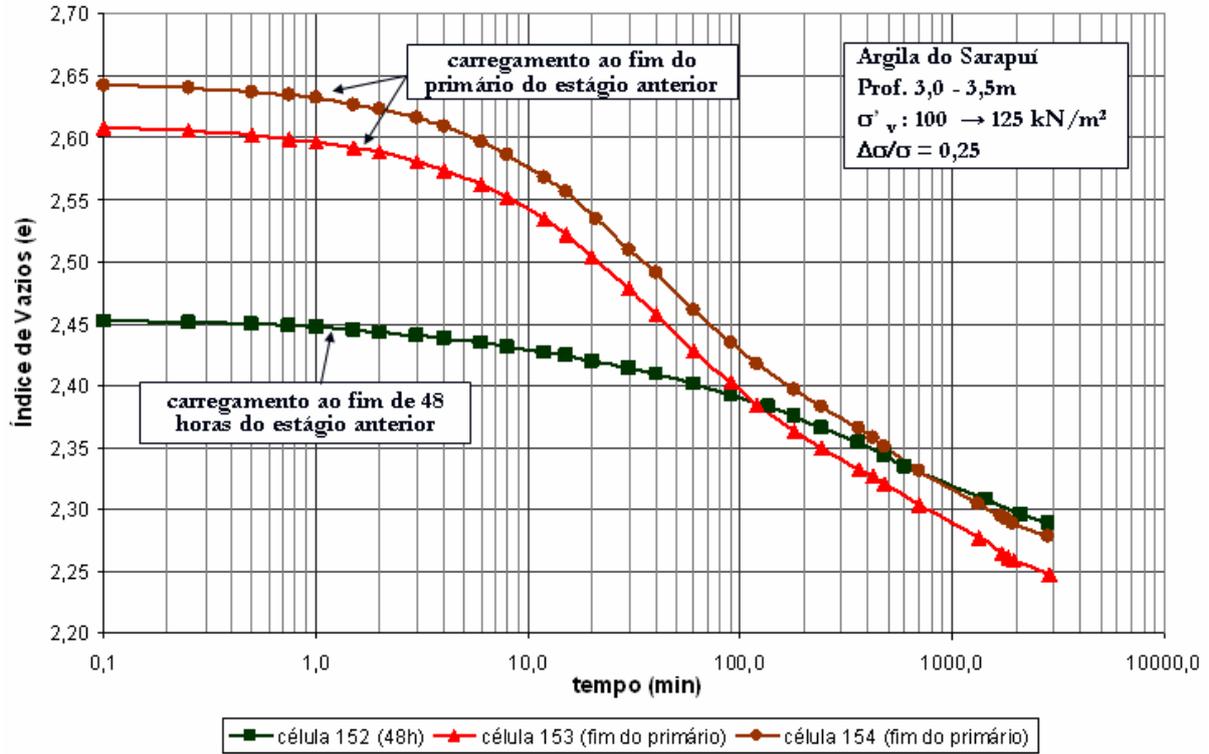


Figura 3.13 Efeito do $\Delta\sigma/\sigma'_v$ pequeno e da duração do estágio anterior (Martins, 2007).

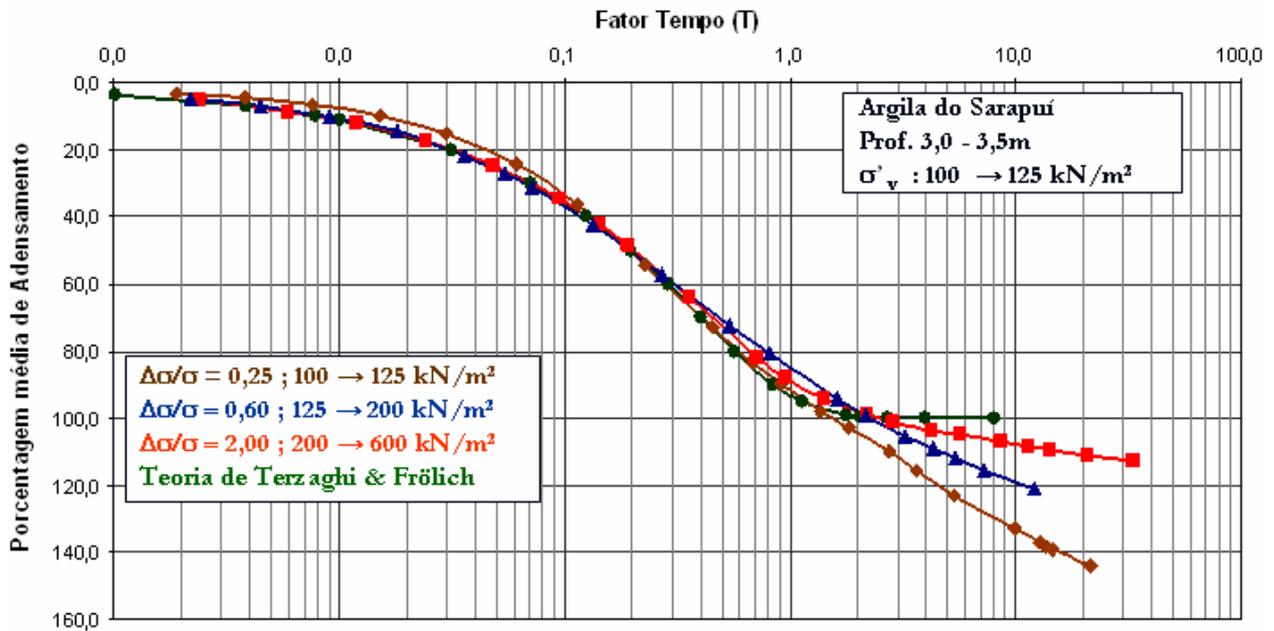


Figura 3.14 Efeito de $\Delta\sigma/\sigma'_v$ sobre o formato da curva de adensamento (Martins, 2007).

3.2.8 – INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA CAMADA

Berre e Iversen (1972) realizaram ensaios de adensamento unidimensional numa argila mole que exibia notável compressão secundária, com o objetivo de investigar a influência do comprimento do caminho de drenagem sobre a curva de compressão. O comprimento de drenagem variou de 1,88 cm a 44,96 cm e foram realizados dois conjuntos de ensaios com valores de $\Delta\sigma/\sigma$ iguais a 0,67 e 0,52. Berre e Iversen (1972) concluíram que quanto maior o tempo de duração do carregamento, maior era a tensão de quasi-sobreadensamento $\sigma'_{vm}(Q)$ (ou tensão crítica p'_c) criada (como foi visto no item (3.2.7)). Além disso, os elementos de solo, pertencentes ao mesmo corpo de prova, que estavam mais próximos às fronteiras drenantes não só desenvolviam valores maiores de $\sigma'_{vm}(Q)$ que os mais afastados das fronteiras drenantes como também percorriam caminhos diferentes no gráfico $e x \log(\sigma'_v)$.

Tais resultados estão intimamente ligados aos obtidos por Leroueil et al. (1985), em ensaios CRS com diferentes velocidades de deformação. Como dito anteriormente, Leroueil et al. (1985) mostraram que quanto menor a velocidade de deformação $\left(\dot{\varepsilon}_z\right)$, mais a curva de compressão $e x \log(\sigma'_v)$ se desloca para a esquerda, fazendo com que a tensão de sobreadensamento diminua. A ligação entre os resultados de Leroueil et al. (1985) e os de Berre e Iversen (1972) está no fato de que quanto maior o caminho de drenagem, menor é a velocidade de deformação $\left(\dot{\varepsilon}_z\right)$ do adensamento primário, dando ensejo a que o adensamento secundário se manifeste simultaneamente ao primário com mais intensidade. Tal observação já havia sido feita por Taylor e Merchant (1940) nas discussões que se seguiram à apresentação da teoria A.

3.2.9 – INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA

A idéia sobre a qual o comportamento dos solos é influenciado pela temperatura não é nova.

Buisman (1936) apresentou resultados de ensaios de longa duração, tendo observado que o aumento da temperatura provocava um aumento na inclinação da curva recalque-tempo. Sugeriu, então, que os ensaios deveriam ser realizados na temperatura média sob a qual os solos estariam submetidos no campo.

Gray (1936) observou que, aumentando-se a temperatura, também se aumentava a velocidade do adensamento secundário, fenômeno ilustrado pela figura (3.15). Como discutido no item anterior, os estágios de adensamento com duração de 24h em geral permitem que ocorra alguma deformação por adensamento secundário. Assim, o aumento de temperatura tem também influência sobre a relação índice de vazios – tensão vertical efetiva, como mostrado na figura (3.16).

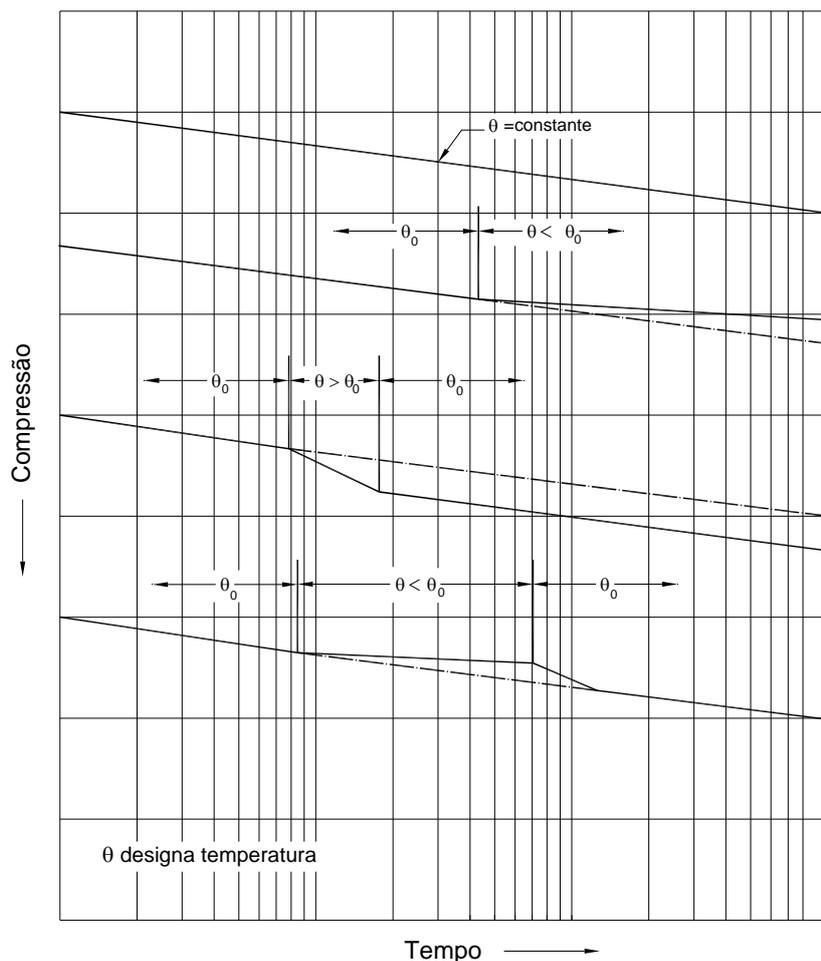


Figura 3.15: Efeito da temperatura sobre a velocidade do adensamento secundário (Gray, 1936).

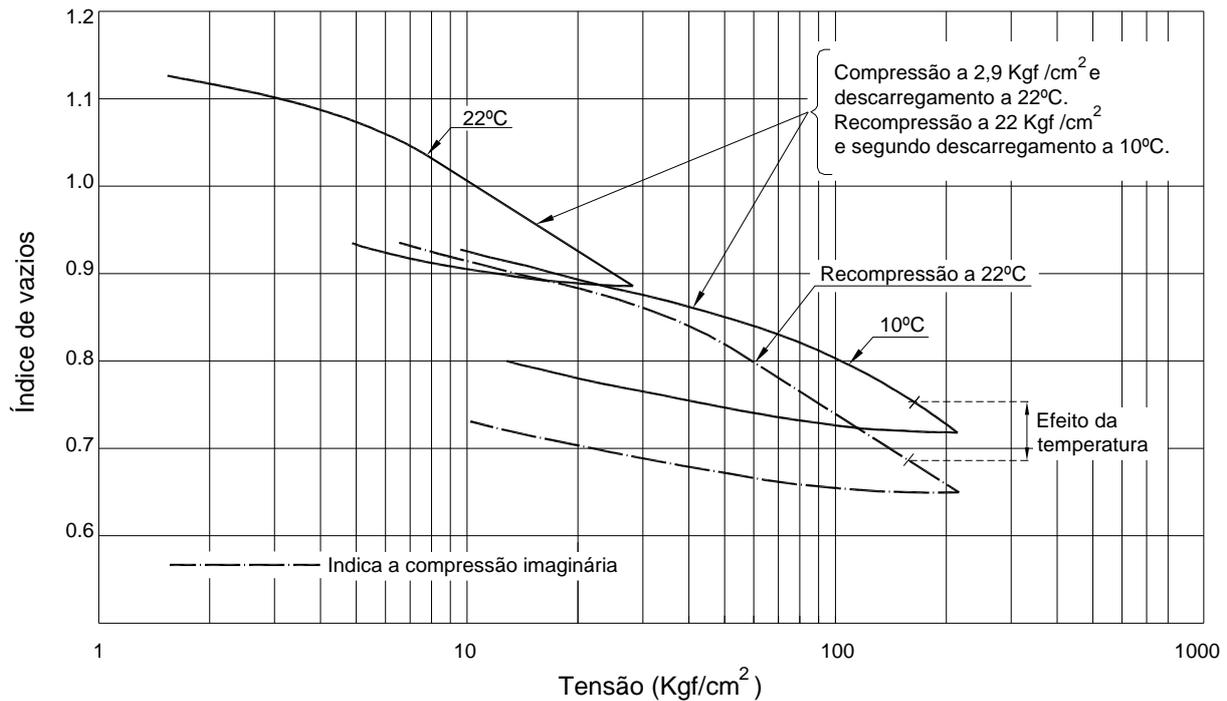


Figura 3.16: Influência da temperatura sobre a relação índice de vazios x tensão vertical efetiva (log.) (Gray 1936).

Gray (1936) relatou também que em alguns solos a relação índice de vazios x tensão vertical efetiva era mais afetada pela temperatura do que em outros. Ele sugeriu que nesses solos mais suscetíveis à influência da temperatura a consideração desse fator conduziria à previsão de recalques mais acurados.

Casagrande (1936) ressaltou que variações na temperatura do corpo de prova, durante os ensaios de adensamento, provocaram perturbações nas curvas de adensamento (deformação x tempo) e compressão (e x σ'_v). Aconselhou, então, a realização de ensaios sob temperatura controlada, de preferência aquela sob a qual o solo se encontraria no campo. Observou também que ensaios realizados sob temperaturas maiores do que as reinantes “in situ” provocariam o deslocamento do trecho de compressão virgem para a esquerda, com conseqüente diminuição da tensão de sobreadensamento.

Paaswell (1967) atribuiu o crescimento da velocidade de adensamento secundário com o aumento da temperatura à diminuição da viscosidade da água adsorvida aos grãos. Isso faria com que houvesse uma diminuição na resistência à deformação do esqueleto sólido.

Campanella e Mitchell (1968), interpretando ensaios de adensamento hidrostático realizados com diferentes temperaturas em corpos de prova remoldados de ilita, mostraram que o índice de compressão era essencialmente independente da temperatura. Entretanto, os ensaios realizados com temperaturas mais altas provocavam maiores deformações, deslocando a curva de compressão (e) \times $\log(\sigma'_v)$ para a esquerda, como mostra a figura (3.17).

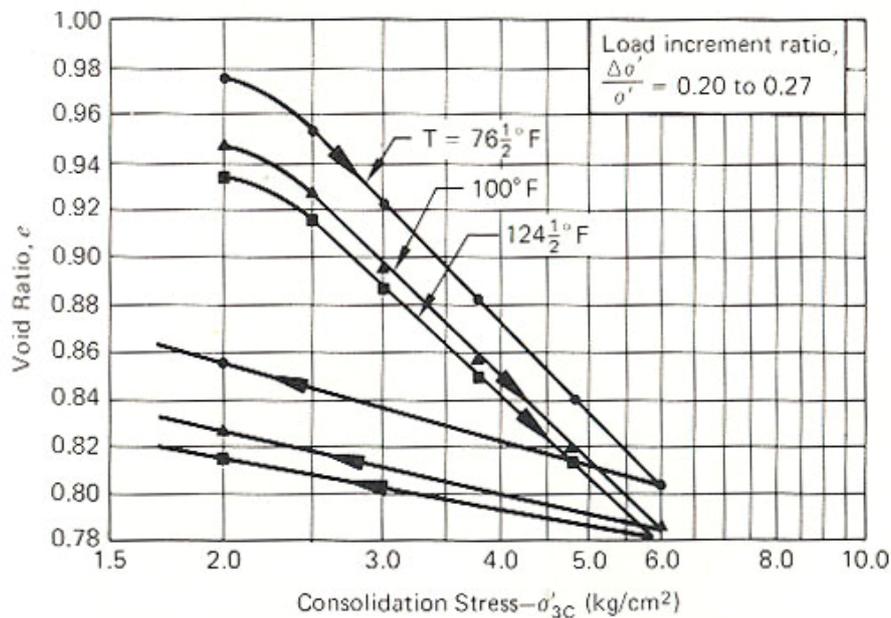


Figura 3.17 Efeito da temperatura sobre a curva de compressão hidrostática de uma ilita saturada (Campanella e Mitchell, 1968).

Outro resultado importante foi o obtido por Marques (1997), ao realizar ensaios de adensamento CRS na Argila de Saint-Roch-de-L'Achigan, com diferentes temperaturas. Marques (1997) mostrou que o aumento da temperatura produzia um deslocamento da curva $e \times \log(\sigma'_v)$ para a esquerda, diminuindo assim a tensão de sobreadensamento, como mostrado nas figuras (3.18) e (3.19). Tal efeito é, portanto, semelhante àquele provocado pela diminuição da velocidade da deformação específica, estudado por Leroueil et al. (1985).

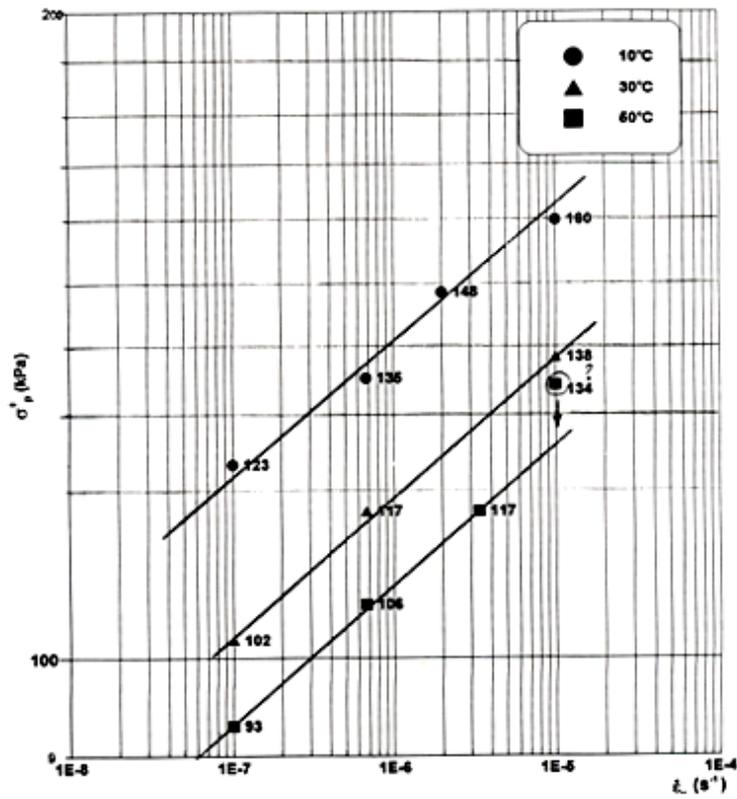


Figura 3.18 Variação da tensão de sobreadensamento com a velocidade de deformação ensaios CRS- Argila de Saint-Roch-de-L'Achigan – corpos de prova F1-T8-E1 a F1-T-E3- profundidade: 4,96m a 5,31m (Marques, 1997).

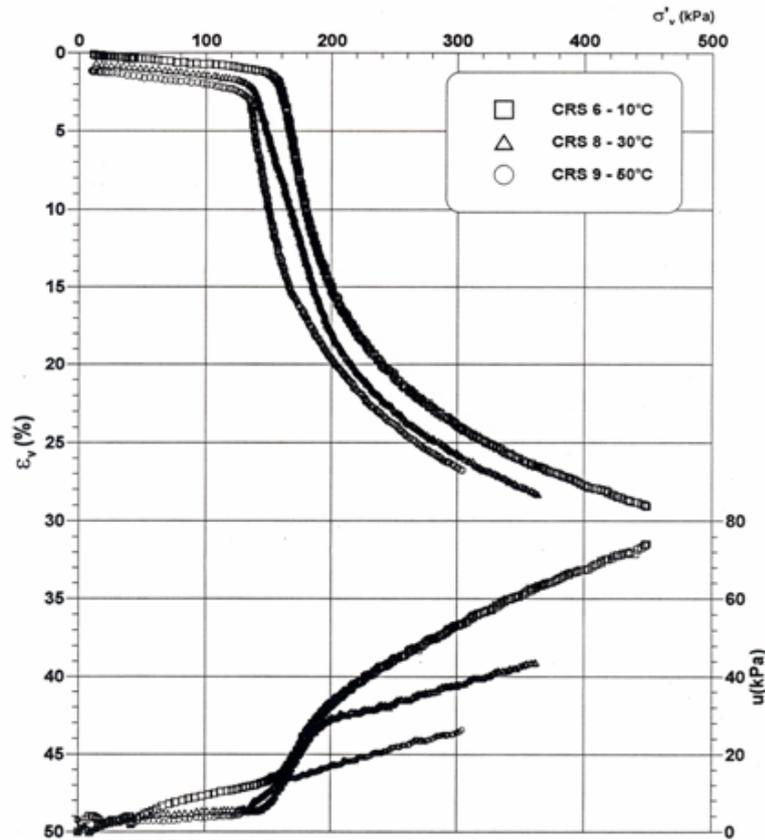


Figura 3.19 Efeito da temperatura sobre as curvas $\sigma'_v \times \varepsilon_v$ e $u \times \sigma'_v$ em ensaios tipo CRS na Argila de Saint-Roch-de-L'Achigan. Corpos de prova entre 5,05m e 5,18m de profundidade. ($d\varepsilon_v/dt = 1 \times 10^{-5} s^{-1}$). Marques (1997).

3.3 – MECANISMOS DO ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

Barden (1969), revendo os mecanismos propostos para explicar o adensamento secundário, classificou-os em três grandes grupos. Entretanto, na opinião de Ladd (1973), não existe nenhuma razão especial para acreditar que os mecanismos responsáveis pelo adensamento secundário sejam necessariamente diferentes daqueles responsáveis pelo adensamento primário. Com essa observação, pode-se aumentar para quatro o número dos mecanismos do adensamento secundário, a saber:

- (a) O mesmo que o do adensamento primário [Ladd (1973), Mesri e Godlewski (1977)].

- (b) Mecanismo baseado na viscosidade estrutural devida à viscosidade da água adsorvida [(Taylor e Merchant (1940), Terzaghi (1941), Taylor (1942), Leonards e Altschaeffl (1964)].
- (c) Mecanismo baseado na quebra de ligações (“jumping bonds”), como preconizado pela teoria dos processos cinéticos (Mitchell, 1964).
- (d) Mecanismo baseado na existência de uma estrutura com macro e microporos (De Jong e Verruijt, 1965).

Isto posto, são apresentados e discutidos a seguir os quatro mecanismos do adensamento secundário citados acima.

3.3.1 O MESMO MECANISMO QUE O DO ADENSAMENTO PRIMÁRIO

Segundo Ladd (1973) durante o adensamento primário há um grande rearranjo de partículas devido aos deslizamentos nos contatos entre elas. A velocidade das deformações volumétricas que ocorrem nesta fase é controlada por quão rápido a água pode ser expulsa dos vazios. Quando os excessos de poro-pressão se tornam desprezíveis, muitos dos contatos entre partículas se encontram ainda instáveis e, portanto, as partículas continuam a se movimentar, até encontrar uma posição definitiva. Com o decorrer do tempo, mais e mais partículas ter-se-ão movido para posições estáveis, fazendo com que a velocidade da deformação volumétrica diminua.

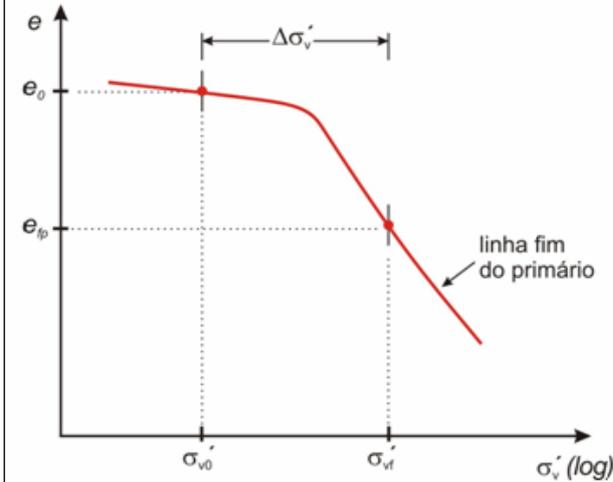
Ainda na opinião de Ladd (1973) esta simples descrição mecânica pode facilmente explicar o porquê de a velocidade de adensamento secundário ser maior quanto maior for a compressibilidade do solo. Quanto mais compressível for o solo, maior a tendência de um grande número de partículas estarem ainda instáveis ao fim do adensamento primário.

Esta é a abordagem em que é usado o coeficiente de compressão secundária C_{α} . De acordo com Ladd (1973) são as seguintes as hipóteses admitidas quando se estimam os recalques por adensamento secundário por este método:

- (1) O adensamento secundário inicia após o término do primário.
- (2) C_α é constante com o tempo (pelo menos durante o intervalo de tempo de interesse).
- (3) C_α é independente da espessura da camada. Naturalmente que quanto mais espessa for a camada, maior será o tempo para que o adensamento primário se processe. Entretanto, durante o adensamento secundário, a deformação por ciclo logarítmico do tempo permanecerá a mesma.
- (4) C_α é independente do valor da razão incremental de carregamento ($\Delta\sigma/\sigma$), desde que o incremento de tensão vertical provoque adensamento primário, ou seja, que o incremento de tensão ultrapasse a curva $e \times \log(\sigma'_v)$ correspondente ao fim do primário (EOP).
- (5) C_α é independente da tensão de adensamento para argilas normalmente adensadas que apresentem $C_c = cte$. (quando C_c é variável e C_α também, lança-se mão da hipótese $C_\alpha/C_c = cte$. proposta por Mesri e Godlewski (1977)).

Com o uso desta abordagem, Martins (2007) sugere o procedimento mostrado nas figuras (3.20) e (3.21) para a obtenção da curva recalque x tempo de campo.

Construção da curva recalque x tempo de campo



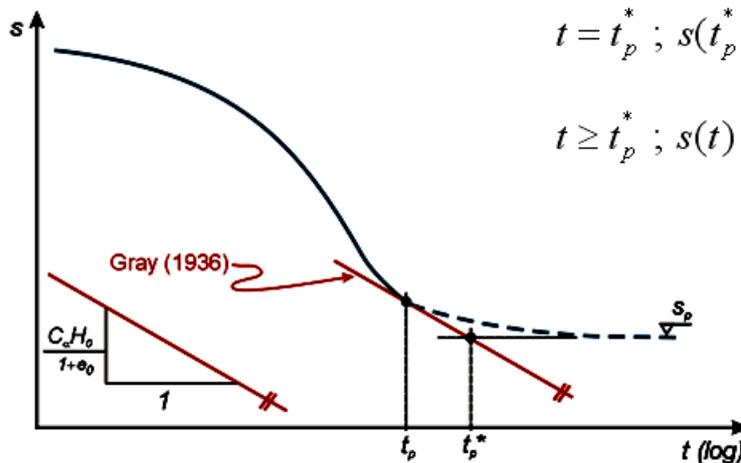
H_0 – espessura da camada
 e_0 – Índice de vazios inicial
 e_{fp} – índice de vazios do fim do primário

recalque primário (s_p)

$$s_p = \frac{e_0 - e_{fp}}{1 + e_0} H_0$$

Figura 3.20 Determinação do recalque total por adensamento primário (Martins, 2007)

Construção da curva recalque x tempo de campo



$$t \leq t_p ; s(t) = \bar{U}(T) \cdot s_p$$

$$t = t_p^* ; s(t_p^*) = s_p$$

$$t \geq t_p^* ; s(t) = s_p + \frac{C_\alpha H_0}{1 + e_0} \log\left(\frac{t}{t_p^*}\right)$$

C_α – coeficiente de adensamento secundário associado à σ'_{vf}

Figura 3.21 Sugestão para construção da curva recalque x tempo de campo (Martins, 2007).

Segundo Martins (2007) várias críticas podem ser feitas a esse mecanismo e ao método de cálculo de recalques a que ele conduz. Tais críticas são:

- (i) Segundo o mecanismo proposto, o secundário não tem fim. Além disso, existe um tempo limite (t_{lim}), grande, porém finito, tal que para $t \geq t_{lim}$, $e < 0$, o que é uma impossibilidade física.
- (ii) No adensamento primário, $e = f(\sigma'_v)$, ou seja, o índice de vazios (e) é função exclusiva da tensão vertical efetiva (σ'_v), portanto as variações de volume estão obrigatoriamente ligadas às variações de σ'_v . Mas, se a abordagem admite que o secundário se dá com $\sigma'_v = cte.$, isso é uma contradição e, portanto, o mecanismo pelo qual o adensamento secundário se dá não pode ser o mesmo que o do adensamento primário.
- (iii) Se for admitido que o adensamento secundário se dá sob um estado de tensões efetivas constante, então o adensamento secundário seria um contra-exemplo que invalidaria o princípio das tensões efetivas.

Em vista das críticas apontadas nos três itens acima, torna-se difícil, pelo menos do ponto de vista científico, a aceitação de tal abordagem. O seu único aspecto positivo é a sua fácil aplicação, o que provavelmente consagrou o seu uso na prática.

3.3.2 MECANISMO BASEADO NA VISCOSIDADE DA ÁGUA ADSORVIDA

De acordo com Terzaghi (1941) e Taylor (1942), as partículas de argila estão envoltas por uma camada de água adsorvida. Na superfície dos grãos a água adsorvida se encontra no estado sólido e fortemente aderida a eles. Na medida em que se afasta da superfície dos grãos, a água adsorvida se torna um líquido muito viscoso, cuja viscosidade vai diminuindo. A partir de uma certa distância, a viscosidade da água é a da água comum. Essa água é chamada de água livre e é ela a água expulsa dos vazios do solo durante o adensamento.

De acordo com Terzaghi (1941) os contatos entre os grãos de argila se fazem através da água adsorvida. Como ilustrado pela figura (3.22), esses contatos se podem dar através da água sólida, formando os contatos sólidos (“solid bonds”), ou através da água viscosa, formando os contatos viscosos (“film bonds”). O interessante é entender que ambos os tipos de contato transmitem tensões efetivas. Assim, é necessário subdividir a tensão efetiva em duas partes. Uma parte suportada pelos contatos sólidos e a outra parte pelos contatos viscosos.

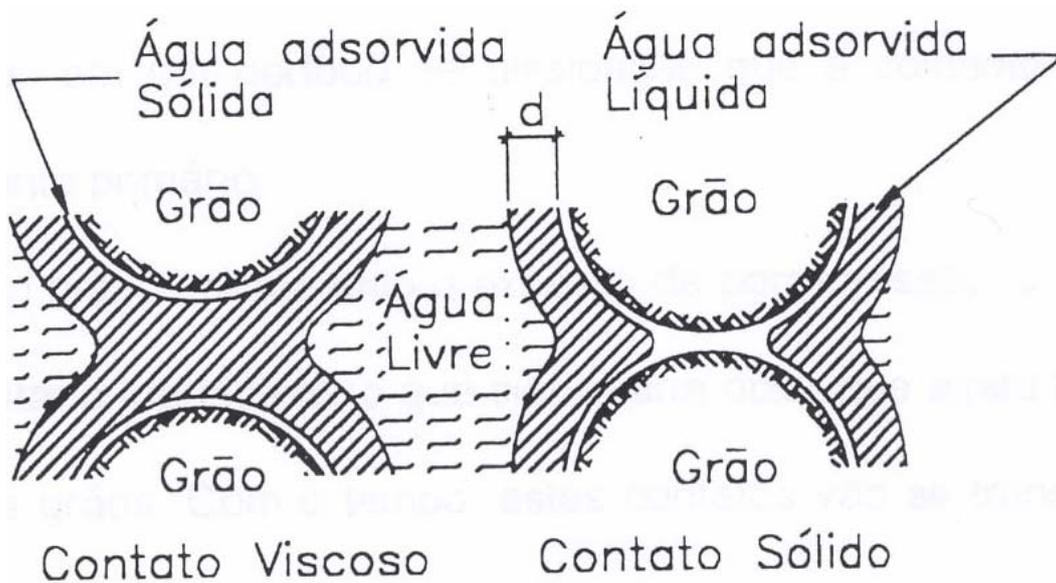


Figura 3.22: Contato sólido e contato viscoso segundo Terzaghi 1941.

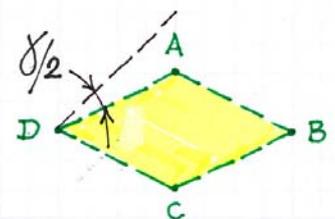
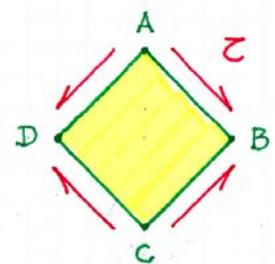
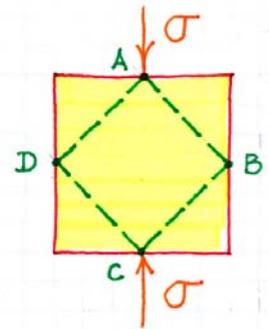
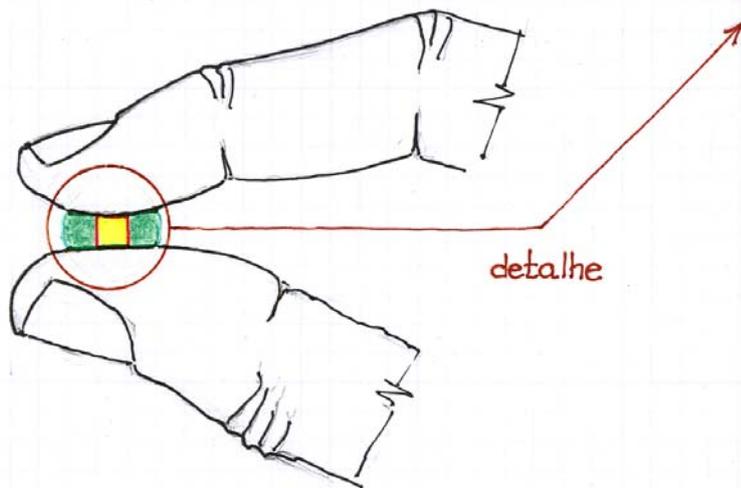
Se todas as tensões efetivas na massa de solo forem transmitidas por contatos sólidos, a argila é dita estar, segundo Terzaghi (1941), no estado solidificado. Esse estado é precedido pelo estado lubrificado, no qual pelo menos parte das tensões efetivas é transmitida por contatos viscosos, caso em que há um movimento relativo intergranular vagaroso de origem viscosa.

Quando um elemento de solo é carregado num ensaio de adensamento unidimensional, os contatos sólidos são rompidos e passa a haver um grande número de contatos viscosos. Havendo excesso de poro-pressão, segue-se um período de adensamento primário com aumento de tensões efetivas. Dissipadas as poro-pressões, ainda há um grande número de contatos viscosos e, portanto, continua o movimento

relativo entre as partículas, até que todos os contatos viscosos se transformem em contatos sólidos. Esse é o mecanismo do adensamento secundário descrito por Terzaghi (1941).

De acordo com o mecanismo descrito acima, no momento em que o adensamento primário está no fim, o excesso de poro-pressão é nulo e todas as tensões na argila são tensões efetivas. A partir de então, não há mais variação das tensões efetivas, embora a argila continue a sofrer variação de volume. Essa variação de volume é consequência da espremedura da água adsorvida viscosa existente entre duas partículas, à medida que elas se aproximam uma da outra. Ao se tocarem, estará formado um contato sólido. O processo continua apresentando simultaneamente compressão do esqueleto sólido com excesso de poro-pressão desprezível, até que todos os contatos viscosos se transformem em contatos sólidos, quando então o fenômeno cessa.

Apertando um pedaço de chiclete entre os dedos



Lei da viscosidade de Newton: $\tau = \frac{\sigma}{2} = \mu \frac{dy}{dt}$

Figura 3.23 Apertando um pedaço de goma de mascar entre os dedos.

O fenômeno é análogo ao ato de comprimir um pedaço de goma de mascar entre o polegar e o indicador, como mostra a figura (3.23). Uma goma de mascar se comporta como um líquido de alta viscosidade. Ao ser apertada entre os dedos, sob uma tensão σ , a goma de mascar começa a se deformar, apresentando apenas distorção. Em planos inclinados de 45 graus, a tensão cisalhante τ vale $\sigma/2$. Assim, se for admitido que a goma de mascar é um material de viscosidade μ que segue a lei da viscosidade de Newton, pode-se escrever :

$$\tau = \frac{\sigma}{2} = \mu \cdot \frac{d\gamma}{dt} \quad (3.6).$$

A expressão (3.6) mostra que, todas as vezes em que um material viscoso estiver submetido a tensões cisalhantes, haverá uma velocidade de distorção e, reciprocamente, todas as vezes em que um material viscoso estiver sendo submetido a uma velocidade de distorção, haverá tensões cisalhantes. Assim, o movimento de aproximação entre os dedos polegar e indicador da figura (3.23) só cessará quando a goma de mascar tiver sido expulsa, momento em que os dedos entrarão em contato direto. A analogia serve para ilustrar o mecanismo concebido por Terzaghi (1941). Se o adensamento primário é a transferência do excesso de poro-pressão para as tensões efetivas, o adensamento secundário é a transformação dos contatos viscosos em contatos sólidos.

O adensamento secundário explicado de acordo com o mecanismo acima, embora engenhoso, fere frontalmente o princípio das tensões efetivas enunciado pelo próprio Terzaghi cinco anos antes (Terzaghi, 1936). Isso acontece, porque se admite que as variações de volume devidas ao adensamento secundário ocorrem sob tensões efetivas constantes. Assim, admitindo tal mecanismo, Terzaghi (1941) admitiu também que o princípio das tensões efetivas não era geral.

Taylor e Merchant (1940) apresentaram uma teoria de adensamento unidimensional, levando em conta o adensamento secundário, cujas principais características estão apresentadas na figura (3.24). Embora o efeito viscoso não seja citado explicitamente, a consideração do adensamento secundário como fenômeno

viscoso está implícita na hipótese $\frac{\partial e}{\partial t} = -\mu(MN)$. Com essa hipótese, a equação diferencial do adensamento fica:

$$-\frac{de}{dt} = a'_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)] \quad (3.7).$$

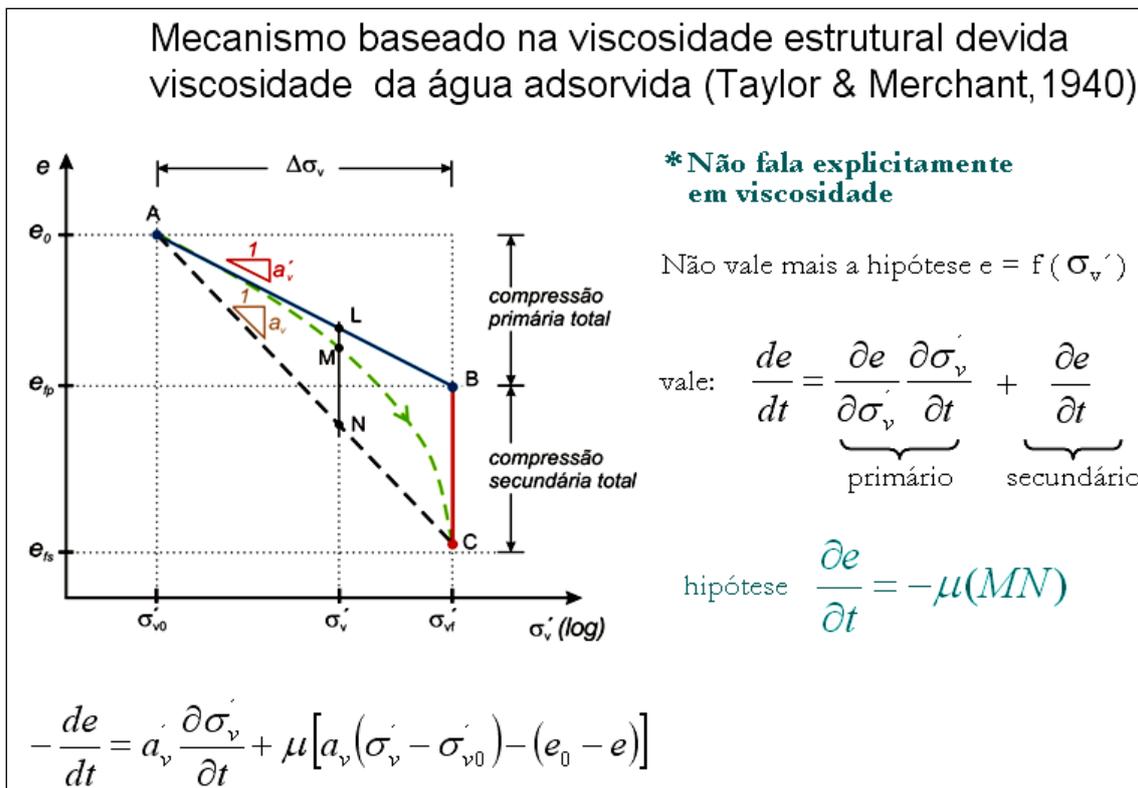


Figura 3.24 Principais considerações da teoria de Taylor e Merchant (1940).

Finalmente, introduzindo-se a condição de continuidade, vem

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = a'_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)] \quad (3.8).$$

A solução da equação (3.8) conduz à expressão para a percentagem média de adensamento da teoria de Taylor e Merchant (1940), $\bar{U}_{TM} = f(r, F, T)$, mostrada na figura (3.25) juntamente com a definição dos termos que a compõem.

Um conjunto de curvas percentagem média de adensamento da teoria de Taylor e Merchant (1940), $\bar{U}_{TM} = f(r, F, T)$, para $r=0,7$, é mostrado na figura (3.26).

Equação do adensamento unidimensional de Taylor & Merchant

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = a'_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a'_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)]$$

cuja solução em termos de percentagem média de adensamento é :

$$\bar{U}_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{FM^2} \left[(\psi_1 - \psi_2)(\psi_3 - 1)e^{(\psi_1 + \psi_2)T} - (\psi_1 + \psi_2)(\psi_3 + 1)e^{(\psi_1 - \psi_2)T} \right] (*)$$

$$M = (2m+1) \frac{\pi}{2}, m = 0, 1, 2, \dots$$

$$\psi_1 = -\frac{1}{2}(F + M^2)$$

$$T = \frac{k(1+e)}{a'_v \gamma_w} \frac{t}{H_d^2} = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2} \sqrt{(F + M^2)^2 - 4rFM^2}$$

$$F = \frac{\mu t}{rT} = \frac{\mu H_d^2}{rc_v}$$

$$\psi_3 = \frac{\psi_1 + M^2}{\psi_2}$$

$$r = \frac{a'_v}{a_v} \leq 1$$

$$\bar{U}_{TM} = f(r, F, T)$$

(*) A solução fornecida em Taylor & Merchant (1940) não está correta

Figura 3.25 Porcentagem média de adensamento da teoria de Taylor e Merchant.

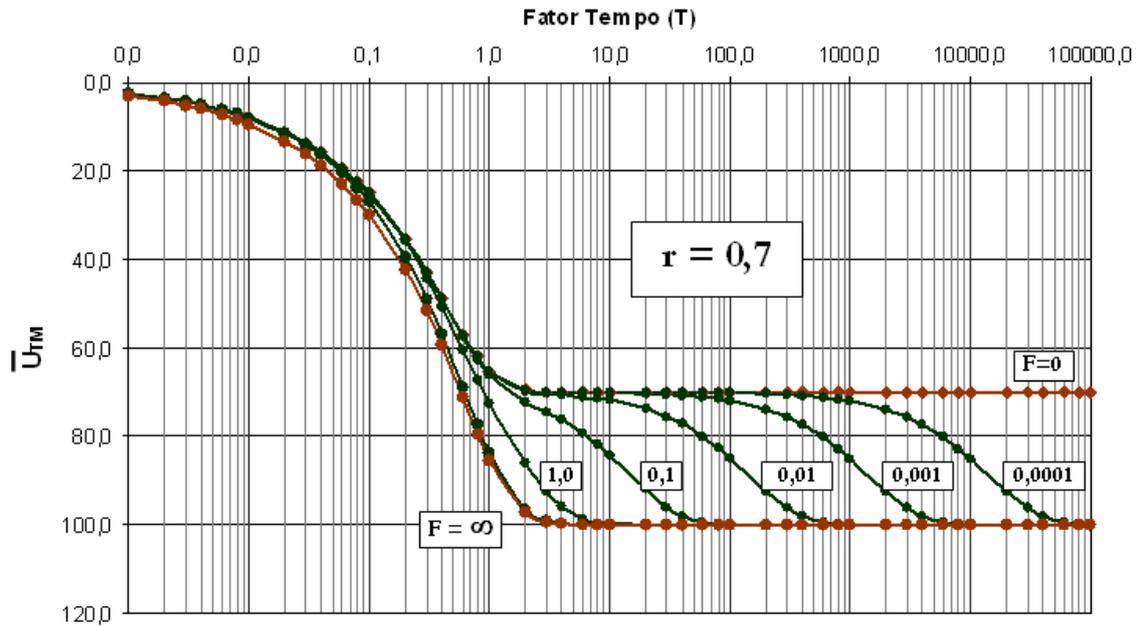


Figura 3.26 Porcentagem média de adensamento \bar{U}_{TM} para $r=0,7$.

Além da chamada Teoria A, resumida acima, Taylor (1942) apresentou a Teoria B, cuja característica principal é admitir que nas argilas existe uma resistência à compressão cuja magnitude depende essencialmente da velocidade da compressão. De acordo com essa hipótese, Taylor (1942) admite que a tensão vertical efetiva (σ'_v) em qualquer instante e em qualquer ponto de uma massa de solo em adensamento é dada por:

$$\sigma'_v = f_b(e) + p_p \quad (3.9),$$

onde $f_b(e)$ é a parcela da tensão vertical efetiva função apenas do índice de vazios (e) e p_p a chamada resistência plástica estrutural.

Infelizmente a teoria B foi desenvolvida de forma a não cobrir as deformações por adensamento secundário e, portanto, não será aqui discutida. Entretanto, foi a Teoria B a inspiradora do modelo que o Grupo de Reologia da COPPE vem desenvolvendo, para tentar explicar as principais características do comportamento das argilas.

3.3.3 MECANISMO BASEADO NA QUEBRA DE LIGAÇÕES COMO PRECONIZADO PELA TEORIA DOS PROCESSOS CINÉTICOS

Na tentativa de responder a uma questão levantada por Schmertmann (1983) a respeito do que acontecia com o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), durante o adensamento secundário, Kavazanjian e Mitchell (1984) repetiram os ensaios de Lacerda (1977) numa amostra da Argila da Baía de San Francisco, chegando à conclusão de que K_0 crescia com o tempo, durante o adensamento secundário. Kavazanjian e Mitchell (1984) também chamaram a atenção para o fato de que tal resultado estava de acordo com o que preconizava a teoria dos processos cinéticos e que, segundo tal teoria, K_0 deve tender a 1 com o decorrer do tempo.

Segundo Kavazanjian e Mitchell (1984), de acordo com a teoria dos processos cinéticos, a condição $K_0 = 1$ representa um estado mínimo de energia para o solo, devido à ausência de tensão desviadora global. Sempre que houver tensões desviadoras, os contatos entre partículas de solo (“soil bonds”) se quebrarão e o elemento de solo sofrerá distorção na direção de atuação da tensão cisalhante. Isso ocorre devido ao desequilíbrio nas barreiras de energia criado pela tensão cisalhante. Sob condições edométricas, o resultado desse fluxo será de redução do desequilíbrio, com conseqüente redução da tensão desviadora global. Como a tensão vertical efetiva se mantém constante durante o adensamento secundário, a tensão horizontal efetiva precisa crescer, para fazer com que haja redução da tensão desviadora. Segundo esse raciocínio, para argilas normalmente adensadas e levemente sobreadensadas com $K_0 < 1,0$, a tensão horizontal efetiva deve crescer com o tempo, até que K_0 atinja o valor $1,0$. De forma similar, para argilas sobreadensadas com $K_0 > 1,0$, deve haver um decréscimo de K_0 com o tempo.

Com base nessas idéias e nos argumentos apresentados por Lacerda e Martins (1985) é que Martins e Lacerda (1985) desenvolveram uma teoria do adensamento unidimensional, levando em conta o adensamento secundário. Partindo da hipótese de que há relaxação da tensão desviadora e que a relaxação se dá com uma taxa de variação no tempo diretamente proporcional à tensão desviadora, escreve-se:

$$\frac{dq}{dt} = -\lambda q \quad (3.10),$$

onde

$$q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \quad (3.11)$$

e λ é um coeficiente de proporcionalidade.

Observa-se da expressão (3.10) que, à medida que o tempo avança, a tensão desviadora diminui. Entretanto, como durante o adensamento secundário a tensão vertical efetiva (σ'_v) permanece constante, a relaxação de tensões se dá às custas do crescimento da tensão horizontal efetiva (σ'_h). Com isso, K_0 cresce com o tempo e o processo cessará quando $q = 0$, ou seja, quando $K_0 = 1,0$.

Tal processo se encontra ilustrado nas figuras (3.27) e (3.28).

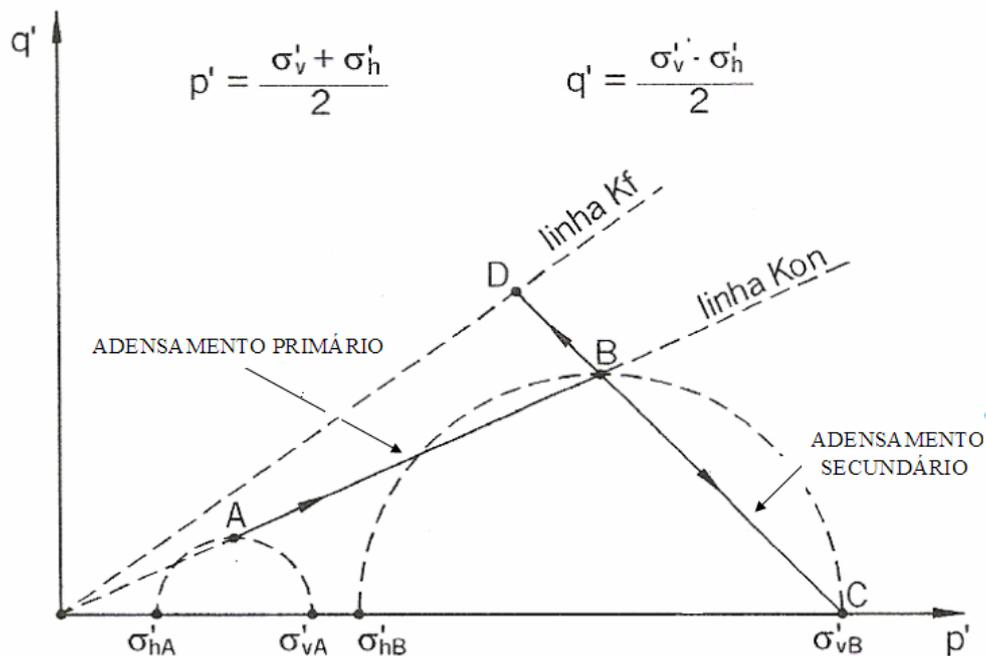


Figura 3.27 Caminho de tensões efetivas hipotético durante o adensamento unidimensional (Lacerda e Martins, 1985).

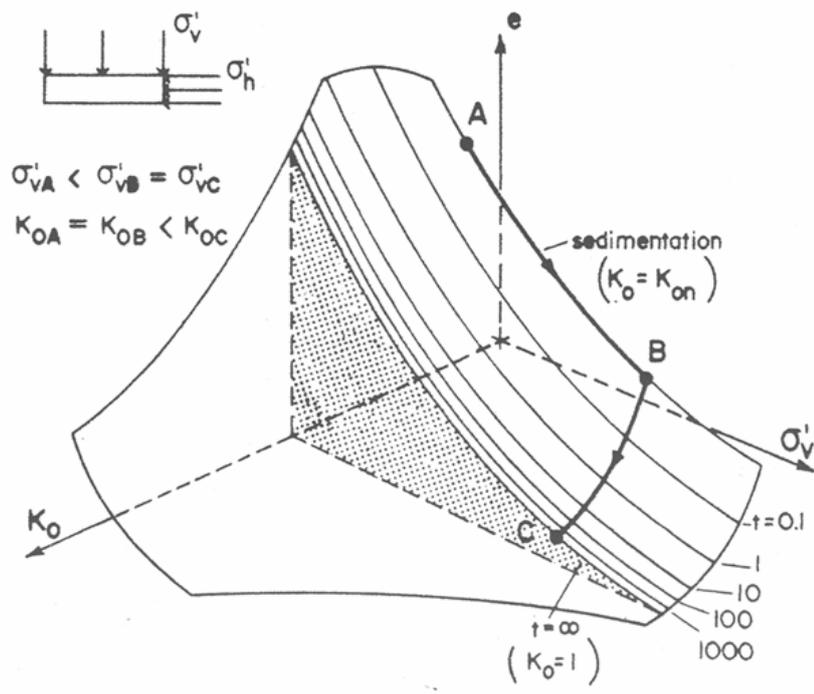


Figura 3.28 Relação entre índice de vazios (e), tensão vertical efetiva (σ'_v) e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) (Lacerda e Martins, 1985).

De acordo com Martins e Lacerda (1985) o processo da relaxação de tensões é o fenômeno físico que explicaria o aumento de K_0 com o tempo, num ensaio edométrico. A variação de volume com o tempo, fenômeno que constitui o adensamento secundário propriamente dito, seria consequência do aumento da tensão efetiva média (octaédrica) com o tempo, via aumento da tensão horizontal efetiva (σ'_h). Se esse mecanismo ocorrer de fato, então o adensamento secundário poderia também ser enquadrado dentro do princípio das tensões efetivas. Isso seria possível, porque, nesse caso, a variação de volume observada durante o adensamento secundário seria atribuída ao aumento da tensão efetiva média (octaédrica), que é aquela que, em geral, é a responsável pela variação de volume dos materiais que se deformam.

Admitindo o mecanismo acima, ou seja, que a relaxação de tensões seja descrita pela equação (3.10) e que as variações de volume sejam devidas às variações da tensão efetiva média (octaédrica), Martins e Lacerda (1985) desenvolveram uma teoria do adensamento unidimensional com adensamento secundário, obtendo a seguinte expressão para a porcentagem média de adensamento \bar{U} , em função do fator tempo T :

$$\bar{U}(T) = \frac{\left(\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v}\right) \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{N^2} \exp(-N^2 T) \right] + \frac{2}{3} (1 - K_{on}) [1 - \exp(-\theta T)]}{\left(\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v}\right) + \frac{2}{3} (1 - K_{on})} \quad (3.12),$$

onde

$\Delta\sigma_v$ = incremento de tensão vertical

$$N^2 = (2n + 1) \frac{\pi}{2}, n = 0, 1, 2, 3, \dots$$

$$\exp(-N^2 T) = e^{-N^2 T}$$

K_{on} é o coeficiente de empuxo no repouso, no domínio normalmente adensado.

$$\theta T = \lambda t.$$

Na figura (3.29) são apresentados os gráficos $\bar{U}(T)$ para diversas razões incrementais de carregamento $\Delta\sigma_v/\sigma'_v$, fixando-se $K_{on}=0,6$ e $\theta=0,005$. Na figura (3.30) são apresentados os gráficos $\bar{U}(T)$ para diversos valores de θ , fixando-se $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)=1,0$ e $K_{on}=0,6$.

Observa-se na expressão (3.12) e na figura (3.29) o efeito da razão incremental $\Delta\sigma_v/\sigma'_v$ sobre o formato da curva de adensamento. Quanto maior o valor de $\Delta\sigma_v/\sigma'_v$, mais a curva de adensamento $\bar{U}(T)$ se aproxima da curva teórica de Terzaghi e Frölich e, portanto, menos importante se torna o adensamento secundário.

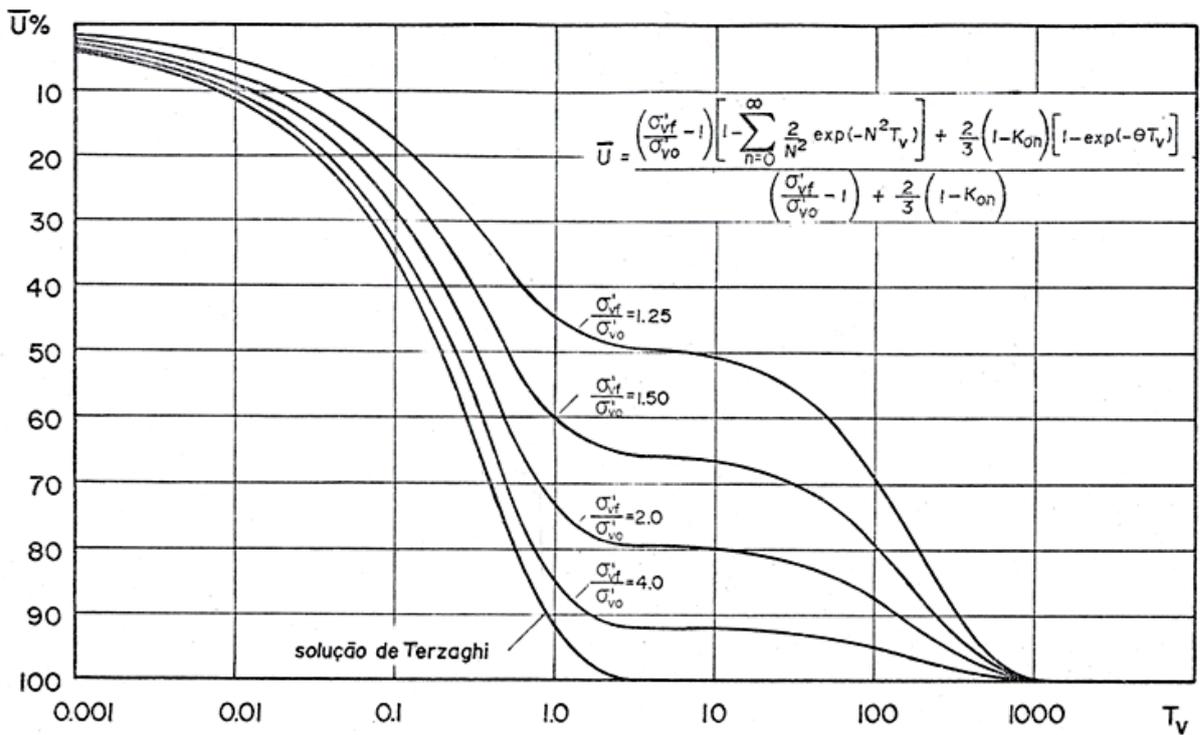


Figura 3.29 Curvas $\bar{U}(T)$ para diferentes valores de $\Delta\sigma_v / \sigma_v'$, $K_{on}=0,6$ e $\theta=0,005$.

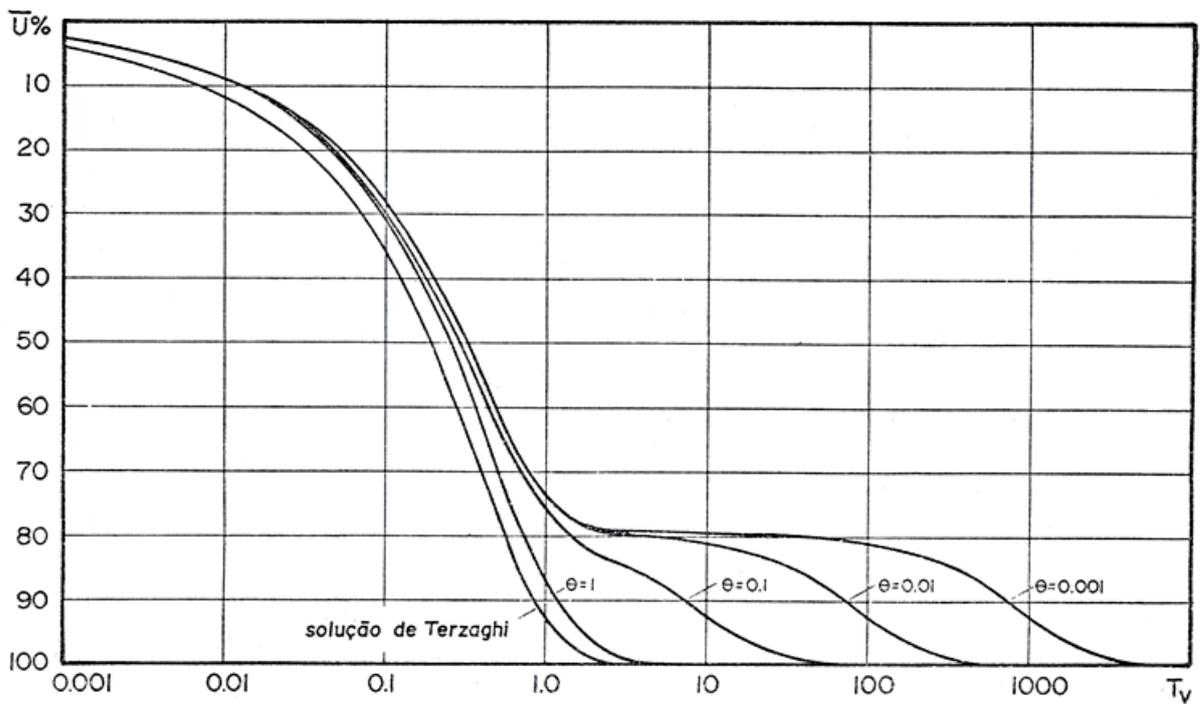


Figura 3.30 Curvas $\bar{U}(T)$ para diferentes valores de θ , $(\Delta\sigma_v / \sigma_v') = 1,0$ e $K_{on}=0,6$.

Observa-se na expressão (3.12) e na figura (3.30) o efeito do parâmetro θ sobre a curva de adensamento $\bar{U}(T)$. Quanto menor o valor de θ , mais tardiamente o adensamento secundário se manifesta. Assim, o parâmetro θ pode ser visto como uma espécie de coeficiente de adensamento secundário.

Um aspecto interessante a ser observado é a semelhança entre as curvas da figura (3.30) e as da figura (3.26) da teoria de Taylor e Merchant (1940).

A principal crítica que pode ser feita a essa abordagem (e, portanto, ao mecanismo proposto) é a de que o mecanismo não prevê o adensamento secundário sob condições hidrostáticas e, no entanto, ele acontece.

3.3.4 MECANISMO BASEADO NA EXISTÊNCIA DE UMA ESTRUTURA COM MACRO E MICROPOROS

Nesse mecanismo proposto primeiramente por De Jong e Verruijt (1965), admite-se que o solo é composto por dois níveis de poros: os macroporos e os microporos. O adensamento primário seria consequência da expulsão da água dos macroporos (poros interagregados), ao passo que o adensamento secundário seria consequência da saída da água dos microporos (poros intra-agregados).

Com o objetivo de verificar a validade do mecanismo que atribui o adensamento secundário à existência de macro e microporos, Wang e Xu (2007) realizaram uma série de ensaios de adensamento em amostras de caulinita preparadas em laboratório, para formar diferentes tipos de estrutura, com diferentes tipos de poros.

Tais amostras foram primeiramente lavadas para reduzir o excesso de sais e impurezas porventura existentes. Foram preparadas amostras com três diferentes fluidos: pH 7,8 com NaCl, pH 7,8 sem adição de sais e pH 4 também sem adição de sais. O pH foi ajustado, usando-se ácido clorídrico ou hidróxido de sódio. O objetivo do uso desses diferentes fluidos era o de conferir às amostras estruturas diferentes, com

diferentes tamanhos de poros. As estruturas e tipos de poros associados às amostras formadas com os três tipos de fluido estão mostrados na figura (3.31).

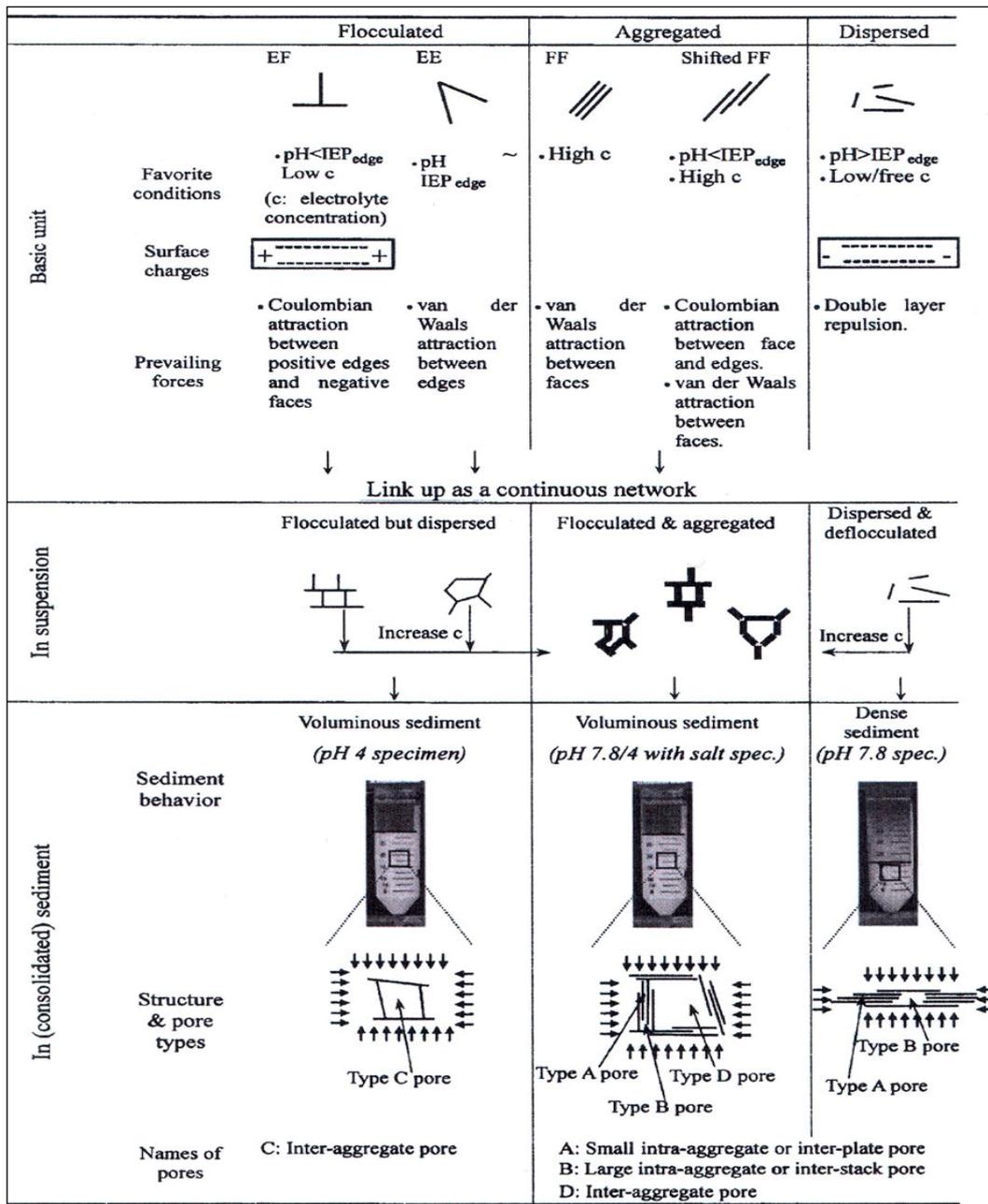


Figura 3.31 Características das cargas na superfície e estruturas associadas na caulinita (Wang e Xu, 2007).

Após a obtenção das suspensões com seus respectivos valores de pH e concentração salina, elas foram submetidas a um adensamento unidimensional prévio

sob 40 kPa. Com isso estava terminada a fase de preparo das amostras, ao que se seguiam as seguintes etapas:

- (a) Moldagem de corpos de prova para ensaios de adensamento unidimensional.
- (b) Medidas dos tamanhos dos poros, usando-se porosimetria por intrusão de mercúrio.
- (c) Obtenção de imagens pelo microscópio eletrônico de varredura.

Os ensaios de adensamento unidimensional foram realizados com $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)=1$ e com estágios de 24 h de duração. Os valores das tensões verticais nos estágios finais onde o adensamento secundário foi observado por duas semanas variaram entre 50 e 400 kPa.

Após os ensaios de adensamento foram moldados pequenos cubos a partir dos corpos de prova e com eles realizados também ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

A comparação dos resultados dos ensaios de adensamento dos três tipos de amostra mostraram que a amostra com pH 4 tem os maiores valores de C_c e C_α . A amostra com pH 7,8 apresentou os menores valores de C_c e C_α e a amostra com pH 7,8 com NaCl apresentou valores de C_c e C_α intermediários.

Wang e Xu (2007) mostraram que uma estrutura floculada é mais compressível que uma estrutura onde os grãos se apresentam agregados. No mecanismo de micro e macroporos o adensamento primário é provocado pela compressão dos macroporos que se encontram principalmente na estrutura floculada. Já o adensamento secundário seria provocado pela compressão dos microporos que se encontram principalmente na estrutura onde os grãos se apresentam agregados. Nesse aspecto, C_α deveria apresentar-se com maior valor na amostra com pH 7,8 e com menor valor na amostra com pH 4. Entretanto, os resultados indicaram exatamente o oposto. Assim, a conclusão de Wang e Xu (2007) foi a de que os resultados experimentais não estão de acordo com o mecanismo que atribui o adensamento secundário à existência de micro e macroporos.

Ao encerrar este item, em vista das discussões nele apresentadas, é importante chamar a atenção para o fato de que é o mecanismo baseado na viscosidade estrutural aquele que se mostra mais harmônico com os resultados experimentais obtidos ao longo desses últimos anos pelo Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ. É o que se apresenta no item a seguir.

3.4 EVOLUÇÃO DO ESTUDO DO ADENSAMENTO SECUNDÁRIO NO GRUPO DE REOLOGIA DA COPPE

Schmertmann (1983) escreveu uma nota técnica intitulada “A Simple Question About Consolidation”, propondo a seguinte questão:

“Does the effective lateral stress in one-dimensional compression of a normally consolidated cohesive soil, such as in the oedometer test, increase, remain the same, or decrease during secondary compression aging ?”

Antes de a referida questão vir a público, Lacerda (1977) realizou um ensaio de adensamento tipo K_0 na “San Francisco Bay Mud”, utilizando um equipamento triaxial convencional, no qual a diferença ($\varepsilon_v - \varepsilon_z$) entre as deformações específicas volumétrica (ε_v) e vertical (ε_z) era mantida constante. Para manter essa diferença constante com o tempo, no intuito de impor a condição edométrica, Lacerda (1977) observou que era necessário aumentar paulatinamente a pressão de água na célula triaxial, aumentando assim a tensão horizontal efetiva e, portanto, K_0 . Baseado nesse resultado experimental, Martins (1983) sugeriu então que a compressão durante o adensamento secundário poderia ser consequência do aumento da tensão octaédrica efetiva, via aumento da tensão horizontal efetiva com o tempo, ou seja, aumento de K_0 com o tempo. Com isso, o adensamento secundário não ocorreria sob tensões efetivas constantes e, portanto, poderia ser inserido dentro do domínio de validade do princípio das tensões efetivas.

Em resposta à questão proposta por Schmertmann (1983), o artigo de Kavazanjian e Mitchell (1984) defendeu o ponto de vista de que o adensamento secundário está intimamente ligado ao aumento de K_0 ao longo do tempo. Segundo

Kavazanjian e Mitchell (1984), de acordo com a teoria dos processos cinéticos, sempre que houver tensões desviadoras, os contatos entre partículas de solo se “quebrarão”. O elemento de solo sofrerá distorção na direção de atuação da tensão cisalhante, devido ao desequilíbrio nas barreiras de energia criado pela tensão cisalhante. Sob condições edométricas, o resultado desse fluxo será a redução do desequilíbrio, com consequente redução da tensão desviadora global. Como a tensão vertical efetiva se mantém constante durante o adensamento secundário, a tensão horizontal efetiva precisa crescer, para fazer com que haja redução da tensão desviadora. Segundo esse raciocínio, para argilas normalmente adensadas e levemente sobreadensadas em que $K_0 < 1,0$, a tensão horizontal efetiva deve crescer com o tempo, até que K_0 atinja o valor $1,0$. De forma similar, para argilas sobreadensadas em que $K_0 > 1,0$, deve haver um decréscimo de K_0 com o tempo.

Com base nessas idéias e nos argumentos apresentados por Lacerda e Martins (1985) e partindo da hipótese de que há relaxação da tensão desviadora durante o adensamento secundário é que Martins e Lacerda (1985) desenvolveram a teoria do adensamento unidimensional apresentada no item 3.3.3.

Apesar de coerente, a teoria proposta por Martins e Lacerda (1985) precisava de comprovação prática. Os pontos principais a serem verificados eram:

- (a) O crescimento de K_0 com o tempo durante o adensamento secundário de argilas normalmente adensadas.
- (b) O efeito da razão incremental $\Delta\sigma_v / \sigma_v'$ sobre o formato da curva de adensamento.
- (c) O decréscimo de K_0 com o tempo de amostras sobreadensadas com $K_0 > 1,0$.

Para estudar o fenômeno do item (a), foram construídas duas células K_0 do tipo construído por Davis e Poulos (1963). Entretanto, como tais células trabalhavam com água confinada, elas eram muito sensíveis às pequenas variações de temperatura, o que inviabilizou seu uso. O estudo então ficou reduzido às verificações dos itens (b) e (c).

Para tal estudo, Vieira (1988) realizou ensaios de adensamento em 4 corpos de prova da Argila do Sarapuí. A sequência de tensões usadas partiu de 6,25 kPa, com razões incrementais $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)=1$ aplicadas em estágios de 24 h até a tensão de 50 kPa. Daí em diante os corpos de prova tiveram carregamentos diferentes, aplicando-se razões incrementais de carregamento $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)$ de 0,5; 1; 2 e 4, fazendo com que os corpos de prova fossem conduzidos respectivamente às tensões verticais de 75, 100, 200 e 400 kPa, respectivamente. Esses estágios tiveram 10 meses de duração, período no qual a temperatura variou entre 20° C e 26° C.

Os resultados experimentais mostraram que as curvas deformação x log (tempo) apresentavam o formato de “onda-dupla” das figuras (3.29) e (3.30) e que quanto maior a razão incremental $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)$, mais a curva deformação x log (tempo) se aproximava da curva teórica de Terzaghi e Frölich, o que estava em concordância com a teoria de Martins e Lacerda (1985). Durante a análise dos resultados, percebeu-se a necessidade de comparar estágios de carga com diferentes valores de $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)$ em que os incrementos de tensão fossem aplicados ao fim do adensamento primário do estágio anterior. Essa providência tinha o objetivo de minimizar o adensamento secundário do estágio anterior e com isso eliminar sua influência no estágio subsequente, como discutido no item 3.2.7. Isso se fazia necessário, para que a teoria de Martins e Lacerda (1985) fosse testada com ensaios que atendessem a todas as suas hipóteses. Entretanto, isso só foi possível realizar em outra fase da pesquisa e, nesse sentido, o trabalho de Vieira (1988) ficou prejudicado.

Para testar o item (c), adotou-se a seguinte linha de raciocínio. De acordo com Kavazanjian e Mitchell (1984) seria de se esperar que argilas sobreadensadas com $K_\theta > 1,0$ sofressem, sob $\sigma'_v=constante$, uma diminuição da tensão desviadora, com conseqüente diminuição de K_θ . Se esse mecanismo for verdadeiro, deve haver diminuição da tensão efetiva octaédrica e, de acordo com Martins e Lacerda (1985), deve haver também expansão secundária. Assim, gerando-se corpos de prova sobreadensados com $K_\theta > 1,0$ através de descarregamento, deve-se esperar que eles apresentem, após a expansão primária, uma expansão secundária. Para levar a cabo esse teste, todos os corpos de prova que estavam adensando por 10 meses foram levados à

tensão vertical efetiva de 400 kPa e deixados sob esta tensão por 8 dias (exceção feita ao corpo de prova da célula cinza, que já se encontrava sob 400 kPa por 10 meses). Então, foram realizados os descarregamentos mostrados na tabela (3.1) com, os correspondentes valores de OCR gerados.

Tabela 3.1 Condição dos corpos de prova após o descarregamento (Vieira 1988).

Célula	Tensão Efetiva (kN/m ²)	Duração do Estágio Anterior	OCR	OCR corrigido	C _α	K ₀
Verde	50	8 dias	8,0	10,0	0,030	1,53
Amarela	100	8 dias	4,0	5,0	0,005	1,14
Marrom	200	8 dias	2,0	2,7	0,000	0,88
Cinza	50	312 dias	8,0	12,0	0,048	1,65

Como Vieira (1988) não dispunha de nenhum dispositivo que permitisse medir K₀, os valores de K₀ atingidos com os descarregamentos foram avaliados utilizando-se a equação proposta por Mayne e Kulhawy (1982)

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi') \text{OCR}^{\text{sen} \phi'} \quad (3.13),$$

onde K₀ é o coeficiente de empuxo no repouso, φ' o ângulo de atrito efetivo do solo e OCR a razão de sobreadensamento.

Havia ainda “correções” a fazer nos valores de OCR correspondentes aos “falsos sobreadensamentos”. Tanto a correção pelo adensamento secundário de 312 dias do corpo de prova da célula cinza, quanto pelo adensamento secundário de 8 dias dos demais corpos de prova. Tais correções também se encontram na tabela (3.1).

As curvas deformação x log (tempo) observadas durante os descarregamentos da tabela (3.1) estão mostradas na figura (3.32). Pode-se concluir que todos os corpos de prova se comportaram de acordo com o mecanismo explicado, com exceção do corpo de prova da célula marrom, cujo K₀ foi estimado em 0,88. De acordo com o mecanismo discutido acima, o corpo de prova da célula marrom deveria tornar a recomprimir após a expansão primária, o que não aconteceu. Ocorre que o tempo de observação, por razões

de funcionamento do Laboratório de Geotecnia da COPPE, não pôde se prolongar por mais de 20 dias e, assim, não se pôde observar se o adensamento secundário retornaria após certo tempo, como relatado por Johnson (1970) e apresentado no item 3.2.1. Desta forma, a análise do referido ensaio ficou, neste aspecto, prejudicada.

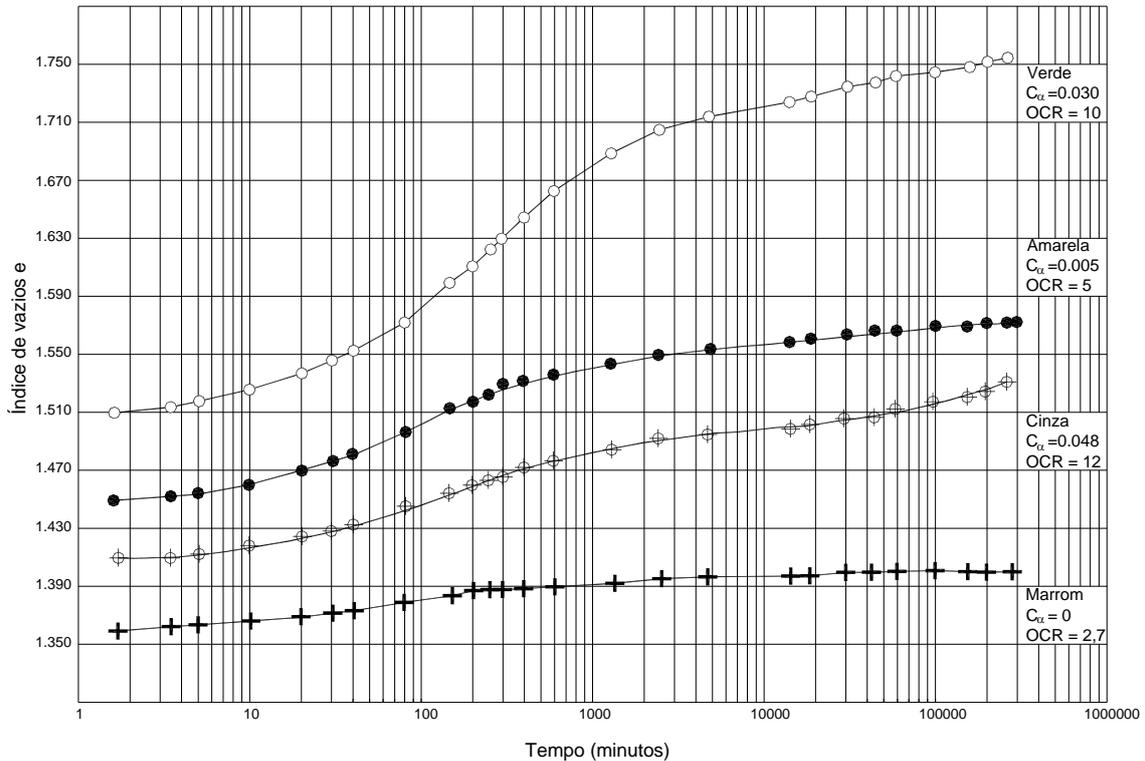


Figura 3.32 Curva e x \log (tempo) observada durante o descarregamento (Vieira 1988)

Mesri e Castro (1987) propuseram uma fórmula para a estimativa de K_0 durante o adensamento secundário, partindo da hipótese de que $C_\alpha / C_c = \text{constante}$. Lacerda e Martins (1989) criticaram a referida abordagem, chamando a atenção para o fato de que fisicamente $\lim_{t \rightarrow \infty} C_\alpha = 0$, com o que se deu a discussão apresentada parcialmente no item 3.2.3. Mesri e Castro (1987), discordando que o adensamento secundário pudesse ser causado pelas tensões cisalhantes, citaram o ensaio de De Jong e Verruijt (1965) como exemplo de que o adensamento secundário também ocorria sob estado hidrostático de tensões. Entretanto, Martins e Lacerda (1989) chamaram a atenção para o fato de que a montagem do ensaio feita por De Jong e Verruijt (1965) induzia tensões cisalhantes no corpo de prova que adensava, mas, este aspecto foi ignorado por Mesri e Castro (1989) no fechamento da discussão.

Para estudar novamente o efeito da razão incremental de carregamento $(\Delta\sigma_v/\sigma'_v)$ e verificar se os resultados estavam de acordo com a expressão (3.12) e as figuras (3.29) e (3.30), Martins (1990) realizou três ensaios de adensamento em corpos de prova moldados a partir de uma mistura de 90% de caulim e 10% de bentonita. Em cada ensaio foi escolhido um estágio de carga para a observação do adensamento secundário por um longo período de tempo. É importante ressaltar que nessa nova série de ensaios, os estágios escolhidos para a observação do adensamento secundário tiveram início imediatamente após o “fim do primário” do estágio anterior. Isso foi feito para que fosse eliminado o efeito do adensamento secundário do estágio anterior sobre o estágio em estudo, conforme discutido no item 3.2.7. Outra providência tomada nesses ensaios foi o controle da temperatura.

Para a observação das curvas deformação x log (tempo) de longa duração, foram escolhidos os estágios de carregamento mostrados na tabela (3.2).

Tabela 3.2 Características dos estágios de adensamento de longa duração em corpos de prova com 90% de caulim + 10% de bentonita ensaiados por Martins (1990).

Ensaio	Tensão vertical efetiva inicial σ'_{v0} (kPA)	Tensão vertical efetiva final σ'_{vf} (kPA)	Razão incremental de tensão $\Delta\sigma/\sigma'_v$
Célula cinza	400	600	0,50
Célula amarela	400	800	1,0
Célula verde	1200	1600	0,33

As curvas deformação x log (tempo) obtidas, já mostradas na figura (3.6), estão rerepresentadas na figura (3.33). Os resultados mostram que quanto maior a relação $\Delta\sigma_v/\sigma'_v$, mais as curvas deformação x log (tempo) se aproximam da curva teórica de Terzaghi e Frölich. Esse resultado sugere que quanto maior for o valor de

$\Delta\sigma_v/\sigma'_v$, menor é a influência do adensamento secundário, como discutido no item 3.2.7 e mostrado na expressão (3.12).

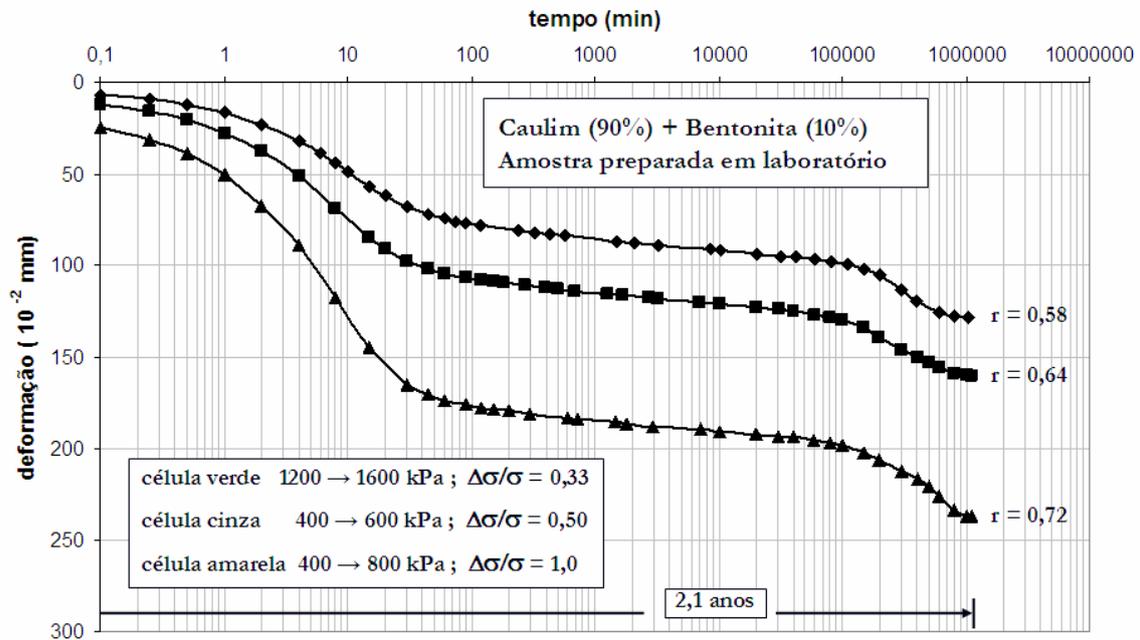


Figura 3.33 Curva deformação x log (tempo) para estágios de longa duração com diferentes $\Delta\sigma_v/\sigma'_v$ (Martins 1990).

Feijó (1991) realizou ensaios edométricos com controle da temperatura e estágios de longa duração na Argila do Sarapuú. O objetivo era o de verificar o mecanismo idealizado por Lacerda e Martins (1985) numa argila natural e estabelecer uma relação entre a compressão secundária, a razão de sobreadensamento (OCR) e o coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

Foram realizadas duas baterias, cada uma com seis ensaios de adensamento. Na primeira bateria, os corpos de prova foram observados durante seis meses, após terem sido descarregados para a mesma tensão vertical. Tais ensaios foram descartados após um procedimento acidental. Na segunda bateria foram também realizados seis ensaios edométricos. Após o último estágio de tensão, todos os corpos de prova foram descarregados para a tensão vertical de 100 kPa com valores de OCR de 1,5; 2; 4; 6; 8 e 12. Após o descarregamento, feito ao “fim do primário”, os corpos de prova foram observados por sete meses. Os resultados estão mostrados na figura (3.34).

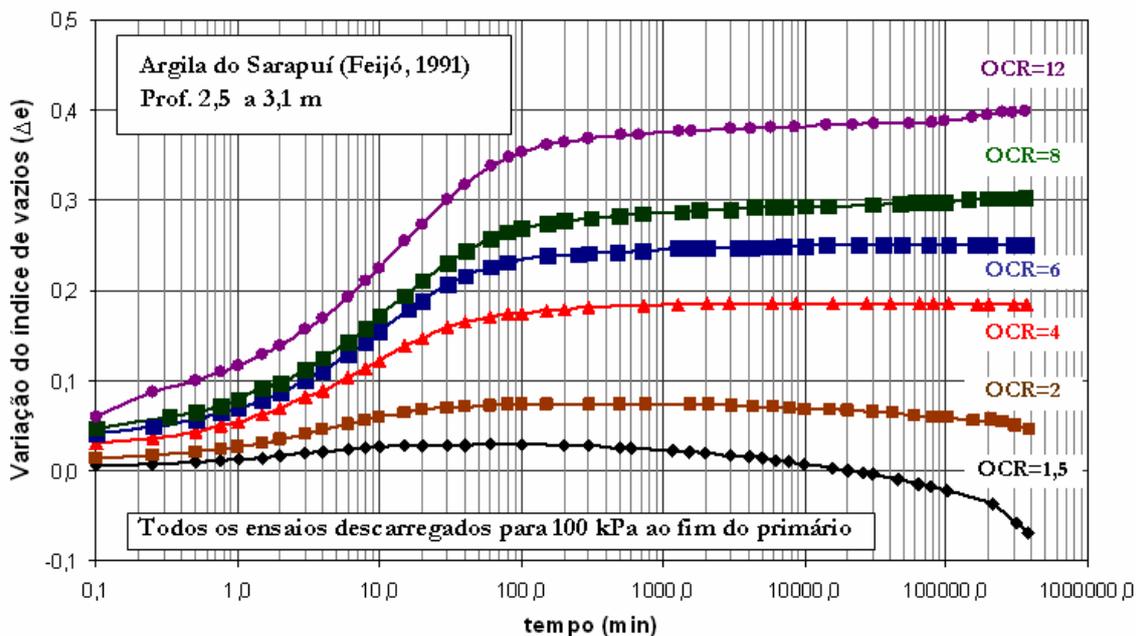


Figura 3.34 Índice de vazios x tempo sob diferentes OCRs após descarregamento ao fim do primário- ensaio de adensamento na Argila do Sarapuí (Feijó 1991)

A estimativa do valor de K_0 para cada OCR foi obtida a partir da expressão (3.2), com ângulo de atrito efetivo (ϕ') da argila de Sarapuí igual a 25° . Os valores estimados para K_0 estão apresentados na tabela (3.3).

Tabela 3.3 Valores estimados de K_0 em função do OCR para a Argila do Sarapuí (Feijó,1991)

Corpo de Prova	σ'_{vm} (kPa)	σ'_v (kPa)	OCR	K_0 estimado
2CP1	150	100	1,5	0,69
2CP2	200	100	2,0	0,77
2CP3	400	100	4,0	1,04
2CP4	600	100	6,0	1,23
2CP5	800	100	8,0	1,39
2CP6	1200	100	12,0	1,65

Observa-se na figura (3.33) que os corpos de prova com OCRs 1,5 e 2,0 (K_0 de 0,69 e 0,77, respectivamente) tornaram a comprimir após expansão primária. Ao retornar a comprimir, o corpo de prova 2CP1 apresentou uma velocidade bem maior do que a do corpo de prova 2CP2. Isso não só está de acordo com o observado por Johnson (1970) como também está de acordo com o mecanismo concebido por Lacerda e Martins (1985).

O corpo de prova com K_0 estimado em 1,04 (OCR=4) mostrou, após a expansão primária, uma velocidade de adensamento secundária nula.

Os corpos de prova cujos valores de K_0 foram estimados em 1,39 e 1,65 (OCRs 8 e 12, respectivamente) apresentaram, após a expansão primária, expansões secundárias, sendo a velocidade de expansão secundária no corpo de prova com OCR=12 maior do que a do corpo de prova com OCR=8.

O comportamento de todos os corpos de prova estão de acordo com o mecanismo proposto por Lacerda e Martins (1985), à exceção do corpo de prova com OCR = 6 e $K_0 = 1,23$. De acordo com Lacerda e Martins (1985), tal corpo de prova deveria apresentar uma expansão secundária com velocidade inferior à da observada no corpo de prova com OCR = 8.

Os resultados obtidos por Feijó (1991) sugeriram que, para a Argila do Sarapuí:

- (a) A linha correspondente a $OCR \cong 2$ em relação à curva $e \times \log(\sigma'_v)$ (EOP) representa o fim da compressão secundária.
- (b) Corpos de prova com $OCR < 2$ ($K_0 \cong 0,77$) apresentam adensamento secundário.
- (c) Corpos de prova com $OCR > 6$ ($K_0 \cong 1,23$) apresentam expansão secundária.
- (d) Há uma região de “equilíbrio indiferente”, delimitada por $0,77 \leq K_0 \leq 1,23$, para onde os corpos de prova com $2 < OCR < 6$ são conduzidos após o descarregamento, região esta onde não há nem compressão nem expansão secundárias.

(e) O coeficiente de empuxo no repouso K_0 não deve tender a $1,0$ com o tempo.

A sugestão (a) permitiu que Feijó e Martins (1993) propusessem o método da figura (3.35) para a estimativa do recalque total por compressão primária e compressão secundária, na Argila do Sarapuí. O procedimento proposto pode ser estendido a qualquer argila mole desde que seja determinada a linha de fim do secundário, como sugere a figura (3.35).

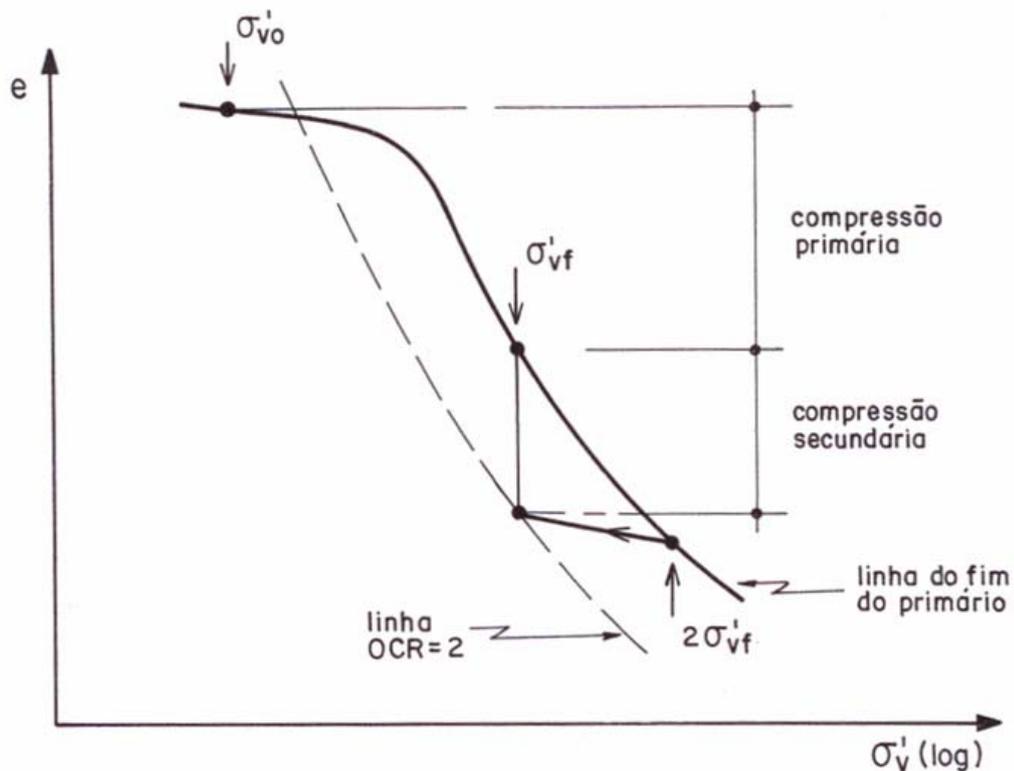


Figura 3.35 Construção da linha de fim do secundário (Feijó e Martins, 1993).

As sugestões (b), (c), (d) e (e) levaram o Grupo de Reologia da COPPE às seguintes considerações:

(i) Se o fim do secundário não ocorre para a condição $K_0 = 1,0$, isto significa que o solo não segue integralmente o mecanismo da teoria dos processos cinéticos proposto por Kavazanjian e Mitchell (1984) e, portanto, também não segue o mecanismo proposto por Lacerda e Martins (1985).

(ii) Se ao fim do adensamento secundário $K_0 \neq 1,0$, isto significa que, ao terminar o processo, o solo se encontra num estado de tensões efetivas onde há tensões cisalhantes e a velocidade de deformação é nula.

Essas duas considerações levaram Martins (1992) a admitir que uma argila poderia resistir às tensões cisalhantes aplicadas por meio de duas parcelas independentes: uma de atrito, dependente da tensão normal efetiva σ' , e outra de viscosidade, dependente do índice de vazios e da velocidade da distorção $\left(\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt}\right)$. Essa parcela viscosa seria consequência da distorção da água adsorvida nos contatos viscosos, ilustrados na figura (3.22). Com isso, Martins (1992) escreveu:

$$\tau = \sigma' \tan \phi_{mob} + \eta(e) \frac{d\gamma}{dt} \quad (3.14),$$

onde τ é a tensão cisalhante aplicada, σ' é a tensão normal efetiva, ϕ_{mob} é o ângulo de atrito mobilizado e $\eta(e)$ o coeficiente de viscosidade do solo para o índice de vazios e .

A partir de então, com o que foi discutido acima, o Grupo de Reologia da COPPE passou a trabalhar com a hipótese da resistência viscosa causada pela água adsorvida, não como descrito por Terzaghi (1941), mas influenciando apenas as tensões cisalhantes.

Tendo em mente a equação (3.14), o adensamento secundário passou a ser interpretado então como uma relaxação de tensões drenada em que havia desmobilização paulatina da parcela da viscosidade. Assim, ao fim do adensamento secundário, as tensões cisalhantes remanescentes seriam aquelas suportadas apenas por atrito. Isso faria com que o caminho de tensões BC da figura (3.27), seguido no adensamento secundário, se transformasse no caminho BC' da figura (3.36).

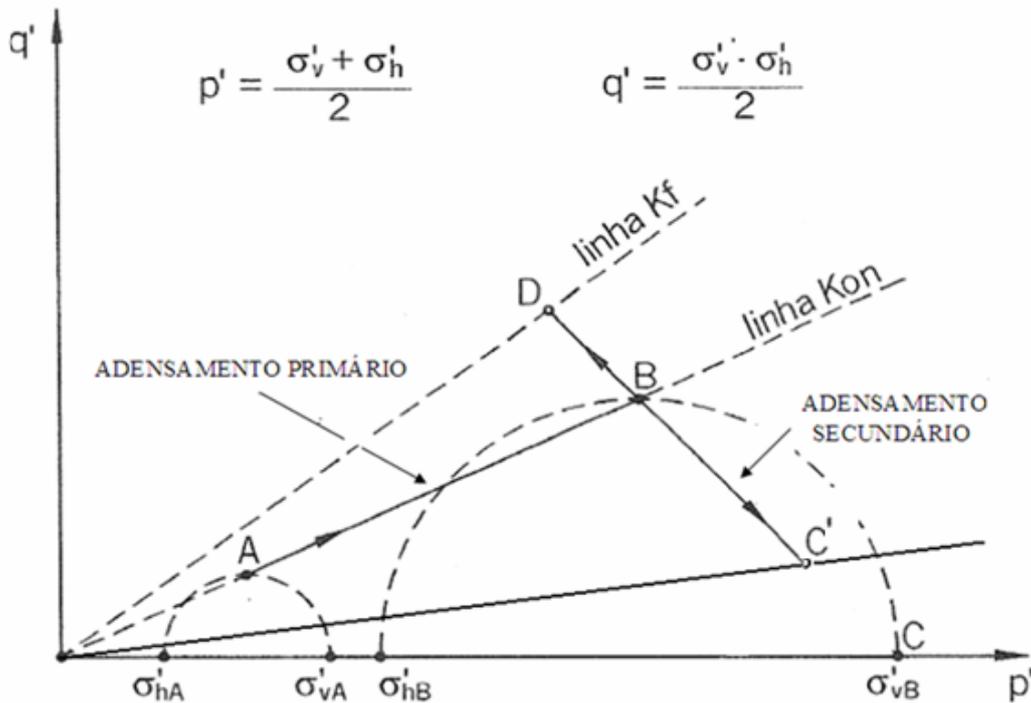


Figura 3.36 Caminho de tensões BC' no adensamento secundário.

A argumentação acima permite explicar a existência da zona de “equilíbrio indiferente”, onde a velocidade de deformação é nula. Dentro dessa zona de “equilíbrio indiferente”, mostrada na figura (3.37), a resistência por atrito sozinha é suficiente para suportar a tensão desviadora. Assim, não é necessário mobilizar a resistência viscosa. Com isso, as velocidades da distorção, correspondentes aos estados de tensão na região de equilíbrio indiferente, têm de ser iguais a zero ($\dot{\gamma} = zero$).

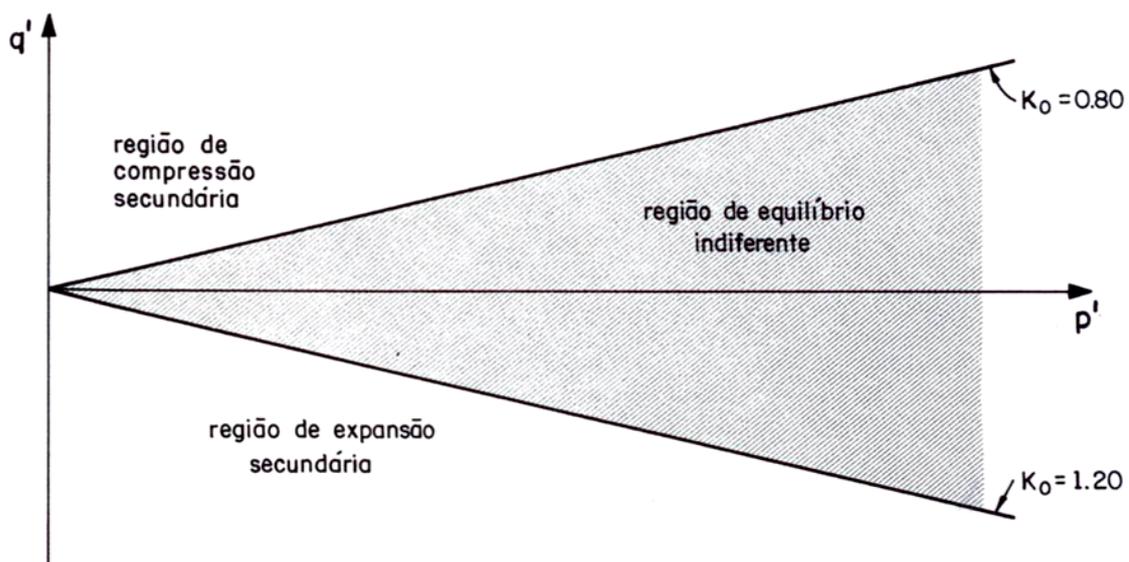


Figura 3.37 Região de equilíbrio indiferente no plano $q' \times p'$ (Feijó e Martins, 1993).

Se o mecanismo descrito for verdadeiro, à medida que houver relaxação da tensão desviadora, haverá também aumento da tensão octaédrica efetiva, com conseqüente variação de volume, ou seja, o próprio adensamento secundário. Então, caso seja feito um ensaio em que a drenagem seja impedida ao “fim” do adensamento primário, deve-se esperar um aumento de poro-pressão com o tempo.

Lima (1993) realizou o teste mencionado acima numa amostra da Argila do Sarapuí. Ao final do adensamento primário, determinado pelo método de Taylor, a drenagem era fechada e, a partir daí, o excesso de poro-pressão monitorado. Observou-se que após o fechamento da drenagem a poro-pressão de fato aumentava, como mostra a figura (3.38).

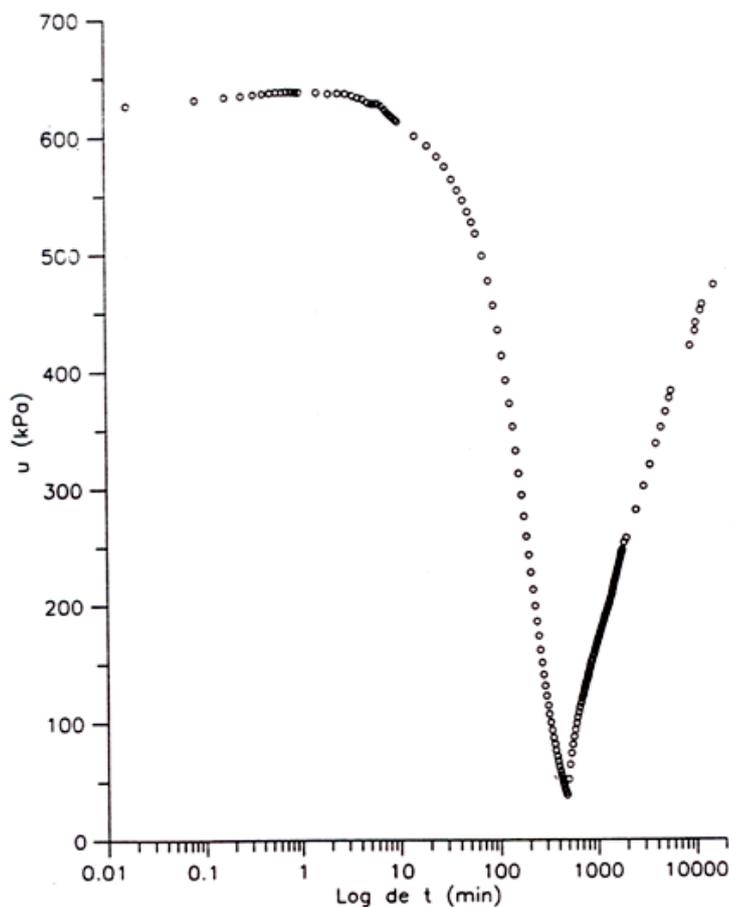


Figura 3.38 Poro-pressões durante o adensamento primário e após o fechamento da drenagem ao “fim” do primário. Argila do Sarapuí, ensaio 09- estágio de 100 para 800 kPa (Lima, 1993).

É interessante notar que, fechando a drenagem ao fim do adensamento primário, o que Lima (1993) realizou foi um ensaio de relaxação não-drenada. Isso aconteceu porque, estando o corpo de prova saturado, ao fechar a drenagem num ensaio edométrico, não se tem nem variação de volume nem distorção.

Baseado nessa constatação, Garcia (1996) realizou ensaios de adensamento edométrico (sob temperatura controlada), na Argila do SENAC, onde ao fim do adensamento primário a deformação era impedida. Tal condição era imposta ao corpo de prova, bloqueando-se o braço da prensa de adensamento com uma célula de carga, como mostra o esquema da figura (3.39). Com tal expediente de impedir a deformação do corpo de prova, não havia nem deformação volumétrica nem distorção e, portanto, Garcia (1996) realizou ensaios drenados de relaxação de tensões.

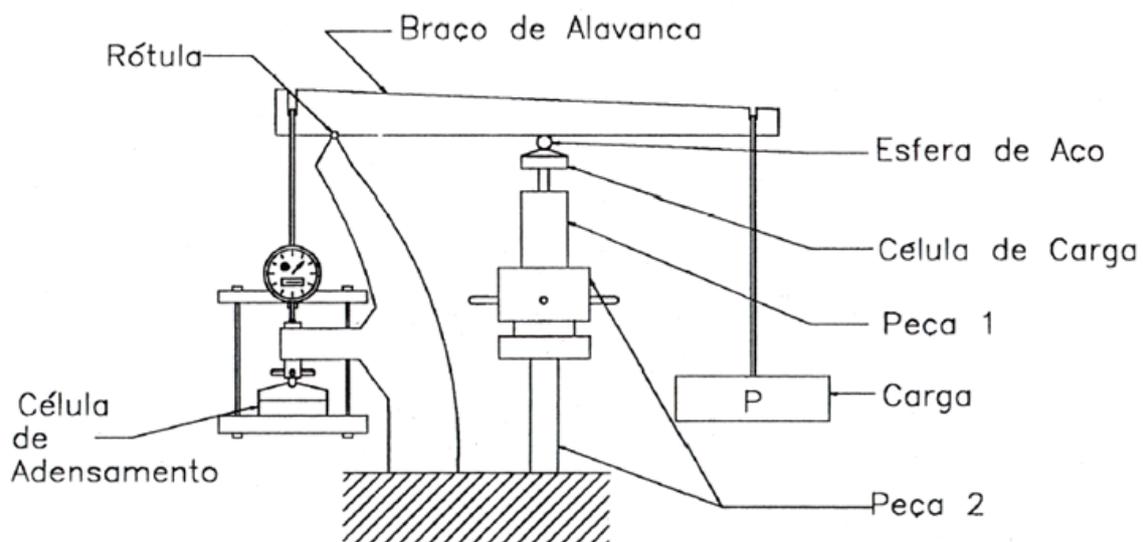


Figura 3.39 Layout do ensaio de relaxação de tensões (Garcia, 1996).

Os resultados dos ensaios de Garcia (1996) mostraram que a relaxação de tensões sob condição edométrica tem por consequência o decréscimo da tensão vertical efetiva com o tempo. Esse efeito faz com que a curva de compressão $\varepsilon_z \times \sigma'_v (\log)$ seja deslocada para a esquerda, como mostra a figura (3.40).

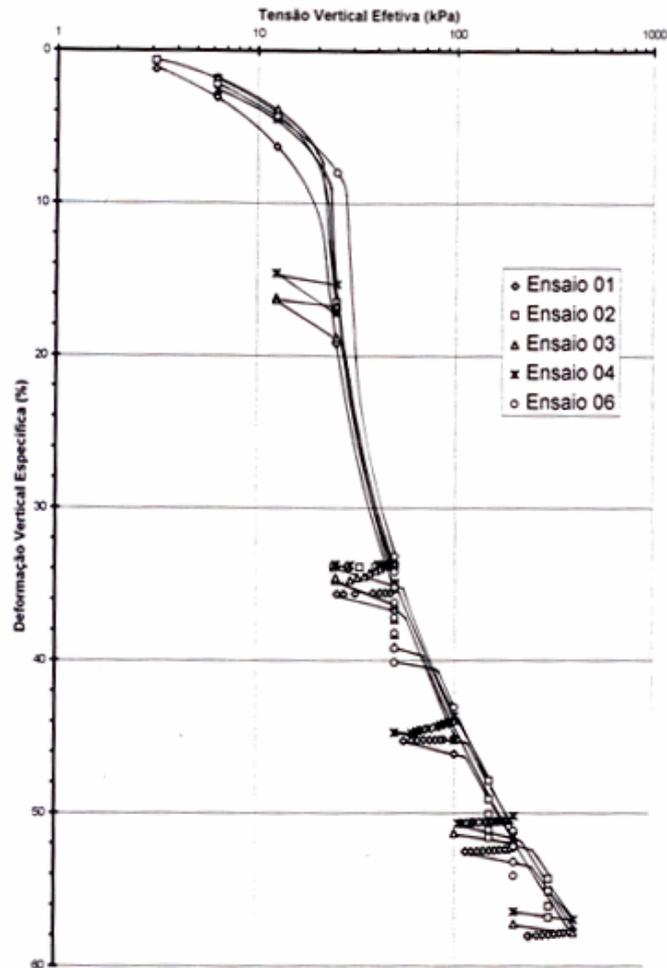


Figura 3.40 Efeito da relaxação de tensões sobre a curva $\varepsilon_z \times \sigma'_v(\log)$ (Garcia 1996).

Garcia (1996) realizou também ensaios de adensamento de longa duração, na Argila do SENAC, cujos resultados mostraram a tendência do solo em caminhar, tanto na relaxação de tensões como no adensamento secundário, para uma mesma linha, a linha de fim de adensamento secundário, como sugerem os resultados da figura (3.40). Tal linha, a exemplo do que acontecia com a Argila do Sarapuú, mais uma vez se mostrou ser aproximadamente paralela à linha de compressão virgem EOP com um $OCR \cong 2$.

A observância de tais resultados fez com que Martins, Santa Maria e Lacerda (1997), numa breve revisão sobre as atividades do Grupo de Reologia da COPPE até então, propusessem uma modificação na teoria do adensamento com compressão secundária de Martins e Lacerda (1985). Tal modificação consistiu em mudar o valor final do coeficiente K_0 de 1,0 para um valor limite denominado K_{0l} . O valor K_{0l} estaria

associado ao OCR correspondente à linha de fim de secundário. Com essa modificação a expressão (3.12) se escreve como:

$$\bar{U}(T) = \frac{\left(\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v}\right) \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{N^2} \exp(-N^2 T)\right] + \frac{2}{3} (K_{0l} - K_{0n}) [1 - \exp(-\theta T)]}{\left(\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v}\right) + \frac{2}{3} (K_{0l} - K_{0n})} \quad (3.15).$$

Carvalho (1997) ajustou a expressão (3.15) aos dados experimentais da figura (3.33), conseguindo um bom resultado. O ajuste, entretanto, ficou um pouco a desejar no intervalo em que C_α se mostra constante. Nessa parte da curva as deformações com o tempo se dão de forma mais rápida do que prevê a expressão (3.15). Carvalho (1997) ponderou que uma das possíveis causas daquilo se devia ao fato de a expressão (3.15) considerar o adensamento secundário ocorrendo simultaneamente ao primário, mas de forma uniforme ao longo de toda a camada. Carvalho (1997) argumentou que, ao considerar o adensamento secundário ocorrendo simultaneamente ao primário, seria razoável considerar também que o adensamento secundário se encontraria mais avançado nas profundidades em que o adensamento primário também estivesse mais adiantado. Incorporando essa nova consideração, mas mantendo o mesmo mecanismo considerado por Martins e Lacerda (1985) e Martins, Santa Maria e Lacerda (1997), Carvalho (1997) desenvolveu uma nova equação diferencial para o adensamento unidimensional. O resultado dessa equação diferencial conduz à seguinte expressão para a porcentagem média de adensamento em função do fator tempo T :

$$\bar{U} = \frac{\frac{(1 + 2K_{0n})}{3} \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \left(1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{N^2} e^{-N^2 T_v}\right)}{\frac{(1 + 2K_{0n})}{3} \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v} + \frac{2}{3} (K_{0l} - K_{0n}) \left(1 + \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v}\right)} +$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\frac{2}{3}(K_{0l} - K_{0n}) \left(I + \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \right) (1 - e^{-\theta T_v})}{\frac{(1 + 2K_{0n}) \Delta\sigma_v}{3 \sigma'_v} + \frac{2}{3}(K_{0l} - K_{0n}) \left(I + \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \right)} + \\
& + \frac{\frac{2}{3}(K_{0l} - K_{0n}) \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\theta}{N^2 - \theta} \frac{2}{N^2} (e^{-N^2 T_v} - e^{-\theta T_v})}{\frac{(1 + 2K_{0n}) \Delta\sigma_v}{3 \sigma'_v} + \frac{2}{3}(K_{0l} - K_{0n}) \left(I + \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \right)} \quad (3.16).
\end{aligned}$$

Com a evolução das pesquisas, como narrado até então, o adensamento secundário, como visto pelo Grupo de Reologia da COPPE, estava intimamente ligado à relaxação das tensões desviadoras com consequente variação de K_θ . A consequência imediata desta consideração é a de que não se deveria observar adensamento secundário em ensaios de adensamento hidrostático.

Mesmo os ensaios realizados sob supostos “estados hidrostáticos de tensões”, como os discutidos por Lacerda e Martins (1989), induzem tensões cisalhantes nos corpos de prova, por causa das condições de contorno. Um exemplo típico desse fenômeno é a restrição de topo e base em corpos de prova cilíndricos usados em ensaios triaxiais (fenômeno conhecido em inglês por “end restraint”). Em assim sendo, os adensamentos secundários observados em ensaios de “adensamento hidrostático” poderiam ser consequência da relaxação de tensões desviadoras, existentes em determinadas partes de um corpo de prova, induzidas por tensões cisalhantes no contorno.

Foi pensando em dirimir tal tipo de dúvida que Thomasi (2000) realizou ensaios de adensamento hidrostático em amostras moldadas em laboratório, numa mistura de caulim (80%) e bentonita (20%).

Os ensaios de Thomasi (2000), feitos sob temperatura constante, fizeram uso de membranas de látex lubrificadas com vaselina de silicone dispostas entre a base do corpo de prova e o pedestal e entre o topo do corpo de prova e o “top cap”. O objetivo

do uso das membranas de látex com vaselina de silicone era o de minimizar os efeitos de “end restraint”. Os ensaios de adensamento hidrostático assim realizados demonstraram que o adensamento secundário ocorre também sob estados hidrostáticos de tensão. Isso fez com que Thomasi (2000) passasse a investigar a existência de uma parcela viscosa da tensão efetiva, como no mecanismo descrito por Terzaghi (1941). Isto foi feito como descrito a seguir.

Se houver de fato uma parcela viscosa na tensão normal efetiva σ' , então a equação do princípio das tensões efetivas pode ser escrita como:

$$\sigma = \sigma'_s + \sigma'_\eta + u \quad (3.17),$$

onde σ é a tensão normal total, σ'_s a parcela da tensão efetiva estabelecida nos contatos sólidos, σ'_η a parcela viscosa da tensão efetiva e u a poro-pressão.

Por razões já discutidas no item (3.3.2), a parcela viscosa só pode existir se houver uma velocidade de deformação. No caso do adensamento hidrostático essa deformação é a volumétrica específica ε_v e, portanto, a velocidade de deformação que interessa ao fenômeno é $\dot{\varepsilon}_v$. Por outro lado, por razões discutidas por Martins (1992), a parcela viscosa deve ser dependente também do índice de vazios. Assim, $\sigma'_\eta = \sigma'_\eta(e, \dot{\varepsilon}_v)$. Já a parcela σ'_s é admitida ser função apenas do índice de vazios e , ou seja, $\sigma'_s = \sigma'_s(e)$.

Com isso a equação (3.17) pode ser reescrita como:

$$\sigma = \sigma'_s(e) + \sigma'_\eta(e, \dot{\varepsilon}_v) + u \quad (3.18).$$

Num ensaio de adensamento hidrostático, ao fim do primário, $u=0$. A partir de então, como $\sigma = cte.$, $\sigma'_s(e) + \sigma'_\eta(e, \dot{\varepsilon}_v) = cte$. Então, durante o adensamento secundário de um corpo de prova sob um estado hidrostático de tensões, pode-se escrever:

$$\sigma = \sigma'_s(e) + \sigma'_\eta(e, \dot{\epsilon}_v) = \text{constante} \quad (3.19).$$

Acontece que, à medida que o adensamento secundário vai ocorrendo, a velocidade $\dot{\epsilon}_v$ vai diminuindo. Isso ocorre, porque, de acordo com o mecanismo explicado no item 3.3.2, à medida que o adensamento secundário vai acontecendo, vai diminuindo o número de contatos viscosos e aumentando o número de contatos sólidos. Isto significa que o adensamento secundário se dá pela transferência das tensões efetivas de origem viscosa para as tensões efetivas nos contatos sólidos.

Com base nesse mecanismo, pode-se concluir que quanto menor a velocidade de deformação volumétrica específica ($\dot{\epsilon}_v$) durante o adensamento secundário, menor a parcela da tensão efetiva de origem viscosa remanescente.

Ao se fechar a drenagem durante o adensamento secundário, $\dot{\epsilon}_v = 0$ e $e = \text{cte.}$. Portanto, espera-se, a partir daí, que $\sigma'_\eta(e, \dot{\epsilon}_v) = 0$ e $\sigma'_s(e) = \text{cte.}$. Com isso, como $\sigma = \text{cte.}$, a poro-pressão deve subir, para manter válida a equação (3.18). Esse aumento da poro-pressão (u) com o tempo traduz a transferência da parcela viscosa da tensão efetiva para a poro-pressão. Portanto, a poro-pressão deve crescer até um valor que corresponderia à parcela viscosa da tensão efetiva no momento do fechamento da drenagem. Em resumo, pode-se concluir que o crescimento da poro-pressão será tão menor quanto menor for a velocidade de deformação na qual a drenagem for fechada durante o adensamento secundário.

Os resultados de tais ensaios de adensamento hidrostático onde a drenagem foi fechada após o primário, em diferentes instantes, durante o adensamento secundário, podem ser observados na figura (3.41).

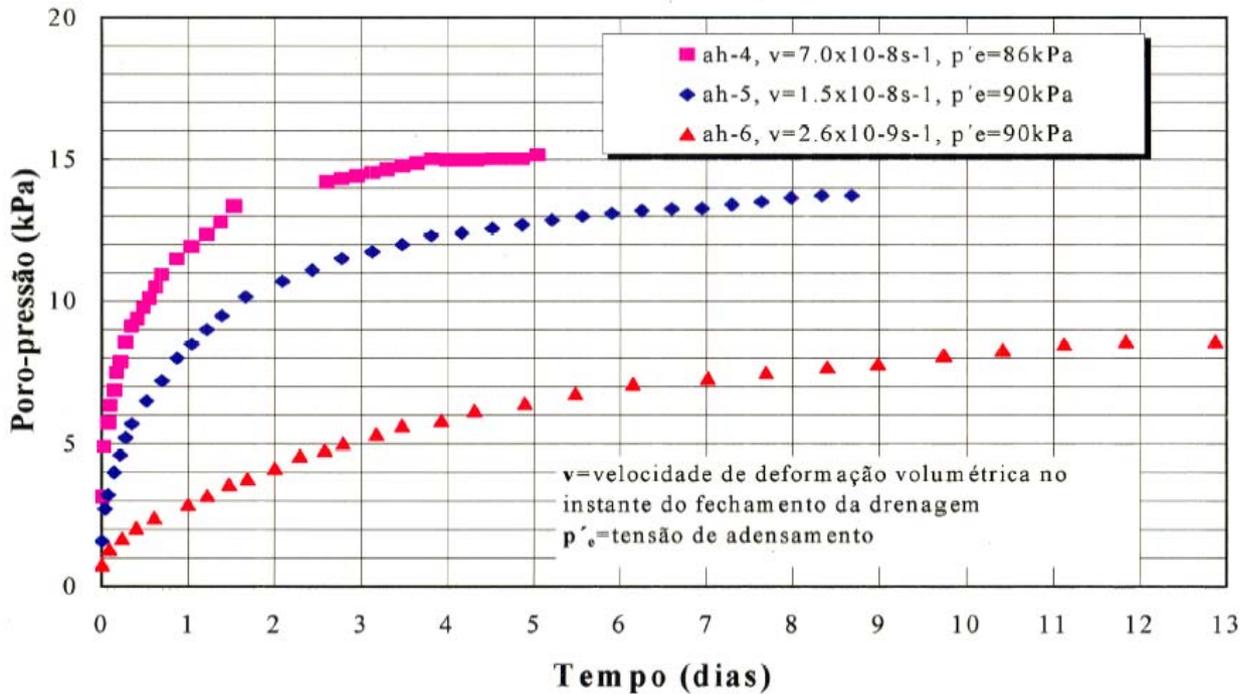


Figura 3.41 Crescimento da poro-pressão com a drenagem fechada após o fim do adensamento primário sob estado hidrostático de tensões (Thomasi, 2000).

Os resultados da figura (3.41) falam por si só e se mostram de acordo com o mecanismo apresentado. Entretanto, percebe-se que, mesmo após vários dias, o crescimento da poro-pressão, ainda que pequeno, continua. Esse fenômeno foi atribuído à passagem da água através da membrana de látex. Tais ensaios foram então repetidos por Dos Santos (2006), usando-se óleo de silicone como fluido confinante, obtendo-se resultados onde a poro-pressão estabilizava de fato.

O mecanismo descrito acima, que permite considerar a tensão normal efetiva σ' como a soma de uma parcela viscosa e outra correspondente aos contatos sólido-sólido, pode também ser estendido ao adensamento edométrico. Nesse caso, a tensão vertical efetiva (σ'_v) pode também ser escrita como a soma de duas parcelas: uma parcela devida aos contatos sólido-sólido (σ'_{vs}) e outra devida aos contatos do tipo viscoso ($\sigma'_{v\eta}$).

Deve-se observar que nesse mecanismo, diferentemente do que admite o mecanismo da relaxação das tensões desviadoras com aumento de K_θ , o adensamento secundário se daria pelo aumento da parcela σ'_{vs} da tensão vertical efetiva (σ'_v). Assim,

a menos que a tensão horizontal efetiva varie com o tempo, as deformações estariam associadas não às variações das tensões verticais efetivas, mas somente às variações da parcela sólido-sólido das tensões verticais efetivas. Isto seria contrário ao que enuncia o princípio das tensões efetivas.

Embora a divisão da tensão normal efetiva nas parcelas sólido-sólido e viscosa tivesse produzido resultados consistentes, tornava-se necessário saber se durante o adensamento secundário havia também variação de K_θ . Para estudar este problema, Santa Maria (2002) construiu uma célula K_θ , realizando com ela ensaios de adensamento incrementais e com velocidade de deformação controlada. Embora o programa de ensaios realizados requeira ainda mais resultados, várias conclusões importantes foram obtidas, das quais se destacam em importância para esta dissertação:

- (i) Há durante os ensaios edométricos uma clara manifestação da parcela viscosa de resistência à compressão. Portanto, um estudo adequado do adensamento unidimensional não pode ser feito, ignorando tal fenômeno.
- (ii) A relação entre os valores médios da parcela viscosa da resistência à compressão edométrica e a velocidade de deformação $\dot{\epsilon}_v$ é não-linear (comportamento não-newtoniano), sugerindo existir um limite superior para a resistência viscosa, como mostrado na figura (3.42).
- (iii) Quando a resistência viscosa é normalizada em relação ao acréscimo de tensão vertical total, passa a existir uma relação única entre a parcela viscosa da tensão vertical efetiva e a velocidade de deformação, como mostrado na figura (3.43).

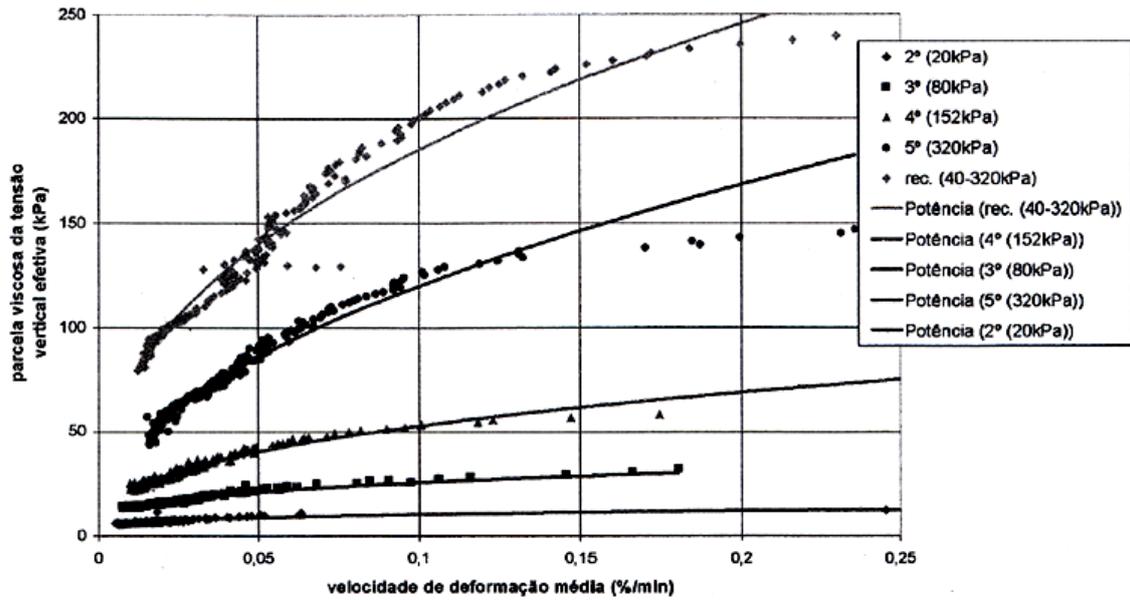


Figura 3.42 Parcela viscosa da tensão vertical efetiva com a velocidade média de deformação (Santa Maria, 2002).

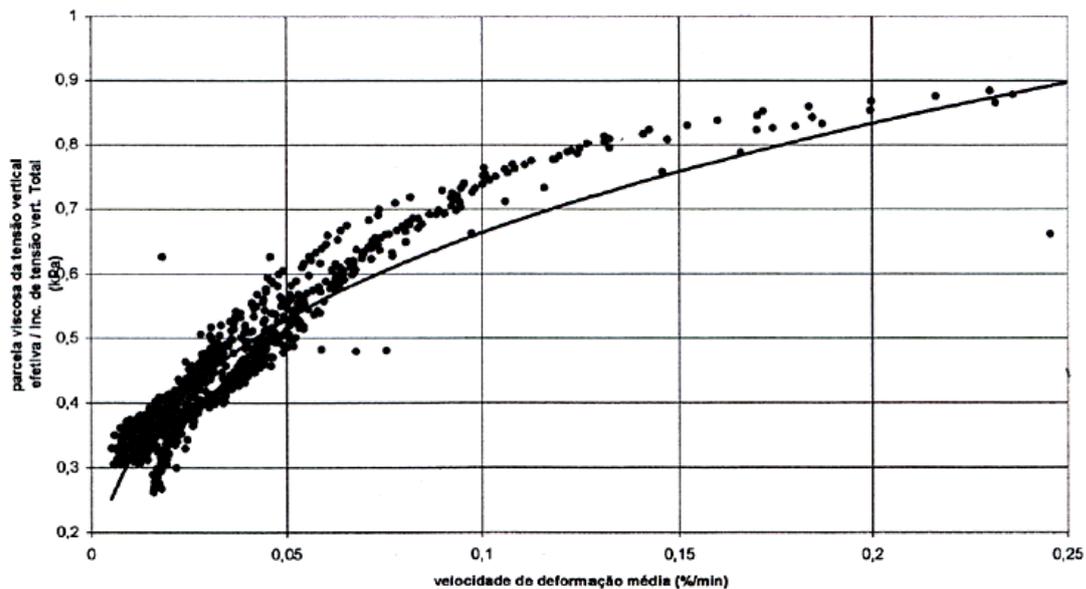


Figura 3.43 Razão entre a parcela viscosa da tensão vertical efetiva e o incremento de tensão total x velocidade média de deformação (Santa Maria, 2002).

Nos ensaios realizados por Santa Maria (2002) não foi observado nenhum crescimento de K_0 digno de nota. Entretanto, tais resultados não puderam ser considerados como conclusivos. Nesse aspecto, é importante ter em mente que, se as tensões verticais efetivas (σ'_v) podem ser decompostas em (σ'_{vs}) e ($\sigma'_{v\eta}$), então esta

decomposição pode ser feita também na direção horizontal, ou seja, $\sigma'_h = \sigma'_{hs} + \sigma'_{h\eta}$. Assim, o coeficiente de empuxo no repouso K_0 seria escrito:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_{hs} + \sigma'_{h\eta}}{\sigma'_{vs} + \sigma'_{v\eta}} \quad (3.20).$$

Se o mecanismo de transferência da parcela viscosa se manifestar na direção horizontal, como se manifesta na direção vertical, então a variação ou não de K_0 com o tempo dependerá de como as parcelas viscosas das tensões efetivas horizontal e vertical serão transferidas para as parcelas sólido-sólido σ'_{hs} e σ'_{vs} . Entretanto, neste momento isto é apenas uma conjectura que precisa ser investigada. De resto, é preciso entender que, qualquer que seja o comportamento de K_0 com o tempo, o mecanismo baseado na viscosidade da água adsorvida continua válido.

Na opinião de Almeida et al. (2005) a Argila do Sarapuí é levemente sobreadensada devido ao adensamento secundário (“aging”) e à variação do lençol freático. Martins, Santa Maria e Santa Maria (2006) manifestaram opinião de que, à exceção dos primeiros metros, afetados pela “crosta ressecada”, o *OCR* deveria ser constante devido ao efeito do adensamento secundário, opinião essa da qual Almeida et al. (2006) discordaram.

Martins, Santa Maria e Santa Maria (2006) argumentaram que, no depósito do Sarapuí, a tarefa de determinar a relação *OCR* x profundidade (z) se torna muito delicada, porque, como $OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}$, erros tanto em σ'_{vm} como em σ'_{v0} podem conduzir a valores díspares de *OCR*. Assim, no depósito em questão, Martins, Santa Maria e Santa Maria (2006) manifestaram a opinião de que, para obter uma relação *OCR* x z mais acurada, era preciso levar em conta:

- (1) A variação das tensões efetivas de campo (σ'_{v0}) com a profundidade (z) e com o tempo (t), já que há variações sazonais do nível d'água que fazem com que o depósito não esteja sempre submerso.
- (2) A variação do peso específico (γ) com a profundidade (z) no cálculo de σ'_{v0} .

- (3) O padrão de distribuição de σ'_{vm} com a profundidade (z), consoante os prováveis mecanismos que geraram o sobreadensamento durante a história geológica e geotécnica do depósito em questão.
- (4) Ensaios de adensamento em que tenham sido adotados os mesmos procedimentos, principalmente no que toca à razão incremental de carregamento $\left(\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_v}\right)$ e à duração dos estágios, já que ambos afetam o valor de σ'_{vm} .
- (5) A qualidade das amostras, já que esta também afeta o valor de σ'_{vm} .
- (6) O processo de determinação de σ'_{vm} .

Na tentativa de esclarecer a questão da relação OCR x profundidade (z), Martins (2007) reuniu dados de pesos específicos (γ) e índices de vazios (e) ao longo da profundidade (z), no depósito do Sarapuí. Tais relações, mostradas nas figuras (3.44) e (3.45), foram obtidas de Coutinho (1976), Duarte (1977), Ortigão (1980), Vieira (1988), Carvalho (1989), Feijó (1991) e Lima (1993).

Admitindo o nível d'água médio anual a 0,15 m de profundidade (Ortigão et al., 1983) e com os valores de γ da figura (3.44), Martins (2007) calculou as tensões verticais efetivas de campo (σ'_{v0}) de 0,5 em 0,5 m. Com os valores dos índices de vazios com a profundidade, mostrados na figura (3.45), foi traçada então a curva (e, σ'_{v0}) de campo juntamente com curvas (e, σ'_v) de laboratório obtidas com amostras de alta qualidade. Tais curvas, apresentadas na figura (3.46), mostram que parte dos pontos (e, σ'_{v0}) se alinham ao longo de uma curva para a qual $OCR \cong 2$, paralela portanto à curva de compressão virgem (EOP). Tais pontos correspondem às profundidades abaixo da crosta ressecada. Se for usada como referência a curva de compressão virgem de 24 h, os mesmos pontos se alinham ao longo de uma curva para a qual $OCR \cong 1,7$ (ver figura 3.46). Tais resultados se mostram de acordo com a linha de fim de secundário encontrada por Feijó (1991) e indicam que, passada a crosta superficial, o sobreadensamento da Argila do Sarapuí é devido ao adensamento secundário ou envelhecimento no sentido relatado por Bjerrum (1967).

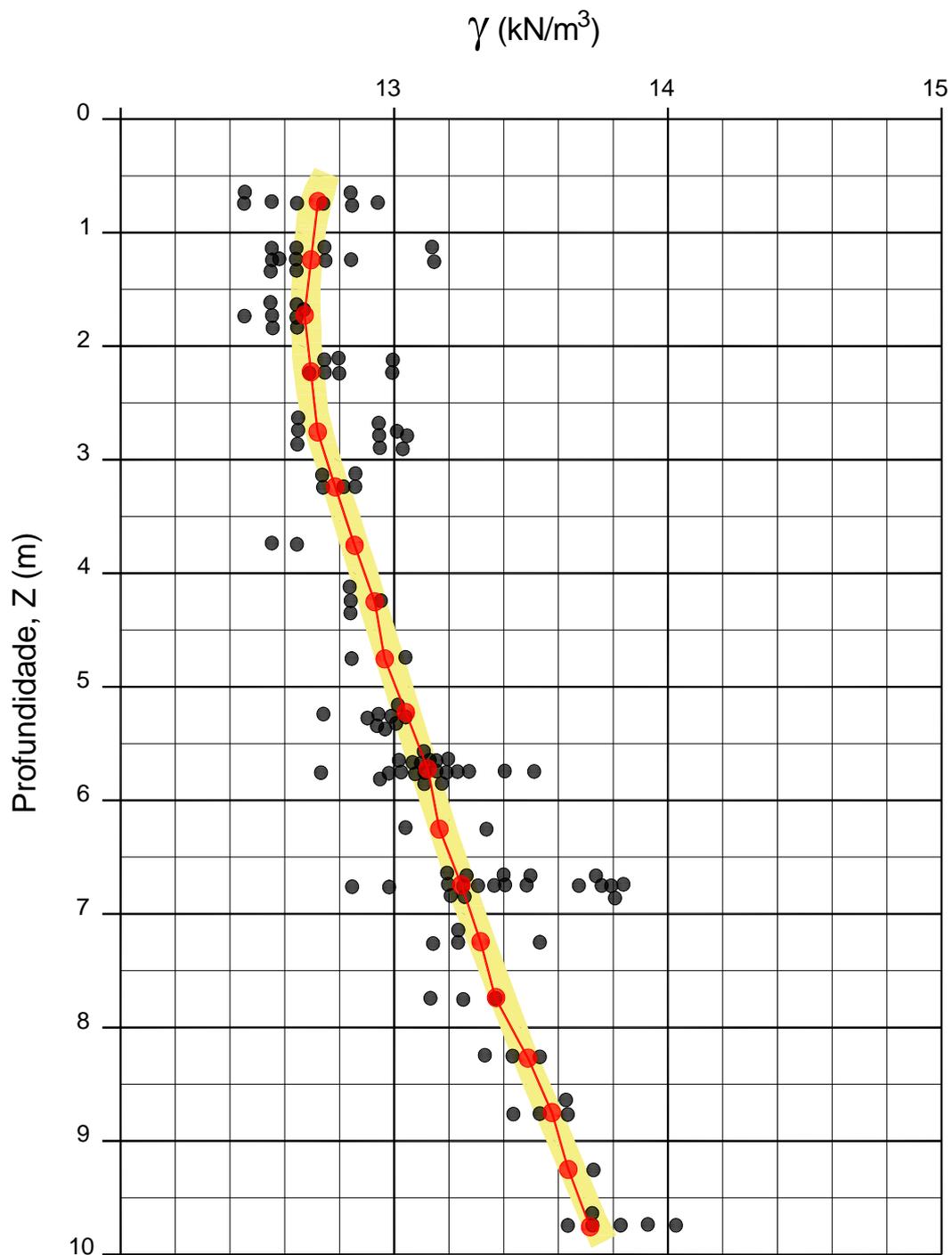


Figura 3.44 Peso específico (γ) x profundidade (z) para o depósito do Sarapuí (Martins, 2007).

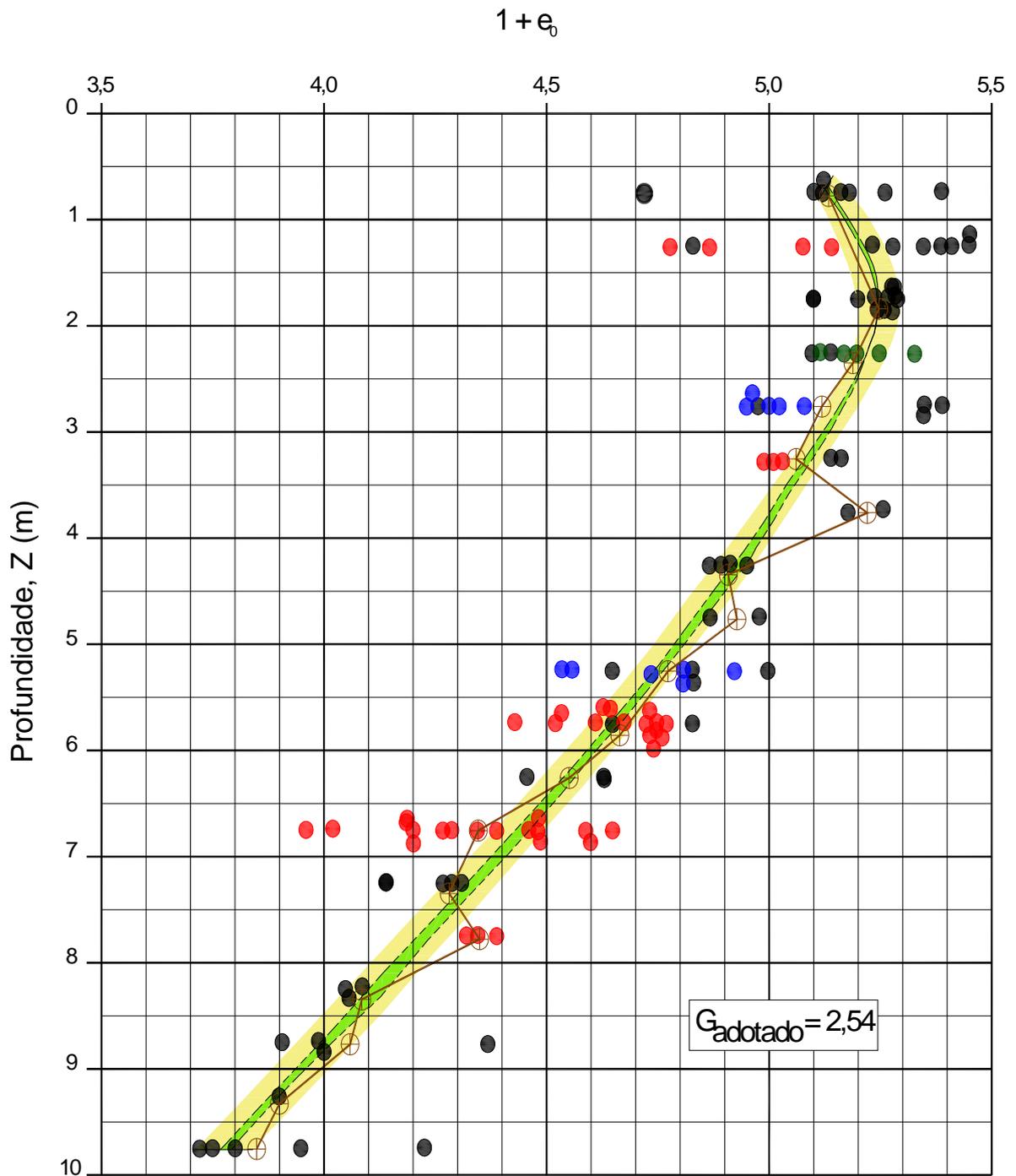


Figura 3.45 Variação do índice de vazios (e) x profundidade (z) para o depósito do Sarapu Martins (2007).

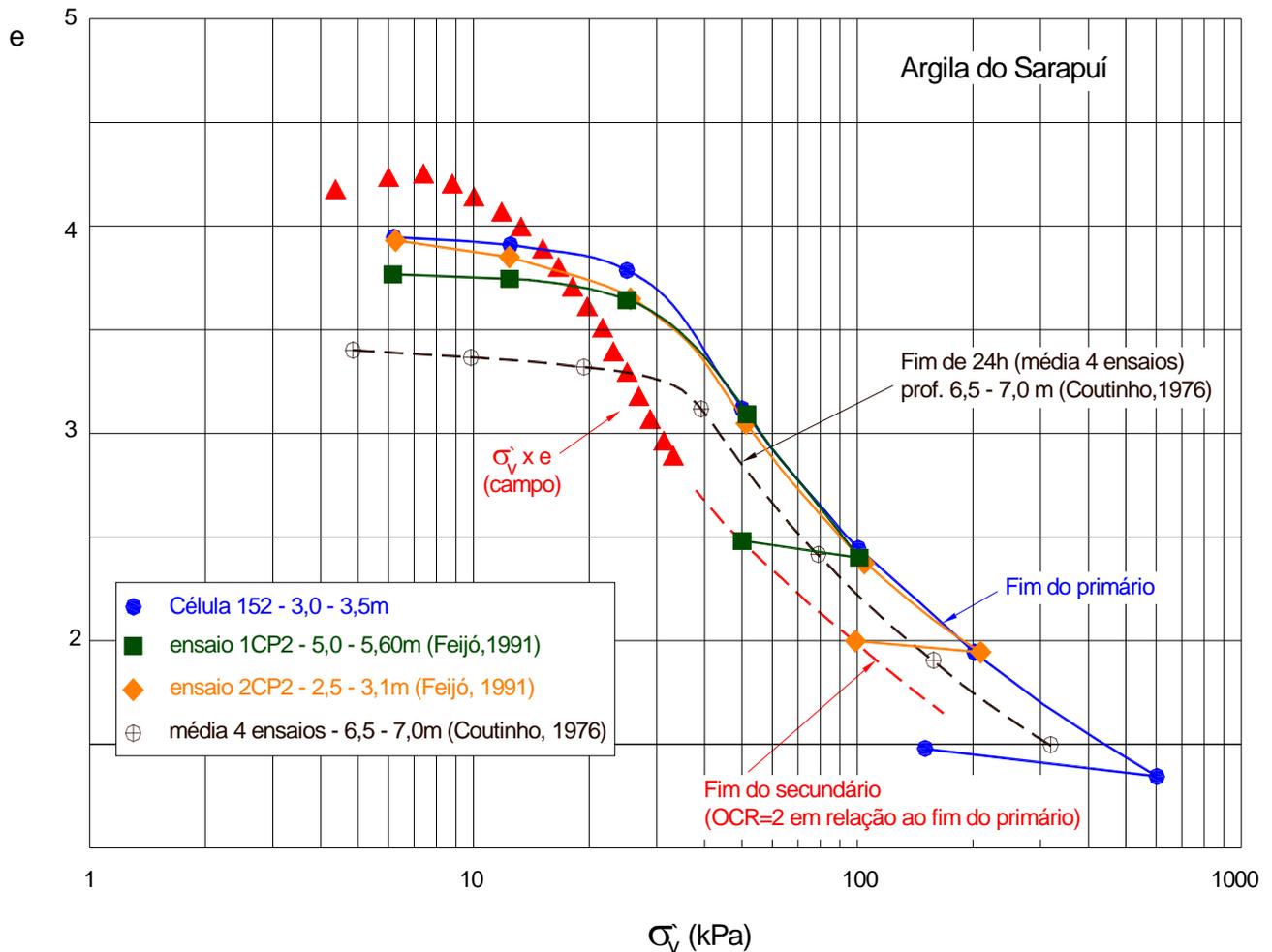


Figura 3.46 Curvas $(e, \sigma'_{v,0})$ de campo e (e, σ'_v) de laboratório para a Argila do Sarapuí (Martins, 2007).

É importante notar que a linha de fim de secundário, por ser a curva de compressão correspondente à velocidade de deformação igual a zero, é uma propriedade do solo, o que não acontece com a curva de compressão de fim do primário (EOP) e a de 24 h.

A importância da linha de fim do secundário reside no fato de que, de posse dela, se pode não só estimar a magnitude do recalque por adensamento secundário como também saber a sua importância relativa à compressão primária. Assim, com a linha de fim do secundário, pode-se também avaliar se o uso da teoria de Terzaghi e Frölich é adequado ou não, para prever a evolução dos recalques por adensamento com o tempo. Esses aspectos estão ilustrados nas figuras (3.47a) e (3.47b).

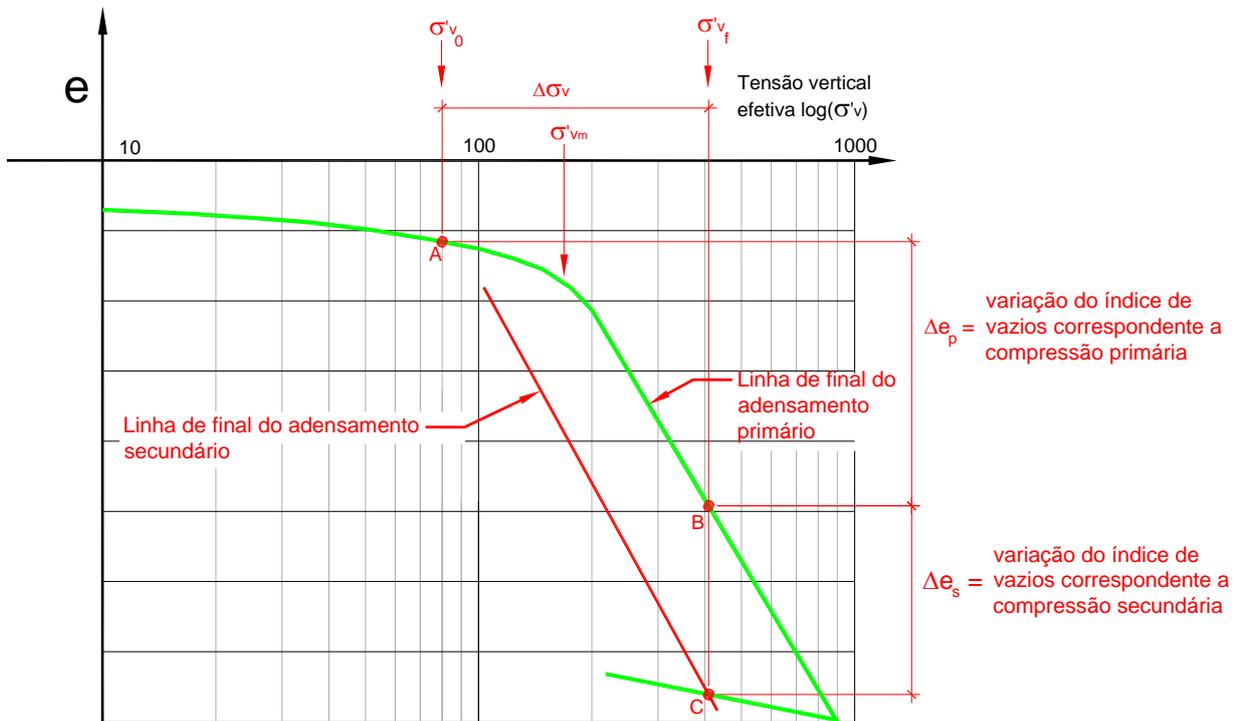


Figura 3.47a Importância da linha de final do adensamento secundário.

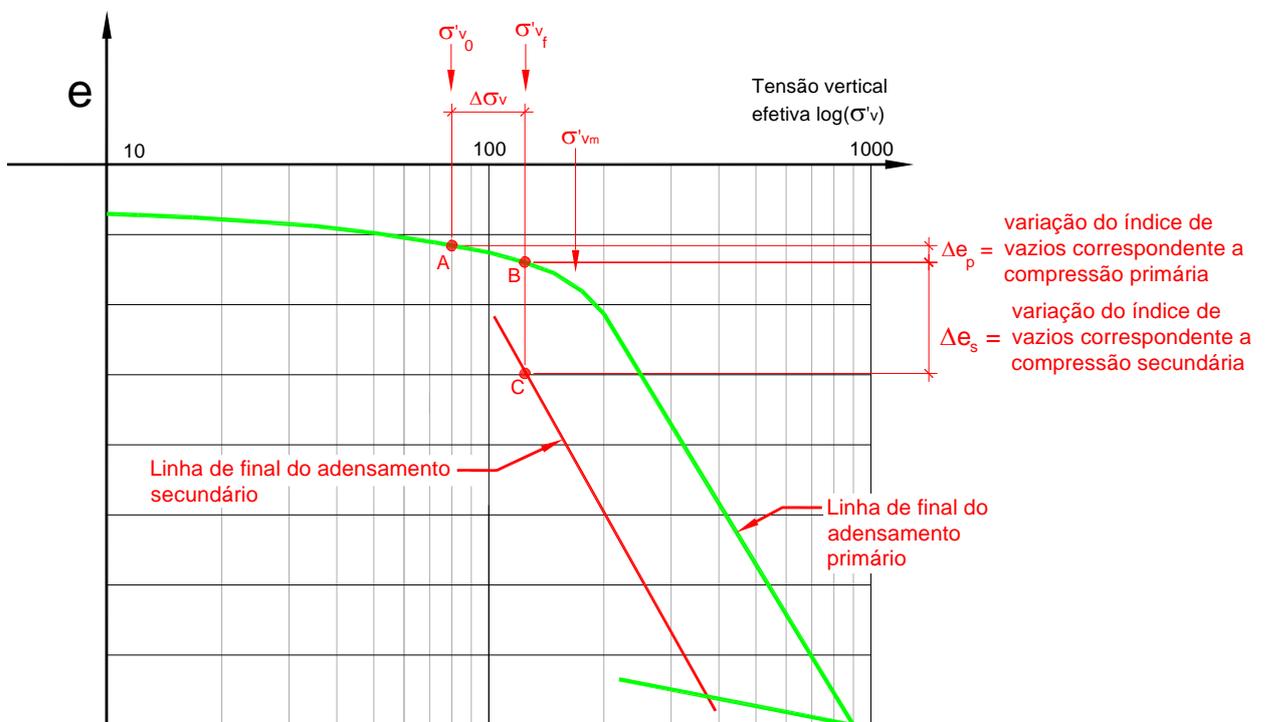


Figura 3.47b Importância da linha de final do adensamento secundário.

No que diz respeito à Argila de Santos, Aguiar (2008) realizou ensaios de adensamento e relaxação de tensões de longa duração, ambos sob condição edométrica. Tais ensaios fizeram parte de um programa de investigação de laboratório, com o intuito de obter as características de compressibilidade e de adensamento da argila do canal do Porto de Santos, na região da Ilha Barnabé. Um dos objetivos desse programa de ensaios era o de determinar a linha de fim de secundário. As amostras ensaiadas foram identificadas, pelas características descritas por Massad (1994, 1999), como sedimentos flúvio-lagunares e de baías (SFL).

Todos os ensaios foram realizados sob temperatura controlada. Para a determinação da duração de cada estágio de adensamento foi utilizado um critério baseado na velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$). Tal critério consistiu na aplicação de novo incremento de carga, todas as vezes em que o corpo de prova atingia a velocidade $\dot{\epsilon}_v$ igual a $10^{-6} s^{-1}$. De acordo com a experiência do Grupo de Reologia da COPPE em trabalhos anteriores, essa velocidade corresponde à primeira potência inteira de 10 após o “fim” do adensamento primário, para corpos de prova cuja distância de drenagem é menor ou igual a 1cm.

Amparado pelo trabalho de Leroueil et al. (1985) e pela hipótese de trabalho do Grupo de Reologia da COPPE de que $\sigma'_v = \sigma'_{vs}(e) + \sigma'_{v\eta}(e, \dot{\epsilon}_v)$, Aguiar (2008) defende o traçado da curva de compressibilidade correspondente a uma só velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$). Conclui que tal procedimento é mais coerente do que o traçado das curvas de compressão, utilizando dados correspondentes a estágios de 24 horas ou aqueles associados ao fim do adensamento primário. Isto ocorre, porque as curvas de compressão (e, σ'_v) ou (ϵ_v, σ'_v) associadas ao fim do primário ou 24 h não correspondem a uma mesma velocidade de deformação ($\dot{\epsilon}_v$). Além disso, uma vantagem adicional deste critério é a possibilidade de realizar ensaios de adensamento com razões incrementais de carregamento $\Delta\sigma/\sigma = 1,0$ até a tensão vertical de 800kPa, em apenas dois dias .

A expressão utilizada por Aguiar (2008) para o cálculo da velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$) do corpo de prova foi:

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\Delta H / H}{\Delta t} \quad (3.21),$$

onde ΔH é a variação da altura do corpo de prova entre duas leituras consecutivas do extensômetro durante o adensamento (leituras i e $i+1$), H é a altura do corpo de prova correspondente à leitura i e Δt é o intervalo de tempo entre as leituras i e $i+1$.

Além das conclusões acima, Aguiar (2008) conclui também que das seis amostras ensaiadas aquelas que são francamente argilosas apresentam valores do coeficiente de adensamento (c_v) entre $0,9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $4,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, situando-se dentro do domínio descrito por Massad (1999), para as argilas de SFL. Já os valores de $C_c/(1+e_0)$ situam-se entre 0,45 e 0,66, apresentando-se, em geral, um pouco superiores ao limite superior que o descrito por Massad (1999), para as argilas de SFL. Essas diferenças foram atribuídas a uma suposta qualidade superior das amostras ensaiadas por Aguiar (2008), já que o procedimento da amostragem foi especificado e acompanhado no campo.

Embora Aguiar (2008) não tenha podido levar a cabo a determinação da linha de fim de secundário devido à exiguidade de tempo, os ensaios de adensamento secundário e de relaxação de tensões por ele realizados na célula de adensamento convencional permitiram as seguintes conclusões:

- (a) A exigência do cumprimento da NBR-9820/1997, da “especificação técnica para coleta de amostras indeformadas” (Aguiar, 2008), garantiram a obtenção de amostras de boa qualidade.
- (b) Os cuidados na moldagem dos corpos de prova, seguindo as recomendações de Ladd e DeGroot (2003), e na execução dos ensaios contribuíram para a excelente qualidade dos resultados obtidos.
- (c) Na relaxação imperfeita de tensões, decorrente da compressibilidade do anel dinamométrico usado no lugar da célula de carga utilizada por Garcia (1996) (ver figura 3.39), o caminho seguido no plano $e \times \log(\sigma'_v)$ é inclinado e marcha em

direção à linha de fim do secundário. Assim, durante a relaxação imperfeita, ocorre tanto relaxação de tensões quanto adensamento secundário.

- (d) O acompanhamento do adensamento secundário e da relaxação imperfeita de tensões possibilitou a obtenção de uma família de curvas $e \times \log(\sigma'_v)$, cada uma associada a uma velocidade de deformação ($\dot{\epsilon}_v$), dada pela expressão (3.21). Essas curvas se apresentaram paralelas umas às outras.
- (e) Quanto maior o valor do *OCR* gerado no descarregamento, menor é a velocidade de reentrada na compressão secundária.
- (f) Para a amostra (6), a de maior índice de plasticidade, um descarregamento gerando $OCR = 1,8$, aplicado com a velocidade $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$, fez com que o corpo de prova, após expansão primária, voltasse a recomprimir com uma velocidade de $2,5 \times 10^{-10} s^{-1}$, após 3000 minutos. Isto indica que, para a referida amostra, o *OCR* correspondente à linha de fim do secundário deve ser ligeiramente maior do que 1,8.
- (g) Foi constatado que a temperatura acelera os fenômenos do adensamento secundário e da relaxação imperfeita.
- (h) Os resultados obtidos mostraram-se coerentes com a hipótese de que a tensão vertical efetiva (σ'_v) é composta por uma parcela viscosa $\sigma'_{v\eta}(e, \dot{\epsilon}_v)$ e uma parcela $\sigma'_{vs}(e)$ que se estabelece nos contatos sólido-sólido. Segundo o referido modelo, tanto durante o adensamento secundário como na relaxação de tensões imperfeita, ocorre transferência da parcela viscosa da tensão vertical efetiva ($\sigma'_{v\eta}$) para a parcela (σ'_{vs}). Lançando-se mão deste mecanismo, foi possível quantificar a transferência da parcela viscosa da tensão vertical efetiva para a parcela sólido-sólido e relacioná-la à velocidade de deformação ($\dot{\epsilon}_v$) durante o adensamento secundário e a relaxação imperfeita de tensões.

- (i) Consoante o modelo do Grupo de Reologia da COPPE, não é a variação da tensão vertical efetiva que responde pela variação de volume, mas sim a variação da parcela sólido-sólido da tensão vertical efetiva.

- (j) Todos os fenômenos reológicos observados na argila estudada estão de acordo com o modelo proposto pelo Grupo de Reologia da COPPE.

É essa mesma Argila de Santos a que será estudada nesta dissertação, como continuação do programa de ensaios iniciado por Aguiar (2008).

4.1 – INTRODUÇÃO

Segundo Massad (1985, 1994 e 1999), o entendimento sobre a origem geológica dos sedimentos marinhos da costa brasileira até meados da década de 80 era o de que as argilas orgânicas moles do litoral brasileiro se haviam formado num ciclo ininterrupto de sedimentação e de que, portanto, possuíam uma “história geológica simples”. Foi baseado nessa crença de história simples que se atribuiu ao “aging” (adensamento secundário) o fato observado, tanto no Rio de Janeiro quanto em Santos, de que mesmo as argilas moles possuíam um leve sobreadensamento.

Contando a história de como evoluíram os conhecimentos a respeito da formação da Baixada Santista, mostrada esquematicamente na figura (4.1), Massad (1985, 1994 e 1999) citou o caso ocorrido em fins da década de 40, quando engenheiros do IPT, ao estudarem as fundações da ponte sobre o Canal do Casqueiro, na Via Anchieta (figura 4.1), depararam-se com dois horizontes nitidamente distintos de “argilas orgânicas”. Um superior, de consistência mole, e um inferior, de consistência rija.

Provavelmente influenciados pela crença na “história geológica simples”, os engenheiros que se deparavam com casos de ocorrência de argilas médias ou duras tratavam-nos como isolados. Exemplo disso foi o “caso inusitado” relatado por Teixeira (1960), ao descrever um subsolo atípico em São Vicente.

Voltando à história da evolução dos conhecimentos a respeito da formação das planícies costeiras do litoral paulista, o fato é que, até meados da década de 80, não havia respostas para explicar todos esses casos de forma consistente. De acordo com Massad (1985), essas respostas só viriam com os estudos de Suguio e Martin (1978, 1981), ligando intimamente o mecanismo de formação dos sedimentos marinhos das planícies costeiras com as variações do nível relativo do mar durante o quaternário.

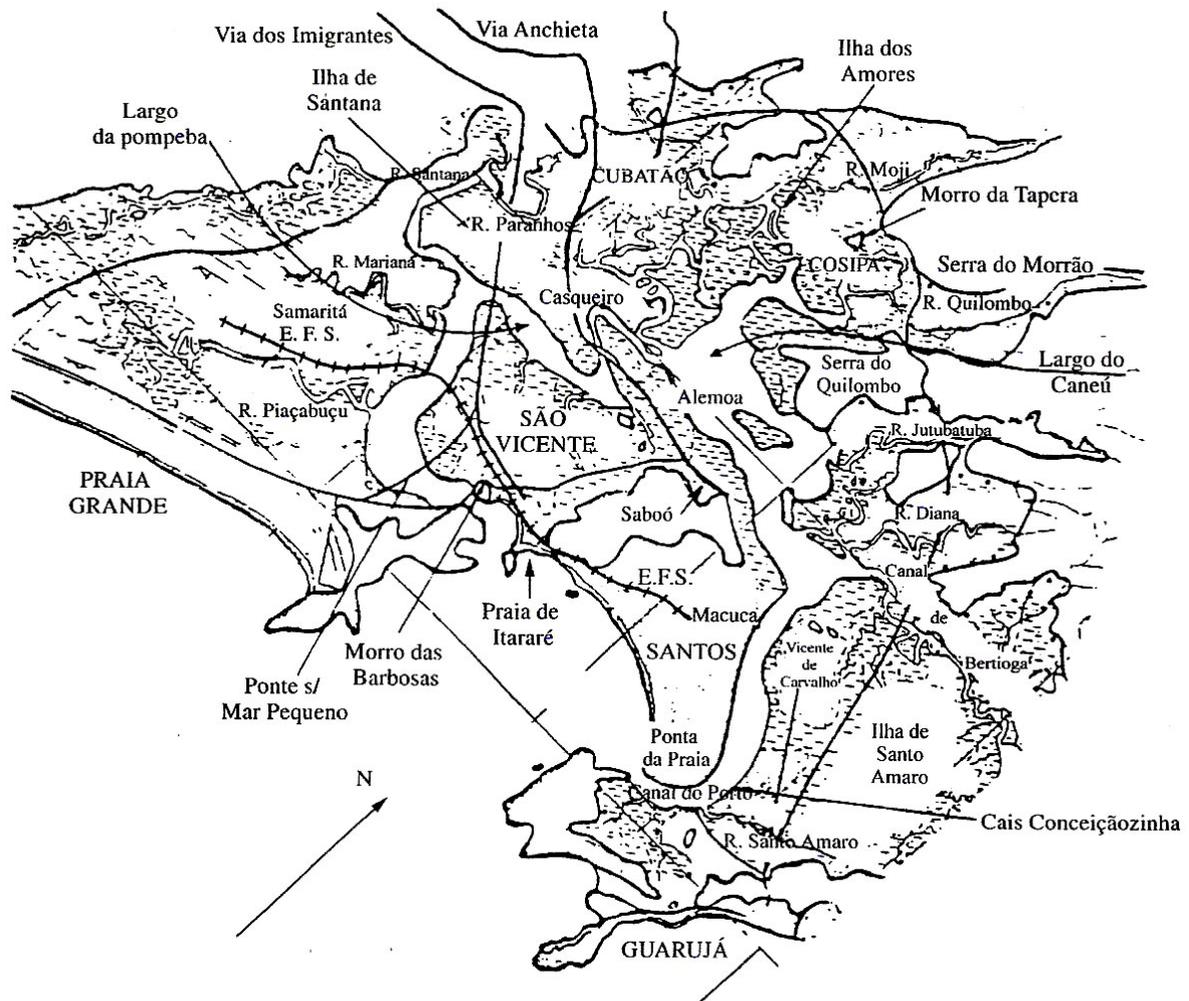


Figura 4.1 Mapa esquemático da Baixada Santista (Massad, 1994).

Segundo Massad (1985), os trabalhos de Suguio e Martin (1978 e 1981), foram de fundamental importância para o conhecimento da origem desses sedimentos. De acordo com Suguio e Martin (1994), o mapeamento sistemático dos depósitos quaternários sedimentares das planícies costeiras e datações de amostras pelo método do radiocarbono, em mais de 100 amostras, permitiram identificar evidências incontestáveis deixadas por diversas fases de transgressão e regressão do mar ocorridas durante o quaternário. Tais evidências são:

- (a) Evidências geológicas – Os depósitos marinhos quaternários situados acima do nível do mar atual constituem evidências de paleoníveis marinhos mais altos do que o atual.
- (b) Evidências biológicas – A existência de paleoníveis marinhos mais altos do que o atual é evidenciada por incrustações de vermetídeos (gastrópodes), ostras, corais e cracas, bem como tocas de ouriços situados acima do nível de vida desses organismos.
- (c) Evidências pré-históricas – A posição geográfica de diversos sambaquis atribuídos aos antigos índios da zona litorânea é encontrada nas planícies costeiras da metade sul do Estado de São Paulo. A posição geográfica desses sambaquis, frequentemente situados no interior do continente (até mais de 30 km da atual linha de costa), só pode ser explicada, segundo Suguio e Martin (1994), pela maior extensão lagunar existente na época e, conseqüentemente, por um nível marinho mais alto do que o atual.

Segundo Suguio e Martin (1994), 120.000 anos antes do presente (A.P) o nível relativo do mar estava provavelmente 8 ± 2 m acima do atual. Esse episódio de nível marinho mais alto é conhecido como Transgressão Cananéia, no litoral paulista, ou como Penúltima Transgressão, nas planícies costeiras da Bahia, Sergipe e Alagoas. Foi nesse período que se formaram os sedimentos pleistocênicos dos quais fazem parte as Argilas Transicionais (ATs) (Massad, 1999).

No Holoceno, os paleoníveis mais altos de que se tem notícia no litoral brasileiro (nordeste, leste e sudeste) foram bem definidos em função de numerosas reconstruções no espaço e no tempo, realizadas através de mais de 700 datações feitas por intermédio do carbono 14 (isótopo radioativo do carbono). Essa e outras técnicas têm fornecido informações sobre as variações do nível do mar nos últimos 7.000 anos. A análise de todos esses dados permitiu o delineamento de curvas parciais ou completas das flutuações do nível relativo do mar para vários setores da costa brasileira.

Segundo Suguio e Martin (1994), o nível relativo do mar mais alto e mais recente aconteceu durante a chamada Transgressão Santos, com o pico máximo

ocorrendo há cerca de 5.150 anos antes do presente (A.P.). A figura (4.2) mostra as curvas de variação do nível relativo do mar durante os últimos 7.000 anos, ao longo do litoral paulista e em Salvador – Bahia.

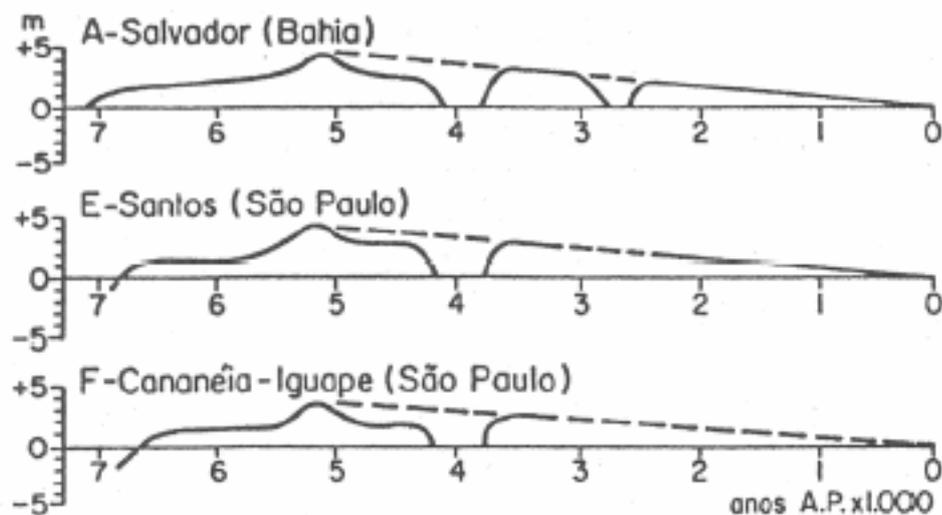


Figura 4.2 Curvas de variação do nível relativo do mar nos últimos 7.000 anos, no litoral paulista e em Salvador-Bahia (Suguio e Martins, 1994).

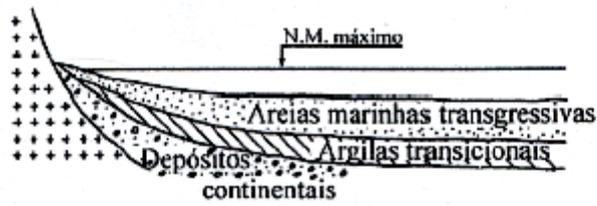
Observa-se na figura (4.2) que o nível relativo do mar atingiu um pico de máximo por volta de 5.150 A.P., ao longo do litoral brasileiro do nordeste ao sudeste. Todas as curvas apresentam a mesma configuração, com exceção da amplitude dos picos. Ainda segundo Suguio e Martin (1994), após o pico ocorrido há 5.150 anos, todos os setores parecem ter passado por duas “rápidas” oscilações do nível relativo do mar, de 2 a 3 m. Em resumo, as costas nordeste, leste e sudeste do Brasil sofreram um processo de submersão até 5.150 anos A.P., seguida por emersão, até os dias de hoje. É preciso que se tenha conhecimento desses episódios, para que se possa então apresentar o modelo de evolução geológica das planícies costeiras paulistas, de acordo com a concepção de Suguio e Martin (1994).

4.2 – SEDIMENTAÇÃO NA PLANÍCIE COSTEIRA DE SANTOS

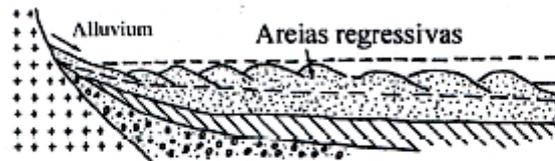
De acordo com o modelo concebido por Suguio e Martin (1981 e 1994) e os comentários de Massad (1985 e 1999), a sedimentação na planície costeira de Santos seguiu os estádios mostrados na figura (4.3).

- (a) Primeiro estágio - Durante o máximo da Transgressão Cananéia, ocorrido há 120.000 anos A.P., o mar deve ter atingido o sopé da Serra do Mar, quando foram depositados os sedimentos pleistocênicos em ambiente continental e marinho. Tais sedimentos são argilosos (Argilas Transicionais – ATs) ou arenosos em sua base e arenosos em seu topo (Areias Transgressivas).
- (b) Segundo estágio – Iniciou-se uma fase regressiva, quando então foram depositados “cordões litorâneos” por sobre os depósitos de areias marinhas transgressivas da Formação Cananéia.
- (c) Terceiro estágio - Com o último máximo da última glaciação, ocorrido há 15.000 anos, o nível do mar esteve mais de 100 m abaixo do nível atual. Com isso, deve ter havido erosão dos depósitos da Formação Cananéia pelos rios que drenavam a planície costeira. Esse episódio teria importante consequência geotécnica, porque teria submetido as argilas transicionais a um adensamento sob tensões verticais correspondentes ao peso total de terras existentes acima do nível do mar de então.
- (d) Quarto estágio - Com o início da Transgressão Santos, o nível do mar subiu rapidamente, ultrapassando o nível atual entre 7.000 e 6.000 A.P. Desse modo, o mar invadiu as áreas baixas erodidas, formando um extenso sistema lagunar. Foi nesse ambiente de lagunas, canais, baías e estuários que se depositaram sedimentos areno-argilosos ricos em matéria orgânica, sedimentos estes chamados de Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL). Esse processo atingiu seu clímax há 5.150 anos A.P., quando o nível relativo do mar esteve mais elevado. De forma simultânea, o mar deve ter também erodido as regiões mais altas da Formação Cananéia, redepositando as areias para formar depósitos marinhos holocênicos.

1º Estádio: máximo da transgressão - Cananéia (Pleistoceno)



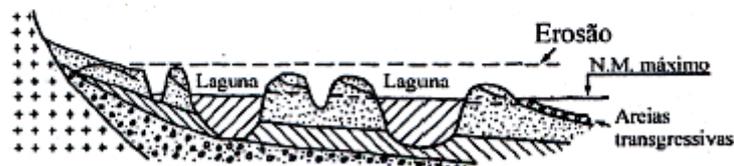
2º Estádio: Regressão e formação de cordões de areia



3º Estádio: Erosão parcial dos sedimentos marinhos



4º Estádio: Máximo da transgressão - Santos (Holoceno)



5º Estádio: Regressão em direção ao N.M. atual



MP – Marinho (Pleistoceno); MH – Marinho (Holoceno); LH – Laguna (Holoceno);
N.M. – Nível do Mar

Figura 4.3 Ilustração dos possíveis estádios da gênese das planícies sedimentares paulistas – retirado de Massad (1999).

- (e) Quinto estágio – Com o retorno do mar ao seu nível atual, foram formadas cristas praias regressivas holocênicas. Além disso, com as oscilações do nível do mar havidas durante a parte final da Transgressão Santos, foram produzidas várias gerações de cristas praias.

Num documento que se tornou um marco para aqueles que se interessam pelo estudo das argilas moles brasileiras, Massad (1985) iniciou um extensivo estudo, no sentido de analisar e interpretar a grande massa de informações geotécnicas da Baixada Santista, à luz dos mecanismos de formação daquela região sedimentar propostos por Suguio e Martin (1994).

Ao fim da primeira parte de seu trabalho, Massad (1985) coloca as seguintes perguntas:

- (i) *“As pesquisas de Suguio e Martin permitem explicar o achado de Teixeira de um bolsão de argila fortemente pré-adensado: trata-se de resquírios da Formação Cananéia. As camadas inferiores detectadas por sondagem no Canal do Casqueiro e na Via dos Imigrantes seriam da mesma formação? Existiriam resquírios desta formação a leste da Província de Santos, que poderiam ser detectados por sondagens ou outros ensaios geotécnicos?”*
- (ii) *“A “discordância” entre os sedimentos argilosos da Formação Cananéia e os sedimentos argilosos Holocênicos, cuja ocorrência é também um “achado” de Suguio e Martin, está relacionada com a separação constatada em diversos locais entre camada superior, muito mole a mole, e camada inferior, média a rija? E a ação eólica, tem algum reflexo nas propriedades das argilas da Baixada Santista?”*
- (i) *“Como explicar o sobre-adensamento dos sedimentos muito moles a moles da Baixada Santista? Teriam algo a haver com o fenômeno do “aging” de Bjerrum? Ou seriam de outra natureza?”*
- (iv) *É possível classificar os sedimentos argilosos da Baixada Santista em categorias que levem em conta a sua gênese?*

(v) *Como explicar o fato das velocidades de desenvolvimento dos recalques serem bem maiores do que era de se esperar, com base em ensaios de adensamento? Seria apenas uma questão de heterogeneidade dos sedimentos argilosos, que comportariam no seu seio lentes e finas camadas de areia?*

(vi) *Por que o efeito do adensamento secundário mostrou-se ser mais acentuado de que se previu, para os edifícios da Cidade de Santos?*

Foi com o objetivo de responder a tais perguntas que Massad (1985) tentou entrelaçar a geotecnia e a geologia da Baixada Santista. Tem sido esta a filosofia que pautou a série de trabalhos escritos por ele, cujo principal objetivo pode ser resumido com suas próprias palavras (Massad, 1985):

“Como resultado último pretende-se chegar a uma classificação genética dos sedimentos argilosos de sub-superfície, para fins de engenharia civil, separando-os em universos homogêneos, a fim de,....., estudar suas propriedades geotécnicas.”

4.3 - ARGILAS TRANSICIONAIS (ATs), ARGILAS DE SEDIMENTOS FLÚVIO-LAGUNARES (SFL) E ARGILAS DE MANGUES

Após examinar milhares de sondagens na região da Baixada Santista, Massad (1985) chega à conclusão de que é possível sim uma classificação genética dos sedimentos argilosos e propõe classificá-los em argilas de mangues, argilas de SFL (sedimentos flúvio-lagunares e de baías) e argilas transicionais (ATs).

As argilas transicionais (ATs) fazem parte dos sedimentos pleistocênicos, mistos de solos continentais e marinhos. As ATs são argilas muito sobreadensadas com tensões de sobreadensamento que podem atingir valores da ordem de 500 kPa e apresentar índices de resistência à penetração, medidos no SPT, acima de 5, podendo atingir 25 golpes ou mais.

Massad (1999) dá como exemplo de ATs as argilas que ocorrem abaixo dos 20-25 m de profundidade (às vezes 15m), em toda a região a oeste do Largo do Caneú, incluindo Alemoa e Casqueiro. Segundo Massad (1985, 1994 e 1999), resquírios das

ATs foram também encontrados na Ilha de Santo Amaro e junto ao cais do “Ferry Boat” que faz a travessia do canal do porto para o Guarujá, abaixo das profundidades de 30-40m, como mostrado na figura (4.4).

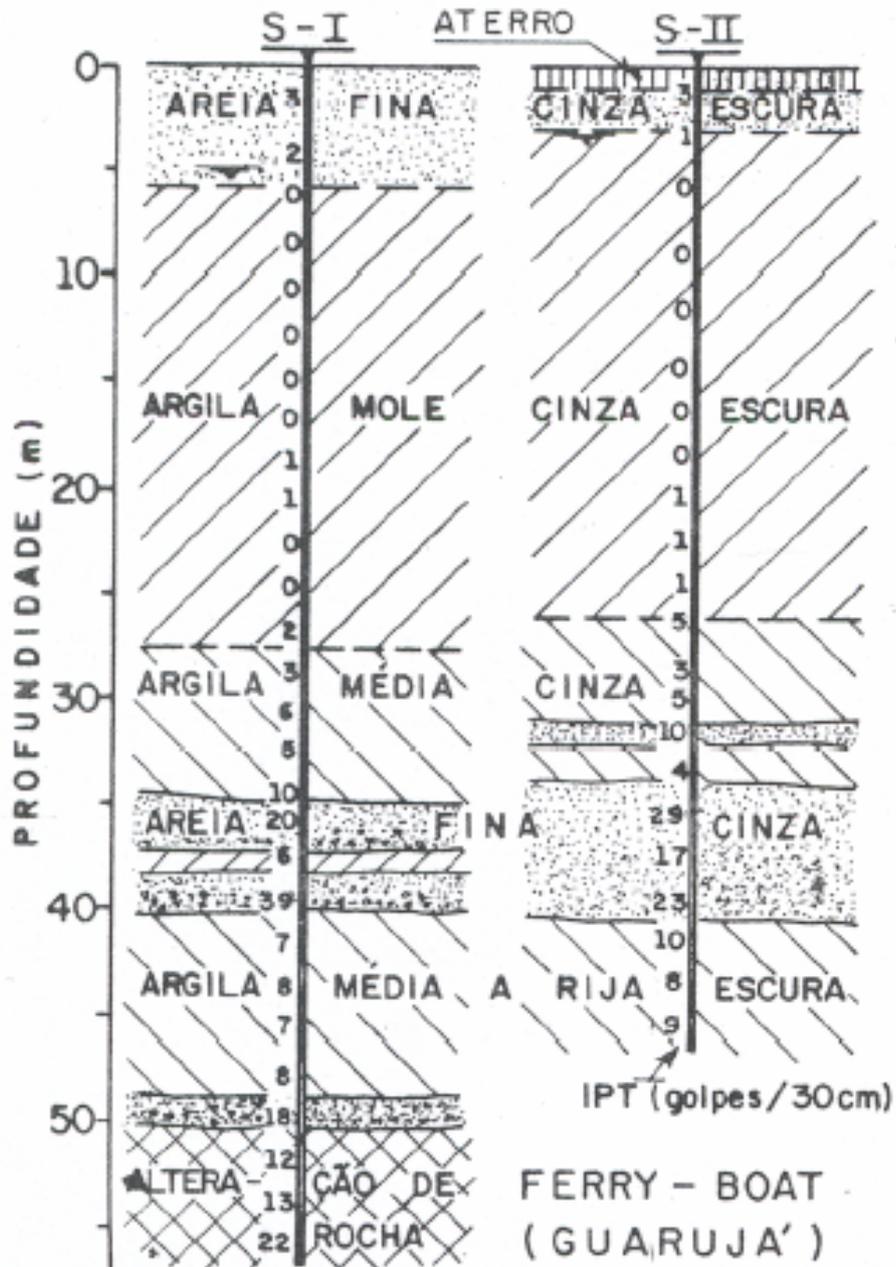


Figura 4.4 Perfis de sondagens - Cais do “ferry-boat” de Guarujá (Massad, 1994).

Dentre os sedimentos holocênicos, destacam-se as Argilas de SFL (Sedimentos Flúvio-Lagunares). Tais argilas se caracterizam por apresentar índices de resistência à penetração no SPT entre 0 e 2 golpes. Tratam-se, em geral, segundo Massad (1999), de solos levemente sobreadensados em razão das oscilações negativas do mar mostradas na figura (4.2), exceto em locais de ação eólica, como é o caso da Ilha de Santo Amaro. A camada de argila mole indicada na figura (4.4) é do tipo SFL e se mostra nitidamente discordante das camadas inferiores de argilas médias a rijas (ATs).

De acordo com Massad (1999), há indícios da existência de paleolagunas anteriores a 7.000 anos A.P. que podem ter dado origem às argilas do tipo SFL da cidade de Santos, pois sobre elas estão assentadas areias regressivas, provavelmente de 5.100 anos de idade (segundo Martin et al., 1982 citados por Massad, 1999).

A respeito desse assunto, é mais ilustrativo transcrever os dois seguintes trechos de Massad (1999):

“Em trabalho recente (Massad et al., 1996) foi feita a hipótese, considerada bastante plausível, de que os SFL da Baixada Santista também se depositaram nesta época” - há cerca de 5100 anos - “por um mecanismo de ilhas-barreira e lagunas, conforme esquema concebido por Martin et al. (1993). Segundo estes autores, durante os períodos de submersão do Holoceno, formaram-se algumas ilhas-barreiras, e, no seu costado, lagunas, que permaneceram parcialmente isoladas, por longos períodos, numa condição de nível do mar quase-estável. Com o abaixamento do nível do mar (períodos de emersão do continente), foram gerados cordões de areia (“beach ridges”), isolando completamente as lagunas do alto mar e provocando o seu secamento. Mais tarde, desenvolveram-se os deltas intra-lagunares em águas marinhas tranqüilas”.

“São também dignos de nota dois eventos que podem estar relacionados com o sobre-adensamento das argilas marinhas brasileiras. O primeiro diz respeito ao deslocamento das ilhas-barreiras em direção ao continente, fato que ocorreu há cerca de 5.100 anos (ver a figura (4.2)), quando o nível do mar estava subindo, aproximando-se do seu nível holocênico máximo. O segundo evento refere-se à presença de dunas ativas no Holoceno, em diversos locais, destacando-se Samaritá e parte da Ilha de Santo Amaro, na faixa que dá de frente para o Canal do Porto...”.

Ainda segundo Massad (1999), as Argilas de SFL algumas vezes se mostram homogêneas com a entremeação de camadas de areias contínuas, com espessuras constantes. O termo usado para descrever essa feição é “calmaria”. Esse é o caso encontrado na Ilha de Santo Amaro. Nessa região a erosão que antecedeu a Transgressão Santos teria atingido o topo rochoso, o que teria feito com que, durante a referida Transgressão, se formasse ali uma grande baía ou laguna onde foram depositados os sedimentos em “águas paradas”.

Em outros lugares, os SFL apresentam-se heterogêneos, como na Ilha de Santana ou Candinha.

Ao longo do canal do Porto de Santos, desde o Largo do Caneú até Conceiçãozinha, passando por locais como Alemoa, Saboó e Macuco, os solos de SFL mostram-se mais arenosos, o que se reflete nos pesos específicos naturais mais elevados e nos valores mais baixos dos índices de compressão.

As argilas de mangues, de deposição recente, apresentam índices de resistência à penetração, medidos no SPT, iguais a zero. As argilas de mangues encontram-se sedimentadas sobre os SFL, nas margens e fundos de canais, braços de marés e da rede de drenagem. Alguns casos apresentam alternâncias caóticas de argilas arenosas e areias argilosas, com consistência de vasa.

4.4 – IDENTIFICAÇÃO DAS ARGILAS PERTENCENTES ÀS DIFERENTES UNIDADES GENÉTICAS

O trabalho de Massad (1985) não só ratificou a existência das três unidades genéticas dos sedimentos argilosos da Baixada Santista como se propôs a responder às seguintes perguntas de interesse fundamental para a prática da engenharia geotécnica na região:

- (i) É possível identificar uma argila da Baixada Santista como pertencente a uma das três unidades genéticas (argilas de mangues, SFLs e ATs) através do emprego dos chamados ensaios de caracterização utilizados na Mecânica dos Solos? Em caso negativo, como resolver a questão?

(ii) O que dizer da composição mineralógica e da estrutura (“fabric”) dos sedimentos das diversas unidades?

(iii) As unidades genéticas seriam de algum interesse para a prática da Geotecnia?

(iv) Como variam as propriedades de engenharia dentro de cada unidade e quando se passa de uma unidade para outra?

Para responder a todas essas perguntas, Massad (1985) comparou os resultados de inúmeros ensaios realizados em amostras oriundas das três unidades genéticas. Tais resultados foram compilados e reunidos por Massad (1999) na tabela (4.1).

A tabela (4.1) mostra que, devido à semelhança, os resultados dos ensaios de caracterização, rotineiramente realizados pelos laboratórios de Geotecnia, são de pouca ou nenhuma utilidade na identificação das amostras pertencentes a uma ou outra unidade genética.

Quanto à composição mineralógica dos sedimentos da Baixada Santista, as análises revelaram que a caulinita predomina tanto nas ATs quanto nas argilas de SFL situadas no lado oeste. Já a leste da Baixada Santista, predomina nas argilas de SFL a montmorilonita, provavelmente devido ao ambiente de sedimentação ocorrida em águas paradas de lagunas ou baías. Assim, sob esse aspecto, a composição mineralógica não permitiria a distinção de uma unidade da outra, mas apenas daria uma informação a respeito do provável local geográfico de onde a amostra seria proveniente.

No que concerne às estruturas (“fabric”), Massad (1985) verificou uma grande variedade de arranjos, mesmo considerando uma mesma unidade genética, ainda que prevaleçam as matrizes de argila. Há, entretanto, nas argilas de SFL da região leste uma estrutura mais aberta, característica que as distingue das que se situam na região oeste, com sistemas de partículas parcialmente discerníveis. A explicação para essa diferença talvez esteja também no fato de que a oeste as argilas de SFL terem sido oriundas do retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananéia, ao passo que a leste as argilas de SFL se formaram em grande lagoa ou baía para onde se dirigiram novos sedimentos.

Tabela 4.1 Diferenças e semelhanças entre as Argilas de Mangues, Argilas de SFL e Argilas Transicionais (ATs) – Massad (1999).

Características	Mangue	SFL	AT
Profundidade (m)	≤5	≤50	20 ≤ z ≤ 45
c	> 4	2-4	< 2
$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	< 30	30-200	200-700
RSA	1	1,1-2,5	> 2,5
SPT	0	0-4	5-25
s_u	3	10-60	> 100
γ_n (kN/m ³)	13,0	13,5-16,3	15,0-16,3
Argilo-minerais	K/I	K/M/I	K/I
Materia orgânica	25%	6% (1)	4% (1)
Sensitividade	-	4-5	-
ϕ' (1) e (2)	-	24	19
$C_{\alpha\epsilon}$ (%)	-	3-6	-
C_v^{Lab} (cm ² /s) (3)	(0,4-400).10 ⁻⁴	(0,3-10).10 ⁻⁴	(3-7).10 ⁻⁴
C_v^{Lab}/C_v^{Campo}	-	15-100	-
Adesão em estacas(kPa)	-	20-30	60-80
δ (kN/m ³)	26,5	26,6	26,0
% < 5 μ	-	20-90	20-70
LL	40-150	40-150	40-150
IP	30-90	20-90	40-90
IA	1,2-2,2	0,7-3	0,8-2,0
IL (%)	50-160	50-160	20-90
$C_c/(1+e_0)$	0,35-0,39 (0,36)	0,33-0,51 (0,43)	0,35-0,43 (0,39)
C_r/C_c (%)	12	8-12	9
$\bar{E}_I/\bar{\sigma}_a$ (RSA > 1)	13	13-18	11
$\bar{E}_I/\bar{\sigma}_v$ ($\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_v \leq 2\bar{\sigma}_a$)	8	6-10	7-11
$\bar{E}_I/\bar{\sigma}_v$ ($\bar{\sigma}_v \geq 2\bar{\sigma}_a$)	6-7	5-7	5-7
E_I/s_u (4)	-	138	143
E_{50}/s_u (4)	-	237	234
$s_u/\bar{\sigma}_c$ (4)	-	0,34RSA ^{0,78}	0,40RSA ^{0,60}
$s_u/\bar{\sigma}_a$ (4)	-	0,28	0,30
K_o (LAB)	-	0,57RSA ^{0,45}	0,58RSA ^{0,45}

Legenda: (1) - Para teores de argila (% < 5 μ) ≥ 50%; (2) ϕ' DE ENSAIOS CID ou S; (3) Normalmente Adensada; (4) ENSAIOS CIU ou R; (5) K - Caulinita; M - Montmorilonita; e I - Ilita.

O autor desta dissertação gostaria de chamar a atenção para o fato de que a “matriz argilosa aberta”, característica da estrutura das argilas de SFL encontradas no lado leste da Baixada Santista, se deve, muito provavelmente, à presença da montmorilonita nesta região. Se isto for verdade, deve-se esperar que, de maneira geral, as argilas de SFL da região leste apresentem compressibilidades e limites de liquidez mais elevados que as da região oeste. Isso fica bem claro quando se comparam os valores de C_c e LL para a Alemoa e Jardim Casqueiro na região oeste com os obtidos na região leste para o vale do Rio Diana e Canal de Bertiooga, segundo a tabela (IV.2) de Massad (1985).

Embora seja um aspecto interessante, o autor desta dissertação também é de opinião que essas “diferenças” devam ser vistas com cautela, em virtude dos diferentes avisos dados por Massad (1985), como o retirado da página 60 e transcrito abaixo:

“Novamente cabem aqui observações já feitas sobre o “envelhecimento” das informações disponíveis. Parte dos dados a serem manipulados foram obtidos em condições de amostragem e ensaio diferentes ao longo do tempo, o que exigiu cautela na análise dos resultados obtidos.”

Voltando à questão da identificação, já que não há como distinguir uma unidade genética da outra através de ensaios de caracterização ou da presença de argilo-minerais, que parâmetros poderiam permitir a diferenciação peremptória das três unidades genéticas? Na opinião de Massad (1985) essa resposta estaria nas tensões de sobreadensamento associadas aos índices de vazios naturais.

Se esse raciocínio estiver correto, traçando-se um gráfico tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) x índice de vazios de campo (e_0) para amostras provenientes das três unidades genéticas, obter-se-á uma curva sobre a qual poderão ser estabelecidos os limites de variação da tensão de sobreadensamento para cada unidade genética. Assim, de posse do índice de vazios natural, um parâmetro de fácil obtenção, poder-se-ia identificar de antemão a unidade genética da qual aquela amostra seria proveniente. Tal relação σ'_{vm} x e_0 está apresentada na figura (4.5).

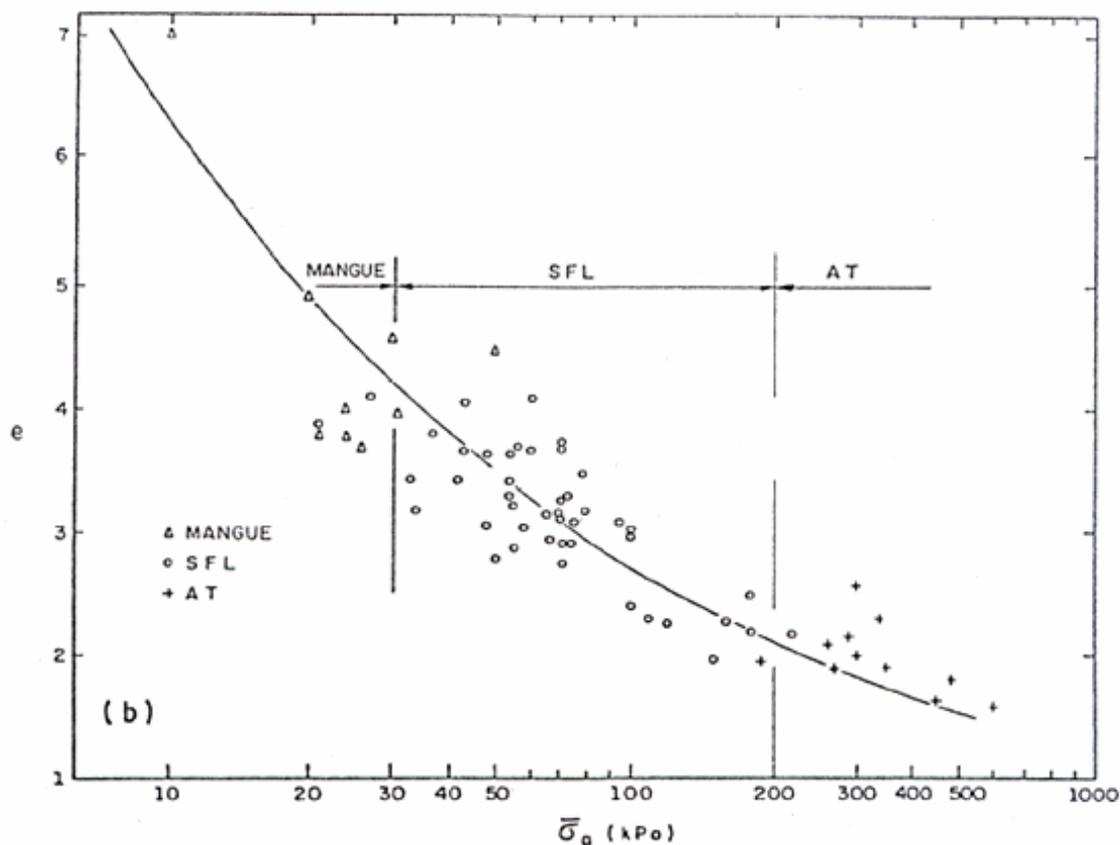


Figura 4.5 Relação $\sigma'_{vm} \times e_0$ para as três unidades genéticas – solos cuja % 5μ igual ou maior do que 50%, Massad (1985).

A figura (4.5) permitiu que Massad (1985) estabelecesse para cada unidade genética os limites da tensão de sobreadensamento e do índice de vazios de campo apresentados na tabela (4.1).

Outros parâmetros úteis na identificação de cada unidade genética são a resistência não-drenada (S_u) e o índice de resistência à penetração medido no SPT. Os limites de tais parâmetros para cada unidade genética também estão apresentados na tabela (4.1).

Há ainda dentro da unidade genética “argilas de SFL” uma subdivisão feita por Massad (1999), a saber: aquelas com $OCR \leq 2$ e índice de resistência à penetração $N_{spt}=0$ e aquelas com $OCR > 2$ e $1 \leq N_{spt} \leq 4$. Esses dois subgrupos estão apresentados nas tabelas (4.2) e (4.3).

Tabela 4.2 Parâmetros característicos das Argilas de SFL com $OCR \leq 2$ e $N_{spt}=0$ Massad (1999).

Local	SPT	γ_n (kN/m ³)	$C_c/(1+e_0)$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	s_u (kPa) (VT)
Alemoa	0	15,5	0,33	35+5,5z	13+2,0z
Cubatão	0	13,5	0,47	20+3,5z	6+1,7z
			-	30+5,0z	15+1,6z
Vale dos R. Moji e Piaçaguera	0	13,6	-	24+3,6z	8+1,8z
		14,0	-	33+3,5z	14+1,7z
		14,2	0,42	33+4,2z	11+1,7z
Vale do R. Quilombo	0	14,0	0,44	13+4,0z	6+2,3z
Vale do R. Jurubatuba	0	13,8	0,48	26+3,8z	18+1,4z
Vale do R. Diana/Canal Bertioega	0	14,6	0,41	28+4,6z	7+2,1z
		13,5	0,45	21+3,7z	7+1,6z
		13,5	0,51	27+3,3z	15+1,0z
Ilha de Santo. Amaro	0	13,8	0,48	22+3,8z	5+2,1z

Notas: Dados de Massad (1985-a)

VT - Vane Test.

$\bar{\sigma}_a$ - tensão de sobreadensamento.

S_u - resistência não drenada medida no ensaio de palheta.

Tabela 4.3 Parâmetros característicos das Argilas de SFL com $OCR > 2$ e $1 \leq N_{spt} \leq 4$ Massad (1999).

Local	SPT	γ_n (kN/m ³)	$C_c/(1+e_0)$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	s_u (kPa) (VT)
Conceiçãozinha	0,3+0,077z	14,8+0,05z	0,34 *	80+5,3z *	35+2,3z
Saboó	0,4+0,113z	-	-	-	32+2,0z
Macuco	0,3+0,100z	14,9+0,10z	-	-	26+2,4z

Notas: Dados de Teixeira (1994), exceto aqueles com * (Massad, 1985-a)

VT - Vane Test.

$\bar{\sigma}_a$ - tensão de sobreadensamento.

S_u - resistência não drenada medida no ensaio de palheta.

4.5 – MECANISMOS DE SOBREADENSAMENTO DAS ARGILAS MARINHAS DA BAIXADA SANTISTA

Como explicado por Massad (1985, 1994 e 1999), as Argilas Transicionais são fortemente sobreadensadas. Esse sobreadensamento teria sido provocado pelo abaixamento do nível do mar da ordem de 100 m, como consequência da regressão havida há 15.000 anos. Isso teria feito com que as ATs ficassem submetidas às tensões efetivas provocadas pelo peso total de terras, razão de sua consistência rija. Tais argilas são encontradas em geral abaixo dos 20 a 25 m, profundidades essas que fogem ao interesse desta dissertação.

Para as Argilas de Mangues, há, segundo Massad (1999), poucos dados disponíveis. Dessa unidade genética sabe-se, entretanto, que as argilas que a compõem são levemente sobreadensadas com tensões de sobreadensamento da ordem de 30 kPa. Tais argilas também não serão alvo dos estudos desta dissertação.

São de interesse desta dissertação apenas os Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL).

A história contada por Massad (1985) a respeito da evolução dos estudos dos depósitos da Baixada Santista revela que, até bem pouco tempo, se acreditava que as argilas da Baixada Santista eram normalmente adensadas.

A partir dos trabalhos de Sousa Pinto e Massad (1978) e Samara et alii (1982), a consideração de que os depósitos argilosos da Baixada Santista eram levemente sobreadensados começou a ganhar força. O leve sobreadensamento passou então a ser atribuído ao envelhecimento (“aging”) no sentido usado por Bjerrum (1967). Essa hipótese seria consistente com a idade de 5.000 a 7.000 anos obtidas nas datações dos sedimentos marinhos recentes da Baixada Santista.

Foi somente após os estudos de Suguio e Martin (1981), dando conta de que após 5.150 anos A.P. o nível do mar teria sofrido duas “rápidas” oscilações atingindo de 2 a 3 metros abaixo do nível atual, que Massad (1985) começou a estudar os possíveis efeitos deste fenômeno. Argumentou então que pelo menos as Argilas de SFL teriam

sofrido um leve sobreadensamento devido a essas oscilações, sobreadensamento este que se teria sobreposto e mascarado o efeito do “aging” de Bjerrum (1967).

Massad (1985) adotou como “working hypothesis” que o fenômeno do envelhecimento, após a última oscilação negativa do nível do mar, teria sido desprezível numa argila levemente sobreadensada. No entanto, o autor ressaltou que não havia prova de que esta afirmação fosse verdadeira.

A partir de perfis de subsolo para os quais se dispunha das tensões de sobreadensamento, alguns deles apresentados nas figuras (4.6) a (4.12), Massad (1985) passou à estimativa do nível mínimo que o mar teria atingido na região da Baixada Santista.

Para levar a cabo tal tarefa, Massad (1985) adotou, para cada local onde foram encontradas Argilas de SFL, a seguinte metodologia:

- (i) Estabeleceu, para cada local, uma regressão linear entre as tensões de sobreadensamento (σ'_{vm}) e a profundidade (z).
- (ii) Obteve, para cada local, uma expressão do tipo da equação (4.1). Tais expressões estão mostradas nas tabelas (4.4a), (4.4b) e (4.4c),

$$\sigma'_{vm} = a + b z \quad (4.1)$$

- (iii) Comparou o coeficiente angular (b) da equação (4.1) com o peso específico submerso (γ') da argila de SFL de cada local.
- (iv) Notou que na maior parte dos casos havia uma proximidade entre os coeficientes b e γ' .
- (v) Atribuiu ao coeficiente b o valor do coeficiente γ' , refazendo as regressões lineares e reescrevendo a equação (4.1) sob a forma

$$\sigma'_{vm} = \alpha + \gamma' z \quad (4.2),$$

equações essas também mostradas nas tabelas (4.4a), (4.4b) e (4.4c).

(vi) De posse do conhecimento dos perfis dos subsolos dos diversos locais e dos valores dos pesos específicos dos solos envolvidos, obteve, por um processo gráfico, o nível d'água mínimo que justificasse os valores do coeficiente α das correlações obtidas.

(vii) Estimou então, a partir daí, em quanto o nível do mar esteve abaixo do atual (parâmetro x nas tabelas (4.4a), (4.4b) e (4.4c)).

Massad (1985) admitiu que tal estimativa era “um tanto grosseira” e isso se devia a uma série de fatores, tais como:

(a) Erros na fixação do nível d'água atual.

(b) Imprecisões na estimativa do peso específico dos solos envolvidos.

(c) Efeito de eventuais amolgamentos das amostras nos valores de σ'_{vm} e γ' .

(d) Ação antrópica, como o lançamento de aterros em alguns locais.

Seguindo essa metodologia e tendo em mente tais restrições, Massad (1985) seguiu em frente, obtendo diversos valores de quanto o nível do mar esteve abaixo do atual. Os valores assim obtidos foram, à exceção de três casos, consistentes com a variação do nível do mar entre 2 e 3 m relatada por Suguio e Martin (1981 e 1994).

Os três casos de exceção foram: dois ao longo da Rodovia Piaçaguera-Guarujá, onde houve interferência de aterros recentes, e outro na Ilha de Santo Amaro, próximo ao cais Conceiçãozinha (ver figura (4.1)). Neste último caso, o sobreadensamento não pode ser explicado apenas pela oscilação negativa do nível do mar, tendo sido atribuído à ação de dunas.

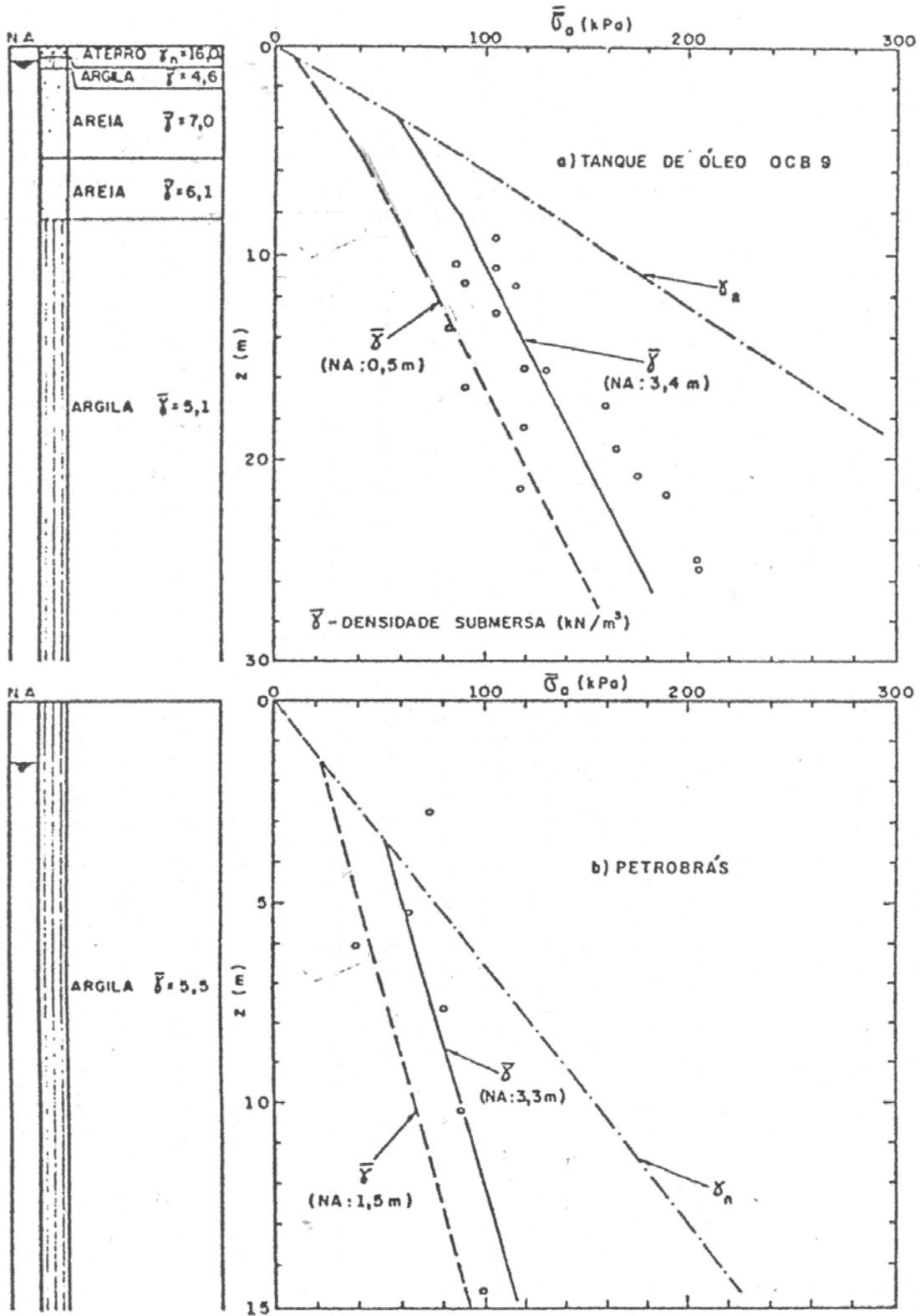


Figura 4.6 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade Alemoa – (SFL), Massad (1985).

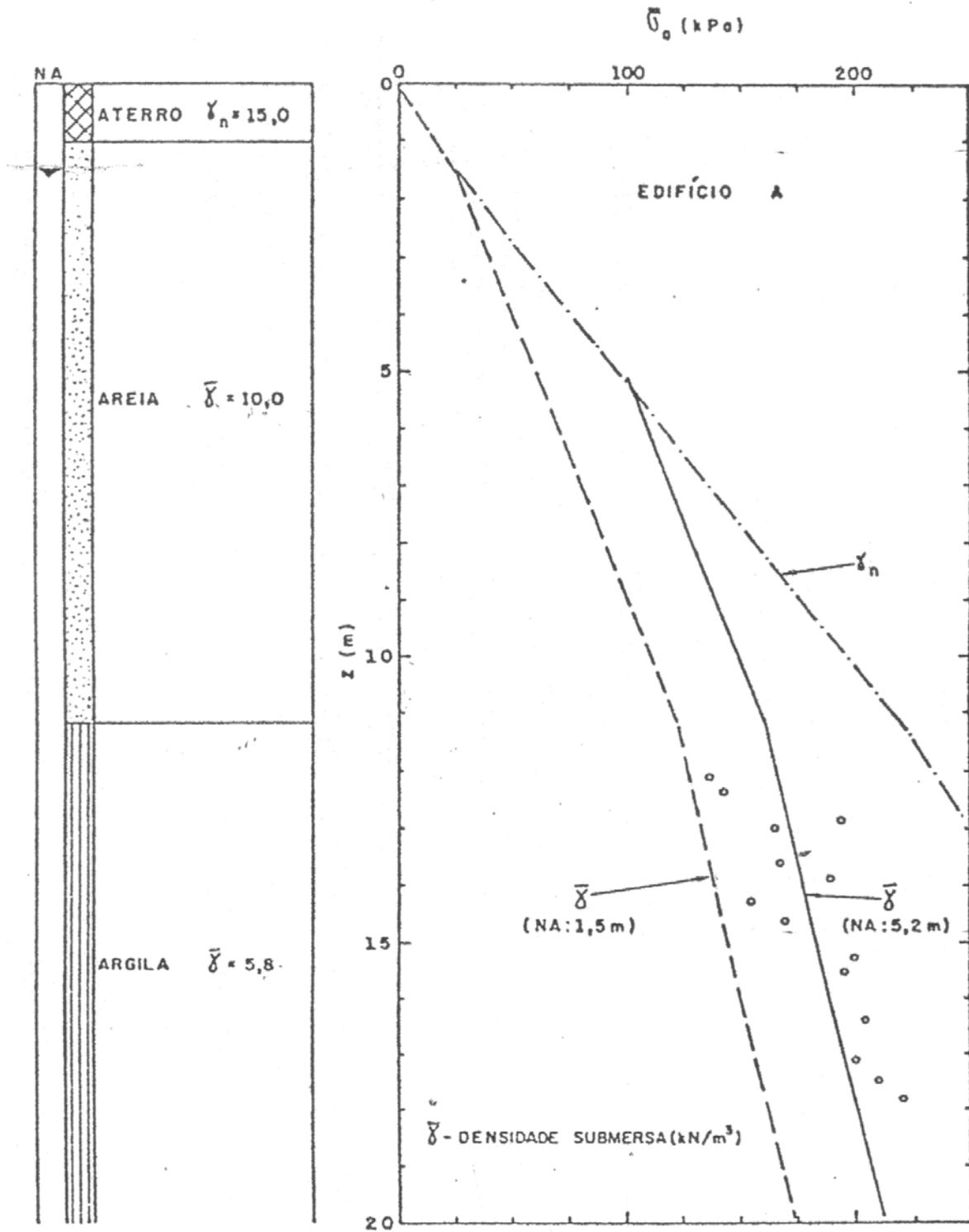


Figura 4.7 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade Praias de Santos – (SFL), Massad (1985).

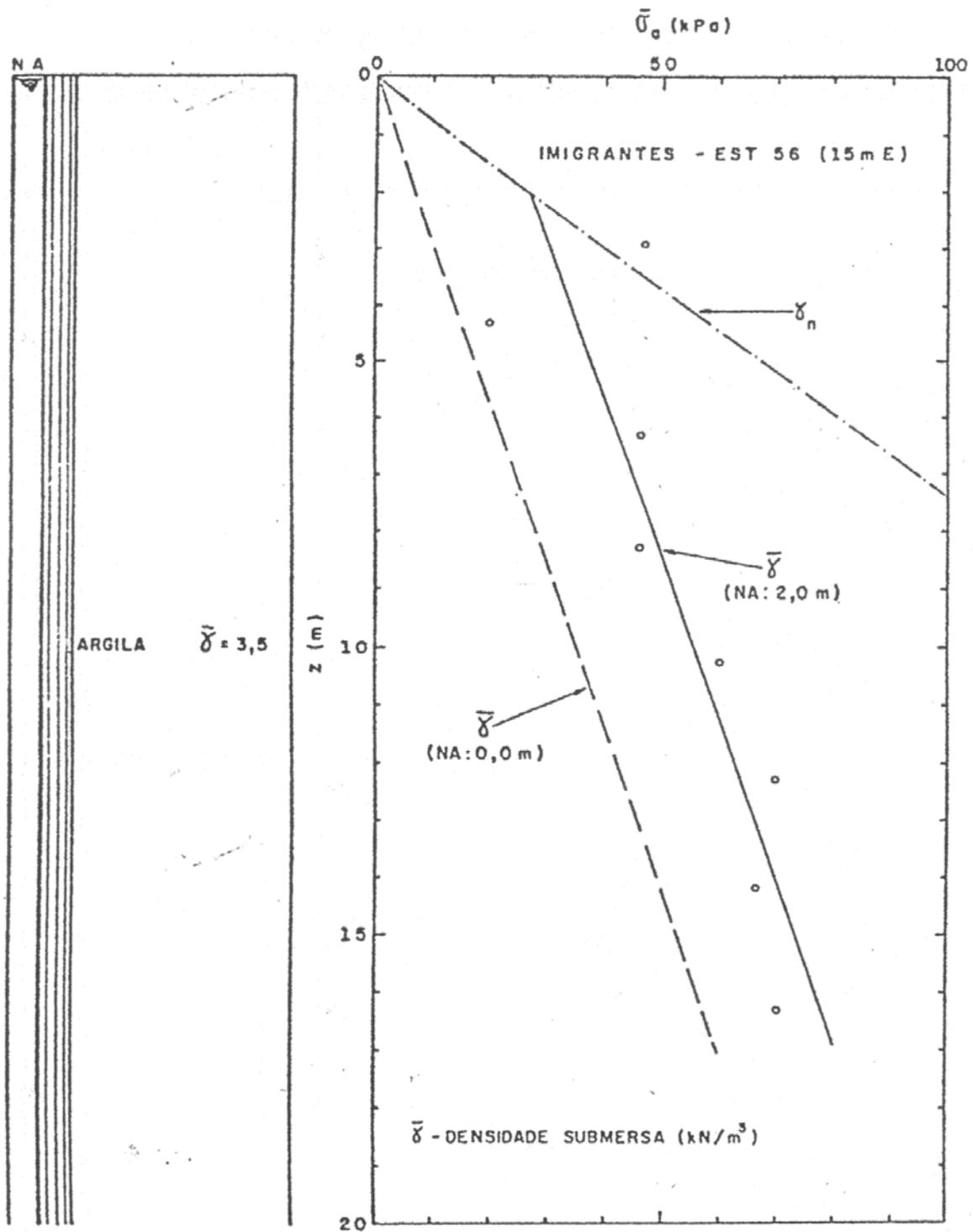


Figura 4.8 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade
Via dos Imigrantes – est. 56 - Cubatão – (SFL), Massad (1985).

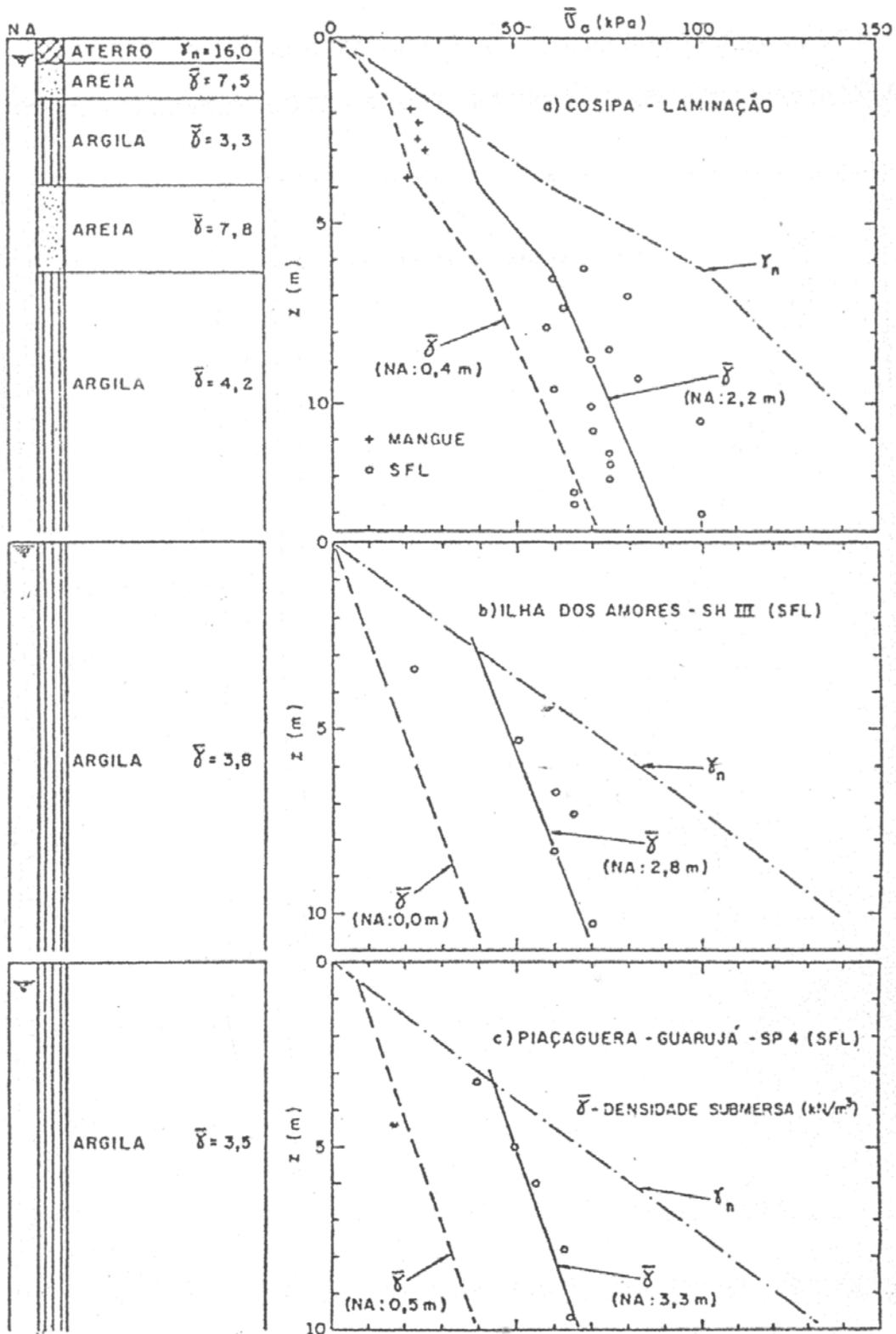


Figura 4.9 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade Vale do Rio Moji – Piaçaguera, Massad (1985).

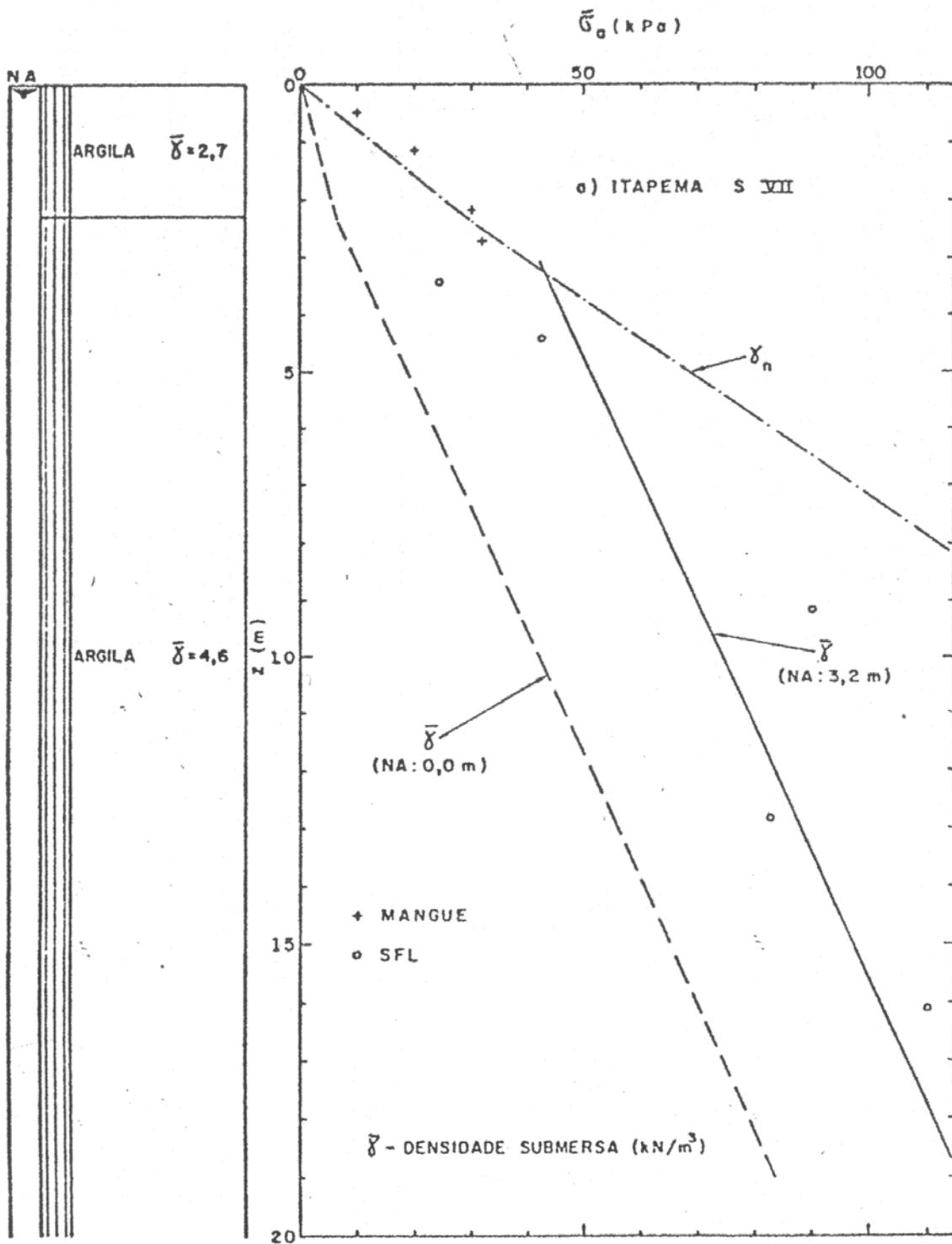


Figura 4.10 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade Vale do Rio Diana – (SFL), Massad (1985).

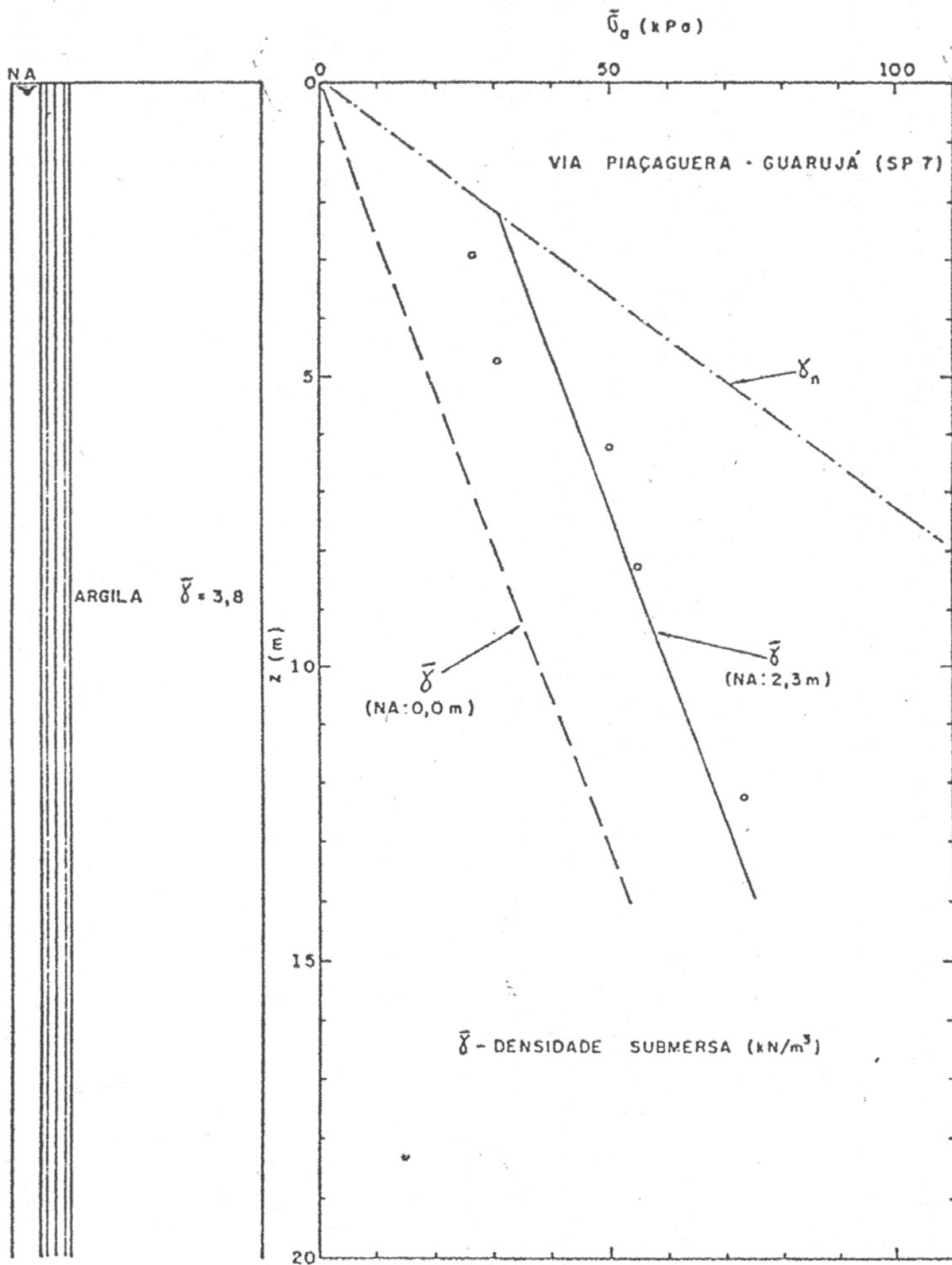


Figura 4.11 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade Ilha de Santo Amaro – (SFL), Massad (1985).

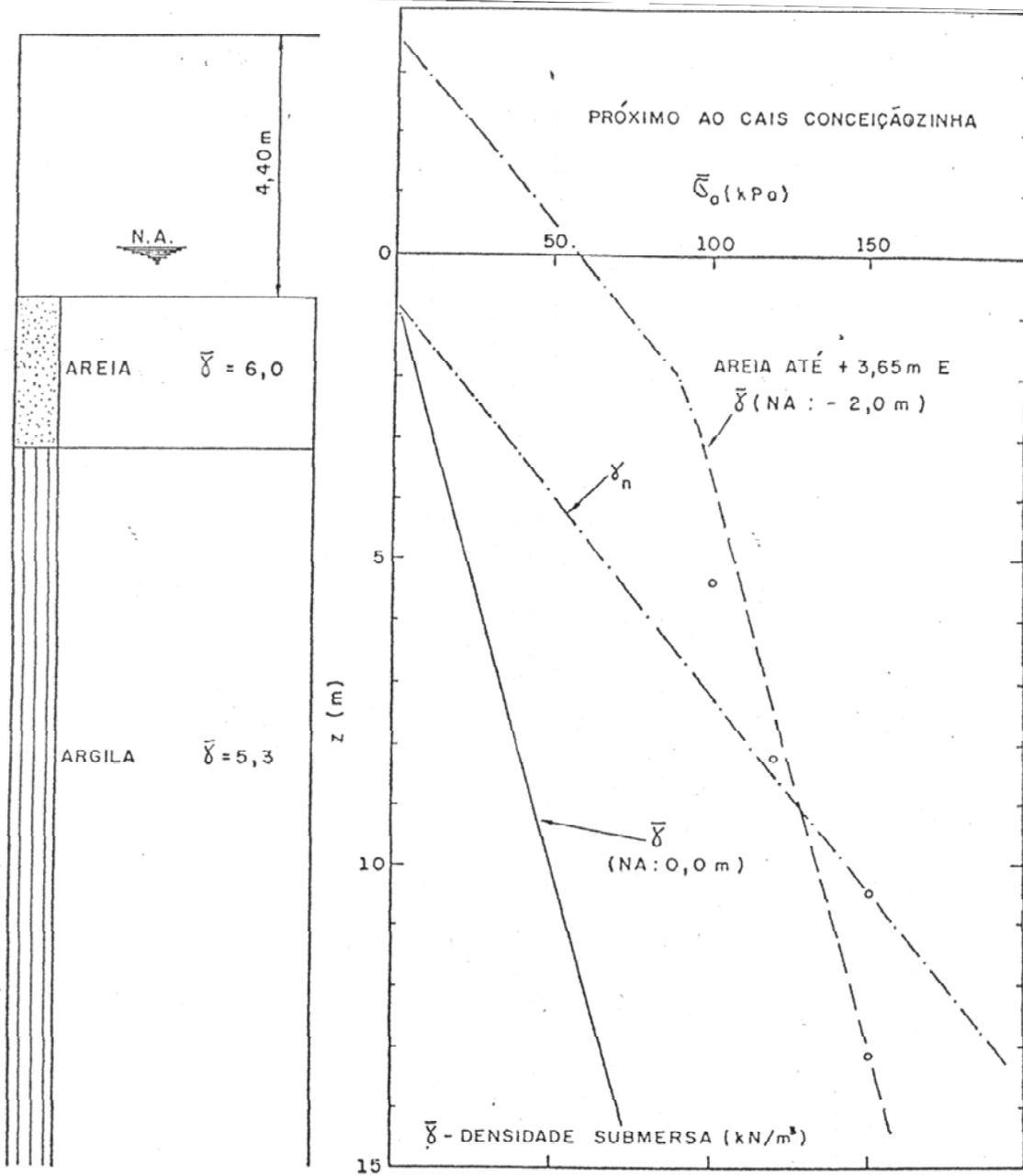


Figura 4.12 Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade Ilha de Santo Amaro – (SFL), Massad (1985).

Tabela 4.4a Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade - Massad (1985).

UNIDADE GENÉTICA	LOCAL	OBRA	$\bar{\gamma}_n$ kN/m ³	N	CORRELAÇÃO	$\bar{\gamma}$ kN/m ³	α kPa	s_α kPa	r_α (%)	x (m)
MANGUE	VALE DO RIO DIANA	ITAPEMA	12,7	4	$\bar{\sigma}_a = 6,7 + 10,1 z$ $r = 98 \% \quad s = 2,5$	12,7 ***	2,4	4,04	95	-
	VALE DO RIO MOJT	COSIPA - LAMINAÇÃO	13,3	4	$\bar{\sigma}_a = 16,2 + 3,2 z$ $r = 92 \% \quad s = 0,807$	13,3	15,8	0,81	92	-
S.F.L.	ALEMOA E JARDIM CASQUEIRO	TANQUE DE ÓLEO OCB 9	15,1	18	$\bar{\sigma}_a = 18,9 + 6,8 z$ $r = 84 \% \quad s = 22,7$	5,1	47,3	24,4	82	2,9
		PETROBRÁS	15,5	7	$\bar{\sigma}_a = 44,0 + 4,4 z$ $r = 75 \% \quad s = 18,5$	5,5	34,6	19,2	73	1,8
		PONTE SOBRE O CANAL DO CASQUEIRO	16,3	6	$\bar{\sigma}_a = 66,8 + 4,5 z$ $r = 26,3 \quad s = 10,6$	6,3	-	-	-	-
	PRAIAS DE SANTOS	EDIFÍCIO A	15,8	14	$\bar{\sigma}_a = 13,3 + 11,4 z$ $r = 82 \% \quad s = 16,0$	5,8	96,5	19,5	72	3,7
		EDIFÍCIO B	15,9	24	$\bar{\sigma}_a = 76,0 + 6,0 z$ $r = 52 \% \quad s = 23,3$	5,9	78,1	23,3	52	2,0
		EDIFÍCIOS C e D	15,6	31	$\bar{\sigma}_a = 65,5 + 7,5 z$ $r = 68 \% \quad s = 26,8$	5,6	91,5	27,5	66	3,3

Tabela 4.4b Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade - Massad (1985).

UNIDADE GENÉTICA	LOCAL	OBRA	Y_n kN/m ³	N	CORRELAÇÃO	\bar{y} kN/m ³	α kPa	s_α kPa	r_α (%)	x (m)
S.F.L.	CUBATÃO	IMIGRANTES EST. 56 (EIXO)	13,5	8	$\bar{\sigma}_a = 29,6 + 2,4 z$ $r = 71 \% \quad s = 12,7$	3,5	19,4	13,9	63	2,0
		IMIGRANTES EST. 56 (15 m E)	13,5	8	$\bar{\sigma}_a = 25,2 + 3,0 z$ $r = 84 \% \quad s = 10,1$	3,5	20,5	10,4	82	2,0
		IMIGRANTES EST. 127	15,0	5	$\bar{\sigma}_a = 3,0 + 10,5 z$ $r = 78 \% \quad s = 14,5$	5,0	29,9	17,3	67	1,9
	VALE DO RIO MOJI E PIAÇAGUERA	COSIPA - LAMINAÇÃO	14,2	19	$\bar{\sigma}_a = 27,5 + 4,8 z$ $r = 77 \% \quad s = 13,8$	4,2	33,4	14,0	77	1,8
		COSIPA CASA DE BOMBAS	13,6	8	$\bar{\sigma}_a = 21,6 + 3,9 z$ $r = 97 \% \quad s = 6,6$	3,6	24,4	6,9	96	0,8
		COSIPA - ILHA DOS AMORES (SH III)	13,8	6	$\bar{\sigma}_a = 10,0 + 6,5 z$ $r = 90 \% \quad s = 8,6$	3,8	28,3	11,2	82	2,8
		PIAÇAGUERA GUARUJÁ - SP 4	13,5	5	$\bar{\sigma}_a = 32,2 + 3,7 z$ $r = 95 \% \quad s = 3,6$	3,5	33,1	3,6	95	2,8
	VALE DO RIO QUILOMBO	PIAÇAGUERA-GUARUJÁ	14,0	5	$\bar{\sigma}_a = 0 + 5,0 z$ $r = 96 \% \quad s = 9,8$	4,0	12,7	11,8	93	0 *

Tabela 4.4c Correlações entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade - Massad (1985).

UNIDADE GENÉTICA	LOCAL	OBRA	$\bar{\gamma}_n$ kN/m ³	N	CORRELAÇÃO	$\bar{\gamma}$ kN/m ³	α kPa	s_α kPa	r_α (%)	x (m)
S.F.L.	VALE DO RIO JURUBATUBA	PIAÇAGUERA-GUARUJÁ	13,8	7	$\bar{\sigma}_a = 32,8 + 3,2 z$ $r = 82 \% \quad s = 10,8$	3,8	25,7	11,2	81	0 *
	VALE DO RIO DIANA E CANAL DE BERTIOGA	ITAPEMA	14,6	5	$\bar{\sigma}_a = 14,1 + 6,1 z$ $r = 94 \% \quad s = 14,1$	4,6	27,9	16,9	91	3,2
		PIAÇAGUERA-GUARUJÁ (SP 5)	13,7	5	$\bar{\sigma}_a = 14,0 + 4,5 z$ $r = 95 \% \quad s = 10,0$	3,7	20,8	11,2	93	2,1
		PIAÇAGUERA GUARUJÁ - SP 6	13,3	4	$\bar{\sigma}_a = 26,1 + 3,4 z$ $r = 93 \% \quad s = 9,8$	3,3	27,3	9,8	93	2,2
	ILHA DE SANTO AMARO	PIAÇAGUERA GUARUJÁ - SP 7	13,8	5	$\bar{\sigma}_a = 11,3 + 5,3 z$ $r = 97 \% \quad s = 5,6$	3,8	21,8	8,4	93	2,3
		PRÓXIMO AO CAIS CONCEIÇÃOZINHA	15,3	4	$\bar{\sigma}_a = 64,8 + 7,0 z$ $r = 94 \% \quad s = 10,0$	5,3	80,6	12,1	92	(**)

NOTA: (*) - Houve interferência de aterros.

(**) - Areias retrabalhadas em superfície pela ação do vento.

r, s e N - Coeficiente de Correlação, Desvio Padrão e Número de Dados.

α - Coeficiente da Correlação $\bar{\sigma}_a = \alpha + \bar{\gamma}z$, onde $\bar{\gamma}$ é a Densidade submersa, exceto para o caso ***

s_α e r_α - Desvio Padrão e Coeficiente de Correlação com Coeficiente Angular imposto.

x - Oscilação negativa do nível do mar.

Embora os resultados obtidos sejam consistentes com as variações do nível do mar observadas por Suguio e Martin (1994), cabe aqui um comentário a respeito de uma incerteza relatada por Massad (1985). Trata-se dos efeitos de eventuais amolgamentos das amostras empregadas na metodologia por ele aplicada.

No trabalho de Massad (1985) são apresentadas apenas 3 curvas de compressão índice de vazios (e) x tensão vertical efetiva (σ'_v). Tais curvas estão rerepresentadas nas figuras (4.13), (4.14) e (4.15).

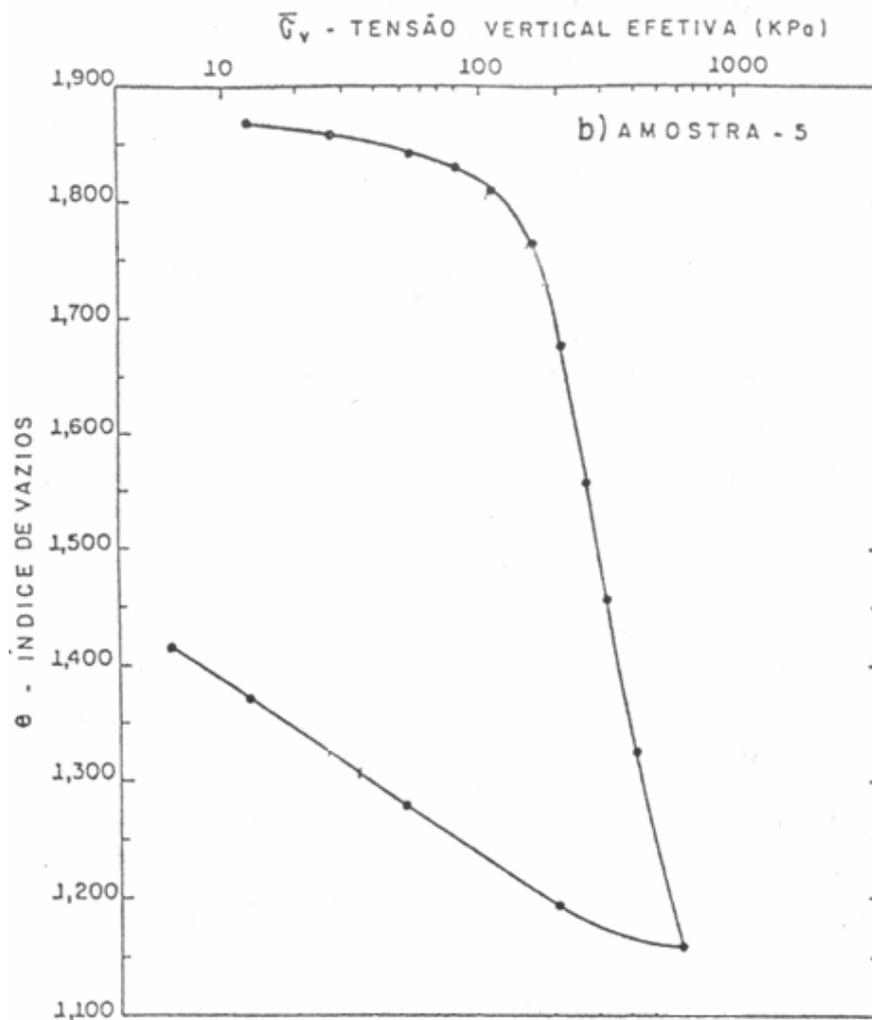


Figura 4.13 Curva $e \times \sigma'_v$ - Edifício A - Praia de Santos - Massad (1985).

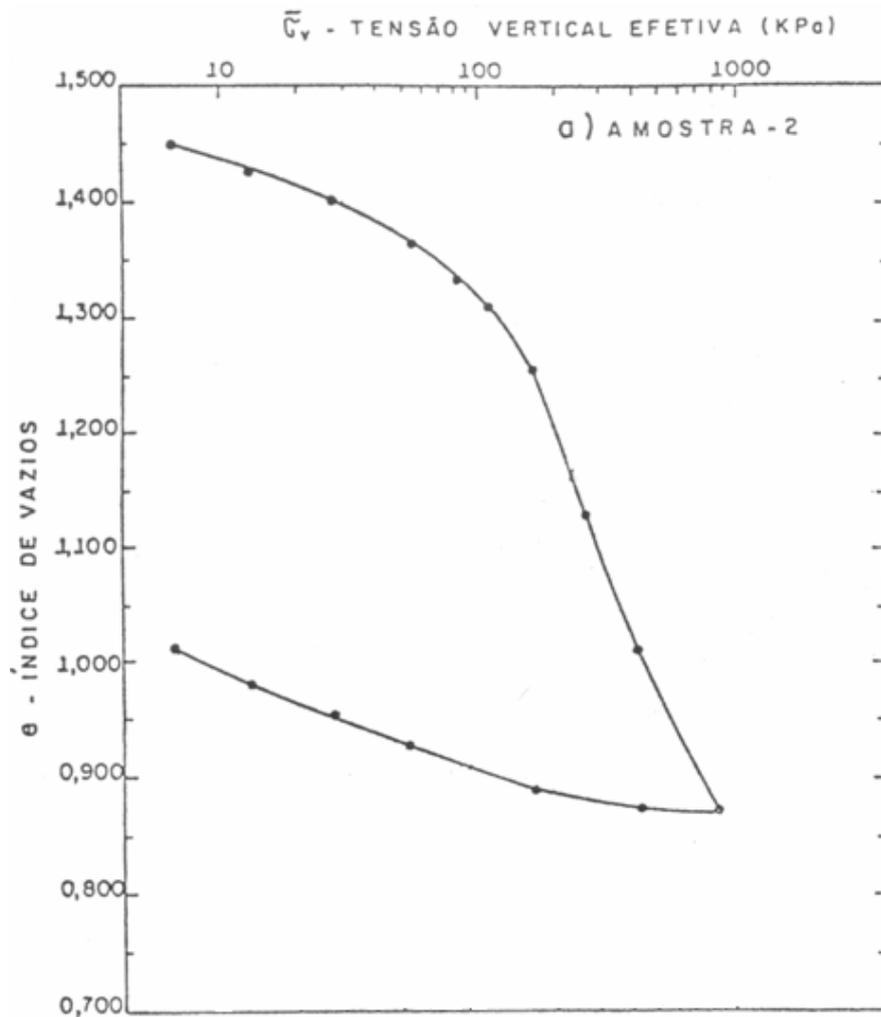


Figura 4.14 Curva $e \times \sigma'_v$ - Edifício A - Praia de Santos - Massad (1985).

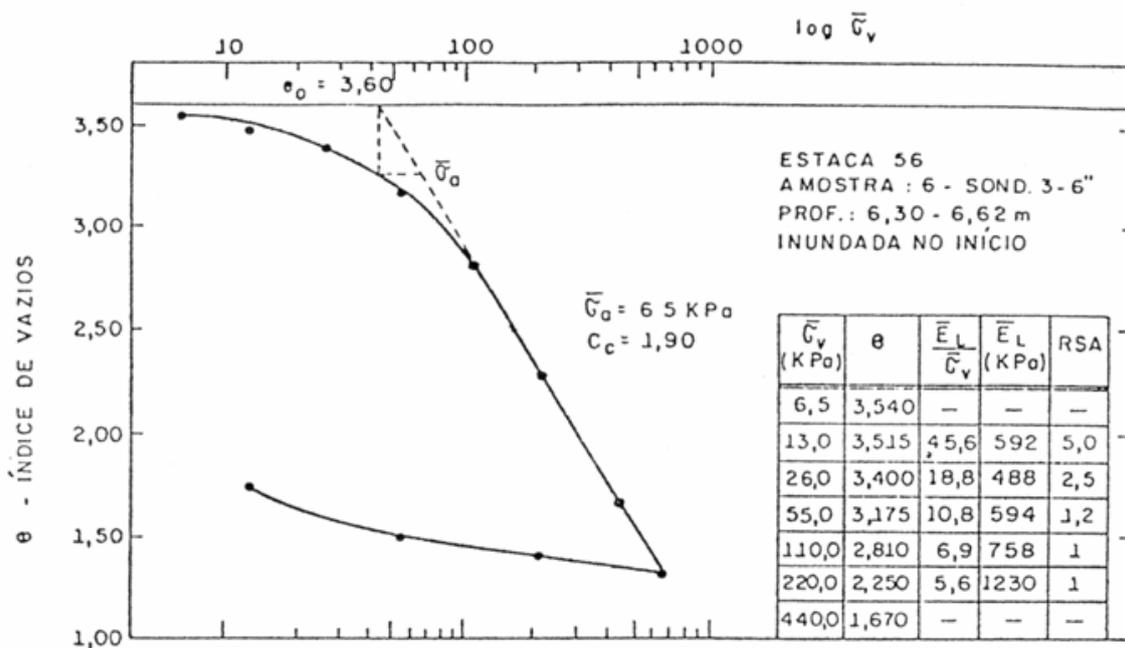


Figura 4.15 Curva $e \times \sigma'_v$ - Via Imigrantes - Estaca 56 - Massad (1985).

Avaliando o formato das 3 referidas curvas, notam-se características de amolgamento relatadas por Martins e Lacerda (1994). Entretanto, esse é um julgamento apenas qualitativo e, portanto, subjetivo.

Infelizmente, das três amostras cujas curvas de compressão edométrica foram apresentadas por Massad (1985), só se pôde avaliar uma delas, a única para a qual foi fornecido o índice de vazios inicial (e_0). Tal amostra é a da Via dos Imigrantes, retirada na estaca 56, entre as profundidades de 6,30 m e 6,62 m, cujo limite de liquidez era de 126 %.

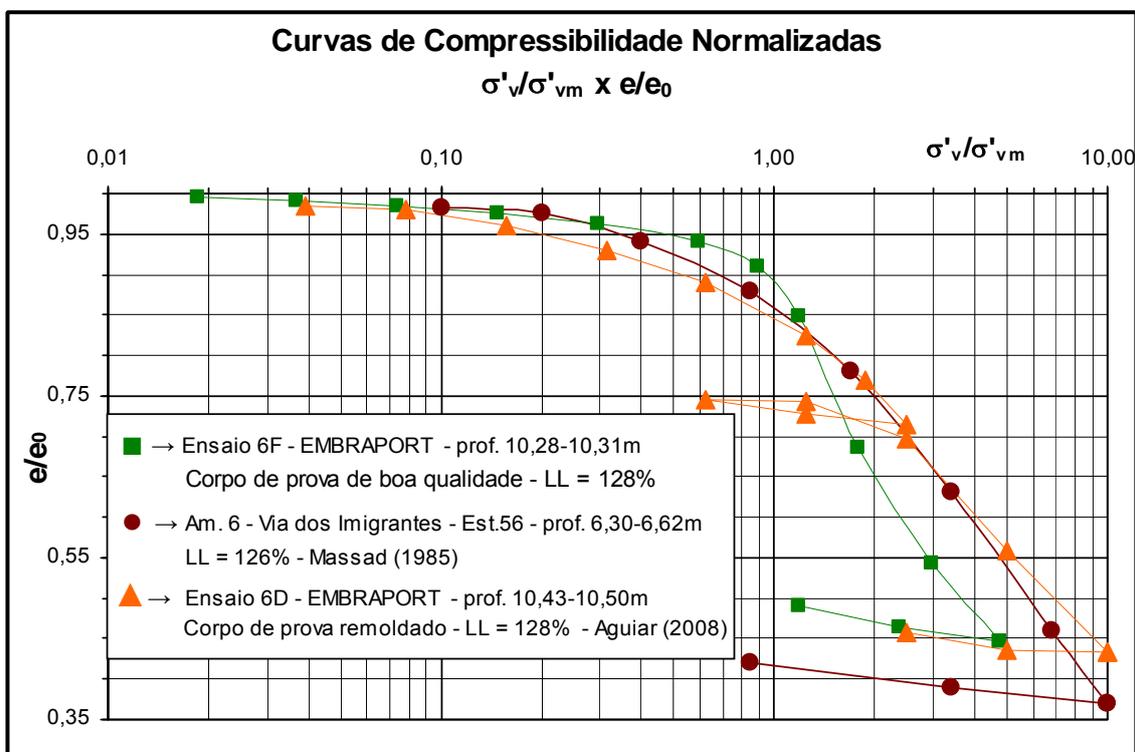


Figura 4.16 Curvas de compressão edométricas (e/e_0) x (σ'_v/σ'_{v0}) para fins de comparação – Via Imigrantes – Terminal Portuário da Embraport.

Para que se pudesse ter uma idéia da qualidade da amostra retirada na Via dos Imigrantes, foi tomada, para fins comparativos, uma amostra da região da Ilha Barnabé, retirada entre 10 e 10,6 m de profundidade do subsolo onde será construído o Terminal da Embraport. Tal amostra possui LL=128 % e dela foram moldados dois corpos de prova, um tido como de boa qualidade e o outro remoldado em laboratório. Para

comparar os resultados obtidos nestes dois corpos de prova com os apresentados por Massad (1985), foram traçadas curvas normalizadas de compressão $(e / e_0) \times (\sigma'_v / \sigma'_{vm})$.

Tais curvas estão apresentadas na figura (4.16), mostrando que a curva associada à amostra retirada na Via dos Imigrantes se aproxima muito da curva remoldada em laboratório.

Há também nos perfis apresentados por Massad (1985) alguns indícios de amolgamento. Esses indícios se devem ao fato de algumas amostras apresentarem tensões de sobreadensamento inferiores às tensões verticais efetivas de campo atuais. Isto significaria que o solo estaria em processo de adensamento, o que definitivamente não é verdade. Este é o caso de 3 amostras no subsolo do tanque OCB 9 e uma amostra na Petrobrás, ambos nas figuras (4.6). Este é o caso também de 2 amostras no subsolo da Cosipa – Laminação, mostrado na figura (4.9). O autor é de opinião que tais pontos deveriam ter sido descartados quando da feitura das regressões lineares.

Em vista das hipóteses de trabalho admitidas por Massad (1985), é compreensível que ele tenha usado uma regressão linear para tentar correlacionar os valores da tensão de sobreadensamento com a profundidade. Entretanto, esta decisão eliminou outros tipos de ajuste e, portanto, outros tipos de relação entre a tensão de sobreadensamento e a profundidade.

Sobre as regressões lineares apresentadas nas tabelas (4.4a), (4.4b) e (4.4c), Massad (1985) observa que:

“Note-se que 40% dos casos de SFL apresentaram coeficiente de correlação (r) superior a 90% e 60% dos casos tiveram r superior a 80%”.

Se essa observação de Massad (1985) é correta, é também pertinente observar que:

- (a) Dentre as 20 correlações consideradas, 15 delas (75%) apresentaram o coeficiente b da equação (4.1) maior que o peso específico submerso (γ') e apenas 5 (25%) apresentaram $b < \gamma'$.
- (b) Dentre as 20 correlações, a média da relação (b / γ') foi de 1,21.
- (c) Das 20 correlações, apenas 6 (30%) apresentaram $0,85 < (b / \gamma') < 1,15$.
- (d) Dentre as correlações que apresentaram $r > 90\%$, todas apresentaram $b > \gamma'$, com um valor médio de $(b / \gamma') = 1,27$.

Em vista das observações feitas nos itens (a) a (d) acima, a hipótese de atribuir o valor de γ' ao coeficiente b , transformando a equação (4.1) na equação (4.2), precisa ser vista com cautela.

Em artigo mais recente, Massad (1999) volta a abordar sua tese de que as variações do nível do mar podem explicar o sobreadensamento das Argilas da Baixada Santista. Assim, o sobreadensamento encontrado na Baixada Santista pode ser explicado em bases puramente mecânicas ao invés de químicas ou o efeito do “aging” no sentido usado por Bjerrum (1967).

Segundo Massad (1999), para as argilas marinhas da Baixada Santista as causas possíveis do sobreadensamento são:

- (i) Tensão efetiva provocada pelo peso total de terras (particularmente nas Argilas Transicionais).
- (ii) Oscilação negativa do nível do mar durante os últimos 7.000 anos (particularmente nas argilas de SFL).
- (iii) Ação de dunas.

(iv) Movimentos de ilhas-barreiras.

No que concerne ao sobreadensamento, Massad (1999) passa a dividir as argilas de SFL em três subgrupos cujas características são resumidas a seguir.

(a) Argilas de SFL levemente sobreadensadas ($1,3 \leq OCR \leq 2$)

No que concerne às argilas de SFL pertencentes a este subgrupo, Massad (1999) chama a atenção para o fato de tais argilas apresentarem tensões de sobreadensamento ligeiramente superiores às tensões verticais efetivas de campo. Isto confere a tais argilas uma razão de sobreadensamento (OCR) tal que $1,3 \leq OCR \leq 2$.

Segundo Massad (1999), os perfis de subsolo estudados (alguns dos quais mostrados nas figuras (4.6) a (4.12)) apresentam um “forte paralelismo” entre a tensão de sobreadensamento e a tensão efetiva atual, o que permite admitir uma relação do tipo da equação (4.2), discutida por Massad (1985) e rerepresentada por Massad (1999) como

$$\sigma'_{vm} = const. + \sigma'_{v0} \quad (4.3),$$

onde $const. = 20$ a 100 kPa e σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva atual na profundidade z . As tabelas (4.2) e (4.3) mostram algumas dessas correlações, cujos coeficientes são arredondamentos dos coeficientes das correlações do tipo da equação (4.2) apresentadas nas tabelas (4.4a), (4.4b) e (4.4c).

Fechando este item (a), melhor do que escrever é transcrever aqui o relato de Massad (1999):

“Tal constatação sugere um sobreadensamento por sobrecarga, devido a abaixamento do nível d’água, o que vem de encontro à oscilação negativa do N.R.M., ...Massad (1985) estimou , inicialmente, de 2 a 3 m, média de 2,4 m a máxima amplitude desta oscilação.”

“A hipótese exclusiva de envelhecimento (“aging”) das argilas de SFL não se sustenta pois, fosse este o caso, as pressões de pré-adensamento deveriam crescer com a profundidade segundo uma reta passando pela origem, portanto com relação de sobre-adensamento (RSA) constante, independentemente da profundidade, o que não se constatou. A hipótese de um efeito combinado, de “sobrecarga” e “aging”, aplicada a dois locais da Baixada Santista (Pérez e Massad, 1997-a e b), levou à conclusão de que a oscilação negativa do N.M. é responsável por cerca de 80% do sobre-adensamento destes solos. Ou que $\bar{\sigma}_a$ poderia crescer com a profundidade a uma taxa 15% acima de σ'_{v0} desviando-se levemente do paralelismo mencionado acima.....E que a máxima amplitude da oscilação negativa do N.M. pode ser estabelecida em 2m.”

Em vista das discussões apresentadas anteriormente sobre as incertezas envolvidas na metodologia aplicada por Massad (1985), o autor desta dissertação acha pertinente os seguintes comentários a respeito dos parágrafos transcritos de Massad (1999):

- O termo “constatação” empregado por Massad (1999) é um tanto o quanto forte, já que o paralelismo foi adotado por Massad (1985) como hipótese, ao impor o valor de γ' ao coeficiente b da equação (4.1).
- O argumento de que o envelhecimento se traduziria por um padrão em que as tensões de sobreadensamento cresceriam com a profundidade, segundo uma reta passando pela origem, só é verdadeiro se toda a massa de solo envolvida na análise for homogênea e se o nível d’água coincidir com a superfície do depósito.
- A consideração de efeito combinado de “sobrecarga” e “aging”, que levou Pérez e Massad (1997) à conclusão de que a oscilação negativa do nível do mar é responsável por cerca de 80% do sobreadensamento das argilas de SFL, também deve ser vista com cautela em razão das inúmeras hipóteses admitidas, algumas delas discutíveis.

- A possibilidade de que a tensão de sobreadensamento “*poderia crescer com a profundidade a uma taxa 15% acima de σ'_{v0} , desviando-se levemente do paralelismo mencionado...*” dá conta de que o “*forte paralelismo*” sugerido por Massad (1999) não é geral.

(b) Argilas de SFL na Cidade de Santos ($1,0 \leq OCR \leq 1,3$)

De acordo com Massad (1999), o leve sobreadensamento das Argilas de SFL, com OCR entre 1,0 e 1,3 é consequência de oscilações negativas do nível do mar associadas a efeitos de envelhecimento (“aging”). Massad (1999) assinala que estes valores são relativamente baixos, se comparados com outros lugares da Baixada Santista, em virtude da camada de areia de 8 a 12 m de espessura, existente ao longo da orla marítima, sobrejacente à argila mole. Essa condição faz com que as tensões verticais efetivas sejam elevadas e, portanto, o efeito das oscilações negativas do nível do mar nesses locais seriam menos notados. Em outras palavras, os valores de OCR gerados nesta região teriam valores muito baixos.

Neste caso, os comentários a serem feitos são:

- E o sobreadensamento gerado pelo “aging”, não deveria também se fazer notar neste caso? Martins, Santa Maria e Santa Maria (2006) e Martins, Santa Maria e Santa Maria (2009) sugerem que o valor de $OCR = 1,7$, observado nas argilas moles da região da Cidade do Rio de Janeiro, possa ser atribuído apenas ao envelhecimento.
- E o que dizer dos efeitos do amolgamento das amostras? Neste caso, as condições severas de amostragem, em função de sua profundidade, poderiam ter provocado amolgamento por extensão, como explicado por Ladd e DeGroot (2003). Se esse amolgamento ocorreu, pelo menos para algumas amostras, como sugere a figura (4.14), então os valores de OCR para as Argilas de SFL da Praia de Santos também devem ser maiores do que os sugeridos.

(c) Argilas de SFL muito sobreadensadas ($OCR > 2$)

Finalmente, Massad (1999) relata, como já visto nesta dissertação, Argilas de SFL muito sobreadensadas na Ilha de Santo Amaro. O sobreadensamento dessas argilas, como já apresentado, foi atribuído à existência de dunas eólicas na referida região.

Segundo Massad (1999), uma relação do tipo da equação (4.3) com a constante igual a 80 kPa pôde ser estabelecida para a região, a partir dos resultados de ensaios de laboratório. Ainda segundo Massad (1999), a relação do tipo da equação (4.3) foi confirmada por ensaios de piezocone feitos naquela região, ensaios estes que apresentaram, em cada furo, dispersão muito pequena.

Este aspecto do sobreadensamento, bem como seus mecanismos, são assuntos que se pretende estudar nesta dissertação.

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DE ADENSAMENTO

5.1 - LOCAL ESTUDADO

As amostras foram obtidas na área do aterro piloto do Novo Terminal Portuário da Embraport, localizado na região da Ilha Barnabé, no canal do Porto de Santos, no litoral do Estado de São Paulo. A figura (5.1) mostra a localização da obra no município de Santos.



Figura 5.1 Vista aérea do local com a projeção do aterro piloto (Aguiar, 2008).

5.2 - RETIRADA DAS AMOSTRAS

Foram extraídas amostras indeformadas do furo SRA-203, sendo a amostragem realizada de acordo com a norma ABNT NBR-9820/1997 – “Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem”. Além disso, também foram feitas recomendações complementares. Tais recomendações estão apresentadas, em detalhe, no Anexo C do trabalho de Aguiar (2008), sob o título “Especificação Técnica para Coleta de Amostras Indeformadas”.

A figura (5.2) mostra a localização das amostras extraídas no furo SRA-203, no perfil construído a partir da sondagem à percussão SPM-203.

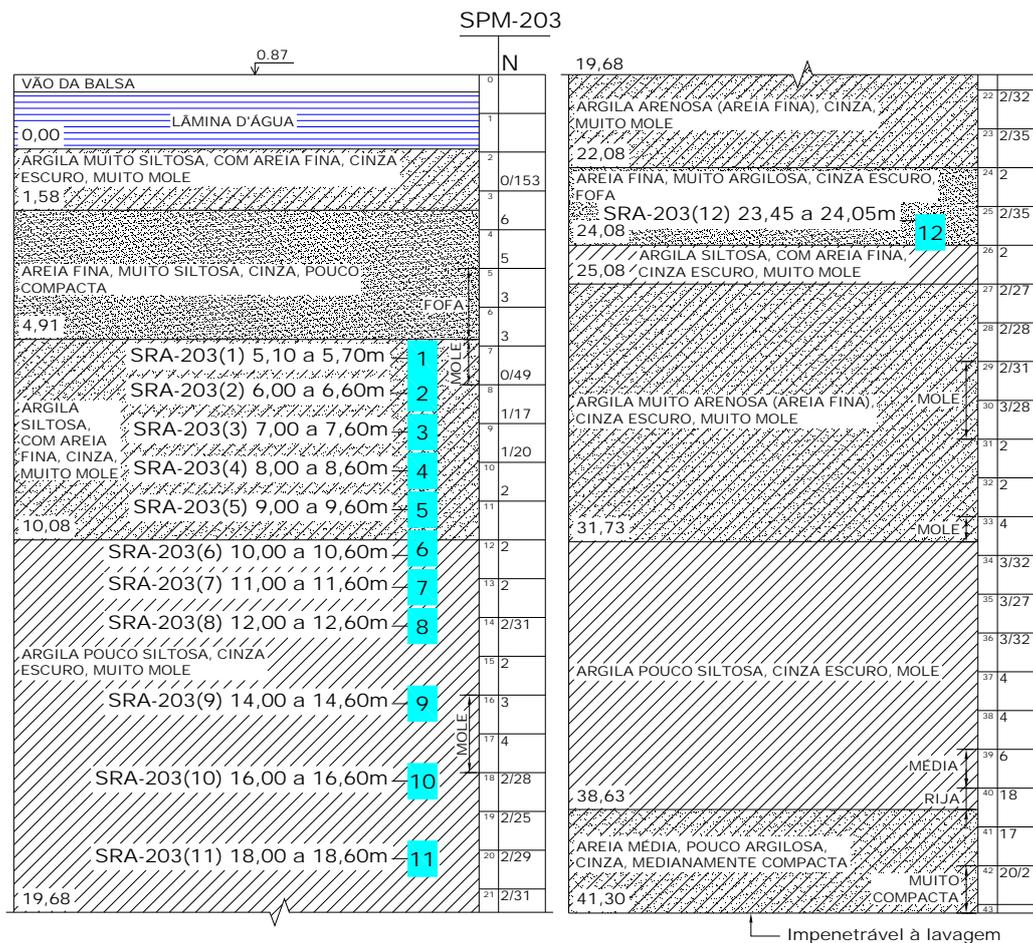


Figura 5.2 Localização das amostras extraídas no furo SRA-203, no perfil do subsolo segundo a sondagem à percussão SPM-203 (Aguiar, 2008).

A tabela (5.1) apresenta as profundidades das amostras extraídas do furo SRA-203.

Tabela 5.1 Amostras indeformadas extraídas no furo SRA-203 (Aguiar, 2008).

amostra	profundidade (m)
SRA-203(1)	5,10 a 5,70
SRA-203(2)	6,00 a 6,60
SRA-203(3)	7,00 a 7,60
SRA-203(4)	8,00 a 8,60
SRA-203(5)	9,00 a 9,60
SRA-203(6)	10,00 a 10,60
SRA-203(7)	11,00a 11,60
SRA-203(8)	12,00 a 12,60
SRA-203(9)	14,00 a 14,60
SRA-203(10)	16,00 a 16,60
SRA-203(11)	18,00 a 18,60
SRA-203(12)	23,45 a 24,05

As amostras utilizadas nos ensaios da presente dissertação estão apresentadas na tabela (5.2) a seguir.

Tabela 5.2 Amostras ensaiadas na presente dissertação.

amostra	profundidade (m)	ensaios edométricos	ensaios de caracterização	determinação de matéria orgânica
SRA-203(3)	7,00 a 7,60	3E, 3F, 3G e 3H	X	X
SRA-203(4)	8,00 a 8,60	4E, 4F, 4G e 4H	X	X
SRA-203(5)	9,00 a 9,60	5E, 5F, 5G e 5H	X	X
SRA-203(6)	10,00 a 10,60	6E, 6F, 6G e 6H	X	X
SRA-203(7)	11,00a 11,60	7A, 7B, 7C, 7D, 7E, 7F, 7G e 7H	X	X
SRA-203(8)	12,00 a 12,60	8A, 8B, 8C, 8D, 8E e 8F	X	X
SRA-203(9)	14,00 a 14,60	9A, 9B, 9C, 9D, 9E e 9F	X	X
SRA-203(10)	16,00 a 16,60	10A, 10B, 10C, 10D, 10E e 10F	X	X
SRA-203(11)	18,00 a 18,60	11A e 11B	X	X
SRA-203(12)	23,45 a 24,05	12A e 12B	X	X

5.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A exemplo do que fez Aguiar (2008), os seguintes ensaios de caracterização foram realizados com o solo restante da moldagem dos corpos de prova dos ensaios de adensamento convencionais e ensaios especiais:

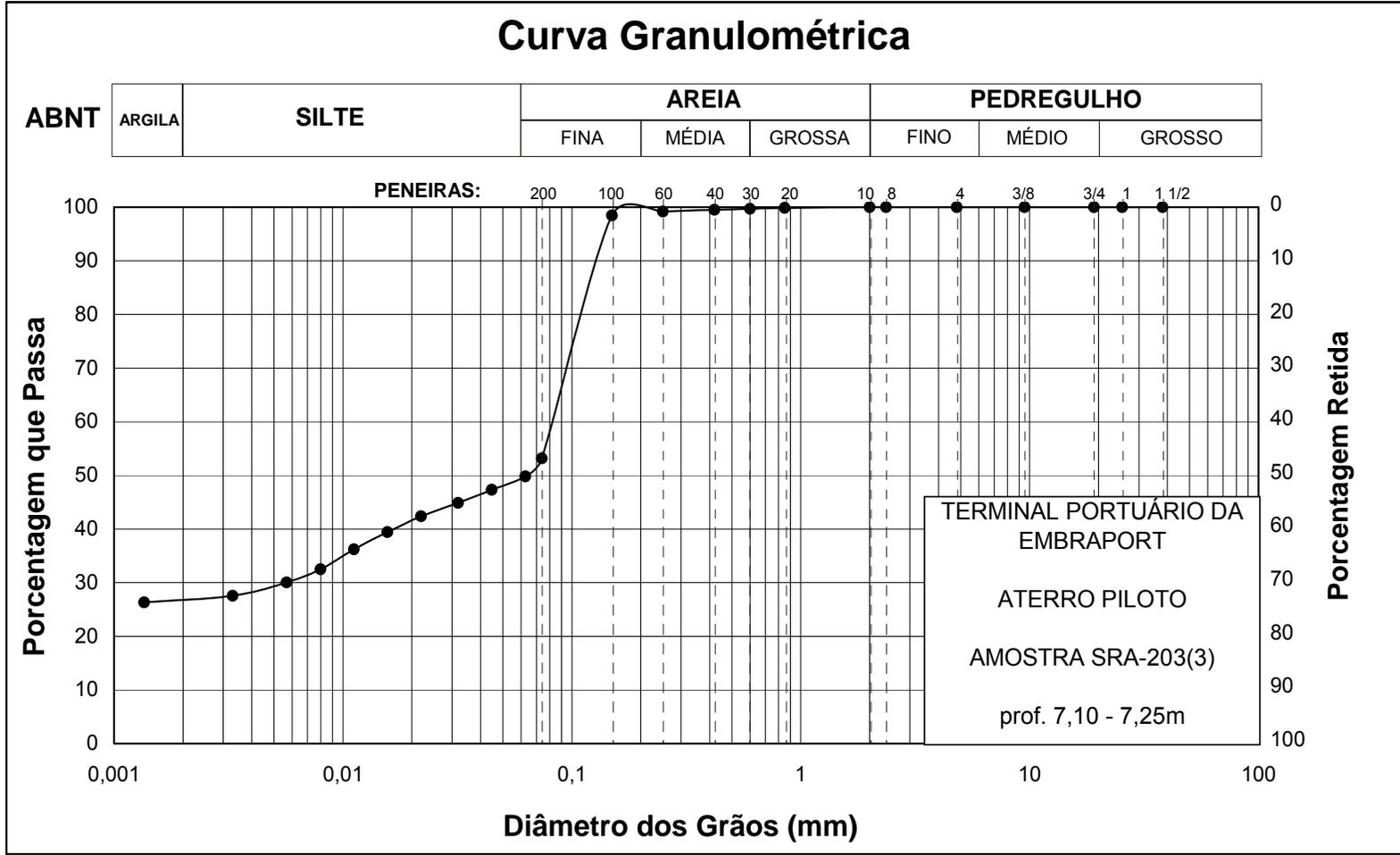
- (a) Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 7181/84 – “Solo – Análise Granulométrica – Método de Ensaio”;
- (b) Umidade natural (w) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6457/86 “Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização – Método de Ensaio”;
- (c) Limite de liquidez (LL) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6459/84 “Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio”;

- (d) Limite de plasticidade (*LP*) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 7180/84 “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio”;
- (e) Densidade dos grãos (*G*) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6508/84 “Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica”;
- (f) Teor de matéria orgânica (*TMO*) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 13600/1996 “Solo – Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima a 440°C”.

Apresentam-se, nas figuras (5.3) a (5.16), as curvas de distribuição granulométrica para os ensaios realizados na presente dissertação.

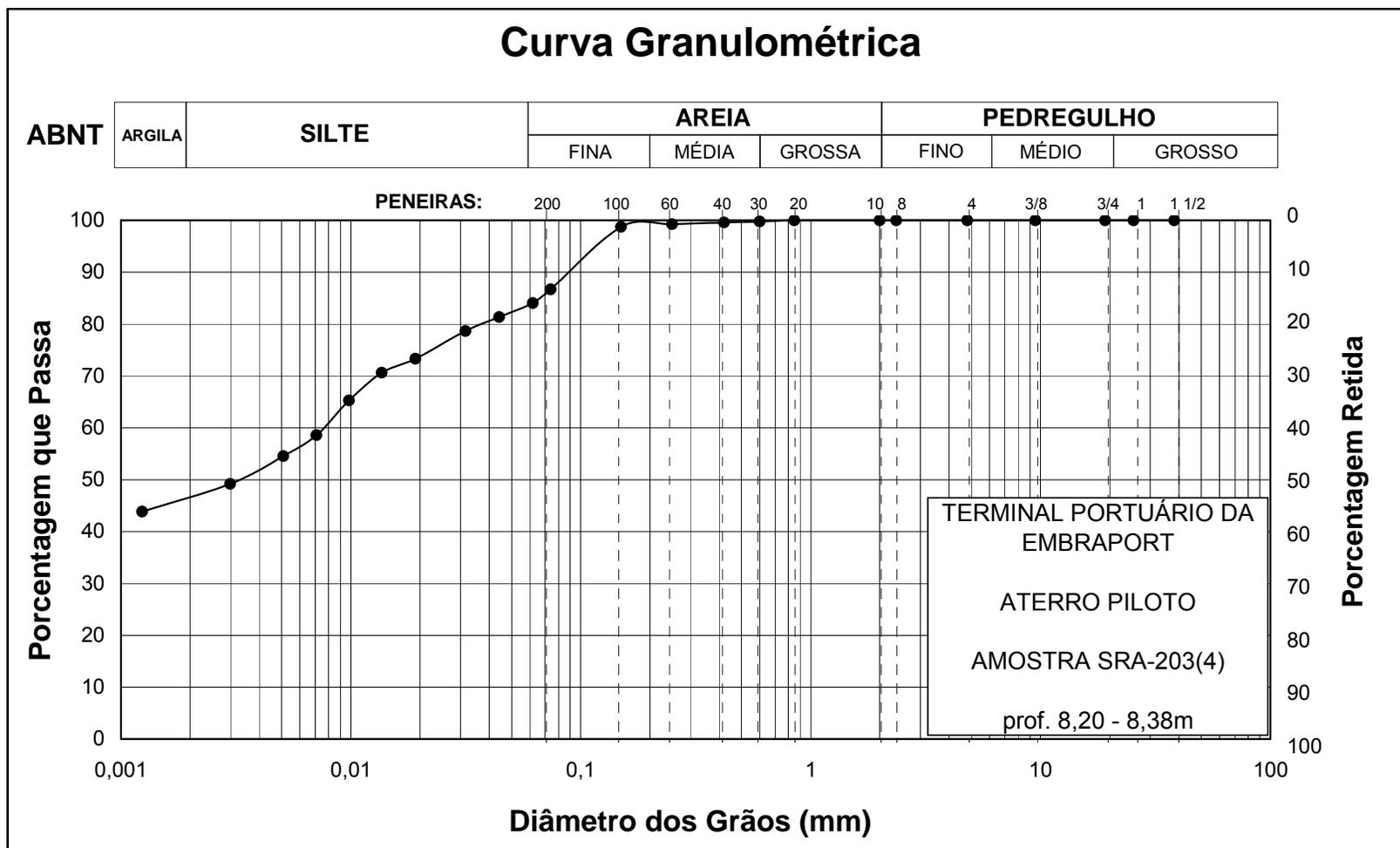
Nas tabelas (5.3), (5.4) e (5.5) são apresentados, para cada amostra, os valores da densidade dos grãos (*G*), dos limites de liquidez (*LL*), dos limites de plasticidade (*LP*), índices de plasticidade (*IP*), porcentagens de areia, silte e argila e teor de matéria orgânica. São também apresentados, nas referidas tabelas, os valores médios da umidade (*w*), peso específico natural (γ), índice de vazios inicial (e_0) e grau de saturação (*S*). Nessas mesmas tabelas, os valores assinalados com (*) foram obtidos por Aguiar (2008).

A figura (5.17) mostra o perfil do subsolo conjuntamente com os parâmetros geotécnicos que o caracterizam.



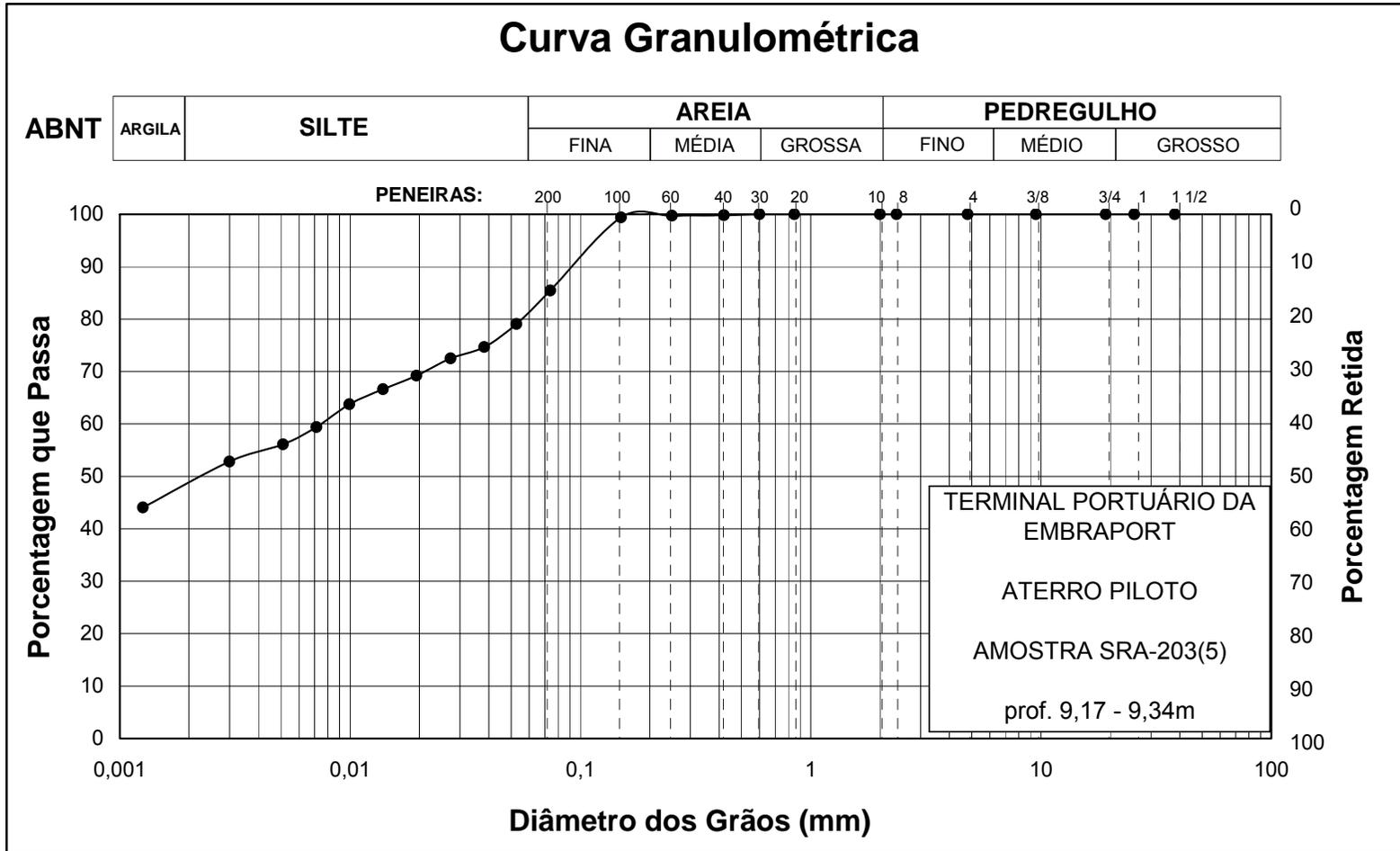
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
27	23	49	1	0	0

Figura 5.3 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(3).



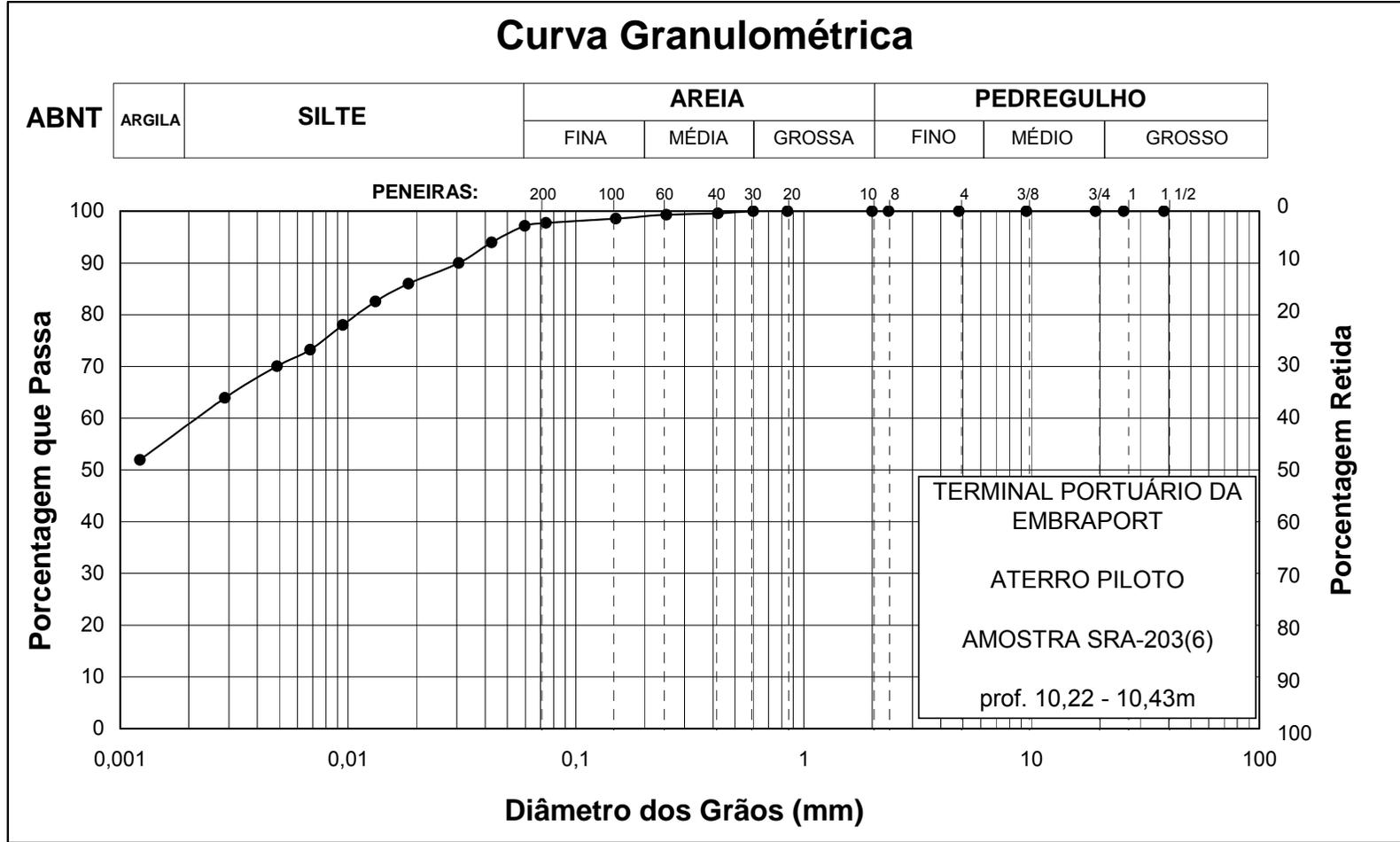
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
47	37	15	1	0	0

Figura 5.4 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(4).



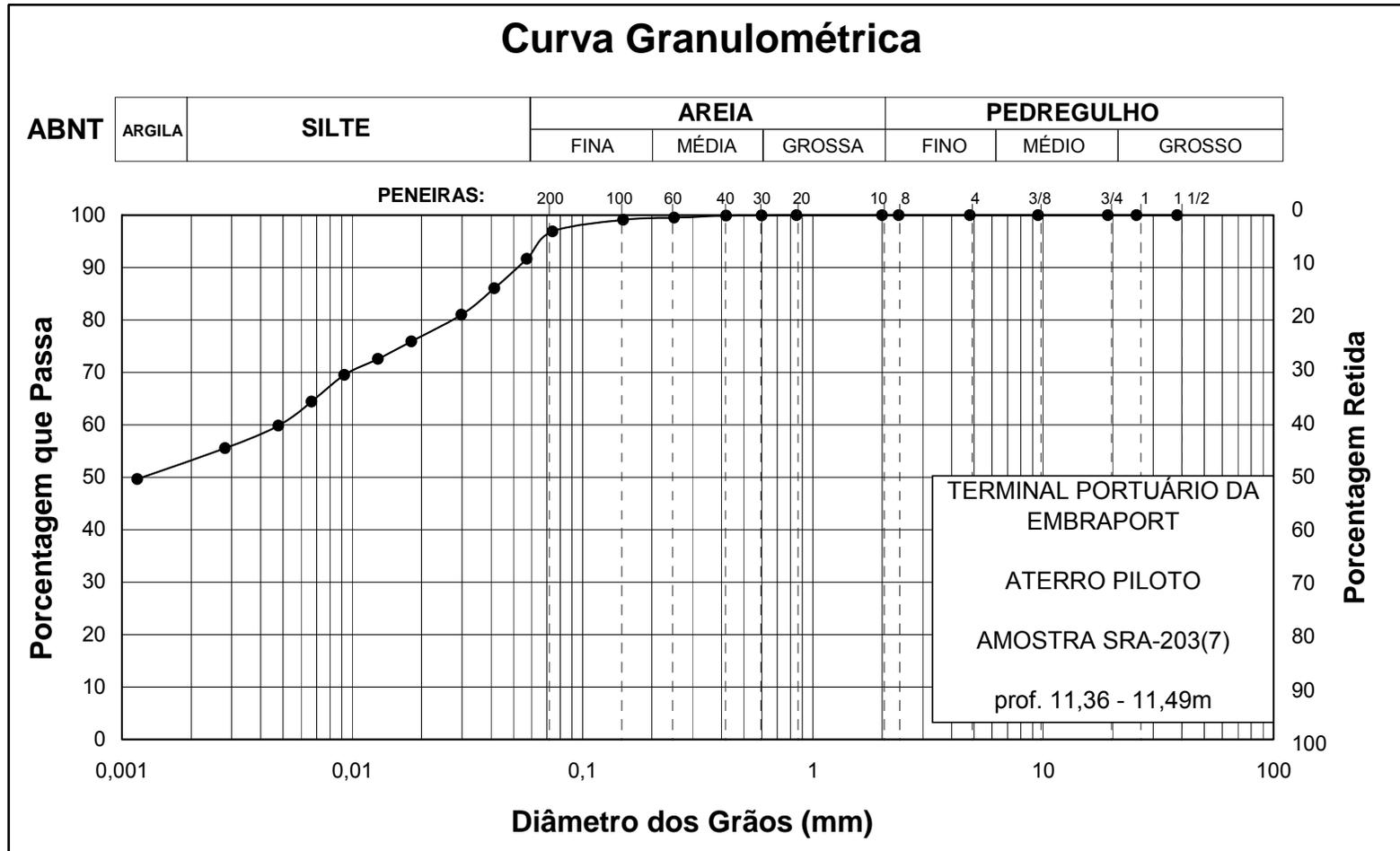
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
49	33	18	0	0	0

Figura 5.5 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(5).



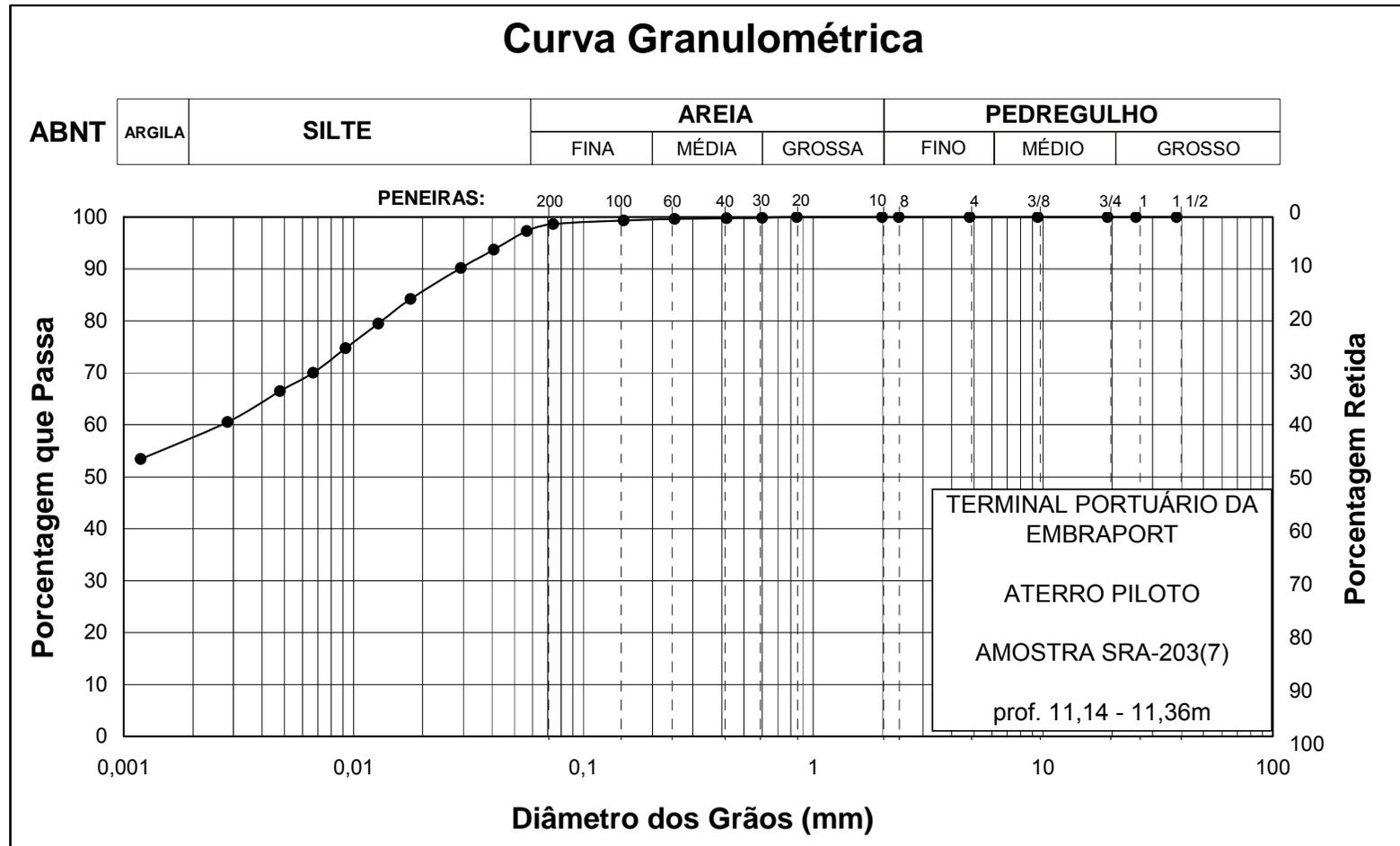
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
59	38	2	1	0	0

Figura 5.6 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(6).



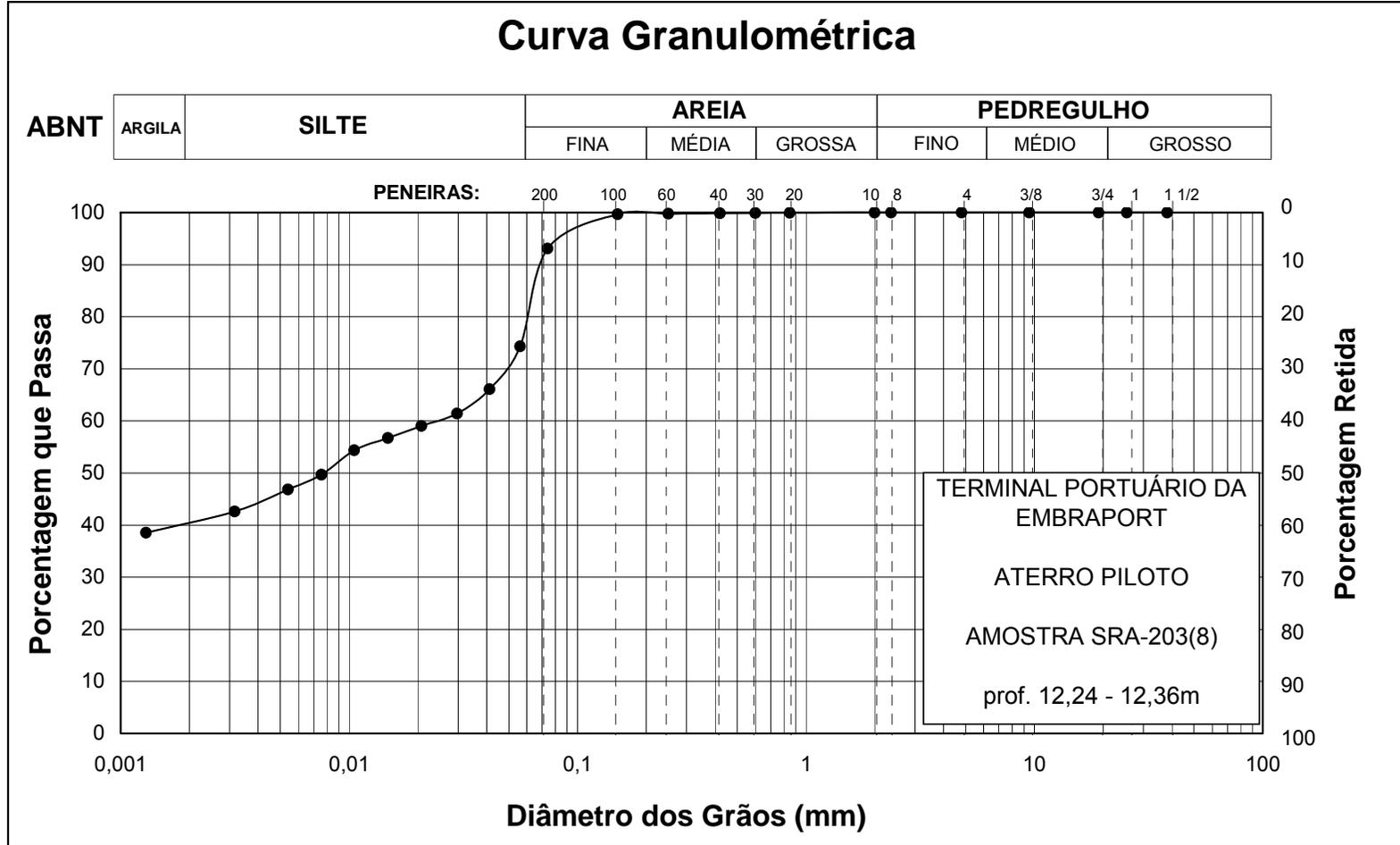
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
53	39	7	1	0	0

Figura 5.7 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(7).



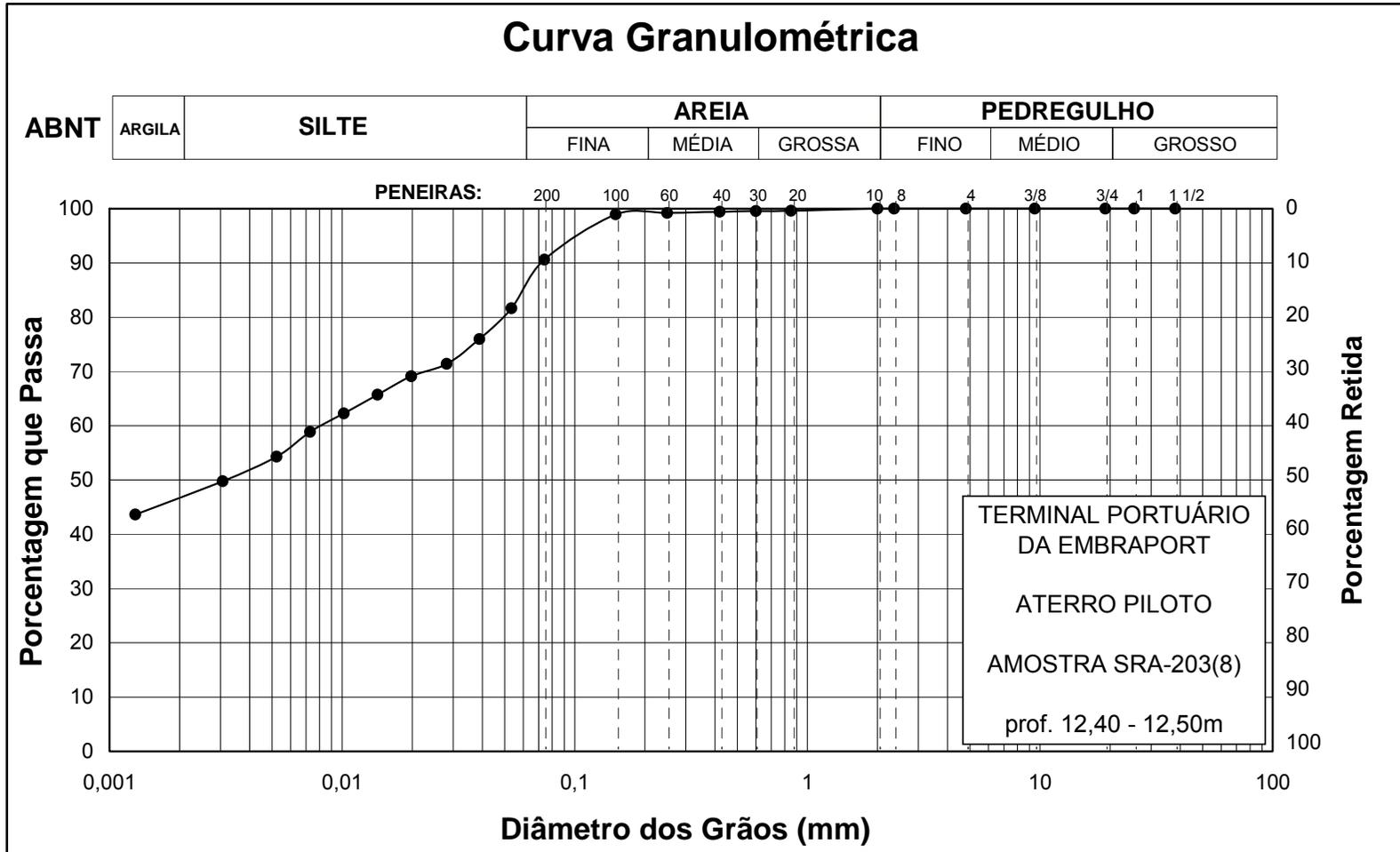
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
58	40	2	0	0	0

Figura 5.8 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(7).



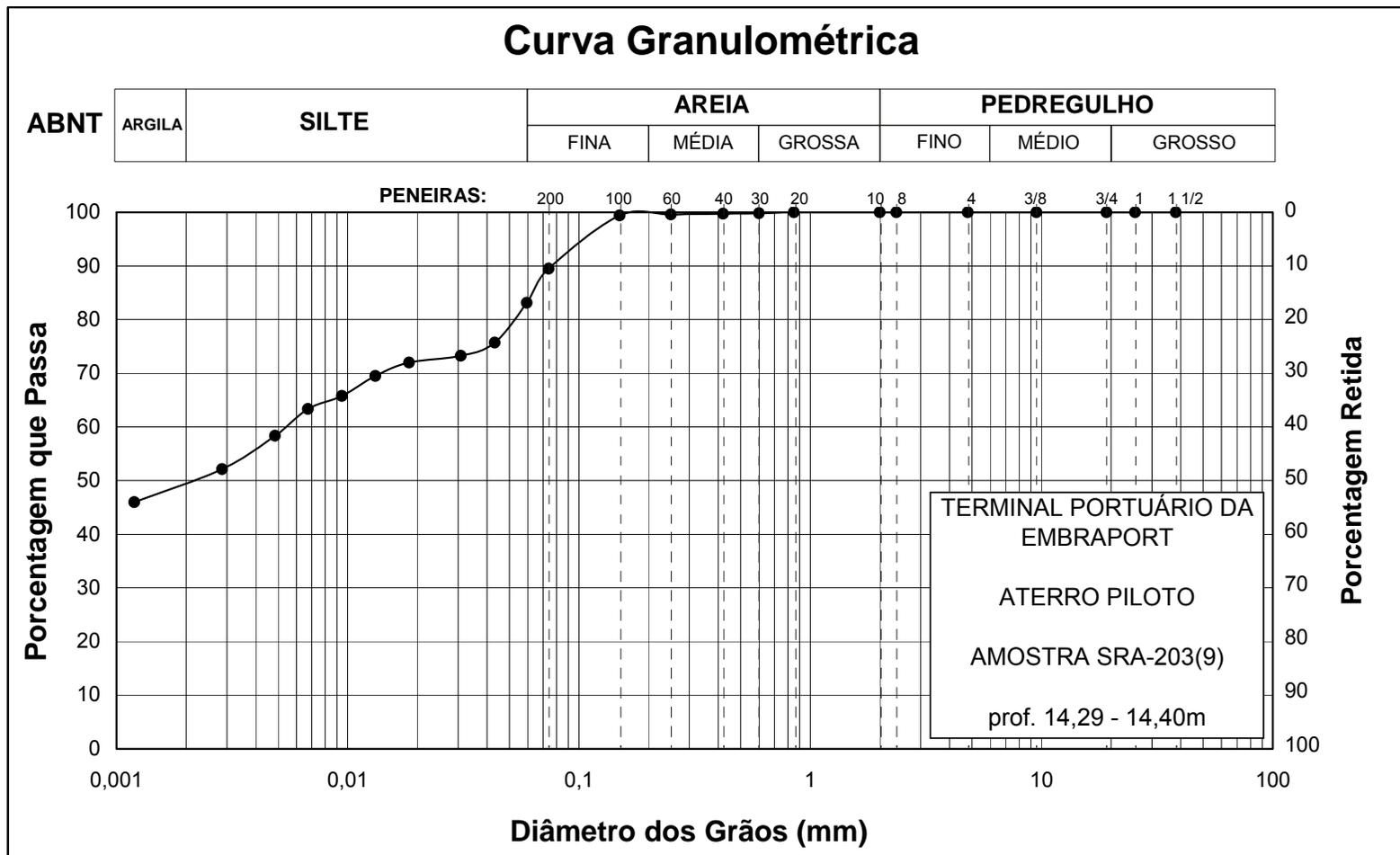
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
41	38	21	0	0	0

Figura 5.9 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(8).



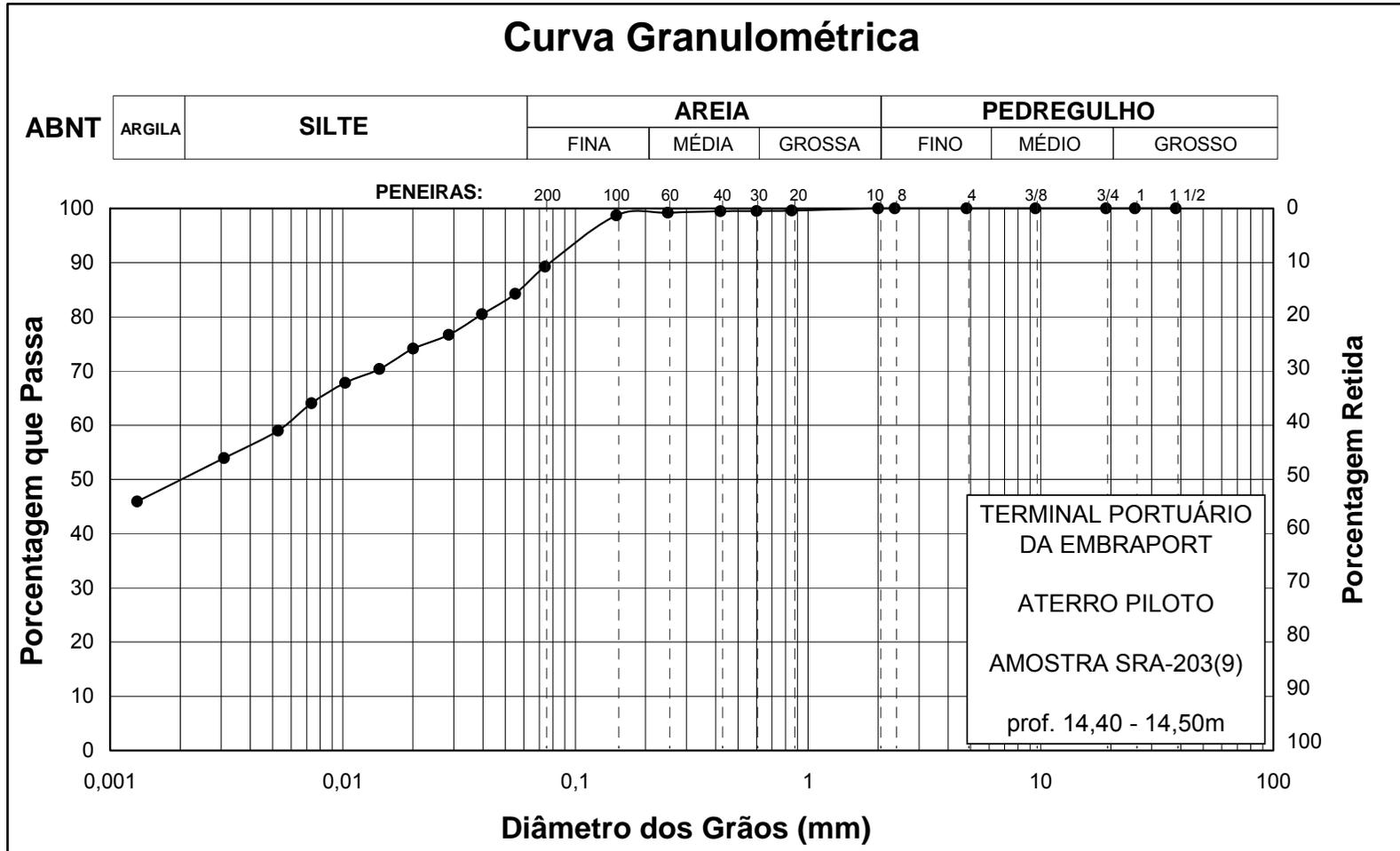
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
47	38	14	1	0	0

Figura 5.10 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(8).



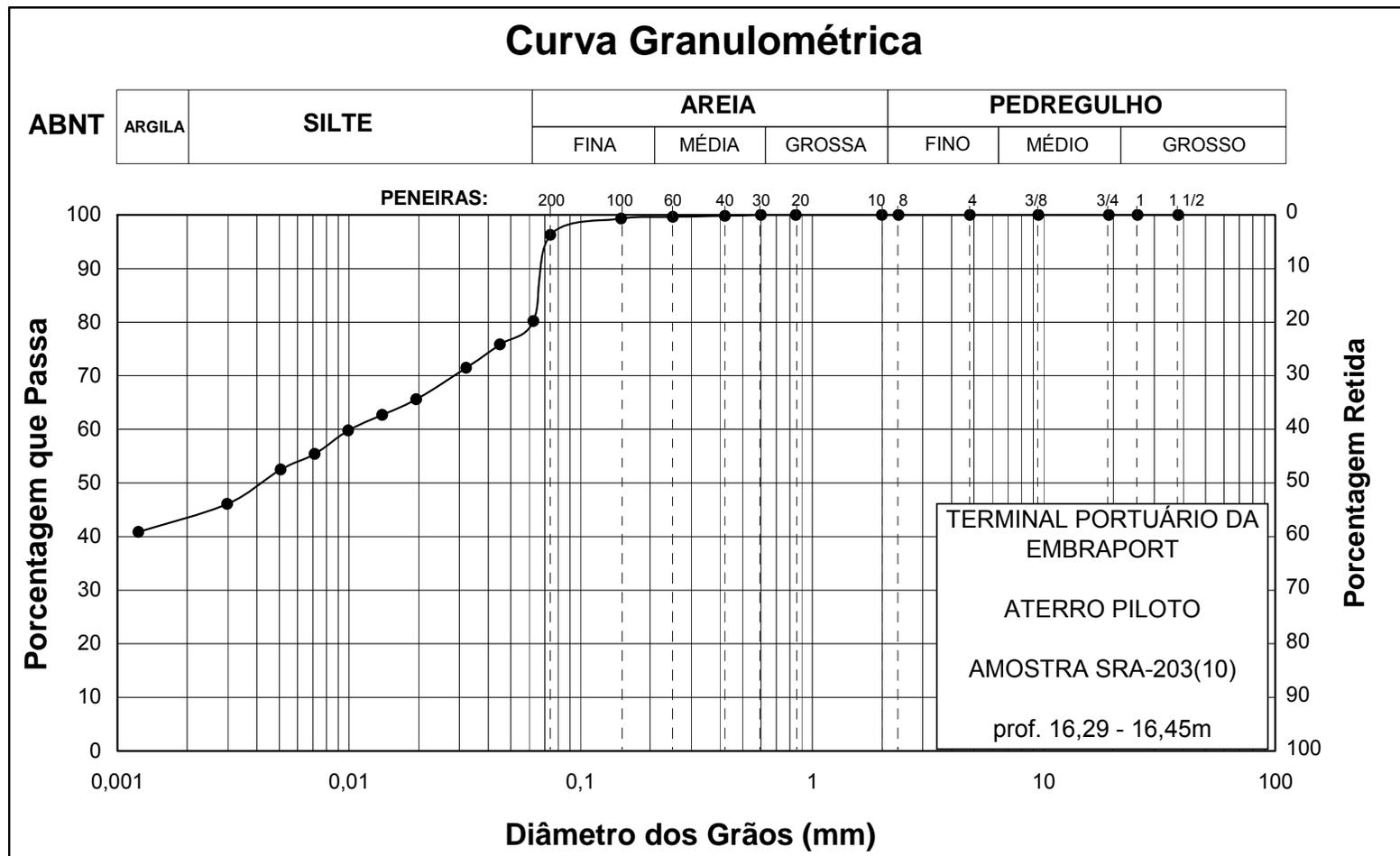
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
50	34	16	0	0	0

Figura 5.11 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(9).



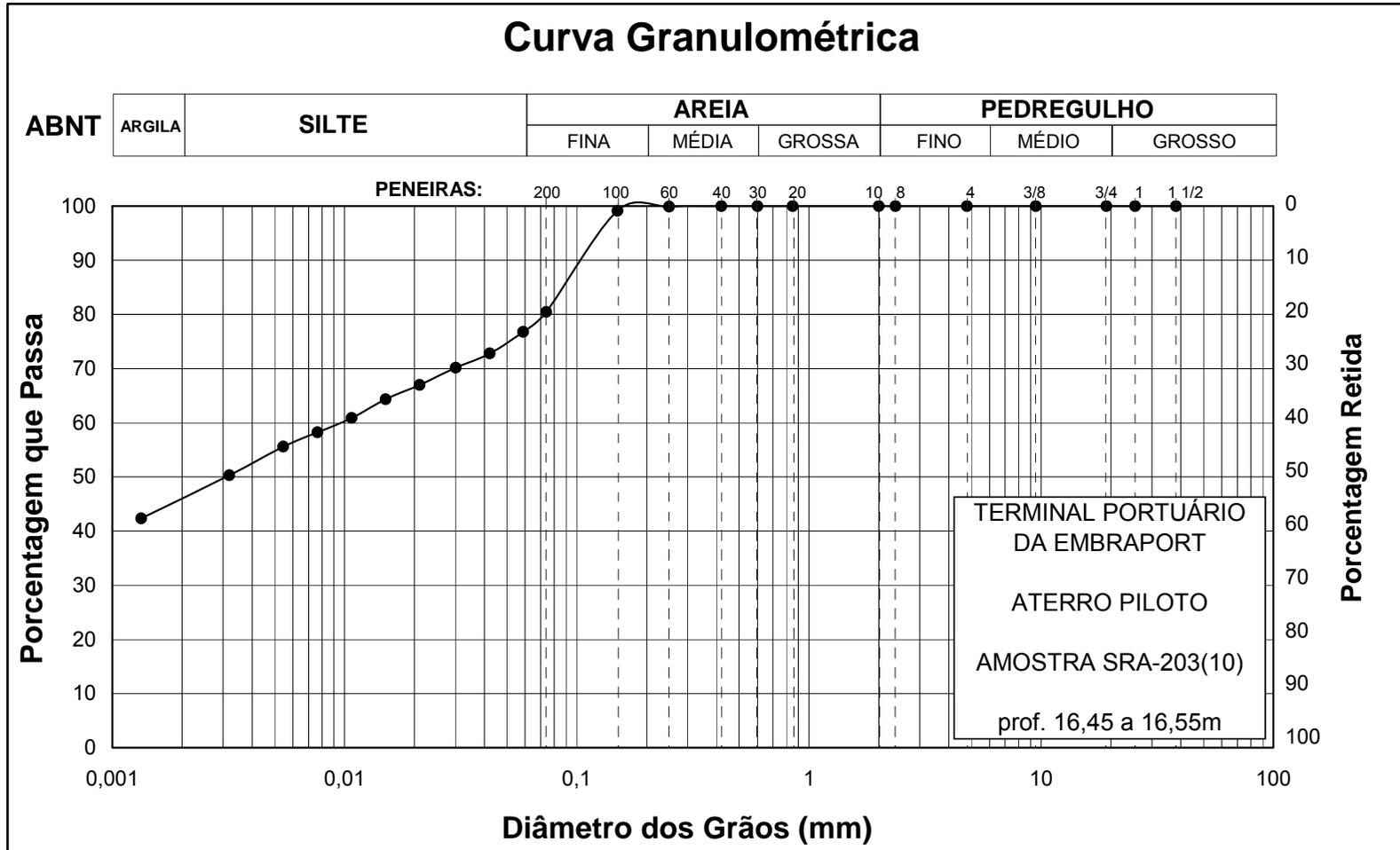
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
50	36	13	1	0	0

Figura 5.12 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(9).



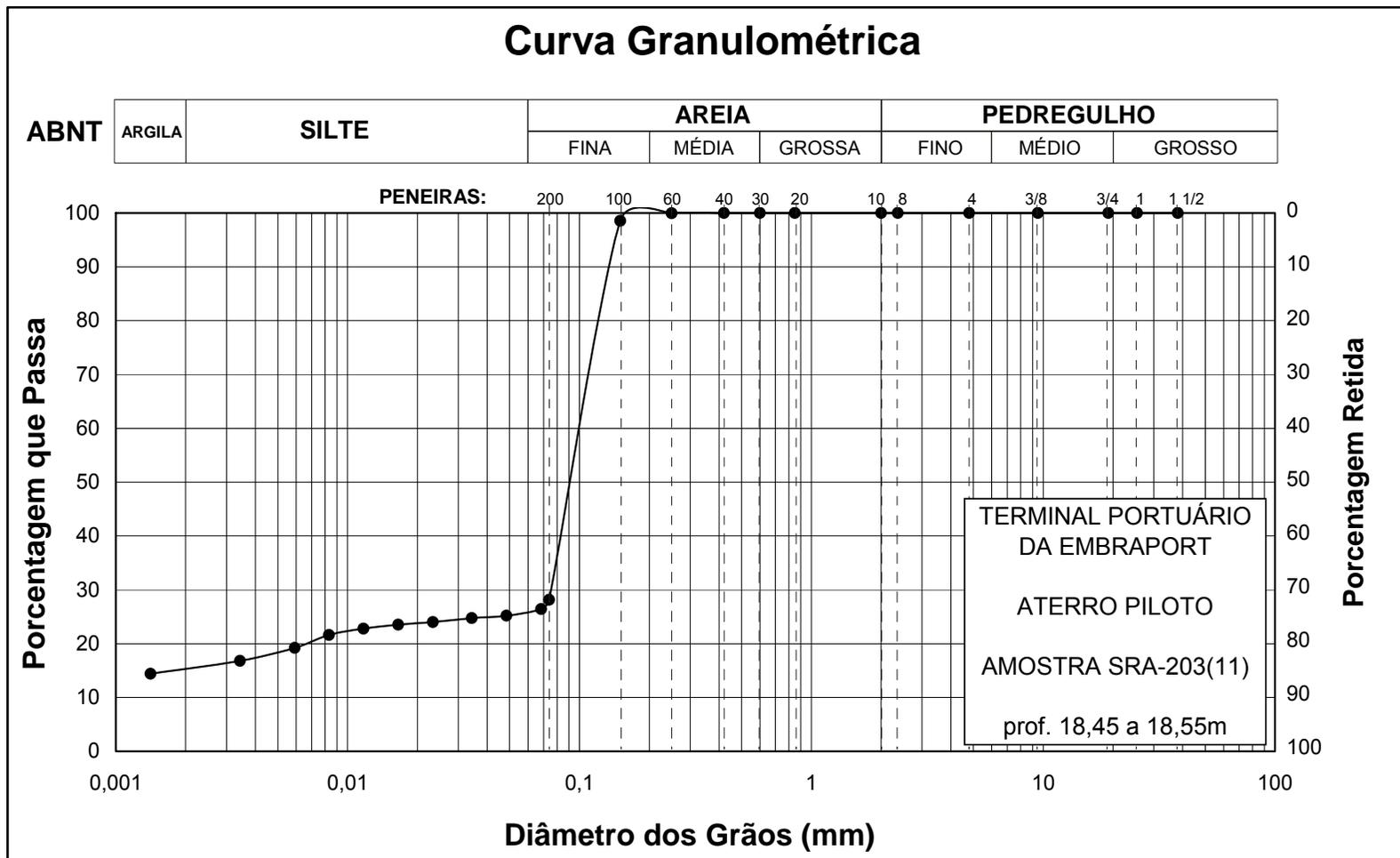
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
44	36	20	0	0	0

Figura 5.13 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(10).



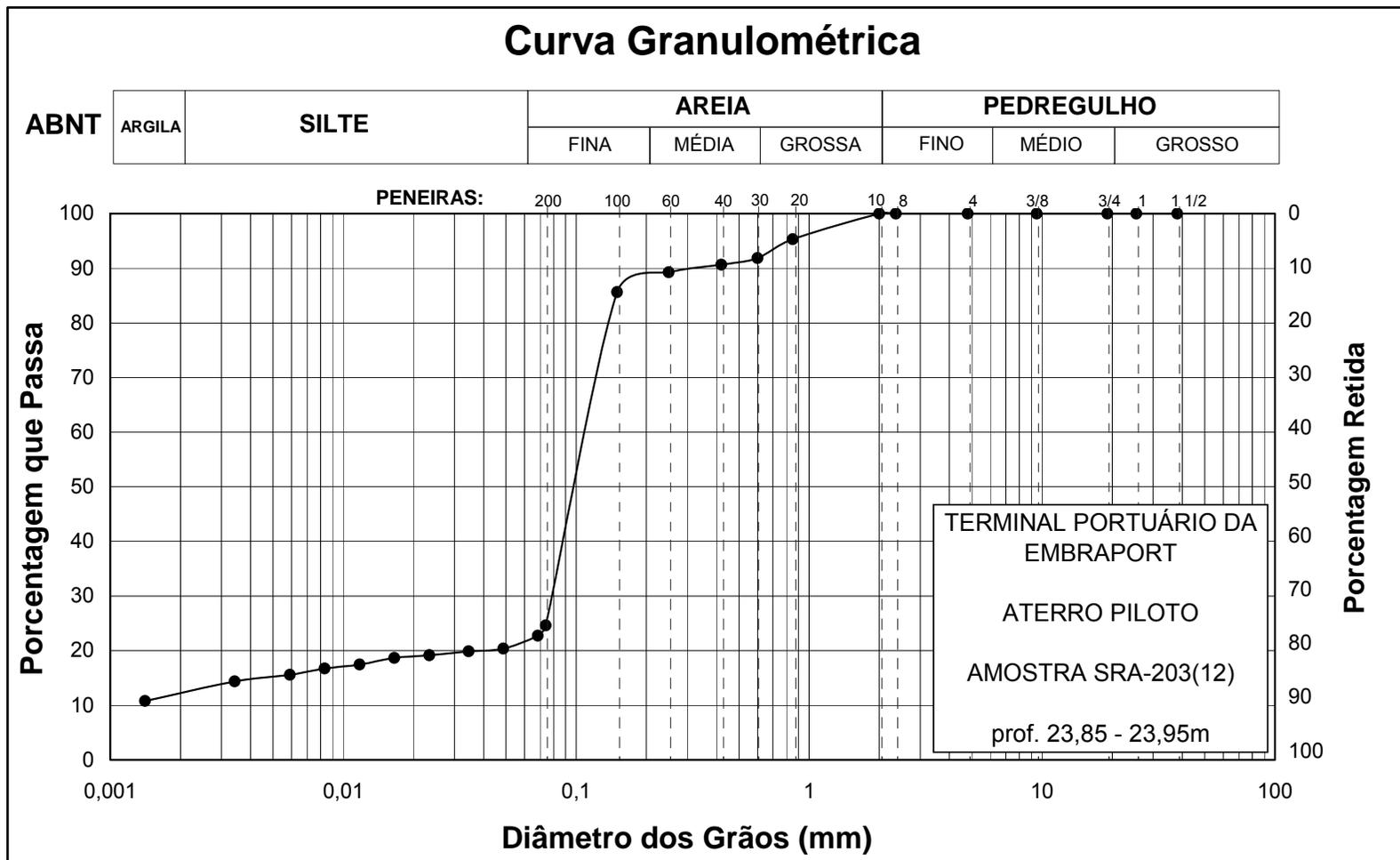
Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
46	31	22	0	0	0

Figura 5.14 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(10).



Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
15	11	73	1	0	0

Figura 5.15 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(11).



Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
12	10	66	4	8	0

Figura 5.16 Curva de distribuição granulométrica da amostra SRA-203(12).

Tabela 5.3 Parâmetros de caracterização das amostras SRA-203(1) a SRA-203(4).

Caracterização													
Amostra	Profundidade da amostra (m)	Umidade média w (%)	Densidade dos grãos G	Grau de Saturação médio S (%)	Índice de vazios inicial médio e_0	Peso específico natural médio γ (kN/m ³)	Limites de Atterberg			Granulometria			Teor médio de matéria orgânica (%)
							LL (%)	LP (%)	IP (%)	% de areia	% de silte	% de argila	
SRA-203(1)	5,10 - 5,70	50,5(*)	2,64 (*)	98(*)	1,37(*)	16,8(*)	51(*)	21(*)	31(*)	42(*)	38(*)	20(*)	2,4
SRA-203(2)	6,00 - 6,60	38,0(*)	2,65(*)	94(*)	1,07(*)	17,6(*)	34(*)	13(*)	21(*)	69(*)	19(*)	12(*)	0,7
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	62,1(*)	2,64(*)	98(*)	1,65(*)	16,2(*)	71(*)	26(*)	45(*)	44(*)	25(*)	31(*)	2,8
		53,7	2,63	98	1,46	16,6	60	15	45	50	23	27	
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	85,8(*)	2,60(*)	99(*)	2,25(*)	14,9(*)	104(*)	35(*)	69(*)	13(*)	34(*)	53(*)	5,5
		84,3	2,60	100	2,18	15,1	108	38	70	16	37	47	

Os valores assinalados com (*) foram obtidos por Aguiar (2008).

Tabela 5.4 Parâmetros de caracterização das amostras SRA-203(5) a SRA-203(7).

Caracterização													
Amostra	Profundidade da amostra (m)	Umidade média w (%)	Densidade dos grãos G	Grau de Saturação médio S (%)	Índice de vazios inicial médio e_0	Peso específico natural médio γ (kN/m ³)	Limites de Atterberg			Granulometria			Teor médio de matéria orgânica (%)
							LL (%)	LP (%)	IP (%)	% de areia	% de silte	% de argila	
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	78,8(*)	2,62(*)	99(*)	2,04(*)	15,4(*)	110(*)	33(*)	77(*)	15(*)	36(*)	49(*)	4,0
		82,7	2,65	99	2,21	15,1	113	32	81	18	33	49	
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	102,0(*)	2,53	100(*)	2,57(*)	14,3(*)	128(*)	46(*)	82(*)	3(*)	38(*)	59(*)	5,7
		96,1		100	2,40	14,7							
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	88,6	2,55	98	2,29	14,6	117	37	80	8	39	53	5,7
		98,0		100	2,46	14,6	119	39	80	2	40	58	

Os valores assinalados com (*) foram obtidos por Aguiar (2008).

Tabela 5.5 Parâmetros de caracterização das amostras SRA-203(8) a SRA-203(12).

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Umidade média w (%)	Densidade dos grãos G	Grau de Saturação médio S (%)	Índice de vazios inicial médio e_0	Peso específico natural médio γ (kN/m ³)	Limites de Atterberg			Granulometria			Teor médio de matéria orgânica (%)
							LL (%)	LP (%)	IP (%)	% de areia	% de silte	% de argila	
SRA-203(8)	12,00 -12,60	82,4	2,61	99	2,18	15,0	103	32	71	18	38	44	5,8
SRA-203(9)	14,00 -14,60	75,8	2,61	100	1,98	15,5	109	35	74	15	35	50	4,8
SRA-203(10)	16,00 -16,60	74,6	2,62	100	1,97	15,5	96	29	67	21	34	45	5,0
SRA-203(11)	18,00 -18,60	36,6	2,63	99	0,97	18,3	36	14	22	74	11	15	1,4
SRA-203(12)	23,45 -24,05	26,6	2,66	99	0,72	19,7	32	12	20	78	10	12	1,7

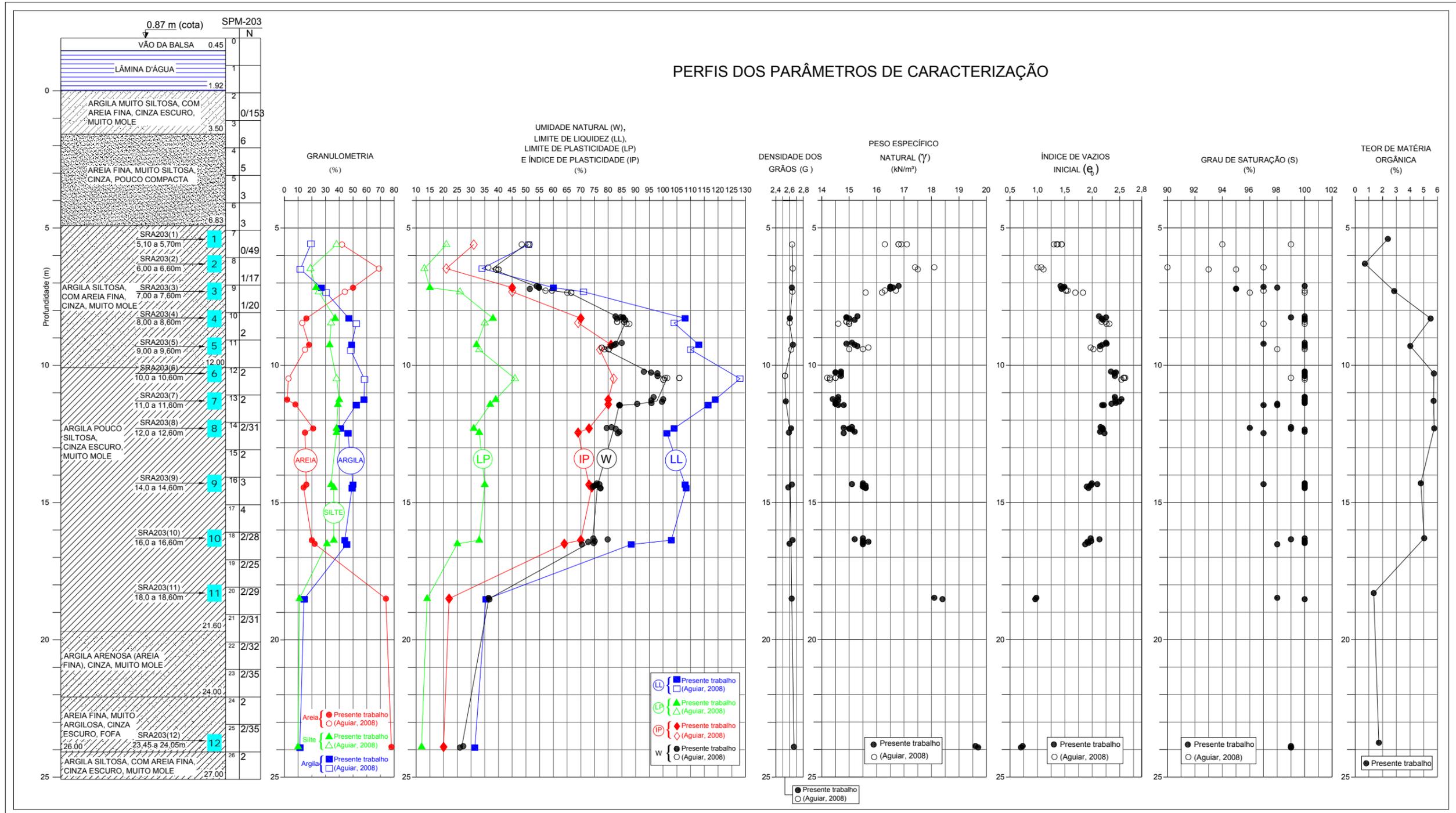


Figura 5.17 Perfil do subsolo com os parâmetros que o caracterizam.

5.4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO CONVENCIONAIS

5.4.1 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os ensaios de adensamento convencionais foram realizados utilizando-se prensas do tipo Bishop, com relação de braço 1:10 fabricadas pela Ronald Top Ltda. Os anéis para moldagem dos corpos de prova eram de aço inoxidável, com 2 cm de altura e diâmetro interno de aproximadamente 7 cm. Tais anéis eram encaixados em células de adensamento, também fabricadas pela Ronald Top Ltda. As leituras das deformações verticais dos corpos de prova foram efetuadas através de extensômetros mecânicos de sensibilidade de 0,01 mm/div. Os tempos de leitura foram tomados por um cronômetro digital Casio. Uma foto dos equipamentos descritos está apresentada na figura (5.18).



Figura 5.18 Equipamentos utilizados nos ensaios de adensamento convencionais.

Os ensaios foram feitos no Laboratório de Reologia dos Solos, localizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE. O Laboratório de Reologia é constituído de uma sala revestida com isopor e madeira. Isso tem por fim minimizar trocas de calor com o exterior e assim permitir que sejam realizados ensaios sob temperatura controlada. A sala possui três aparelhos de ar condicionado, os quais funcionam em rodízio de 24 h. Toda e qualquer variação de temperatura é registrada através de um termômetro de máxima e mínima.

5.4.2 – METODOLOGIA DE ENSAIO

Os corpos de prova, com 2 cm de altura e cerca de 7cm de diâmetro, foram moldados a partir de amostras indeformadas coletadas em amostradores de parede fina, tipo shelby, com 10 cm de diâmetro e cerca de 70 cm de comprimento. Na moldagem dos corpos de prova, foram seguidas as recomendações de Ladd e Degroot (2003). Os passos seguidos durante a moldagem dos corpos de prova foram:

- (i) Serrar um segmento do tubo amostrador com cerca de 5 cm de comprimento.
- (ii) Destacar o segmento de amostra assim cortado com um fio de aço.
- (iii) Introduzir uma agulha com um fio de aço, segundo a geratriz do amostrador, fazendo-o percorrer na interface solo-amostrador pelo menos 4 revoluções completas, para destacar a amostra do tubo amostrador.
- (iv) Cravar o anel de adensamento na amostra, ainda dentro do segmento cortado.
- (v) Repetir a operação do item (iii).
- (vi) Extrair do segmento de tubo a amostra de solo com o anel já cravado por meio de um êmbolo com diâmetro ligeiramente inferior ao do tubo amostrador.
- (vii) Aparar a porção de solo que excede as dimensões do anel.
- (viii) Regularizar as superfícies superior e inferior do corpo de prova assim moldado.
- (ix) Montá-lo na célula de adensamento e levá-lo à prensa.

A sequência de operações descrita acima encontra-se ilustrada nas fotos das figuras (5.19) a (5.28).



Figura 5.19 Amostra destacada juntamente com segmento do tubo amostrador cortado.



Figura 5.20 Passando a agulha e o fio de aço na interface solo-tubo amostrador.



Figura 5.21 Segmento de amostra extraída com anel de adensamento já cravado.



Figura 5.22 Aparando a porção de solo que excede as dimensões do anel.



Figura 5.23 Regularizando as superfícies superior e inferior do corpo de prova.



Figura 5.24 Corpo de prova pronto para ser montado na célula de adensamento.



Figura 5.25 Corpo de prova posto na célula de adensamento.



Figura 5.26 Colocação da parte superior da célula e do colarinho centralizador.



Figura 5.27 Fechamento da célula e colocação do “top-cap”.



Figura 5.28 Célula montada na prensa com ensaio em andamento.

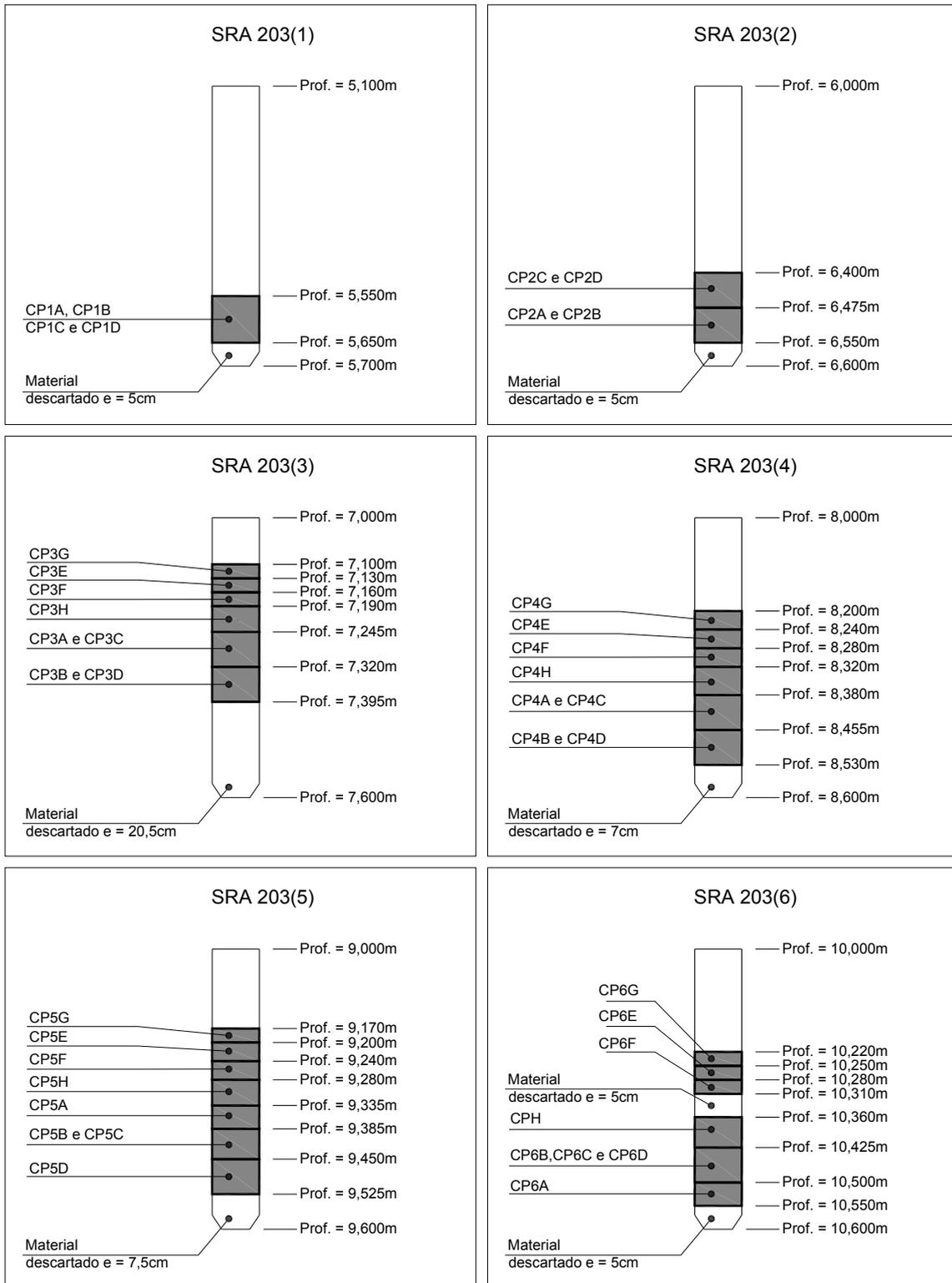


Figura 5.29 Posição dos corpos de prova nos tubos amostradores (amostras SRA-203(1) a SRA-203(6)).

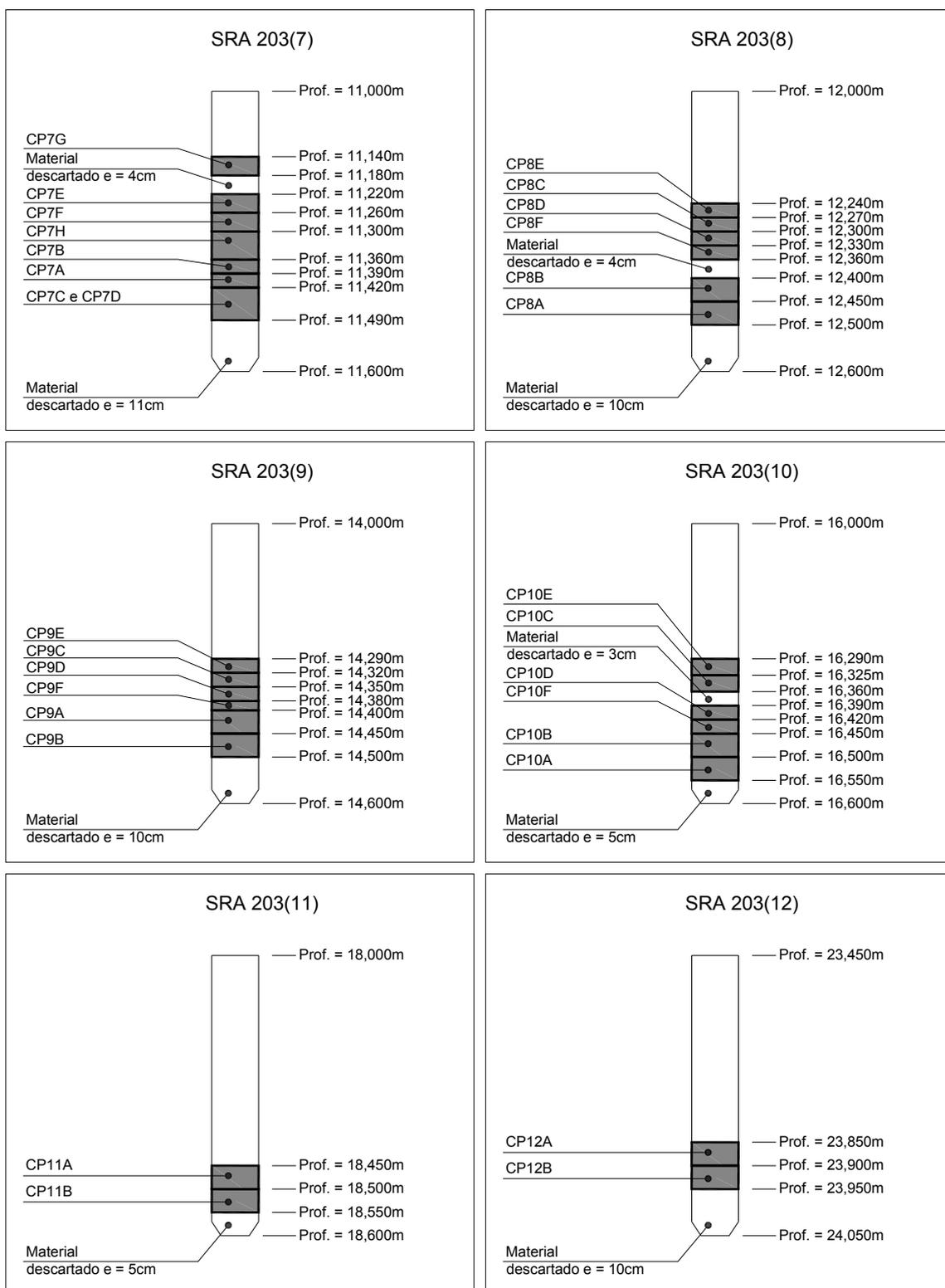


Figura 5.30 Posição dos corpos de prova nos tubos amostradores (amostras SRA-203(7) a SRA-203(12)).

Com o intuito de identificar os diferentes corpos de prova, foi usada a convenção CPNX, onde CP significa corpo de prova, N é o número da amostra e X é a letra que designa um ensaio feito na amostra N. As figuras (5.29) e (5.30) ilustram o posicionamento dos corpos de prova nos tubos amostradores.

Os ensaios de adensamento convencionais foram feitos no Laboratório de Reologia dos Solos, sob temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$. Tal faixa de temperatura foi conseguida com os três aparelhos de ar condicionado funcionando em rodízio de 24 h. As variações de temperatura foram registradas diariamente por um termômetro de máxima e mínima.

O critério de carregamento usado nos diversos estágios de carga foi o seguinte: imediatamente após a moldagem dos corpos de prova, o que acontecia sempre na parte da tarde, eles eram levados à prensa de adensamento e submetidos a uma tensão vertical de 3,13 kPa, sob a qual permaneciam até a manhã do dia seguinte. A partir daí, a tensão vertical era incrementada usando-se a razão $\Delta\sigma/\sigma'_v = 1$. Assim, no dia seguinte à moldagem, eram realizados os estágios de carregamento com 6,25 kPa, 12,5 kPa e 25 kPa. A duração dos estágios de carga com 6,25 e 12,5 kPa era de pelo menos 2 horas. A atividade do dia terminava ao entardecer com o carregamento para a tensão de 25 kPa, cuja duração ia até a manhã do dia seguinte.

As deformações e os coeficientes de adensamento obtidos com o procedimento acima foram comparados com os obtidos em estágios de carga que tiveram duração de 24 horas, não se notando nenhuma diferença entre eles. Isso é compreensível, uma vez que todas as tensões de sobreadensamento medidas foram maiores ou iguais a 100 kPa. Isso significa que até 25 kPa todos os corpos de prova se encontravam no domínio sobreadensado com valores de *OCR* maiores ou iguais a 4. Neste domínio ($OCR \geq 4$), não só o adensamento primário ocorre muito rapidamente como o adensamento secundário é praticamente inexistente, o que justifica plenamente o procedimento adotado para as tensões até 25 kPa.

A partir da tensão de 50 kPa, todos os estágios de tensão tiveram a duração de 24 horas. Nesses ensaios as tensões verticais usadas nos estágios de carregamento foram de

3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 150; 200; 300; 500 e 800 kPa seguidas de descarregamentos para 400 e 200 kPa.

O uso da razão $(\Delta\sigma/\sigma'_v) < 1$ a partir de 100 kPa foi adotado, com o objetivo de determinar a tensão de sobreadensamento com maior acurácia e definir melhor a curva de compressão no domínio virgem.

Os ensaios de adensamento convencionais descritos acima estão identificados nas tabelas (5.6), (5.7) e (5.8) sob o nome de “Convencional (24h)”. Nestas tabelas também estão apresentados os estágios de carregamento adotados em cada ensaio.

Além dos ensaios de adensamento convencionais, cujo procedimento está descrito acima, foram também realizados ensaios de adensamento convencionais cujo critério de carregamento foi baseado na velocidade de deformação. Esse critério consistiu em se aplicar um novo incremento de tensão todas as vezes em que a velocidade de deformação específica $(\dot{\epsilon}_v)$ fosse igual a 10^{-6}s^{-1} , calculada de acordo com a expressão (3.21). Tais ensaios estão identificados nas tabelas (5.7) e (5.8) sob o nome “Convencional (10^{-6}s^{-1})”. Também são observadas nas tabelas (5.7) e (5.8) os estágios de carregamento adotados em cada ensaio deste tipo.

Tabela 5.6 Estágios de carregamento dos ensaios de adensamento convencionais.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Tipo do ensaio	Sequência de estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	3E	CP3E	7,13 - 7,16	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		3F	CP3F	7,16 - 7,19	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		3G	CP3G	7,10 - 7,13	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		3H	CP3H	7,19 - 7,25	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	4E	CP4E	8,24 - 8,28	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		4F	CP4F	8,28 - 8,32	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		4G	CP4G	8,20 - 8,24	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		4H	CP4H	8,32 - 8,38	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	5E	CP5E	9,20 - 9,24	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		5F	CP5F	9,24 - 9,28	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		5G	CP5G	9,17 - 9,20	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		5H	CP5H	9,28 - 9,34	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200

Tabela 5.7 Estágios de carregamento dos ensaios de adensamento convencionais.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Tipo do ensaio	Sequência de estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	6E	CP6E	10,25 - 10,28	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		6F	CP6F	10,28 - 10,31	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		6G	CP6G	10,22 - 10,25	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		6H	CP6H	10,36 - 10,43	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	7E	CP7E	11,22 - 11,26	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		7F	CP7F	11,26 - 11,30	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		7G	CP7G	11,14 - 11,18	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		7H	CP7H	11,30 - 11,36	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	8A	CP8A	12,45 - 12,50	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 400 - 800 - 400 - 200
		8B	CP8B	12,40 - 12,45	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 400 - 800 - 400 - 200
		8C	CP8C	12,27 - 12,30	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		8D	CP8D	12,30 - 12,33	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		8E	CP8E	12,24 - 12,27	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		8F	CP8F	12,33 - 12,36	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200

Tabela 5.8 Estágios de carregamento dos ensaios de adensamento convencionais.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Tipo do ensaio	Sequência de estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
SRA-203(9)	14,00 - 14,60	9A	CP9A	14,40 - 14,45	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		9B	CP9B	14,45 - 14,50	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		9C	CP9C	14,32 - 14,35	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		9D	CP9D	14,35 - 14,38	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		9E	CP9E	14,29 - 14,32	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		9F	CP9F	14,38 - 14,40	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(10)	16,00 - 16,60	10A	CP10A	16,50 - 16,55	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 300 - 200 - 100 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		10B	CP10B	16,45 - 16,50	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 300 - 200 - 100 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		10C	CP10C	16,33 - 16,36	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		10D	CP10D	16,39 - 16,42	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		10E	CP10E	16,29 - 16,33	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		10F	CP10F	16,42 - 16,45	Convencional (24h)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(11)	18,00 - 18,60	11A	CP11A	18,45 - 18,50	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
		11B	CP11B	18,50 - 18,55	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 - 200
SRA-203(12)	23,45 - 24,05	12A	CP12A	23,85 - 23,90	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 300 - 400 - 600 - 800 - 400 - 200
		12B	CP12B	23,90 - 23,95	Convencional ($10^{-6}s^{-1}$)	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 300 - 400 - 600 - 800 - 400 - 200

5.4.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS CONVENCIONAIS

As figuras (5.31) a (5.114) apresentam, para cada ensaio, as curvas índice de vazios (e) x tensão vertical efetiva (σ'_v) e coeficiente de adensamento vertical (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) média no estágio calculado pelo método de Taylor.

As curvas e x σ'_v apresentadas nas figuras (5.31) a (5.114) são as correspondentes às seguintes condições:

- (a) Fim do adensamento primário (EOP).
- (b) Velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$) igual a 10^{-6}s^{-1} .
- (c) Fim de 24h (exceto os ensaios 8A, 8B, 9A, 9B, 10A, 10B, 11A, 11B, 12A e 12B).

As figuras (5.115) a (5.130) apresentam, para fins comparativos, as curvas de compressão ϵ_v x σ'_v para 24 horas e as curvas (c_v) x tensão vertical efetiva média referentes aos corpos de prova de uma mesma amostra (mesmo tubo amostrador).

As figuras (5.131) a (5.138) apresentam, também para fins comparativos, as curvas de compressão ϵ_v x σ'_v referentes à velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$) igual a 10^{-6}s^{-1} . Nas figuras referentes às amostras SRA-203(3) a SRA-203(6), estão também incluídas as curvas obtidas por Aguiar (2008).

Finalmente, nas figuras (5.139) a (5.142) são apresentadas, para fins comparativos, as curvas de compressão ϵ_v x σ'_v referentes à velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$) igual a 10^{-6}s^{-1} e as curvas (c_v) x tensão vertical efetiva média referentes às amostras SRA-203(11) e SRA-203(12).

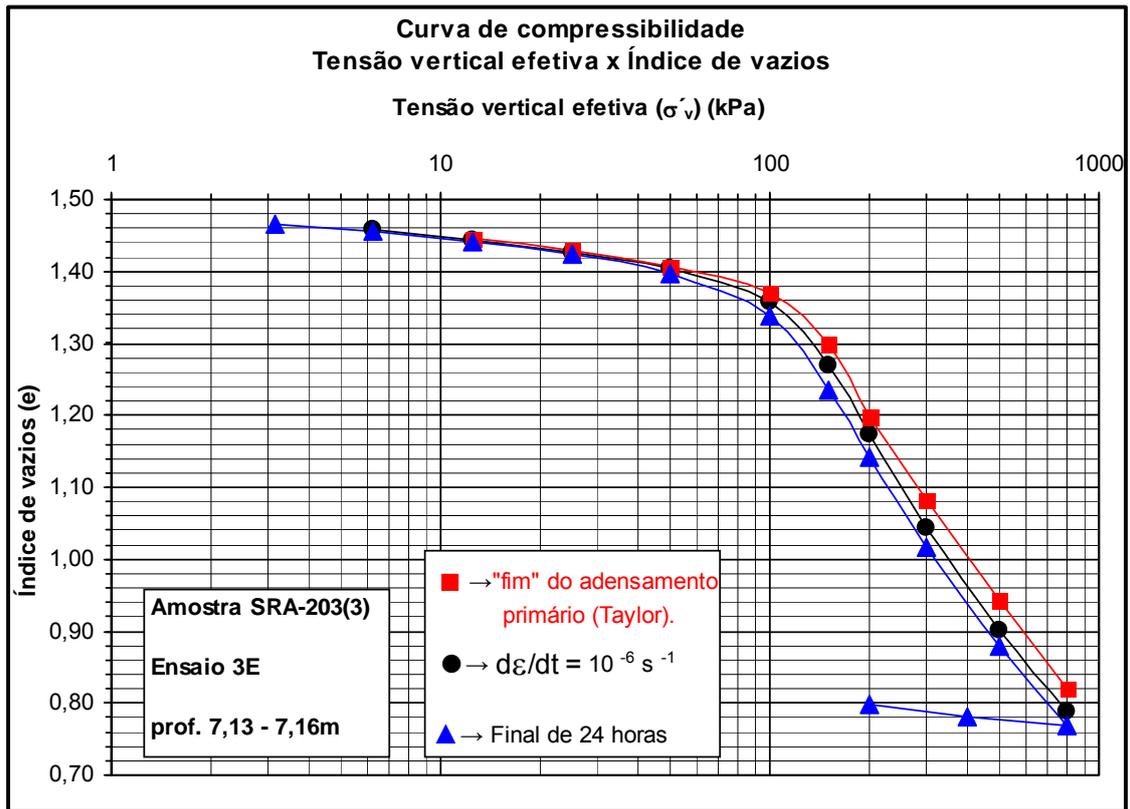


Figura 5.31 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 3E (corpo de prova CP3E).

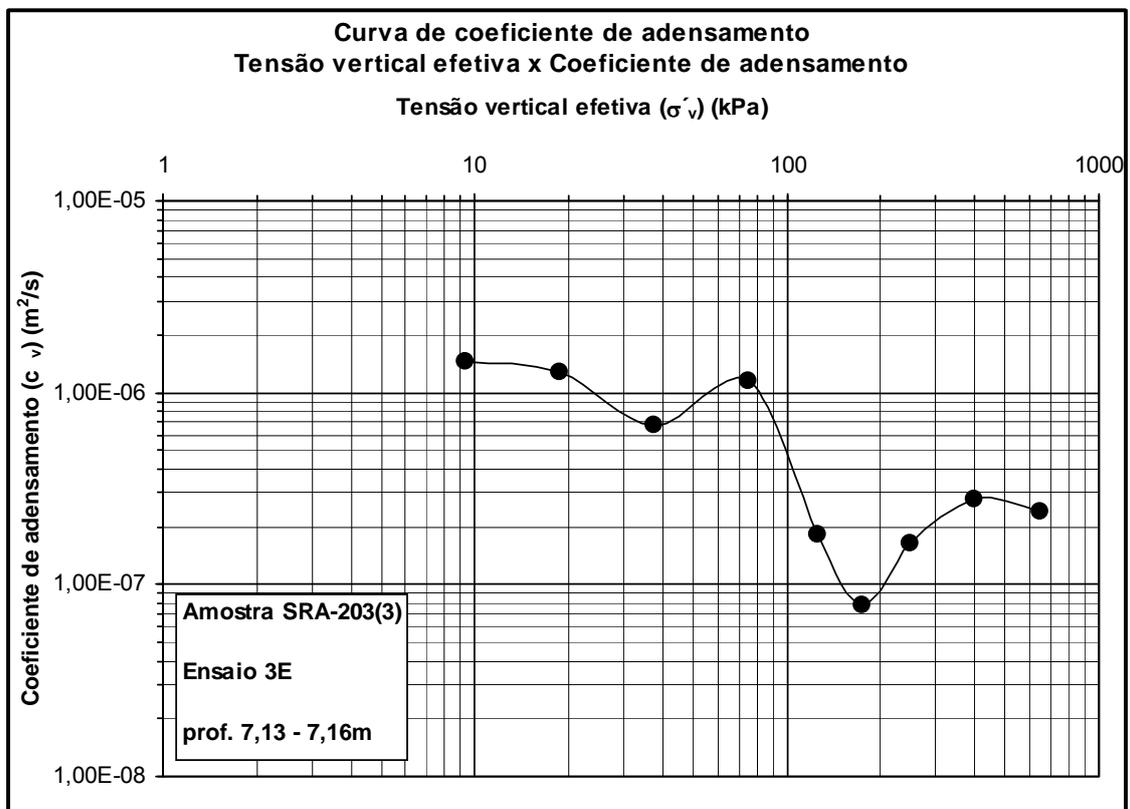


Figura 5.32 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 3E (corpo de prova CP3E).

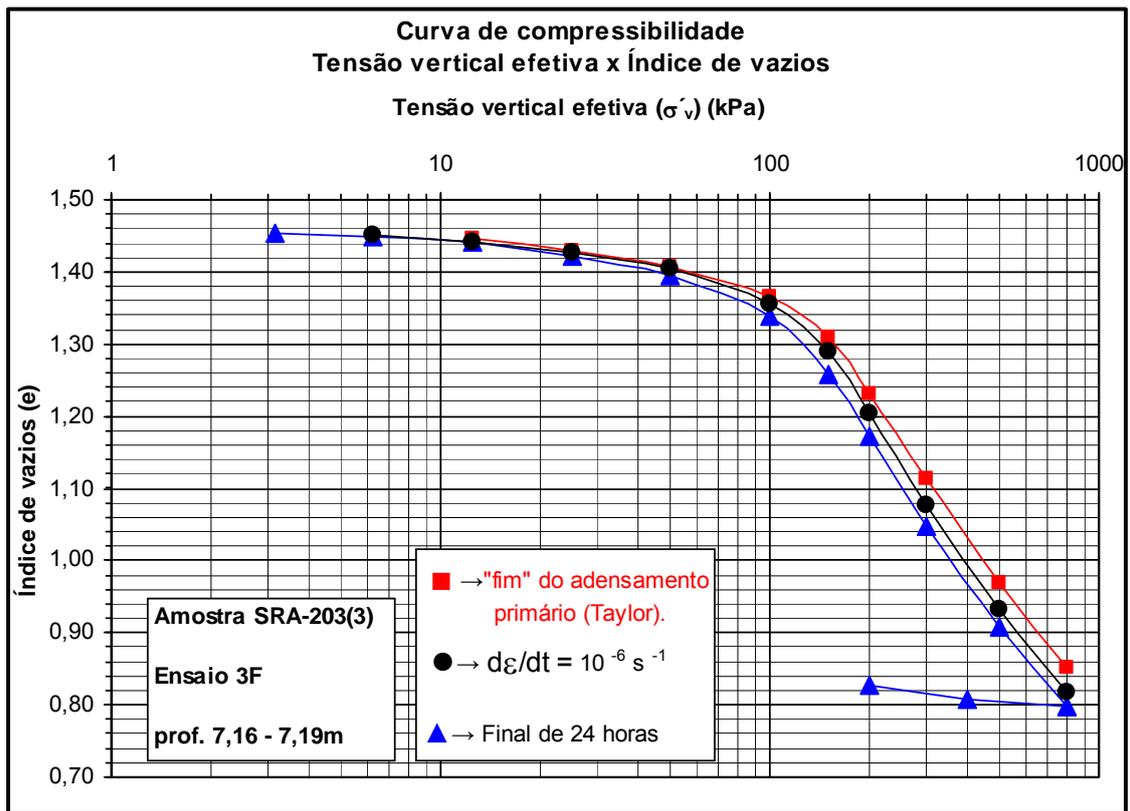


Figura 5.33 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 3F (corpo de prova CP3F).

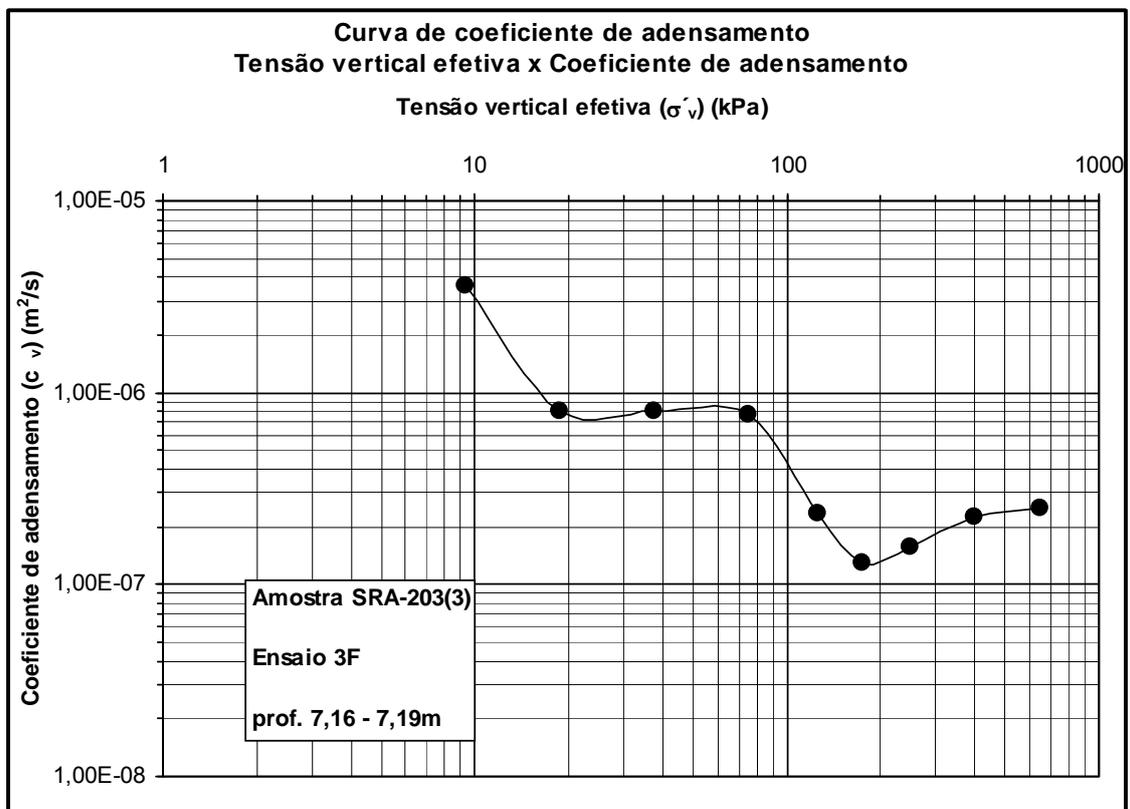


Figura 5.34 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 3F (corpo de prova CP3F).

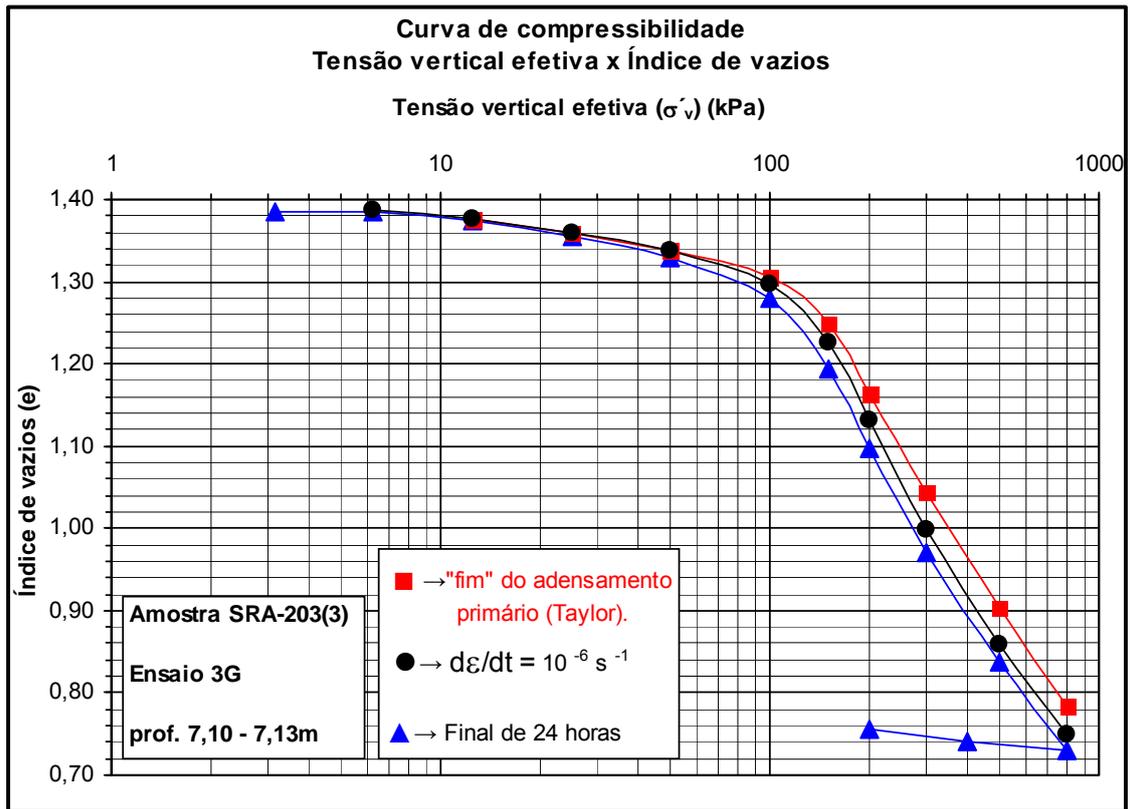


Figura 5.35 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 3G (corpo de prova CP3G).

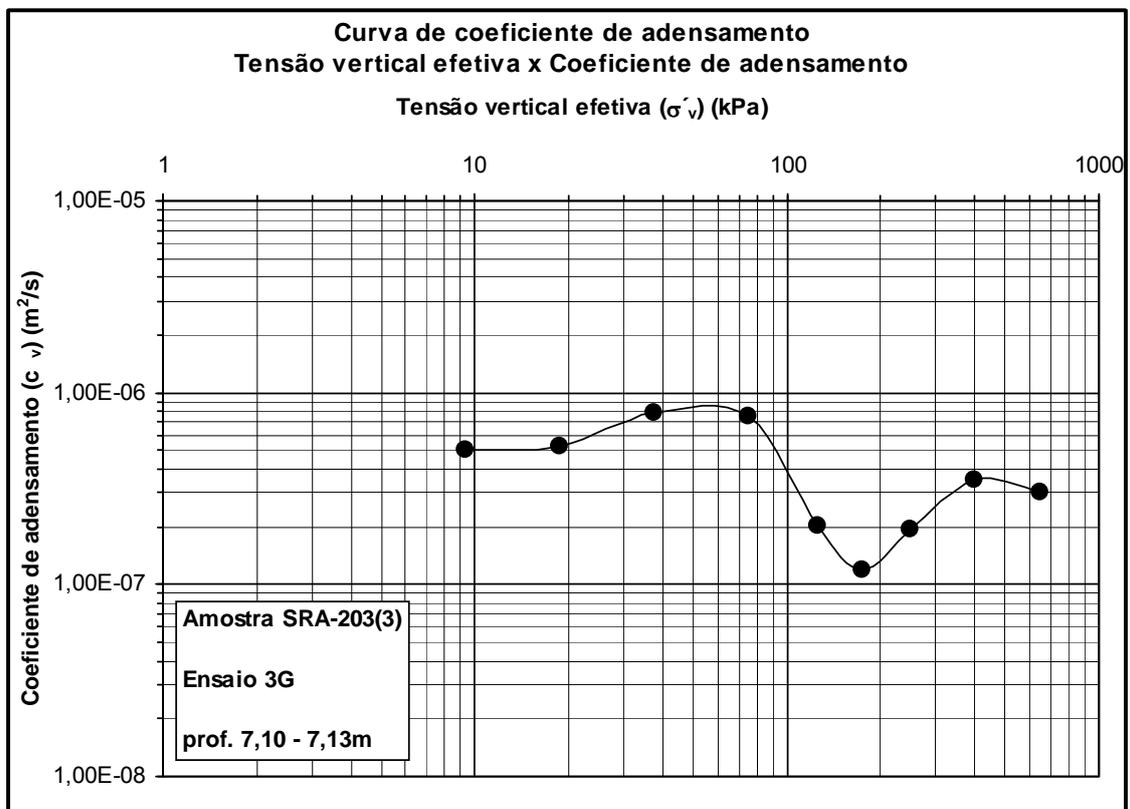


Figura 5.36 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 3G (corpo de prova CP3G).

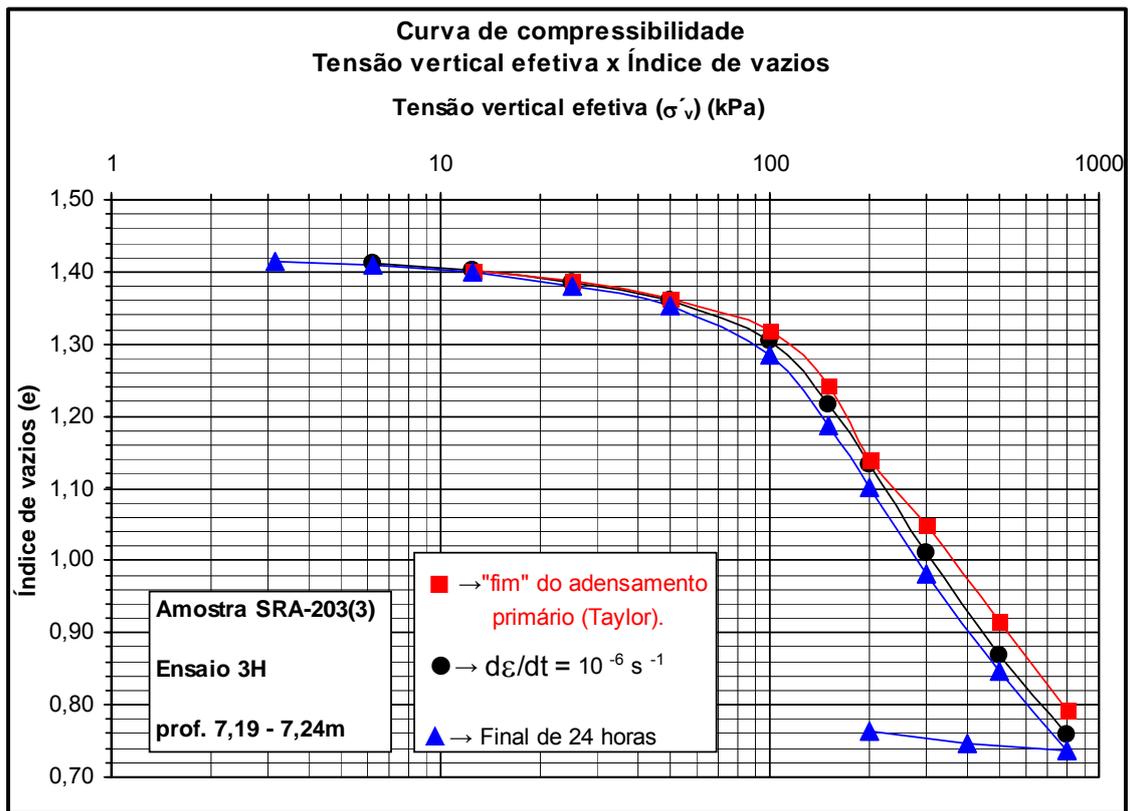


Figura 5.37 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 3H (corpo de prova CP3H).

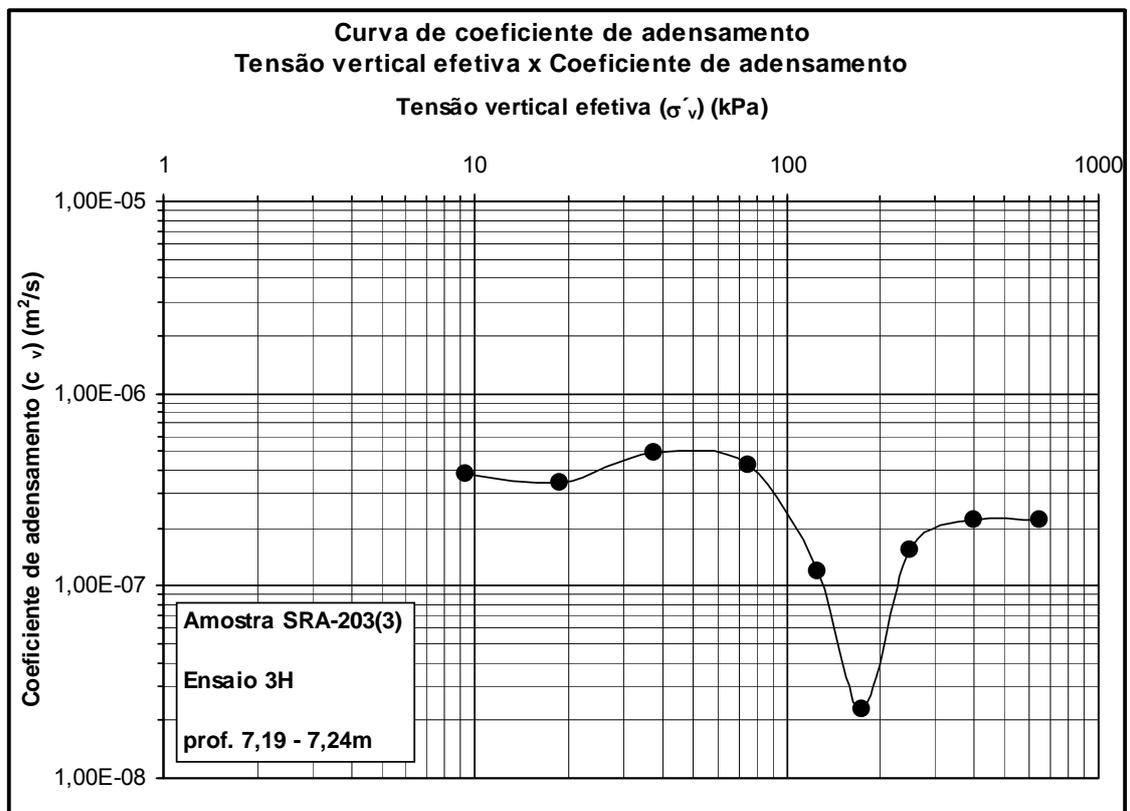


Figura 5.38 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 3H (corpo de prova CP3H).

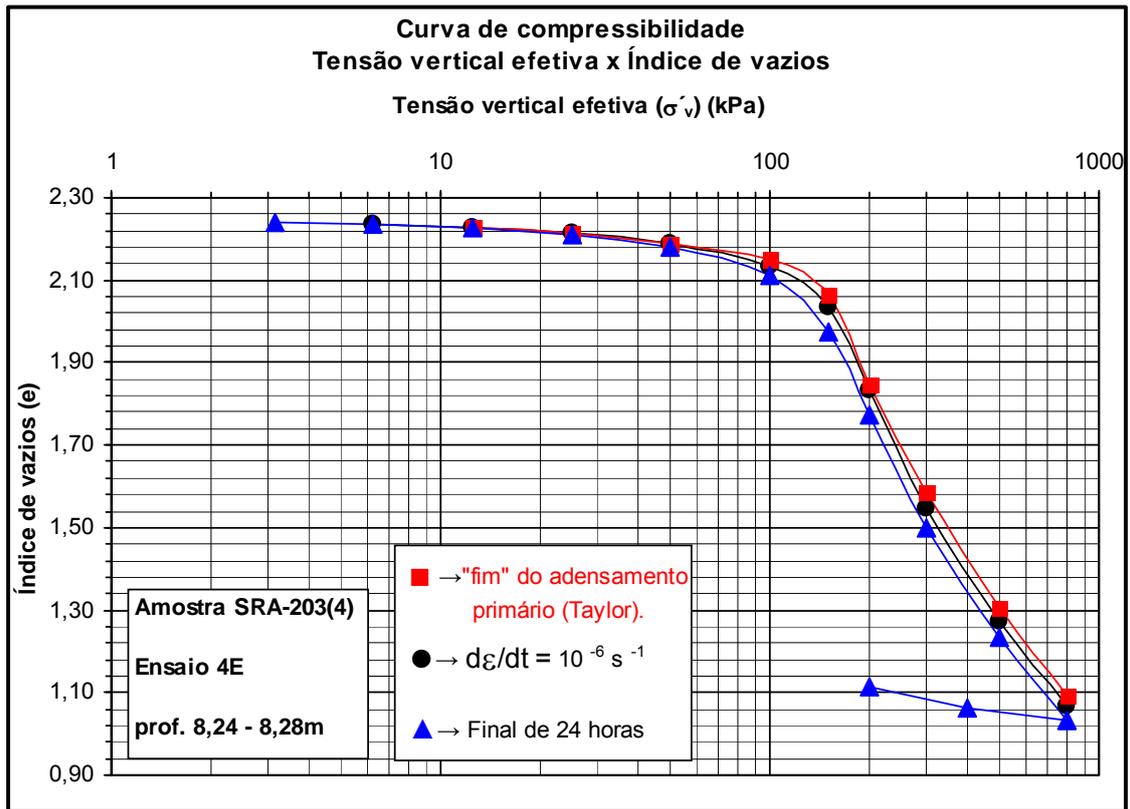


Figura 5.39 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 4E (corpo de prova CP4E).

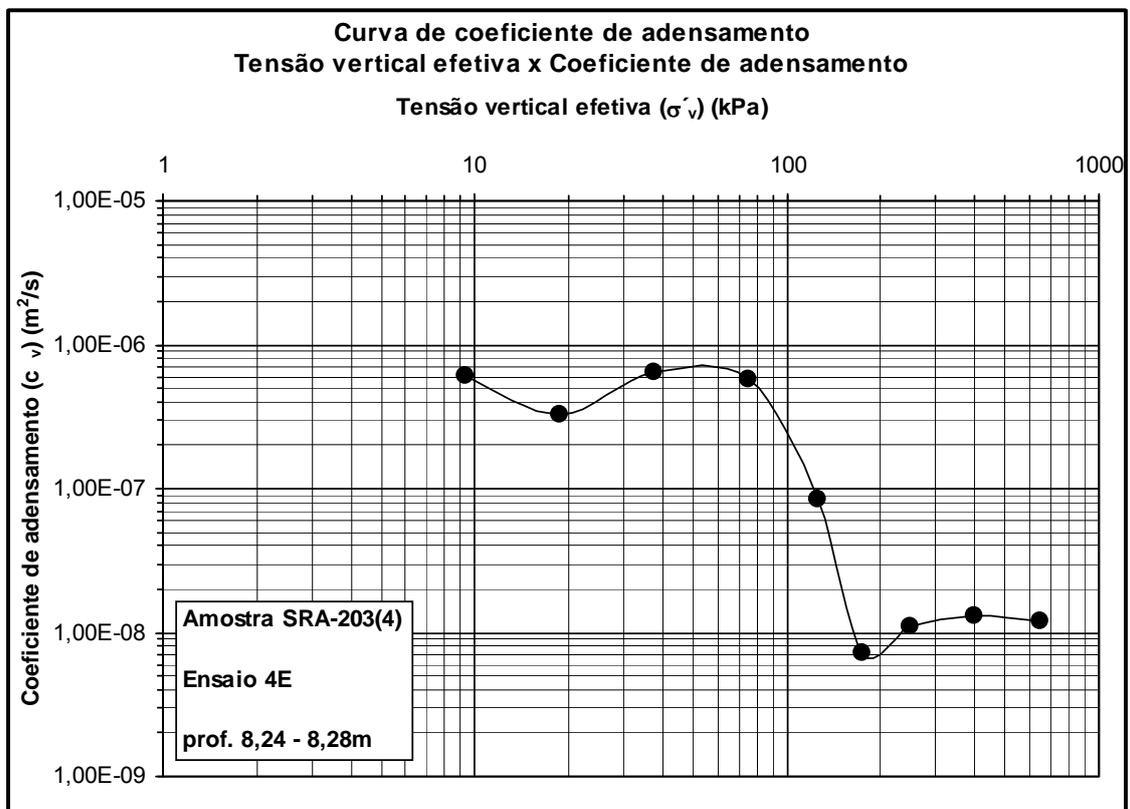


Figura 5.40 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 4E (corpo de prova CP4E).

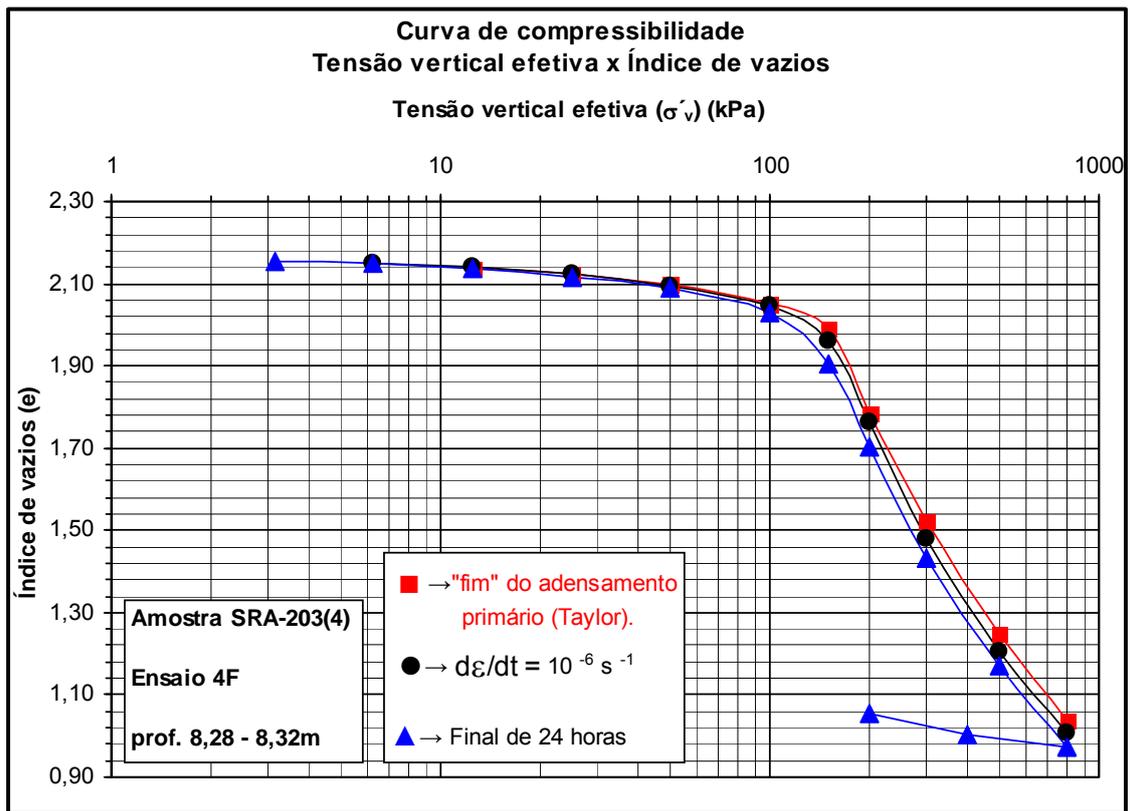


Figura 5.41 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 4F (corpo de prova CP4F).

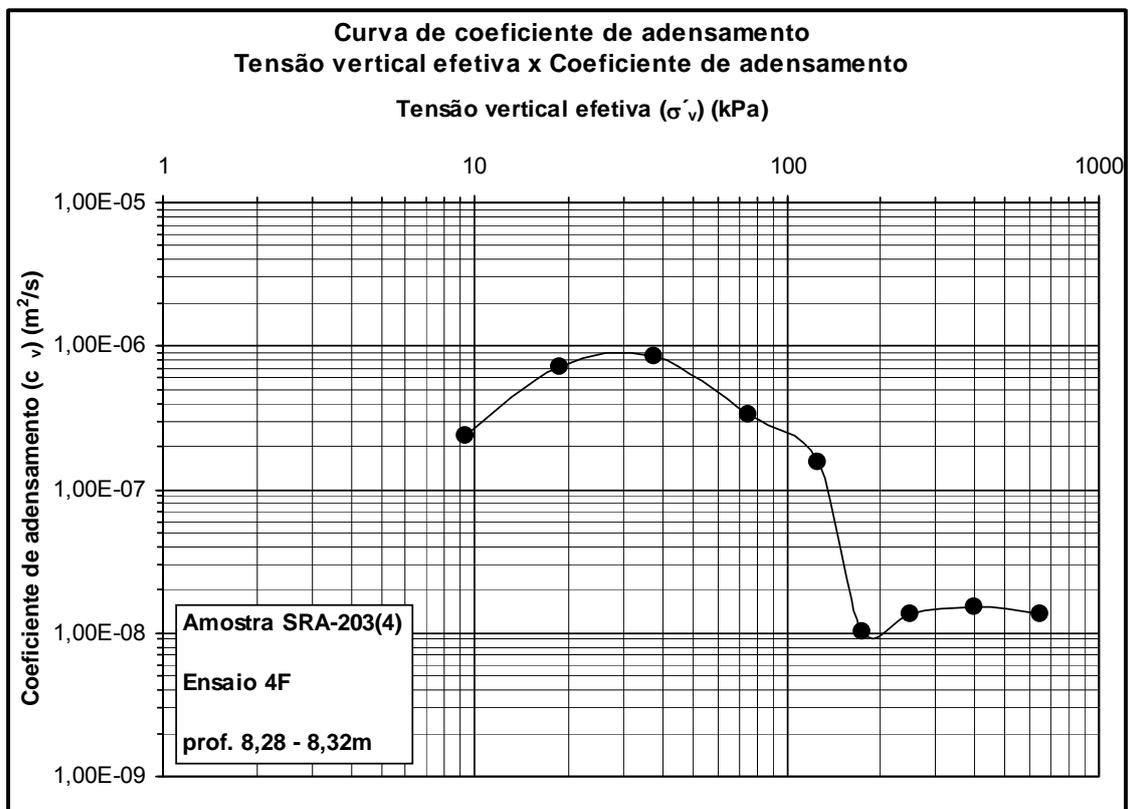


Figura 5.42 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 4F (corpo de prova CP4F).

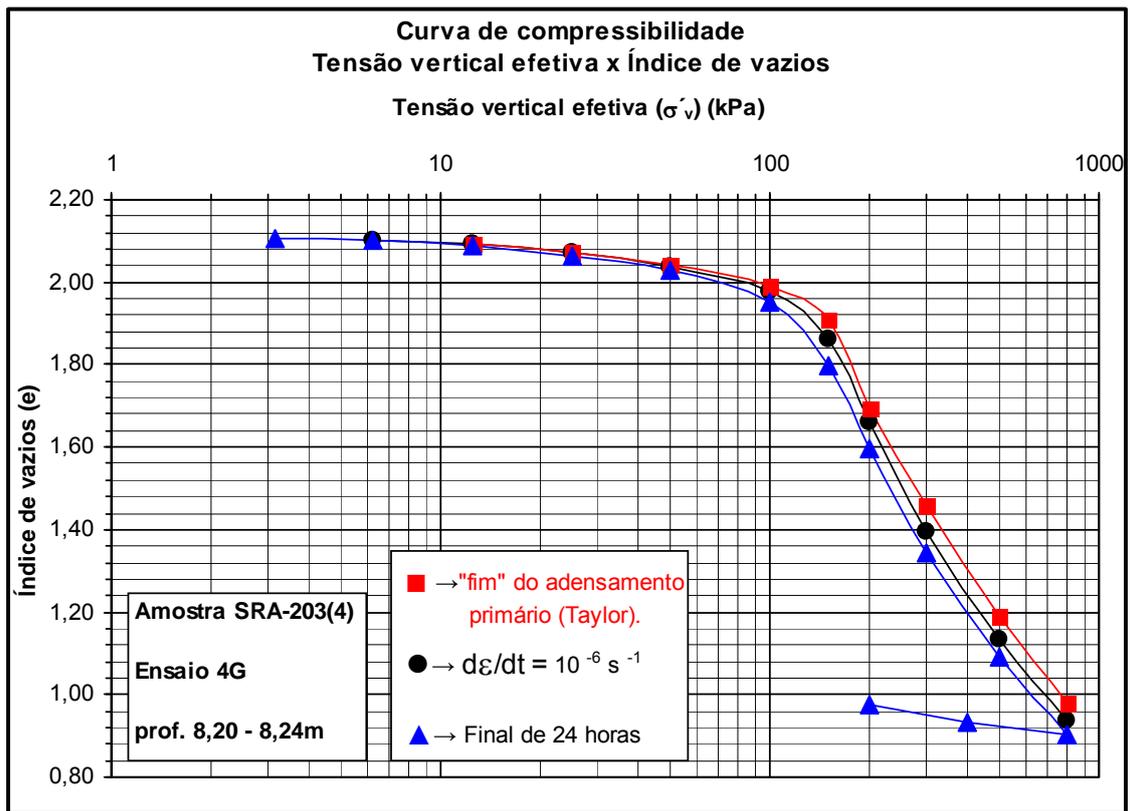


Figura 5.43 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 4G (corpo de prova CP4G).

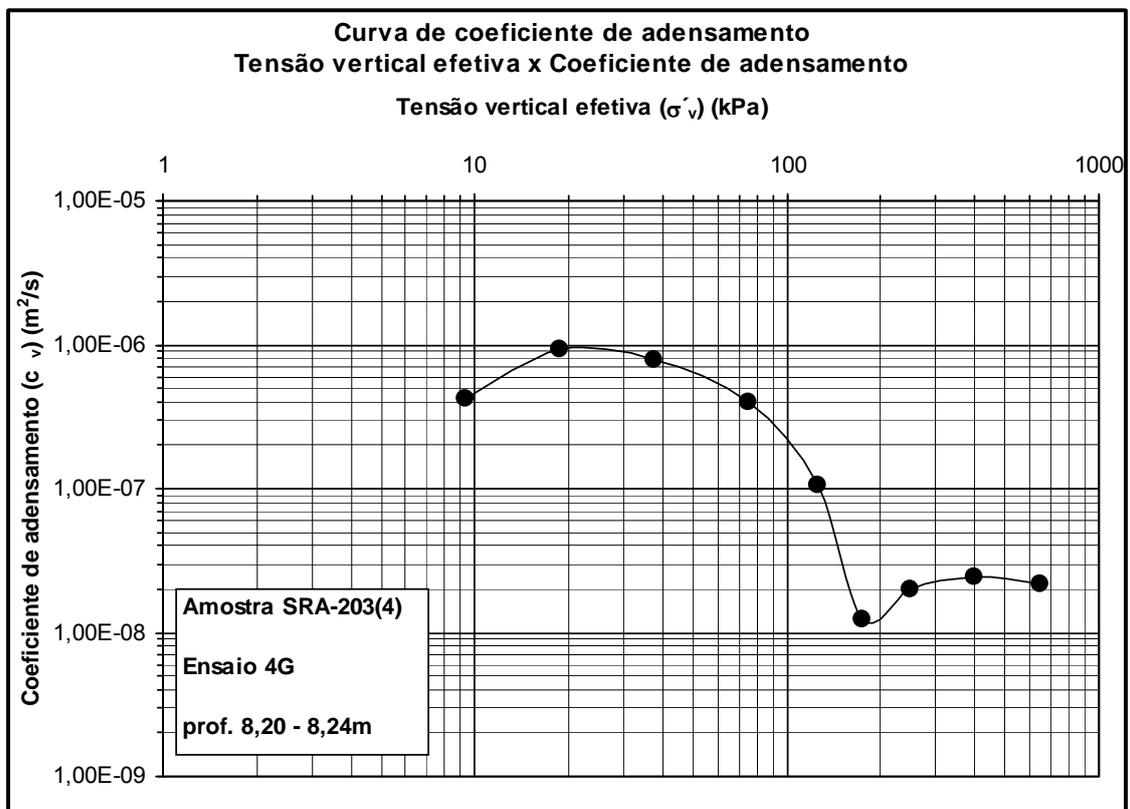


Figura 5.44 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 4G (corpo de prova CP4G).

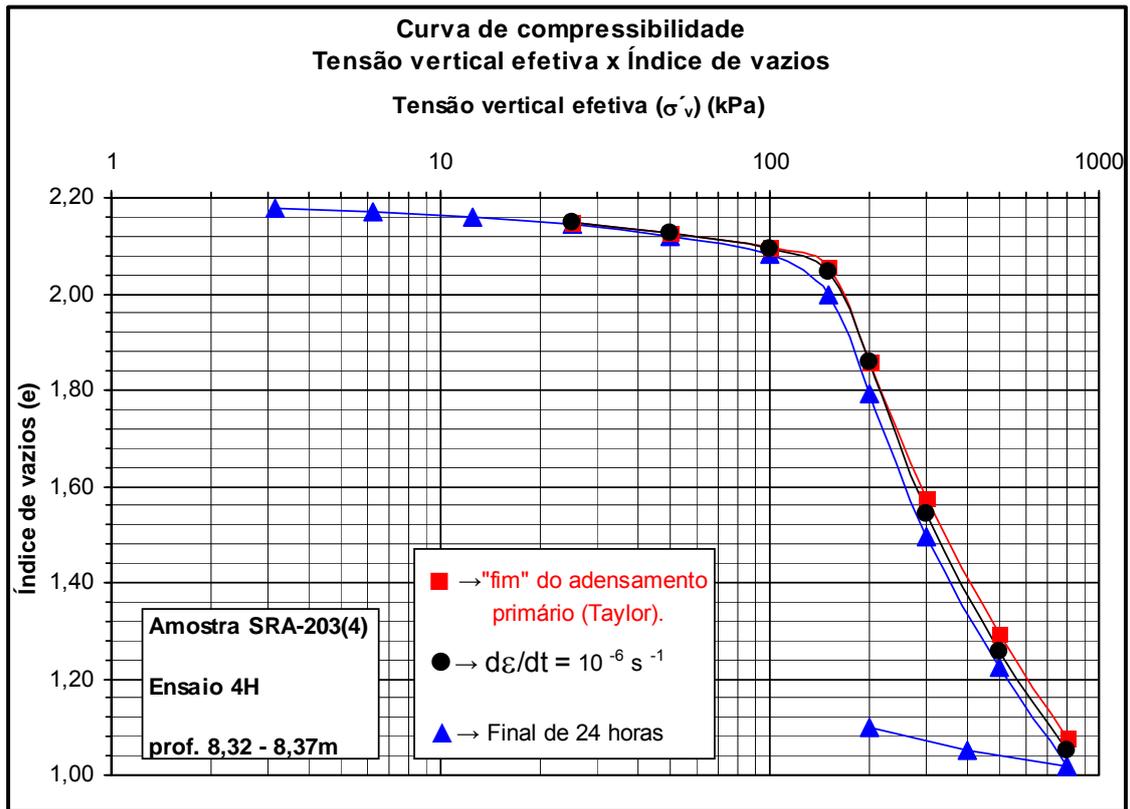


Figura 5.45 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 4H (corpo de prova CP4H).

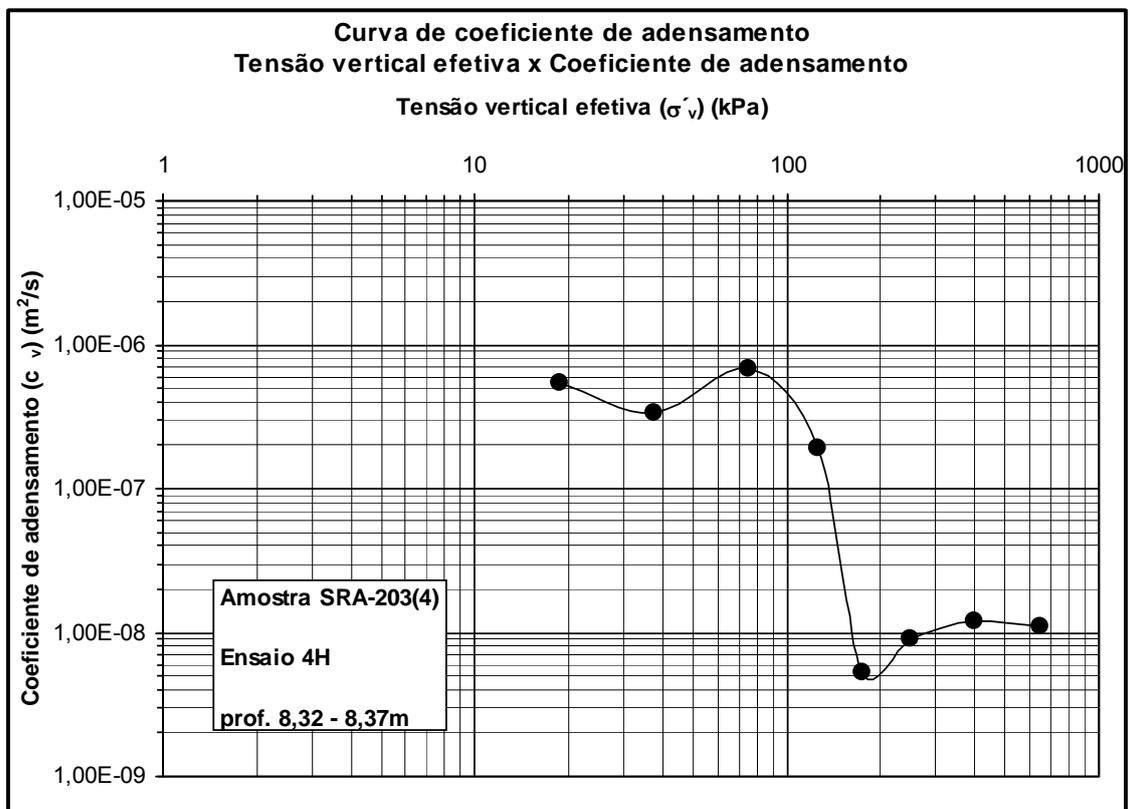


Figura 5.46 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 4H (corpo de prova CP4H).

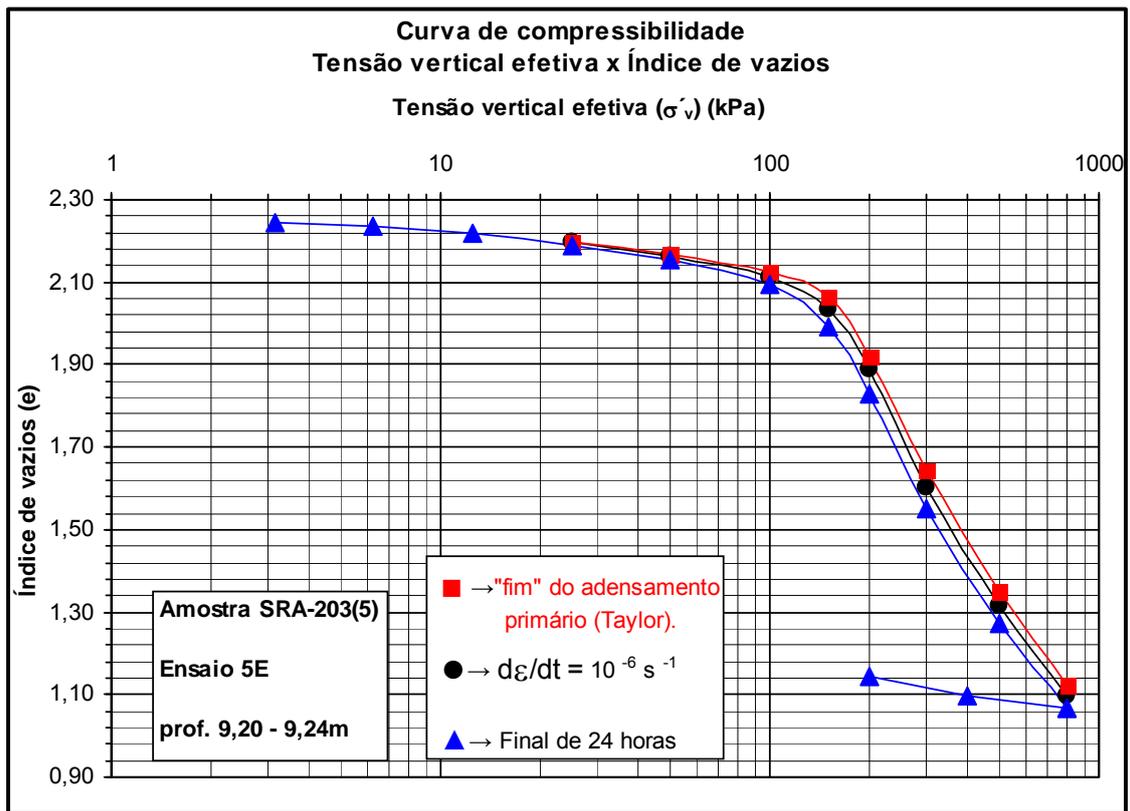


Figura 5.47 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 5E (corpo de prova CP5E).

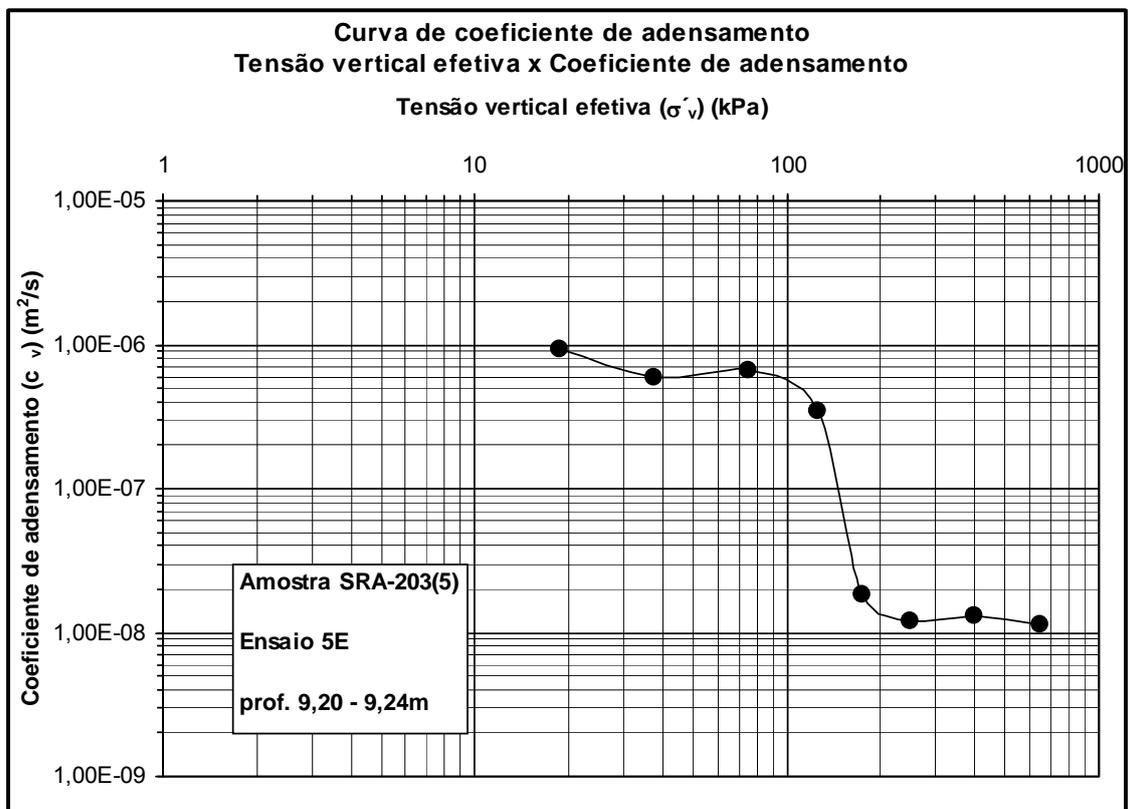


Figura 5.48 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 5E (corpo de prova CP5E).

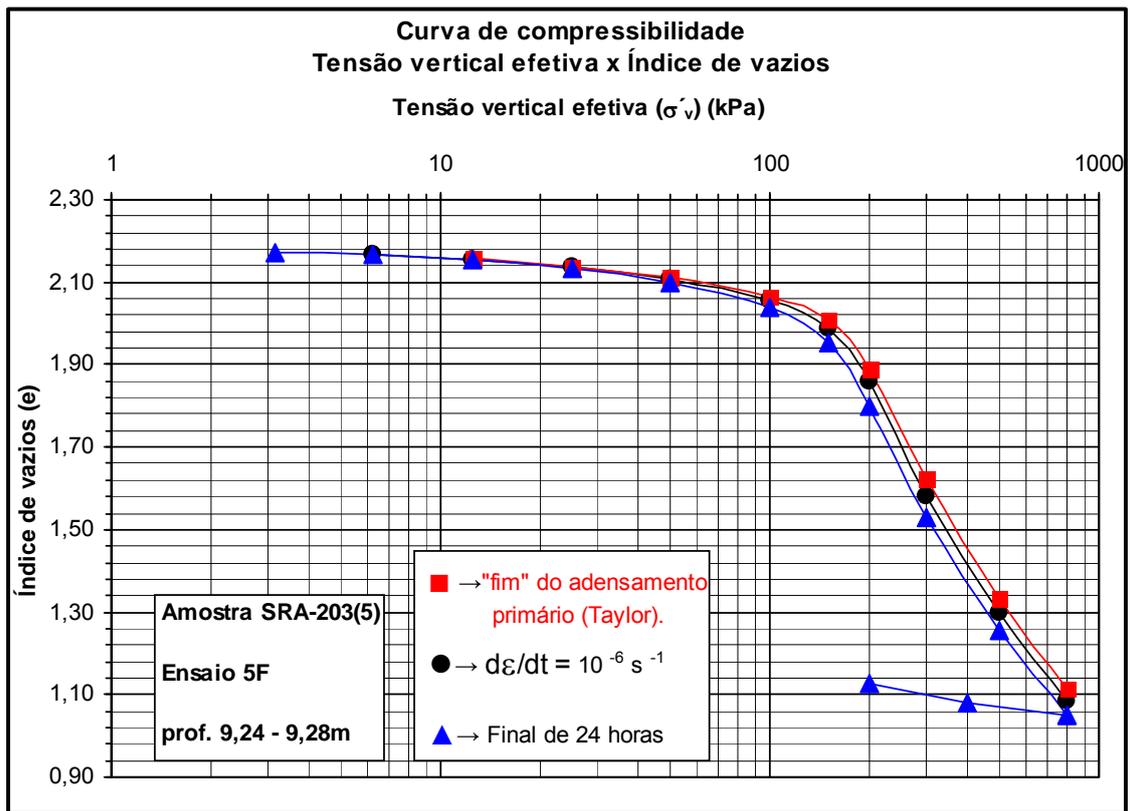


Figura 5.49 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 5F (corpo de prova CP5F).

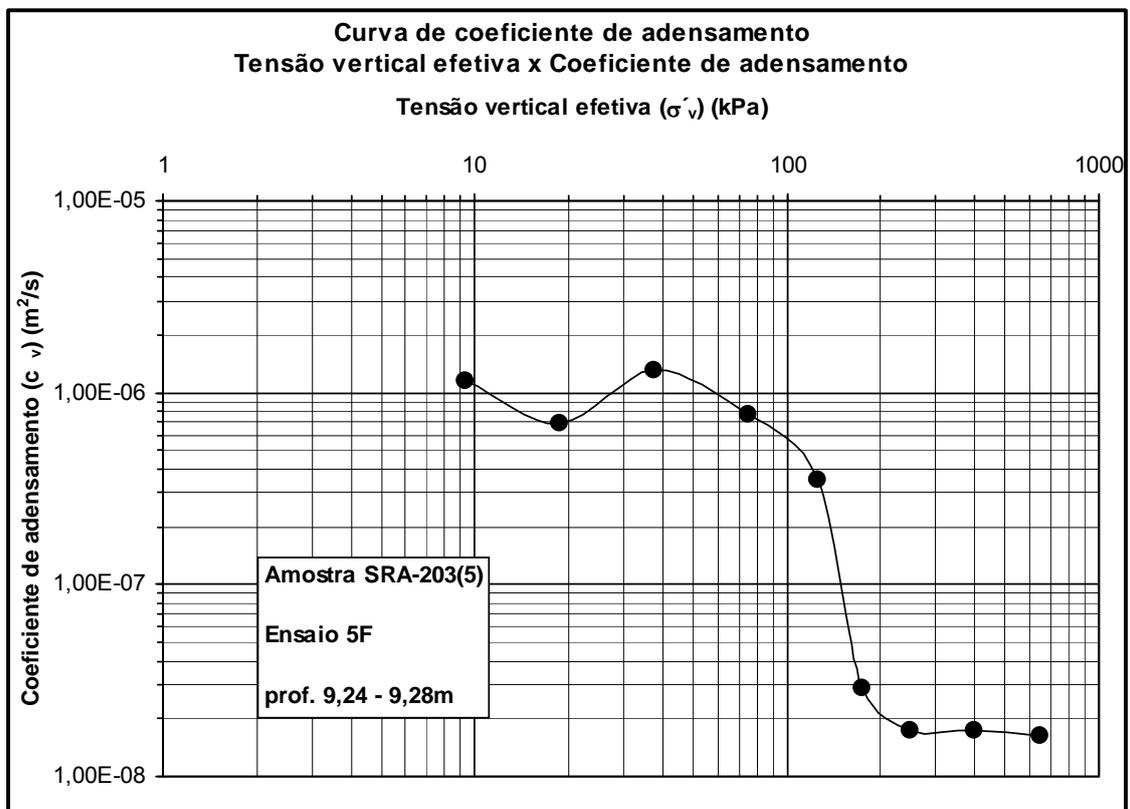


Figura 5.50 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 5F (corpo de prova CP5F).

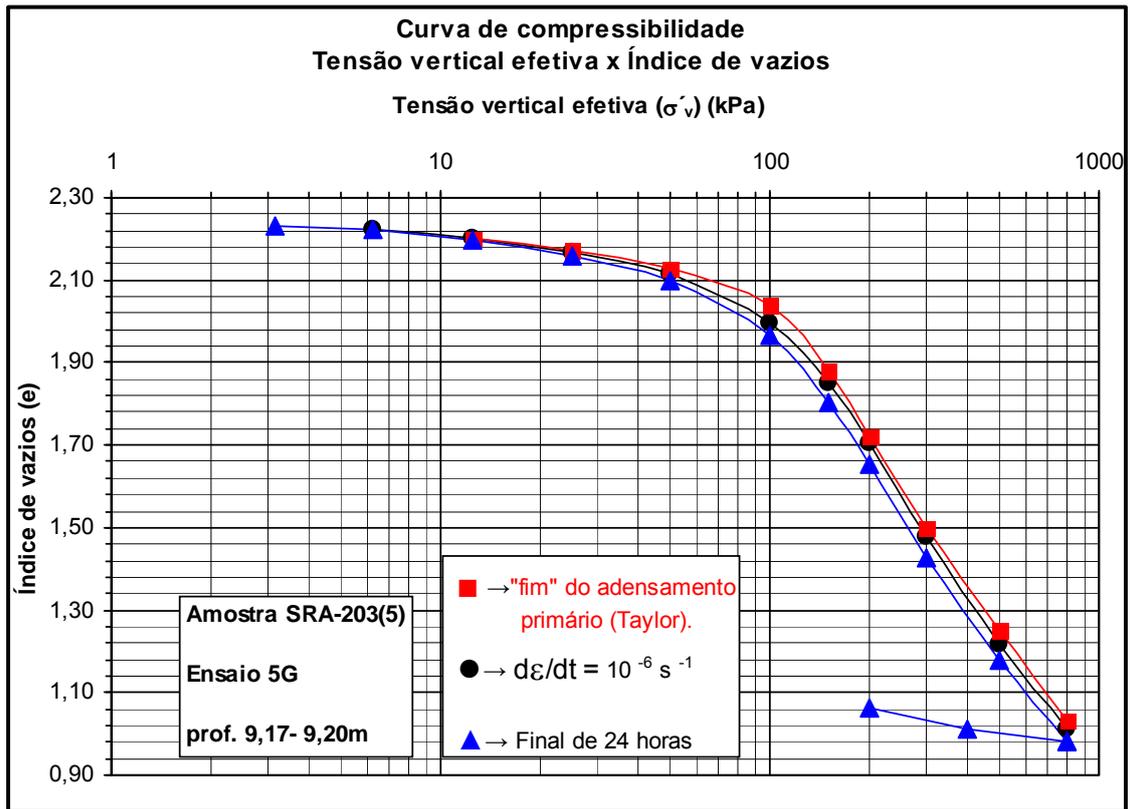


Figura 5.51 Curvas de compressão e x σ'_v - ensaio 5G (corpo de prova CP5G).

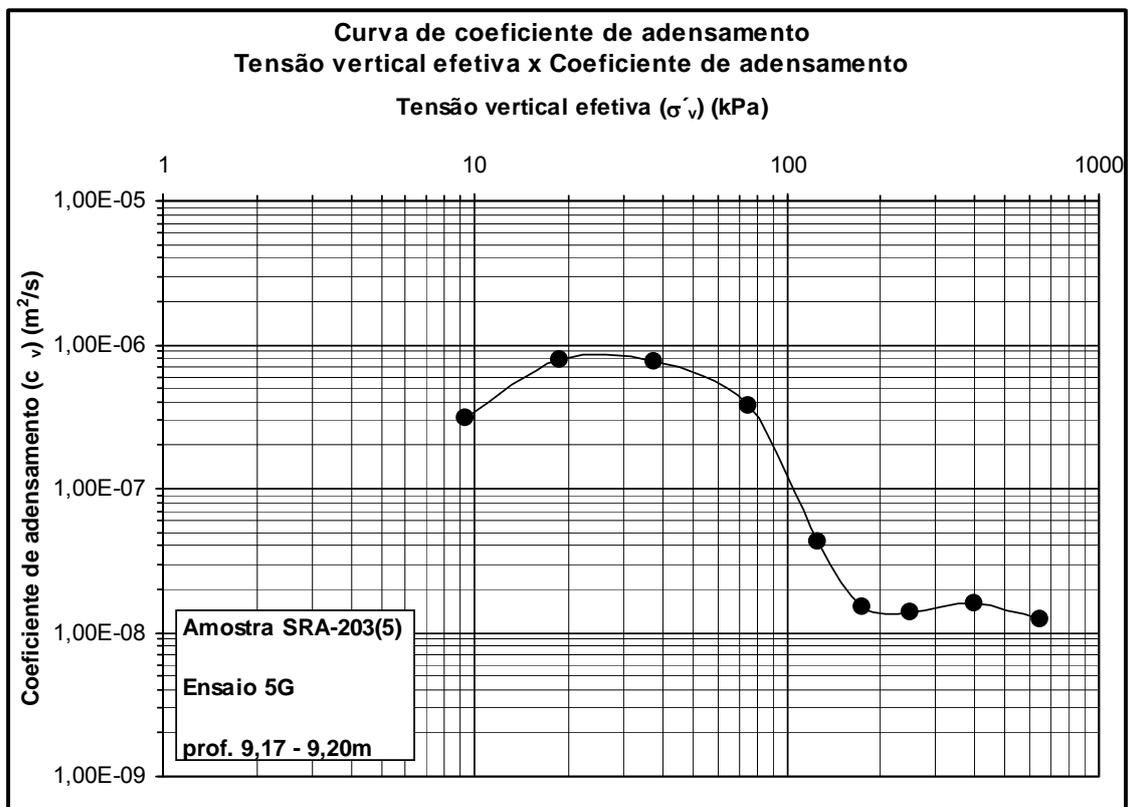


Figura 5.52 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 5G (corpo de prova CP5G).

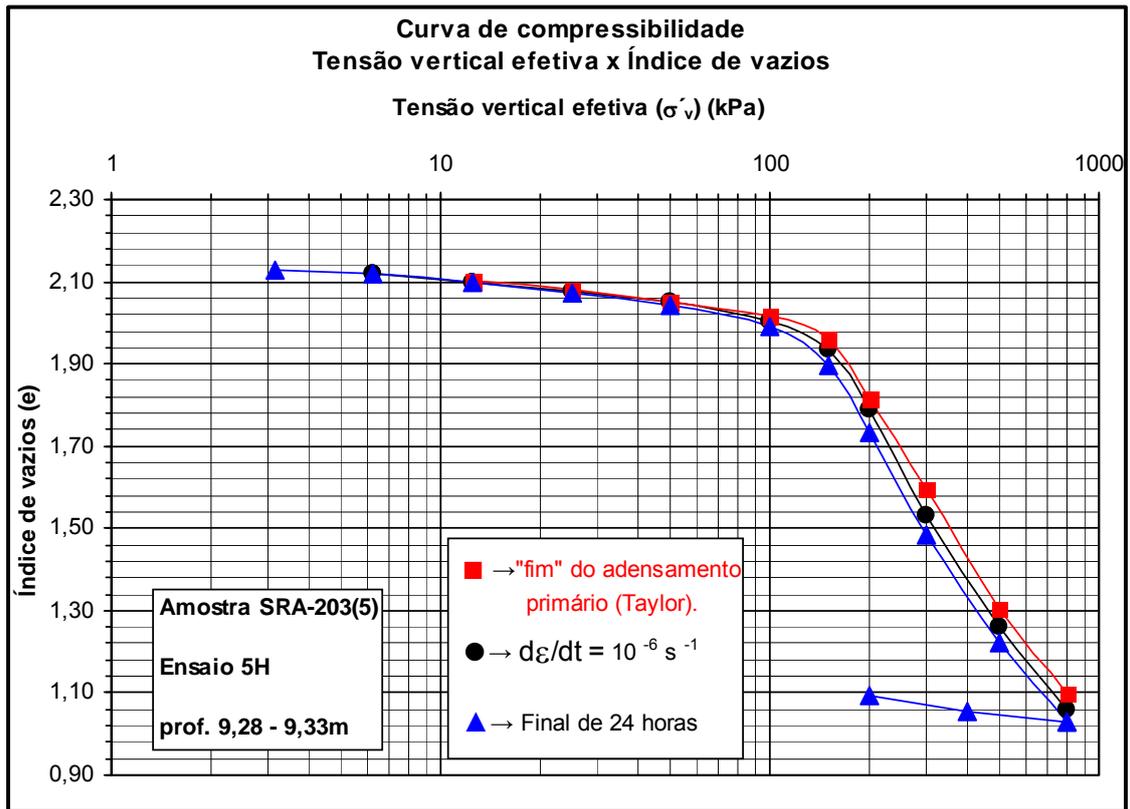


Figura 5.53 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 5H (corpo de prova CP5H).

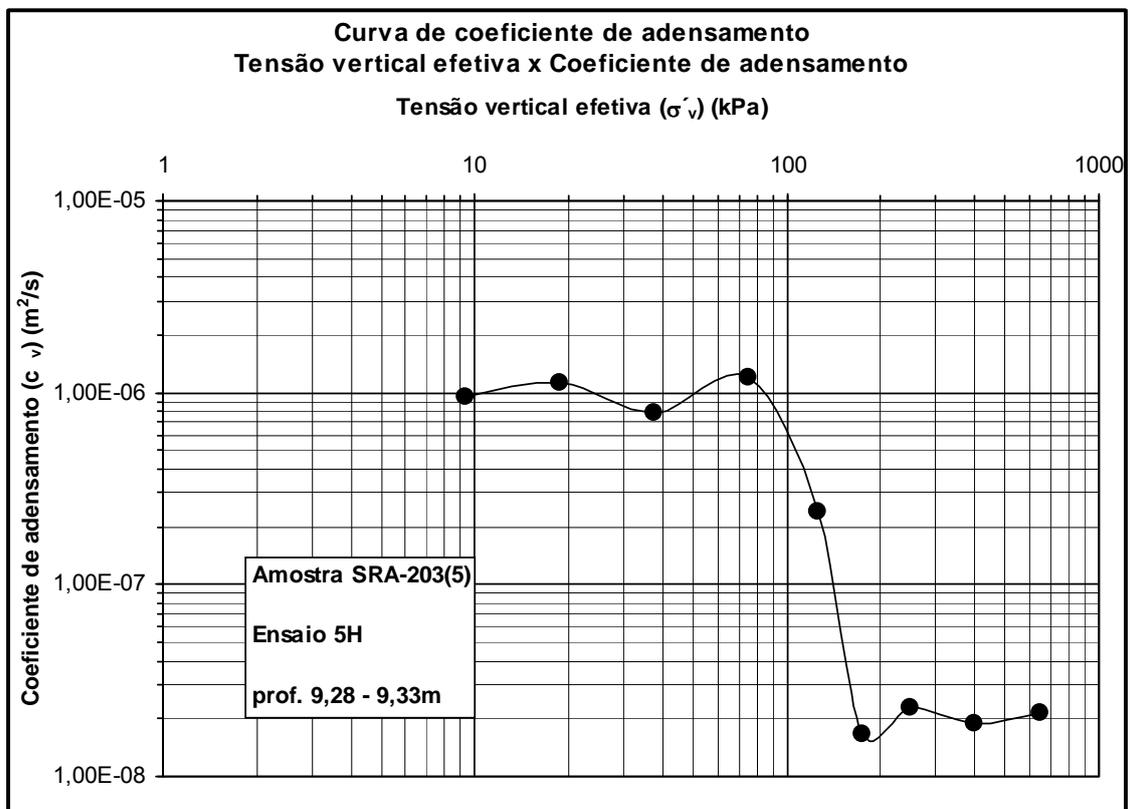


Figura 5.54 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 5H (corpo de prova CP5H).

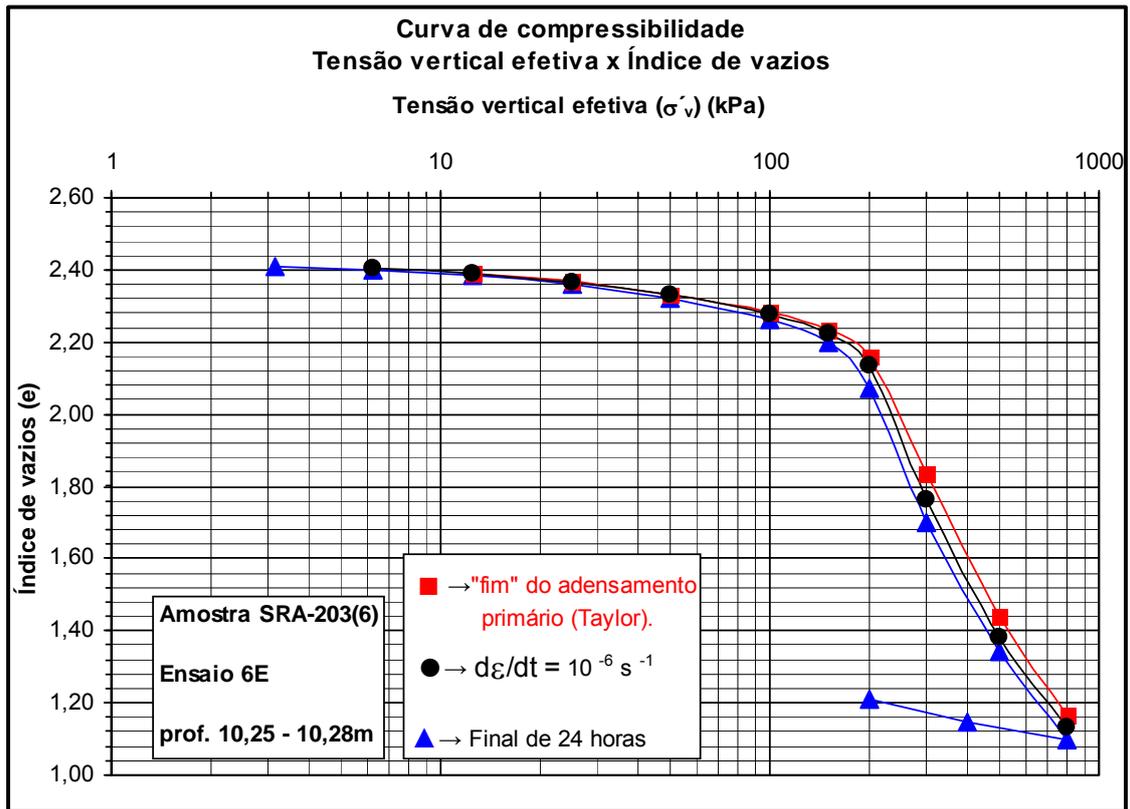


Figura 5.55 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 6E (corpo de prova CP6E).

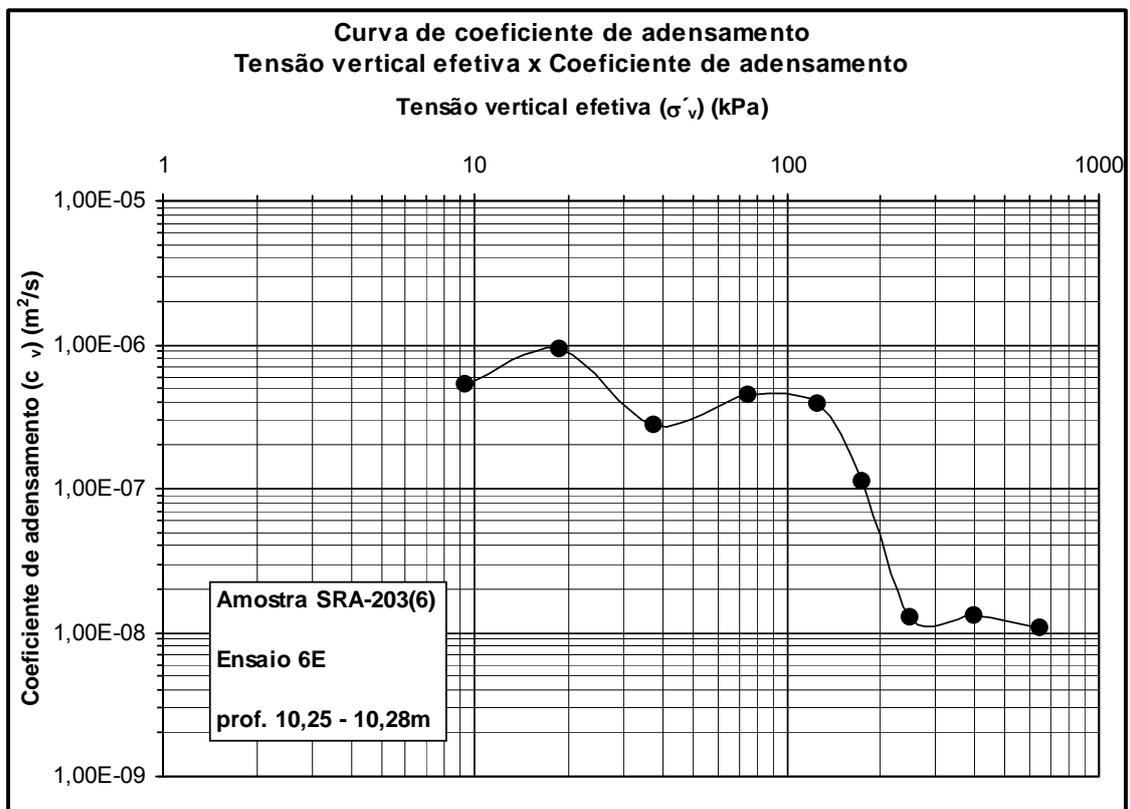


Figura 5.56 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 6E (corpo de prova CP6E).

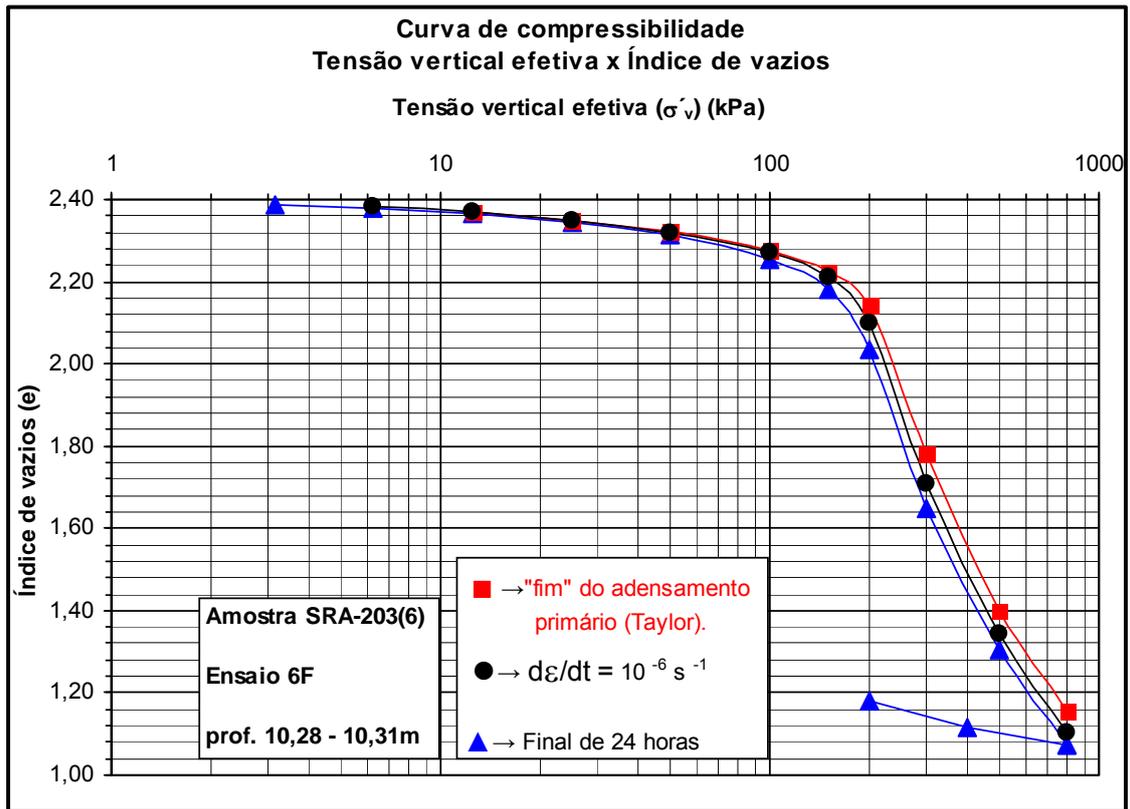


Figura 5.57 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 6F (corpo de prova CP6F).

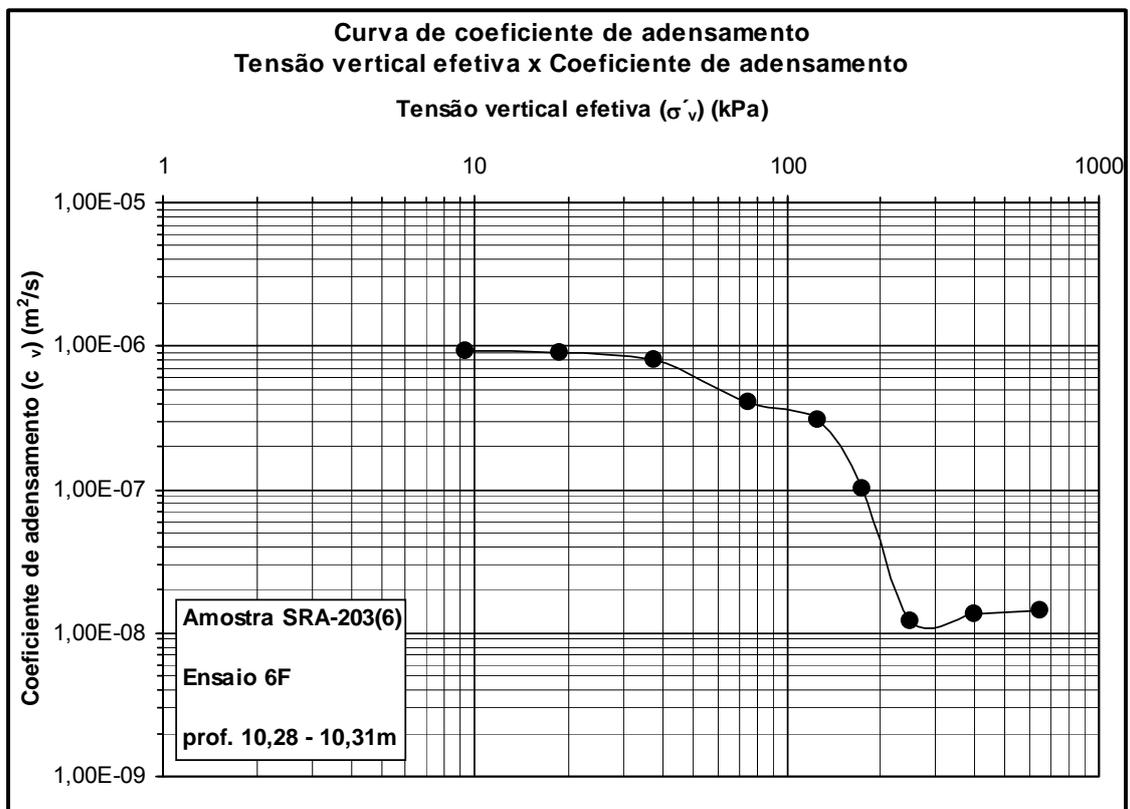


Figura 5.58 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 6F (corpo de prova CP6F).

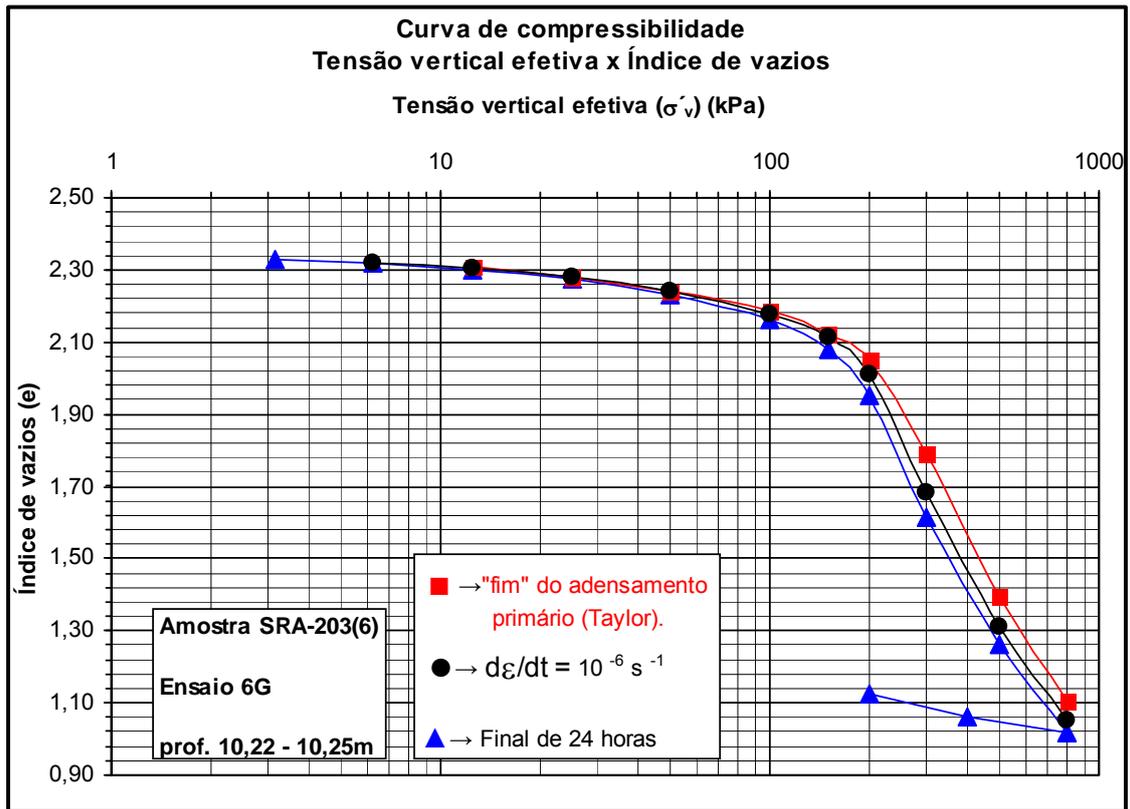


Figura 5.59 Curvas de compressão e x σ'_v - ensaio 6G (corpo de prova CP6G).

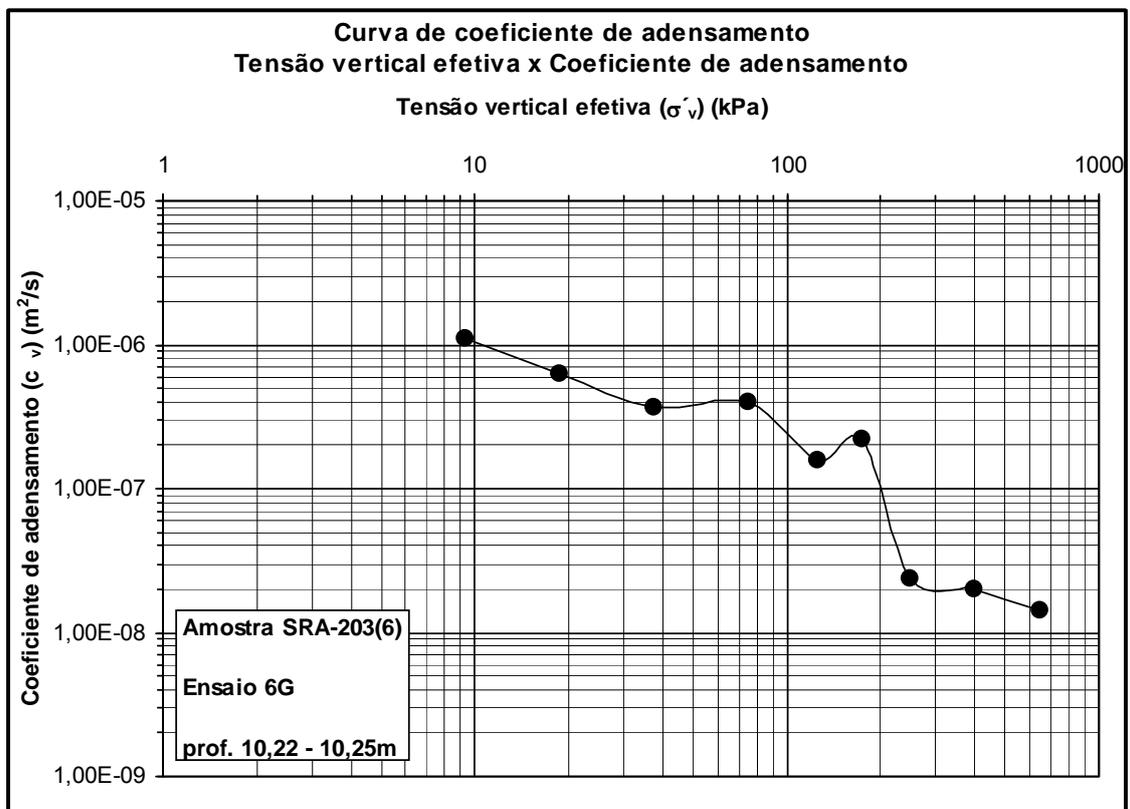


Figura 5.60 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 6G (corpo de prova CP6G).

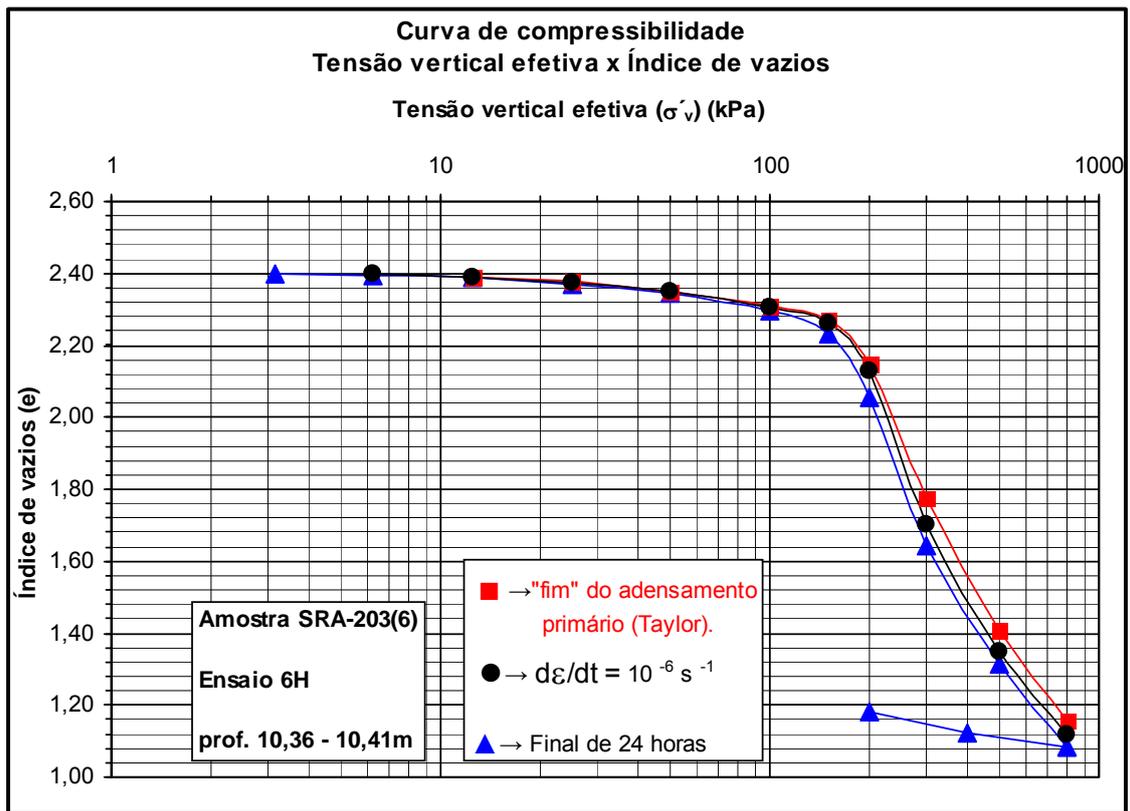


Figura 5.61 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 6H (corpo de prova CP6H).

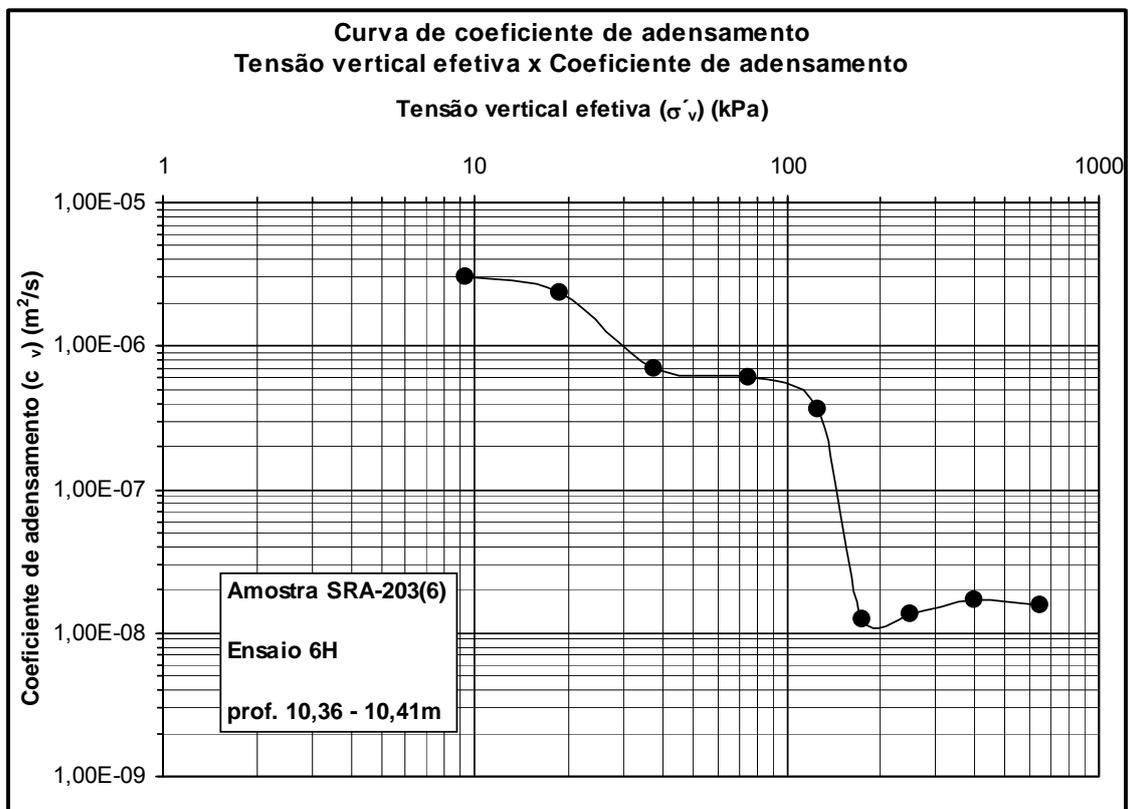


Figura 5.62 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 6H (corpo de prova CP6H).

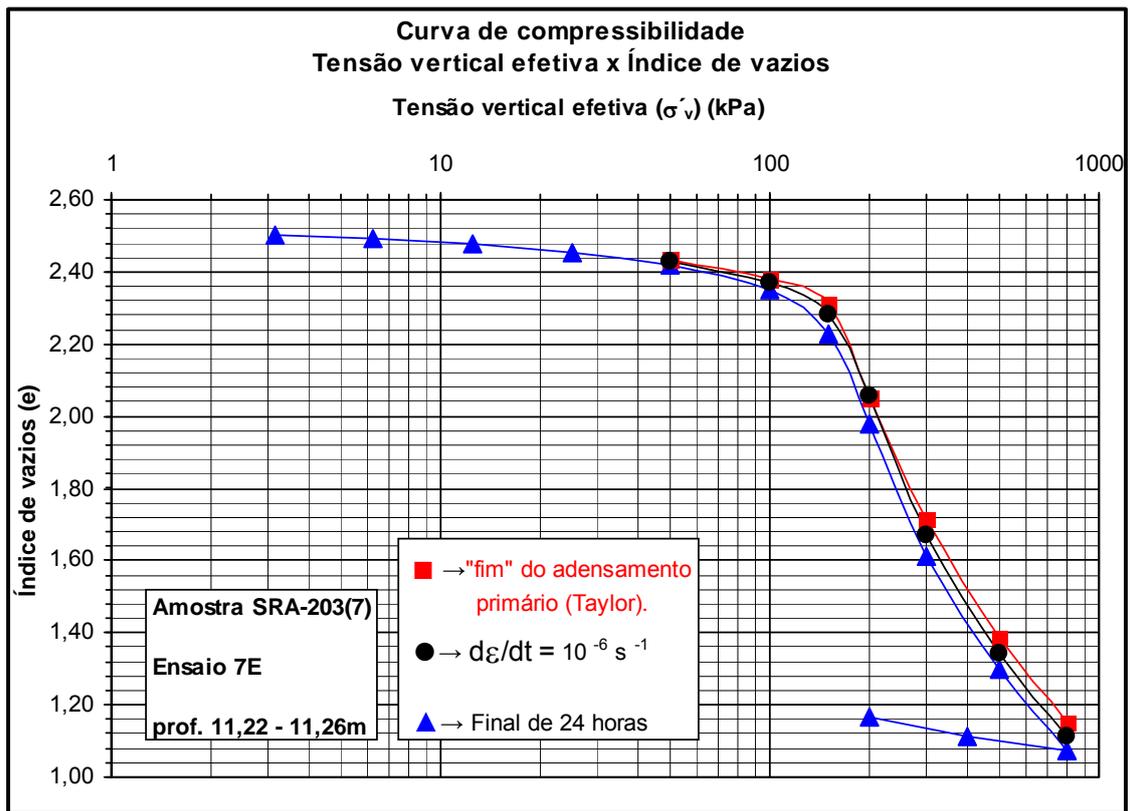


Figura 5.63 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 7E (corpo de prova CP7E).

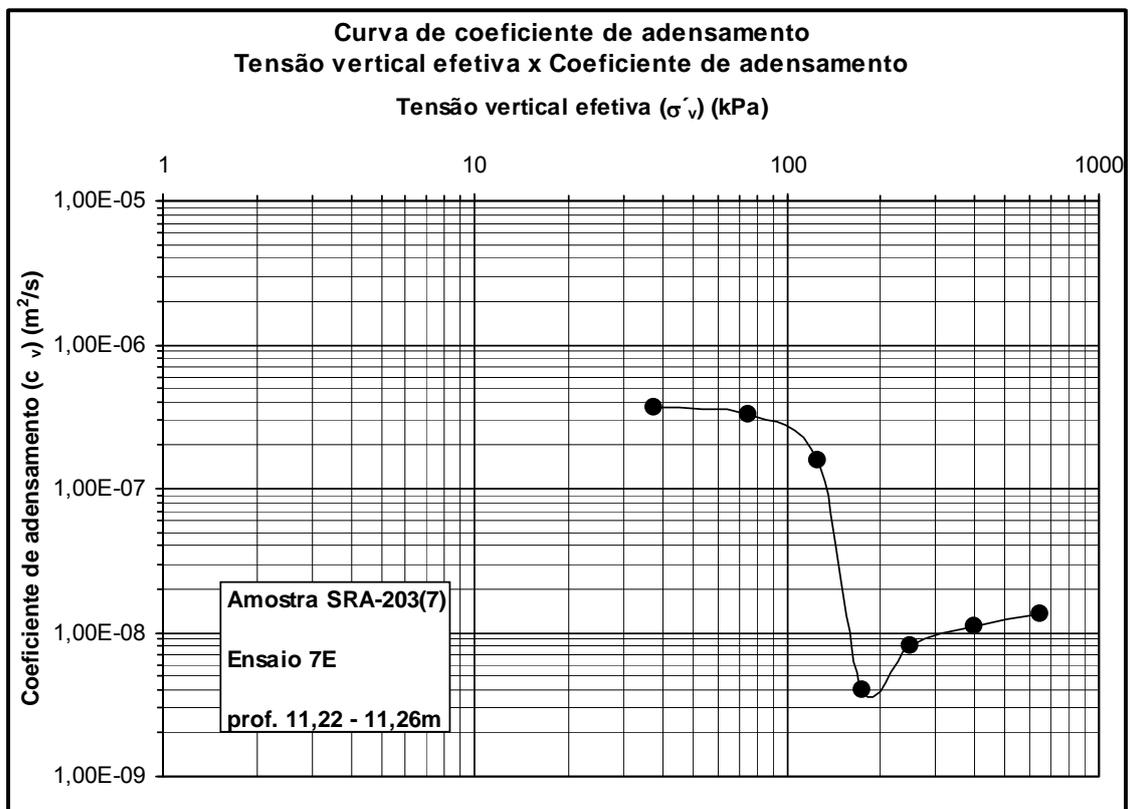


Figura 5.64 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 7E (corpo de prova CP7E).

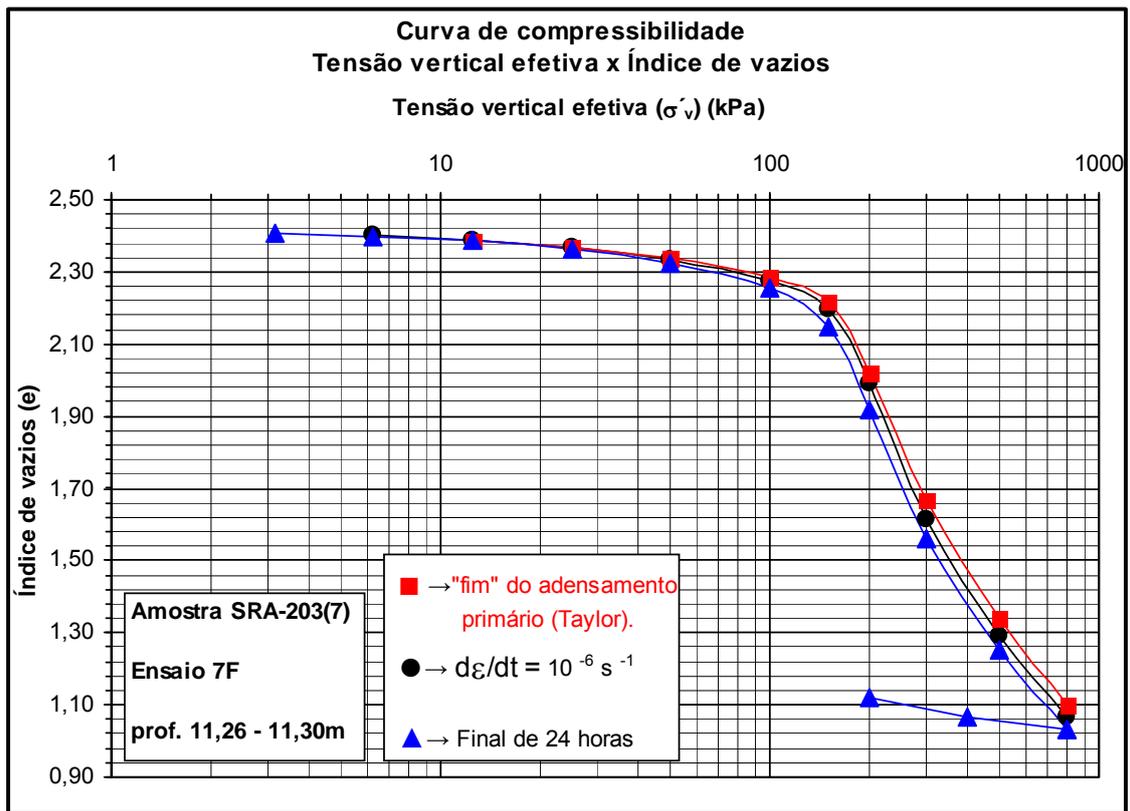


Figura 5.65 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 7F (corpo de prova CP7F).

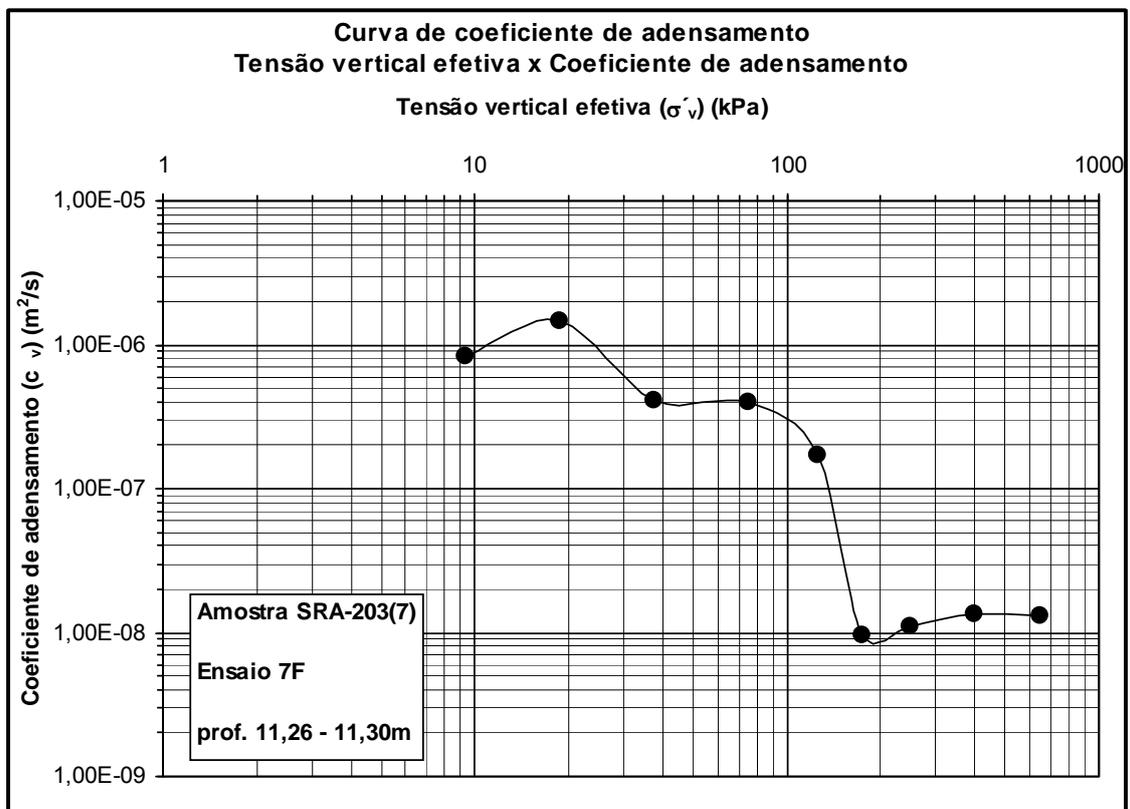


Figura 5.66 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 7F (corpo de prova CP7F).

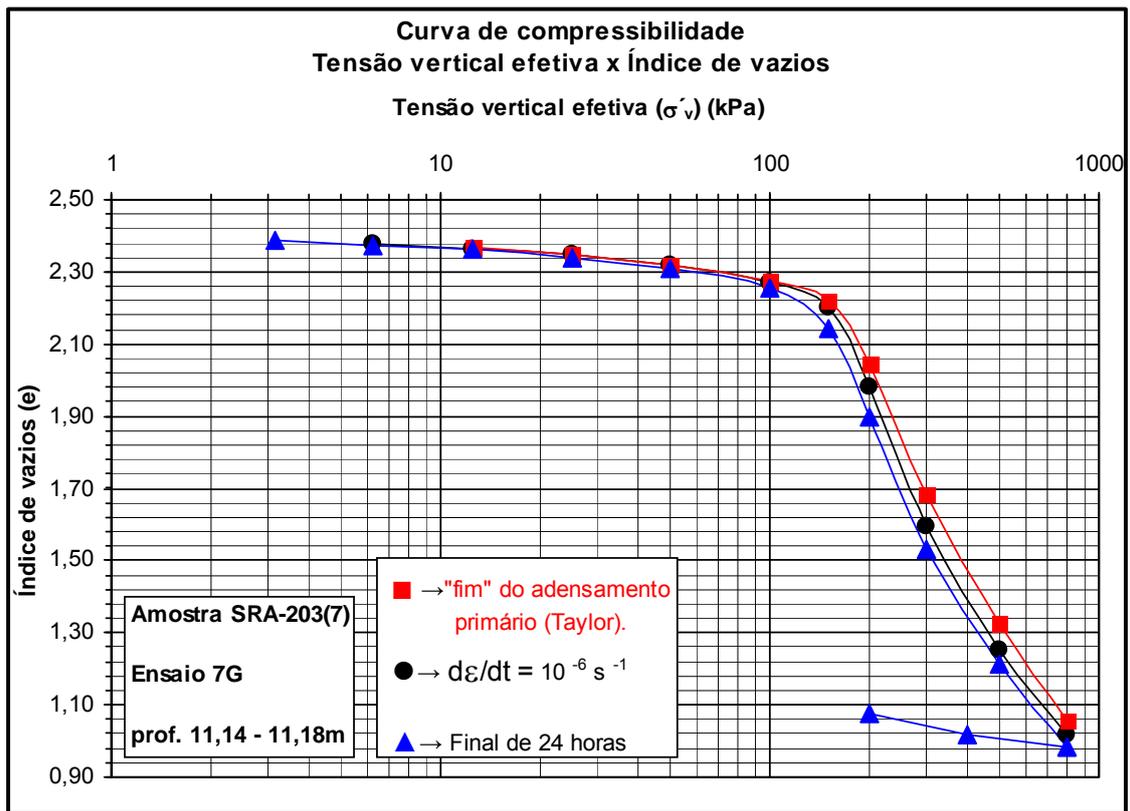


Figura 5.67 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 7G (corpo de prova CP7G).

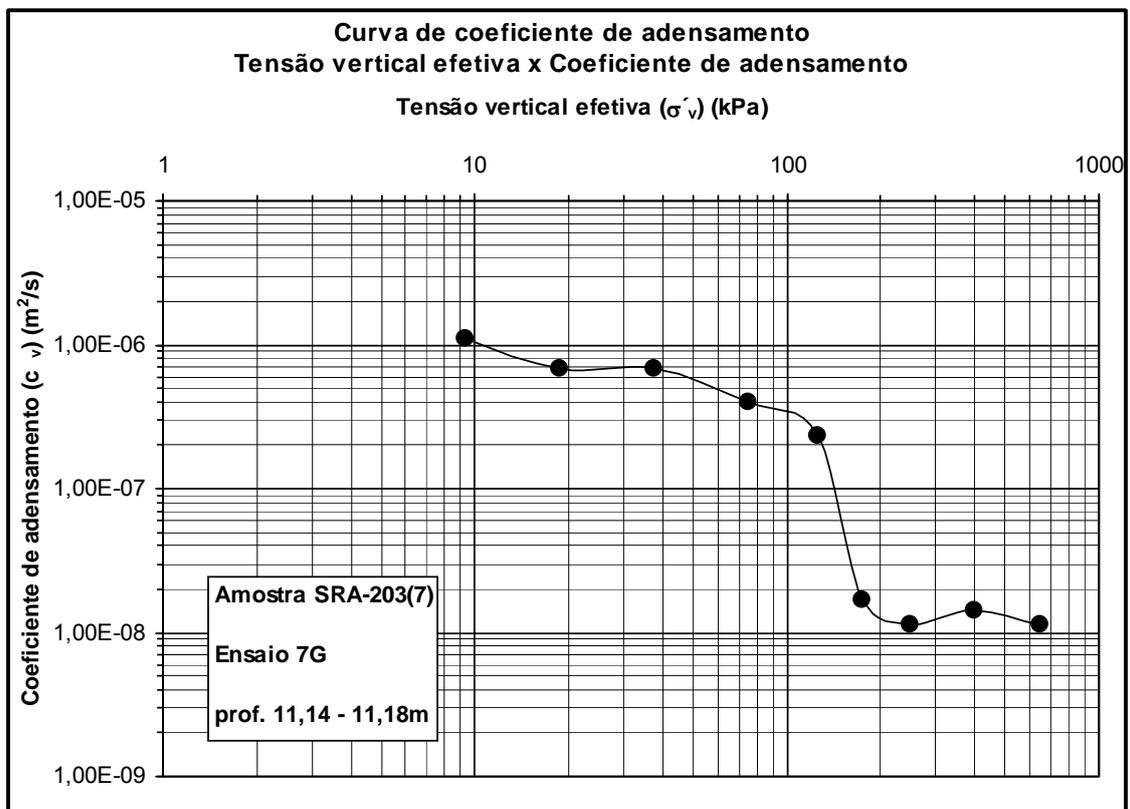


Figura 5.68 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 7G (corpo de prova CP7G).

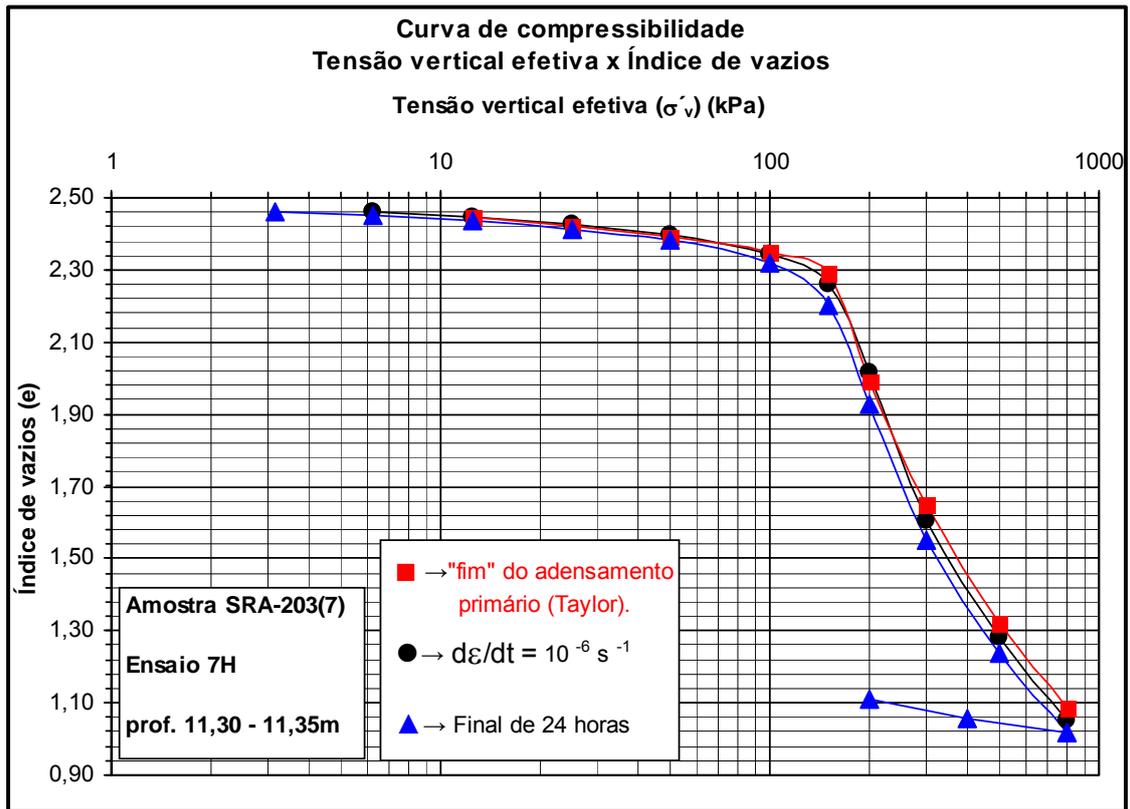


Figura 5.69 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 7H (corpo de prova CP7H).

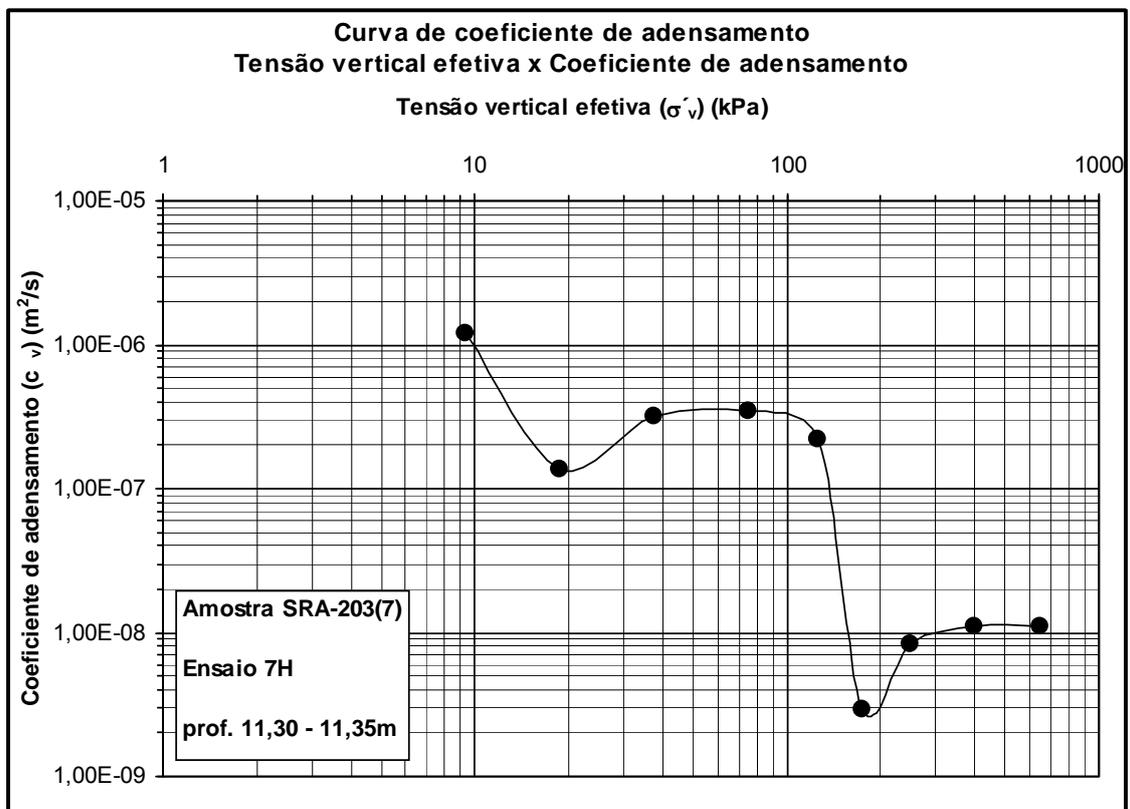


Figura 5.70 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 7H (corpo de prova CP7H).

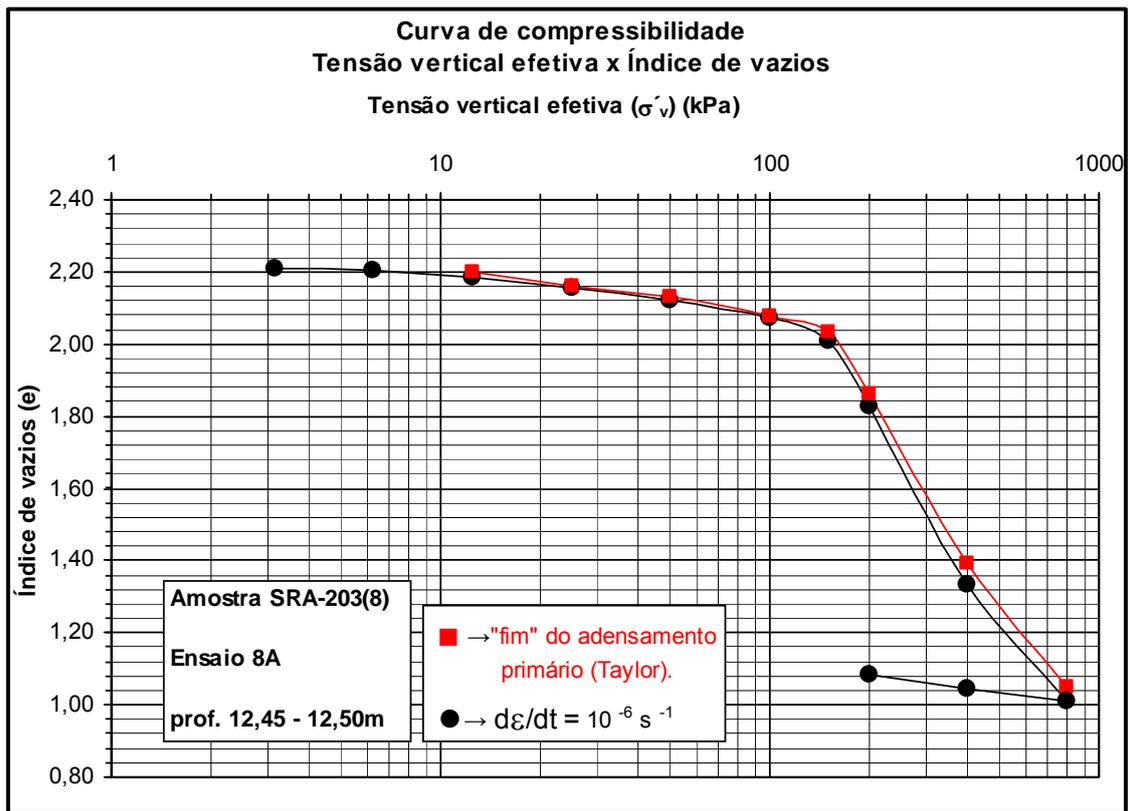


Figura 5.71 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 8A (corpo de prova CP8A).

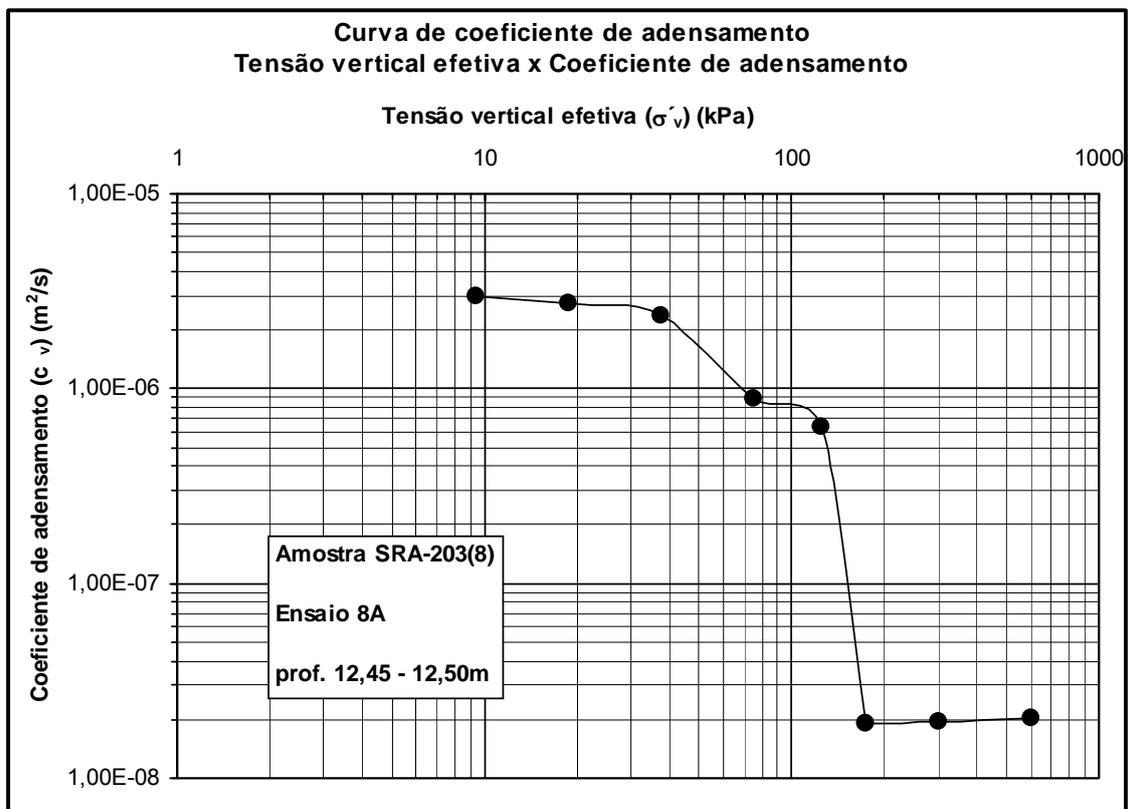


Figura 5.72 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 8A (corpo de prova CP8A).

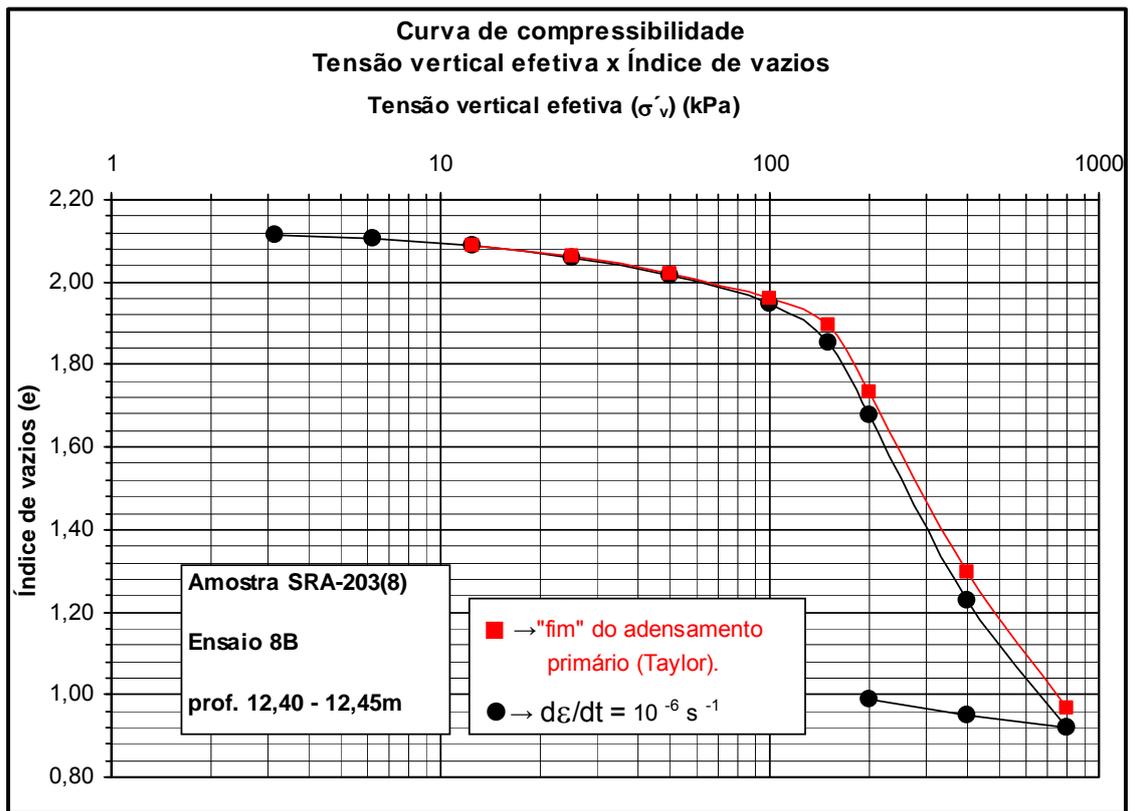


Figura 5.73 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 8B (corpo de prova CP8B).

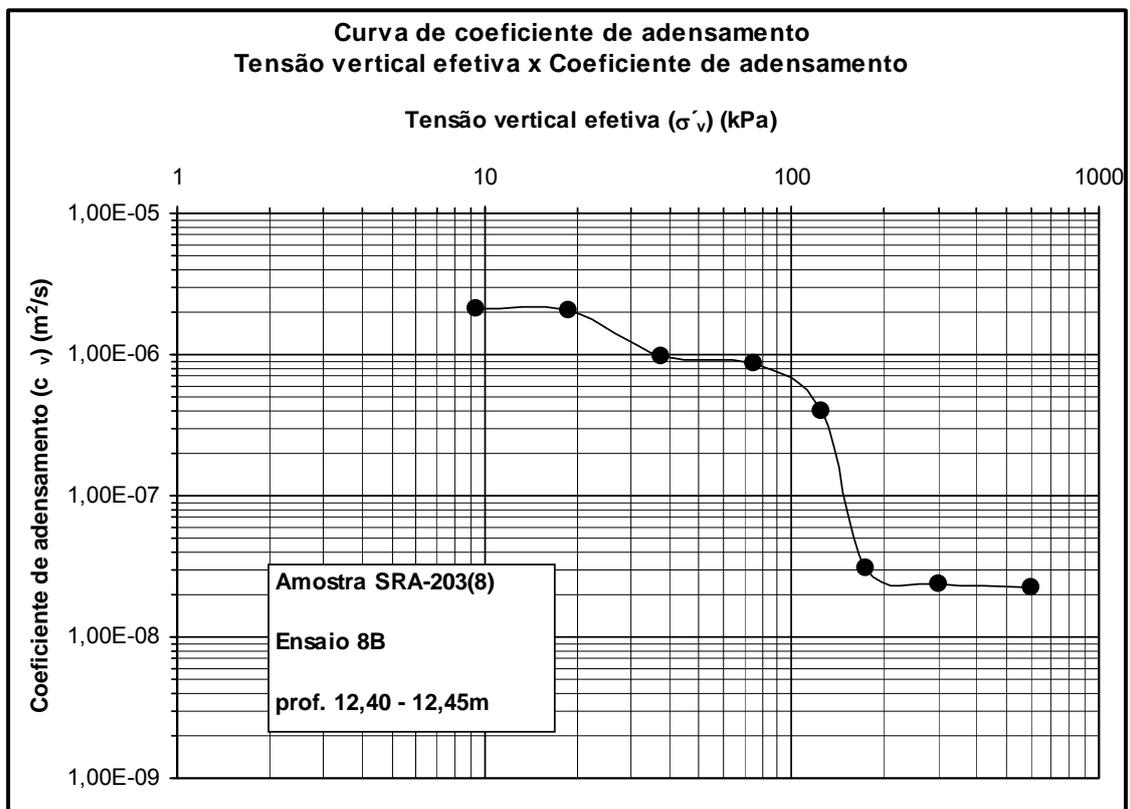


Figura 5.74 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 8B (corpo de prova CP8B).

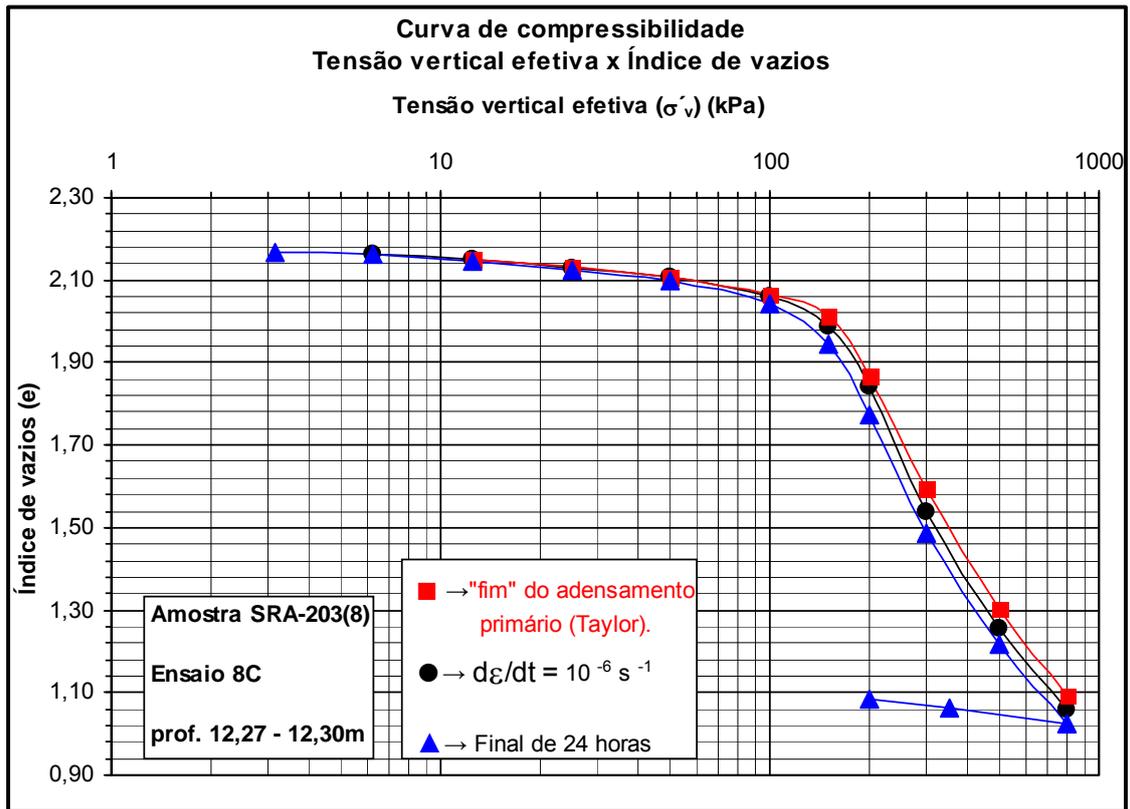


Figura 5.75 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 8C (corpo de prova CP8C).

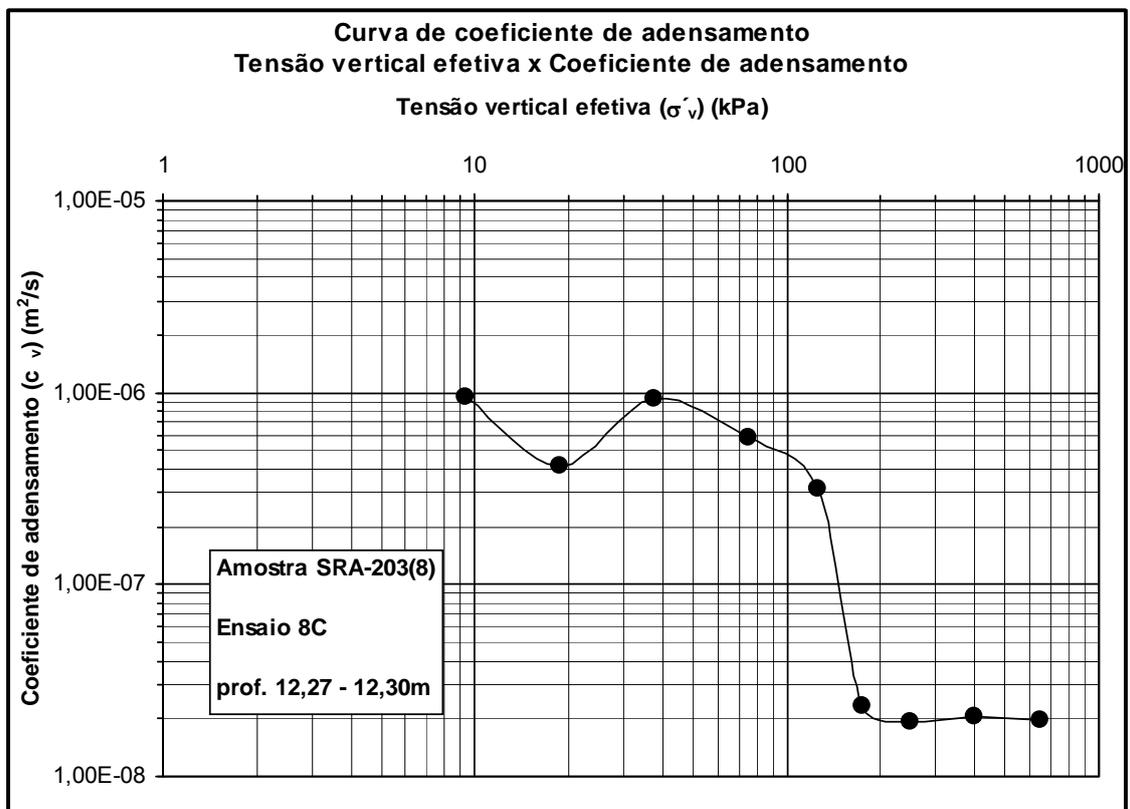


Figura 5.76 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 8C (corpo de prova CP8C).

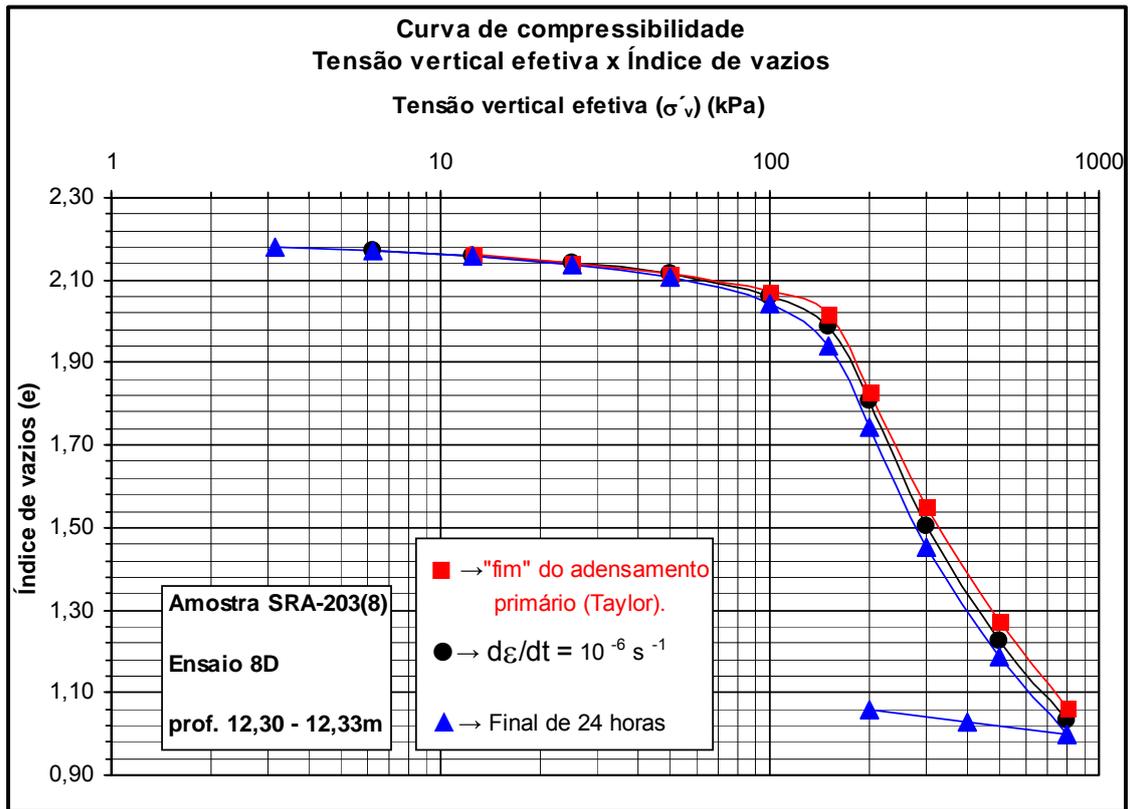


Figura 5.77 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 8D (corpo de prova CP8D).

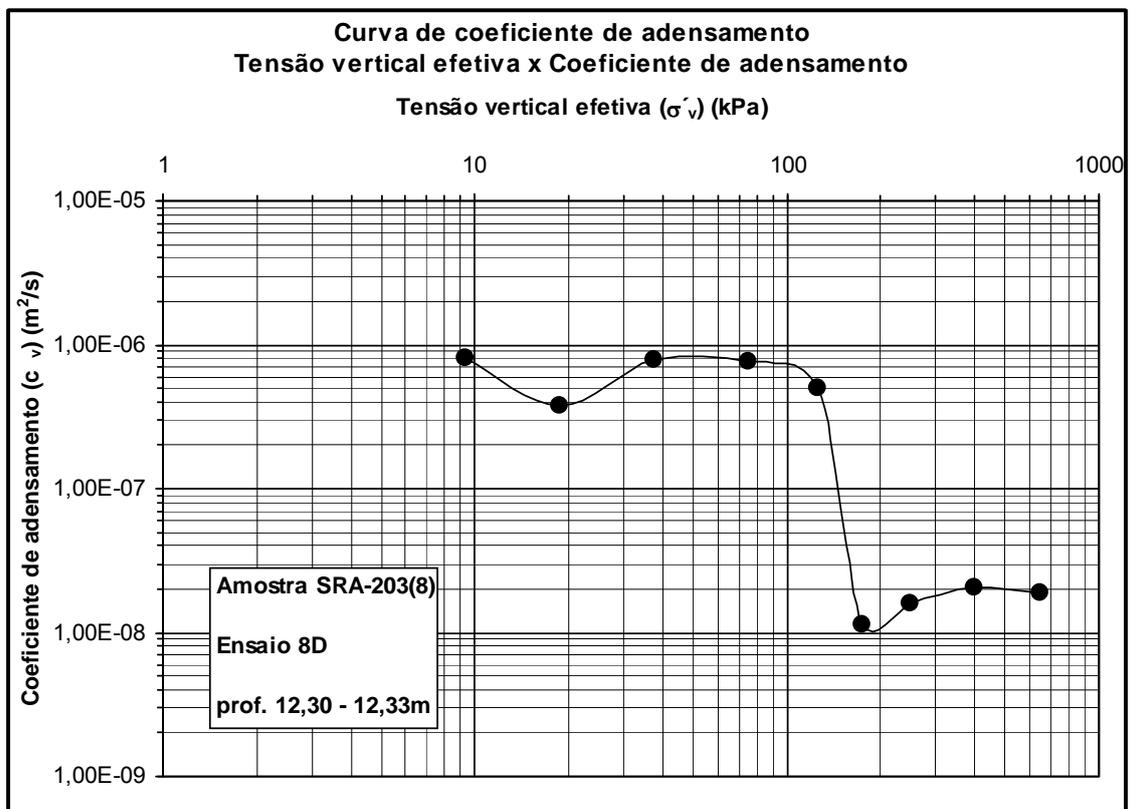


Figura 5.78 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 8D (corpo de prova CP8D).

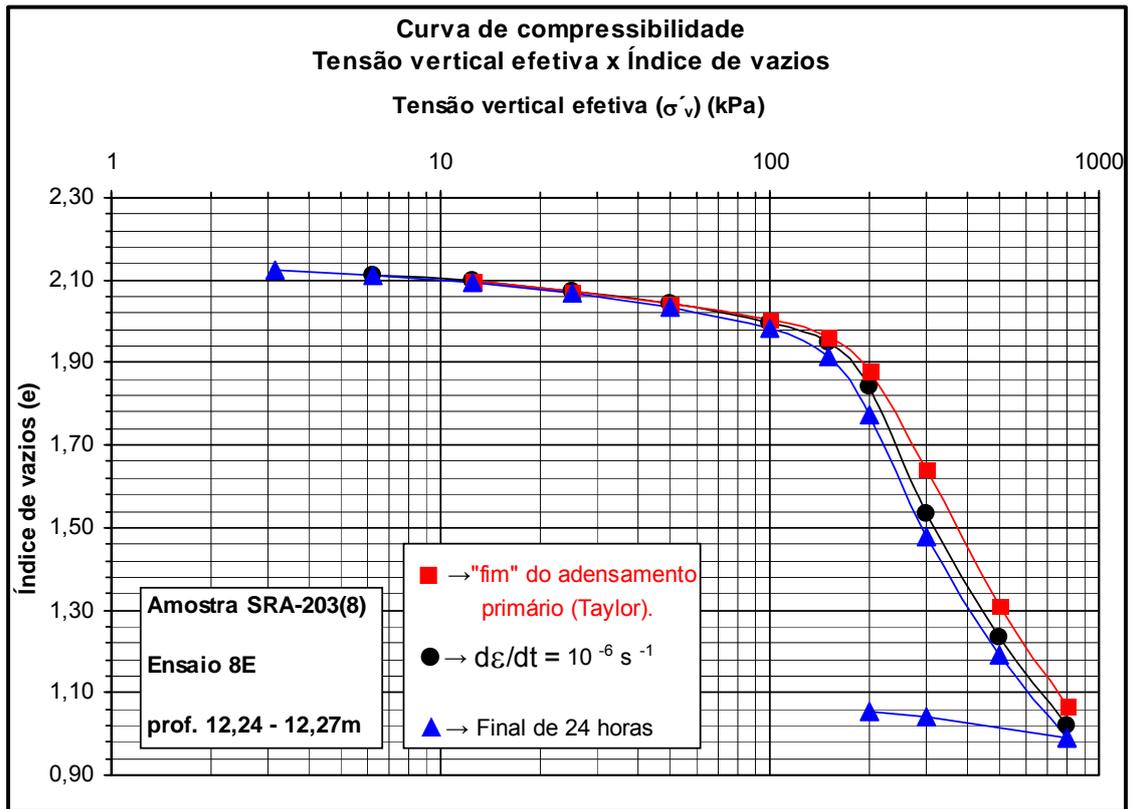


Figura 5.79 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 8E (corpo de prova CP8E).

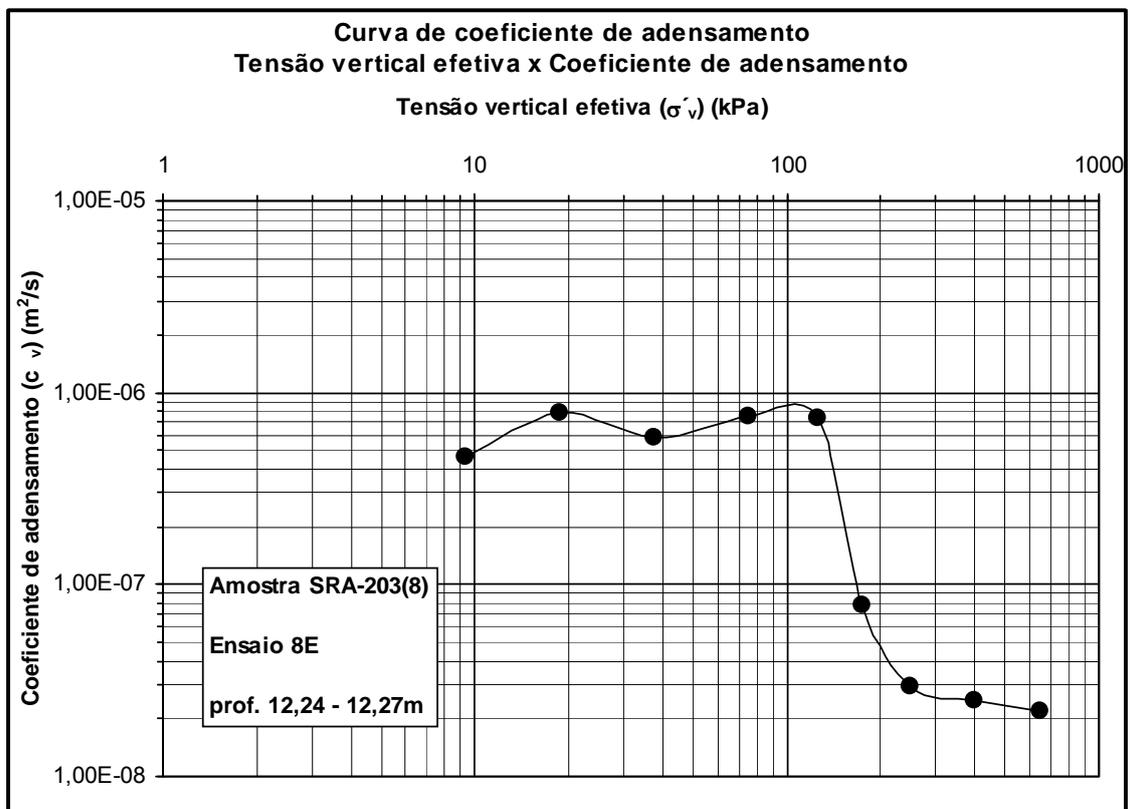


Figura 5.80 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 8E (corpo de prova CP8E).

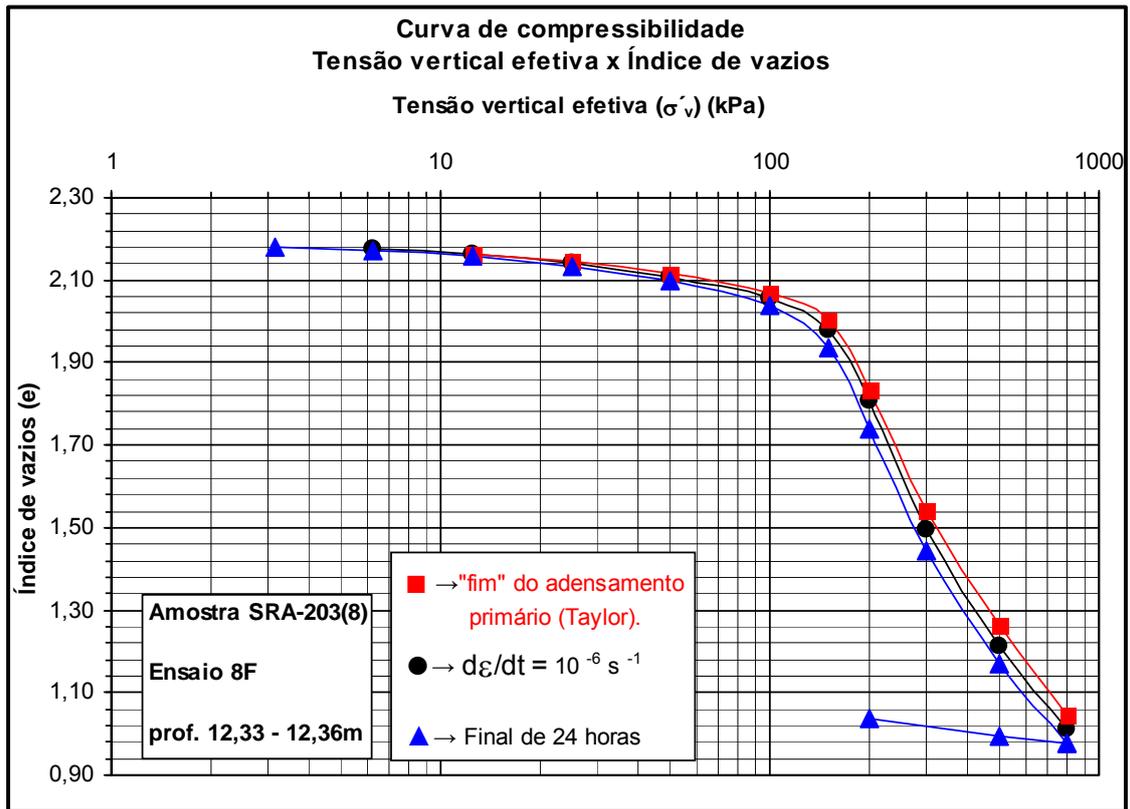


Figura 5.81 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 8F (corpo de prova CP8F).

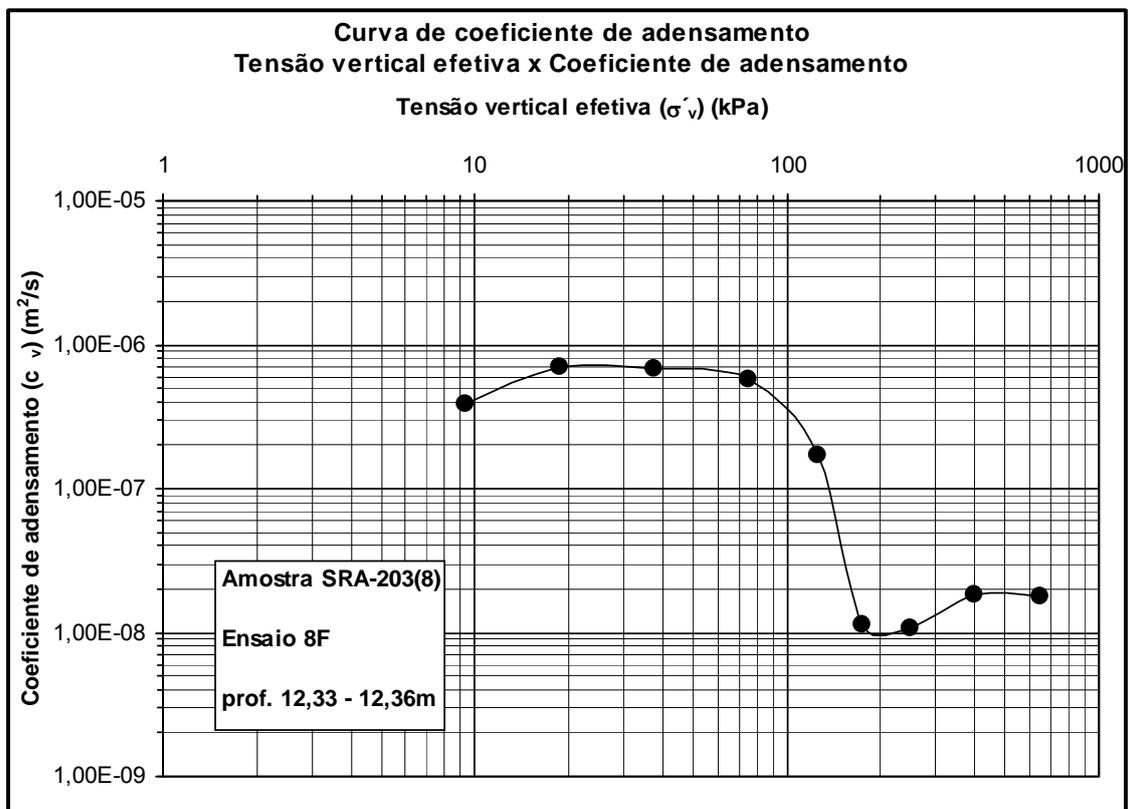


Figura 5.82 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 8F (corpo de prova CP8F).

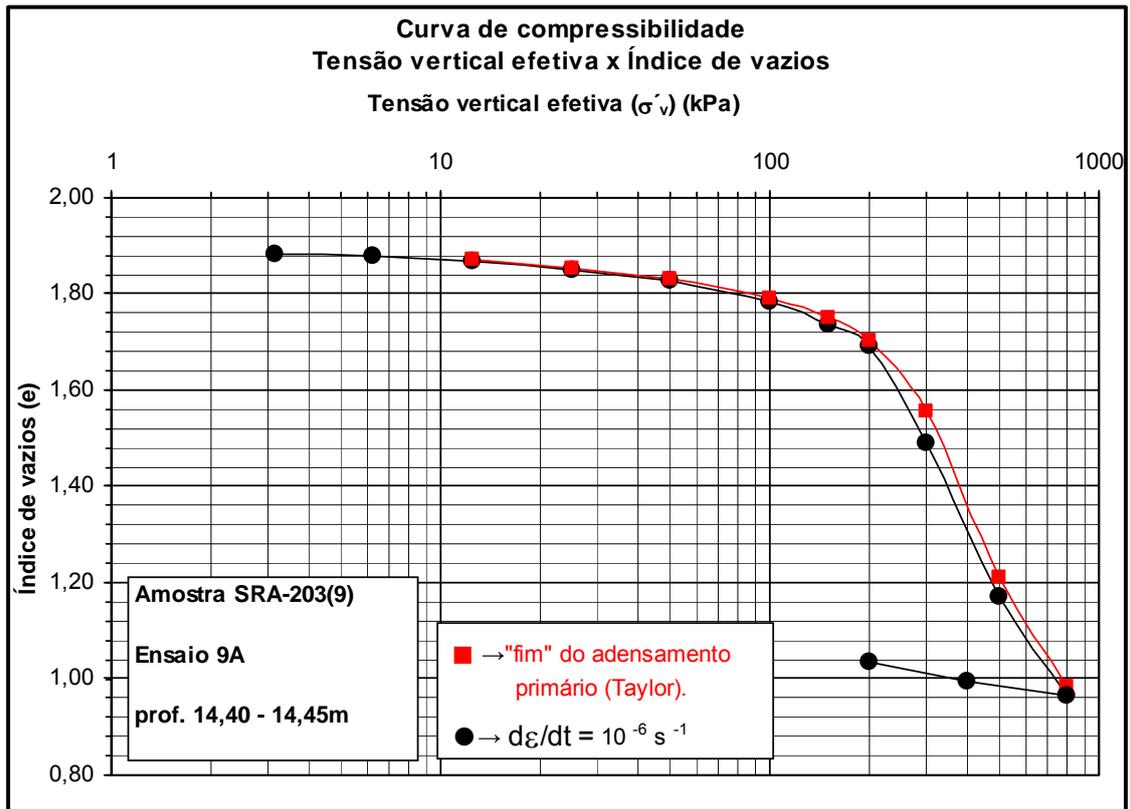


Figura 5.83 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ – ensaio 9A (corpo de prova CP9A).

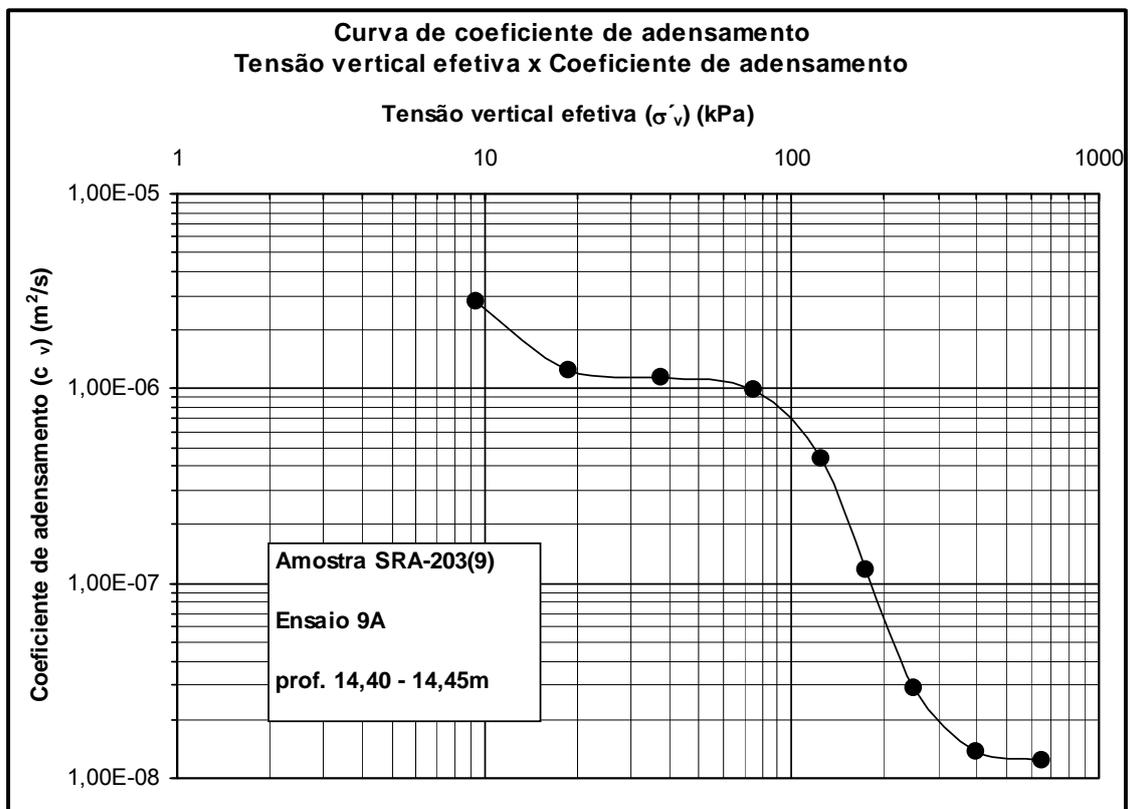


Figura 5.84 Curvas c_v x σ'_v – ensaio 9A (corpo de prova CP9A).

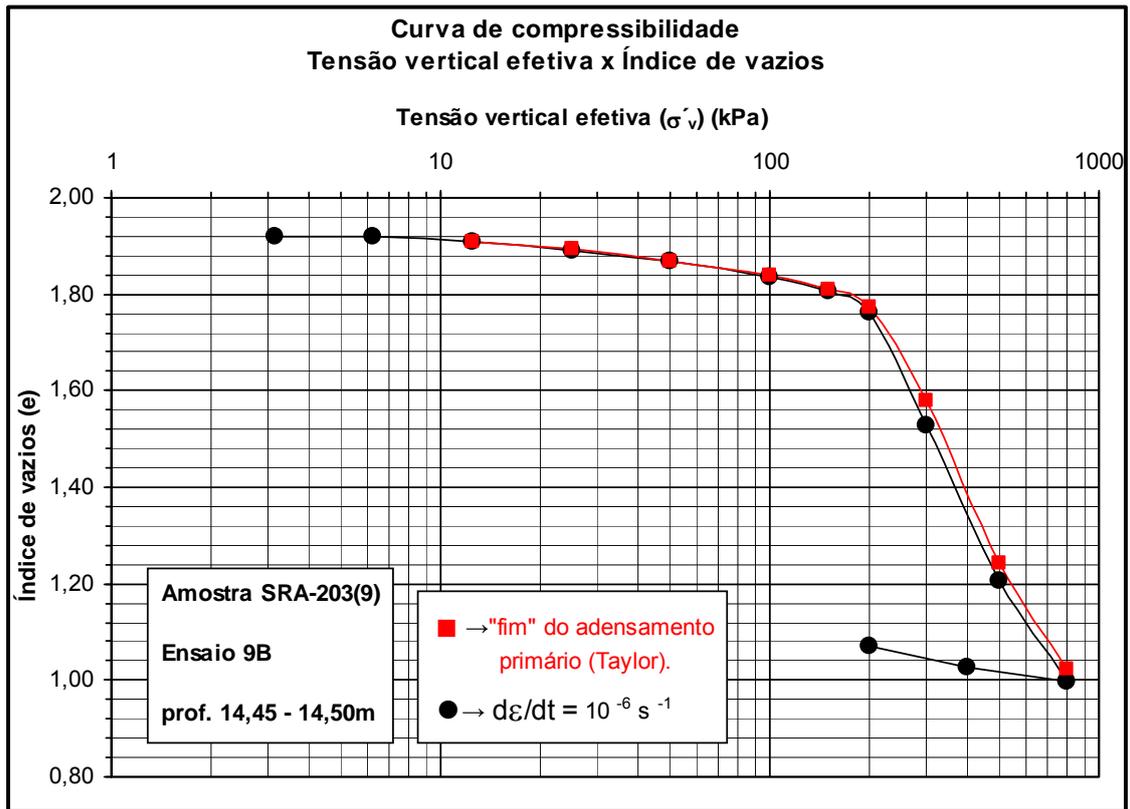


Figura 5.85 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 9B (corpo de prova CP9B).

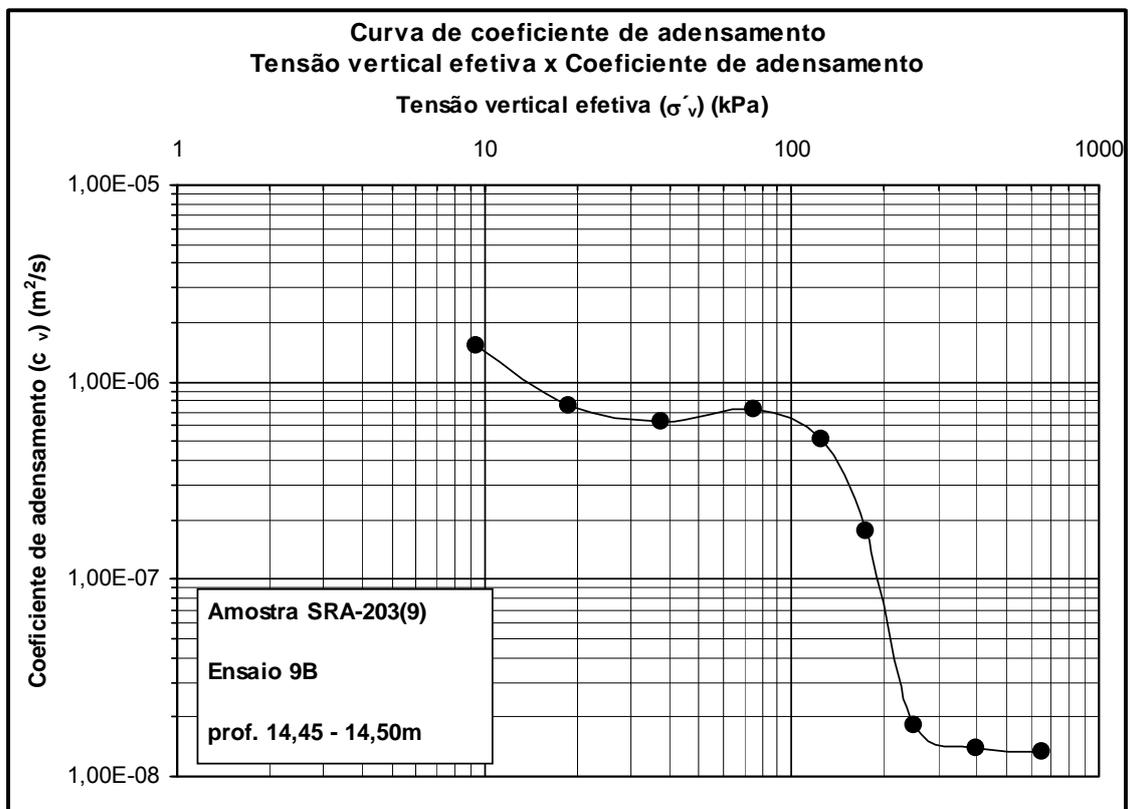


Figura 5.86 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 9B (corpo de prova CP9B).

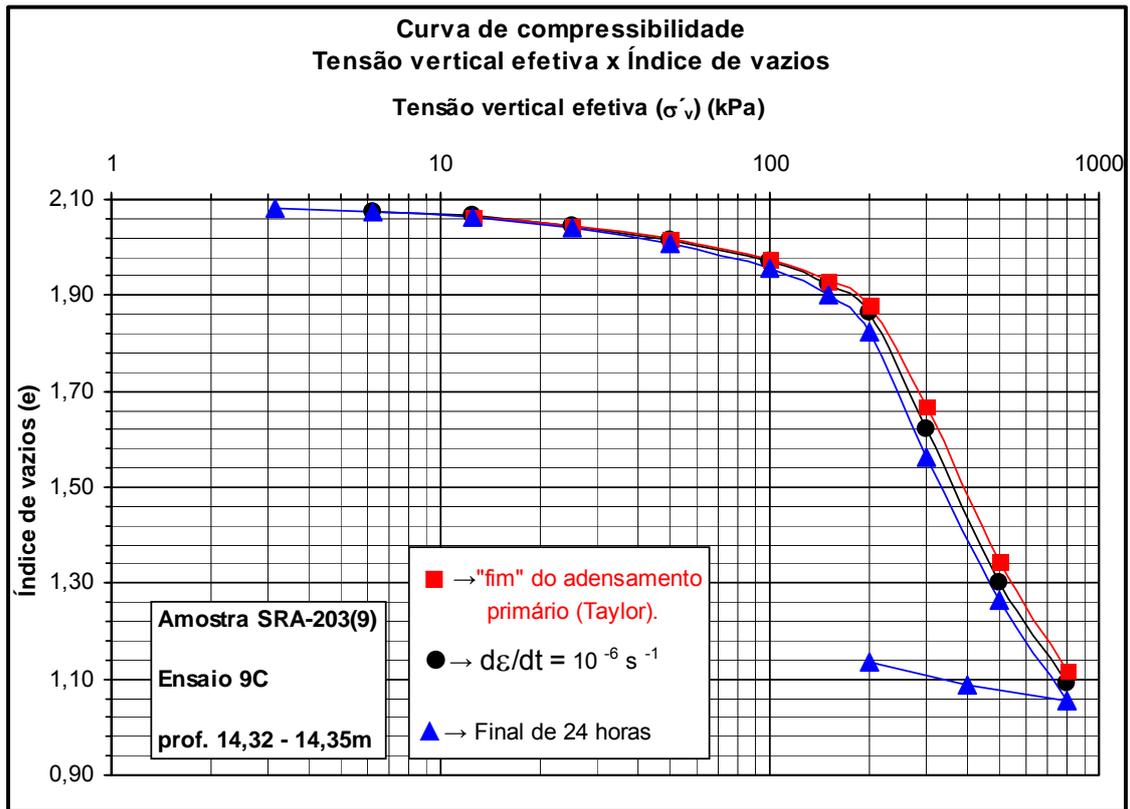


Figura 5.87 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 9C (corpo de prova CP9C).

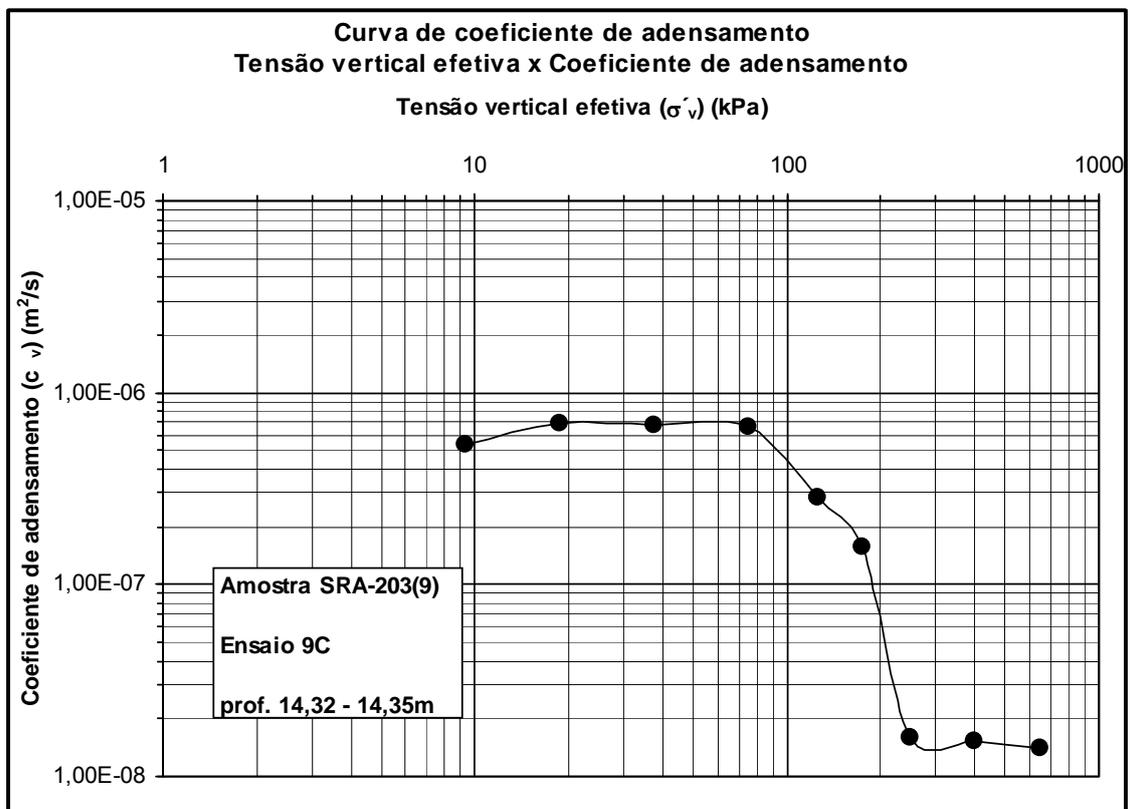


Figura 5.88 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 9C (corpo de prova CP9C).

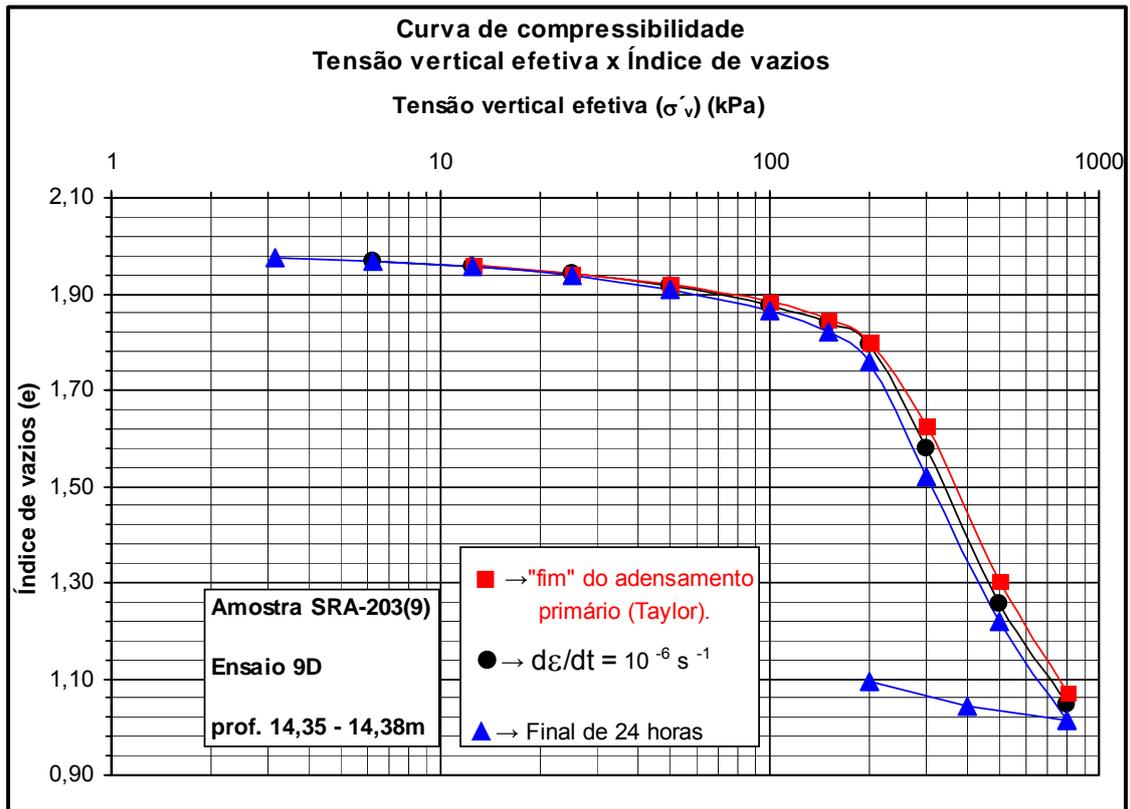


Figura 5.89 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 9D (corpo de prova CP9D).

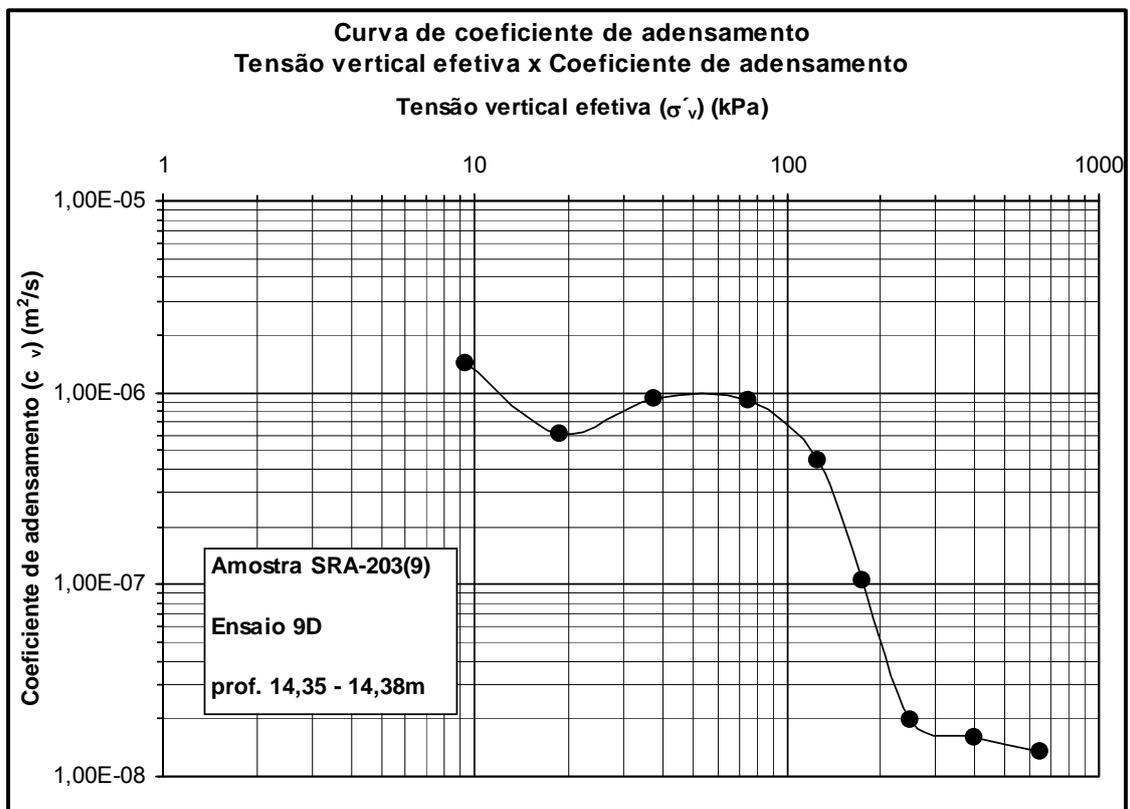


Figura 5.90 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 9D (corpo de prova CP9D).

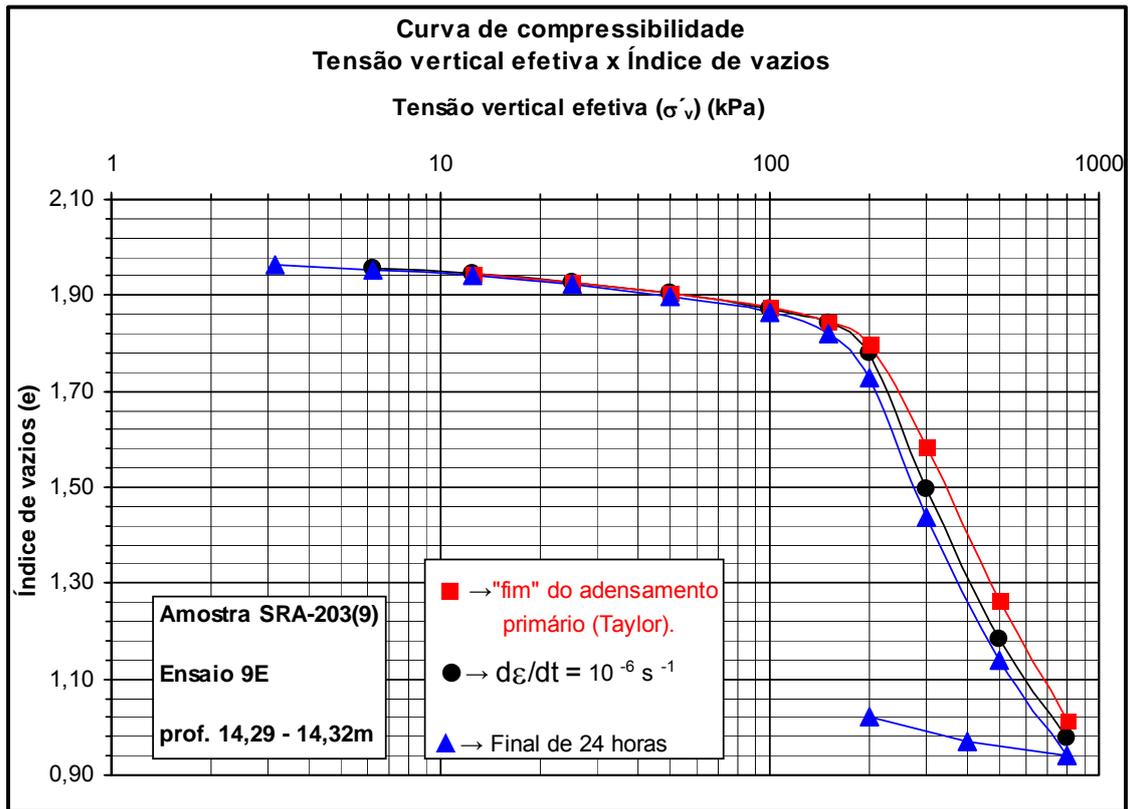


Figura 5.91 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 9E (corpo de prova CP9E).

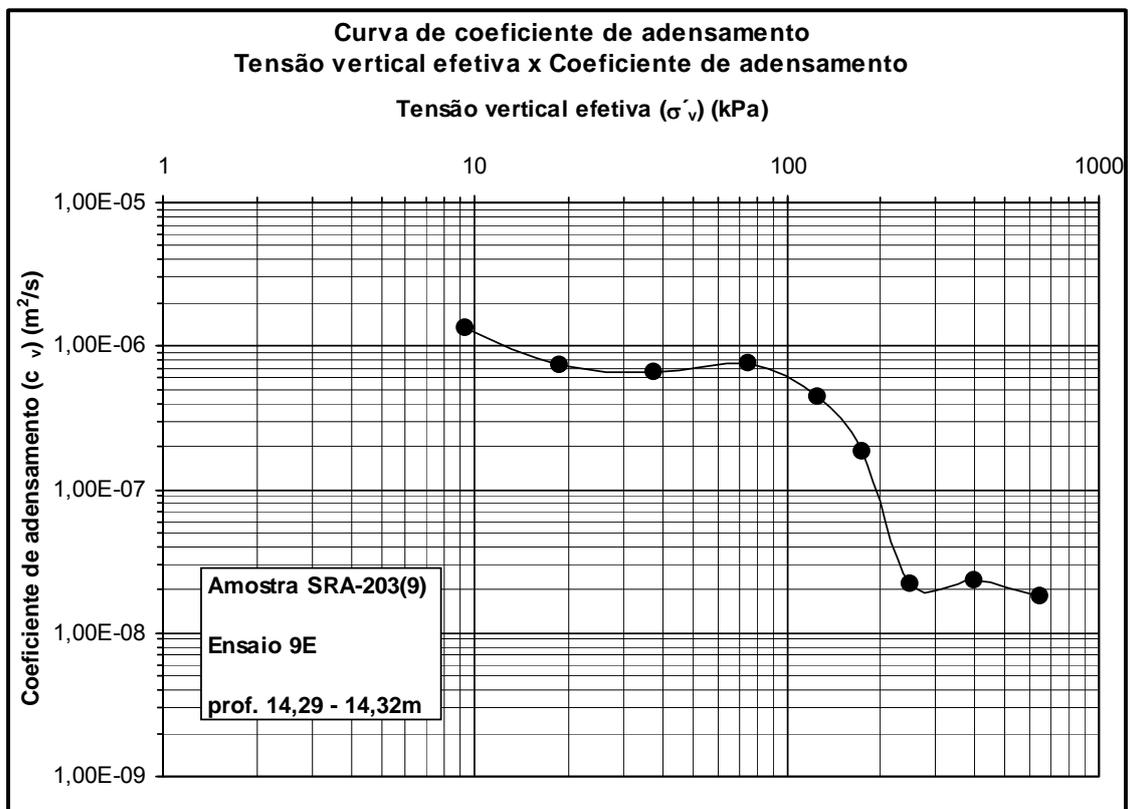


Figura 5.92 Curvas $c_v x \sigma'_v$ - ensaio 9E (corpo de prova CP9E).

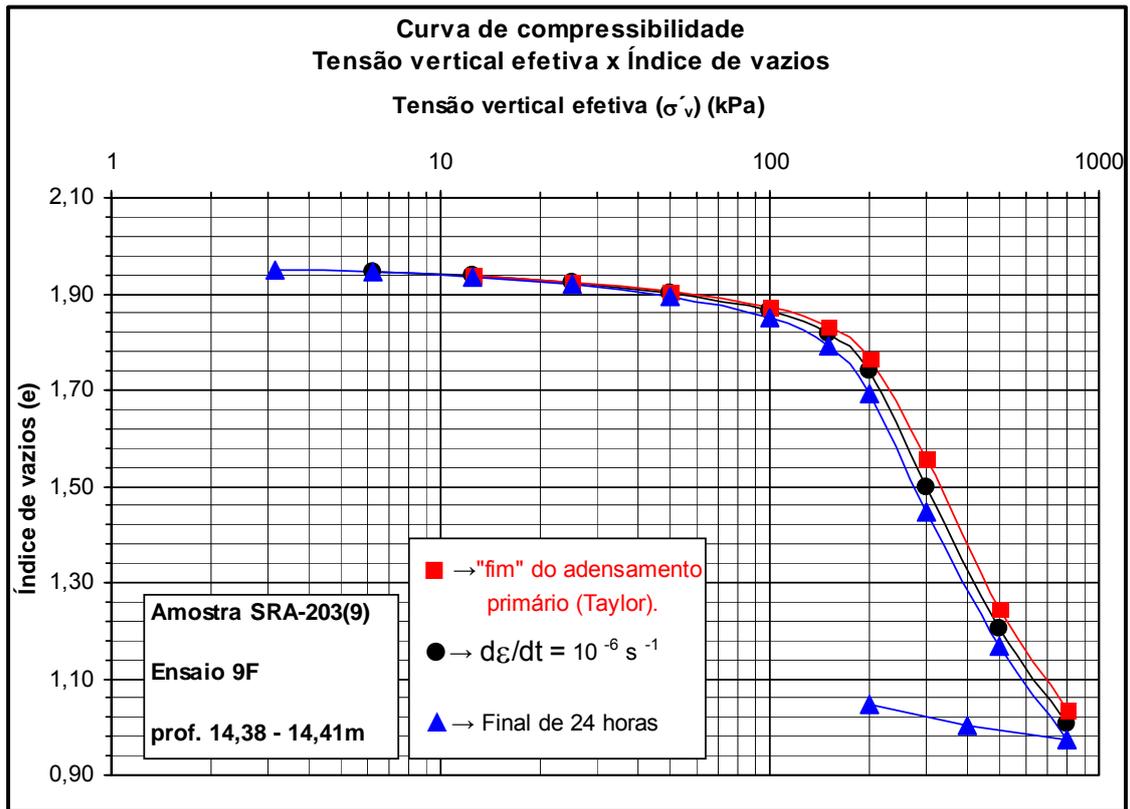


Figura 5.93 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 9F (corpo de prova CP9F).

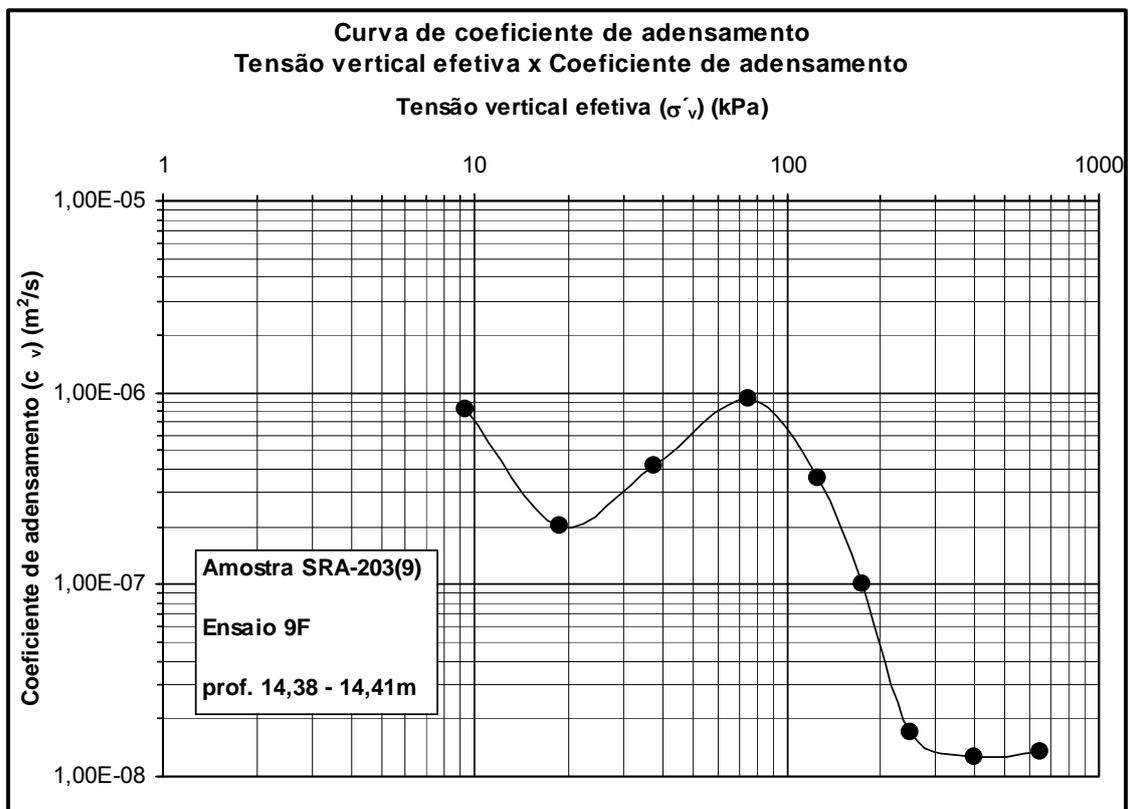


Figura 5.94 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 9F (corpo de prova CP9F).

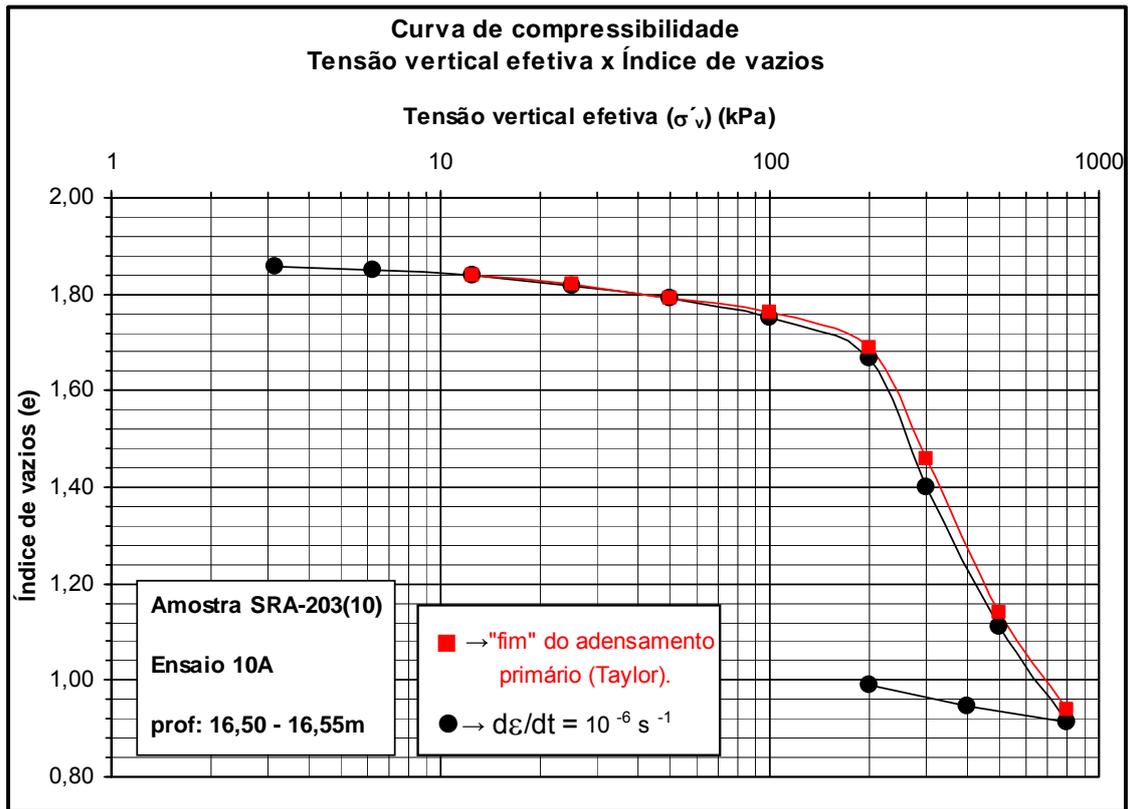


Figura 5.95 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ - ensaio 10A (corpo de prova CP10A).

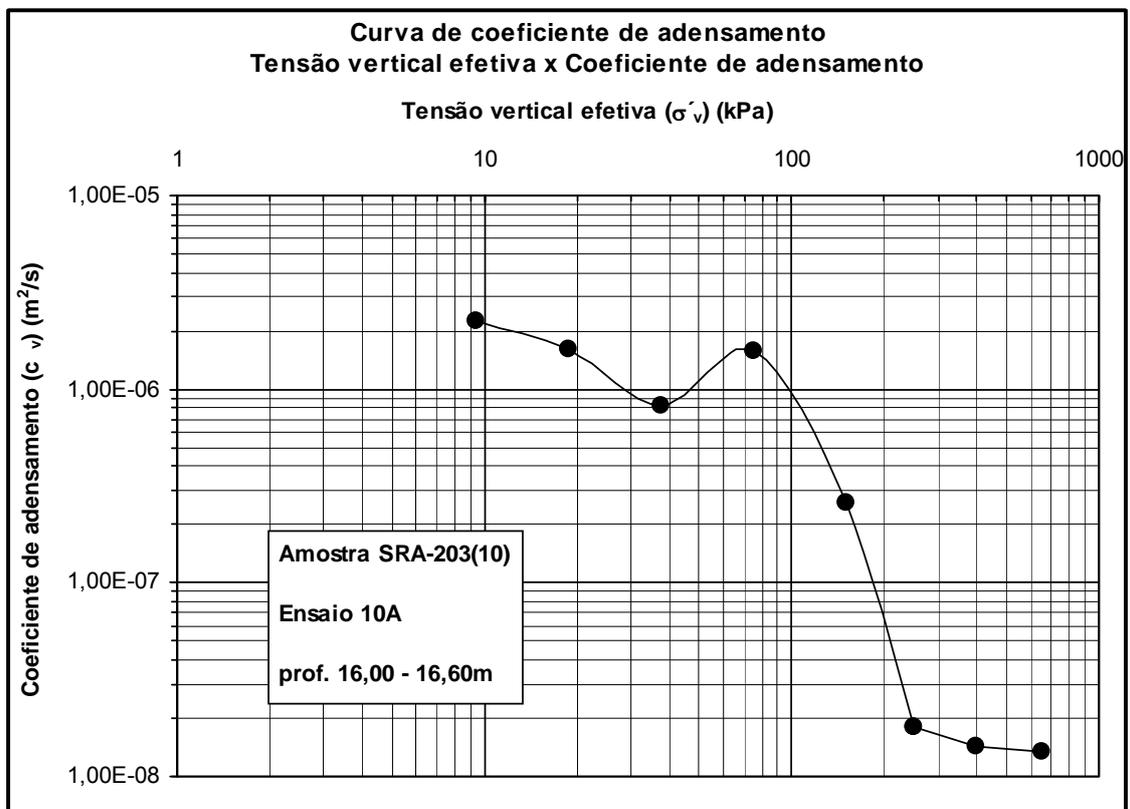


Figura 5.96 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 10A (corpo de prova CP10A).

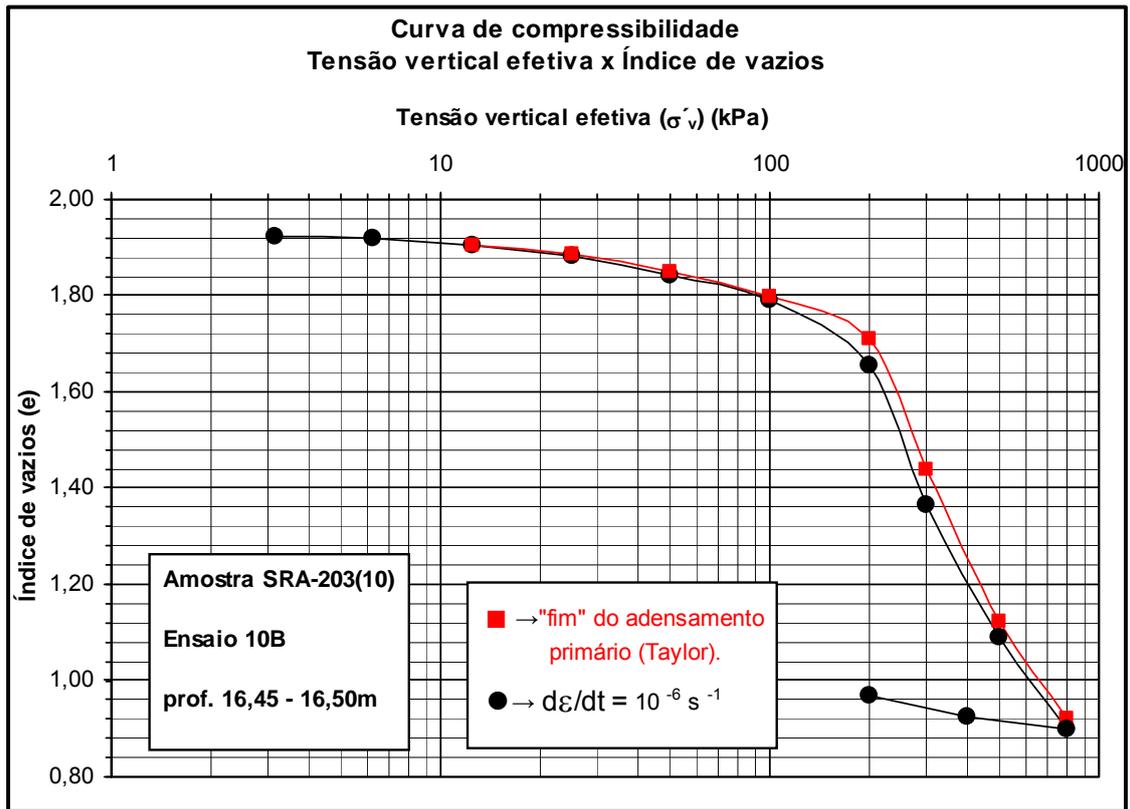


Figura 5.97 Curvas de compressão e $x \sigma'_v$ – ensaio 10B (corpo de prova CP10B).

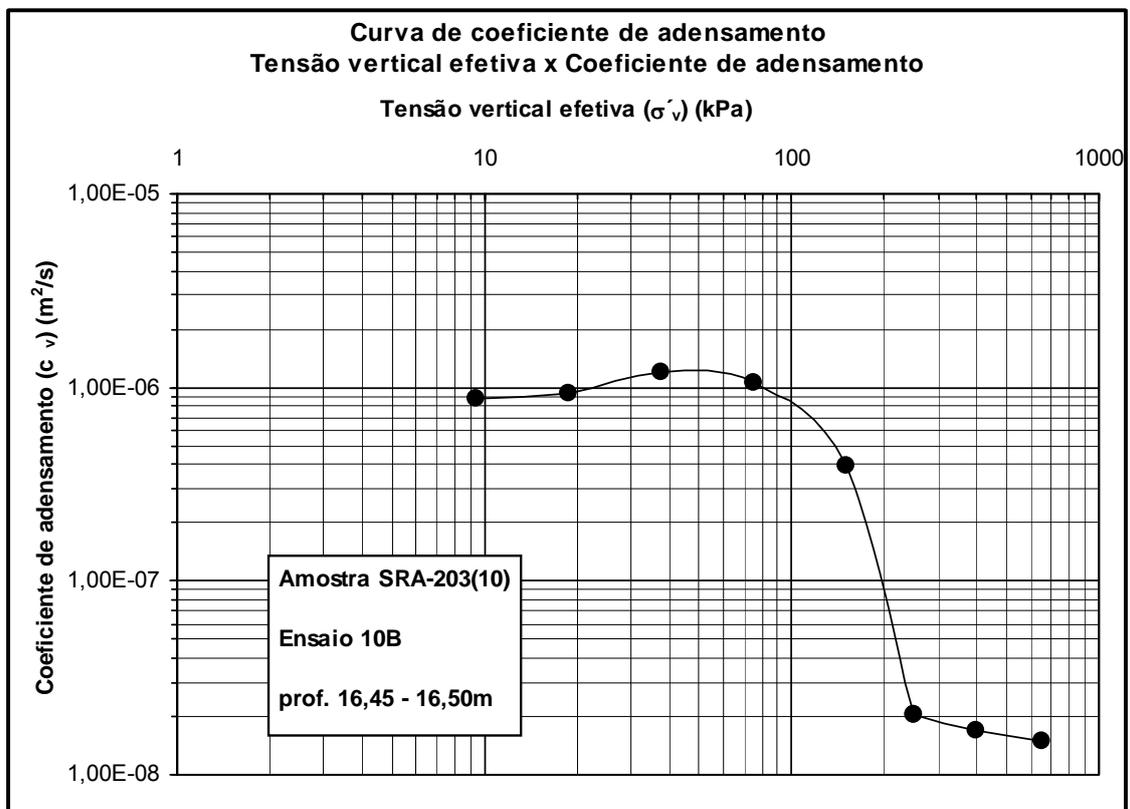


Figura 5.98 Curvas $c_v x \sigma'_v$ – ensaio 10B (corpo de prova CP10B).

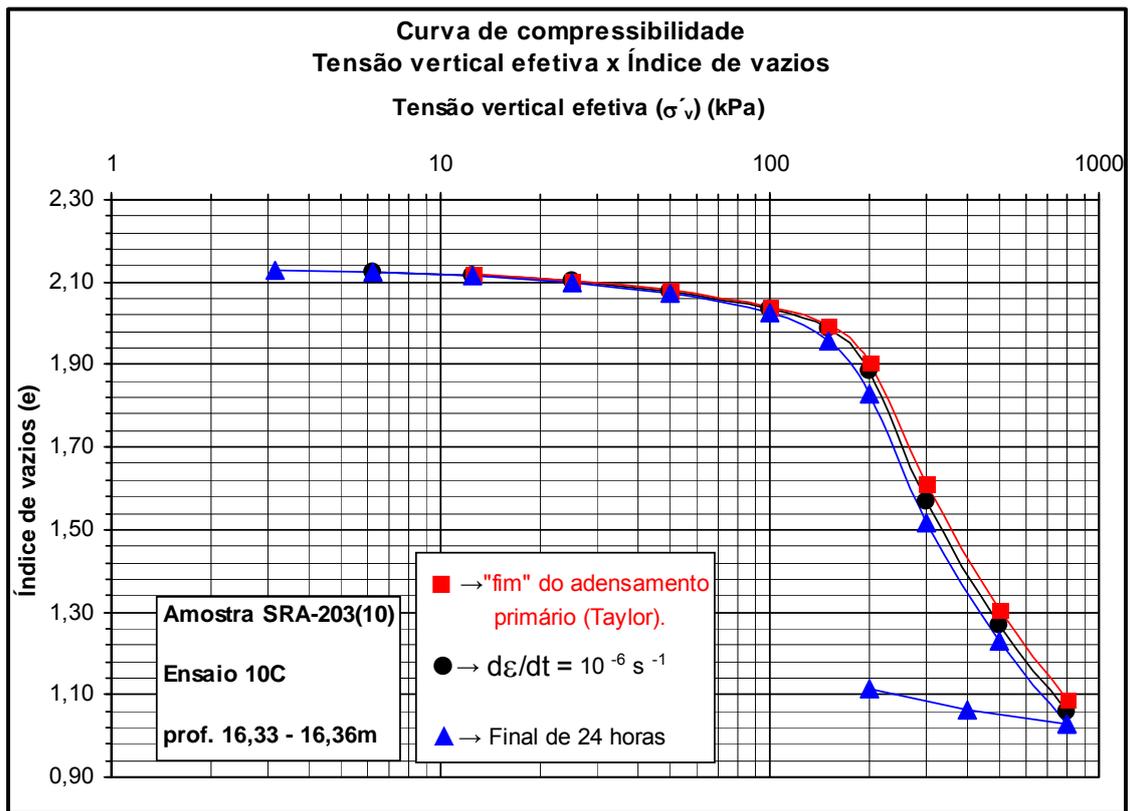


Figura 5.99 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 10C (corpo de prova CP10C).

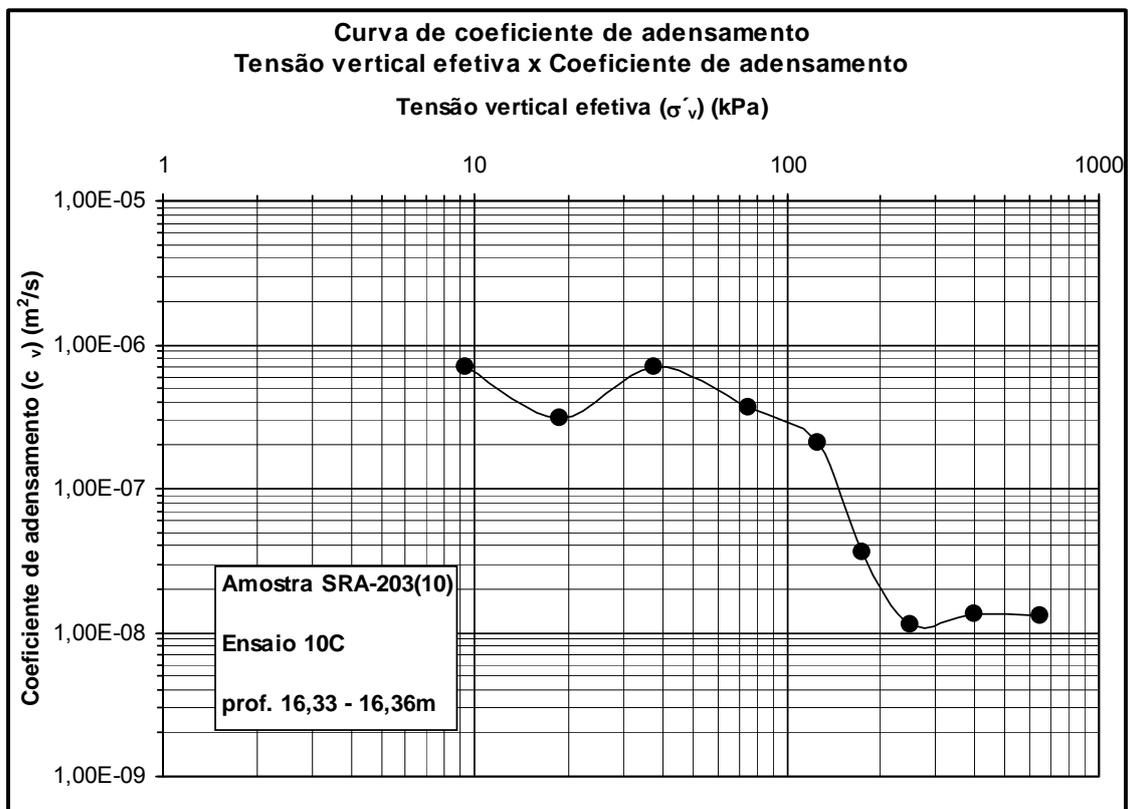


Figura 5.100 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 10C (corpo de prova CP10C).

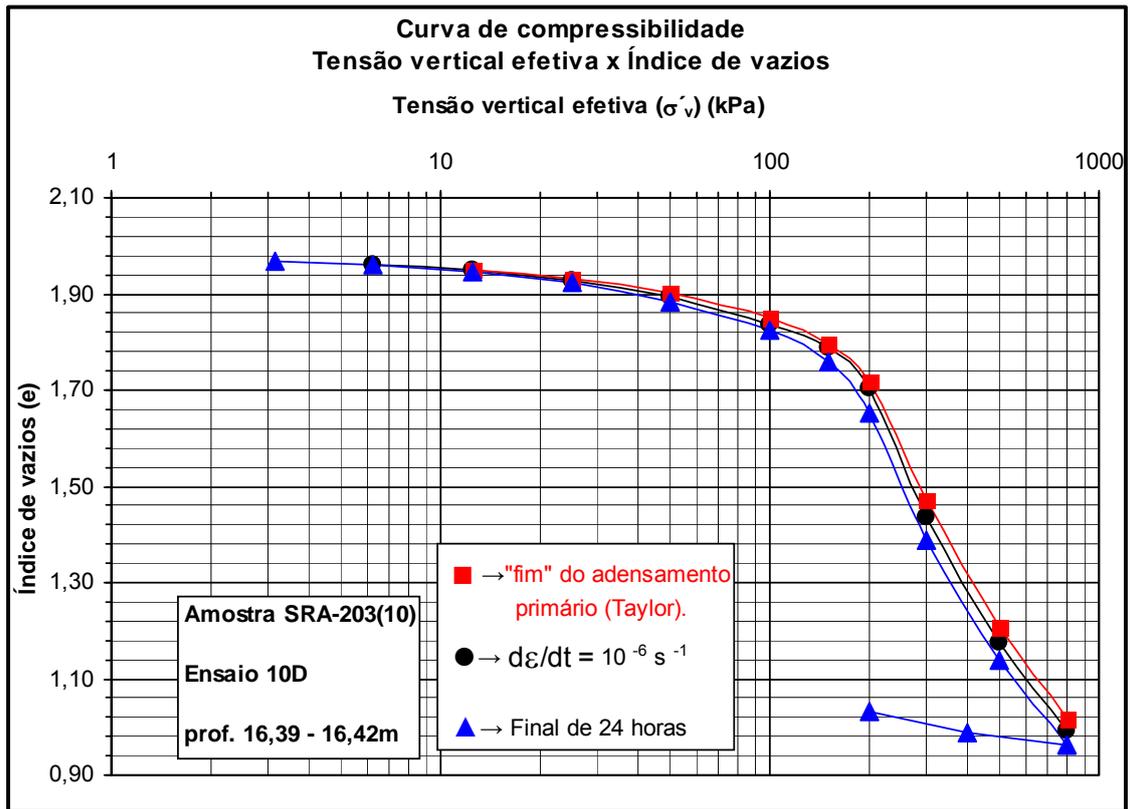


Figura 5.101 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 10D (corpo de prova CP10D).

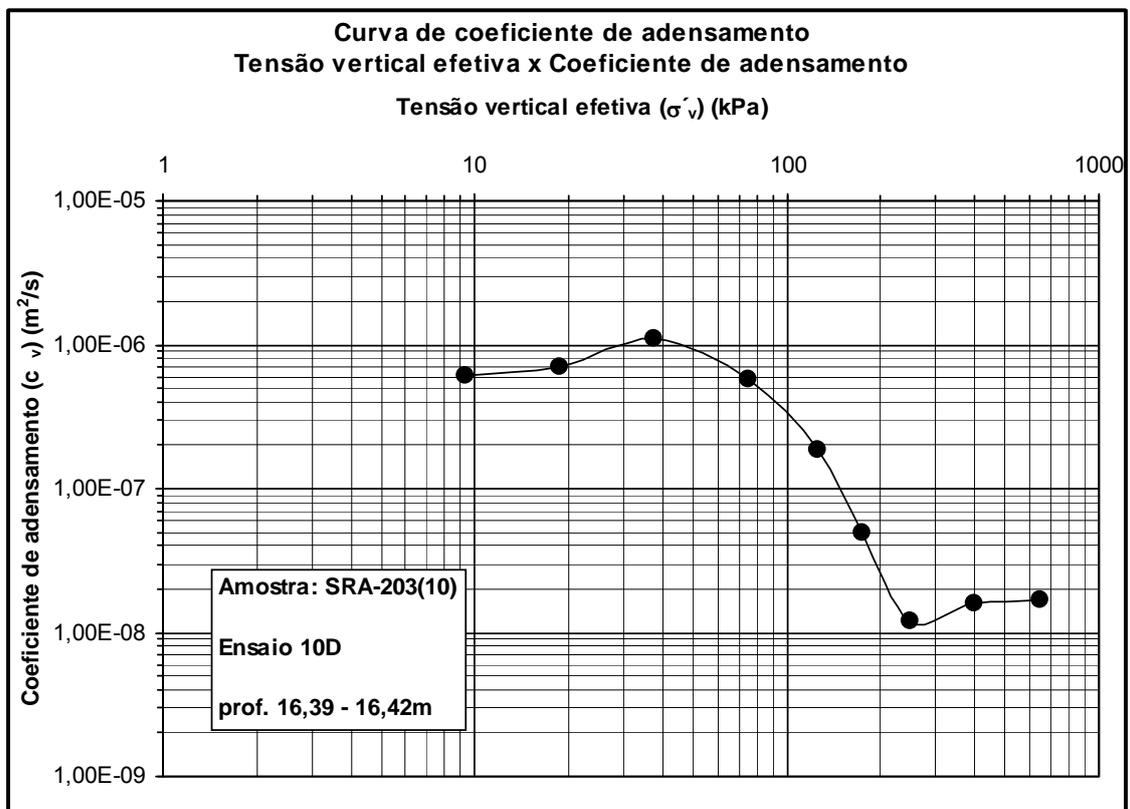


Figura 5.102 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 10D (corpo de prova CP10D).

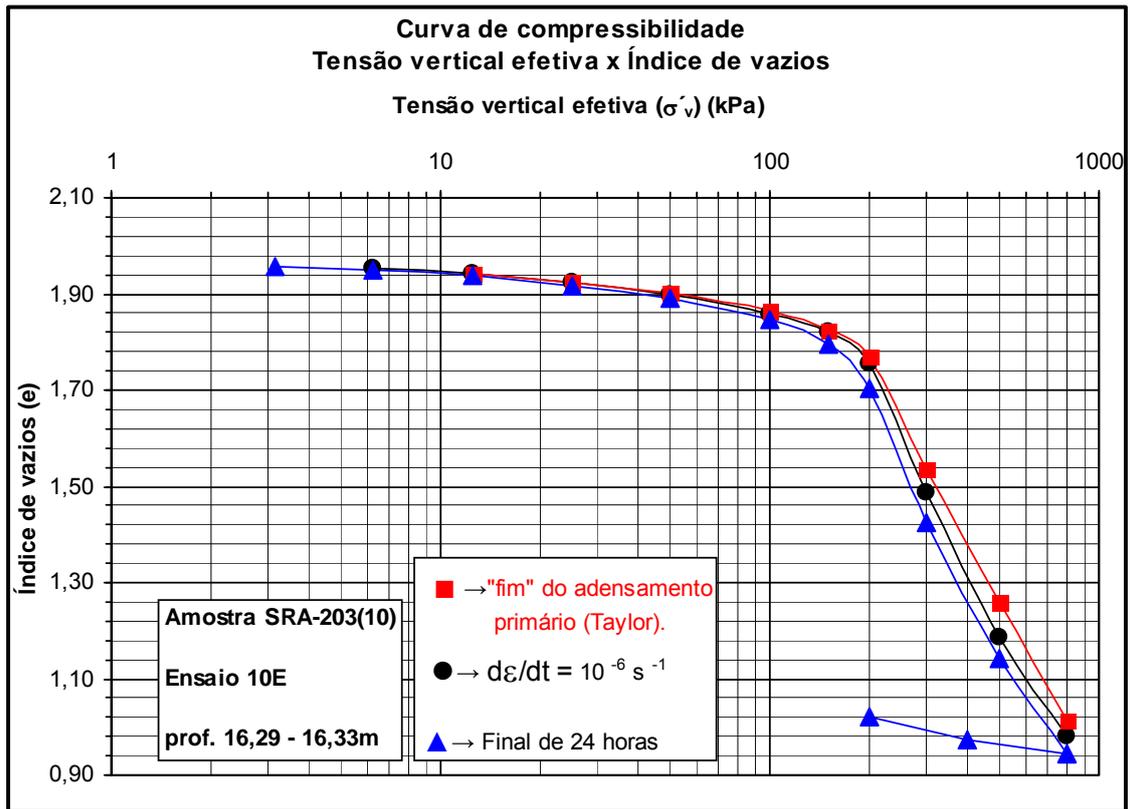


Figura 5.103 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 10E (corpo de prova CP10E).

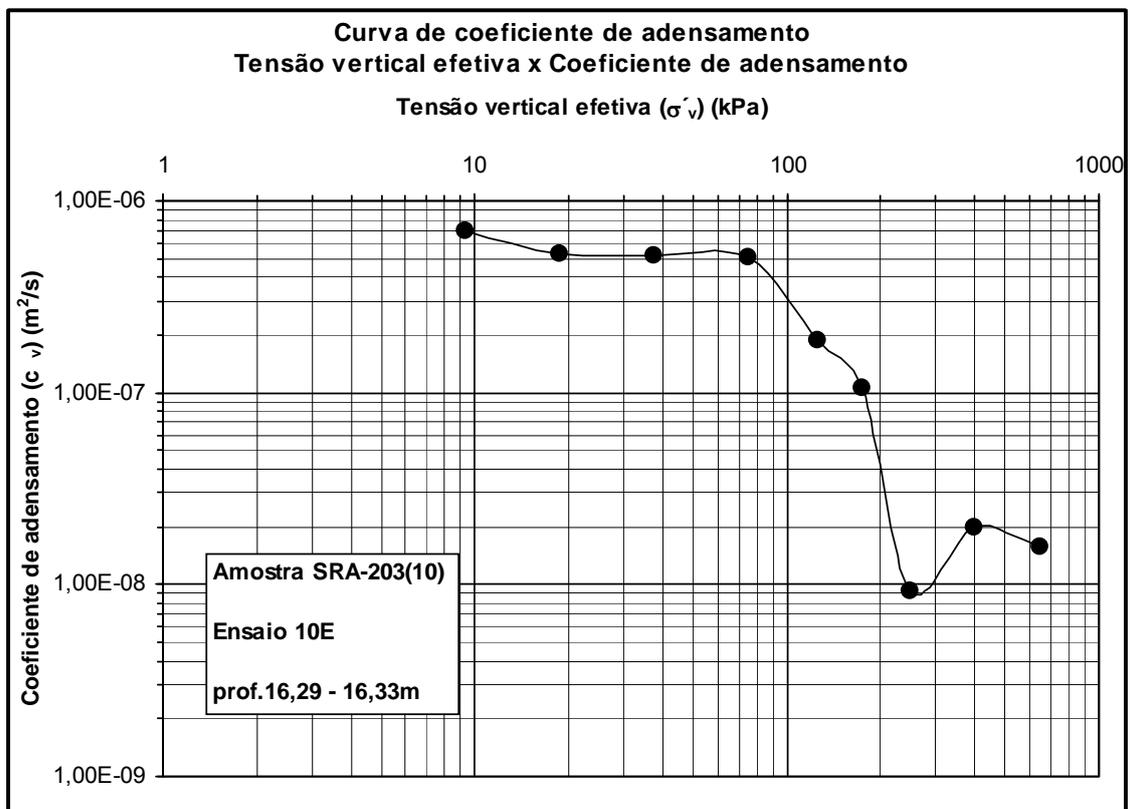


Figura 5.104 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 10E (corpo de prova CP10E).

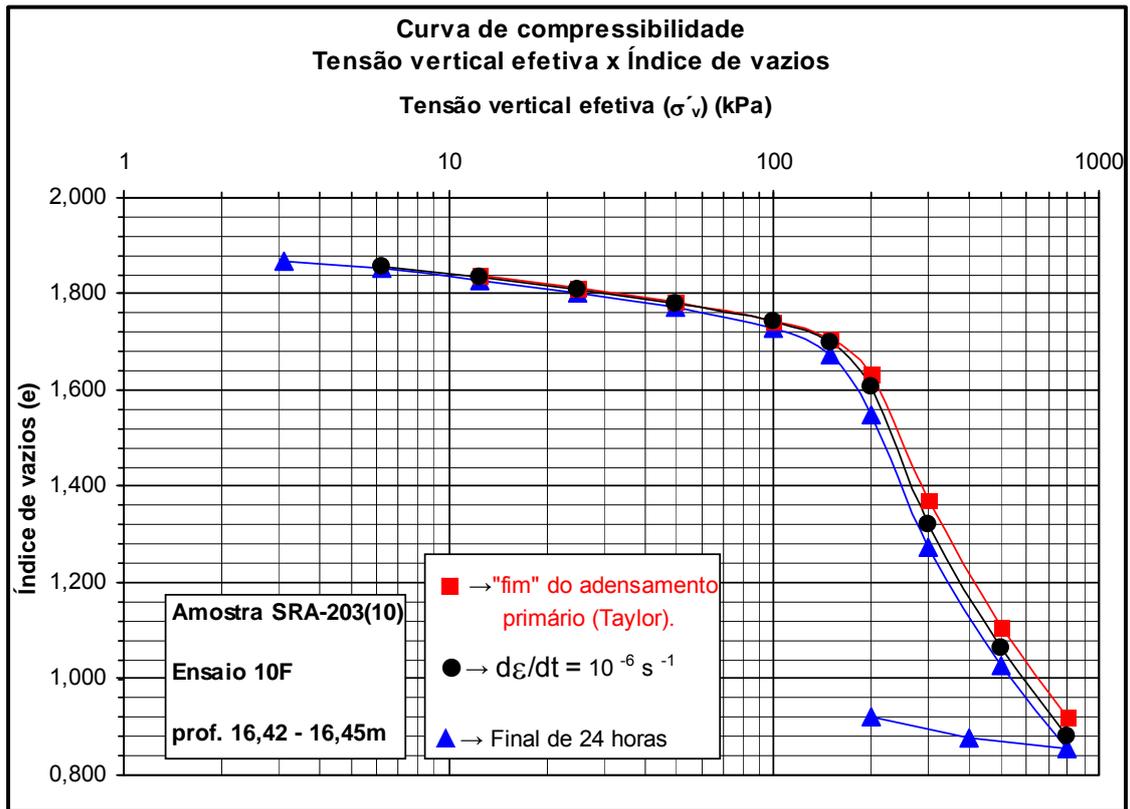


Figura 5.105 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 10F (corpo de prova CP10F).

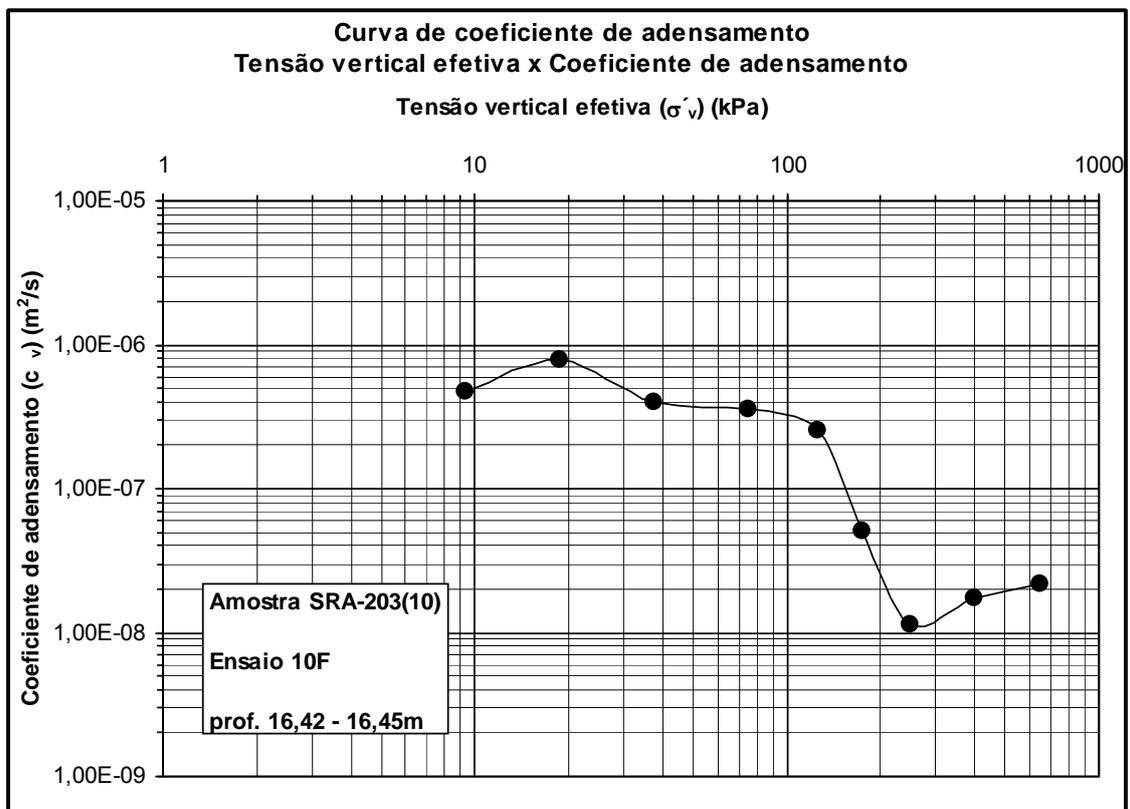


Figura 5.106 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 10F (corpo de prova CP10F).

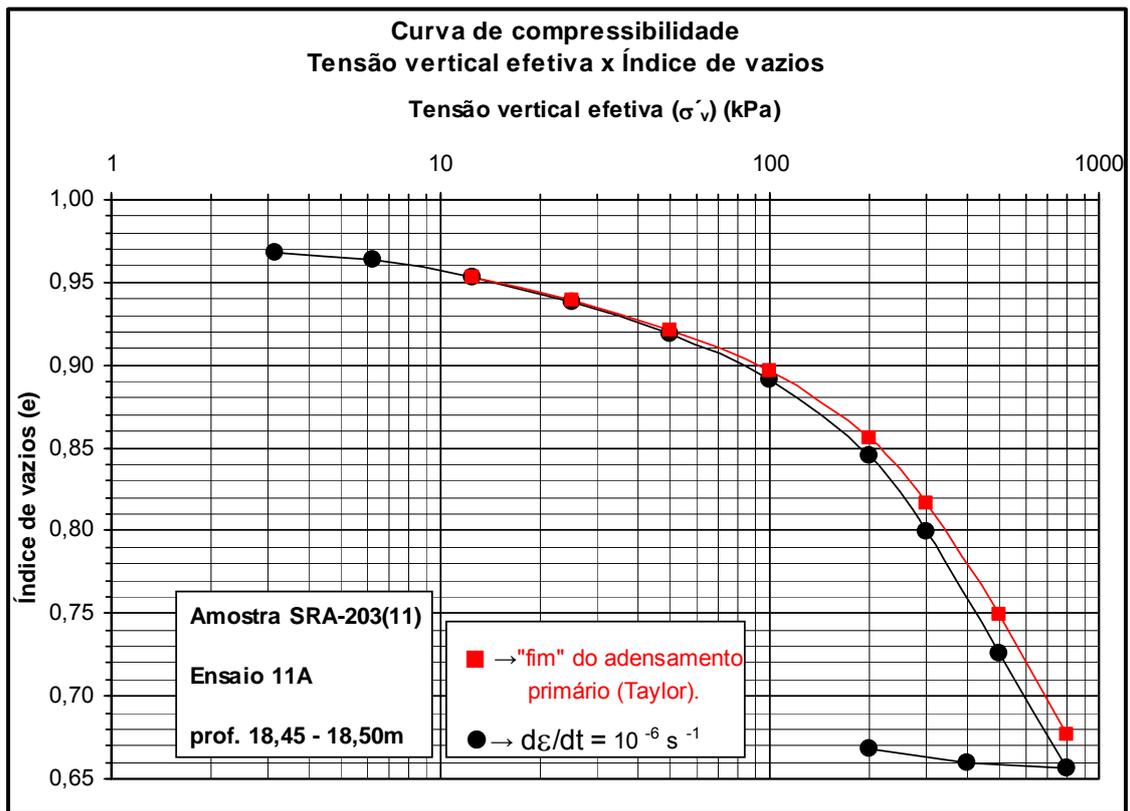


Figura 5.107 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 11A (corpo de prova CP11A).

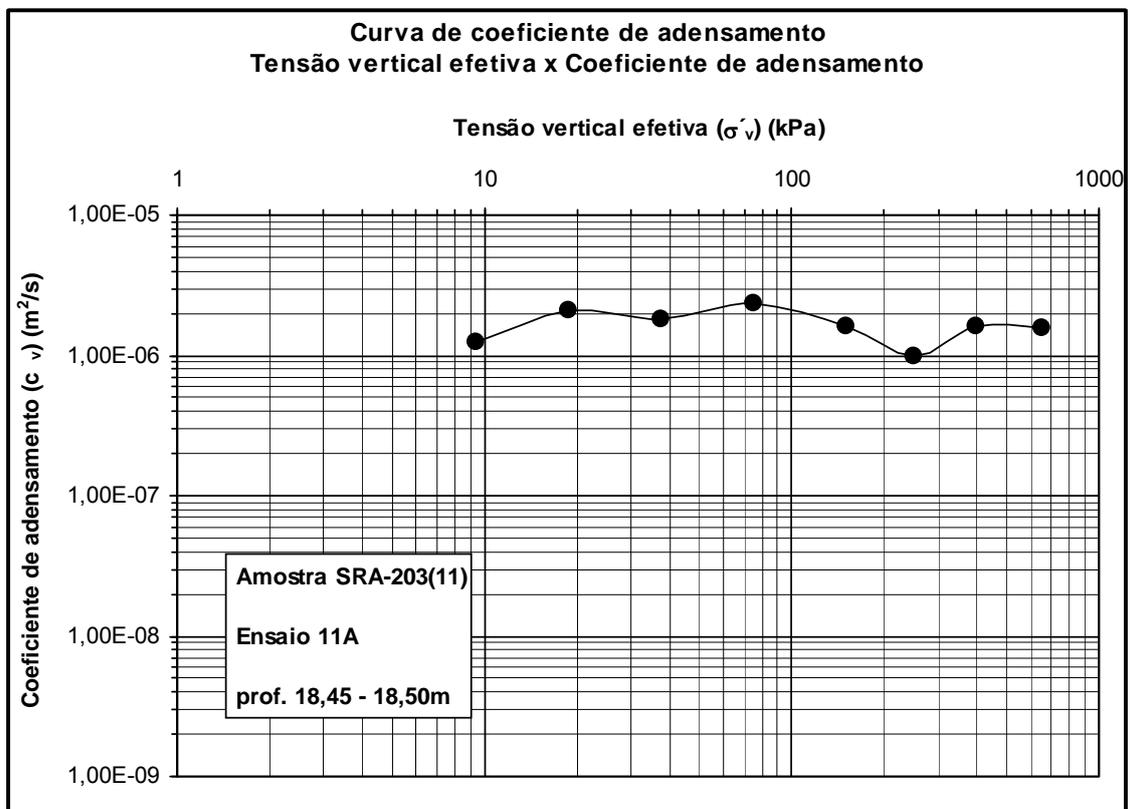


Figura 5.108 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 11A (corpo de prova CP11A).

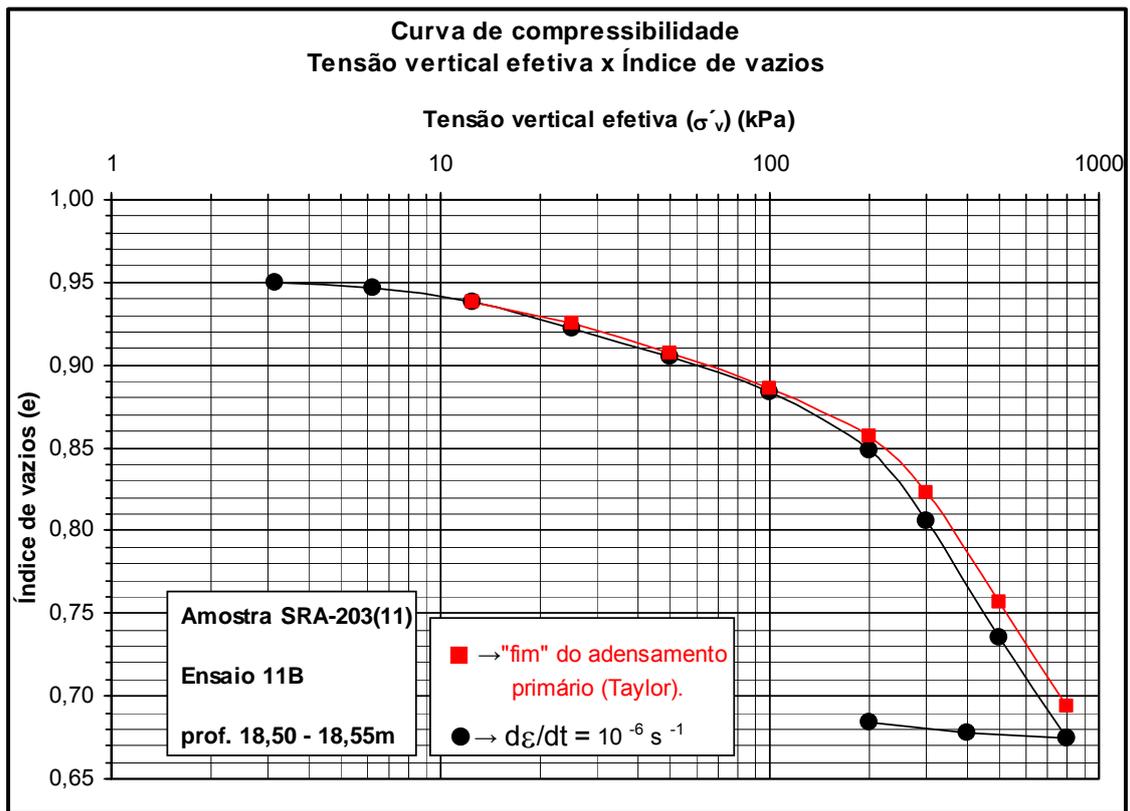


Figura 5.109 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 11B (corpo de prova CP11B).

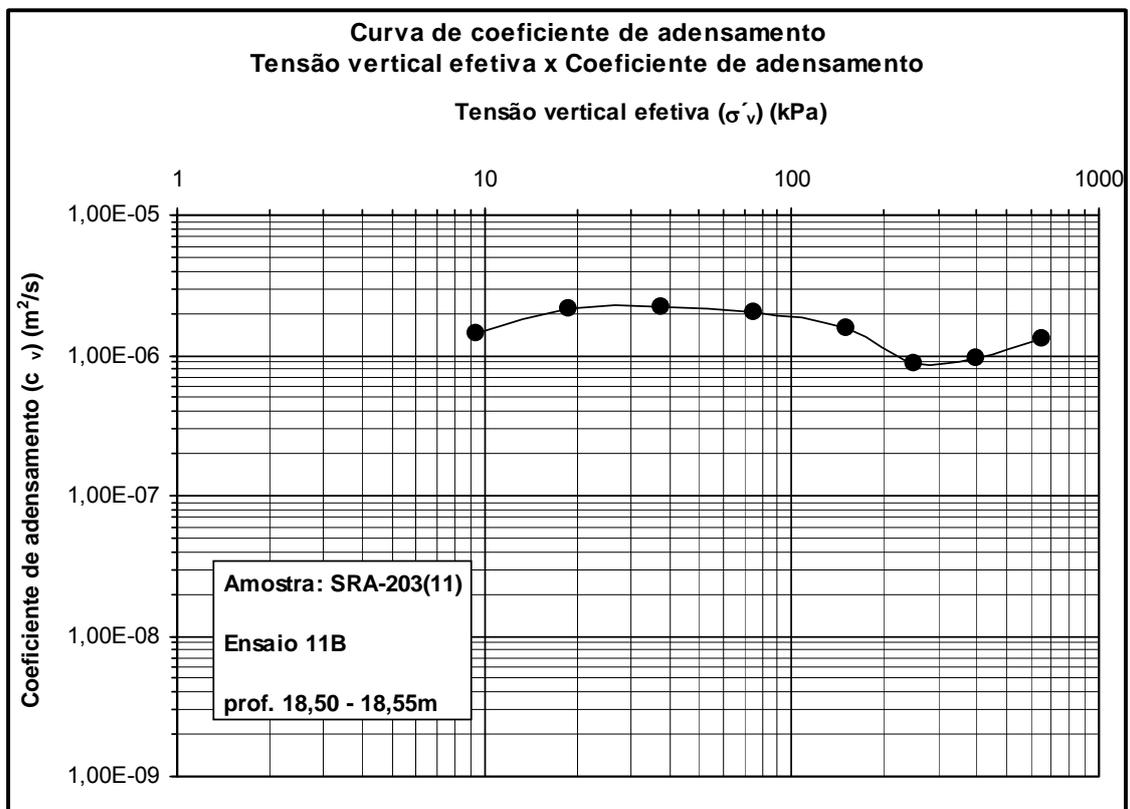


Figura 5.110 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 11B (corpo de prova CP11B).

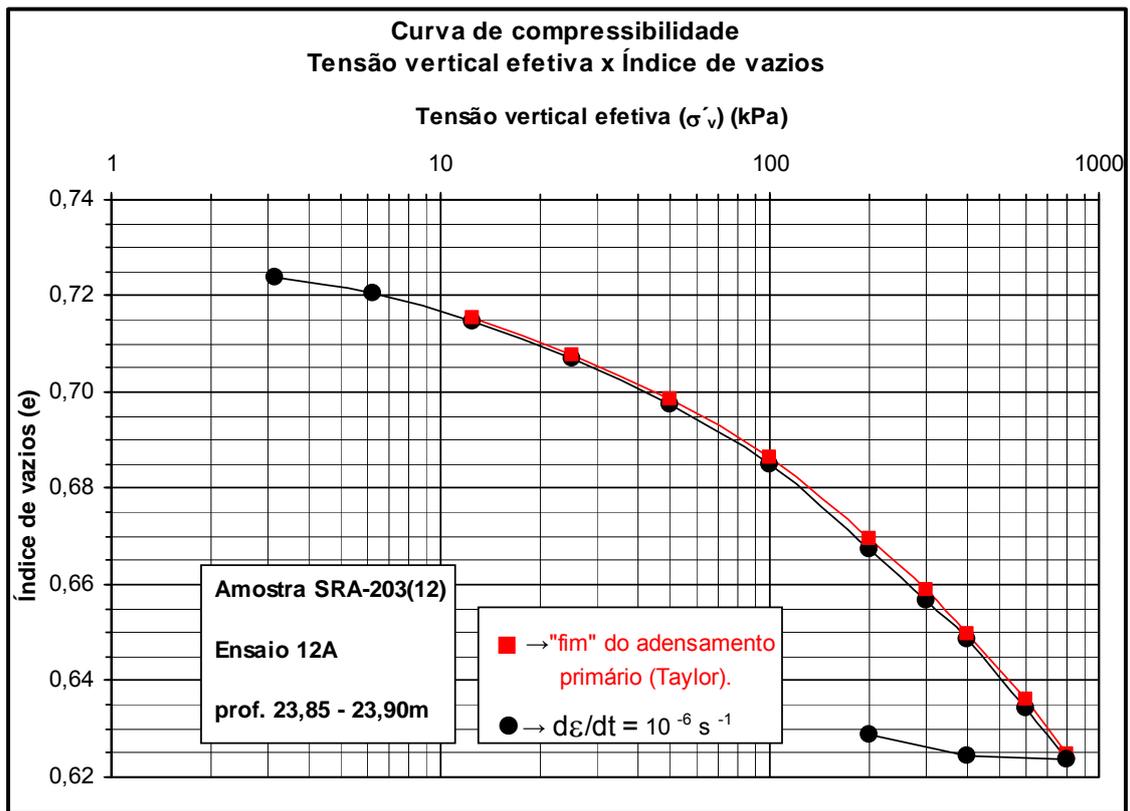


Figura 5.111 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 12A (corpo de prova CP12A).

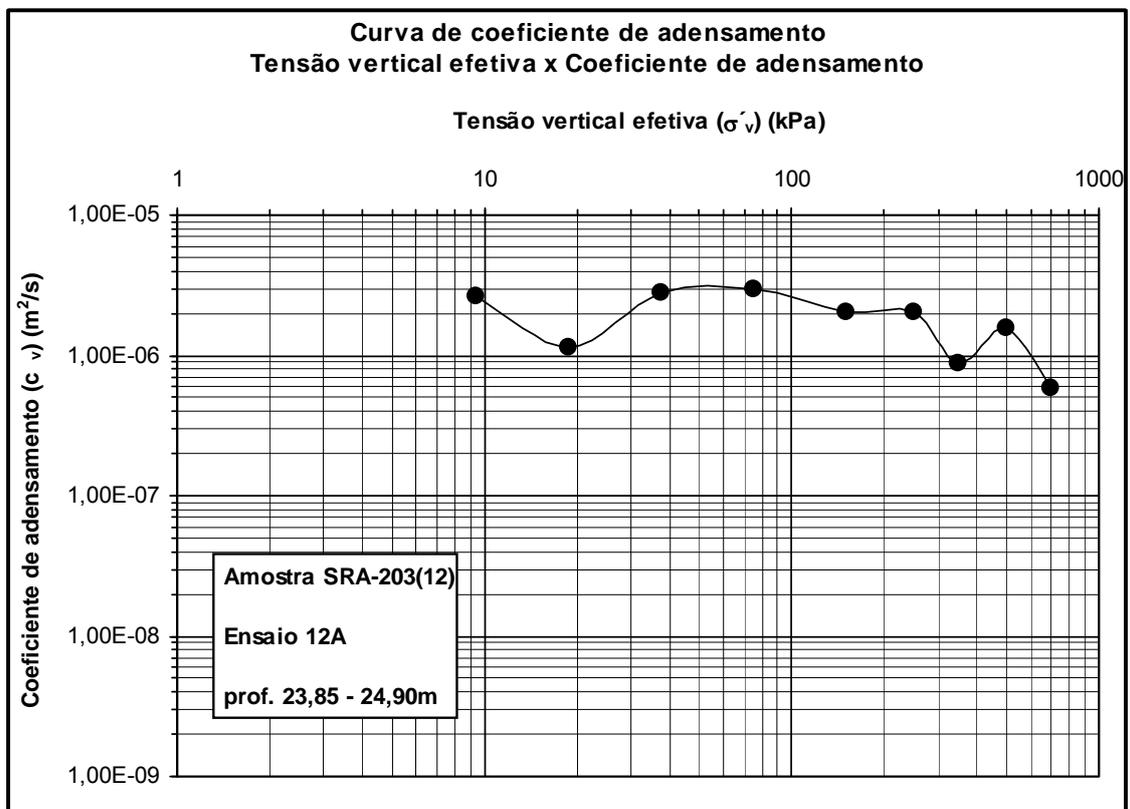


Figura 5.112 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 12A (corpo de prova CP12A).

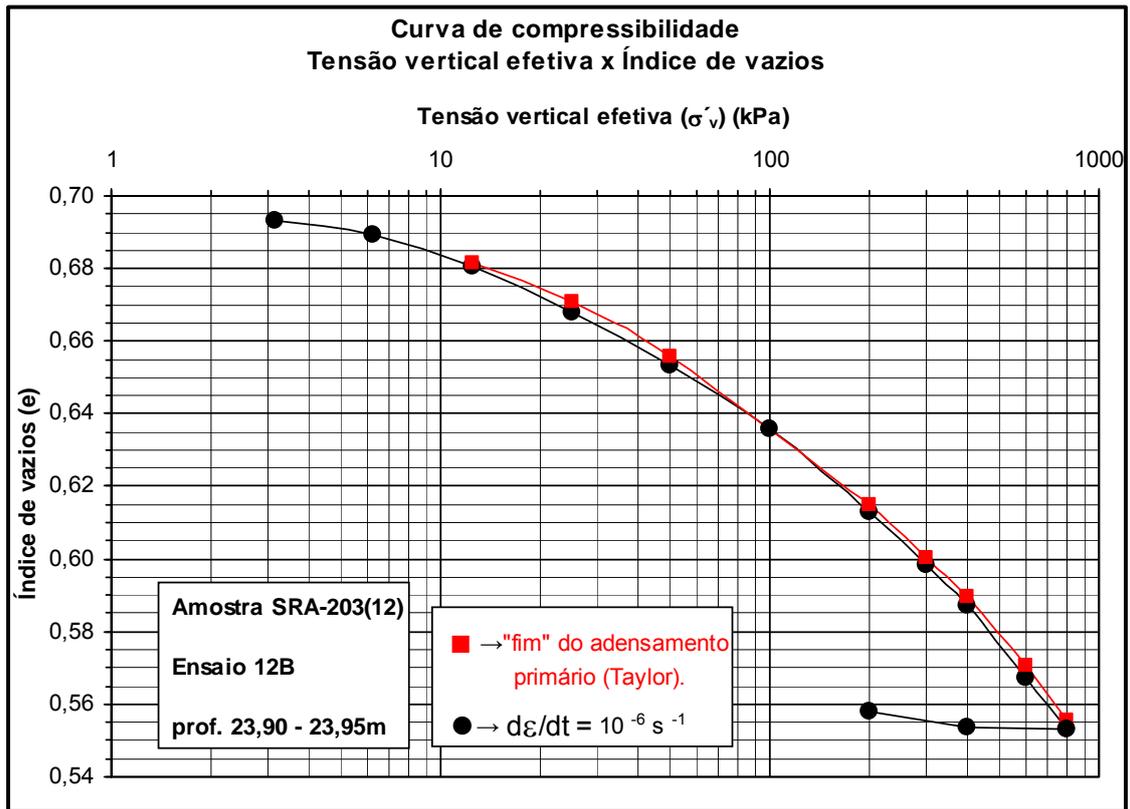


Figura 5.113 Curvas de compressão e σ'_v - ensaio 12B (corpo de prova CP12B).

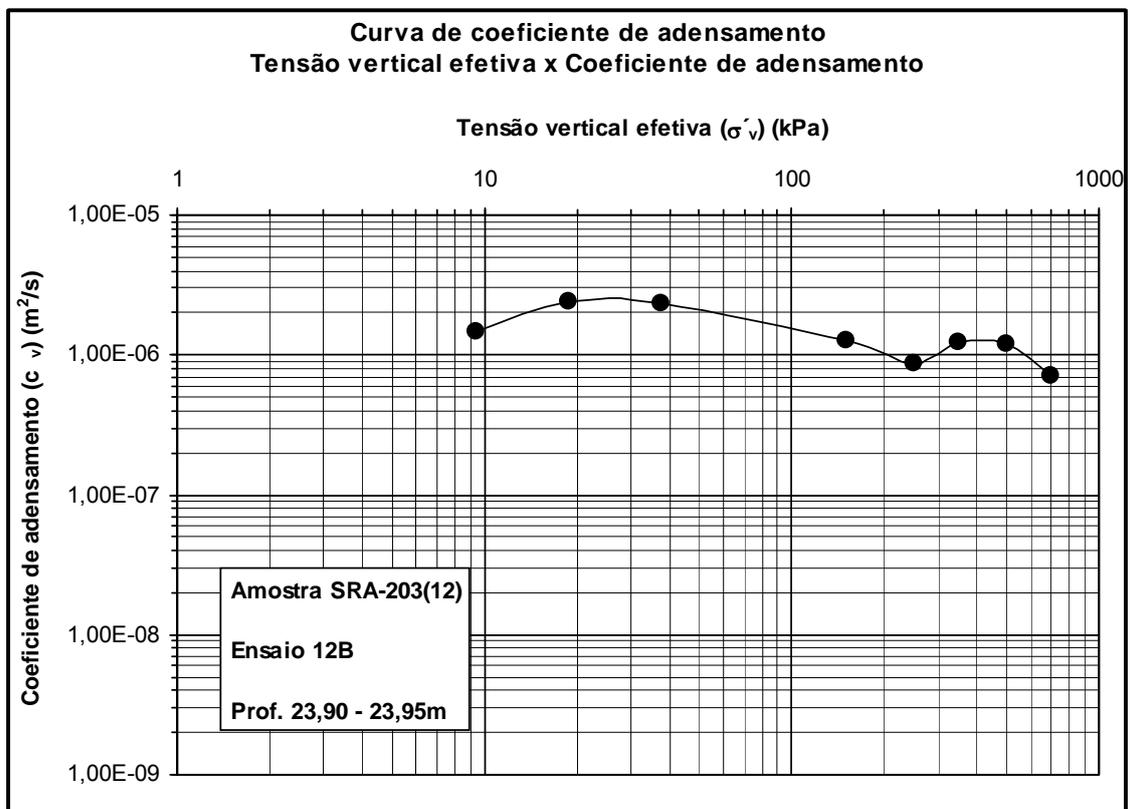


Figura 5.114 Curvas c_v x σ'_v - ensaio 12B (corpo de prova CP10F).

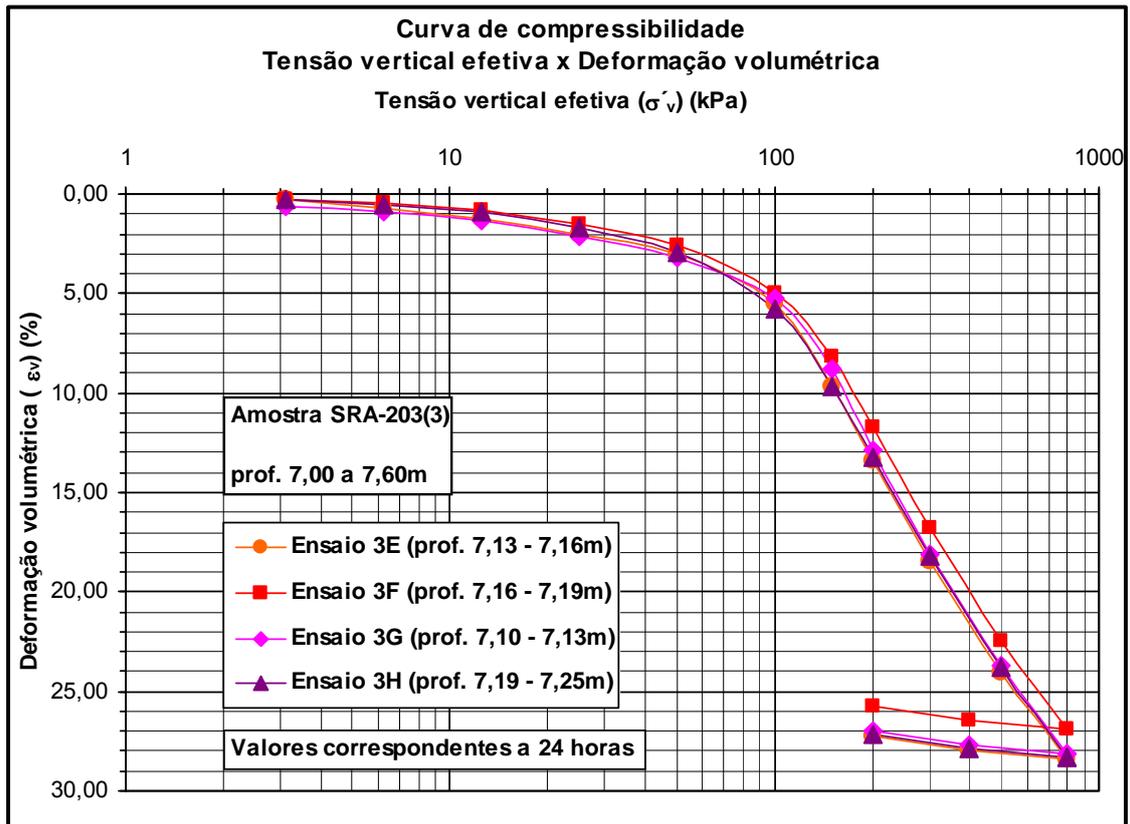


Figura 5.115 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(3).

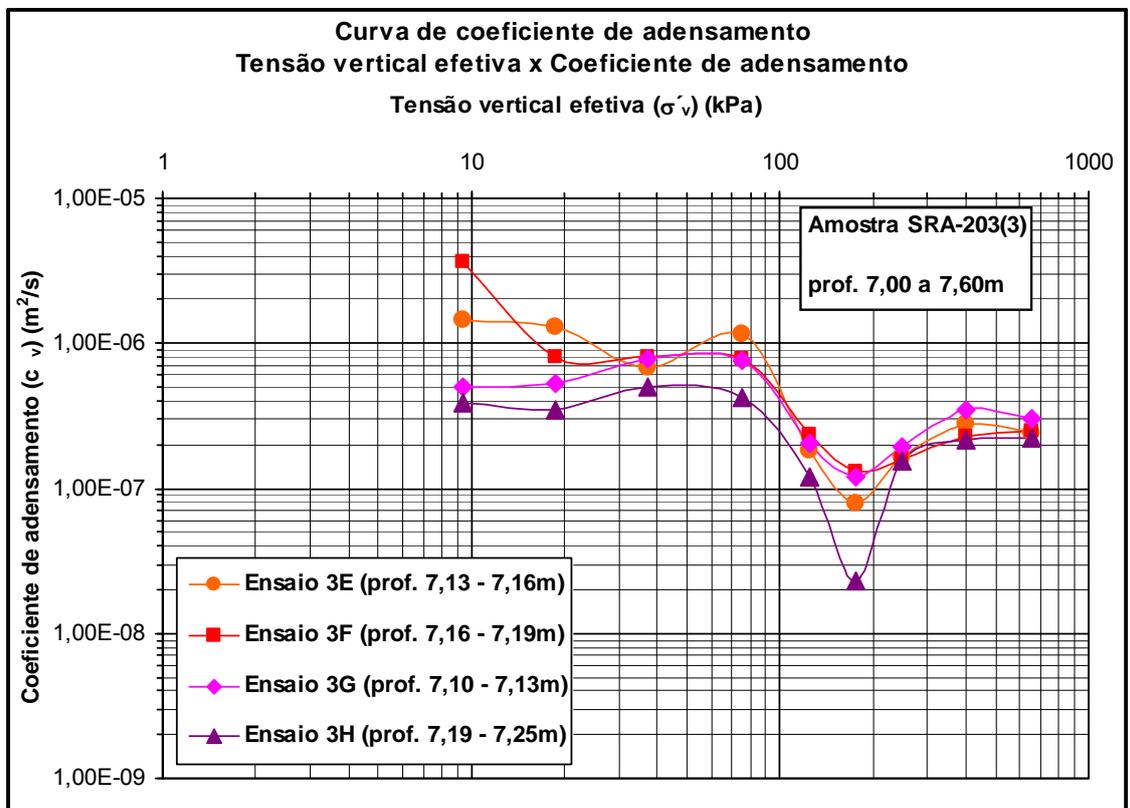


Figura 5.116 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(3).

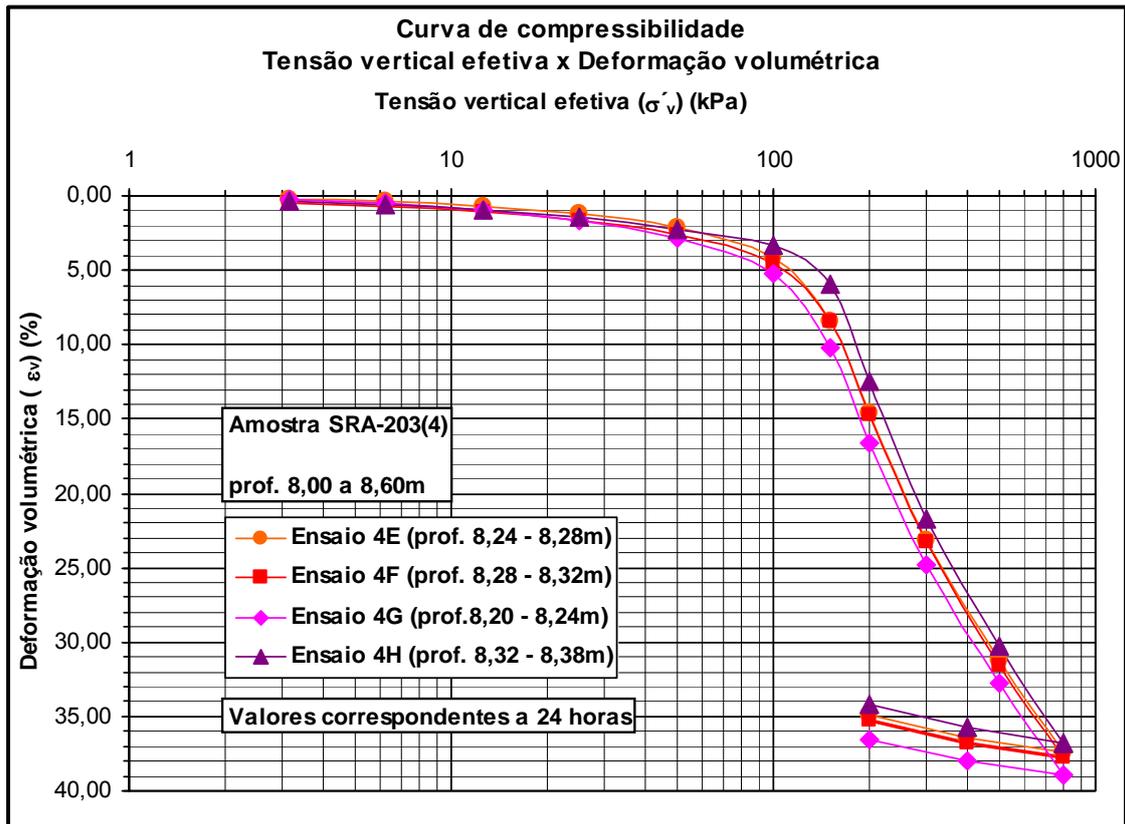


Figura 5.117 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(4).

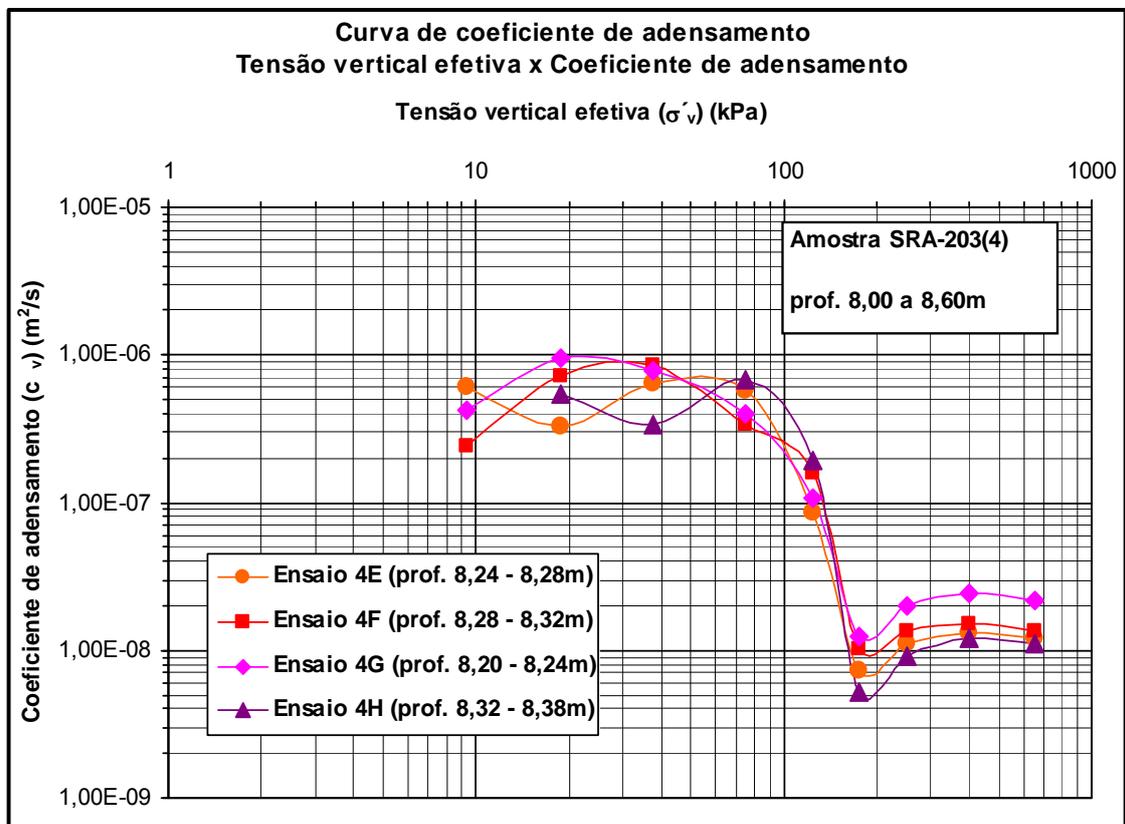


Figura 5.118 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(4).

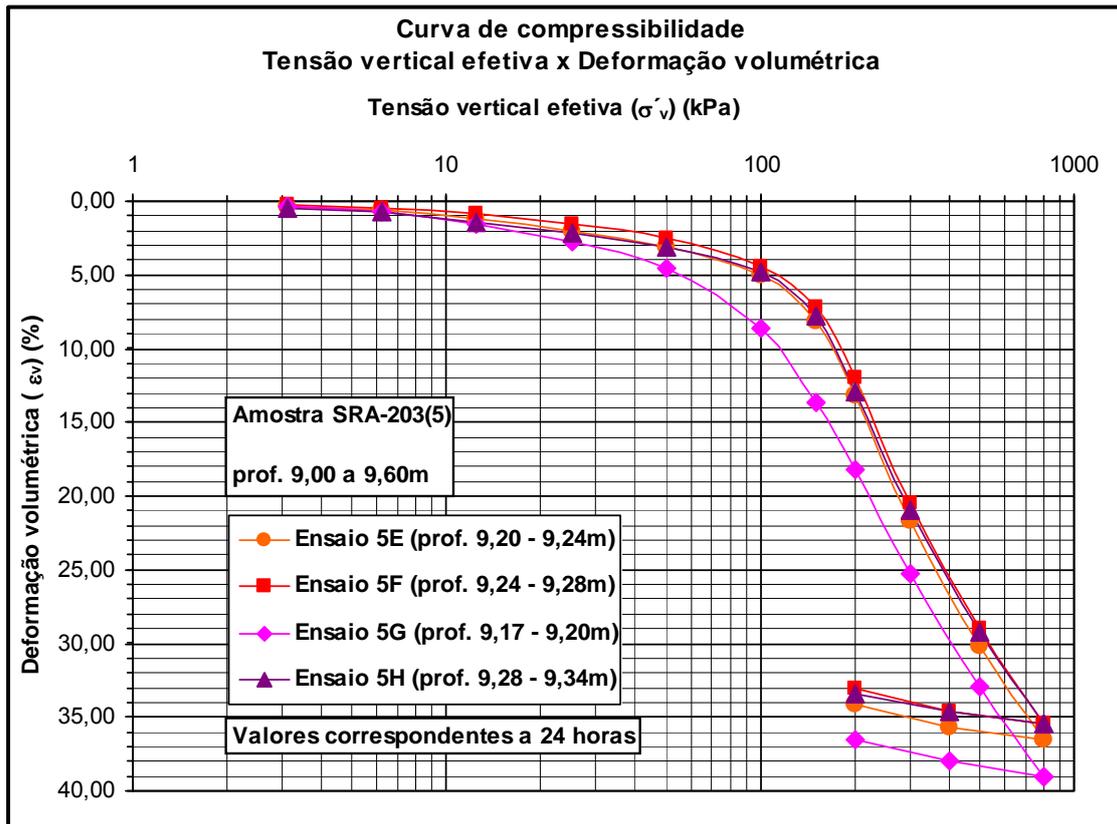


Figura 5.119 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(5).

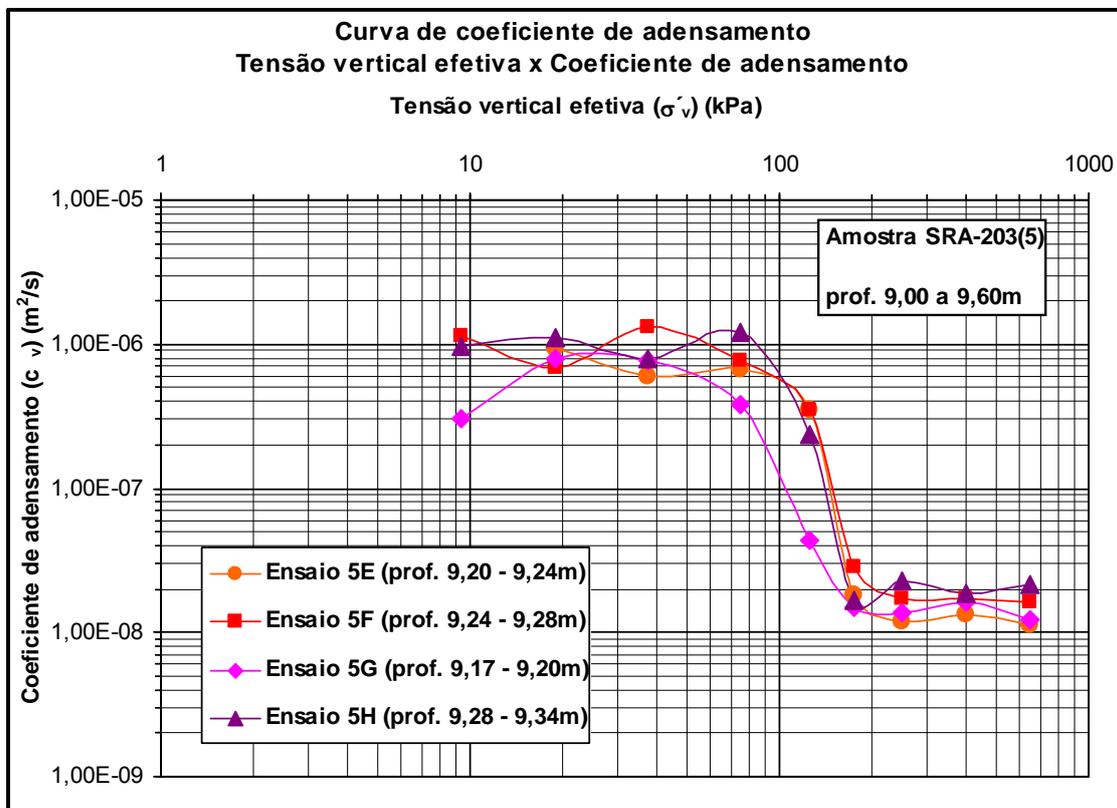


Figura 5.120 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(5).

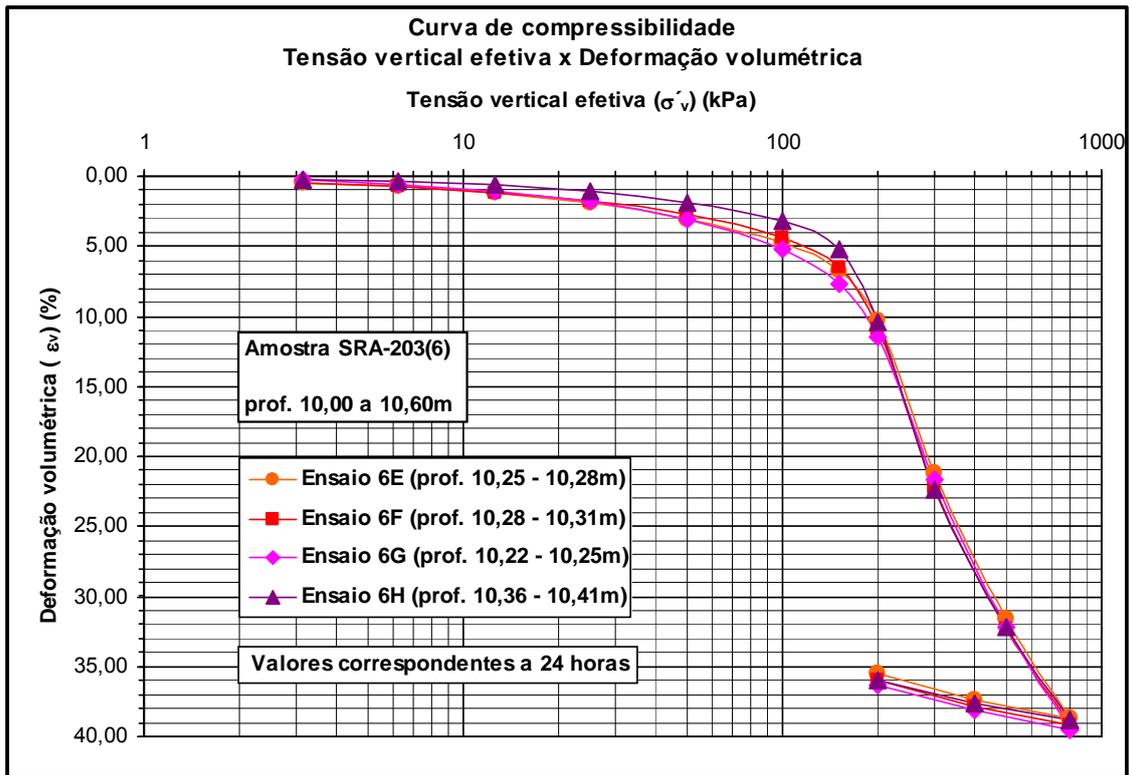


Figura 5.121 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(6).

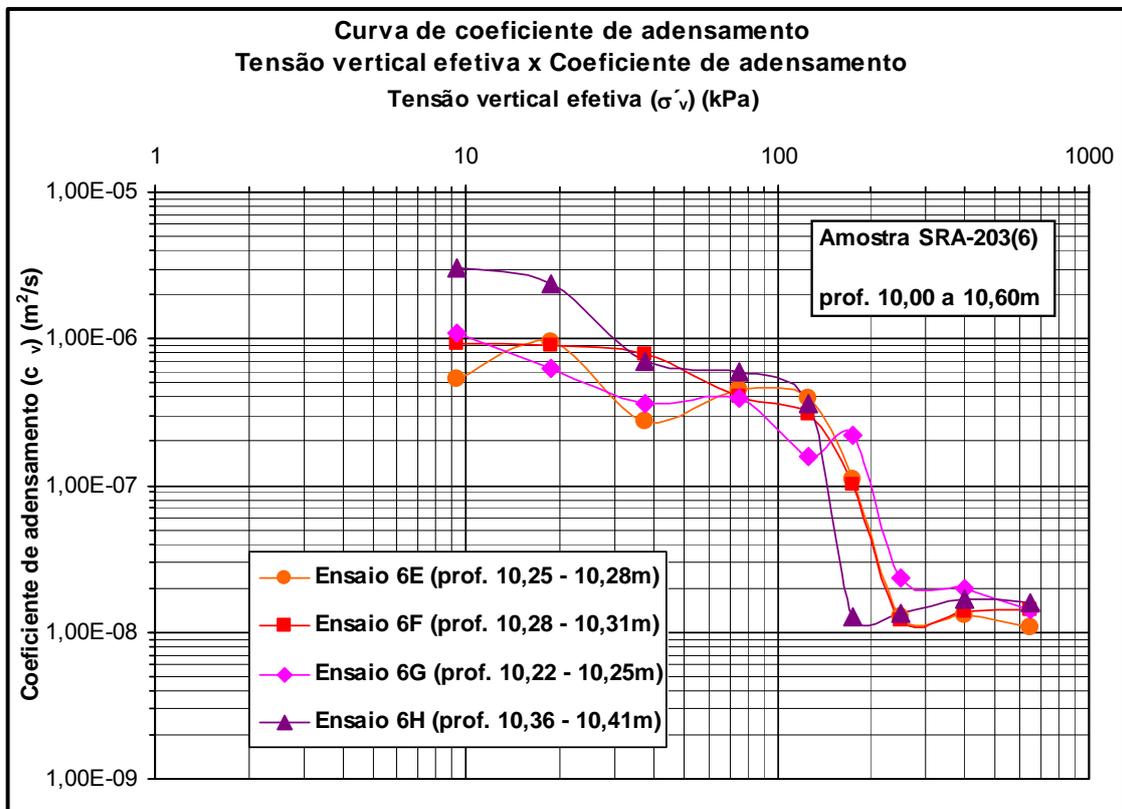


Figura 5.122 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(6).

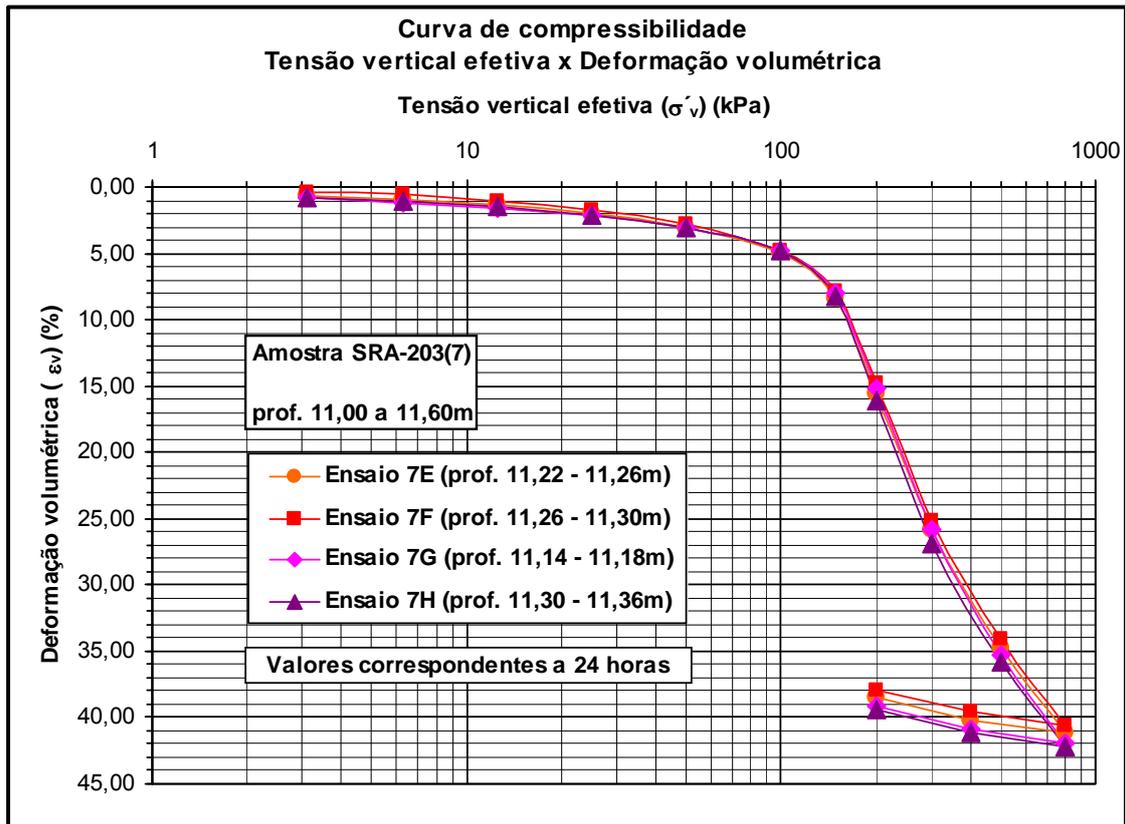


Figura 5.123 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(7).

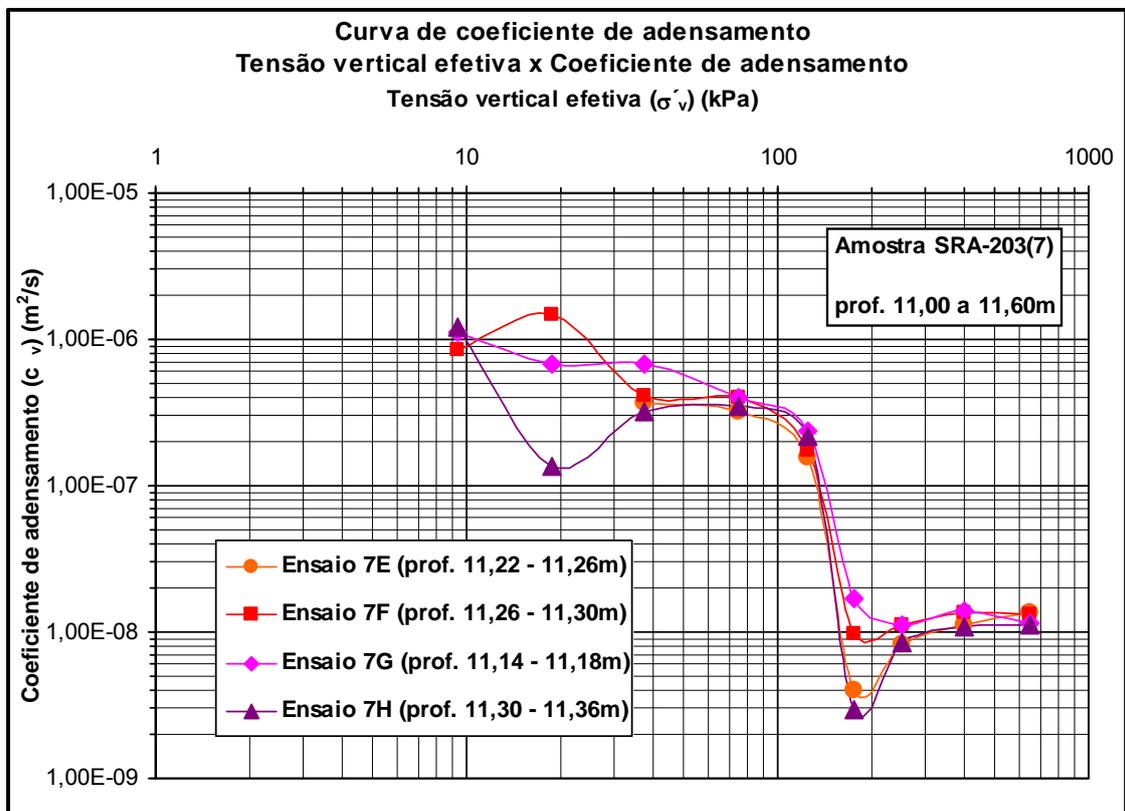


Figura 5.124 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(7).

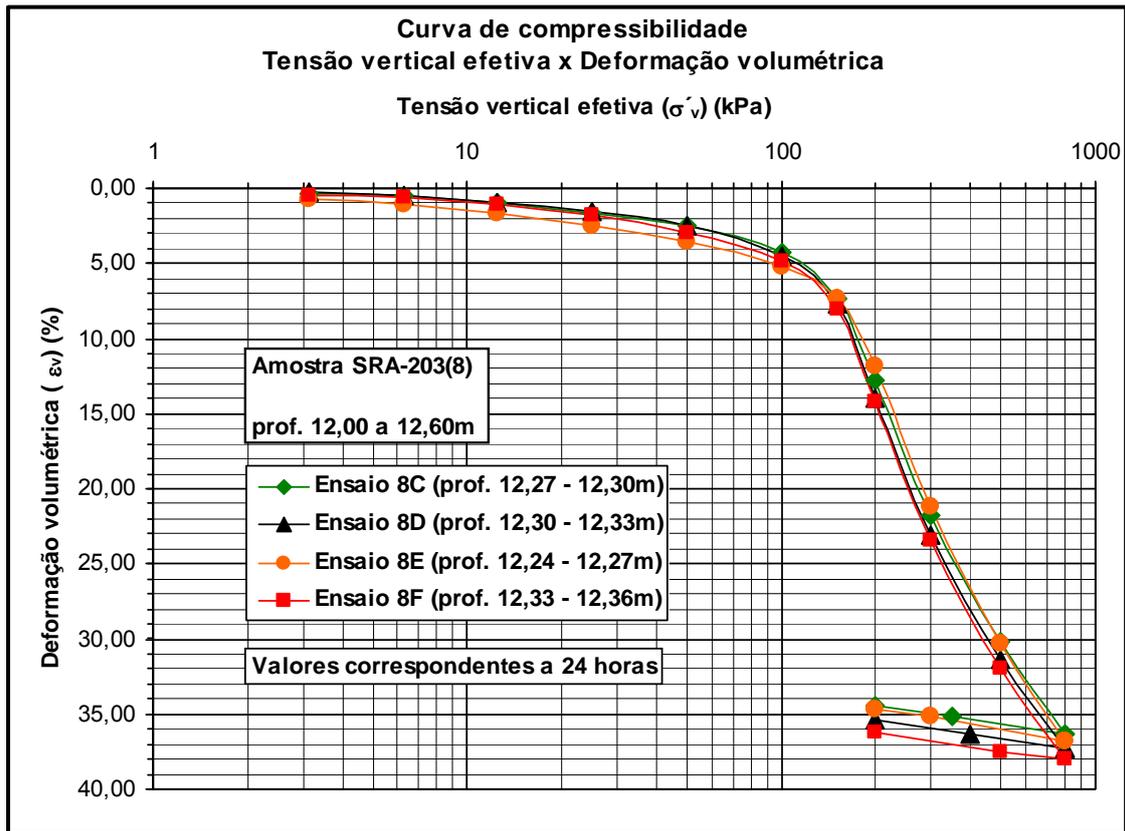


Figura 5.125 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(8).

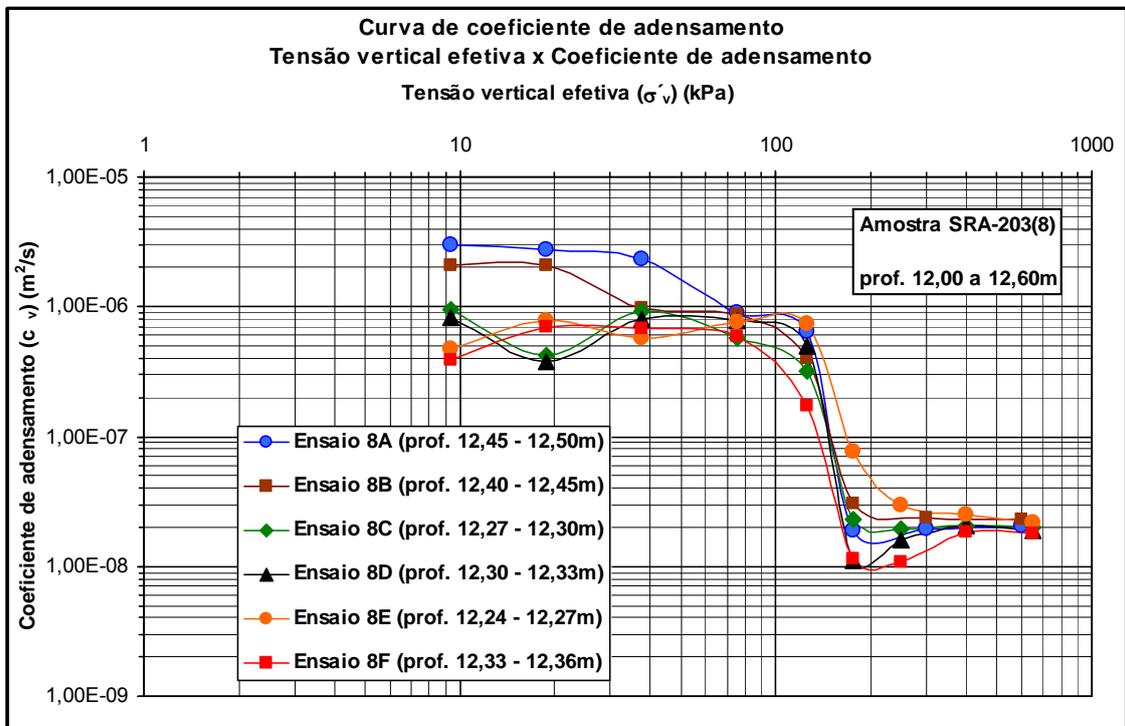


Figura 5.126 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(8).

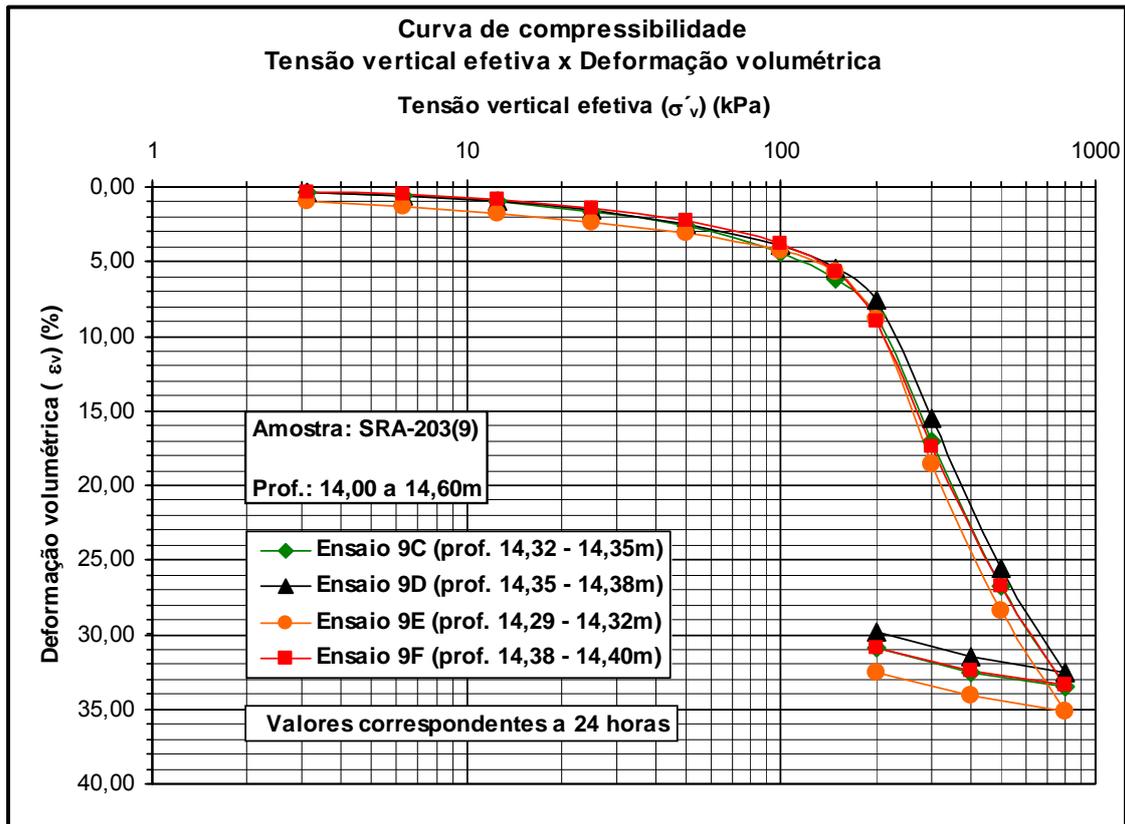


Figura 5.127 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(9).

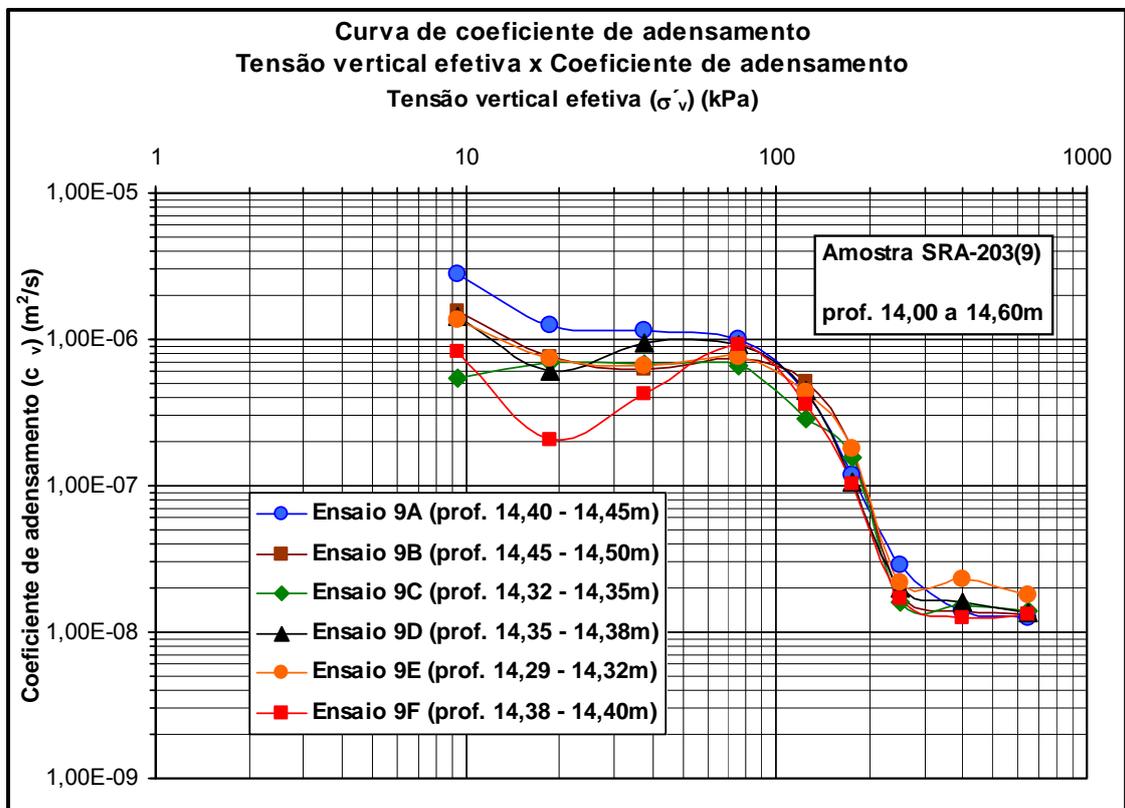


Figura 5.128 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(9).

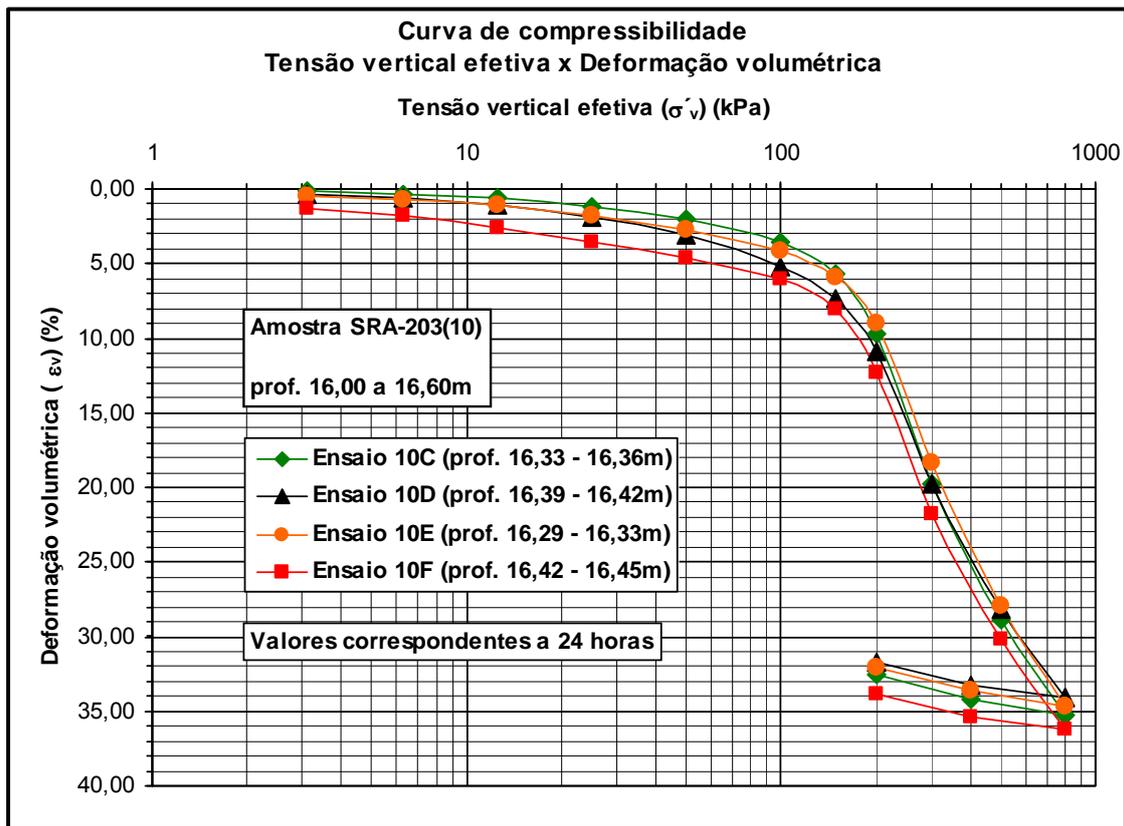


Figura 5.129 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v$ (24h) – ensaios na amostra SRA-203(10).

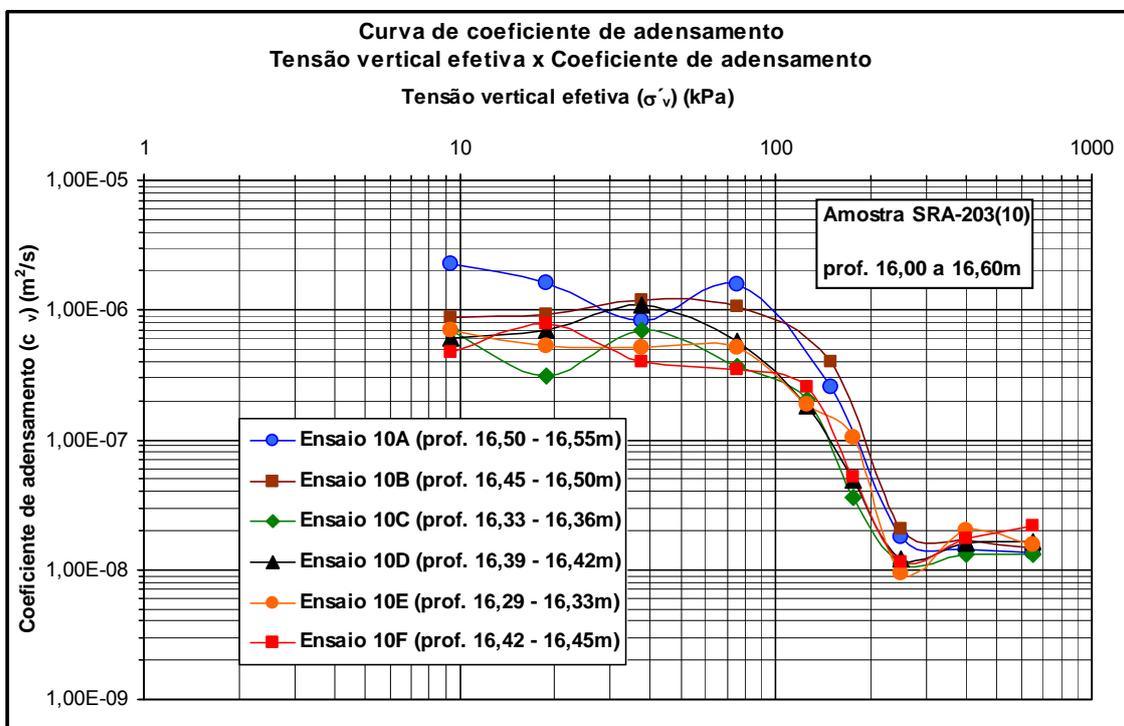


Figura 5.130 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na amostra SRA-203(10).

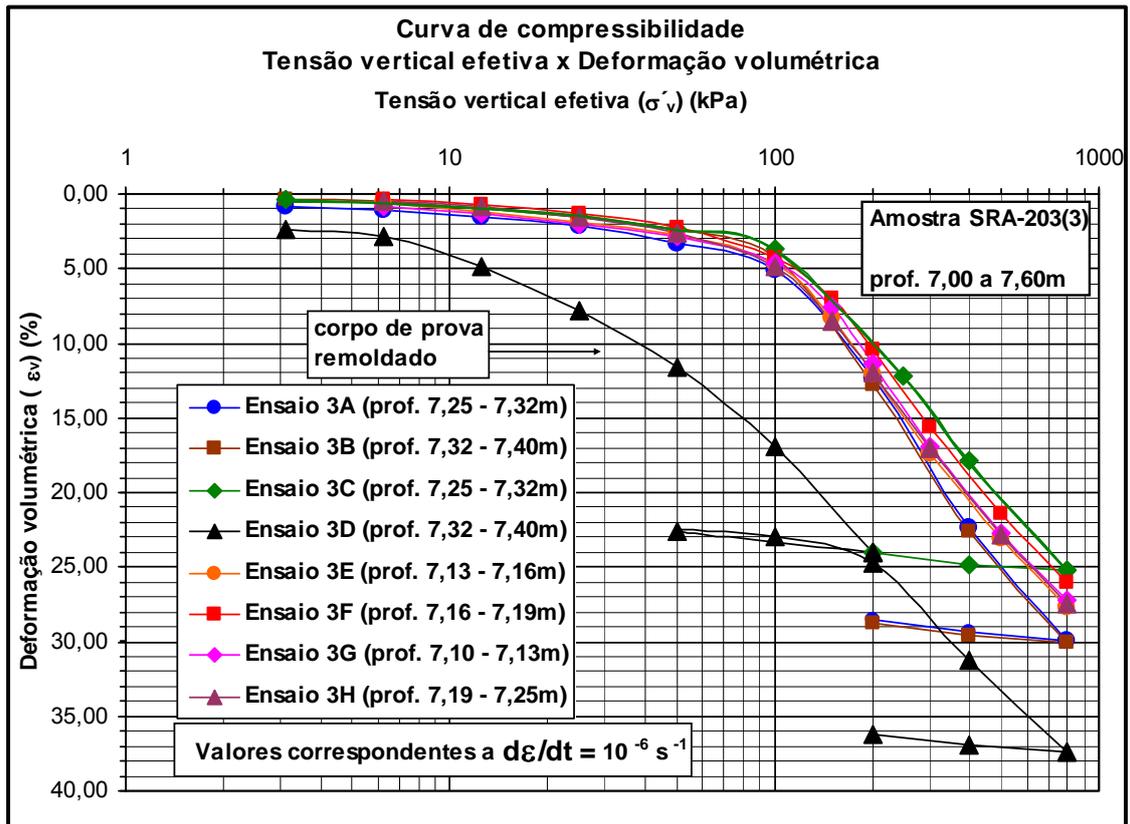


Figura 5.131 Curvas de compressão $\varepsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} \text{ s}^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(3).

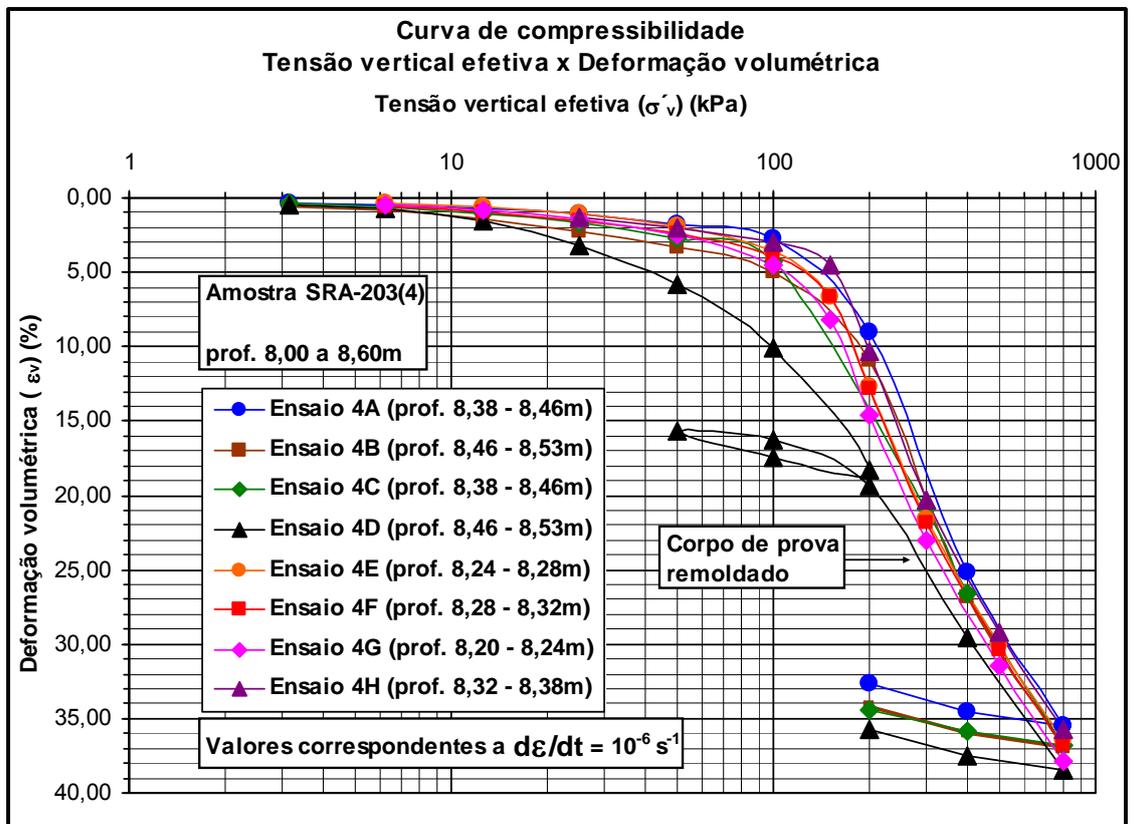


Figura 5.132 Curvas de compressão $\varepsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} \text{ s}^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(4).

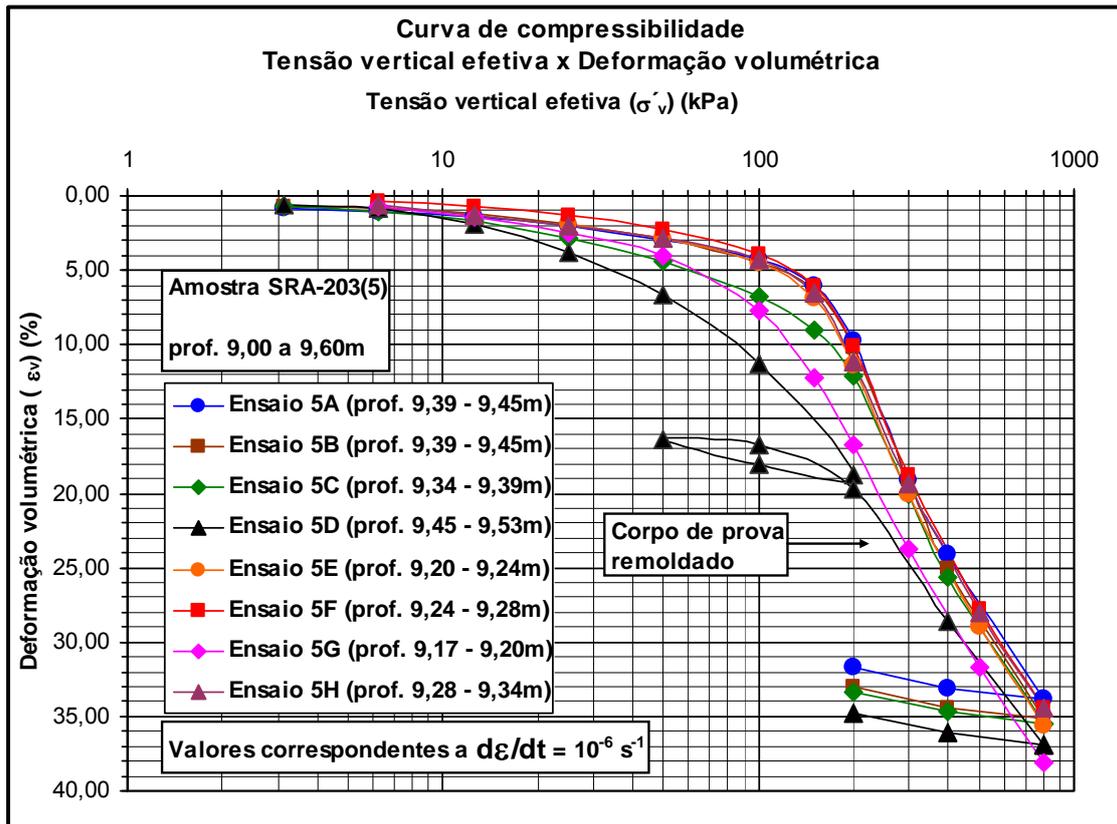


Figura 5.133 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} s^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(5).

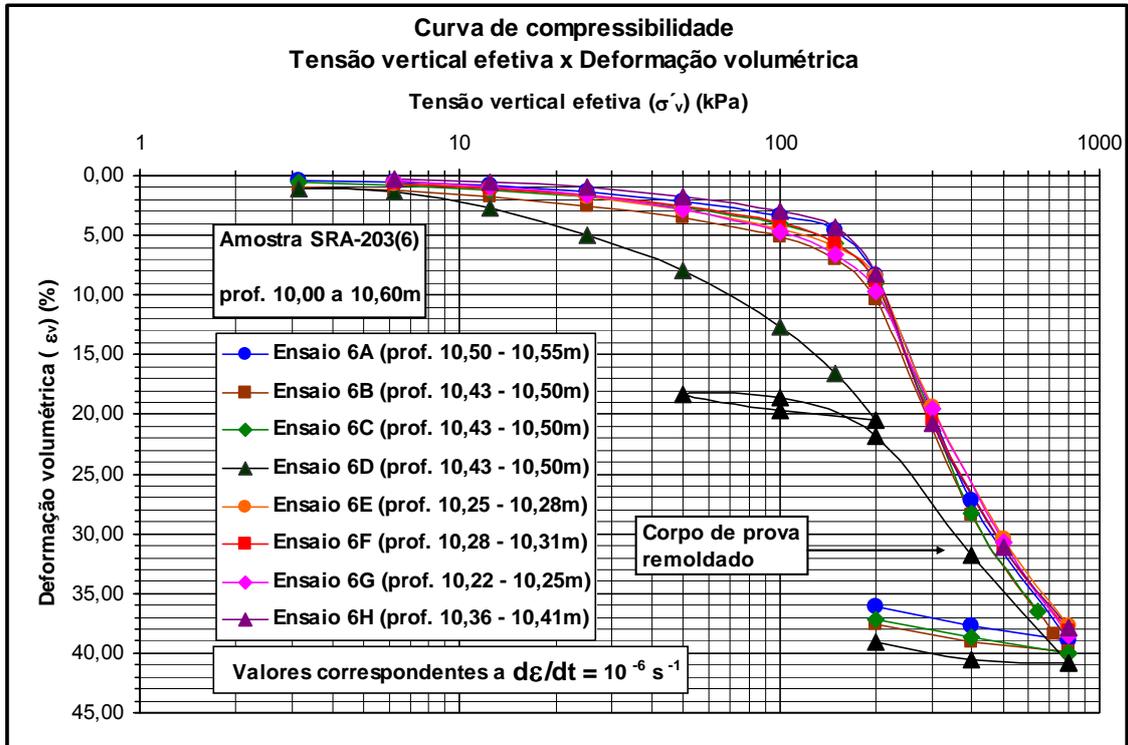


Figura 5.134 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} s^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(6).

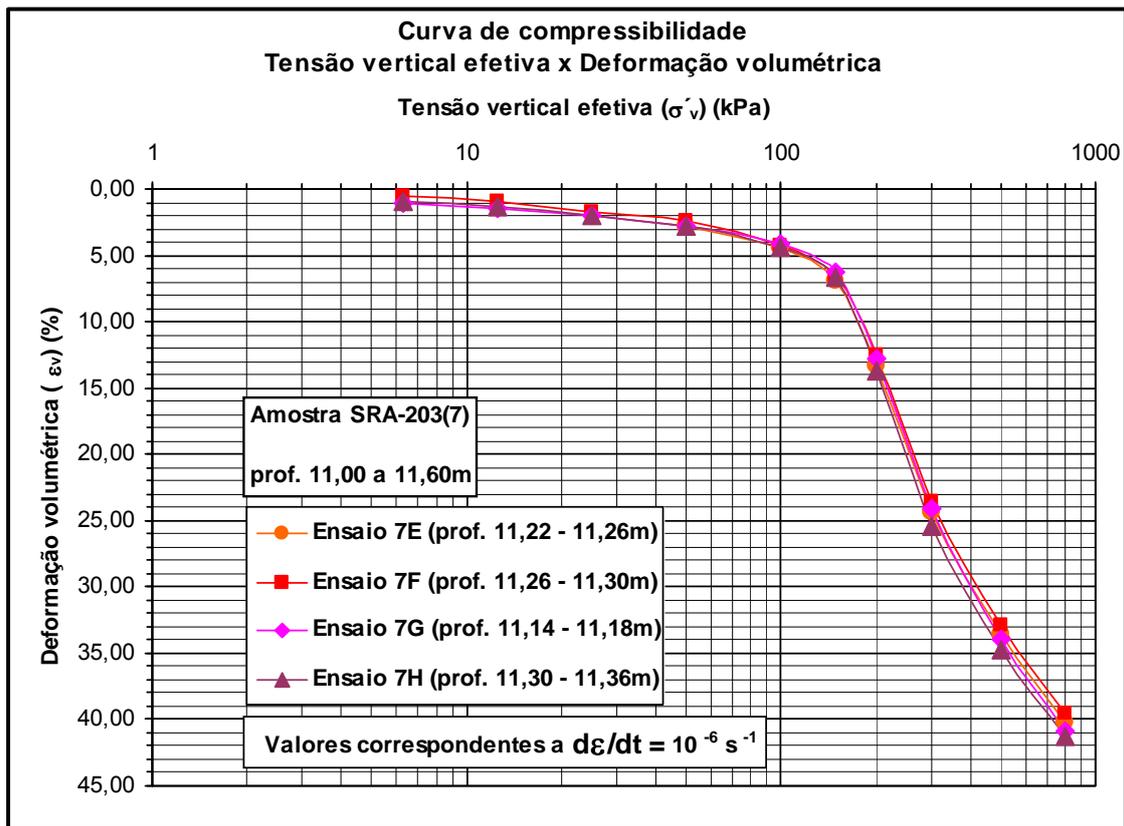


Figura 5.135 Curvas de compressão ε_v x σ'_v (10^{-6} s^{-1}) - ensaios na amostra SRA-203(7).

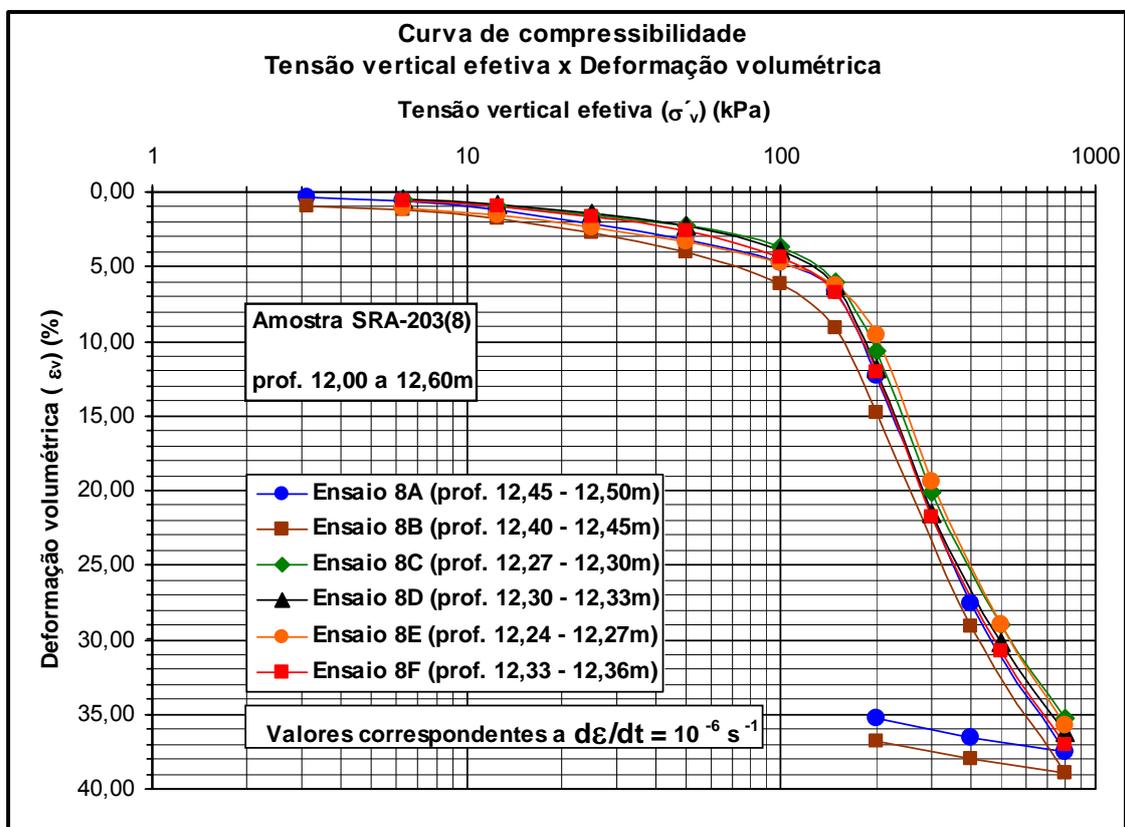


Figura 5.136 Curvas de compressão ε_v x σ'_v (10^{-6} s^{-1}) - ensaios na amostra SRA-203(8).

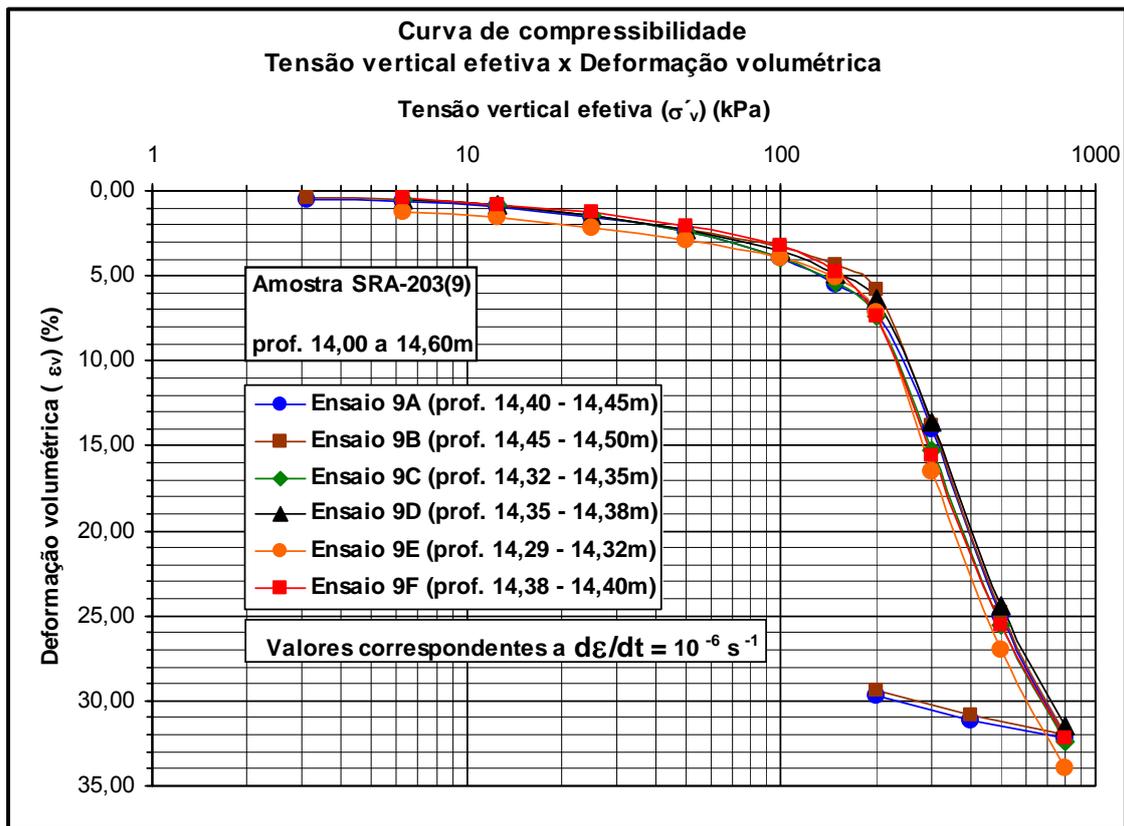


Figura 5.137 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} \text{ s}^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(9).

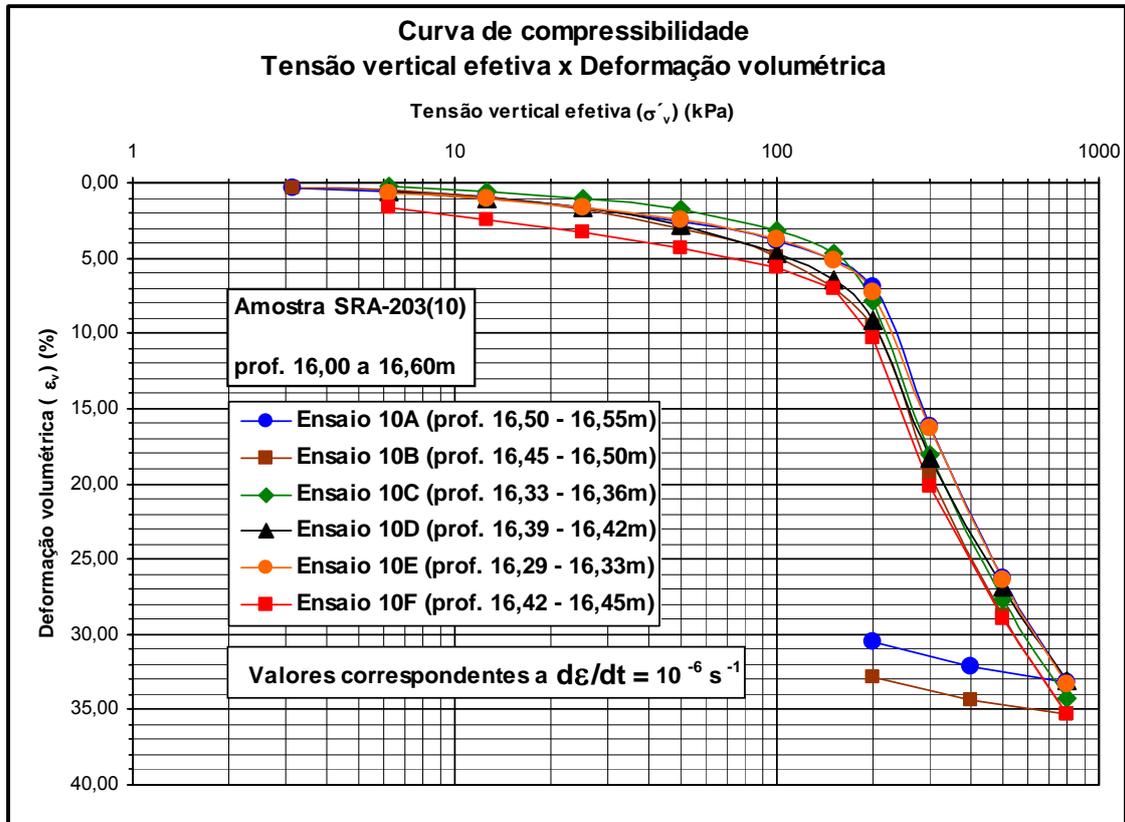


Figura 5.138 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} \text{ s}^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(10).

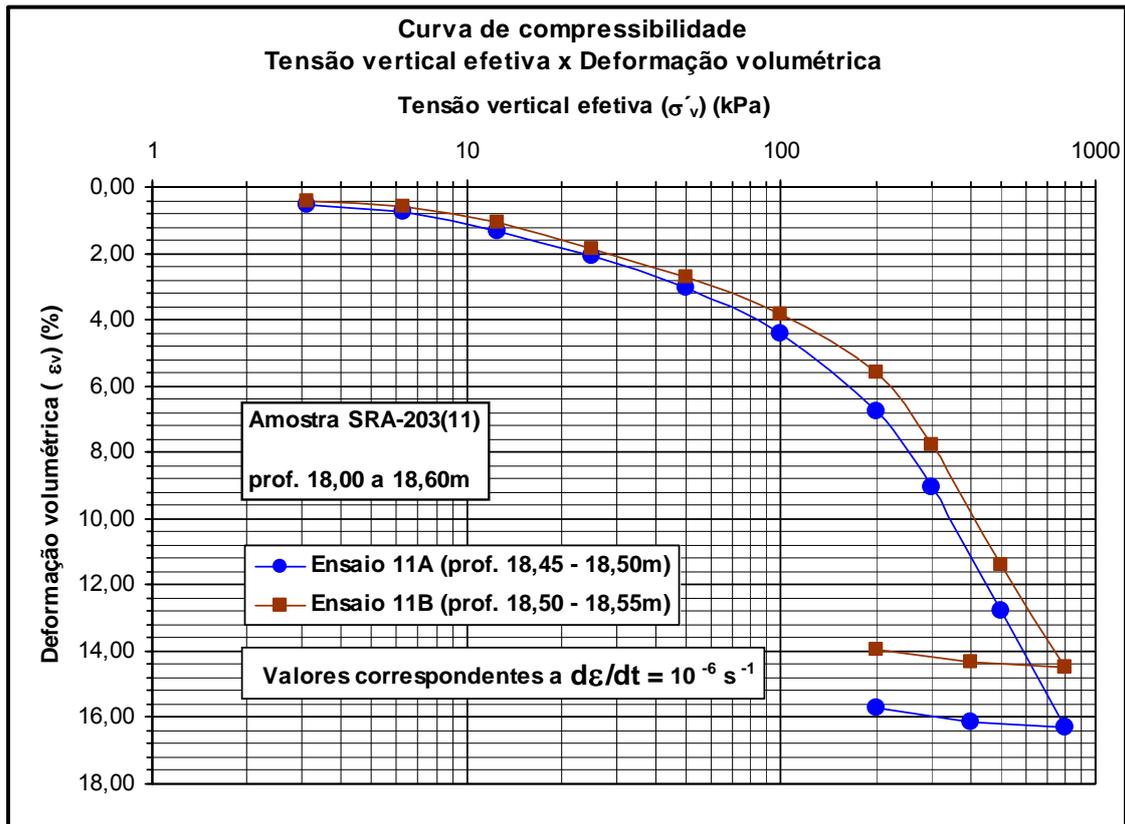


Figura 5.139 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} \text{ s}^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(11).

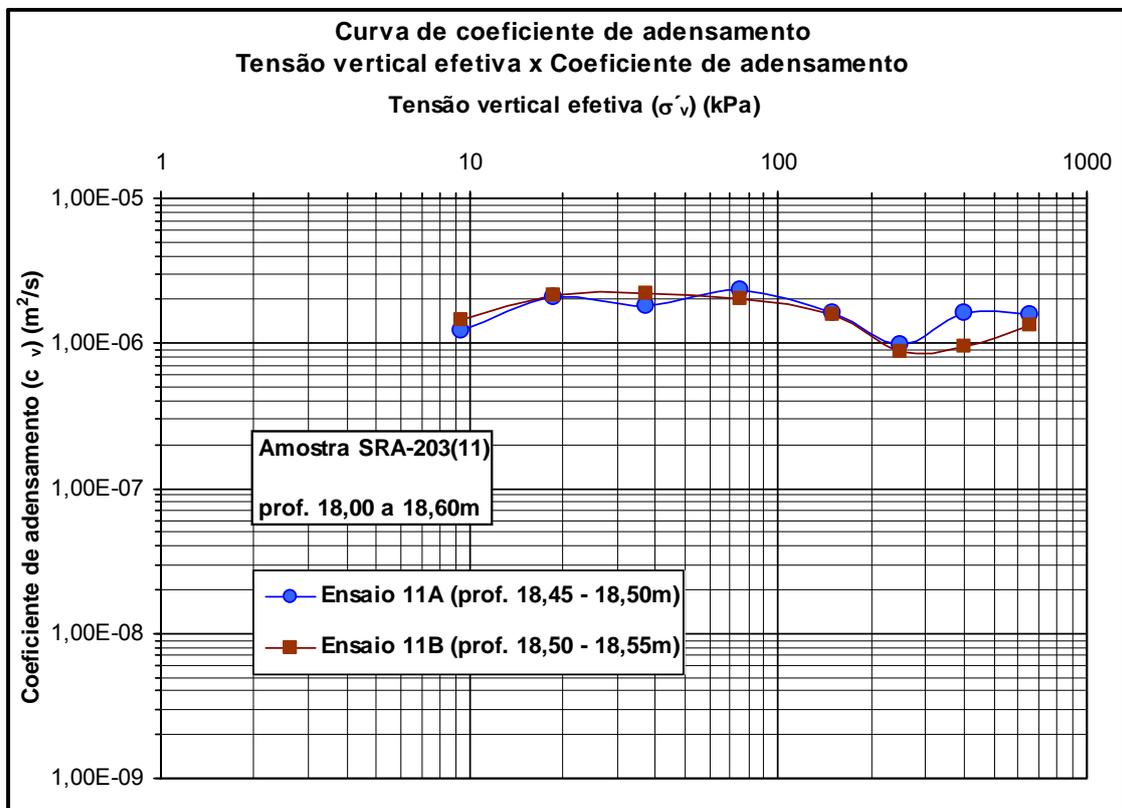


Figura 5.140 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na Amostra SRA-203(11).

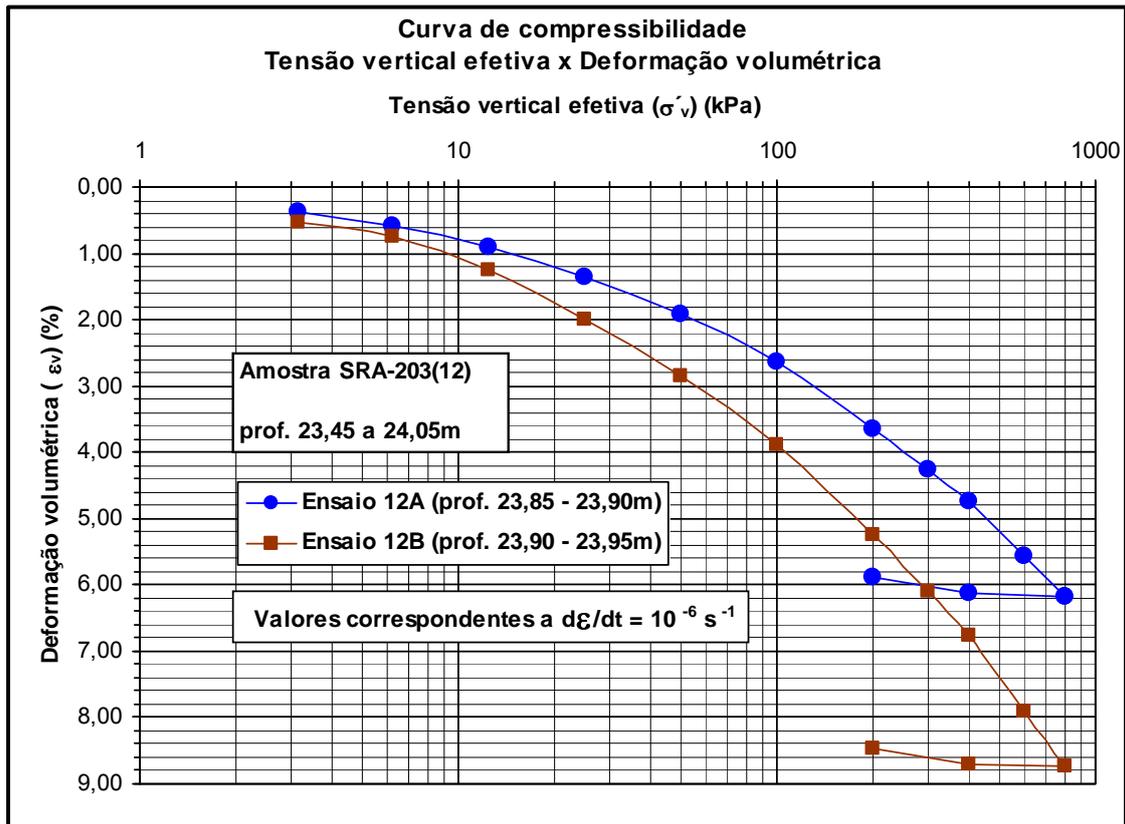


Figura 5.141 Curvas de compressão $\epsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} \text{ s}^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(12).

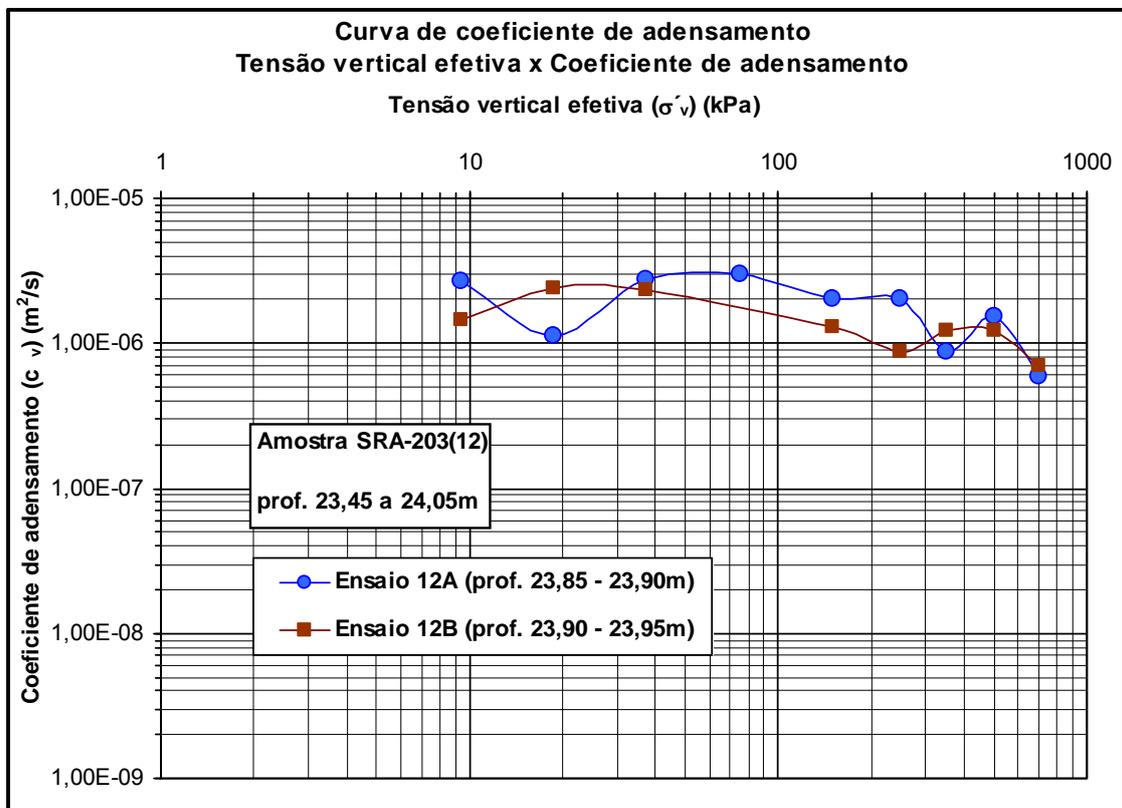


Figura 5.142 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na Amostra SRA-203(12).

Na tabela (5.9) estão apresentados os dados dos corpos de prova dos ensaios de adensamento convencionais.

Tabela 5.9 Dados dos corpos de prova dos ensaios de adensamento convencionais.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Corpo de prova	Profundidade corpo de prova (m)	Umidade w (%)	Densidade dos grãos G	Grau de saturação S (%)	Índice de vazios inicial e_0	Peso específico natural γ_{nat} (kN/m ³)
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	CP3E	7,13 - 7,16	54,6	2,63	97	1,49	16,5
		CP3F	7,16 - 7,19	54,8		98	1,47	16,6
		CP3G	7,10 - 7,13	53,9		100	1,42	16,8
		CP3H	7,19 - 7,25	51,4		95	1,44	16,5
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	CP4E	8,24 - 8,28	85,5	2,60	99	2,25	14,9
		CP4F	8,28 - 8,32	83,1		100	2,17	15,0
		CP4G	8,20 - 8,24	82,6		100	2,12	15,3
		CP4H	8,32 - 8,38	86,2		100	2,19	15,2
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	CP5E	9,20 - 9,24	82,8	2,65	97	2,26	14,9
		CP5F	9,24 - 9,28	82,2		100	2,18	15,2
		CP5G	9,17 - 9,20	84,9		100	2,25	15,1
		CP5H	9,28 - 9,34	81,0		100	2,14	15,3
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	CP6E	10,25 - 10,28	95,6	2,53	100	2,43	14,5
		CP6F	10,28 - 10,31	97,9		100	2,40	14,7
		CP6G	10,22 - 10,25	93,0		100	2,34	14,7
		CP6H	10,36 - 10,43	98,0		100	2,41	14,7
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	CP7E	11,22 - 11,26	100,0	2,55	100	2,53	14,4
		CP7F	11,26 - 11,30	95,7		100	2,42	14,6
		CP7G	11,14 - 11,18	96,5		100	2,41	14,6
		CP7H	11,30 - 11,36	99,6		100	2,49	14,6
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	CP8A	12,45 - 12,50	83,5	2,62	97	2,22	14,8
		CP8B	12,40 - 12,45	84,1		102	2,14	15,2
SRA-203(9)	14,00 - 14,60	CP9A	14,40 - 14,45	74,4	2,58	100	1,90	15,5
		CP9B	14,45 - 14,50	77,2		100	1,93	15,6
		CP9C	14,32 - 14,35	76,8	2,63	97	2,09	15,1
		CP9D	14,35 - 14,38	75,5		100	1,98	15,5
		CP9E	14,29 - 14,32	75,8		100	1,99	15,5
		CP9F	14,38 - 14,40	74,9		100	1,96	15,6
SRA-203(10)	16,00 - 16,60	CP10A	16,50 - 16,55	70,4	2,60	98	1,87	15,5
		CP10B	16,45 - 16,50	74,7		100	1,93	15,5
		CP10C	16,33 - 16,36	79,8	2,64	99	2,13	15,2
		CP10D	16,39 - 16,42	75,1		100	1,98	15,5
		CP10E	16,29 - 16,33	74,6		100	1,97	15,5
		CP10F	16,42 - 16,45	72,7		100	1,91	15,7
SRA-203(11)	18,00 - 18,60	CP11A	18,45 - 18,50	36,4	2,63	98	0,98	18,1
		CP11B	18,50 - 18,55	36,7		100	0,96	18,4
SRA-203(12)	23,45 - 24,05	CP12A	23,85 - 23,90	27,2	2,66	99	0,73	19,6
		CP12B	23,90 - 23,95	26,0		99	0,70	19,7

5.5 – ENSAIOS ESPECIAIS

5.5.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Sob a denominação “ensaios especiais” estão aqueles ensaios edométricos em que foram realizados estágios de longa duração para a observação do adensamento secundário e/ou da relaxação de tensões.

5.5.2 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os equipamentos utilizados nos ensaios especiais são basicamente os mesmos utilizados nos ensaios de adensamento convencionais, já descritos no item (5.4.1).

O local onde os ensaios especiais foram feitos é o mesmo descrito no item (5.4.1). Há, entretanto, um detalhe não descrito no item (5.4.1) que deve ser descrito aqui. Trata-se do sistema de aquecimento utilizado para realizar os estágios de carga onde foram observados os efeitos da temperatura sobre a velocidade do adensamento secundário e da relaxação de tensões.

Como descrito no item (5.4.1), o ambiente do Laboratório de Reologia é constituído de uma sala revestida com isopor e madeira que tem por fim minimizar trocas de calor com o exterior e assim permitir que sejam realizados ensaios sob temperatura controlada. Para realizar ensaios com temperatura da ordem de 20°C, a sala possui três aparelhos de ar condicionado funcionando em rodízio de 24h. Para a realização de ensaios com temperatura mais elevada, há instalado no teto um conjunto de lâmpadas incandescentes no formato de uma matriz 6 x 12, totalizando 72 lâmpadas. Dependendo da potência e do número de lâmpadas usadas, é possível fazer com que o ambiente atinja temperaturas de equilíbrio diferentes, tão mais altas quanto maiores forem a potência das lâmpadas e o número de lâmpadas acesas.

Na figura (5.143) apresenta-se uma foto do teto do Laboratório de Reologia, onde se vê o referido conjunto de lâmpadas em forma de matriz.



Figura 5.143 Conjunto de lâmpadas incandescentes sob a forma de matriz 6 x 12.



Figura 5.144 Montagem usada nos ensaios de relaxação imperfeita de tensões.

Há outro equipamento usado nos ensaios especiais que não foi descrito no item (5.4.1). Trata-se do anel dinamométrico usado nos ensaios onde foram realizados estágios de relaxação de tensões.

Os estágios de relaxação de tensões desta dissertação foram realizados com a montagem mostrada na figura (5.144).

Observa-se que tal montagem é semelhante àquela mostrada na figura (3.39), utilizada por Garcia (1996). A diferença reside no fato de, nos ensaios da presente dissertação, ter sido usado, em lugar de uma célula de carga rígida, um anel dinamométrico cuja constante de calibração era igual a $1,7 \text{ kgf/mm}$. A vantagem do uso de um anel dinamométrico esbelto é que a relaxação de tensões se dá de forma imperfeita, ou seja, ela ocorre com variação do estado de deformação do corpo de prova. Isso permite que sejam medidas, durante a relaxação imperfeita de tensões, as velocidades de deformação ($\dot{\epsilon}_v$), velocidades estas que podem ser comparadas com as medidas nos estágios onde foi observado o adensamento secundário.

5.5.3 – METODOLOGIA DE ENSAIO

No que diz respeito à moldagem dos corpos de prova, o procedimento adotado nos ensaios especiais foi idêntico ao utilizado nos ensaios de adensamento convencionais descritos no item (5.4.2).

No caso dos estágios onde foi estudada a influência da temperatura, foram usadas, dependendo da temperatura externa ao laboratório, de 33 a 37 lâmpadas de 25 watts. Com isso, obteve-se uma temperatura ambiente de $(35 \pm 2)^\circ C$.

Para a realização de ensaios especiais foram somente utilizadas as amostras SRA-203(7) e SRA-203(8). Nesses ensaios não houve um padrão de carregamento a ser seguido. Assim sendo, é mais conveniente, para esses ensaios, descrever o procedimento adotado em cada ensaio e apresentar, logo em seguida, os resultados obtidos para cada um.

Ensaio 7A – Realizado no corpo de prova CP7A da amostra SRA-203(7)

Neste ensaio, o corpo de prova foi inicialmente submetido aos estágios de carregamento de 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 150; 200; e 400 kPa. Até o estágio de 400 kPa (inclusive) todos os estágios foram realizados sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, sendo a duração de cada estágio de carga ditada pela velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$. Isso significa que um novo incremento de carga era aplicado todas as vezes em que era atingida a referida velocidade de deformação.

Quando, no estágio de 400 kPa, foi atingida a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o corpo de prova foi imediatamente descarregado para 300 kPa, tendo sido gerado um $OCR=1,33$.

Decorridos 1.148 minutos sob a tensão de 300 kPa e ainda sob $20^\circ C$, o ar condicionado foi desligado e foram acesas as lâmpadas. A temperatura ambiente sofreu então um incremento de $+15^\circ C$, tendo atingido uma temperatura final de equilíbrio de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia. O ensaio prosseguiu por 33.178 minutos (23 dias), na temperatura de $(35 \pm 2,0)^\circ C$. Nesse momento, devido à queima de algumas lâmpadas, a temperatura caiu $5^\circ C$, num período de cerca de 1 dia. Sanado o problema com a substituição das lâmpadas queimadas, a temperatura voltou ao valor de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia, permanecendo assim por mais 33 dias.

Os estágios de carregamento de 200 para 400 kPa e descarregamento de 400 para 300 kPa estão apresentados em conjunto na figura (5.145). Na figura (5.146) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 400 para 300 kPa.

Após o estágio de 300 kPa, que durou 60 dias, o corpo de prova foi recarregado para a tensão de 400 kPa, sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Sob tais condições o adensamento secundário foi então observado por 95.013 minutos (66 dias). O referido estágio está apresentado na figura (5.147).

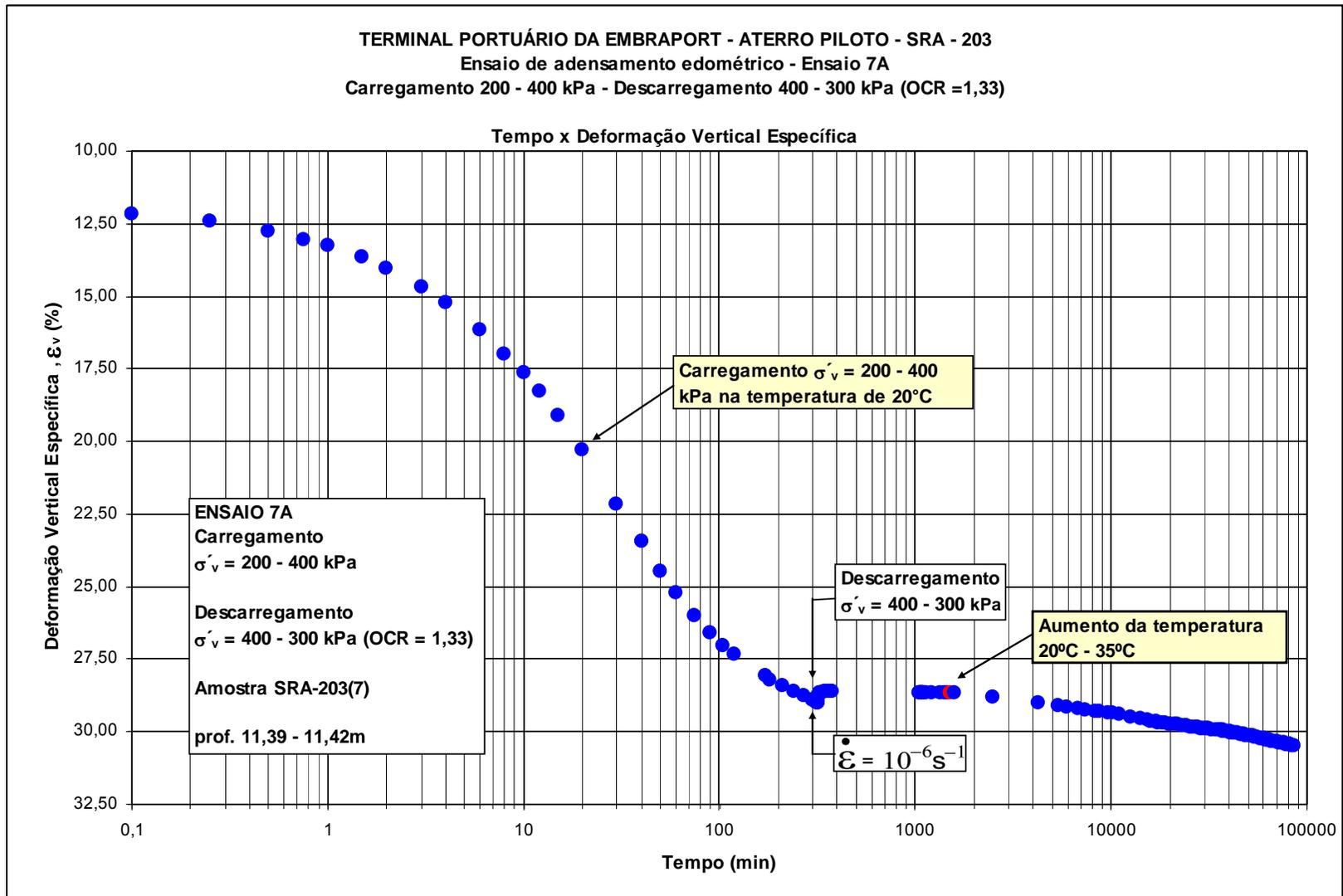


Figura 5.145 Carregamento de 200 para 400 kPa seguido de descarregamento de 400 para 300 kPa – ensaio 7A.

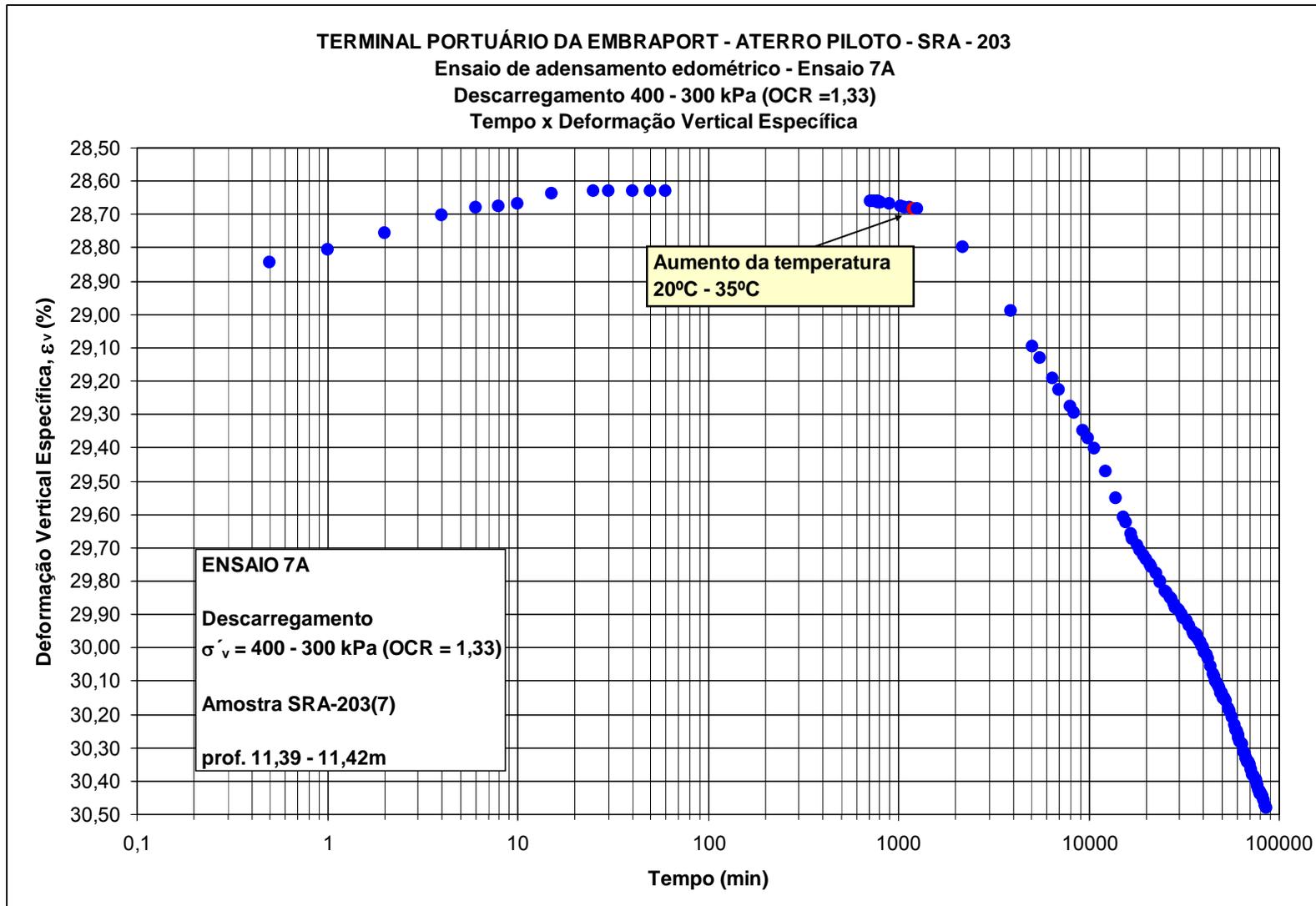


Figura 5.146 Descarregamento de 400 para 300 kPa com mudança de temperatura de 20°C para 35°C – ensaio 7A.

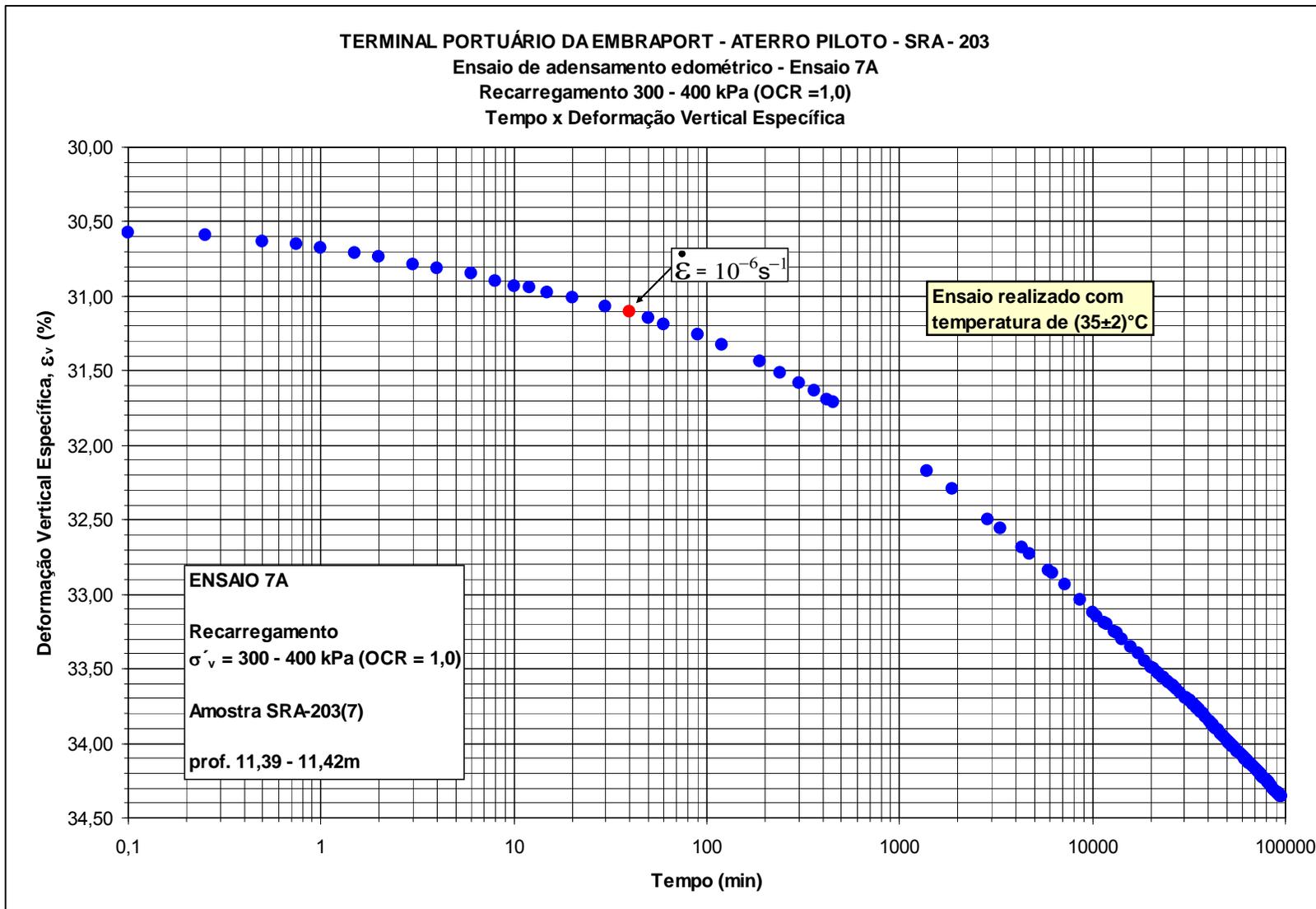


Figura 5.147 Recarregamento de 300 para 400 kPa sob temperatura de $(35 \pm 2)^\circ \text{C}$ - ensaio 7A.

Terminado o estágio de recarregamento para 400 kPa e ainda sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$, foi aplicado um novo carregamento, elevando-se a tensão vertical para 650 kPa. Sob tais condições o corpo de prova adensou até atingir a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o que levou 226 minutos. Nesse instante, o ar condicionado foi ligado e as lâmpadas desligadas. Durante os 896 minutos que se seguiram até o término do estágio, a temperatura já havia retornado a $(20 \pm 1)^\circ C$. Com isso, esse estágio teve a duração total de 1122 minutos.

Após o estágio sob 650 kPa e mantendo-se a temperatura em $(20 \pm 1)^\circ C$, um novo carregamento foi efetuado, elevando-se a tensão vertical para 1.000 kPa. O corpo de prova foi então permitido adensar sob tais condições, até atingir a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o que levou 240 minutos.

Imediatamente após ter atingido a velocidade $10^{-6} s^{-1}$ sob 1.000 kPa, o corpo de prova foi descarregado para 500 kPa, gerando-se um *OCR* de 2,0. A partir daí, o adensamento secundário foi observado por 84.996 minutos (59 dias), sob $(20 \pm 1)^\circ C$. Ocorreu nesse estágio uma pequena perturbação, quando entre aproximadamente 68.000 e 69.000 minutos a temperatura subiu para $23^\circ C$, por falta de energia, tendo permanecido nesse valor por cerca de 1.000 minutos. Ao fim de 59 dias o corpo de prova foi descarregado para 250 kPa, permanecendo sob tal tensão vertical por 1.238 minutos, findos os quais, o ensaio foi encerrado.

Os estágios de carregamento de 650 para 1000 kPa e descarregamento de 1000 para 500 kPa estão apresentados em conjunto na figura (5.148). Na figura (5.149) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 1.000 para 500 kPa.

Finalmente, apresenta-se na figura (5.150) a curva de compressão deformação volumétrica específica (ϵ_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) com a indicação dos caminhos correspondentes aos estágios de adensamento secundário.

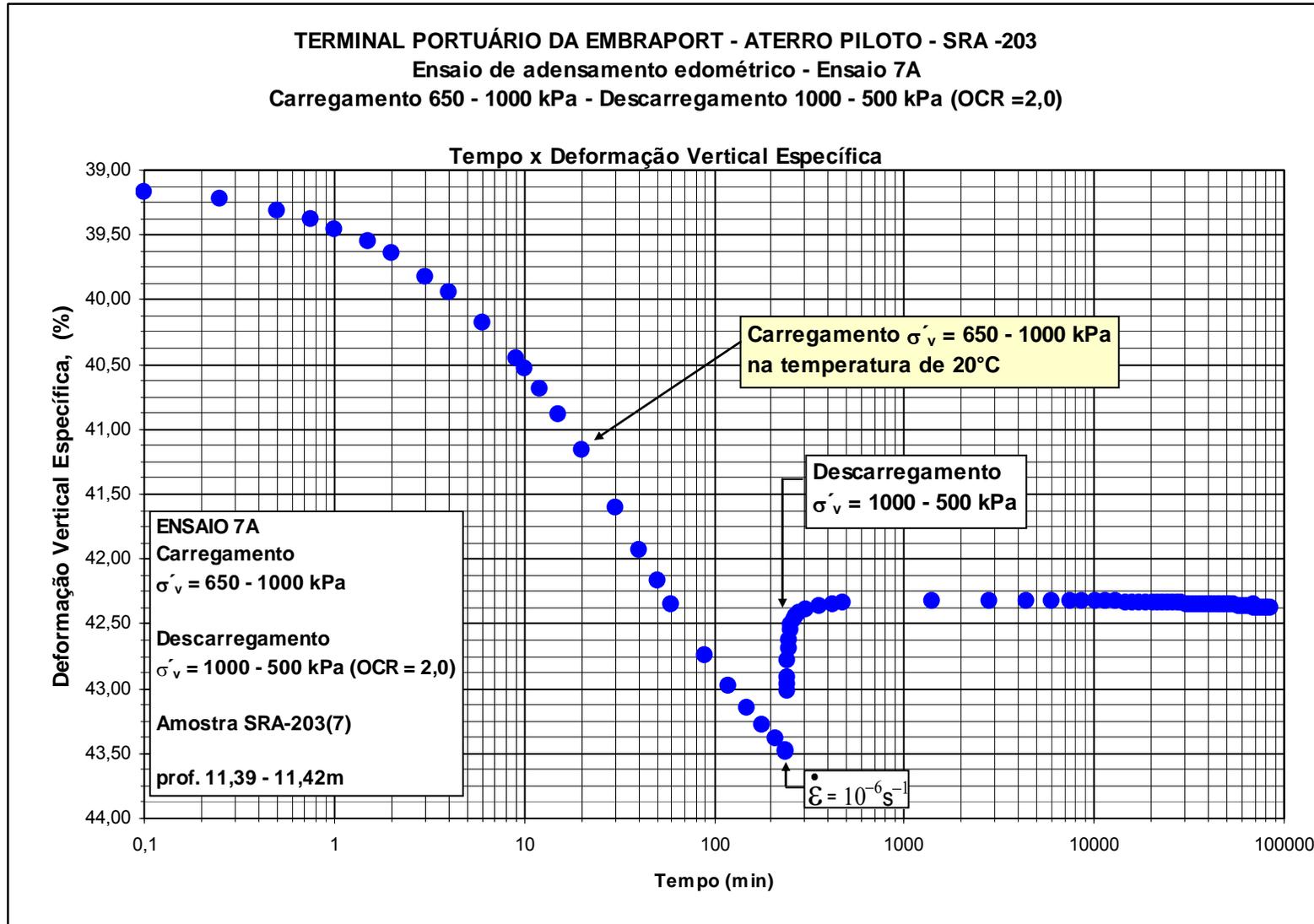


Figura 5.148 Carregamento de 650 para 1000 kPa seguido de descarregamento de 1000 para 500 kPa – ensaio 7A.

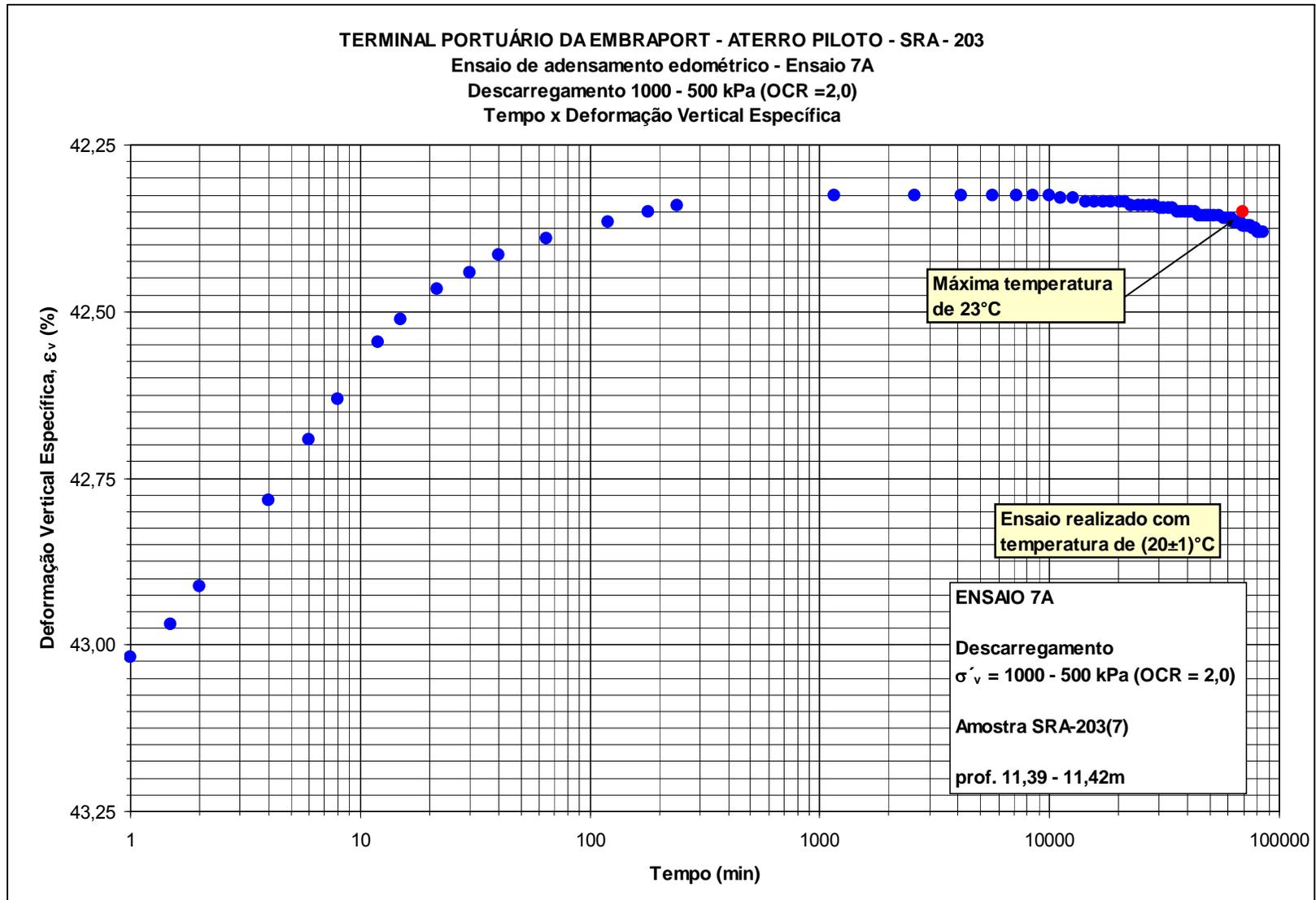


Figura 5.149 Descarregamento de 1000 para 500 kPa sob temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$ - ensaio 7A.

Curva de compressibilidade
Tensão vertical efetiva x Deformação volumétrica
Tensão vertical efetiva (σ'_v) (kPa)

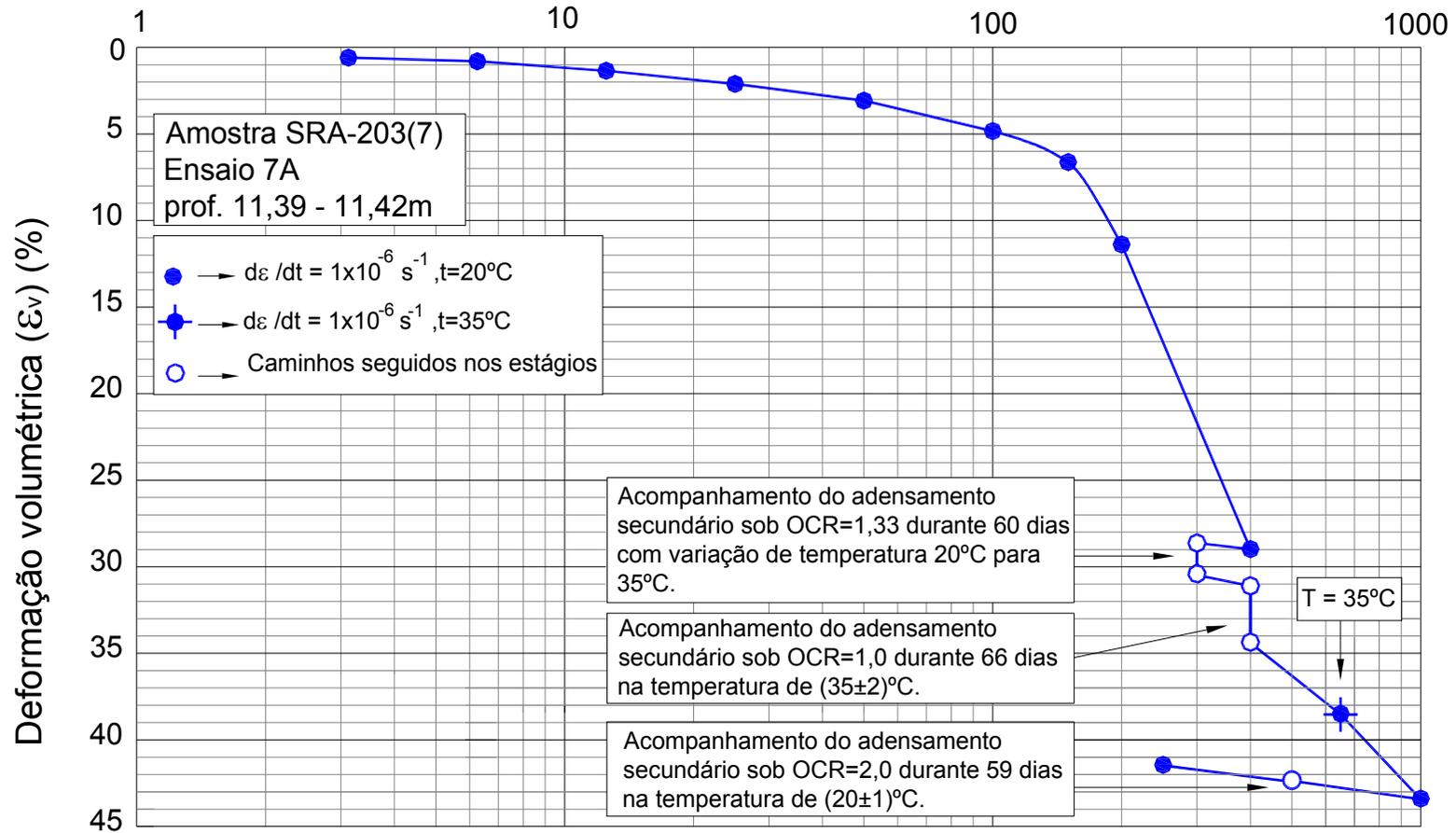


Figura 5.150 Curva ε_v x σ'_v com a indicação dos caminhos seguidos nos diversos estágios – ensaio 7A.

Ensaio 7B – Realizado no corpo de prova CP7B da amostra SRA-203(7)

Neste ensaio, o corpo de prova foi inicialmente submetido aos estágios de carregamento de 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 150 e 200 kPa. Incluindo-se o estágio de 200 kPa, todos foram realizados sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, sendo a duração de cada estágio de carga ditada pela velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$.

Após o estágio de 200 kPa e ainda sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, a tensão vertical foi incrementada para 450 kPa.

Quando, no estágio de 450 kPa, foi atingida a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o anel dinamométrico foi colocado na posição vista na figura (5.144) e o corpo de prova foi submetido a um estágio de relaxação imperfeita de tensões. A relaxação é dita imperfeita, porque na montagem da figura (5.144) a deformação do anel dinamométrico permite que haja rotação do braço da prensa de adensamento, fazendo com que haja deformações no corpo de prova.

A relaxação de tensões prosseguiu sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, por 1.149 minutos, quando então o ar condicionado foi desligado e foram acesas as lâmpadas. A temperatura ambiente sofreu então um incremento de $+15^\circ C$, tendo atingido uma temperatura final de equilíbrio de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia. O ensaio prosseguiu, por cerca de 23 dias, na temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Nesse momento, devido à queima de algumas lâmpadas, a temperatura caiu $5^\circ C$, num período de cerca de 1 dia. Sanado o problema com a substituição das lâmpadas queimadas, a temperatura voltou ao valor de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia, permanecendo assim por mais 33 dias. Esse estágio de relaxação imperfeita de tensões durou um total de 85.698 minutos (60 dias). Na figura (5.151) está apresentada a variação da tensão vertical efetiva (σ'_v) com o tempo correspondente a este estágio de relaxação imperfeita de tensões. Como a relaxação é imperfeita, há também deformações. Na figura (5.152) são apresentadas as deformações com o tempo ao longo da relaxação imperfeita de tensões.

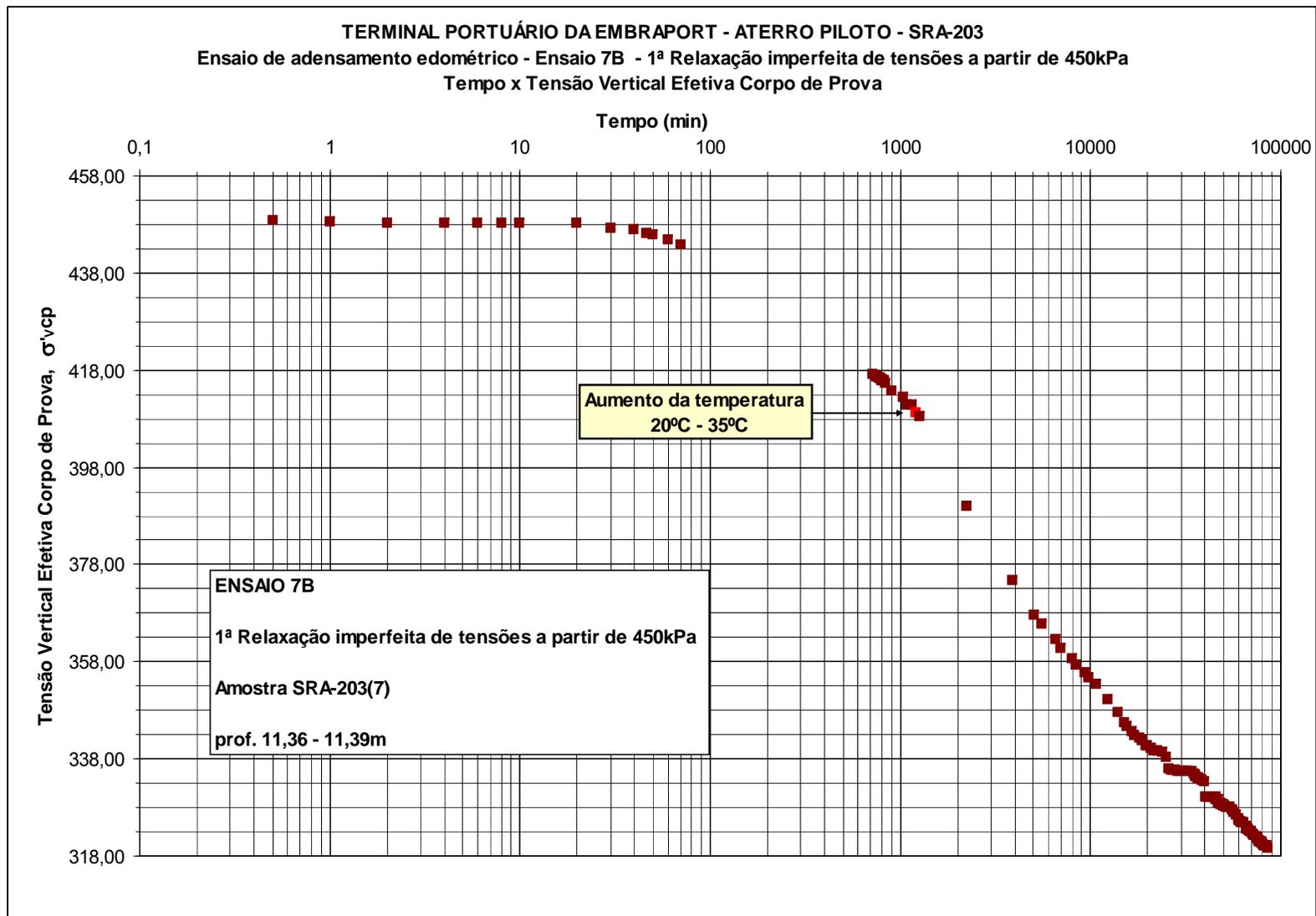


Figura 5.151 Variação da tensão vertical efetiva (σ'_v) com o tempo na de relaxação imperfeita de tensões – ensaio 7B.

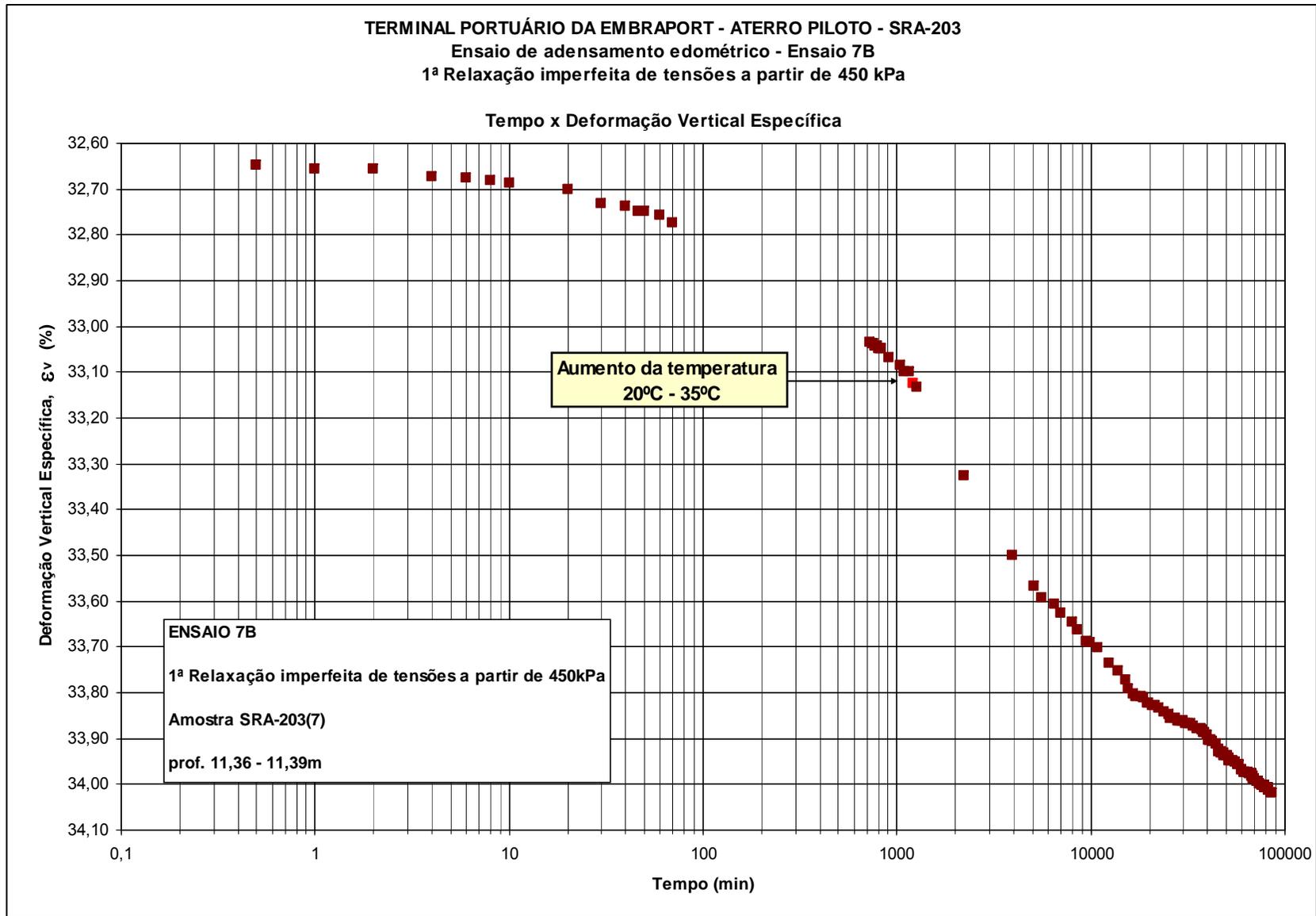


Figura 5.152 Deformações com o tempo ao longo da relaxação imperfeita de tensões – ensaio 7B.

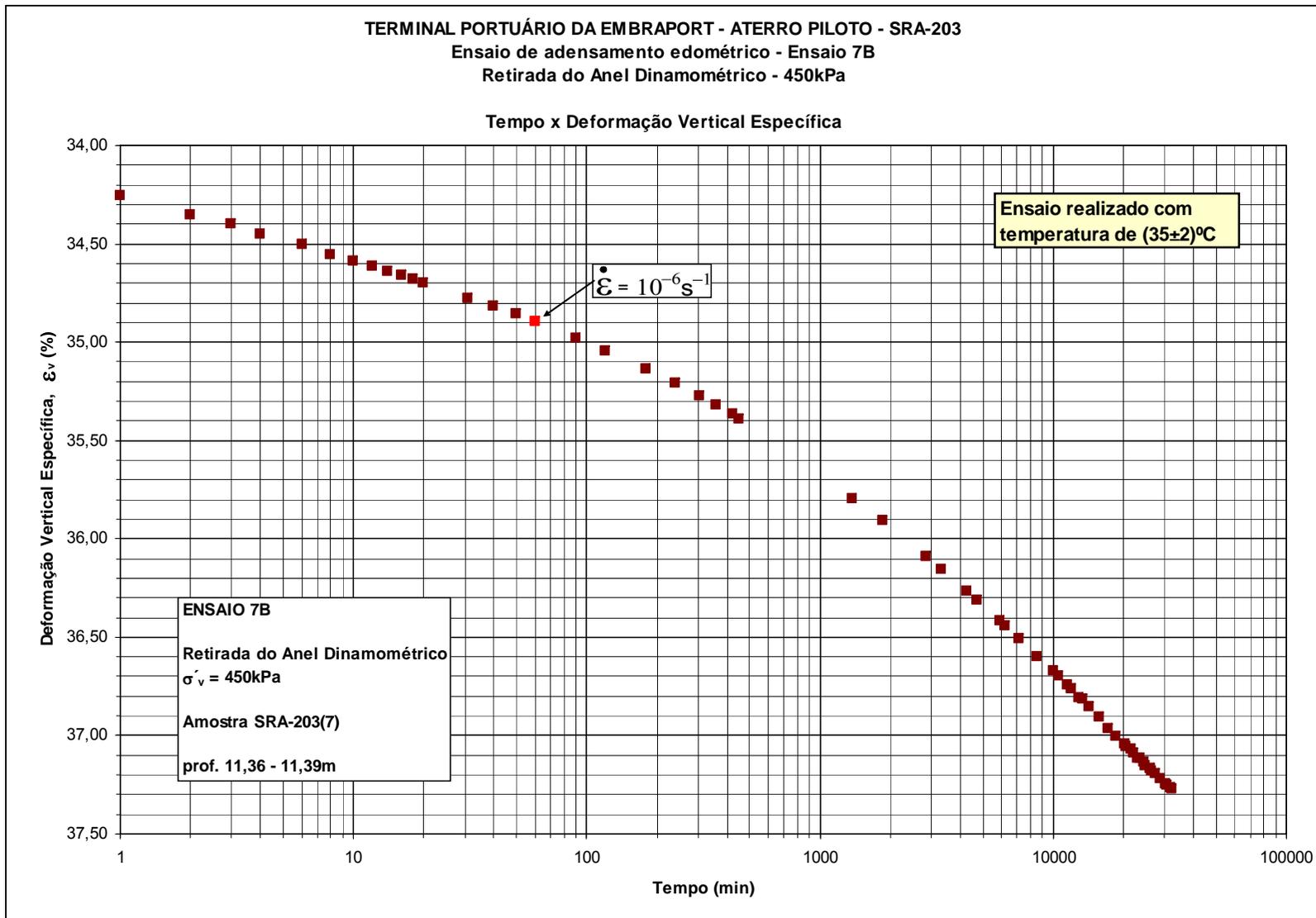


Figura 5.153 Adensamento secundário sob 450 kPa e $(35 \pm 2)^\circ\text{C}$ após a retirada do anel dinamométrico – ensaio 7B.

Após 60 dias de observação da relaxação de tensões, o anel dinamométrico foi retirado, para que fosse observado o adensamento secundário sob a tensão vertical de 450 kPa, o que foi feito durante 32.082 minutos (23 dias), sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Tal estágio está apresentado na figura (5.153).

Após o estágio de adensamento secundário sob 450 kPa, o anel dinamométrico foi recolocado, tornando-se a realizar mais um estágio de relaxação imperfeita de tensões sob 450 kPa e na temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Tal estágio de relaxação durou 63.255 minutos (44 dias). Na figura (5.154) está apresentada a variação da tensão vertical efetiva (σ'_v) com o tempo correspondente a esse estágio. Como a relaxação é imperfeita, há também deformações. Na figura (5.155) são apresentadas as deformações com o tempo ao longo da segunda relaxação imperfeita de tensões realizada sob 450 kPa.

Terminado o estágio de relaxação imperfeita de tensões sob 450 kPa e ainda sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$, foi aplicado um novo carregamento, elevando-se a tensão vertical para 650 kPa. Sob tais condições o corpo de prova adensou, até atingir a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o que levou 200 minutos. Nesse instante, o ar condicionado foi ligado e, ao fim dos 896 minutos que se seguiram até o término do estágio, a temperatura já havia retornado a $(20 \pm 1)^\circ C$. Esse estágio teve a duração total de 1096 minutos.

Após o estágio sob 650 kPa e mantendo-se a temperatura em $(20 \pm 1)^\circ C$, um novo carregamento foi efetuado, elevando-se a tensão vertical para 1.000 kPa. O corpo de prova foi então permitido adensar sob tais condições, até atingir a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o que levou 240 minutos.

Imediatamente após ter atingido a velocidade $10^{-6} s^{-1}$ sob 1.000 kPa, o corpo de prova foi descarregado para 500 kPa, gerando-se um *OCR* de 2,0. A partir daí, o adensamento secundário foi observado por 84.996 minutos (59 dias), sob $(20 \pm 1)^\circ C$. Ocorreu nesse estágio uma pequena perturbação, quando, entre aproximadamente

68.000 e 69.000 minutos, a temperatura subiu para $23^{\circ}C$, por falta de energia, tendo permanecido neste valor por cerca de 1.000 minutos. Ao fim de 59 dias o corpo de prova foi descarregado para 250 kPa, permanecendo sob tal tensão vertical por 1.238 minutos, findos os quais, o ensaio foi encerrado.

Os estágios de carregamento de 650 para 1.000 kPa e descarregamento de 1.000 para 500 kPa estão apresentados, em conjunto, na figura (5.156). Na figura (5.157) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 1.000 para 500 kPa.

Finalmente, apresenta-se na figura (5.158) a curva de compressão deformação volumétrica específica (ε_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) com a indicação dos caminhos correspondentes aos estágios de adensamento secundário e relaxação imperfeita de tensões.

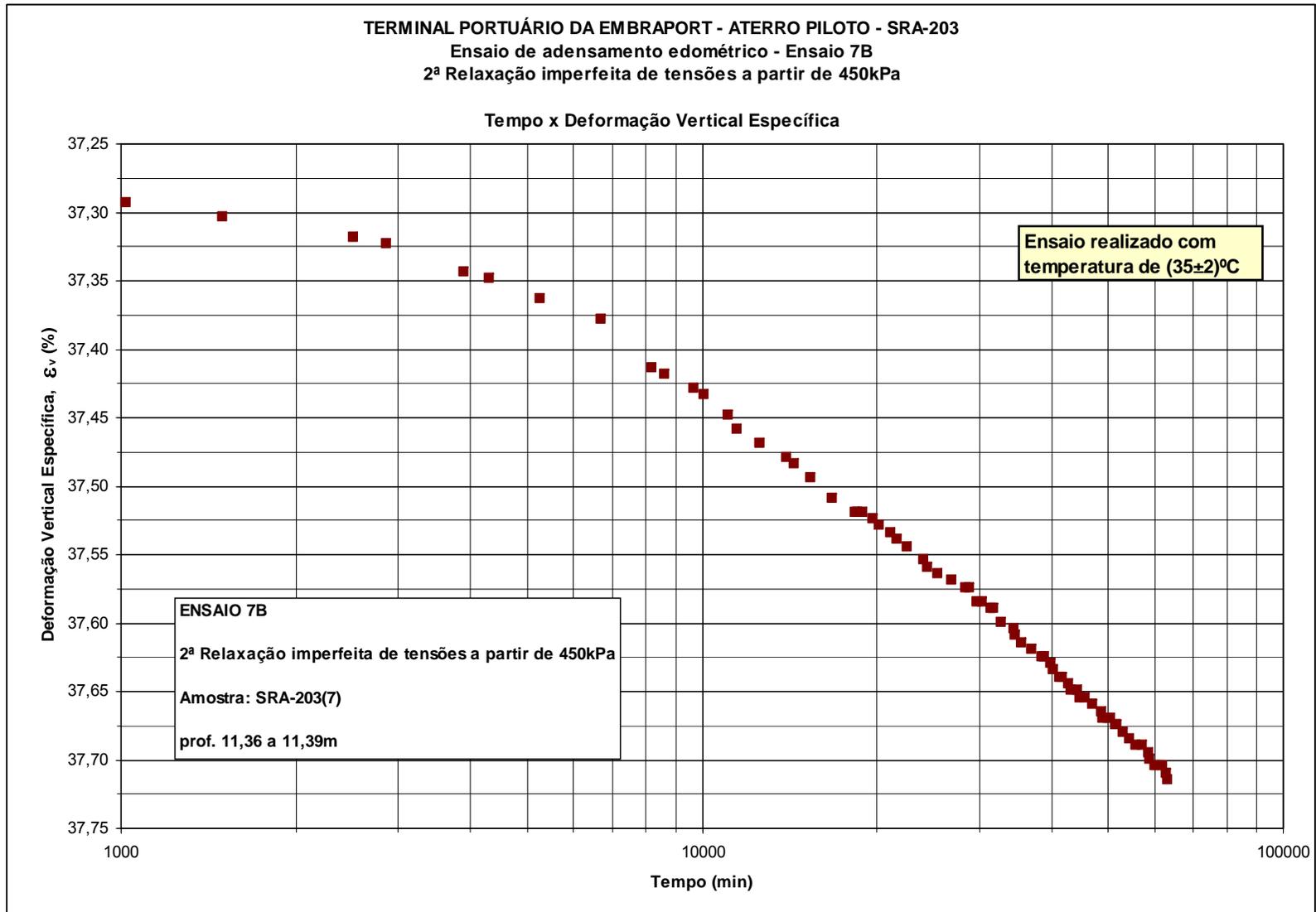


Figura 5.155 Deformação vertical (ϵ_v) com o tempo durante a segunda relaxação de tensões sob 450 kPa – ensaio 7B.

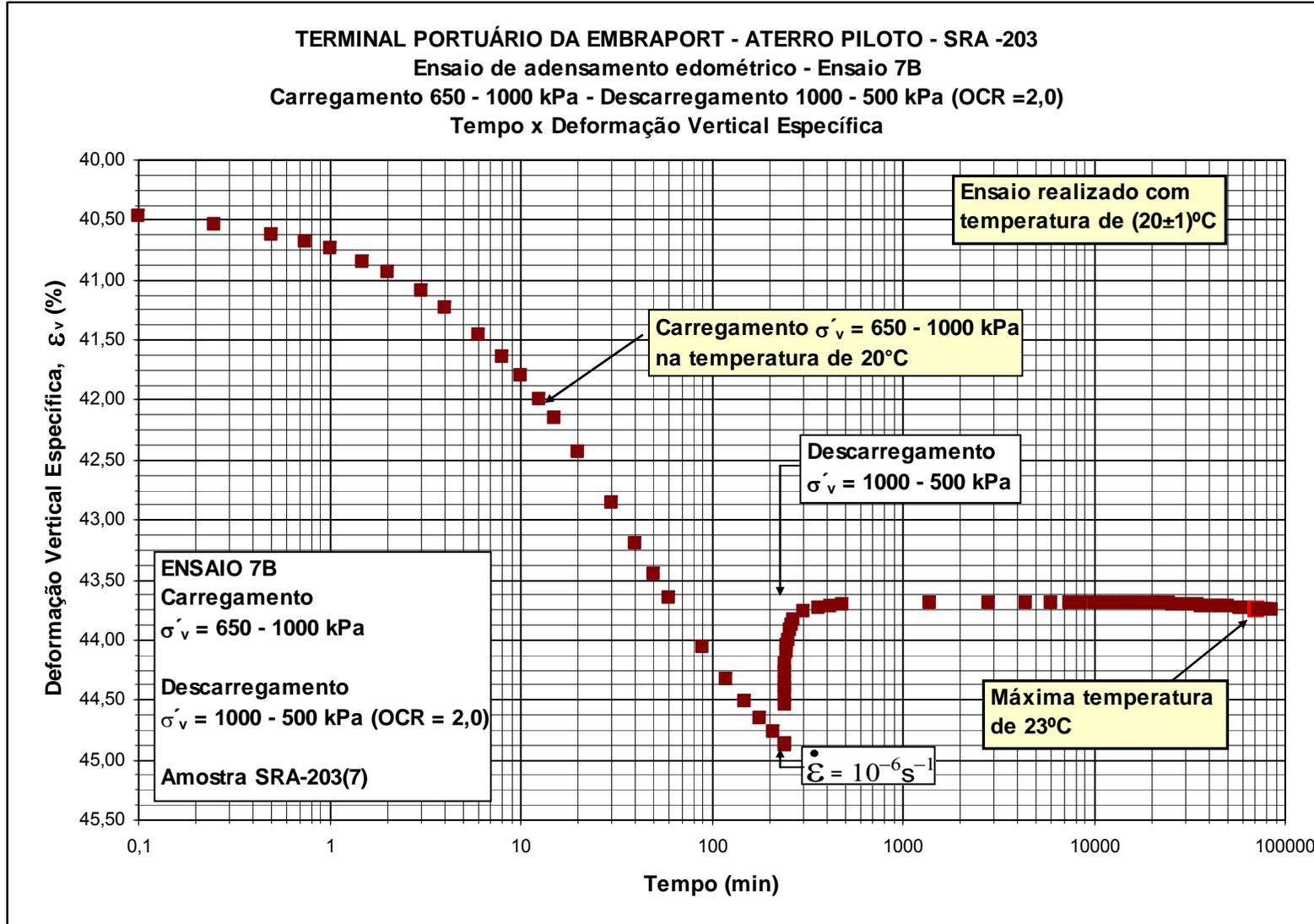


Figura 5.156 Carregamento de 650 para 1000 kPa seguido de descarregamento de 1000 para 500 kPa – ensaio 7B.

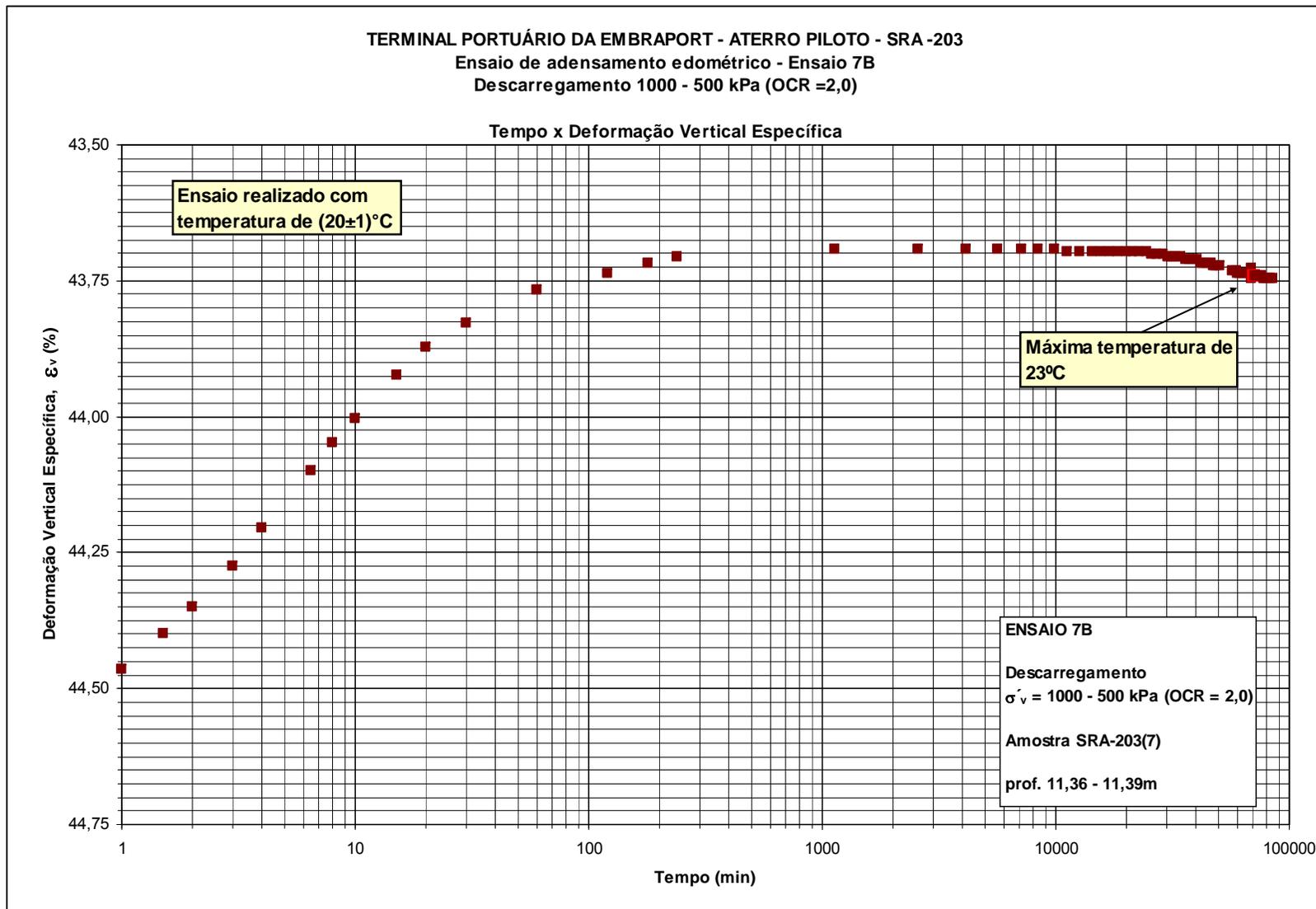


Figura 5.157 Descarregamento de 1000 para 500 kPa sob temperatura de $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$ - ensaio 7B.

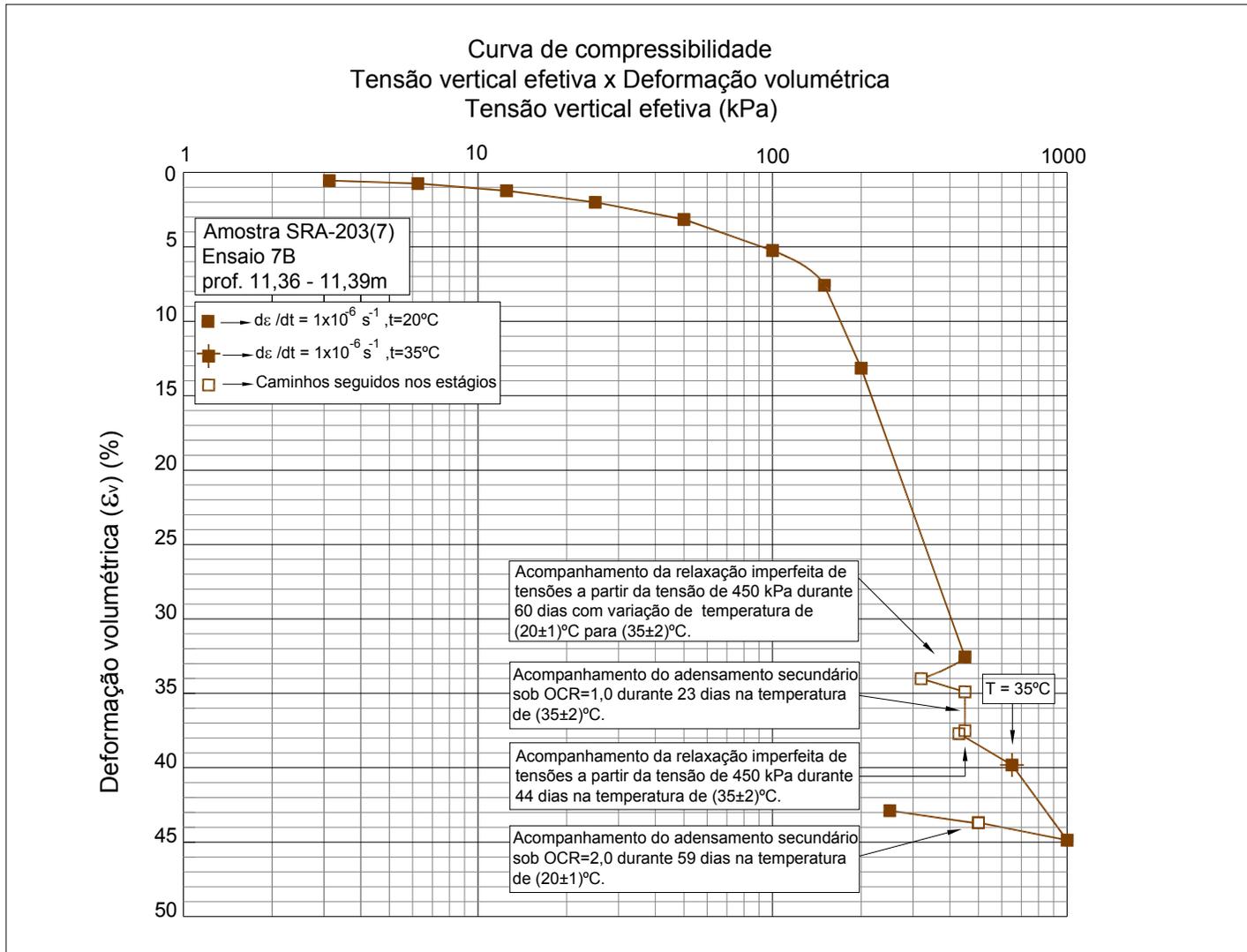


Figura 5.158 Curva ε_v x σ'_v com a indicação dos caminhos seguidos nos diversos estágios – ensaio 7B.

Ensaio 7C – Realizado no corpo de prova CP7C da amostra SRA-203(7)

Neste ensaio, o corpo de prova foi inicialmente submetido aos estágios de carregamento de 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 150; 200; e 500 kPa. Até o estágio de 500 kPa (inclusive) todos os estágios foram realizados sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, sendo a duração de cada estágio de carga ditada pela velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$.

Quando, no estágio de 500 kPa, foi atingida a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o corpo de prova foi imediatamente descarregado para 300 kPa, tendo sido gerado um $OCR=1,67$.

Decorridos 1.163 minutos sob a tensão de 300 kPa e ainda sob $(20 \pm 1)^\circ C$, o ar condicionado foi desligado e foram acesas as lâmpadas. A temperatura ambiente sofreu então um incremento de $+15^\circ C$, tendo atingido uma temperatura final de equilíbrio de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia. O ensaio prosseguiu, por mais 23 dias, na temperatura de $(35 \pm 2,0)^\circ C$. Nesse momento, devido à queima de algumas lâmpadas, a temperatura caiu $5^\circ C$, num período de cerca de 1 dia. Sanado o problema com a substituição das lâmpadas queimadas, a temperatura voltou ao valor de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia, permanecendo assim por mais 33 dias.

Os estágios de carregamento de 200 para 500 kPa e descarregamento de 500 para 300 kPa estão apresentados em conjunto na figura (5.159). Na figura (5.160) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 500 para 300 kPa.

Após o estágio de 300 kPa, que durou 60 dias, o corpo de prova foi recarregado para a tensão de 400 kPa, sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Sob tais condições o adensamento secundário foi então observado por 95.004 minutos (66 dias). O referido estágio está apresentado na figura (5.161).

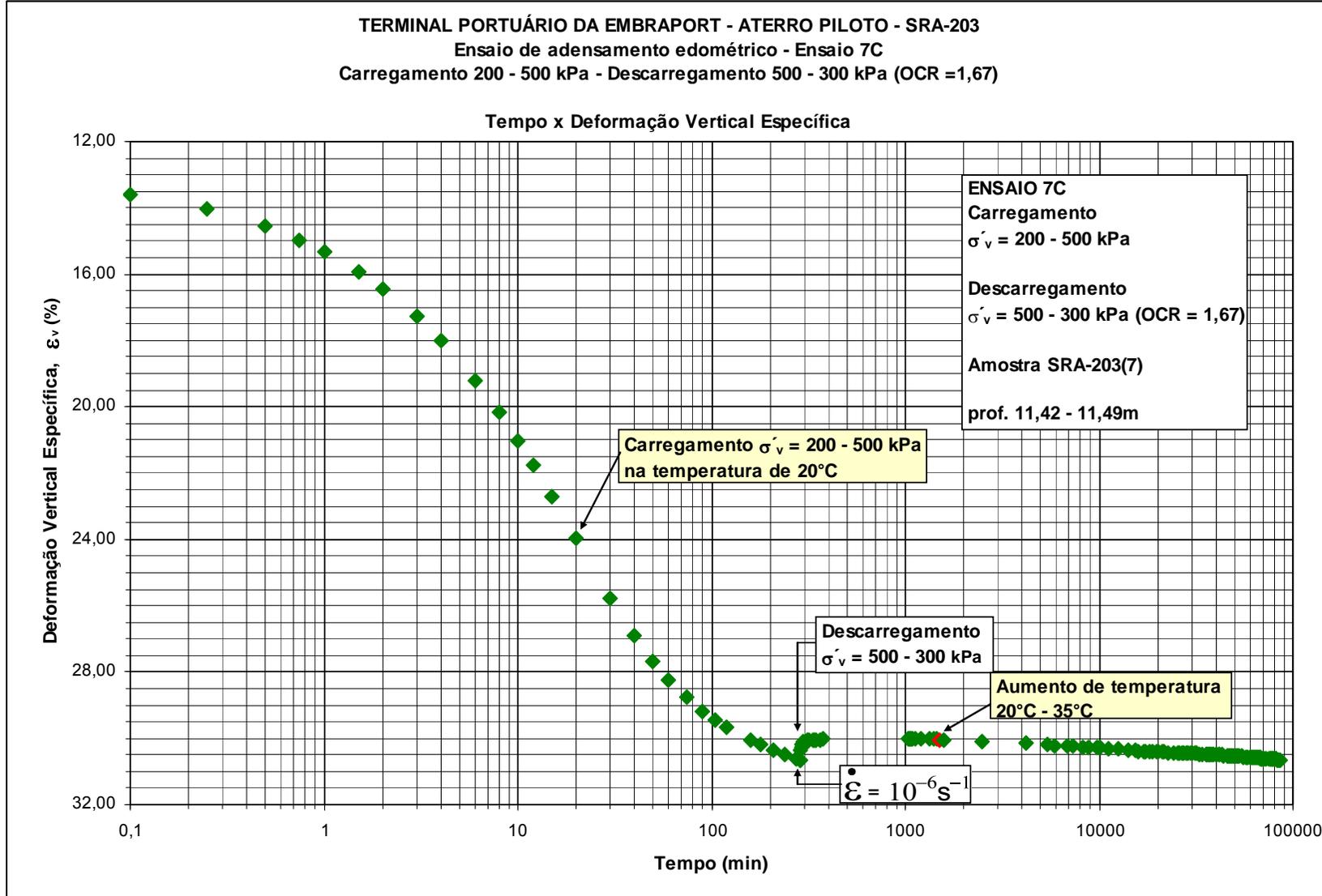


Figura 5.159 Carregamento de 200 para 500 kPa seguido de descarregamento de 500 para 300 kPa – ensaio7C.

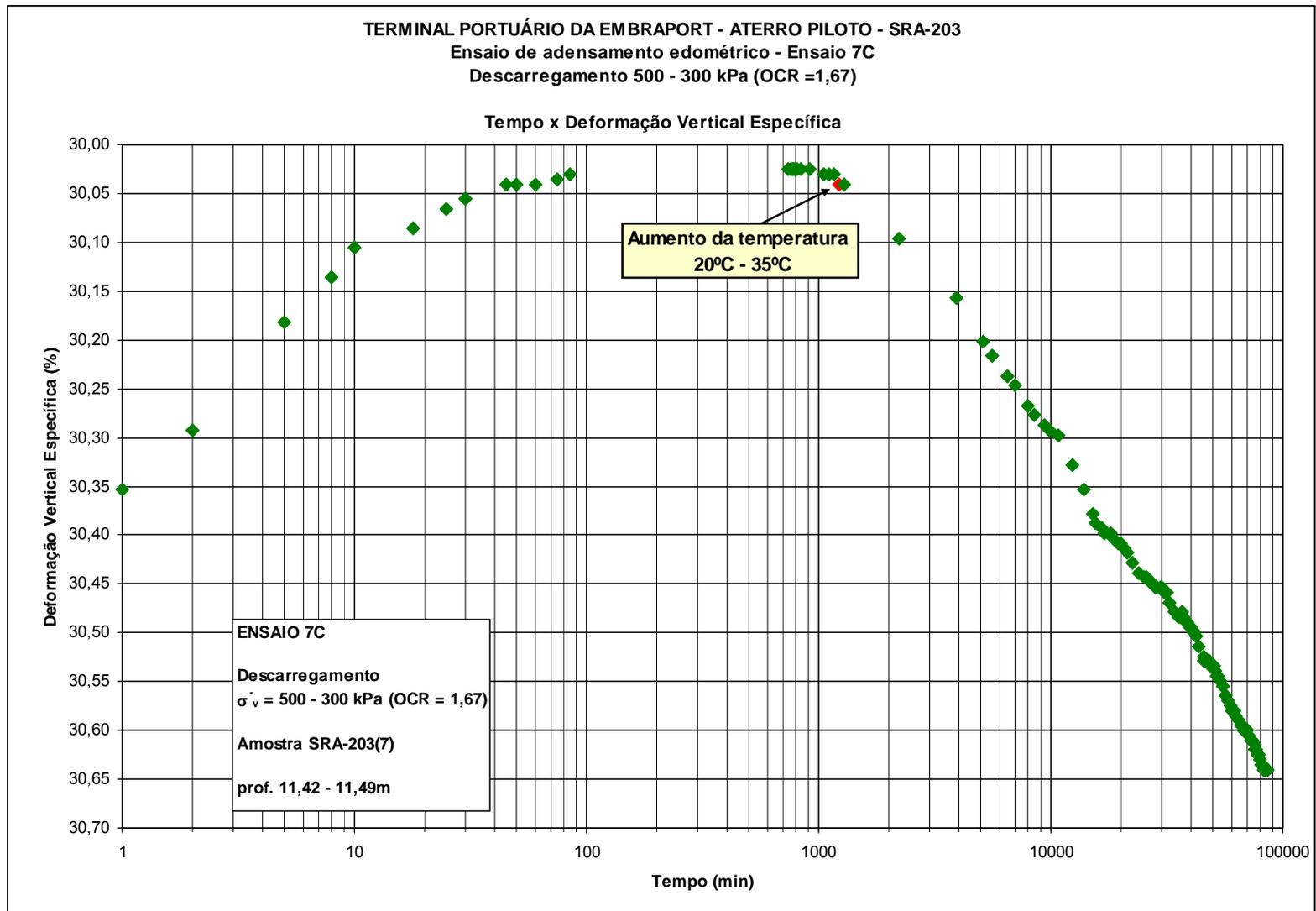


Figura 5.160 Descarregamento de 500 para 300 kPa com mudança de temperatura de 20°C para 35°C – ensaio 7C.

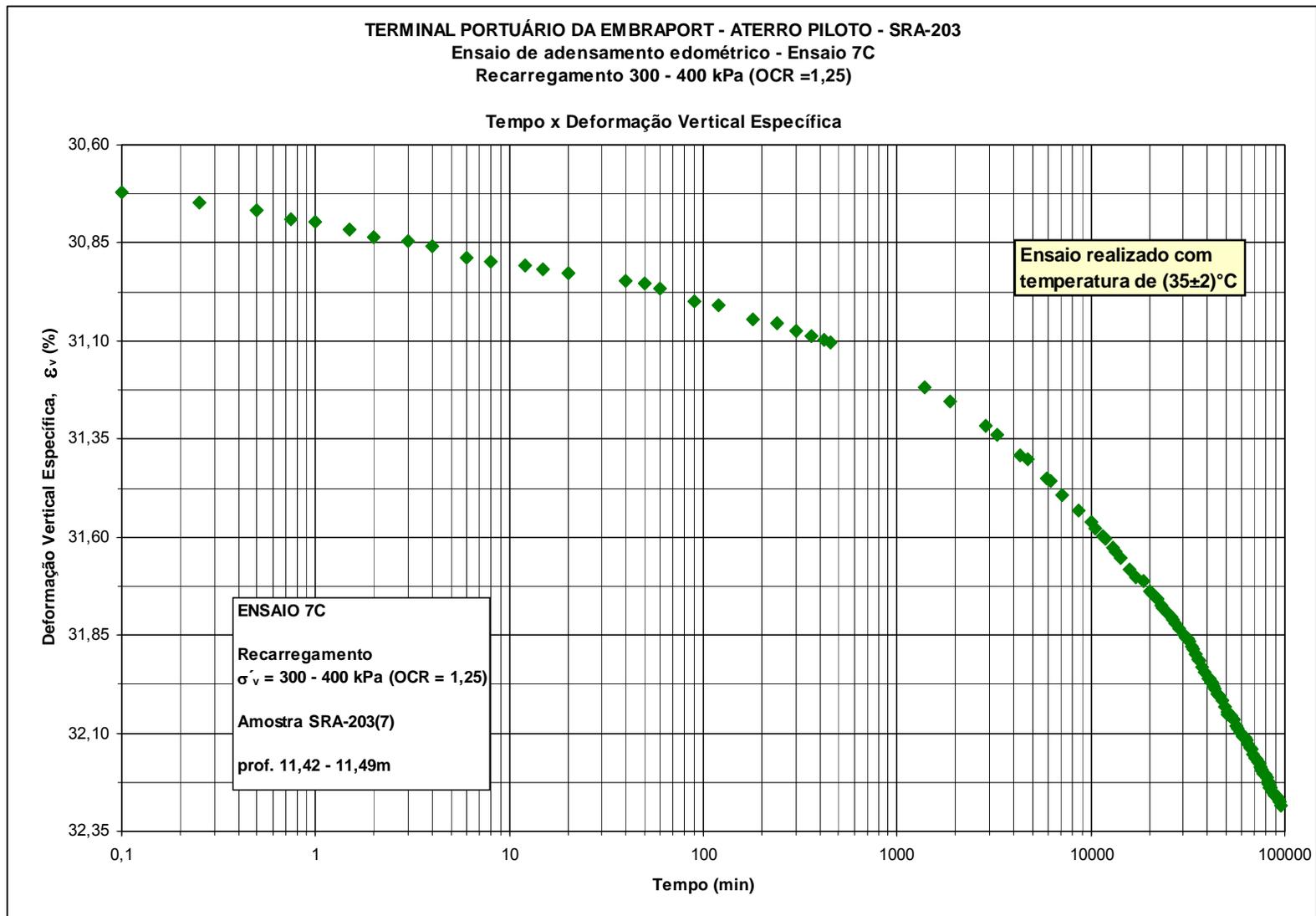


Figura 5.161 Recarregamento de 300 para 400 kPa sob $(35 \pm 2)^\circ C$ – ensaio 7C.

Terminado o estágio de recarregamento para 400 kPa e ainda sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$, foi aplicado um novo carregamento, elevando-se a tensão vertical para 650 kPa. Sob tais condições o corpo de prova adensou, até atingir a velocidade de deformação $(\dot{\varepsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o que levou 220 minutos. Nesse instante, o ar condicionado foi ligado e as lâmpadas desligadas. Durante os 897 minutos que se seguiram até o término do estágio, a temperatura já havia retornado a $(20 \pm 1)^\circ C$. Com isso, este estágio teve a duração total de 1.117 minutos.

Após o estágio sob 650 kPa e mantendo-se a temperatura em $(20 \pm 1)^\circ C$, um novo carregamento foi efetuado, elevando-se a tensão vertical para 1.000 kPa. O corpo de prova foi então permitido adensar sob tais condições, até atingir a velocidade de deformação $(\dot{\varepsilon}_v)$ igual a $10^{-6} s^{-1}$, o que levou 240 minutos.

Imediatamente após ter atingido a velocidade $10^{-6} s^{-1}$ sob 1.000 kPa, o corpo de prova foi descarregado para 500 kPa, gerando-se um *OCR* de 2,0. A partir daí, o corpo de prova foi mantido sob 500 kPa, durante 4.134 minutos, na temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, quando, então, foi descarregado para 250 kPa, tendo sido gerado um *OCR* de 4,0.

Sob 250 kPa e na temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, a deformação do corpo de prova foi observada por 81.857 minutos (57 dias). Ocorreu nesse estágio uma pequena perturbação, quando, entre aproximadamente 64.000 e 65.000 minutos, a temperatura subiu para $23^\circ C$, por falta de energia, tendo permanecido nesse valor por cerca de 1.000 minutos. Ao fim de 57 dias de acompanhamento, o ensaio foi encerrado.

Na figura (5.162) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 500 para 250 kPa.

Finalmente, apresenta-se na figura (5.163) a curva de compressão deformação volumétrica específica (ε_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) com a indicação dos caminhos correspondentes aos estágios de adensamento secundário.

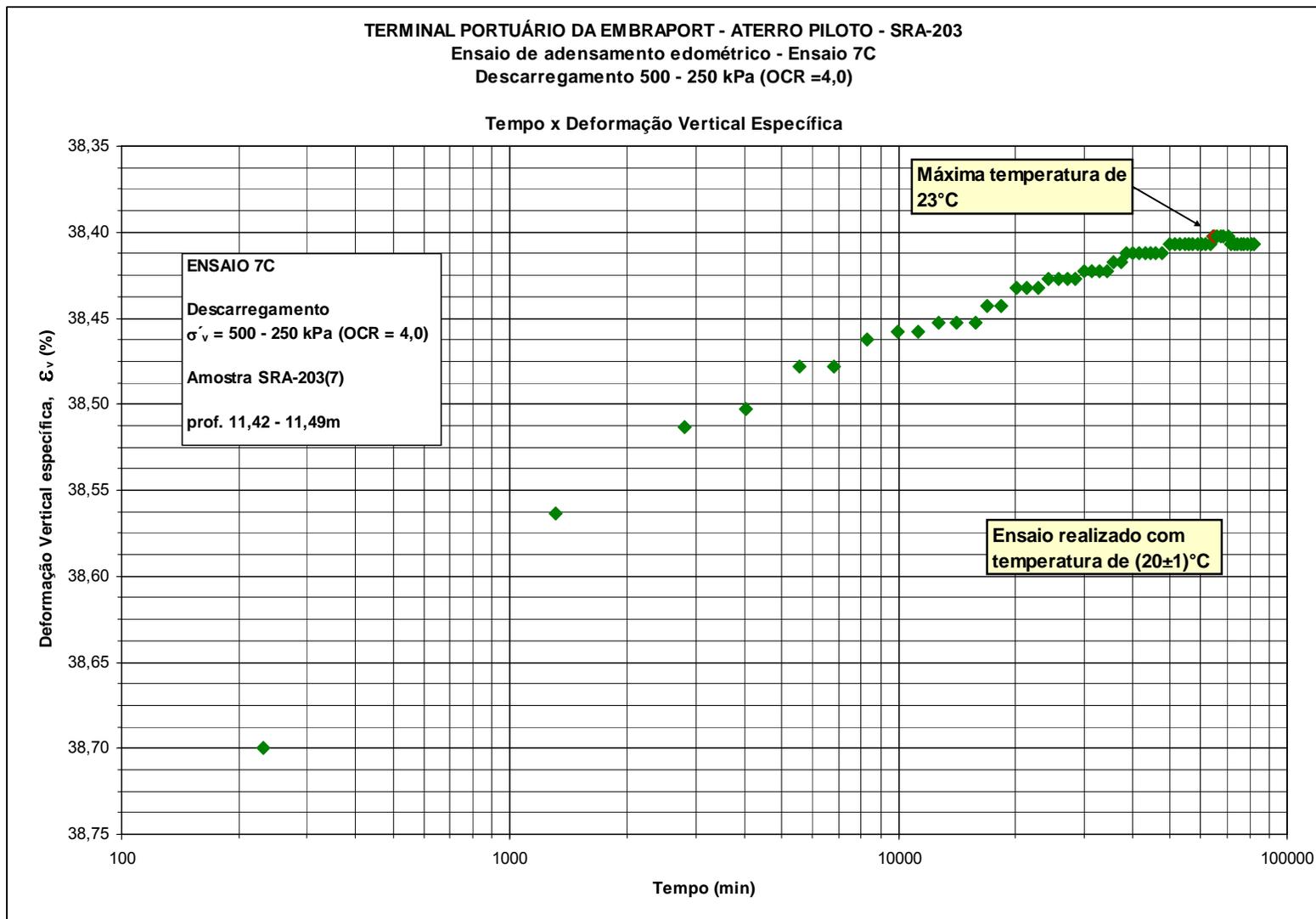


Figura 5.162 Descarregamento de 500 para 250 kPa sob temperatura de $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$ – ensaio 7C.

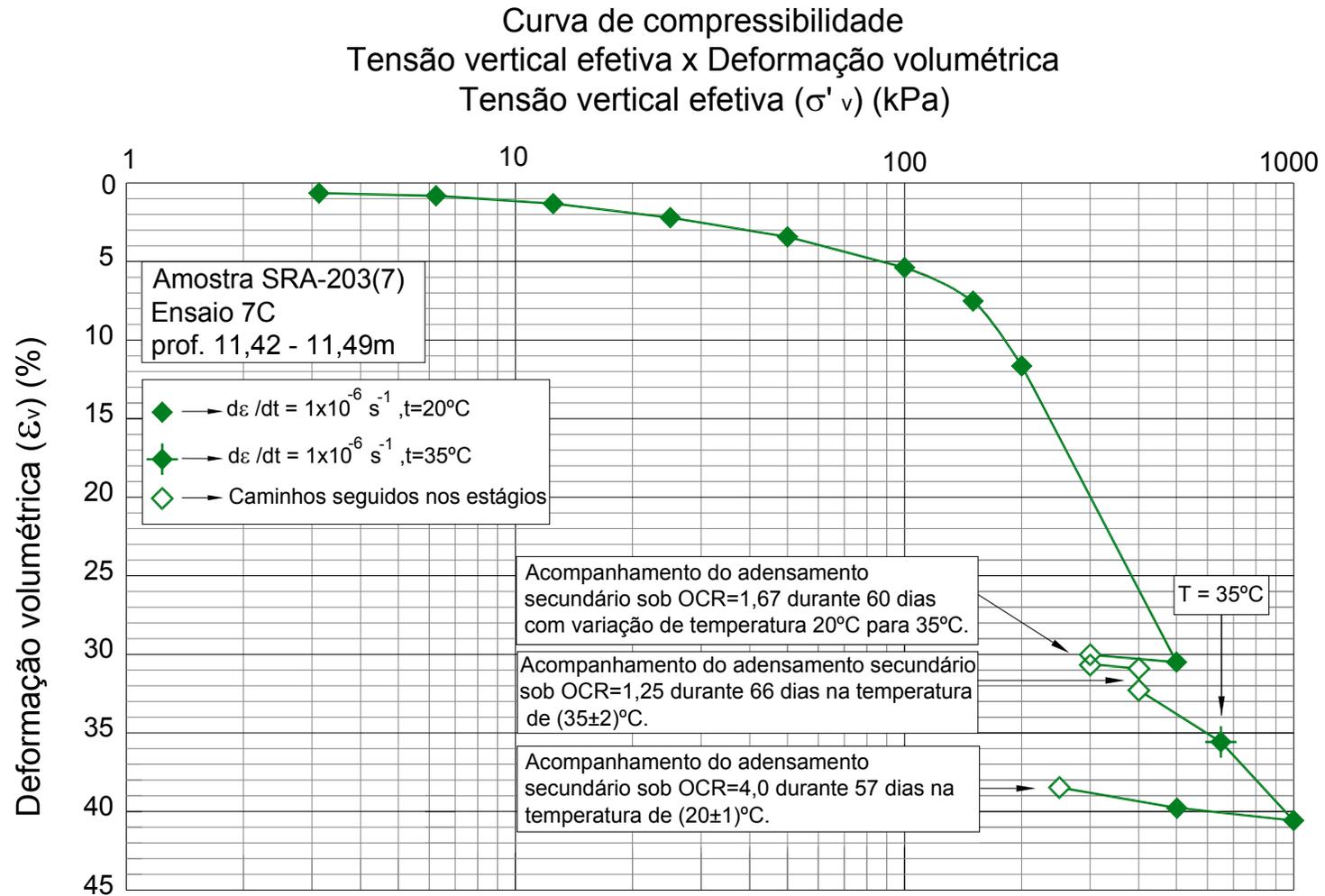


Figura 5.163 Curva ε_v x σ'_v com a indicação dos caminhos seguidos nos diversos estágios – ensaio 7C.

Ensaio 7D – Realizado no corpo de prova CP7D da amostra SRA-203(7)

Este ensaio foi realizado num corpo de prova remoldado no laboratório. O corpo de prova foi inicialmente submetido aos estágios de carregamento de 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400 e 800 kPa. Até o estágio de 800 kPa (inclusive) todos os estágios foram realizados sob a temperatura de $(20\pm 1)^{\circ}\text{C}$, sendo a duração de cada estágio de carga ditada pela velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a 10^{-6}s^{-1} .

Quando, no estágio de 800 kPa, foi atingida a velocidade de deformação $(\dot{\epsilon}_v)$ igual a 10^{-6}s^{-1} , o corpo de prova foi imediatamente descarregado para 400 kPa, tendo permanecido sob esta tensão por apenas 30 minutos. Em seguida foi realizado um descarregamento para 200 kPa.

Decorridos 35 minutos após o início do estágio de 200 kPa e ainda sob $(20\pm 1)^{\circ}\text{C}$, o ar condicionado foi desligado e foram acesas as lâmpadas. A temperatura ambiente sofreu então um incremento de $+15^{\circ}\text{C}$, tendo atingido uma temperatura final de equilíbrio de $(35 \pm 2,0)^{\circ}\text{C}$, em cerca de 1 dia. O ensaio prosseguiu, por mais 23 dias, na temperatura de $(35 \pm 2,0)^{\circ}\text{C}$. Nesse momento, devido à queima de algumas lâmpadas, a temperatura caiu 5°C , num período de cerca de 1 dia. Sanado o problema com a substituição das lâmpadas queimadas, a temperatura voltou ao valor de $(35 \pm 2,0)^{\circ}\text{C}$, em cerca de 1 dia, permanecendo assim por mais 100 dias.

Após 126 dias sob $(35 \pm 2,0)^{\circ}\text{C}$, o ar condicionado foi ligado e as lâmpadas desligadas. A temperatura voltou, então, após cerca de 1 dia, a $(20\pm 1)^{\circ}\text{C}$. Essa temperatura teria assim permanecido até o final do ensaio, não fosse uma pequena perturbação ocorrida entre aproximadamente 69.000 e 70.000 minutos quando a temperatura subiu para 23°C por falta de energia. A duração total do estágio de descarregamento sob 200 kPa ($OCR = 4,0$) foi de 267.582 minutos (186 dias), findos os quais, o ensaio foi encerrado.

Na figura (5.164) estão apresentadas as deformações com o tempo observadas no estágio de descarregamento de 400 para 200 kPa e na figura (5.165) a curva de compressão deformação volumétrica específica x tensão vertical efetiva.

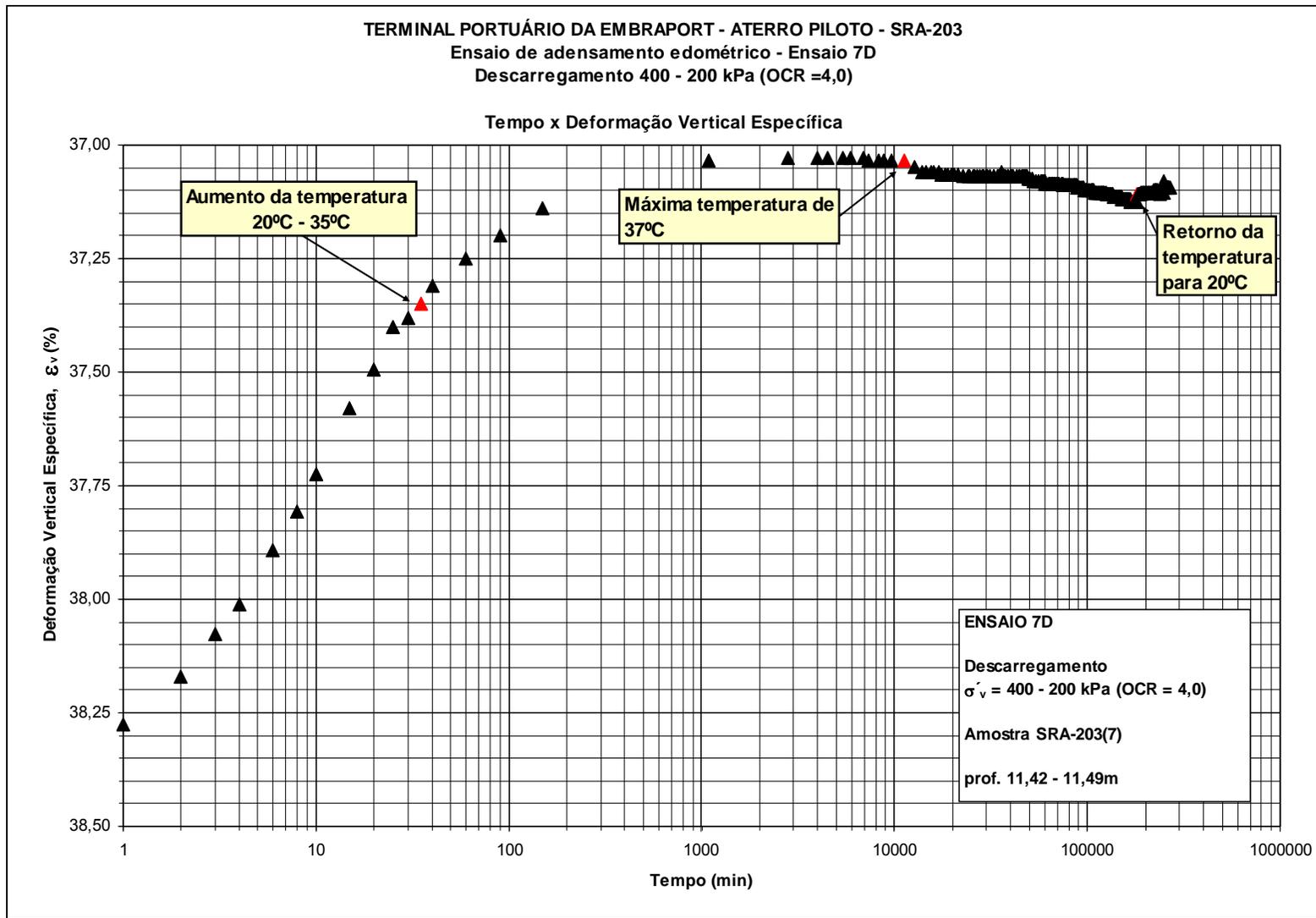


Figura 5.164 Deformações com o tempo observadas no estágio de descarregamento de 400 para 200 kPa - ensaio 7D.

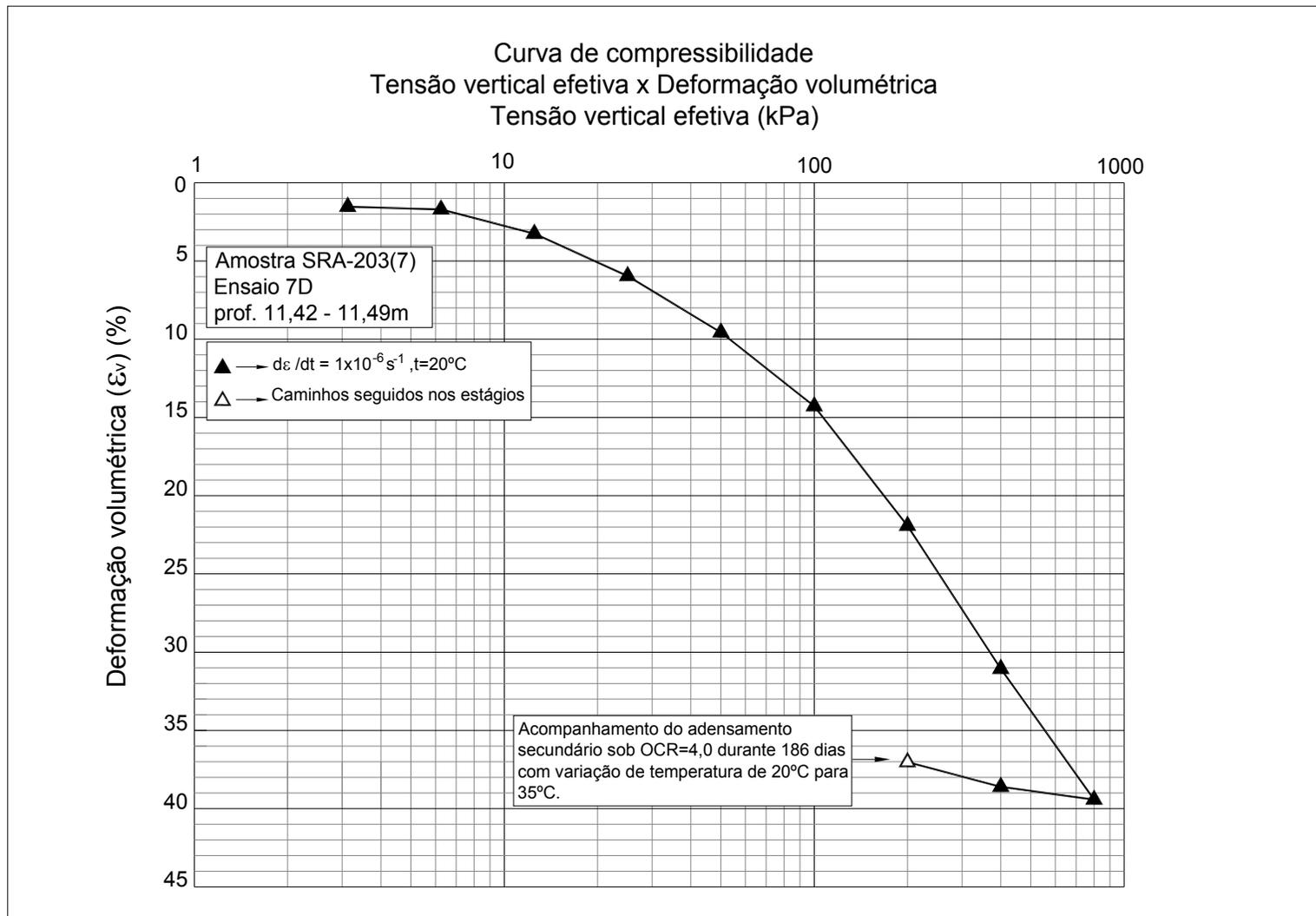


Figura 5.165 Curva ϵ_v x σ'_v – ensaio 7D.

Tabela 5.10 Estágios de carregamento dos ensaios de adensamento especiais realizados na amostra SRA 203(7).

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Tipos de ensaio	Tensão vertical (kPa)	Duração (dias)	Histórico de estágios de carregamento e descarregamento (kPa) e de temperatura
SRA203(7)	11,00 - 11,60	7A	CP7A	11,39 - 11,42	Secundário - OCR (1,33)	300	60	3,13 (20°C) - 6,25 (20°C) - 12,5 (20°C) - 25 (20°C) - 50 (20°C) - 100 (20°C) - 150 (20°C) - 200 (20°C) - 400 (20°C) - 300 (20°C e 35°C) - 400 (35°C) - 650 (35°C e 20°C) - 1000 (20°C) - 500 (20°C) - 250 (20°C)
					Secundário - OCR (1,00)	400	66	
					Secundário - OCR (2,00)	500	59	
		7B	CP7B	11,36 - 11,39	1º Relaxação de Tensões	a partir de 450	60	3,13 (20°C) - 6,25 (20°C) - 12,5 (20°C) - 25 (20°C) - 50 (20°C) - 100 (20°C) - 150 (20°C) - 200 (20°C) - 450 (1º - 20°C e 35°C, 2º - 35°C) - 650 (35°C) - 1000 (20°C) - 500 (20°C) - 250 (°C)
					Secundário - OCR (1,00)	450	23	
					2º Relaxação de Tensões	a partir de 450	44	
					Secundário - OCR (2,00)	500	59	
		7C	CP7C	11,42 - 11,49	Secundário - OCR (1,67)	300	60	3,13 (20°C) - 6,25 (20°C) - 12,5 (20°C) - 25 (20°C) - 50 (20°C) - 100 (20°C) - 150 (20°C) - 200 (20°C) - 500 (20°C) - 300 (20°C e 35°C) - 400 (35°C) - 650 (35°C e 20°C) - 1000 (20°C) - 500 (20°C) - 250 (20°C)
					Secundário - OCR (1,25)	400	66	
					Secundário - OCR (4,00)	250	57	
		7D	CP7D	11,42 - 11,49	Secundário - OCR (4,00)	200	186	3,13 (20°C) - 6,25 (20°C) - 12,5 (20°C) - 25 (20°C) - 50 (20°C) - 100 (20°C) - 200 (20°C) - 400 (20°C) - 800 (20°C) - 400 (20°C) - 200 (20°C, 35°C e 20°C)

Na tabela (5.10) está apresentado um histórico dos ensaios 7A, 7B, 7C e 7D e nas figuras (5.166) e (5.167) as curvas $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ e $c_v \times$ tensão vertical efetiva média.

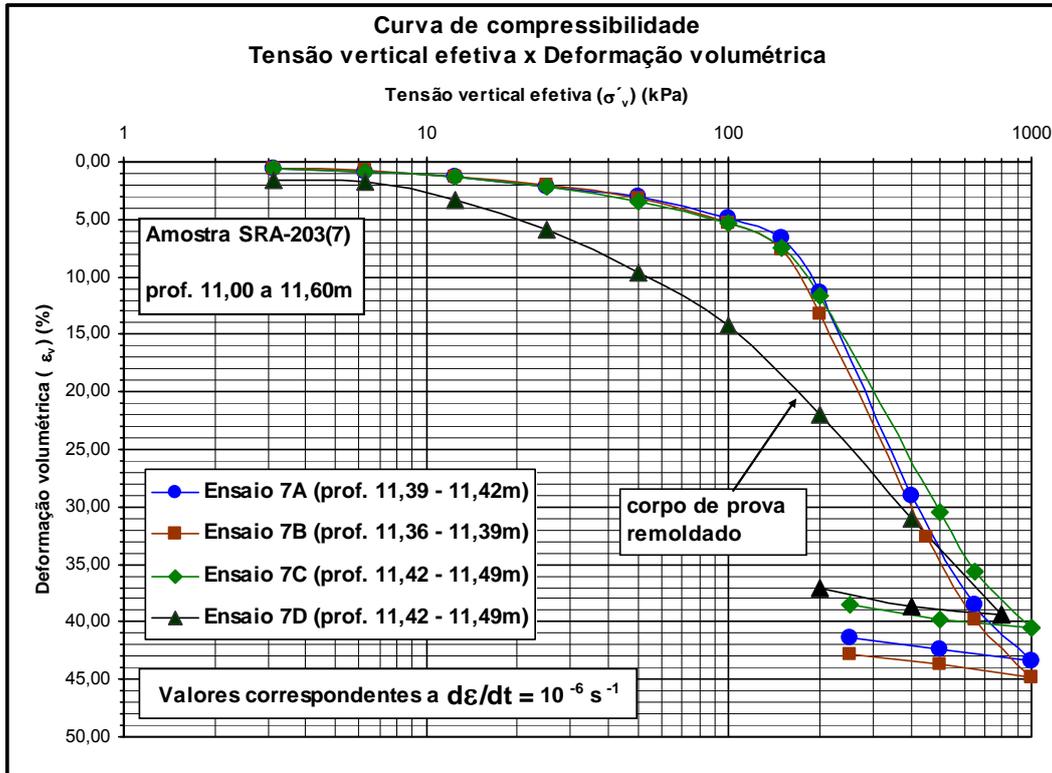


Figura 5.166 Curvas de compressão $\varepsilon_v \times \sigma'_v (10^{-6} s^{-1})$ - ensaios na amostra SRA-203(7).

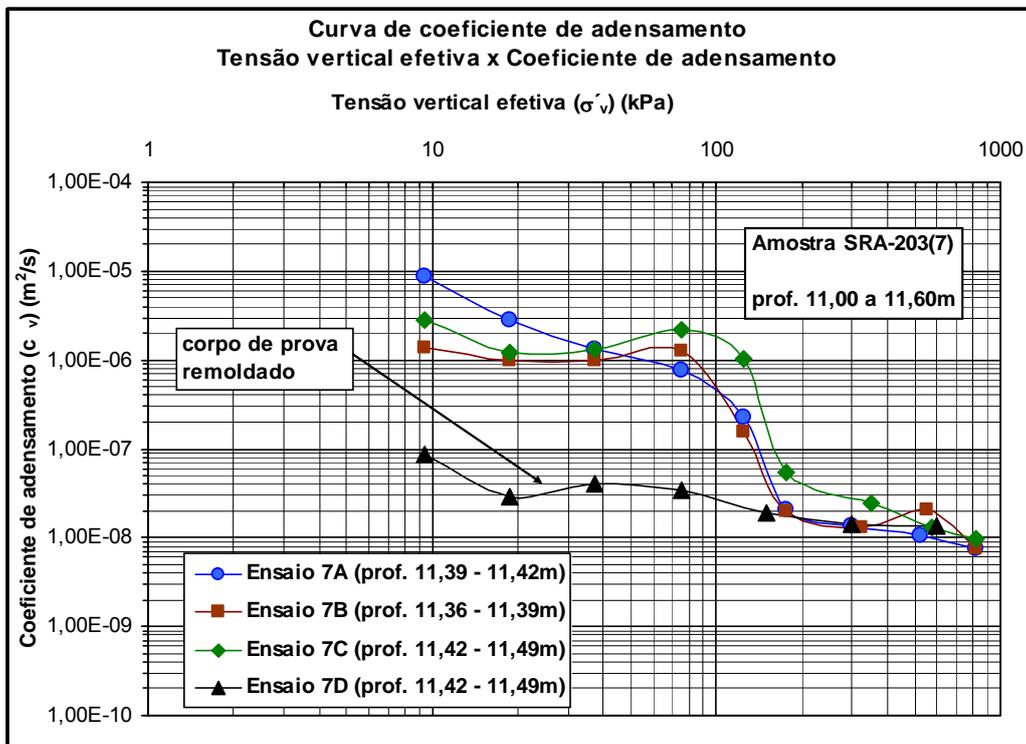


Figura 5.167 Curvas $c_v \times \sigma'_v$ - ensaios na Amostra SRA-203(7).

Ensaio 8C – Realizado no corpo de prova CP8C da amostra SRA-203(8)

Esta série de ensaios especiais se destina a estudar o adensamento secundário após descarregamento. Como os ensaios 8A e 8B são ensaios de adensamento convencionais, essa série de ensaios especiais se inicia com o ensaio 8C.

Os ensaios dessa série, denominados 8C, 8D, 8E e 8F, foram realizados sob a temperatura de $(20\pm 1)^\circ\text{C}$ e submetidos aos estágios de carregamento de 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 150; 200; 300; 500 e 800 kPa. Todos os estágios tiveram a duração de 24h. Os ensaios diferem entre si nos descarregamentos realizados após 24h de atuação da tensão de 800 kPa. A seguir passa-se à descrição de cada um deles.

Ensaio 8C – Realizado no corpo de prova CP8C da amostra SRA-203(8)

Ao fim de 24h do estágio de 800 kPa, o corpo de prova foi submetido a um descarregamento para 350 kPa, tensão sob a qual o corpo de prova ficou submetido durante 20 dias. O *OCR* gerado nesse descarregamento foi de 2,29. Ao fim de 20 dias, o corpo de prova foi descarregado para 200 kPa, permanecendo sob tal tensão vertical por 24h, findas as quais, o ensaio foi encerrado.

Os estágios de carregamento de 500 para 800 kPa e descarregamento de 800 para 350 kPa estão apresentados, em conjunto, na figura (5.168). Na figura (5.169) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 800 para 350 kPa. Finalmente, apresenta-se na figura (5.170) a curva $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ correspondente a 24h.

Ensaio 8D – Realizado no corpo de prova CP8D da amostra SRA-203(8)

Ao fim de 24h do estágio de 800 kPa, o corpo de prova foi submetido a um descarregamento para 400 kPa, tensão sob a qual o corpo de prova ficou submetido durante 20 dias. O *OCR* gerado nesse descarregamento foi de 2,0. Ao fim de 20 dias, o corpo de prova foi descarregado para 200 kPa, permanecendo sob tal tensão vertical por 24h, findas as quais, o ensaio foi encerrado.

Os estágios de carregamento de 500 para 800 kPa e descarregamento de 800 para 400 kPa estão apresentados, em conjunto, na figura (5.171). Na figura (5.172) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 800 para 400 kPa. Finalmente, apresenta-se na figura (5.173) a curva $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ correspondente a 24h.

Ensaio 8E – Realizado no corpo de prova CP8E da amostra SRA-203(8)

Ao fim de 24h do estágio de 800 kPa, o corpo de prova foi submetido a um descarregamento para 300 kPa, tensão sob a qual o corpo de prova ficou submetido durante 20 dias. O *OCR* gerado nesse descarregamento foi de 2,67. Ao fim de 20 dias, o corpo de prova foi descarregado para 200 kPa, permanecendo sob tal tensão vertical por 24h, findas as quais, o ensaio foi encerrado.

Os estágios de carregamento de 500 para 800 kPa e descarregamento de 800 para 300 kPa estão apresentados, em conjunto, na figura (5.174). Na figura (5.175) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 800 para 300 kPa. Finalmente, apresenta-se na figura (5.176) a curva $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ correspondente a 24h.

Ensaio 8F – Realizado no corpo de prova CP8F da amostra SRA-203(8)

Ao fim de 24h do estágio de 800 kPa, o corpo de prova foi submetido a um descarregamento para 500 kPa, tensão sob a qual o corpo de prova ficou submetido durante 20 dias. O *OCR* gerado nesse descarregamento foi de 1,6. Ao fim de 20 dias, o corpo de prova foi descarregado para 200 kPa, permanecendo sob tal tensão vertical por 24h, findas as quais, o ensaio foi encerrado.

Os estágios de carregamento de 500 para 800 kPa e descarregamento de 800 para 500 kPa estão apresentados, em conjunto, na figura (5.177). Na figura (5.178) estão apresentadas as deformações com o tempo a partir do instante em que houve o descarregamento de 800 para 500 kPa. Finalmente, apresenta-se na figura (5.179) a curva $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ correspondente a 24h.

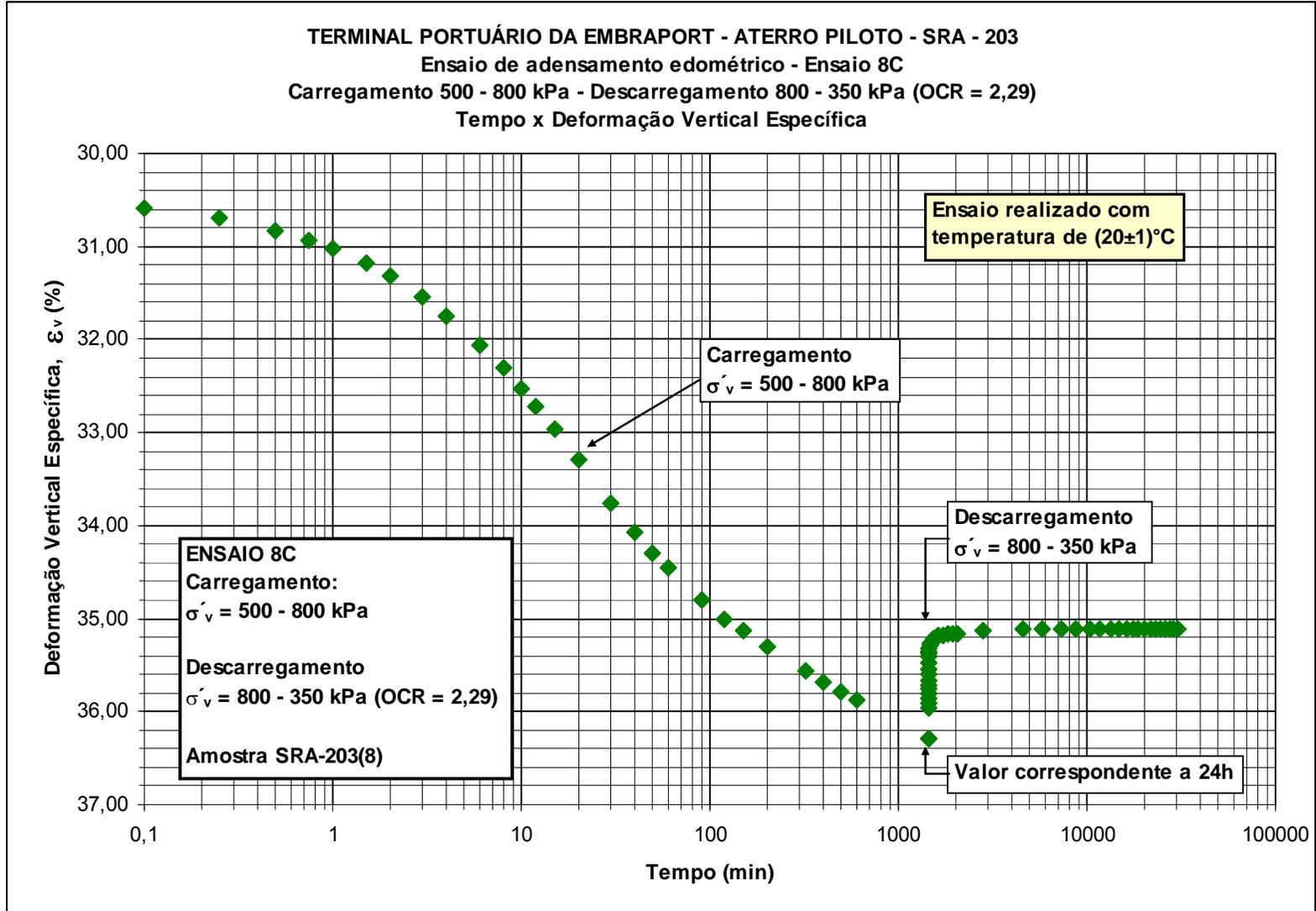


Figura 5.168 Carregamento de 500 para 800 kPa seguido de descarregamento de 800 para 350 kPa – ensaio8C.

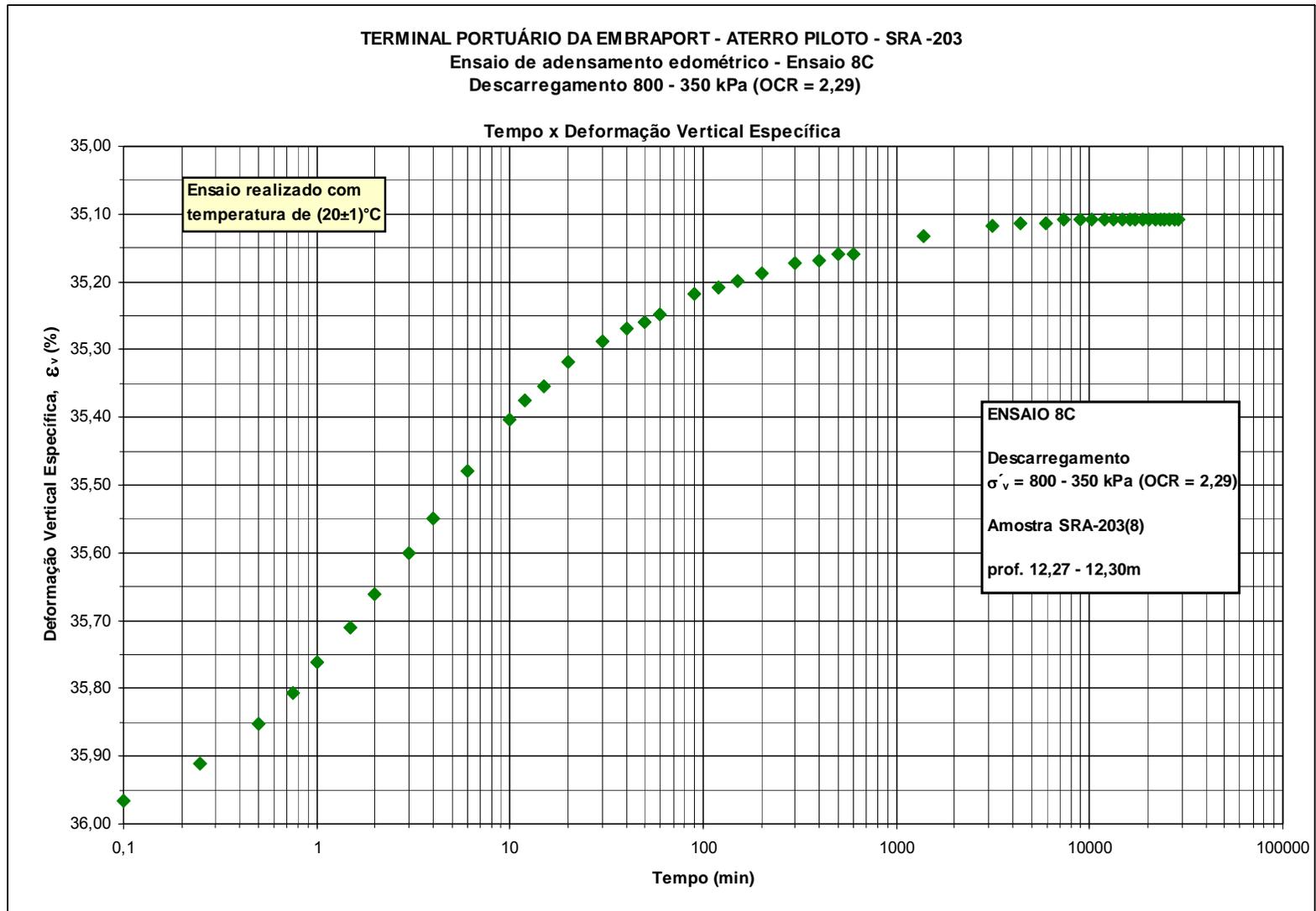


Figura 5.169 Descarregamento de 800 para 350 kPa – ensaio 8C.

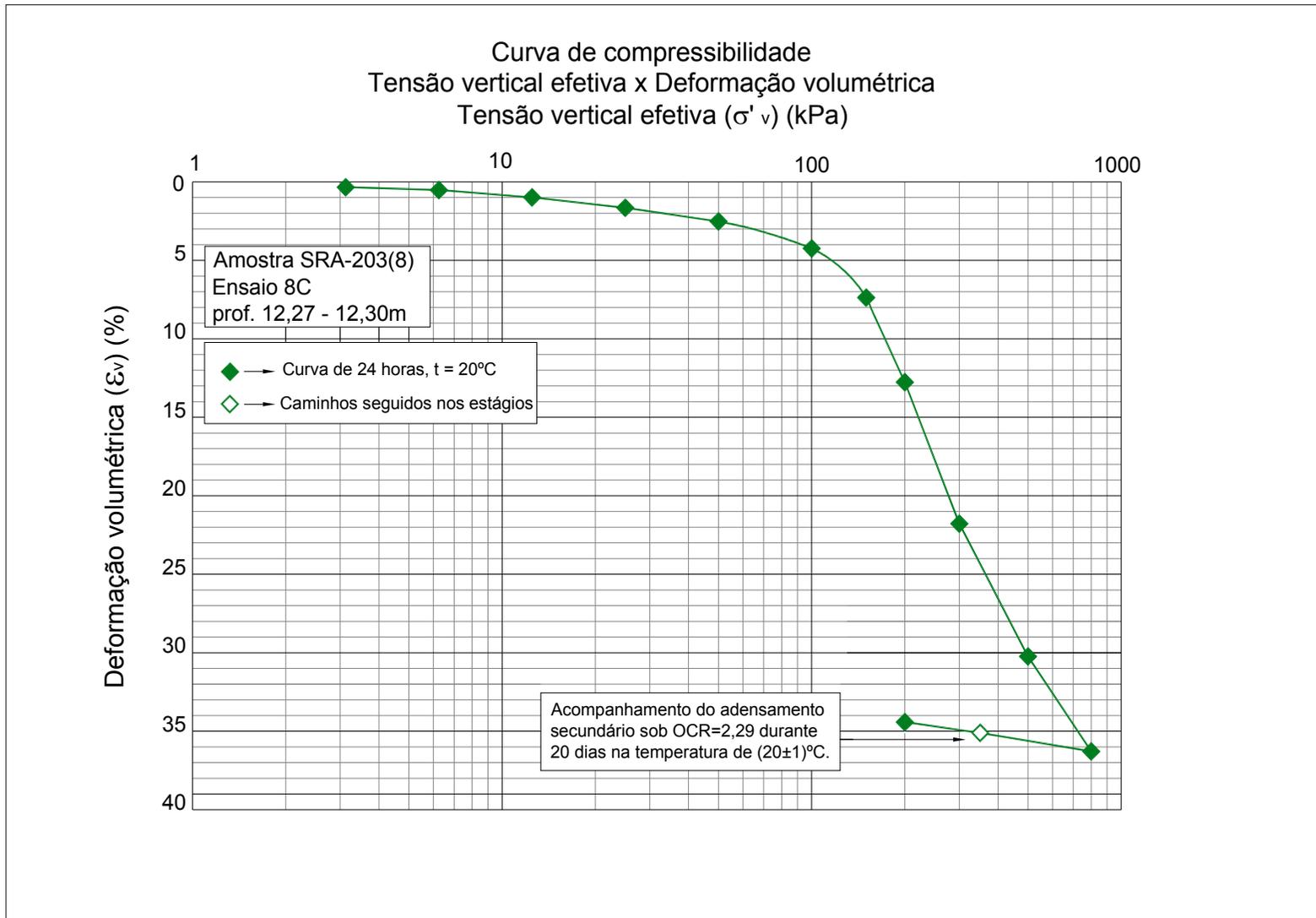


Figura 5.170 Curva ϵ_v x σ'_v – ensaio 8C.

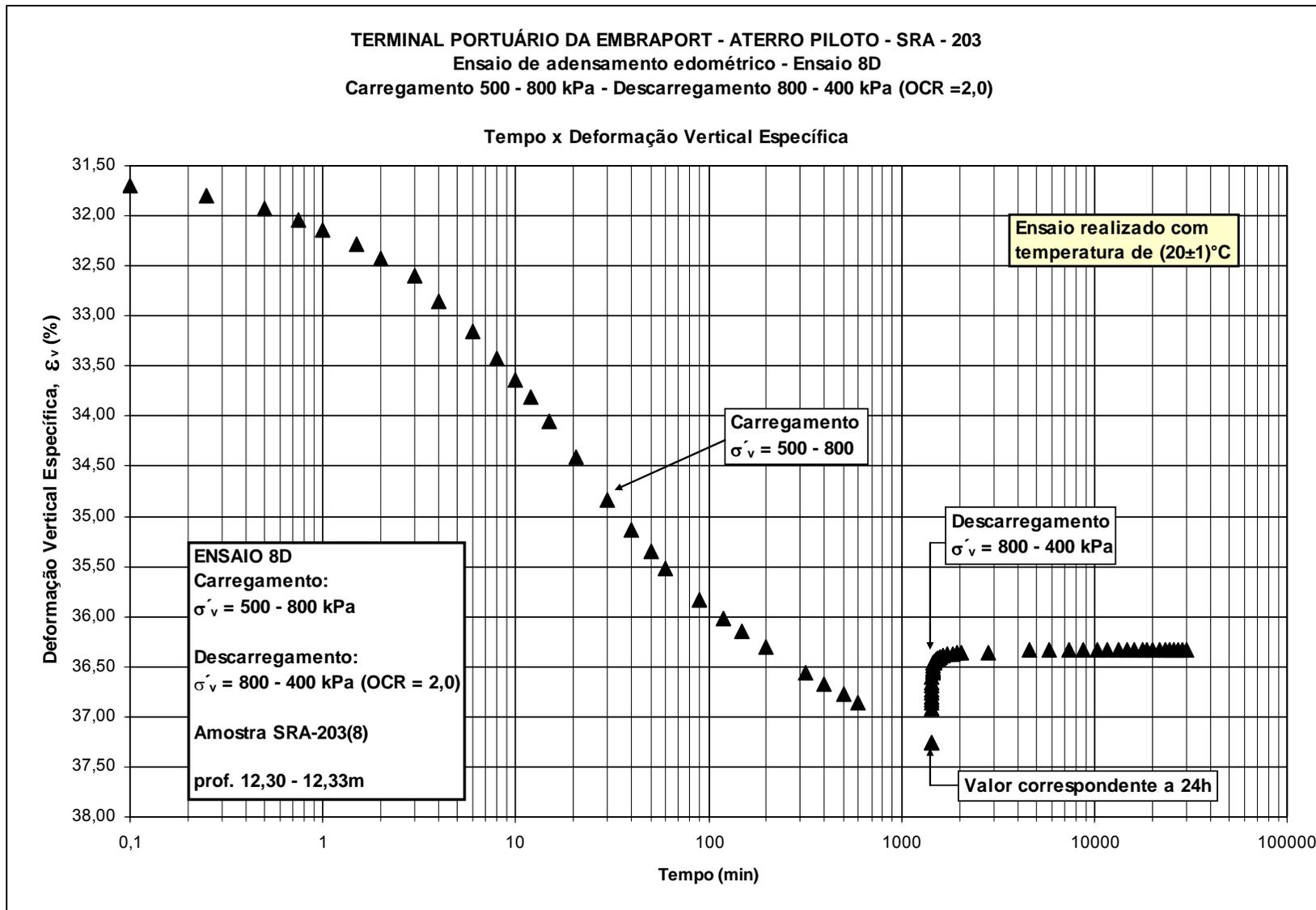


Figura 5.171 Carregamento de 500 para 800 kPa seguido de descarregamento de 800 para 400 kPa – ensaio8D.

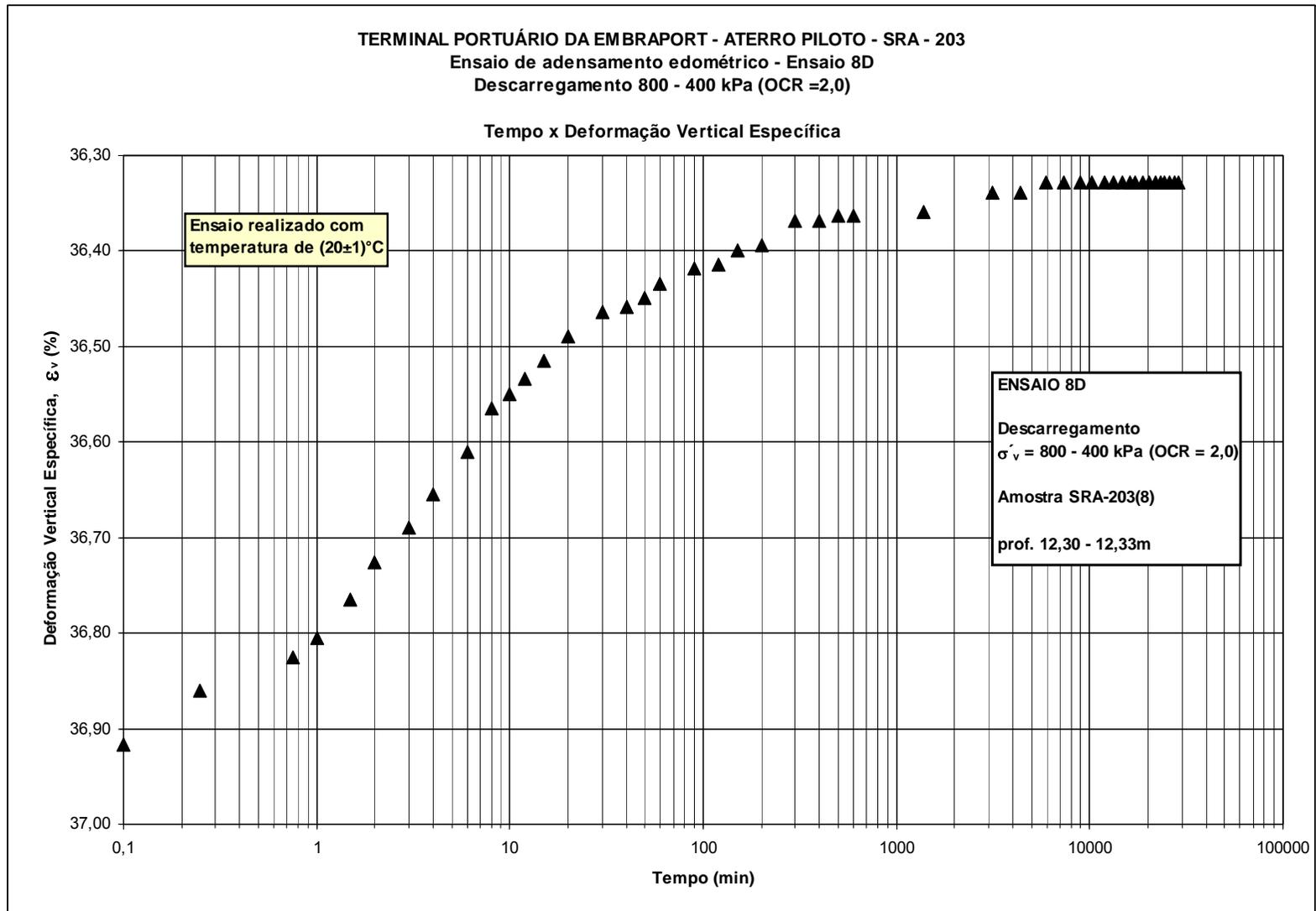


Figura 5.172 Descarregamento de 800 para 400 kPa – ensaio 8D

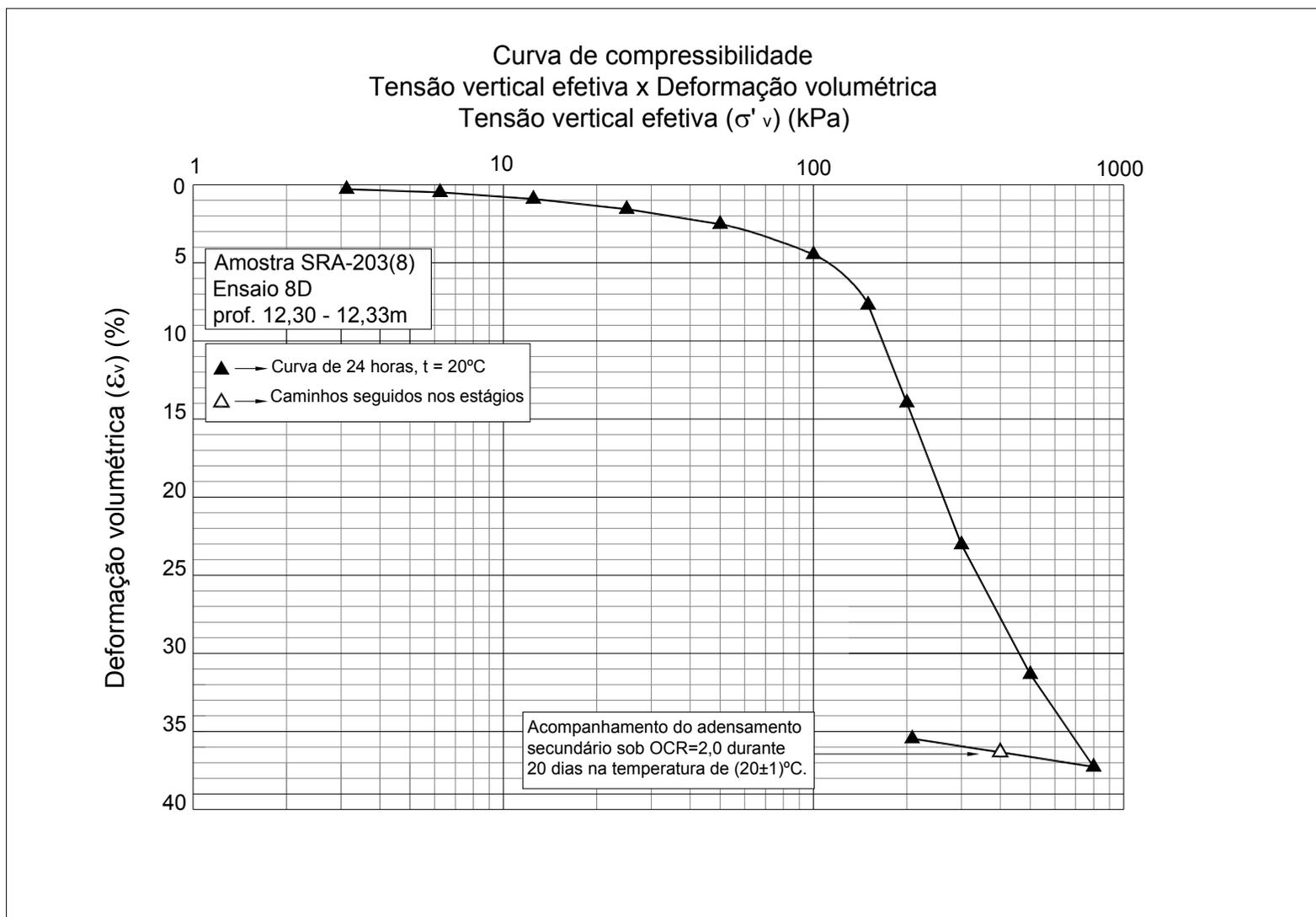


Figura 5.173 Curva ϵ_v x σ'_v – ensaio 8D.

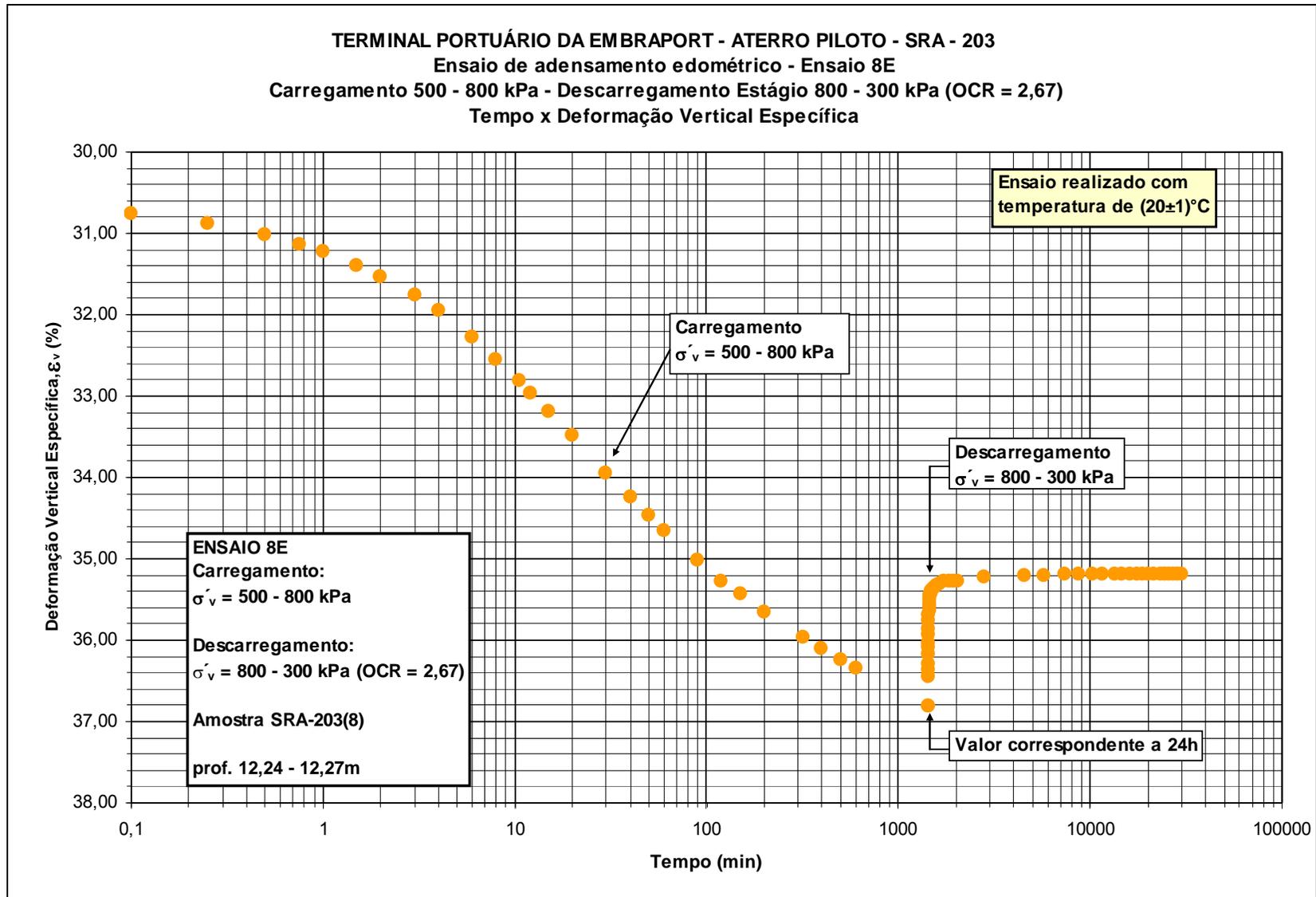


Figura 5.174 Carregamento de 500 para 800 kPa seguido de descarregamento de 800 para 300 kPa – ensaio8E.

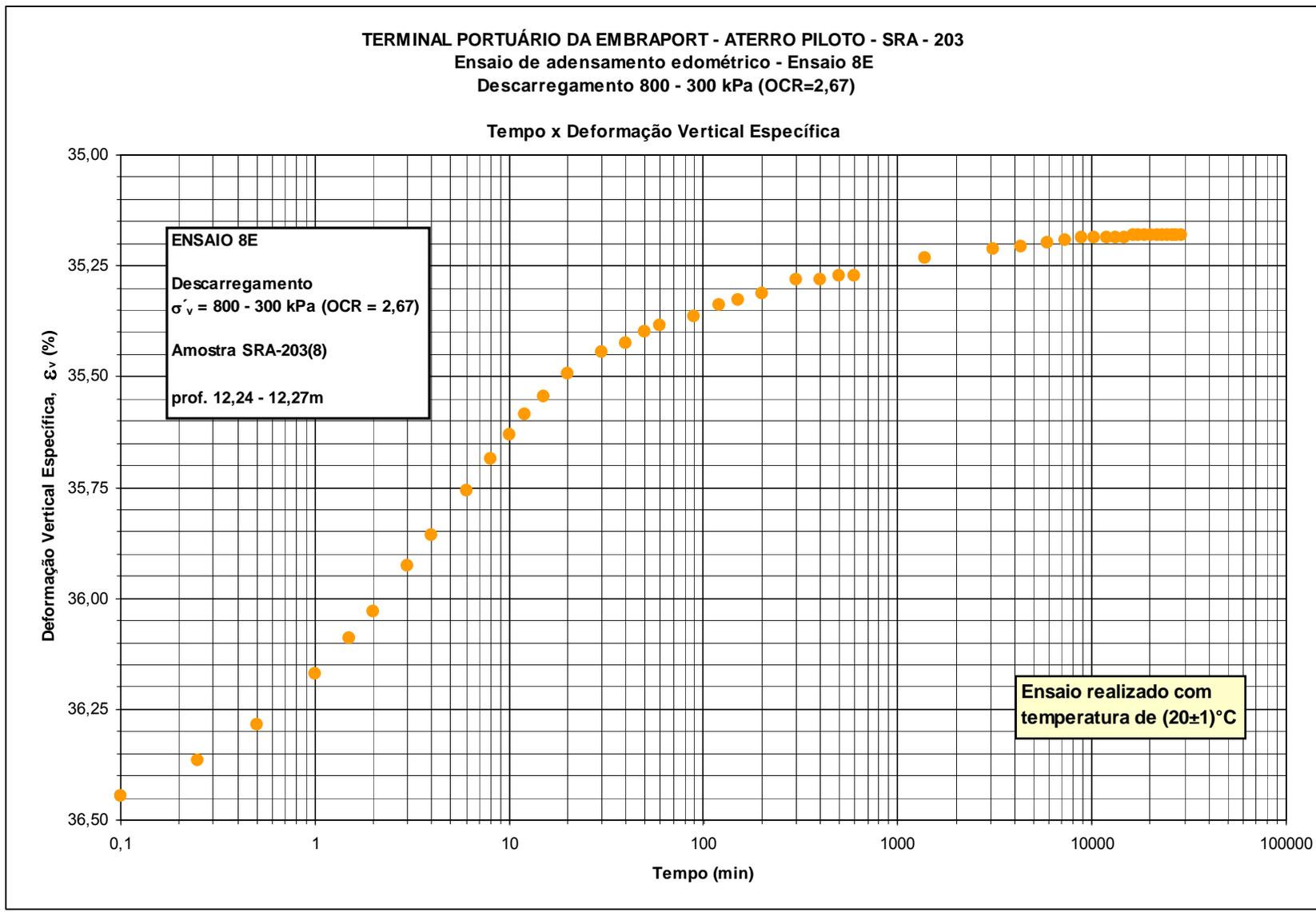


Figura 5.175 Descarregamento de 800 para 300 kPa – ensaio 8E

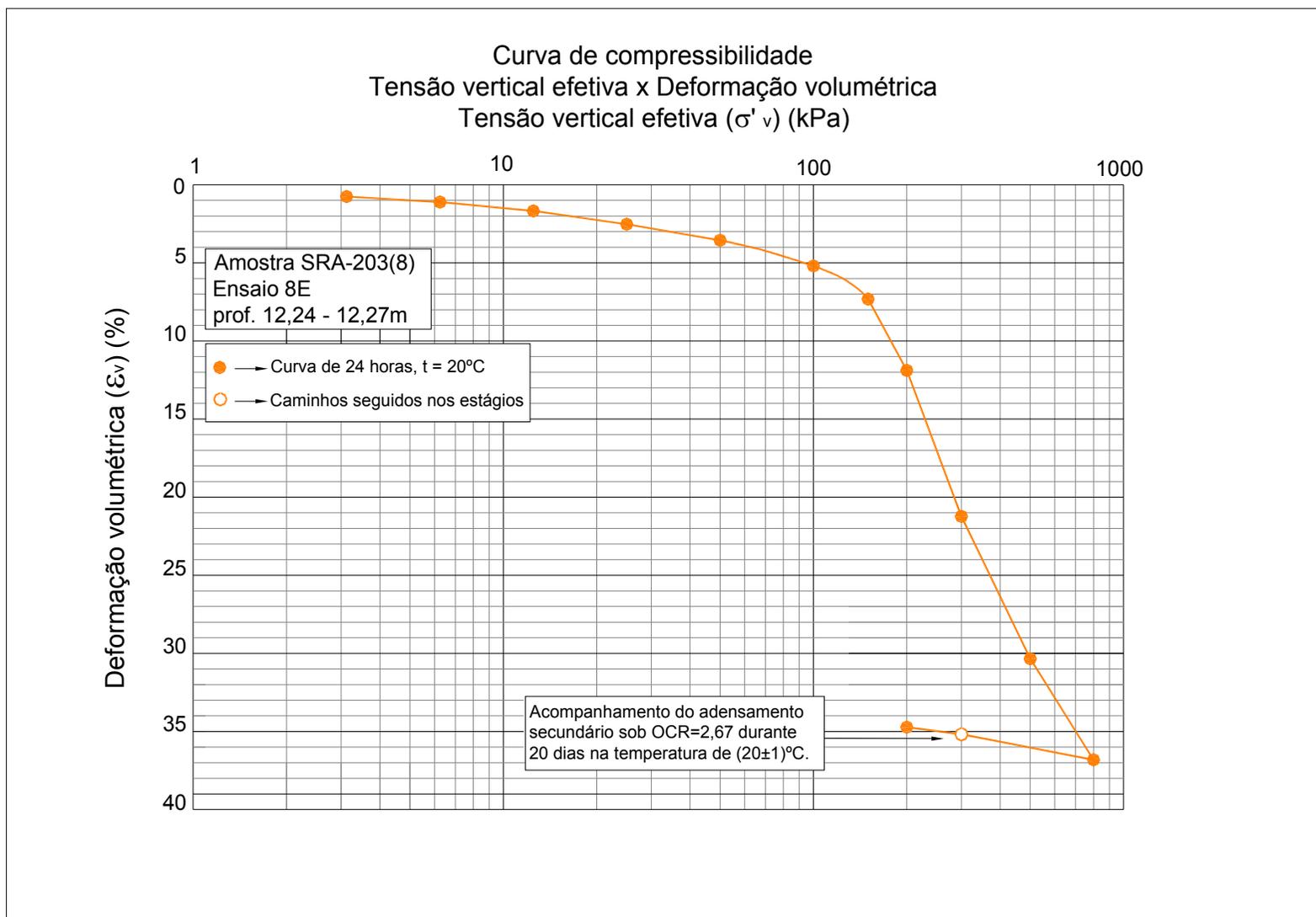


Figura 5.176 Curva ϵ_v x σ'_v – ensaio 8E.

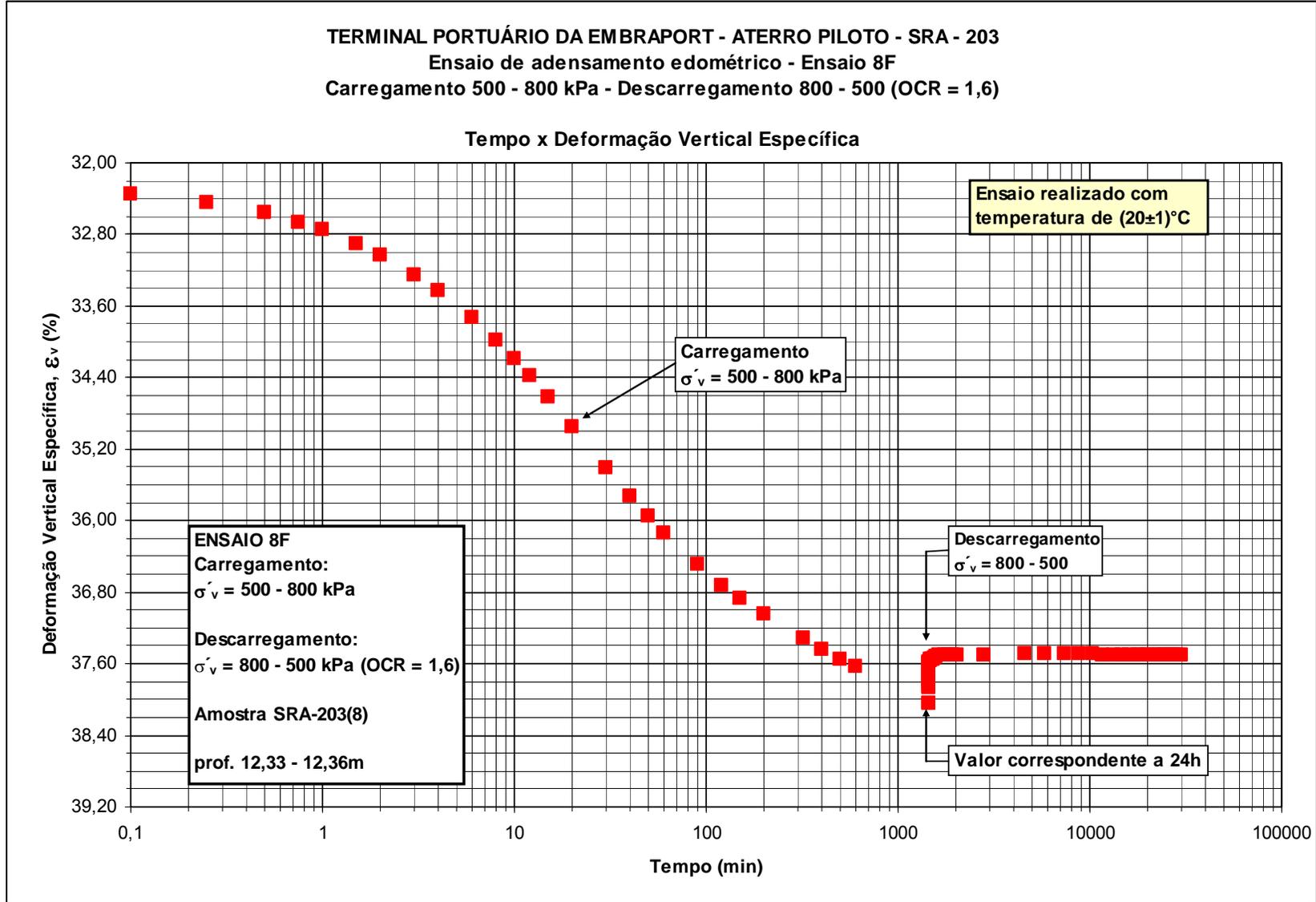


Figura 5.177 Carregamento de 500 para 800 kPa seguido de descarregamento de 800 para 500 kPa – ensaio8F.

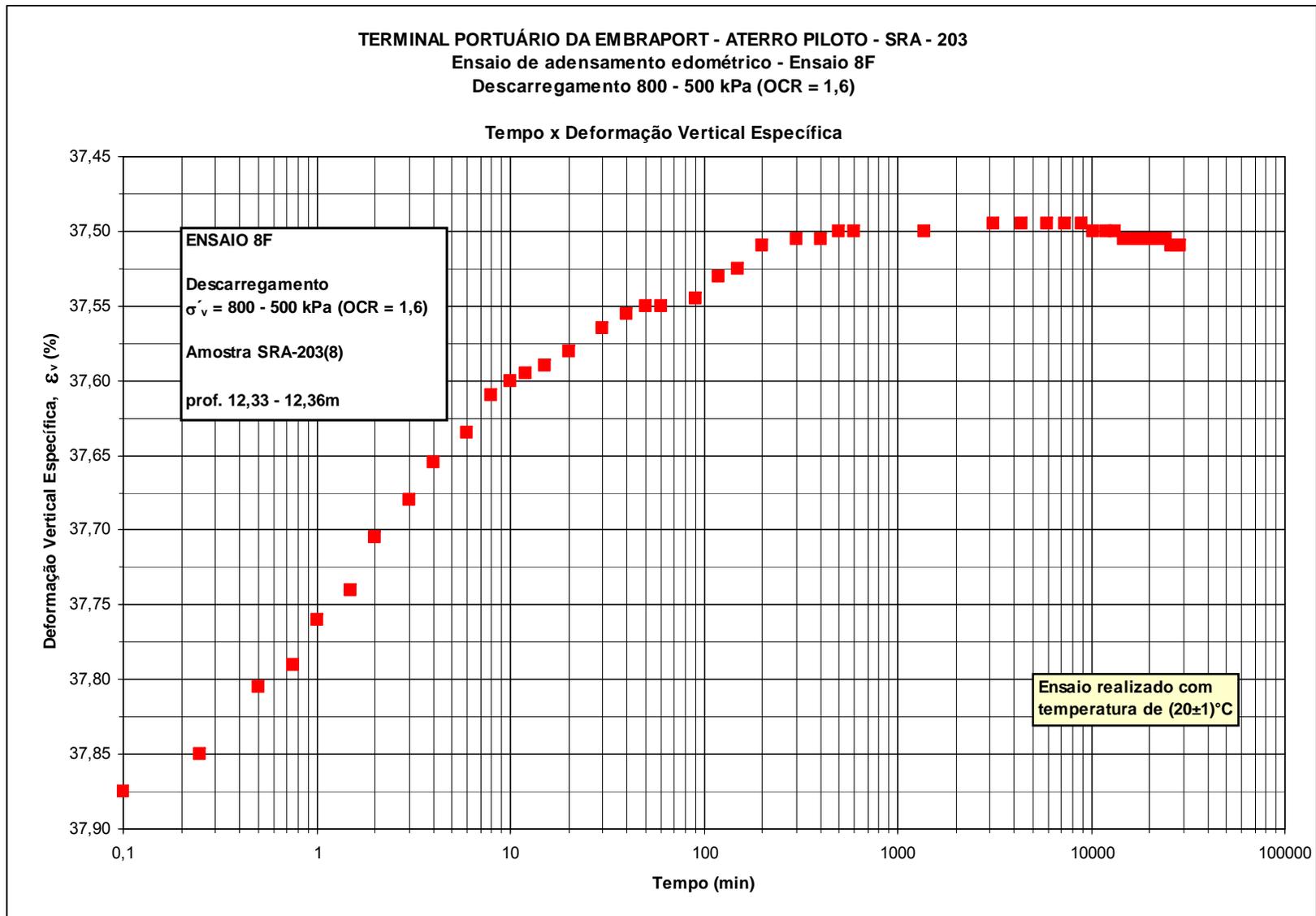


Figura 5.178 Descarregamento de 800 para 500 kPa – ensaio 8F

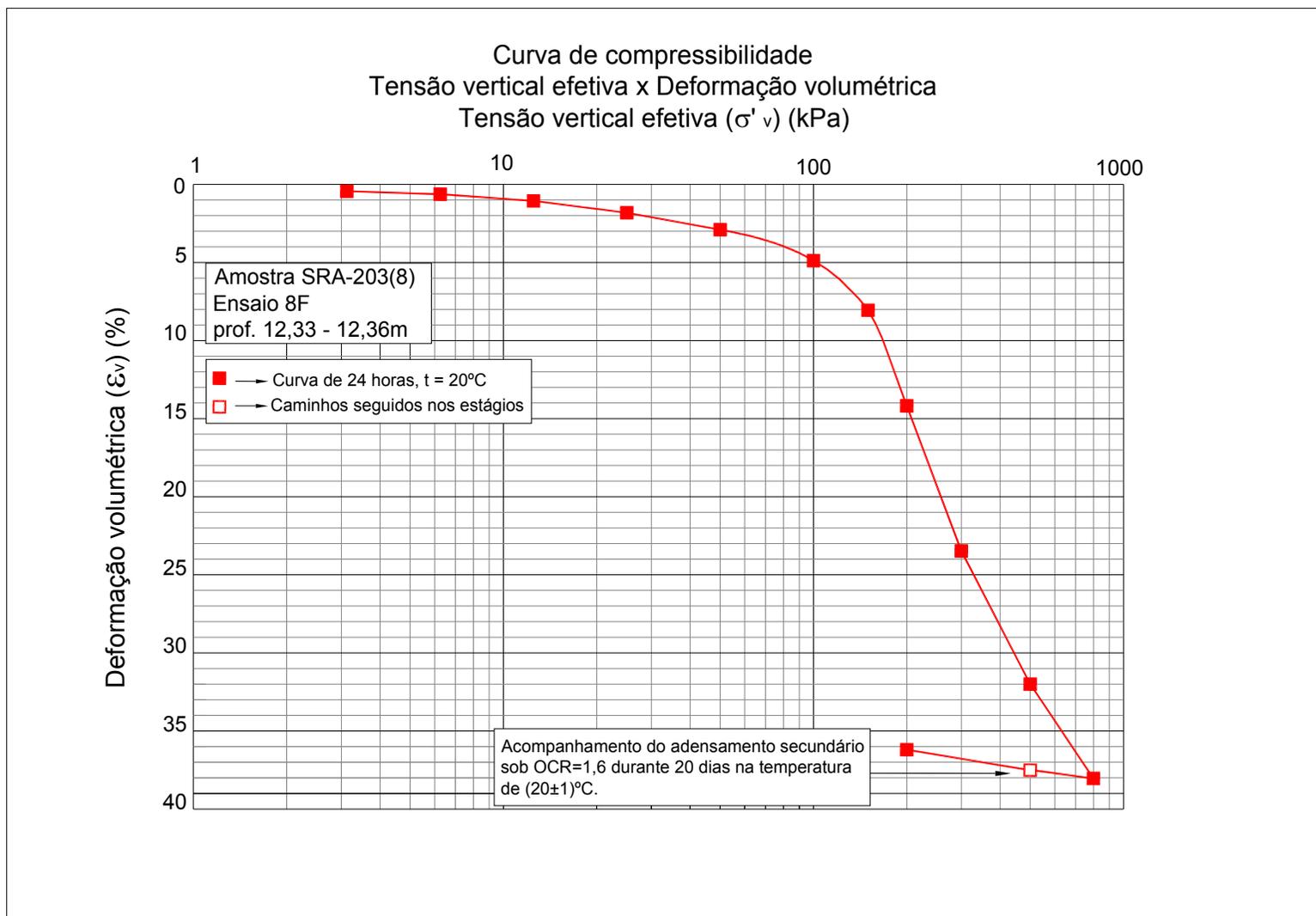


Figura 5.179 Curva ϵ_v x σ'_v – ensaio 8F.

Tabela 5.11 Tipos de Ensaios e Sequências de Estágios de Carregamento para a Amostra SRA - 203(8)

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Tipos de ensaio	Tensão vertical (kPa)	Duração (dias)	Sequência de estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
SRA203(8)	12,00 - 12,60	8C	CP8C	12,27 - 12,30	Secundário - OCR (2,29)	350	20	3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 350 (acompanhamento) - 200
		8D	CP8D	12,30 - 12,33	Secundário - OCR (2,00)	400		3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 400 (acompanhamento) - 200
		8E	CP8E	12,24 - 12,27	Secundário - OCR (2,67)	300		3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 300 (acompanhamento) - 200
		8F	CP8F	12,33 - 12,36	Secundário - OCR (1,60)	500		3,13 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 150 - 200 - 300 - 500 - 800 - 500 (acompanhamento) - 200

Na tabela (5.11) está apresentado um histórico dos ensaios 8C, 8D, 8E e 8F. Para fins comparativos, o leitor é remetido de volta às figuras (5.125) e (5.126), onde são encontradas as curvas $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ e $c_v \times$ tensão vertical efetiva média dos referidos ensaios. Tais figuras foram apresentadas na relação de ensaios de adensamento convencionais, porque, a menos dos descarregamentos feitos após 800 kPa, as condições de tais ensaios foram idênticas às dos ensaios de adensamento convencionais.

Tabela 5.12 Dados dos corpos de prova dos ensaios especiais.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Corpo de prova	Profundidade corpo de prova (m)	Umidade w (%)	Densidade dos grãos G	Grau de saturação S (%)	Índice de vazio inicial e_0	Peso específico natural γ_{nat} (kN/m ³)
SRA-203(1)	5,10 - 5,70	CP1A(*)	5,55 - 5,65	48,5	2,64	99	1,30	17,1
		CP1B(*)	5,55 - 5,65	50,8		99	1,35	16,9
		CP1C(*)	5,55 - 5,65	51,3		99	1,37	16,8
		CP1D(*)	5,55 - 5,65	51,3		94	1,44	16,3
SRA-203(2)	6,00 - 6,60	CP2A(*)	6,48 - 6,55	39,2	2,65	93	1,11	17,5
		CP2B(*)	6,48 - 6,55	40,0		95	1,11	17,5
		CP2C(*)	6,40 - 6,48	36,3		90	1,07	17,4
		CP2D(*)	6,40 - 6,48	36,6		97	1,00	18,1
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	CP3A(*)	7,25 - 7,32	57,1	2,64	97	1,55	16,3
		CP3B(*)	7,32 - 7,40	65,1		100	1,69	16,2
		CP3C(*)	7,25 - 7,32	59,5		100	1,52	16,7
		CP3D(*)	7,32 - 7,40	66,5		96	1,83	15,6
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	CP4A(*)	8,38 - 8,46	85,8	2,60	100	2,24	14,9
		CP4B(*)	8,46 - 8,53	87,7		100	2,26	15,0
		CP4C(*)	8,38 - 8,46	83,3		100	2,17	15,0
		CP4D(*)	8,46 - 8,53	86,6		97	2,31	14,6
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	CP5A(*)	9,34 - 9,39	77,7	2,62	100	1,97	15,7
		CP5B(*)	9,39 - 9,45	78,6		100	2,02	15,5
		CP5C(*)	9,39 - 9,45	80,2		98	2,14	15,0
		CP5D(*)	9,45 - 9,53	-		-	-	-
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	CP6A(*)	10,50 - 10,55	100,1	2,53	100	2,53	14,3
		CP6B(*)	10,43 - 10,50	101,5		100	2,57	14,3
		CP6C(*)	10,43 - 10,50	105,9		100	2,60	14,5
		CP6D(*)	10,43 - 10,50	100,7		99	2,58	14,2
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	CP7A	11,39 - 11,42	90,6	2,55	98	2,35	14,5
		CP7B	11,36 - 11,39	95,8		100	2,43	14,5
		CP7C	11,42 - 11,49	84,1		97	2,21	14,6
		CP7D	11,42 - 11,49	84,2		98	2,18	14,8
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	CP8C	12,27 - 12,30	79,5	2,59	96	2,18	14,8
		CP8D	12,30 - 12,33	82,7		99	2,19	15,0
		CP8E	12,24 - 12,27	81,2		99	2,15	15,1
		CP8F	12,33 - 12,36	83,4		100	2,19	15,1

Na tabela (5.12) estão apresentados os dados dos corpos de prova dos ensaios de adensamento convencionais. Os dados referentes aos corpos de prova com (*) foram obtidos por Aguiar (2008).

5.6 – PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Os parâmetros de compressibilidade, a saber: índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c), índice de expansão (C_e) e a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), obtidos para cada corpo de prova, estão apresentados nas tabelas (5.13), (5.14) e (5.15).

A tensão de sobreadensamento foi determinada pelo método de Pacheco Silva (1970).

Os valores de C_r , C_c e C_e foram calculados de acordo com o esquema mostrado na figura (5.180).

Nas tabelas (5.13) e (5.14) os índices de compressão, de recompressão, de expansão e a tensão de sobreadensamento foram determinados a partir das curvas de compressão correspondentes à velocidade 10^{-6}s^{-1} . Na tabela (5.15), C_r , C_c e C_e foram calculados a partir das curvas de compressão correspondentes aos estágios de 24 horas. Os ensaios que aparecem assinalados com (*) foram realizados por Aguiar (2008) e os ensaios cujos valores aparecem em itálico referem-se a corpos de prova remoldados no laboratório.

Não foram determinados os parâmetros de compressibilidade dos ensaios realizados nas amostras SRA-203(2) e SRA-203(12), devido ao fato de tais amostras serem bastante arenosas e, por esse motivo, não apresentarem a tensão de sobreadensamento bem definida.

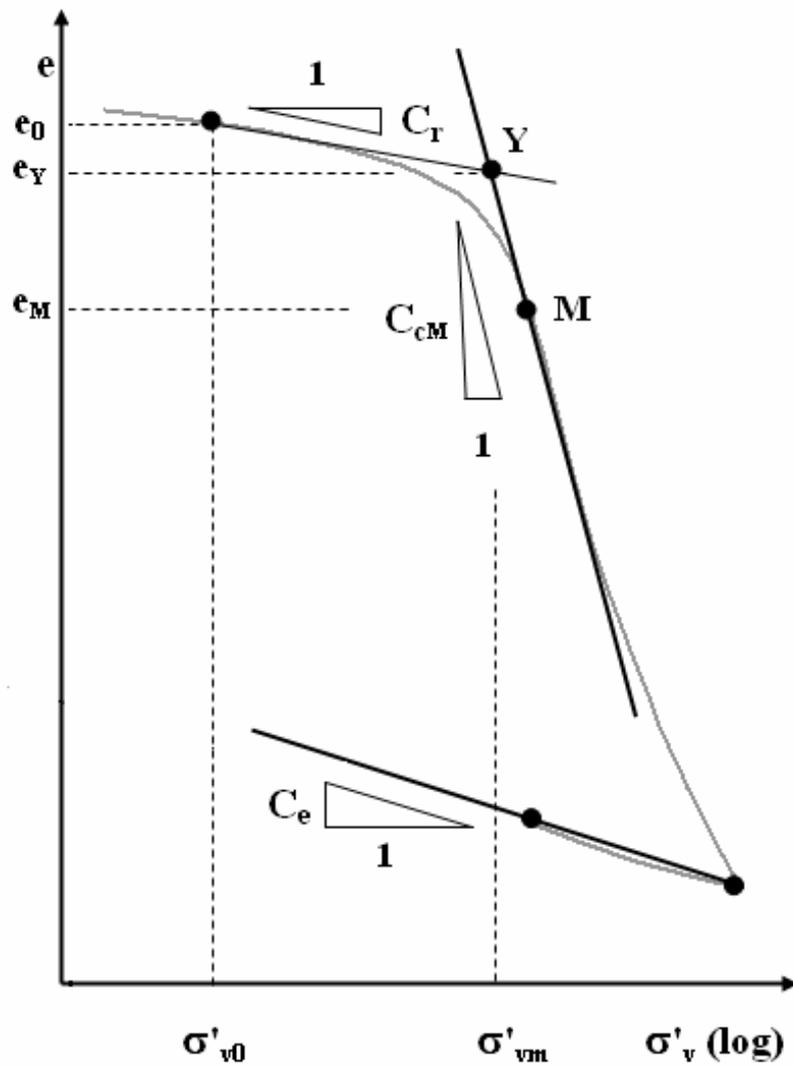


Figura 5.180 Procedimento para a obtenção dos parâmetros C_r , C_c e C_e .

As figuras (5.181) e (5.182) apresentam, respectivamente, os perfis dos parâmetros de compressibilidade obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes à velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}_v$) igual a 10^{-6}s^{-1} e a 24 horas.

Tabela 5.13 Parâmetros obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes à condição $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$.

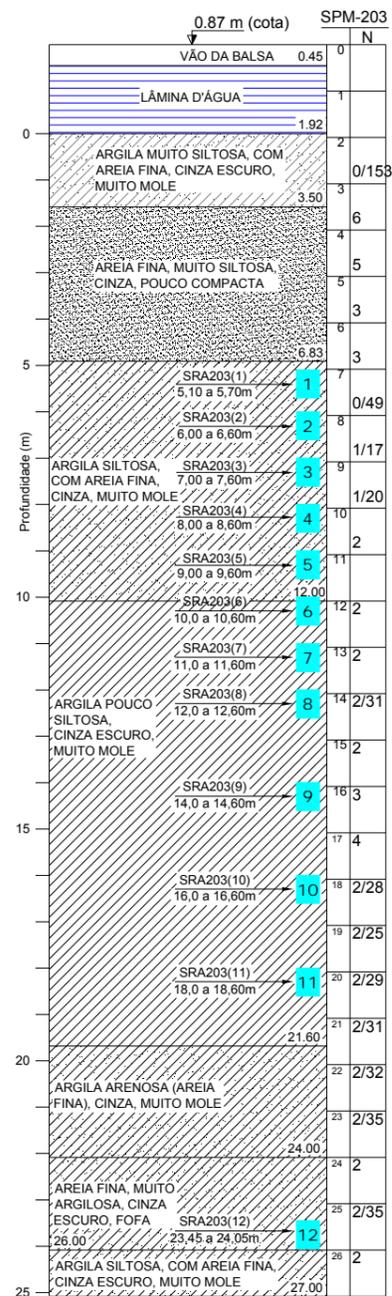
Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade do corpo de prova (m)	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cc/(1+e ₀)	Cr	Ce
SRA-203(1)	5,10 - 5,70	1A(*)	CP1A	5,55 - 5,65	100	0,48	0,21	0,08	0,02
		1B(*)	CP1B	5,55 - 5,65	100	0,46	0,20	0,09	0,02
		1C(*)	CP1C	5,55 - 5,65	92	0,51	0,22	0,09	0,02
		1D(*)	CP1D	5,55 - 5,65	90	0,57	0,23	0,10	0,02
SRA-203(2)	6,00 - 6,60	2A(*)	CP2A	6,48 - 6,55	-	-	-	-	-
		2B(*)	CP2B	6,48 - 6,55	-	-	-	-	-
		2C(*)	CP2C	6,40 - 6,48	-	-	-	-	-
		2D(*)	CP2D	6,40 - 6,48	-	-	-	-	-
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	3A(*)	CP3A	7,25 - 7,32	105	0,80	0,31	0,10	0,06
		3B(*)	CP3B	7,32 - 7,40	100	0,86	0,32	0,10	0,06
		3C(*)	CP3C	7,25 - 7,32	120	0,66	0,26	0,11	0,05
		3D(*)	CP3D	7,32 - 7,40	35	0,67	0,23	-	0,06
		3E	CP3E	7,13 - 7,16	110	0,78	0,31	0,12	-
		3F	CP3F	7,16 - 7,19	119	0,72	0,29	0,15	-
		3G	CP3G	7,10 - 7,13	120	0,77	0,32	0,11	-
		3H	CP3H	7,19 - 7,25	105	0,69	0,28	0,16	-
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	4A(*)	CP4A	8,38 - 8,46	170	1,91	0,59	0,14	0,15
		4B(*)	CP4B	8,46 - 8,53	165	1,73	0,53	0,19	0,15
		4C(*)	CP4C	8,38 - 8,46	170	1,89	0,60	0,19	0,13
		4D(*)	CP4D	8,46 - 8,53	70	0,90	0,27	0,47	0,15
		4E	CP4E	8,24 - 8,28	139	1,72	0,53	0,16	-
		4F	CP4F	8,28 - 8,32	140	1,69	0,53	0,16	-
		4G	CP4G	8,20 - 8,24	132	1,69	0,54	0,19	-
		4H	CP4H	8,32 - 8,38	152	1,86	0,58	0,12	-
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	5A(*)	CP5A	9,34 - 9,39	170	1,56	0,53	0,17	0,10
		5B(*)	CP5B	9,39 - 9,45	165	1,53	0,51	0,20	0,11
		5C(*)	CP5C	9,39 - 9,45	155	1,42	0,45	0,18	0,11
		5D(*)	CP5D	9,45 - 9,53	65	0,66	-	0,50	0,11
		5E	CP5E	9,20 - 9,24	149	1,64	0,50	0,17	-
		5F	CP5F	9,24 - 9,28	156	1,56	0,49	0,17	-
		5G	CP5G	9,17 - 9,20	108	1,28	0,39	0,41	-
		5H	CP5H	9,28 - 9,34	145	1,44	0,46	0,14	-
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	6A(*)	CP6A	10,50 - 10,55	175	2,22	0,63	0,15	0,16
		6B(*)	CP6B	10,43 - 10,50	175	2,18	0,61	0,20	0,14
		6C(*)	CP6C	10,43 - 10,50	180	2,37	0,66	0,21	0,17
		6D(*)	CP6D	10,43 - 10,50	80	1,17	0,33	-	0,10
		6E	CP6E	10,25 - 10,28	185	2,23	0,65	0,21	-
		6F	CP6F	10,28 - 10,31	181	2,35	0,69	0,19	-
		6G	CP6G	10,22 - 10,25	176	1,93	0,58	0,22	-
		6H	CP6H	10,36 - 10,43	182	2,44	0,72	0,16	-

Tabela 5.14 Parâmetros obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes à condição $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade do corpo de prova (m)	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cc/(1+e ₀)	Cr	Ce
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	7A	CP7A	11,39 - 11,42	160	2,06	0,58	0,23	0,11
		7B	CP7B	11,36 - 11,39	150	1,96	0,54	0,30	0,12
		7C	CP7C	11,42 - 11,49	155	1,73	0,51	0,27	0,12
		7D	CP7D	11,42 - 11,49	55	0,95	0,28	0,45	0,13
		7E	CP7E	11,22 - 11,26	151	2,29	0,65	0,22	-
		7F	CP7F	11,26 - 11,30	155	2,24	0,65	0,25	-
		7G	CP7G	11,14 - 11,18	153	2,27	0,67	0,21	-
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	8A	CP8A	12,45 - 12,50	145	1,67	0,52	0,22	0,12
		8B	CP8B	12,40 - 12,45	130	1,54	0,49	0,24	0,11
		8C	CP8C	12,27 - 12,30	157	1,76	0,55	0,22	-
		8D	CP8D	12,30 - 12,33	147	1,76	0,55	0,23	-
		8E	CP8E	12,24 - 12,27	173	1,82	0,58	0,18	-
		8F	CP8F	12,33 - 12,36	148	1,85	0,58	0,24	-
SRA-203(9)	14,00 - 14,60	9A	CP9A	14,40 - 14,45	200	1,41	0,49	0,24	0,12
		9B	CP9B	14,45 - 14,50	200	1,46	0,50	0,16	0,12
		9C	CP9C	14,32 - 14,35	184	1,46	0,47	0,13	-
		9D	CP9D	14,35 - 14,38	200	1,50	0,50	0,18	-
		9E	CP9E	14,29 - 14,32	184	1,63	0,55	0,15	-
		9F	CP9F	14,38 - 14,40	174	1,41	0,48	0,20	-
SRA-203(10)	16,00 - 16,60	10A	CP10A	16,50 - 16,55	200	1,80	0,63	0,17	0,13
		10B	CP10B	16,45 - 16,50	190	1,86	0,63	0,33	0,12
		10C	CP10C	16,33 - 16,36	179	1,87	0,60	0,21	-
		10D	CP10D	16,39 - 16,42	174	1,61	0,54	0,26	-
		10E	CP10E	16,29 - 16,33	184	1,60	0,54	0,16	-
		10F	CP10F	16,42 - 16,45	174	1,70	0,58	0,16	-
SRA-203(11)	18,00 - 18,60	11A	CP11A	18,45 - 18,50	150	0,30	0,15	0,09	0,02
		11B	CP11B	18,50 - 18,55	160	0,31	0,16	0,07	0,02
SRA-203(12)	23,45 - 24,05	12A	CP12A	23,85 - 23,90	-	-	-	-	-
		12B	CP12B	23,90 - 23,95	-	-	-	-	-

Tabela 5.15 Parâmetros obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes a 24 Horas.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cc/(1+e ₀)	Cr	Ce
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	3E	CP3E	7,13 - 7,16	100	0,74	0,30	0,17	0,05
		3F	CP3F	7,16 - 7,19	106	0,71	0,29	0,18	0,05
		3G	CP3G	7,10 - 7,13	110	0,81	0,34	0,14	0,05
		3H	CP3H	7,19 - 7,25	96	0,70	0,29	0,19	0,05
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	4E	CP4E	8,24 - 8,28	125	1,69	0,52	0,18	0,13
		4F	CP4F	8,28 - 8,32	130	1,68	0,53	0,16	0,13
		4G	CP4G	8,20 - 8,24	120	1,66	0,53	0,20	0,12
		4H	CP4H	8,32 - 8,38	142	1,78	0,56	0,10	0,14
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	5E	CP5E	9,20 - 9,24	137	1,57	0,48	0,19	0,13
		5F	CP5F	9,24 - 9,28	144	1,55	0,49	0,20	0,13
		5G	CP5G	9,17 - 9,20	101	1,29	0,40	0,41	0,14
		5H	CP5H	9,28 - 9,34	136	1,43	0,45	0,17	0,11
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	6E	CP6E	10,25 - 10,28	171	2,18	0,64	0,20	0,18
		6F	CP6F	10,28 - 10,31	169	2,27	0,67	0,17	0,18
		6G	CP6G	10,22 - 10,25	164	2,02	0,61	0,24	0,18
		6H	CP6H	10,36 - 10,43	167	2,33	0,68	0,14	0,16
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	7E	CP7E	11,22 - 11,26	136	2,20	0,62	0,22	0,15
		7F	CP7F	11,26 - 11,30	140	2,10	0,62	0,22	0,15
		7G	CP7G	11,14 - 11,18	141	2,17	0,64	0,19	0,16
		7H	CP7H	11,30 - 11,36	138	2,21	0,63	0,17	0,16
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	8C	CP8C	12,27 - 12,30	144	1,64	0,52	0,18	0,10
		8D	CP8D	12,30 - 12,33	138	1,71	0,53	0,20	0,10
		8E	CP8E	12,24 - 12,27	154	1,73	0,55	0,18	0,11
		8F	CP8F	12,33 - 12,36	138	1,73	0,54	0,19	0,10
SRA-203(9)	14,00 - 14,60	9C	CP9C	14,32 - 14,35	176	1,54	0,50	0,22	0,13
		9D	CP9D	14,35 - 14,38	182	1,41	0,47	0,17	0,13
		9E	CP9E	14,29 - 14,32	174	1,73	0,58	0,15	0,13
		9F	CP9F	14,38 - 14,40	166	1,44	0,49	0,18	0,12
SRA-203(10)	16,00 - 16,60	10C	CP10C	16,33 - 16,36	171	1,84	0,59	0,25	0,15
		10D	CP10D	16,39 - 16,42	162	1,58	0,53	0,27	0,12
		10E	CP10E	16,29 - 16,33	179	1,63	0,55	0,20	0,13
		10F	CP10F	16,42 - 16,45	158	1,63	0,56	0,21	0,11



PERFIS DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS (VALORES CORRESPONDENTES A $\frac{d\varepsilon}{dt} = 10^{-6} s^{-1}$)

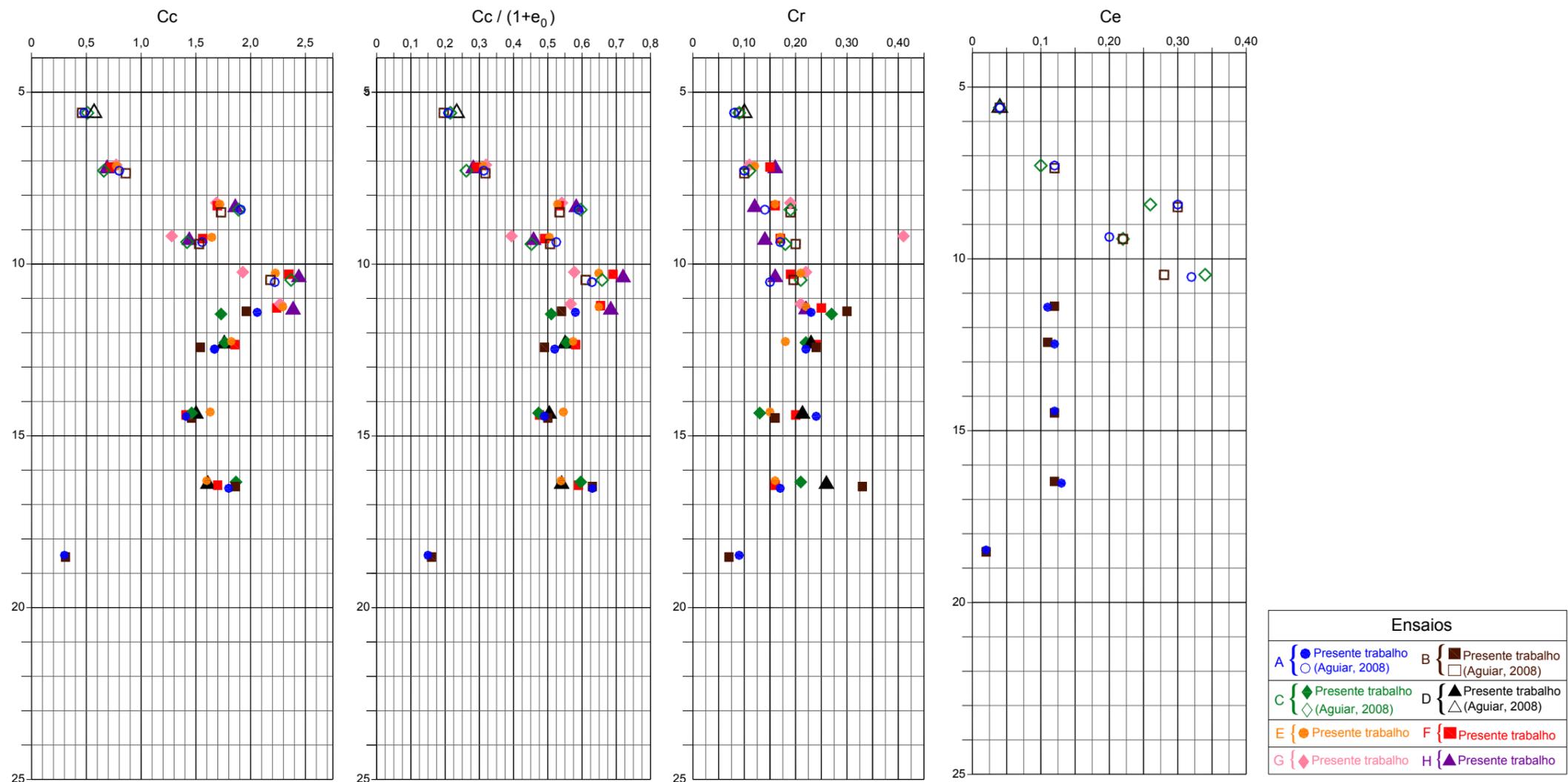
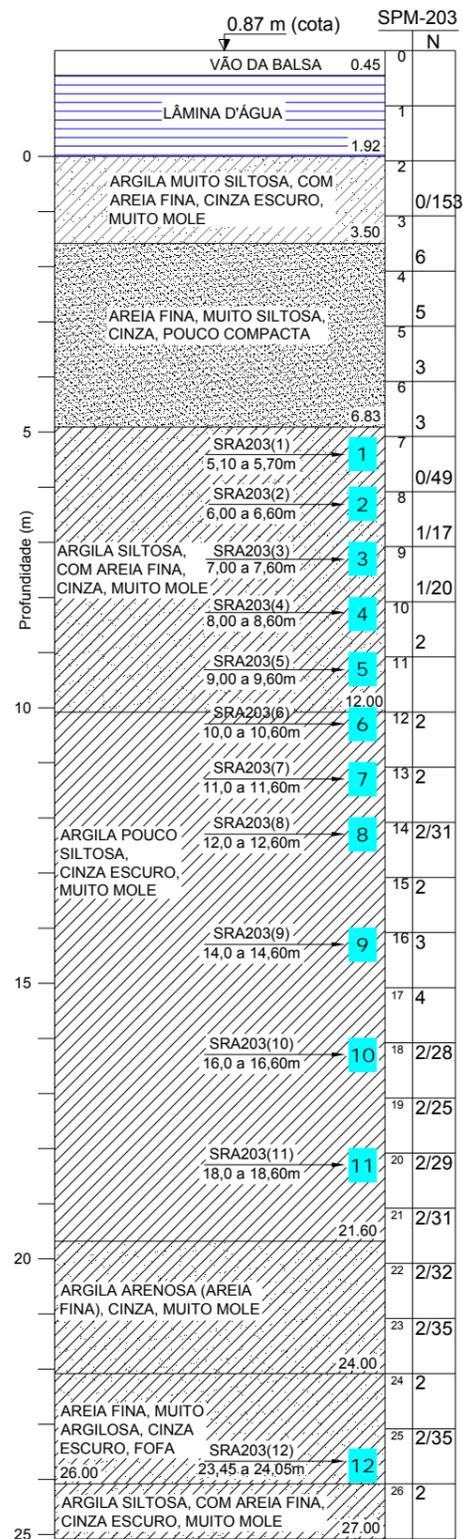


Figura 5.181 Perfis dos parâmetros de compressibilidade obtidos a partir das curvas de compressibilidade correspondente a $\dot{\varepsilon}$ igual a $10^{-6} s^{-1}$



PERFIS DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS (VALORES CORRESPONDENTES A 24 HORAS)

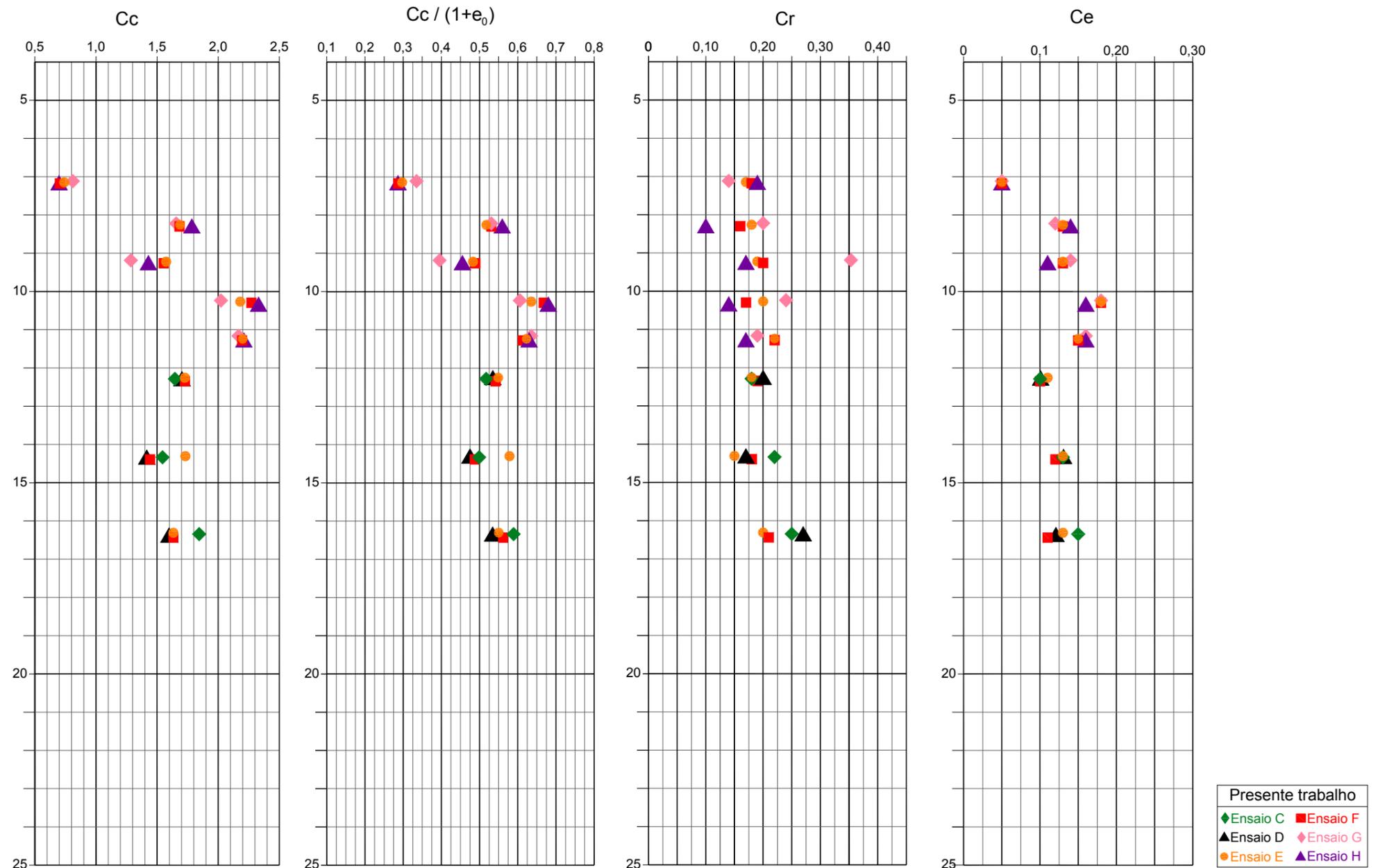


Figura 5.182 Perfis dos parâmetros de compressibilidade obtidos a partir das curvas de compressibilidade correspondente a 24 horas.

6.1 – CARACTERIZAÇÃO

6.1.1 – ESTRATIGRAFIA

Tomando-se para origem do eixo das profundidades o topo da camada de solo imediatamente abaixo da lâmina d'água, de cerca de 1,50 m, o perfil geotécnico do subsolo revelado pela sondagem SPM-203 e apresentado na figura (5.2) é constituído das seguintes camadas:

- (a) De 0,0 a 1,58 m – Argila muito siltosa, com areia fina, cinza escuro, muito mole. De acordo com Martins (2009), que acompanhou a amostragem, essa camada tem a consistência de vasa, apresentando de fato a coloração cinza escuro, mas sem apresentar vestígios de areia. De acordo com Martins (2009), a consistência dessa camada é quase a de uma suspensão e, por isso, não foram conseguidas amostras nessa camada. Essa é a razão de o amostrador padrão ter penetrado toda a camada apenas sob o peso próprio, ou seja, com N_{spt} igual a zero. Baseado na tabela (4.1) e na descrição feita por Massad (1999), tal camada é possivelmente formada por argila de mangue. Por esta razão, o peso específico a ela atribuído foi de 13 kN/m^3 , embora possa atingir, na opinião de Martins (2009), um valor mais baixo.

- (b) De 1,58 a 4,91 m - Areia fina, muito siltosa, cinza, pouco compacta. Com 3,33 m de espessura, tal camada de areia apresenta índices de resistência à penetração (N_{spt}) variando entre 3 e 6 golpes. De acordo com Martins (2009), que examinou pessoalmente a amostra no campo, trata-se de fato de uma areia praticamente pura, de cor cinza. Também nessa camada não foram obtidas amostras para ensaios de laboratório. Foi atribuído a essa camada um peso específico de 20 kN/m^3 . A justificativa para a adoção desse valor será dada adiante.

- (c) De 4,91 a 10,08 m – Argila siltosa, com areia fina, cinza, muito mole. De acordo com a sondagem SPM-203, essa seria uma camada homogênea com espessura de 5,17 m e N_{spt} entre 0 e 3. Entretanto, o exame táctil-visual das amostras indeformadas SRA-203(1) a SRA-203(5) revelou haver entre 4,91 e 10,08 m duas subcamadas. Uma camada mais arenosa entre 4,91 e 8,00 m e outra mais argilosa entre 8,00 e 10,08 m. Como se verá no item 6.1.2, isso foi confirmado pelos ensaios de caracterização.
- (d) De 10,08 a 19,68 m – Argila pouco siltosa, cinza-escuro, muito mole. De acordo com a sondagem SPM-203, essa camada teria espessura de 9,60 m e N_{spt} entre 2 e 4. Entretanto, a análise táctil visual da amostra SRA-203(11) revela que tal amostra é arenosa e que, portanto, a camada de argila mole termina entre 16,60 e 18,00 m. Adotar-se-á nesta dissertação a profundidade de 17,00 m como o limite inferior da camada de argila mole. Maiores detalhes a respeito da identificação das mudanças de camadas serão dados no item 6.1.2.
- (e) De 19,68 a 22,08 m – Argila arenosa (areia fina), cinza, muito mole. Nessa camada de 2,40 m de espessura e N_{spt} igual a 2, não foram retiradas amostras indeformadas e, portanto, serão mantidas a descrição e a espessura dadas pela sondagem SPM-203.
- (f) De 22,08 a 24,08 m – Areia fina, muito argilosa, cinza escuro, fofa. Nessa camada de 2,00 m de espessura e N_{spt} igual a 2, o exame da amostra SRA-203(12), como se verá no item 6.1.2, confirmou a predominância de areia assinalada na sondagem SPM-203.

De 24,08m em diante não foram retiradas amostras indeformadas. Assim, a identificação das camadas a partir da referida profundidade é aquela dada pela sondagem SPM-203. A referida sondagem se estendeu até o impenetrável à lavagem e seu perfil está apresentado na figura (5.2).

Finalizando este item, as observações acima aliadas aos ensaios de caracterização analisados a seguir e as informações dadas na tabela (4.1) permitem estabelecer a estratigrafia local como:

De 0,00 a 1,58m – Argila cinza-escuro, muito mole (argila de mangue).

De 1,58 a 4,91 m – Areia cinza, fina, pouco compacta.

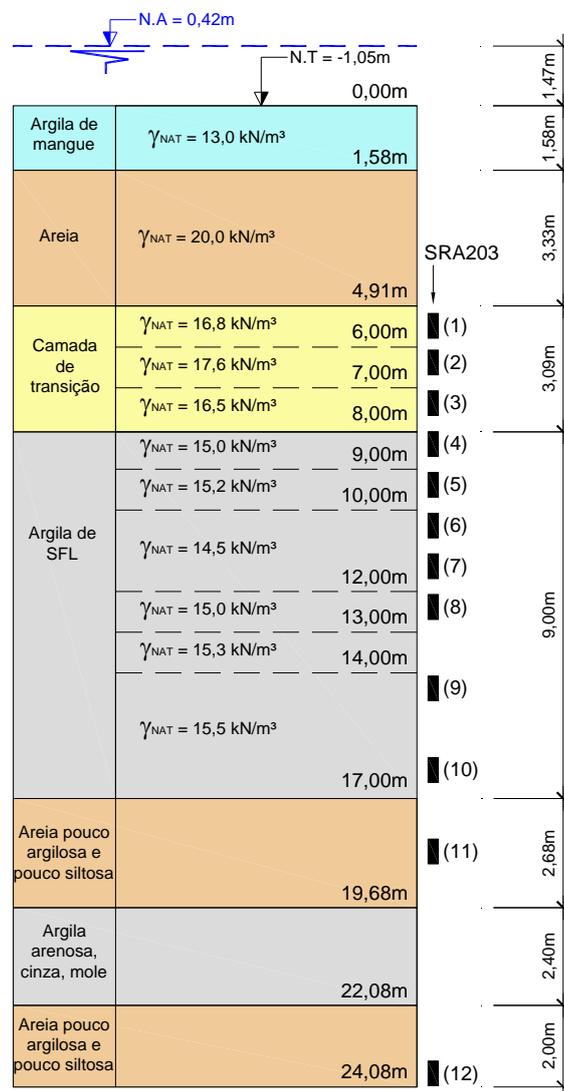
De 4,91 a 8,00 m – Areia siltosa com argila de cor cinza (camada de transição).

De 8,00 a 17,00 m – Argila siltosa cinza-escuro, muito mole a mole (Argila de SFL).

De 17,00 a 19,68 m – Areia pouco argilosa e pouco siltosa de cor cinza.

De 19,68 a 22,08 m – Argila arenosa cinza mole.

De 22,08 a 24,08 – Areia pouco argilosa e pouco siltosa de cor cinza.



Obs.: Valores de γ são os médios obtidos pelo presente trabalho e por Aguiar (2008).

Figura 6.1 Estratigrafia do local segundo a sondagem SPM-203, modificada após exame táctil visual das amostras indeformadas e ensaios de caracterização.

6.1.2– ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Nestes itens são descritas as amostras quando de sua abertura para a moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de adensamento. São também discutidos os resultados dos ensaios de caracterização e determinação de matéria orgânica a que todas elas foram submetidas.

- **Amostra SRA-203(1) - profundidade de 5,10 a 5,70 m**

Com exceção da determinação do teor de matéria orgânica, todos os resultados referentes a essa amostra foram obtidos por Aguiar (2008). A abertura da amostra revelou pequenos pedaços de madeira, veios de areia e vestígios de conchas. Os ensaios de caracterização revelaram tratar-se de um solo com a composição de areia (42%), silte (38%) e argila (20%). Os valores dos limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 51% e 21%. O valor da densidade dos grãos foi de 2,64 e o teor de matéria orgânica de 2,4%. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento revelaram os seguintes valores médios: peso específico natural de 16,8 kN/m³, umidade de 50,5%, índice de vazios de 1,37 e grau de saturação 98%. Estes resultados divergem da classificação de argila dada na sondagem SPM-203. Trata-se, portanto, de uma areia.

- **Amostra SRA-203(2) - profundidade de 6,00 a 6,60 m**

Os resultados correspondentes a essa amostra foram também obtidos por Aguiar (2008), exceção feita à determinação do teor de matéria orgânica. O exame das amostras indeformadas revelou tratar-se de solo com pequenos pedaços de vegetais em decomposição e vestígios de conchas. A areia nessa amostra mostrou-se mais perceptível ao tato, o que foi confirmado pela análise granulométrica. A granulometria revelou as seguintes frações: areia (69%), silte (19%) e argila (12%). Os valores dos limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 34% e 13%. O valor da densidade dos grãos foi de 2,65 e o teor de matéria orgânica de 0,7%. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico natural de 17,6 kN/m³, umidade de 38%, índice de vazios 1,07 e grau de saturação de 94%. Esses resultados também divergem da classificação de argila dada na

sondagem SPM-203. Entretanto, todos os resultados são coerentes com o caráter arenoso da amostra.

Amostra SRA-203(3) - profundidade de 7,00 a 7,60 m

O exame tátil visual dessa amostra revelou veios de areia e alguns canaliculos, provavelmente provocados por algum vegetal decomposto. Na moldagem de um dos corpos de prova notou-se “maciez” ao tato, não se percebendo a presença de areia. A caracterização realizada por Aguiar (2008) apresentou os seguintes resultados: 44% de areia, 25% de silte e 31% de argila. Os valores dos limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 71% e 26%. O valor da densidade dos grãos foi de 2,64. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento realizados por Aguiar (2008) forneceram os seguintes valores médios: peso específico natural de $16,2 \text{ kN/m}^3$, umidade de 62,1%, índice de vazios 1,65 e grau de saturação de 98%.

O exame tátil-visual dessa amostra, realizado durante a moldagem dos corpos de prova utilizados nesta dissertação, revelou as mesmas características descritas acima e, além delas, pequenos pedaços de conchas e a presença de alguns “raios” de cor castanha. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados para esta dissertação revelaram 50% de areia, 23% de silte e 27% de argila. Os valores dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 60% e 15% e o valor da densidade dos grãos foi de 2,63. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $16,6 \text{ kN/m}^3$, umidade de 53,7%, índice de vazios de 1,46 e grau de saturação de 98%. O teor de matéria orgânica foi de 2,8%.

Observa-se que a amostra SRA-203(3) não é homogênea ao longo do amostrador. Nota-se também que a parte da amostra ensaiada por Aguiar (2008) está numa profundidade maior, de 7,25 a 7,40 m, mais próxima à amostra SRA-203(4), que, como se verá a seguir, é mais argilosa. Já os corpos de prova utilizados nos ensaios do atual trabalho correspondem a uma posição superior, entre as profundidades 7,10 a 7,25 m, profundidades mais próximas à amostra SRA-203(2), dentre todas a mais arenosa. Isso esclarece, por exemplo, o porquê de os valores de umidade e índice de vazios obtidos no atual trabalho serem levemente inferiores aos encontrados por Aguiar (2008).

Como a amostra indeformada que se segue, SRA-203(4), é essencialmente argilosa, fica claramente caracterizado o caráter de transição das amostras SRA-203(1), SRA-203(2) e SRA-203(3). Isso permite que se atribua aos solos entre as profundidades 4,91 e 8,00 m o nome de camada de transição, conforme apresentado na figura (6.1).

Amostra SRA-203(4) - profundidade de 8,00 a 8,60 m

O exame táctil-visual da amostra SRA-203(4) revelou que se trata essencialmente de argila mole de cor cinza-escuro. Na moldagem dos corpos de prova utilizados por Aguiar (2008), foram notados pequenos orifícios e conchas. Os ensaios de caracterização realizados por Aguiar (2008) revelaram os seguintes resultados: 13% de areia, 34% de silte e 53% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 104% e 35% e o valor da densidade dos grãos foi de 2,60. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento realizados por Aguiar (2008) forneceram os seguintes valores médios: peso específico natural de $14,9 \text{ kN/m}^3$, umidade de 85,8%, índice de vazios 2,25 e grau de saturação de 99%.

Nesta dissertação, o exame táctil-visual realizado durante a moldagem dos corpos de prova revelou as mesmas características descritas acima. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados para esta dissertação revelaram 16% de areia, 37% de silte e 47% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 108% e 38% e o valor da densidade dos grãos foi de 2,60. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $15,1 \text{ kN/m}^3$, umidade de 84,3%, índice de vazios de 2,18 e grau de saturação de 100%. O teor de matéria orgânica foi de 5,5%.

Observa-se que essa amostra é homogênea e essencialmente argilosa, com características que justificam claramente a sua inclusão na camada argilosa mostrada na figura (6.1).

Amostra SRA-203(5) - profundidade de 9,00 a 9,60 m

A inspeção desta amostra revelou tratar-se de argila mole de cor cinza-escuro. Na moldagem dos corpos de prova utilizados por Aguiar (2008), foi observada a presença de conchas. Os ensaios de caracterização realizados por Aguiar (2008) forneceram os seguintes resultados: 15% de areia, 36% de silte e 49% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 110% e 33% e o valor da densidade dos grãos foi de 2,62. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento realizados por Aguiar (2008) forneceram os seguintes valores médios: peso específico natural de $15,4 \text{ kN/m}^3$, umidade de 78,8%, índice de vazios 2,04 e grau de saturação de 99%.

O exame realizado durante a moldagem dos corpos de prova desta dissertação revelou as mesmas características descritas acima. Além disso, notou-se, também, na talhagem de um dos corpos de prova, um pequeno pedaço de madeira em decomposição. Outros trechos da amostra mostraram algumas vezes uma descontinuidade segundo um plano vertical, ao longo da qual se notava uma coloração marrom, talvez resultante de oxidação. A existência dessas descontinuidades submilimétricas inicialmente chamou a atenção para um eventual problema havido na amostragem. Entretanto, isto foi descartado, ao verificar que além de não ter havido variação dos parâmetros naturais desta parte da amostra com relação às outras, também houve repetibilidade dos resultados dos ensaios de adensamento realizados com esta parte da amostra. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados para esta dissertação revelaram 18% de areia, 33% de silte e 49% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 113% e 32% e o valor da densidade dos grãos foi de 2,65. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $15,1 \text{ kN/m}^3$, umidade de 82,7%, índice de vazios de 2,21 e grau de saturação de 99%. O teor de matéria orgânica foi de 4,0%.

Pode-se concluir que a amostra SRA-203(5) não só é homogênea como também é muito semelhante à amostra SRA-203(4). Isso permite concluir também que ambas pertencem à mesma camada.

Amostra SRA-203(6) - profundidade de 10,00 a 10,60 m

Os resultados correspondentes a esta amostra foram também obtidos por Aguiar (2008) que descreveu a amostra como sendo uma argila mole de cor cinza-escuro. Os ensaios de caracterização revelaram que a amostra é constituída por 3% de areia, 38% de silte e 59% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores dos limites de liquidez e de plasticidade são respectivamente de 128% e 46% e a densidade dos grãos foi de 2,53. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento realizados por Aguiar (2008), entre as profundidades de 10,43 e 10,55 m, forneceram os seguintes valores médios: peso específico natural de $14,3 \text{ kN/m}^3$, umidade de 102%, índice de vazios 2,57 e grau de saturação de 100%.

A parte da amostra SRA-203(6) usada na moldagem dos corpos de prova desta dissertação, entre 10, 22 e 10,43 m, revelou as mesmas características da parte usada por Aguiar (2008). Notou-se também, algumas vezes, uma descontinuidade segundo um plano vertical ao longo da qual havia uma coloração marrom, talvez resultante de oxidação. Como observado na amostra SRA-203(5), tais descontinuidades, quando possível, foram evitadas na moldagem dos corpos de prova. A atribuição destas fissuras às más técnicas de amostragem foi descartada ao se verificar não ter havido variação dos parâmetros naturais desta parte da amostra se comparados com os obtidos na parte ensaiada por Aguiar (2008). Mesmo quando não se puderam evitar tais descontinuidades, o que aconteceu em pelo menos dois corpos de prova, houve repetibilidade dos resultados dos ensaios de adensamento. Na parte da amostra utilizada para esta dissertação não foram realizados ensaios de caracterização. Entretanto, os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $14,7 \text{ kN/m}^3$, umidade de 96,1%, índice de vazios de 2,40 e grau de saturação de 100%. O teor de matéria orgânica foi de 5,7%.

Embora seja francamente argilosa, tal amostra apresenta uma nítida diferença em relação às amostras SRA-203(4) e SRA-203(5). Essa diferença está na porcentagem da fração argila ($\% < 2\mu\text{m}$), que nesta amostra alcança 59% , e na porcentagem da fração areia, que atinge apenas 3%. O resultado dessa diferença se reflete em valores dos limites de liquidez e plasticidade, índices de vazios e umidades naturais maiores que os das amostras SRA-203(4) e SRA-203(5). Mesmo com essa diferença e o fato de não

terem sido encontrados vestígios de conchas nesta amostra, ela também será incluída na mesma camada argilosa à qual pertencem as amostras SRA-203(4) e SRA-203(5).

Amostra SRA-203(7) - profundidade de 11,00 a 11,60 m

O programa de ensaios realizado por Aguiar (2008) se estendeu até a amostra SRA-203(6). Portanto, da amostra SRA-203(7) em diante, todos os resultados aqui apresentados foram obtidos no preparo da presente dissertação.

Os resultados dos ensaios de caracterização obtidos para a amostra SRA-203(7) foram muito semelhantes aos obtidos para a amostra SRA-203(6). O exame tátil visual revelou uma amostra de bom aspecto, com uma parte aparentemente ressecada na região do bico do amostrador. Nessa região o solo se mostrou com uma coloração diferenciada. À medida que se caminhava segundo o eixo do amostrador em direção ao centro da amostra, esses sinais de ressecamento e de coloração diferenciada desapareciam. Isso explicaria o porquê de os ensaios 7E, 7F, 7G e 7H apresentarem corpos de prova com umidades iniciais maiores do que as umidades dos corpos de prova 7A, 7B, 7C e 7D. Os ensaios de caracterização realizados com o solo restante da moldagem dos corpos de prova dos ensaios 7A, 7B, 7C e 7D apresentaram os seguintes resultados: 8% de areia, 39% de silte e 53% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores dos limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 117% e 37%. O valor da densidade dos grãos foi de 2,55. Os corpos de prova 7A, 7B, 7C e 7D, correspondentes às profundidades entre 11,36 e 11,49 m, forneceram os seguintes valores médios: peso específico natural de $14,6 \text{ kN/m}^3$, umidade de 88,6%, índice de vazios 2,29 e grau de saturação de 98%.

Outra série de ensaios de caracterização foi realizada com o solo restante da moldagem dos corpos de prova 7E, 7F, 7G e 7H. A granulometria forneceu: 2% de areia, 40% de silte e 58% de argila. Os limites de liquidez e plasticidade foram respectivamente de 119% e 39%. Os referidos corpos de prova forneceram ainda os seguintes valores: peso específico natural de $14,6 \text{ kN/m}^3$, umidade de 98,0%, índice de vazios 2,46 e grau de saturação de 100%.

Como se pode observar, a amostra SRA-203(7) é muito semelhante à amostra SRA-203(6), particularmente a parte onde foram moldados os corpos de prova 7E, 7F,

7G e 7H, entre as profundidades de 11,14 e 11,36m. Isso leva a considerar a hipótese de a amostra SRA-203(7) não ser homogênea, pois a parte superior, referente aos ensaios 7E, 7F, 7G e 7H, apresenta características muito semelhantes às da amostra SRA-203(6). Já as características iniciais dos corpos de prova 7A, 7B, 7C e 7D se assemelham muito às características iniciais dos corpos de prova da amostra SRA-203(8). Isso faz com que, ainda que as amostras SRA-203(6) e SRA-203(7) sejam incluídas numa mesma camada de argila mole, se chame atenção para as características diferenciadas (mais argilosas) que ocorrem entre as profundidades 10,0 e 11,36 m. Esta característica salta aos olhos, quando se observa na figura (5.17) um “dente” no gráfico $w \times z$ entre as profundidades 10,0 e 11,60 m. Além disso, nota-se também, claramente, a variação gradativa das umidades na amostra SRA-203(7), quando se caminha da profundidade de 11,14 para a profundidade de 11,49m.

Amostra SRA-203(8) - profundidade de 12,00 a 12,60 m

O exame tátil-visual da amostra SRA-203(8) revelou tratar-se de argila mole de cor cinza-escuro. Durante a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento, foram notados minúsculos pedaços de madeira em decomposição e vestígios de conchas. O aspecto geral da amostra era bom. Os resultados médios dos ensaios de caracterização revelaram 18% de areia, 38% de silte e 44% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores médios dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 103% e 32% e o valor médio da densidade dos grãos foi de 2,61. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $15,0 \text{ kN/m}^3$, umidade de 82,4%, índice de vazios de 2,18 e grau de saturação de 99%. O teor de matéria orgânica foi de 5,8%.

Analisando os resultados dos ensaios de caracterização e os dados iniciais dos diversos corpos de prova da amostra SRA-203(8), mostrados nas tabelas (5.5), (5.9) e (5.12), pode-se concluir que a referida amostra não só é homogênea como também é muito semelhante às amostras SRA-203(4) e SRA-203(5). Isso permite concluir que a amostra SRA-203(8) pode ser incluída na mesma camada que as amostras SRA-203(4) e SRA-203(5).

Amostra SRA-203(9) - profundidade de 14,00 a 14,60 m

O exame tátil-visual da amostra SRA-203(9) revelou tratar-se de argila mole de cor cinza-escuro. Durante a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento, foram notados minúsculos pedaços de madeira em decomposição e vestígios de conchas. Um corpo de prova apresentou um pequeno nódulo de areia. O aspecto geral da amostra era bom. Os resultados médios dos ensaios de caracterização revelaram 15% de areia, 35% de silte e 50% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores médios dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 109% e 35% e o valor médio da densidade dos grãos foi de 2,61. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $15,5 \text{ kN/m}^3$, umidade de 75,8%, índice de vazios de 1,98 e grau de saturação de 100%. O teor de matéria orgânica foi de 4,8%.

Analisando os resultados dos ensaios de caracterização e os dados iniciais dos diversos corpos de prova da amostra SRA-203(9), mostrados nas tabelas (5.5) e (5.9), pode-se concluir que a referida amostra não só é homogênea como também é muito semelhante às amostras SRA-203(4), SRA-203(5) e SRA-203(8). Isso permite concluir que a amostra SRA-203(9) pode ser incluída na mesma camada que as amostras SRA-203(4), SRA-203(5) e SRA-203(8).

Amostra SRA-203(10) - profundidade de 16,00 a 16,60 m

O exame tátil-visual da amostra SRA-203(10) revelou uma argila mole de cor cinza-escuro. Durante a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento, foram notados pequenos pedaços de madeira em decomposição e vestígios de conchas. Um corpo de prova apresentou uma espécie de fissura, no qual se providenciou um pequeno “enxerto”. Em dois corpos de prova foram observados pequenos nódulos de areia. O aspecto geral da amostra era bom. Os resultados médios dos ensaios de caracterização revelaram 21% de areia, 34% de silte e 45% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores médios dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 96% e 29% e o valor médio da densidade dos grãos foi de 2,62. Os corpos de prova dos ensaios de adensamento forneceram os seguintes valores médios: peso específico de

15,5 kN/m³, umidade de 74,6%, índice de vazios de 1,97 e grau de saturação de 100%. O teor de matéria orgânica foi de 5,0%.

Analisando os resultados dos ensaios de caracterização e os dados iniciais dos diversos corpos de prova da amostra SRA-203(10), mostrados nas tabelas (5.5) e (5.9), pode-se concluir que a referida amostra é homogênea e semelhante às amostras SRA-203(4), SRA-203(5), SRA-203(8) e SRA-203(9). Isso permite concluir que a amostra SRA-203(10) pode ser incluída na mesma camada que as amostras SRA-203(4), SRA-203(5), SRA-203(8) e SRA-203(9).

Amostra SRA-203(11) - profundidade de 18,00 a 18,60 m

O exame tátil-visual da amostra SRA-203(11) revelou uma argila mole de cor cinza-escuro. Durante a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento, foram claramente notadas as presenças de conchas pequenas e areia. Os resultados médios dos ensaios de caracterização revelaram 74% de areia, 11% de silte e 15% de argila (% < 2µm). Os valores médios dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 36% e 14% e o valor médio da densidade dos grãos foi de 2,63. Diante desses resultados, verifica-se de imediato tratar-se de uma areia argilosa.

Os corpos de prova dos dois ensaios de adensamento realizados nessa amostra forneceram os seguintes valores médios: peso específico de 18,3 kN/m³, umidade de 36,6%, índice de vazios de 0,97 e grau de saturação de 99%. O teor de matéria orgânica foi de 1,4%.

Analisando os resultados dos ensaios de caracterização e os dados iniciais dos dois corpos de prova da amostra SRA-203(11), mostrados nas tabelas (5.5) e (5.9), pode-se concluir que a referida amostra pertence a uma outra camada, assinalada na figura (6.1) como areia pouco argilosa e pouco siltosa.

Amostra SRA-203(12) - profundidade de 23,45 a 24,05 m

O exame tátil-visual da amostra SRA-203(12) revelou a presença de areia e pequenas conchas em abundância. Durante a moldagem dos corpos de prova para os

ensaios de adensamento, houve dificuldade em razão da presença de conchas que apareciam como uma “constelação”. Os resultados médios dos ensaios de caracterização revelaram 78% de areia, 10% de silte e 12% de argila ($\% < 2\mu\text{m}$). Os valores médios dos limites de liquidez e de plasticidade foram respectivamente de 32% e 12% e o valor médio da densidade dos grãos foi de 2,66. Diante desses resultados, verifica-se de imediato tratar-se também de uma areia argilosa.

Os corpos de prova dos dois ensaios de adensamento realizados nessa amostra forneceram os seguintes valores médios: peso específico de $19,7 \text{ kN/m}^3$, umidade de 26,6%, índice de vazios de 0,72 e grau de saturação de 99%. O teor de matéria orgânica foi de 1,7%.

Analisando os resultados dos ensaios de caracterização e os dados iniciais dos dois corpos de prova da amostra SRA-203(12), mostrados nas tabelas (5.5) e (5.9), pode-se concluir que a referida amostra pertence a uma outra camada, assinalada na figura (6.1) como areia pouco argilosa e pouco siltosa.

Como não se têm amostras indeformadas entre as profundidades de 19,68 e 22,08 m, foi mantida, nesse intervalo, a classificação dada na sondagem SPM-203. Assim, o perfil simplificado do subsolo no entorno da sondagem SRA-203 é aquele mostrado na figura (6.1).

De posse dos dados apresentados acima e da tabela (4.1) de Massad (1999), pode-se claramente classificar o solo das amostras SRA-203(4), SRA-203(5), SRA-203(6), SRA-203(7), SRA-203(8), SRA-203(9) e SRA-203(10) entre as profundidades de 8,00 e 17,00 m como Argilas de SFL.

A tabela (4.1) de Massad (1999) dá para as Argilas de SFL um intervalo de índice de vazios de 2 a 4. No perfil em questão os valores encontrados para os índices de vazios se encontram no intervalo de 1,90 a 2,57.

No que concerne ao N_{spt} , a tabela (4.1) de Massad (1999) dá para as Argilas de SFL um intervalo de 0 a 4. Os índices de resistência à penetração medidos na sondagem SPM-203 entre as profundidades de 8,00 e 17,00 m se situam entre 2 e 4 golpes.

A classificação da camada de onde foram extraídas as amostras SRA-203(4) a SRA-203(10) como sendo uma Argila de SFL deve ser ainda confirmada com os valores das tensões de sobreadensamento. Assim, de acordo com a tabela (4.1) de Massad (1999) as Argilas de SFL apresentam tensões de sobreadensamento entre 30 e 200 kPa. Desse modo, consultando a tabela (5.15), pode-se facilmente observar os valores das tensões de sobreadensamento variando entre 101 e 182 kPa, o que não deixa dúvidas quanto ao fato de a referida camada ser uma Argila de SFL.

Da comparação dos dados iniciais dos corpos de prova, pode-se tirar uma conclusão de alto conteúdo prático. Como os ensaios apresentados nesta dissertação foram realizados um ano e meio após as amostragens, pode-se concluir que, se armazenadas em câmara úmida sob condições adequadas, as amostras mantêm a umidade natural por pelo menos um ano. Essas condições de armazenagem incluem: câmara úmida com aspersão intermitente, bicos dos amostradores protegidos com filme de PVC e demais proteções (papel alumínio, anel protetor de PVC, etc) e amostras mantidas na posição vertical, em caixas de madeira próprias para tal.

6.2 – QUALIDADE DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS

Para que se possam fazer previsões das deformações em obras de terra é preciso contar com modelos teóricos adequados e parâmetros que alimentem este modelo. Tais parâmetros são comumente determinados a partir de ensaios de laboratório realizados em amostras indeformadas, ou seja, amostras que não tenham sofrido amolgamento. Isto se faz necessário, para que sejam obtidos parâmetros que possam reproduzir fielmente as condições de campo.

Mas o que é o amolgamento? O amolgamento é a destruição da estrutura do solo, fazendo com que mudem os parâmetros que regulam o comportamento mecânico dessa amostra. No caso das argilas moles saturadas, o amolgamento se traduz por distorções aplicadas à amostra durante as operações de amostragem, transporte, armazenamento e moldagem dos corpos de prova no laboratório.

A obtenção de uma amostra de qualidade começa nos cuidados com a amostragem e termina com o manuseio adequado da amostra no laboratório, durante a moldagem de corpos de prova para ensaio. Tais cuidados estão relatados no capítulo 5 desta dissertação e em Aguiar (2008). Resta, portanto, fazer uma avaliação da qualidade das amostras utilizadas neste trabalho.

Embora em algumas tabelas desta dissertação estejam apresentados resultados obtidos por Aguiar (2008), será avaliada aqui apenas a qualidade dos corpos de prova utilizados neste trabalho. Porém, para tanto, foram utilizados apenas os ensaios de adensamento convencionais cujos estágios tiveram duração de 24 h. Isto foi feito, porque nos critérios de avaliação é levado em conta o valor do *OCR*, parâmetro este que é determinado pela tensão de sobreadensamento, que por sua vez é influenciada pela duração do estágio de carregamento.

Conforme foi discutido no item (6.1), a amostra SRA-203(3) não pode ser classificada como Argila de SFL, entretanto os corpos de prova moldados a partir da referida amostra também foram incluídos na avaliação.

Não foram incluídos nessa avaliação os corpos de prova dos ensaios realizados nas amostras SRA-203(11) e SRA-203(12). Isto se deve ao fato de tais ensaios terem sido feitos com critério de carregamento baseado na velocidade de deformação. Além disso, como visto no item (6.1), as referidas amostras são constituídas basicamente de areia e, portanto, não são amostras de Argila de SFL.

Lunne et al. (1997) estabeleceram um critério para avaliar a qualidade de corpos de prova, baseando-se no valor de $\Delta e/e_0$, onde Δe é a diferença observada no ensaio entre o índice de vazios inicial da amostra e o índice de vazios associado à tensão vertical efetiva sob a qual a amostra se encontrava submetida no campo. A tabela (6.1) apresenta a classificação proposta por Lunne et al. (1997).

Outro critério para a avaliação da qualidade de corpos de prova de amostras indeformadas de argilas foi proposto por Coutinho (2007). Esse critério, que também usa a relação $\Delta e/e_0$, está apresentado na tabela (6.2).

Tabela 6.1 Classificação da qualidade da amostra (Lunne et al., 1997).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
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

Tabela 6.2 Classificação da qualidade da amostra (Coutinho, 2007).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
1-2,5	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	> 0,14

A tabela (6.3), a seguir, apresenta a avaliação da qualidade dos corpos de prova usados neste trabalho segundo os critérios de Lunne et al. (1997) e Coutinho (2007). Usando-se o critério de Lunne et al. (1997), mais rigoroso, dos 32 corpos de prova, 72% podem ser dados como de qualidade boa a regular. Por outro lado, usando-se o critério de Coutinho (2007), 91% dos corpos de prova são de qualidade muito boa a excelente ou boa a regular.

É interessante notar que, com a metodologia empregada de amostragem, transporte, armazenamento e moldagem, foram conseguidos corpos de prova de qualidade boa a regular, para profundidades acima de 16 m.

Nesta dissertação optou-se por chamar de avaliação da qualidade do corpo de prova, porque o que se está avaliando é, de fato, a qualidade do corpo de prova e não da amostra em si. Para esclarecer este ponto, basta que se observe que é possível obter um corpo de prova de má qualidade a partir de uma amostra excelente. Basta para isso que não sejam usadas técnicas adequadas de moldagem.

Tabela 6.3 Qualidade dos corpos de prova dos ensaios com estágios de carga de 24 horas.

Amostra	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Profundidade média (m)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	e (σ'_{v0})	$\Delta e/e_0$	Lunne et al (1997)	Coutinho (2007)
SRA-203(3)	3E	CP3E	7,13 - 7,16	7,15	53,9	100	1,9	1,49	1,39	0,067	Boa a regular	Boa a regular
	3F	CP3F	7,16 - 7,19	7,18	54,1	106	2,0	1,47	1,39	0,054	Boa a regular	Boa a regular
	3G	CP3G	7,10 - 7,13	7,12	53,7	110	2,1	1,42	1,33	0,063	Pobre	Boa a regular
	3H	CP3H	7,19 - 7,25	7,22	54,4	96	1,8	1,44	1,34	0,069	Boa a regular	Boa a regular
SRA-203(4)	4E	CP4E	8,24 - 8,28	8,26	60,8	125	2,1	2,25	2,17	0,036	Boa a regular	Muito boa a excelente
	4F	CP4F	8,28 - 8,32	8,30	61,0	130	2,1	2,17	2,07	0,046	Boa a regular	Muito boa a excelente
	4G	CP4G	8,20 - 8,24	8,22	60,6	120	2,0	2,12	2,01	0,052	Boa a regular	Boa a regular
	4H	CP4H	8,32 - 8,38	8,35	61,3	142	2,3	2,19	2,11	0,037	Boa a regular	Muito boa a excelente
SRA-203(5)	5E	CP5E	9,20 - 9,24	9,22	65,6	137	2,1	2,26	2,14	0,053	Pobre	Boa a regular
	5F	CP5F	9,24 - 9,28	9,26	65,9	144	2,2	2,18	2,08	0,046	Boa a regular	Muito boa a excelente
	5G	CP5G	9,17 - 9,20	9,19	65,5	101	1,5	2,25	2,05	0,089	Pobre	Pobre
	5H	CP5H	9,28 - 9,34	9,31	66,1	136	2,1	2,14	2,03	0,051	Pobre	Boa a regular
SRA-203(6)	6E	CP6E	10,25 - 10,28	10,27	70,9	171	2,4	2,43	2,29	0,058	Pobre	Boa a regular
	6F	CP6F	10,28 - 10,31	10,30	71,0	169	2,4	2,40	2,29	0,046	Boa a regular	Muito boa a excelente
	6G	CP6G	10,22 - 10,25	10,24	70,8	164	2,3	2,34	2,2	0,060	Pobre	Boa a regular
	6H	CP6H	10,36 - 10,43	10,39	71,5	167	2,3	2,41	2,32	0,037	Boa a regular	Muito boa a excelente
SRA-203(7)	7E	CP7E	11,22 - 11,26	11,24	75,3	136	1,8	2,53	2,38	0,059	Boa a regular	Boa a regular
	7F	CP7F	11,26 - 11,30	11,28	75,5	140	1,8	2,42	2,29	0,054	Boa a regular	Boa a regular
	7G	CP7G	11,14 - 11,18	11,16	74,9	141	1,9	2,41	2,28	0,054	Boa a regular	Boa a regular
	7H	CP7H	11,30 - 11,36	11,33	75,7	138	1,8	2,49	2,35	0,056	Boa a regular	Boa a regular
SRA-203(8)	8C	CP8C	12,27 - 12,30	12,29	80,1	144	1,8	2,18	2,07	0,050	Boa a regular	Boa a regular
	8D	CP8D	12,30 - 12,33	12,32	80,3	138	1,7	2,19	2,07	0,055	Boa a regular	Boa a regular
	8E	CP8E	12,24 - 12,27	12,26	80,0	154	1,9	2,15	2,00	0,070	Pobre	Boa a regular
	8F	CP8F	12,33 - 12,36	12,35	80,4	138	1,7	2,19	2,06	0,059	Boa a regular	Boa a regular
SRA-203(9)	9C	CP9C	14,32 - 14,35	14,34	90,8	176	1,9	2,09	1,96	0,062	Boa a regular	Boa a regular
	9D	CP9D	14,35 - 14,38	14,37	91,0	182	2,0	1,98	1,87	0,056	Boa a regular	Boa a regular
	9E	CP9E	14,29 - 14,32	14,31	90,7	174	1,9	1,99	1,87	0,060	Boa a regular	Boa a regular
	9F	CP9F	14,38 - 14,40	14,39	91,1	166	1,8	1,96	1,86	0,051	Boa a regular	Boa a regular
SRA-203(10)	10C	CP10C	16,33 - 16,36	16,34	101,9	171	1,7	2,13	2,02	0,052	Boa a regular	Boa a regular
	10D	CP10D	16,39 - 16,42	16,41	102,2	162	1,6	1,98	1,82	0,081	Pobre	Pobre
	10E	CP10E	16,29 - 16,33	16,31	101,7	179	1,8	1,97	1,84	0,066	Boa a regular	Boa a regular
	10F	CP10F	16,42 - 16,45	16,44	102,4	158	1,5	1,91	1,72	0,099	Pobre	Pobre

Observando-se a tabela (6.3), conclui-se que muitos corpos de prova apresentam valores de $\Delta e/e_0$ no limite entre duas categorias. Este é, por exemplo, o caso do corpo de prova CP10C com um valor de $(\Delta e/e_0) = 0,052$ e $OCR = 1,7$. Ora, esse corpo de prova está, segundo o critério de Coutinho (2007), no limite superior da classe boa a regular e no limite inferior da classe muito boa a excelente, gerando com isso um dilema em sua avaliação. Isso ocorre porque a nomenclatura do limite superior de uma classe não coincide com a nomenclatura do limite inferior da classe de melhor qualidade que lhe é subsequente.

Para evitar dilemas como o mostrado acima, o autor desta dissertação sugere a tabela (6.4) como uma modificação da tabela proposta por Coutinho (2007).

Tabela 6.4 Tabela de avaliação da qualidade de corpos de prova de ensaios de adensamento (modificada de Coutinho (2007)).

OCR	$\Delta e/e_0$					
	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Boa	Boa a Regular	Regular a Pobre	Pobre a Muito Pobre	Muito Pobre
1 - 2,5	< 0,05	0,05 - 0,065	0,065 - 0,08	0,08 - 0,11	0,11 - 0,14	> 0,14

De acordo com a tabela (6.4), as novas avaliações dos corpos de prova utilizados nesta dissertação são as da tabela (6.5). Com essa nova tabela, 78% dos corpos de prova foram avaliados como de qualidade boa a muito boa ou muito boa a excelente.

Nota-se que, com a nova avaliação, dois corpos de prova da amostra SRA-203(3) passam à classe “muito boa a boa”. Apesar de estar a pequena profundidade, a amostra SRA-203(3) é bastante arenosa. Isso provavelmente contribuiu para diminuir a qualidade de tais corpos de prova, já que manter intacta a estrutura de uma amostra arenosa é muito mais difícil do que a de uma amostra argilosa.

A exemplo do que foi feito no trabalho de Aguiar (2008), o ensaio 7D da amostra SRA-203(7) foi realizado em um corpo de prova remoldado no laboratório. Isso foi feito com o intuito de se ter uma referência de qualidade mínima, já que não pode haver corpos de prova com qualidade inferior à de um remoldado.

Tabela 6.5 Qualidade dos corpos de prova dos ensaios com estágios de carga de 24 horas de acordo com a tabela 6.4.

Amostra	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	Profundidade média (m)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	e (σ'_{v0})	$\Delta e/e_0$	Coutinho (2007)	Coutinho modificado
SRA-203(3)	3E	CP3E	7,13 - 7,16	7,15	53,9	100	1,9	1,49	1,39	0,067	Boa a regular	Boa a regular
	3F	CP3F	7,16 - 7,19	7,18	54,1	106	2,0	1,47	1,39	0,054	Boa a regular	Muito boa a boa
	3G	CP3G	7,10 - 7,13	7,12	53,7	110	2,1	1,42	1,33	0,063	Boa a regular	Muito boa a boa
	3H	CP3H	7,19 - 7,25	7,22	54,4	96	1,8	1,44	1,34	0,069	Boa a regular	Boa a regular
SRA-203(4)	4E	CP4E	8,24 - 8,28	8,26	60,8	125	2,1	2,25	2,17	0,036	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
	4F	CP4F	8,28 - 8,32	8,30	61,0	130	2,1	2,17	2,07	0,046	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
	4G	CP4G	8,20 - 8,24	8,22	60,6	120	2,0	2,12	2,01	0,052	Boa a regular	Muito boa a boa
	4H	CP4H	8,32 - 8,38	8,35	61,3	142	2,3	2,19	2,11	0,037	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
SRA-203(5)	5E	CP5E	9,20 - 9,24	9,22	65,6	137	2,1	2,26	2,14	0,053	Boa a regular	Muito boa a boa
	5F	CP5F	9,24 - 9,28	9,26	65,9	144	2,2	2,18	2,08	0,046	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
	5G	CP5G	9,17 - 9,20	9,19	65,5	101	1,5	2,25	2,05	0,089	Pobre	Regular a pobre
	5H	CP5H	9,28 - 9,34	9,31	66,1	136	2,1	2,14	2,03	0,051	Boa a regular	Muito boa a boa
SRA-203(6)	6E	CP6E	10,25 - 10,28	10,27	70,9	171	2,4	2,43	2,29	0,058	Boa a regular	Muito boa a boa
	6F	CP6F	10,28 - 10,31	10,30	71,0	169	2,4	2,40	2,29	0,046	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
	6G	CP6G	10,22 - 10,25	10,24	70,8	164	2,3	2,34	2,2	0,060	Boa a regular	Muito boa a boa
	6H	CP6H	10,36 - 10,43	10,39	71,5	167	2,3	2,41	2,32	0,037	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
SRA-203(7)	7E	CP7E	11,22 - 11,26	11,24	75,3	136	1,8	2,53	2,38	0,059	Boa a regular	Muito boa a boa
	7F	CP7F	11,26 - 11,30	11,28	75,5	140	1,8	2,42	2,29	0,054	Boa a regular	Muito boa a boa
	7G	CP7G	11,14 - 11,18	11,16	74,9	141	1,9	2,41	2,28	0,054	Boa a regular	Muito boa a boa
	7H	CP7H	11,30 - 11,36	11,33	75,7	138	1,8	2,49	2,35	0,056	Boa a regular	Muito boa a boa
SRA-203(8)	8C	CP8C	12,27 - 12,30	12,29	80,1	144	1,8	2,18	2,07	0,050	Boa a regular	Muito boa a boa
	8D	CP8D	12,30 - 12,33	12,32	80,3	138	1,7	2,19	2,07	0,055	Boa a regular	Muito boa a boa
	8E	CP8E	12,24 - 12,27	12,26	80,0	154	1,9	2,15	2,00	0,070	Boa a regular	Boa a regular
	8F	CP8F	12,33 - 12,36	12,35	80,4	138	1,7	2,19	2,06	0,059	Boa a regular	Muito boa a boa
SRA-203(9)	9C	CP9C	14,32 - 14,35	14,34	90,8	176	1,9	2,09	1,96	0,062	Boa a regular	Muito boa a boa
	9D	CP9D	14,35 - 14,38	14,37	91,0	182	2,0	1,98	1,87	0,056	Boa a regular	Muito boa a boa
	9E	CP9E	14,29 - 14,32	14,31	90,7	174	1,9	1,99	1,87	0,060	Boa a regular	Muito boa a boa
	9F	CP9F	14,38 - 14,40	14,39	91,1	166	1,8	1,96	1,86	0,051	Boa a regular	Muito boa a boa
SRA-203(10)	10C	CP10C	16,33 - 16,36	16,34	101,9	171	1,7	2,13	2,02	0,052	Boa a regular	Muito boa a boa
	10D	CP10D	16,39 - 16,42	16,41	102,2	162	1,6	1,98	1,82	0,081	Pobre	Regular a pobre
	10E	CP10E	16,29 - 16,33	16,31	101,7	179	1,8	1,97	1,84	0,066	Boa a regular	Boa a regular
	10F	CP10F	16,42 - 16,45	16,44	102,4	158	1,5	1,91	1,72	0,099	Pobre	Regular a pobre

Para fins comparativos, os resultados do ensaio 7D estão mostrados com os resultados dos demais ensaios, na amostra SRA-203(7) nas figuras (5.166) e (5.167).

Observam-se na figura (5.166) todos os efeitos do amolgamento na curva de compressão relatados por Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994). Esses efeitos são:

- Para um mesmo valor de tensão vertical efetiva o índice de vazios é sempre menor, se comparado ao índice de vazios de uma amostra de boa qualidade.
- Diminuição do valor da tensão de sobreadensamento.
- Dificil definição do ponto de menor raio de curvatura e , conseqüentemente, a determinação da tensão de sobreadensamento pelo processo de Casagrande.
- Aumento da compressibilidade no trecho de recompressão (aumento de C_r).
- Diminuição da compressibilidade no domínio virgem (diminuição de C_c).
- Retificação do trecho de compressão virgem.

Observa-se também na figura (5.167) o efeito típico do amolgamento sobre a relação coeficiente de adensamento vertical (c_v) x tensão vertical efetiva (escala log.). O amolgamento torna horizontal o gráfico da referida relação. Além disso, para uma mesma tensão vertical efetiva o coeficiente de adensamento da amostra amolgada é sempre menor do que o valor obtido para um corpo de prova indeformado. Essa diferença é mais exacerbada no trecho de recompressão.

Observa-se, a partir das figuras (5.166) e (5.167), que, à medida que a tensão vertical efetiva vai aumentando, as curvas de compressão e de coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva (log.) do corpo de prova amolgado se aproximam das curvas do corpo de prova indeformado. Isso se deve ao fato de que, à

medida que a tensão vertical efetiva aumenta, o efeito do amolgamento vai sendo paulatinamente reduzido.

6.3 – PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE E COEFICIENTE DE ADENSAMENTO

São apresentados nas tabelas (6.6a), (6.6b) e (6.7) os valores das tensões de sobreadensamento (σ'_{vm}), dos índices de compressão (C_c), de recompressão (C_r) e expansão (C_e), além das relações $C_c / (1 + e_0)$ e C_r / C_c .

Observando-se as tabelas (6.6a) e (6.6b), notam-se as diferenças entre os parâmetros de compressibilidade dos corpos de prova das amostras SRA-203(3) e SRA-203(11) em relação aos demais. Isso decorre do fato de tais amostras serem predominantemente arenosas. Tirando-se as amostras SRA-203(3) e SRA-203(11), todas as demais podem ser classificadas como Argilas de SFL. Assim, apenas as amostras SRA-203(4) a SRA-203(10) serão discutidas neste item.

Ainda no que concerne às tabelas (6.6a) e (6.6b), observa-se que os valores dos parâmetros (C_c) e $C_c / (1 + e_0)$ dos corpos de prova 7E, 7F, 7G e 7H, moldados entre as profundidades 11,14 a 11,36 m, são bem próximos aos valores dos respectivos parâmetros dos corpos de prova indeformados da amostra SRA-203(6). Já os corpos de prova 7A, 7B e 7C, moldados entre as profundidades 11,36 a 11,49 m, apresentam valores de (C_c) e $C_c / (1 + e_0)$ mais próximos àqueles exibidos pelos corpos de prova da amostra SRA-203(8). Isso confirma a hipótese, levantada no item (6.1), da existência de uma subcamada bem mais argilosa entre as profundidades de 10,0 e 11,36 m, contida na camada de Argila de SFL que se desenvolve entre as profundidades de 8,00 m e 17,00m.

Antes de continuar com a análise dos parâmetros de compressibilidade, é importante lembrar a figura (5.180), onde estão apresentadas esquematicamente as formas pelas quais foram determinados os índices C_c , C_r e C_e .

São mostrados nas tabelas (6.6a) e (6.6b) os valores da relação C_r / C_c com C_r e C_c determinados a partir das curvas e x σ'_v traçadas com os índice de vazios calculados

no momento em que $\dot{\varepsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$. Tirando-se as amostras SRA-203(3) e SRA-203(11), o valor atípico de 0,32 observado no corpo de prova CP5G e os corpos de prova remoldados, observa-se que os valores de C_r / C_c variam entre 0,07 e 0,18, com um valor médio de 0,11.

O mesmo valor médio de 0,11 foi obtido para a relação C_r / C_c com C_r e C_c determinados a partir das curvas e x σ'_v dos ensaios cujos estágios de carga foram de 24h. Nesses casos, eliminando-se os ensaios referentes à amostra SRA-203(3) e o ensaio no corpo de prova CP5G, os valores de C_r / C_c variaram de 0,06 a 0,17. Esses valores estão mostrados na tabela (6.7).

Nota-se que, usando o critério de carregamento de 24 horas ou aquele em que $\dot{\varepsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$, se obtêm os mesmos resultados para a relação C_r / C_c . Certamente a faixa de variação dos valores de C_r / C_c encontrados neste trabalho foi mais ampla do que a apresentada na tabela (4.1). Entretanto, os valores médios da relação C_r / C_c , nos dois critérios, estão no intervalo de 0,08 a 0,12, observado por Massad (1999), para as Argilas de SFL (ver tabela (4.1)).

Um resultado importante decorre da comparação das curvas e x σ'_v traçadas com o índice de vazios (e) determinado ao fim de 24h com aquelas traçadas com o índice de vazios determinado no momento em que $\dot{\varepsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$. Tal resultado, apresentado nas tabelas (6.8a) e (6.8b), dá conta de que o valor da tensão de sobreadensamento obtido para a condição $\dot{\varepsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$, denotada por $\sigma'_{vm}(10^{-6} s^{-1})$, é em média 8% superior ao valor da tensão de sobreadensamento obtida para estágios de 24 h ($\sigma'_{vm}(24h)$). Esse resultado era esperado, pelo menos qualitativamente, em função do efeito de velocidade descrito por Leroueil et al. (1985).

Outro resultado importante diz respeito à comparação dos valores de C_c obtidos com as curvas e x σ'_v para 24h, denotados por $C_c(24h)$, com aqueles obtidos das curvas traçadas com o índice de vazios determinado no momento em que $\dot{\varepsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$, denotado por $C_c(10^{-6} s^{-1})$. Tal resultado, também apresentado nas tabelas (6.8a) e (6.8b),

Tabela 6.6a Parâmetros obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes às curvas e x σ'_v traçadas com o critério $\dot{\epsilon} = 10^{-6} s^{-1}$

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade do corpo de prova (m)	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cc/(1+e ₀)	Cr	Ce	Cr/Cc
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	3A(*)	CP3A	7,25 - 7,32	105	0,80	0,31	0,10	0,06	0,13
		3B(*)	CP3B	7,32 - 7,40	100	0,86	0,32	0,10	0,06	0,12
		3C(*)	CP3C	7,25 - 7,32	120	0,66	0,26	0,11	0,05	0,17
		3D(*)	CP3D	7,32 - 7,40	35	0,67	0,23	-	0,06	-
		3E	CP3E	7,13 - 7,16	110	0,78	0,31	0,12	-	0,15
		3F	CP3F	7,16 - 7,19	119	0,72	0,29	0,15	-	0,21
		3G	CP3G	7,10 - 7,13	120	0,77	0,32	0,11	-	0,14
		3H	CP3H	7,19 - 7,25	105	0,69	0,28	0,16	-	0,23
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	4A(*)	CP4A	8,38 - 8,46	170	1,91	0,59	0,14	0,15	0,07
		4B(*)	CP4B	8,46 - 8,53	165	1,73	0,53	0,19	0,15	0,11
		4C(*)	CP4C	8,38 - 8,46	170	1,89	0,60	0,19	0,13	0,10
		4D(*)	CP4D	8,46 - 8,53	70	0,90	0,27	0,47	0,15	0,52
		4E	CP4E	8,24 - 8,28	139	1,72	0,53	0,16	-	0,09
		4F	CP4F	8,28 - 8,32	140	1,69	0,53	0,16	-	0,09
		4G	CP4G	8,20 - 8,24	132	1,69	0,54	0,19	-	0,11
		4H	CP4H	8,32 - 8,38	152	1,86	0,58	0,12	-	0,06
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	5A(*)	CP5A	9,34 - 9,39	170	1,56	0,53	0,17	0,10	0,11
		5B(*)	CP5B	9,39 - 9,45	165	1,53	0,51	0,20	0,11	0,13
		5C(*)	CP5C	9,39 - 9,45	155	1,42	0,45	0,18	0,11	0,13
		5D(*)	CP5D	9,45 - 9,53	65	0,66	-	0,50	0,11	0,76
		5E	CP5E	9,20 - 9,24	149	1,64	0,50	0,17	-	0,10
		5F	CP5F	9,24 - 9,28	156	1,56	0,49	0,17	-	0,11
		5G	CP5G	9,17 - 9,20	108	1,28	0,39	0,41	-	0,32
		5H	CP5H	9,28 - 9,34	145	1,44	0,46	0,14	-	0,10
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	6A(*)	CP6A	10,50 - 10,55	175	2,22	0,63	0,15	0,16	0,07
		6B(*)	CP6B	10,43 - 10,50	175	2,18	0,61	0,20	0,14	0,09
		6C(*)	CP6C	10,43 - 10,50	180	2,37	0,66	0,21	0,17	0,09
		6D(*)	CP6D	10,43 - 10,50	80	1,17	0,33	-	0,10	-
		6E	CP6E	10,25 - 10,28	185	2,23	0,65	0,21	-	0,09
		6F	CP6F	10,28 - 10,31	181	2,35	0,69	0,19	-	0,08
		6G	CP6G	10,22 - 10,25	176	1,93	0,58	0,22	-	0,11
		6H	CP6H	10,36 - 10,43	182	2,44	0,72	0,16	-	0,07

Tabela 6.6b Parâmetros obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes às curvas e x σ'_v traçadas com o critério $\dot{\epsilon} = 10^{-6} s^{-1}$

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade do corpo de prova (m)	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cc/(1+e ₀)	Cr	Ce	Cr/Cc
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	7A	CP7A	11,39 - 11,42	160	2,06	0,58	0,23	0,11	0,11
		7B	CP7B	11,36 - 11,39	150	1,96	0,54	0,30	0,12	0,15
		7C	CP7C	11,42 - 11,49	155	1,73	0,51	0,27	0,12	0,16
		7D	CP7D	11,42 - 11,49	55	0,95	0,28	0,45	0,13	0,47
		7E	CP7E	11,22 - 11,26	151	2,29	0,65	0,22	-	0,10
		7F	CP7F	11,26 - 11,30	155	2,24	0,65	0,25	-	0,11
		7G	CP7G	11,14 - 11,18	153	2,27	0,67	0,21	-	0,09
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	8A	CP8A	12,45 - 12,50	145	1,67	0,52	0,22	0,12	0,13
		8B	CP8B	12,40 - 12,45	130	1,54	0,49	0,24	0,11	0,16
		8C	CP8C	12,27 - 12,30	157	1,76	0,55	0,22	-	0,13
		8D	CP8D	12,30 - 12,33	147	1,76	0,55	0,23	-	0,13
		8E	CP8E	12,24 - 12,27	173	1,82	0,58	0,18	-	0,10
		8F	CP8F	12,33 - 12,36	148	1,85	0,58	0,24	-	0,13
SRA-203(9)	14,00 - 14,60	9A	CP9A	14,40 - 14,45	200	1,41	0,49	0,24	0,12	0,17
		9B	CP9B	14,45 - 14,50	200	1,46	0,50	0,16	0,12	0,11
		9C	CP9C	14,32 - 14,35	184	1,46	0,47	0,13	-	0,09
		9D	CP9D	14,35 - 14,38	200	1,50	0,50	0,18	-	0,12
		9E	CP9E	14,29 - 14,32	184	1,63	0,55	0,15	-	0,09
		9F	CP9F	14,38 - 14,40	174	1,41	0,48	0,20	-	0,14
SRA-203(10)	16,00 - 16,60	10A	CP10A	16,50 - 16,55	200	1,80	0,63	0,17	0,13	0,09
		10B	CP10B	16,45 - 16,50	190	1,86	0,63	0,33	0,12	0,18
		10C	CP10C	16,33 - 16,36	179	1,87	0,60	0,21	-	0,11
		10D	CP10D	16,39 - 16,42	174	1,61	0,54	0,26	-	0,16
		10E	CP10E	16,29 - 16,33	184	1,60	0,54	0,16	-	0,10
		10F	CP10F	16,42 - 16,45	174	1,70	0,58	0,16	-	0,09
SRA-203(11)	18,00 - 18,60	11A	CP11A	18,45 - 18,50	150	0,30	0,15	0,09	0,02	0,30
		11B	CP11B	18,50 - 18,55	160	0,31	0,16	0,07	0,02	0,23

Tabela 6.7 Parâmetros obtidos a partir das curvas de compressão correspondentes às curvas e x σ'_v para estágios com 24 horas de duração.

Amostra	Profundidade da amostra (m)	Ensaio	Corpo de prova	Profundidade (m)	σ'_{vm} (kPa)	Cc	Cc/(1+e ₀)	Cr	Ce	Cr/Cc
SRA-203(3)	7,00 - 7,60	3E	CP3E	7,13 - 7,16	100	0,74	0,30	0,17	0,05	0,23
		3F	CP3F	7,16 - 7,19	106	0,71	0,29	0,18	0,05	0,25
		3G	CP3G	7,10 - 7,13	110	0,81	0,34	0,14	0,05	0,17
		3H	CP3H	7,19 - 7,25	96	0,70	0,29	0,19	0,05	0,27
SRA-203(4)	8,00 - 8,60	4E	CP4E	8,24 - 8,28	125	1,69	0,52	0,18	0,13	0,11
		4F	CP4F	8,28 - 8,32	130	1,68	0,53	0,16	0,13	0,10
		4G	CP4G	8,20 - 8,24	120	1,66	0,53	0,20	0,12	0,12
		4H	CP4H	8,32 - 8,38	142	1,78	0,56	0,10	0,14	0,06
SRA-203(5)	9,00 - 9,60	5E	CP5E	9,20 - 9,24	137	1,57	0,48	0,19	0,13	0,12
		5F	CP5F	9,24 - 9,28	144	1,55	0,49	0,20	0,13	0,13
		5G	CP5G	9,17 - 9,20	101	1,29	0,40	0,41	0,14	0,32
		5H	CP5H	9,28 - 9,34	136	1,43	0,45	0,17	0,11	0,12
SRA-203(6)	10,00 - 10,60	6E	CP6E	10,25 - 10,28	171	2,18	0,64	0,20	0,18	0,09
		6F	CP6F	10,28 - 10,31	169	2,27	0,67	0,17	0,18	0,07
		6G	CP6G	10,22 - 10,25	164	2,02	0,61	0,24	0,18	0,12
		6H	CP6H	10,36 - 10,43	167	2,33	0,68	0,14	0,16	0,06
SRA-203(7)	11,00 - 11,60	7E	CP7E	11,22 - 11,26	136	2,20	0,62	0,22	0,15	0,10
		7F	CP7F	11,26 - 11,30	140	2,10	0,62	0,22	0,15	0,10
		7G	CP7G	11,14 - 11,18	141	2,17	0,64	0,19	0,16	0,09
		7H	CP7H	11,30 - 11,36	138	2,21	0,63	0,17	0,16	0,08
SRA-203(8)	12,00 - 12,60	8C	CP8C	12,27 - 12,30	144	1,64	0,52	0,18	0,10	0,11
		8D	CP8D	12,30 - 12,33	138	1,71	0,53	0,20	0,10	0,12
		8E	CP8E	12,24 - 12,27	154	1,73	0,55	0,18	0,11	0,10
		8F	CP8F	12,33 - 12,36	138	1,73	0,54	0,19	0,10	0,11
SRA-203(9)	14,00 - 14,60	9C	CP9C	14,32 - 14,35	176	1,54	0,50	0,22	0,13	0,14
		9D	CP9D	14,35 - 14,38	182	1,41	0,47	0,17	0,13	0,12
		9E	CP9E	14,29 - 14,32	174	1,73	0,58	0,15	0,13	0,09
		9F	CP9F	14,38 - 14,40	166	1,44	0,49	0,18	0,12	0,13
SRA-203(10)	16,00 - 16,60	10C	CP10C	16,33 - 16,36	171	1,84	0,59	0,25	0,15	0,14
		10D	CP10D	16,39 - 16,42	162	1,58	0,53	0,27	0,12	0,17
		10E	CP10E	16,29 - 16,33	179	1,63	0,55	0,20	0,13	0,12
		10F	CP10F	16,42 - 16,45	158	1,63	0,56	0,21	0,11	0,13

revela que a relação $C_c (10^{-6}s^{-1}) / C_c (24h)$ varia entre 0,94 e 1,08, valendo em média 1,02.

Há ainda um outro resultado importante, que é o da comparação dos valores de C_r obtidos com as curvas $e x \sigma'_v$ para 24h, denotados por $C_r (24h)$, com aqueles obtidos das curvas traçadas com o índice de vazios determinado no momento em que $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$, denotado por $C_r (10^{-6}s^{-1})$. Tal resultado, também apresentado nas tabelas (6.8a) e (6.8b), revela que a relação $C_r (10^{-6}s^{-1}) / C_r (24h)$ vale em média 1,01, com amplitude de variação entre 0,59 e 1,29. Levando-se em consideração que o valor de 0,59 é um valor isolado, o intervalo de variação da referida relação é de 0,76 a 1,29.

Há um resultado prático decorrente dos valores das relações $\sigma'_{vm} (10^{-6}s^{-1}) / \sigma'_{vm} (24h)$, $C_c (10^{-6}s^{-1}) / C_c (24h)$ e $C_r (10^{-6}s^{-1}) / C_r (24h)$ apresentados nas tabelas (6.8a) e (6.8b). Esse resultado diz respeito ao fato de que é possível realizar ensaios de adensamento usando-se estágios de carga com duração inferior a 24 horas, sem que se tenham alterações nos parâmetros de compressibilidade C_c e C_r . Já as tensões de sobreadensamento correspondentes às curvas $e x \sigma'_v$ para $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$ são em média superiores em cerca de 8% àquelas obtidas nos ensaios em que os estágios de carga foram de 24 horas.

O efeito provocado pela velocidade de deformação sobre a tensão de sobreadensamento faz com que a curva $e x \sigma'_v (log)$ se desloque paralelamente a si mesma e tão mais para a esquerda quanto menor for a velocidade de deformação $\dot{\epsilon}_v$ ao final de cada estágio, quando, então, se aplica novo carregamento. Esse aspecto pode ser claramente observado nas figuras (5.31) a (5.105).

O deslocamento da curva $e x \sigma'_v (log)$ observado nas figuras (5.31) a (5.105) está, na concepção do Grupo de Reologia da COPPE, limitado pela linha de fim do secundário e intimamente ligado à resistência viscosa da água adsorvida, como proposto por Terzaghi (1941) e Taylor (1942) e discutido no capítulo 3. Esse assunto será abordado com mais detalhes no item (6.3).

Tabela 6.8a Comparação entre parâmetros da curva e $\sigma'_v(\log)$ obtidos com $\dot{\epsilon} = 10^{-6} s^{-1}$ e 24h.

Ensaio	$\sigma'_{vm} (10^{-6}s^{-1})$ (kPa)	$\sigma'_{vm} (24h)$ (kPa)	$\sigma'_{vm} (10^{-6}s^{-1}) /$ $\sigma'_{vm} (24h)$	$C_c (10^{-6}s^{-1})$	$C_c (24h)$	$C_c (10^{-6}s^{-1}) /$ $C_c (24h)$	$C_r (10^{-6}s^{-1})$	$C_r (24h)$	$C_r (10^{-6}s^{-1}) /$ $C_r (24h)$
4E	139	125	1,11	1,72	1,69	1,02	0,16	0,18	0,89
4F	140	130	1,08	1,69	1,68	1,01	0,16	0,16	1,00
4G	132	120	1,10	1,69	1,66	1,02	0,19	0,2	0,95
4H	152	142	1,07	1,86	1,78	1,04	0,12	0,1	1,20
5E	149	137	1,09	1,64	1,57	1,04	0,17	0,19	0,89
5F	156	144	1,08	1,56	1,55	1,01	0,17	0,2	0,85
5G	108	101	1,07	1,28	1,29	0,99	0,41	0,41	1,00
5H	145	136	1,07	1,44	1,43	1,01	0,14	0,17	0,82
6E	185	171	1,08	2,23	2,18	1,02	0,21	0,2	1,05
6F	181	169	1,07	2,35	2,27	1,04	0,19	0,17	1,12
6G	176	164	1,07	1,93	2,02	0,96	0,22	0,24	0,92
6H	182	167	1,09	2,44	2,33	1,05	0,16	0,14	1,14
7E	151	136	1,11	2,29	2,20	1,04	0,22	0,22	1,00
7F	155	140	1,11	2,24	2,10	1,07	0,25	0,22	1,14
7G	153	141	1,09	2,27	2,17	1,05	0,21	0,19	1,11
7H	148	138	1,07	2,39	2,21	1,08	0,22	0,17	1,29

Tabela 6.8b Comparação entre parâmetros da curva e σ'_v (log) obtidos com $\dot{\epsilon} = 10^{-6} s^{-1}$ e 24h.

Ensaio	$\sigma'_{vm} (10^{-6} s^{-1})$ (kPa)	$\sigma'_{vm} (24h)$ (kPa)	$\sigma'_{vm} (10^{-6} s^{-1}) /$ $\sigma'_{vm} (24h)$	$C_c (10^{-6} s^{-1})$	$C_c (24h)$	$C_c (10^{-6} s^{-1}) /$ $C_c (24h)$	$C_r (10^{-6} s^{-1})$	$C_r (24h)$	$C_r (10^{-6} s^{-1}) /$ $C_r (24h)$
8C	157	144	1,09	1,76	1,64	1,07	0,22	0,18	1,22
8D	147	138	1,07	1,76	1,71	1,03	0,23	0,2	1,15
8E	173	154	1,12	1,82	1,73	1,05	0,18	0,18	1,00
8F	148	138	1,07	1,85	1,73	1,07	0,24	0,19	1,26
9C	184	176	1,05	1,46	1,54	0,95	0,13	0,22	0,59
9D	200	182	1,10	1,50	1,41	1,06	0,18	0,17	1,06
9E	184	174	1,06	1,63	1,73	0,94	0,15	0,15	1,00
9F	174	166	1,05	1,41	1,44	0,98	0,20	0,18	1,11
10C	179	171	1,05	1,87	1,84	1,02	0,21	0,25	0,84
10D	174	162	1,07	1,61	1,58	1,02	0,26	0,27	0,96
10E	184	179	1,03	1,60	1,63	0,98	0,16	0,2	0,80
10F	174	158	1,10	1,70	1,63	1,04	0,16	0,21	0,76

Para comparar os valores de $C_c/(I + e_0)$ obtidos neste trabalho com os apresentados na tabela (4.1), tomar-se-ão apenas os ensaios com estágios de carga de 24h de duração. Para essa comparação serão tomadas somente as amostras SRA-203(4) a SRA-203(10) que foram classificadas como Argilas de SFL. Também não será levado em conta o resultado do ensaio 5G, porque o corpo de prova desse ensaio apresentou sinais claros de amolgamento.

Com essas ressalvas, a faixa de variação para a relação $C_c/(I + e_0)$ variou de 0,45 a 0,68, com um valor médio de 0,56. Esses valores estão consideravelmente acima dos apresentados na tabela (4.1), que fornece um intervalo de variação entre 0,33 e 0,51, com média de 0,43. Nota-se que o valor mínimo obtido neste trabalho está acima do valor médio obtido por Massad (1999). Diante desses números, é pertinente levantar a questão a respeito da qualidade dos corpos de prova cujos resultados foram utilizados nas análises feitas por Massad (1985, 1999), problema para o qual ele mesmo chamou a atenção.

Os valores da relação $C_c/(I + e_0)$ obtidos neste trabalho causam surpresa por sua magnitude elevada. Basta, para isso, que se compare o valor médio de $C_c/(I + e_0) = 0,56$ desta Argila de Santos com o valor médio de $C_c/(I + e_0) = 0,41$ encontrado para a Argila do Sarapuí (Almeida et al., 2005). Neste aspecto, é importante ressaltar que a Argila do Sarapuí tem em média 69% de argila contra o valor médio de 50% encontrado nas amostras SRA-203(4) a SRA-203(10). Seriam esses valores elevados de $C_c/(I + e_0)$ devidos à presença de montmorilonita nas amostras ensaiadas neste trabalho? Esta é uma resposta que infelizmente não pode ser dada aqui, já que não foram realizados ensaios com o intuito de determinar os argilo-minerais constituintes da fração argila do solo estudado. Entretanto, esta é uma possibilidade que não pode deixar de ser considerada, se for lembrada a ocorrência de montmorilonita na região leste da Baixada Santista, como observado por Massad (1985).

Finalmente, a análise das figuras (5.118) a (5.130) conduz à conclusão de que, no trecho de recompressão, as amostras de Argila de SFL estudadas neste trabalho apresentam valores do coeficiente de adensamento c_v entre $3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Entretanto, como é típico das argilas marinhas moles do litoral brasileiro, passada a tensão de sobre adensamento, o valor de c_v cai abruptamente e se mantém praticamente constante, daí para frente exibindo um valor de $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ a $2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

6.4 – ENSAIOS ESPECIAIS

6.4.1 – ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

De acordo com o modelo de comportamento do Grupo de Reologia da COPPE, o adensamento secundário pode ser explicado com o auxílio da figura (6.2).

Tome-se como exemplo o ponto A da figura (6.2), que está sob adensamento secundário, sob a tensão vertical efetiva σ'_{vA} e velocidade de deformação $\dot{\epsilon}_{vA} = 10^{-7} \text{ s}^{-1}$. Como visto no capítulo 3, a tensão vertical total em A pode ser escrita como

$$\sigma_{vA} = \sigma'_{vsA} + \sigma'_{v\eta A} + u \quad (6.1),$$

onde σ_{vA} é a tensão vertical total, σ'_{vsA} a parcela da tensão vertical efetiva estabelecida nos contatos sólido-sólido, $\sigma'_{v\eta A}$ a parcela viscosa da tensão vertical efetiva e u a poro-pressão.

Por razões já discutidas no item (3.3.2), a parcela viscosa só pode existir, se houver uma velocidade de deformação. No caso do adensamento convencional, essa deformação é a volumétrica específica (ϵ_v) e, portanto, a velocidade de deformação que interessa ao fenômeno é $\dot{\epsilon}_v$. Por razões discutidas no capítulo 3, a parcela viscosa deve ser dependente também do índice de vazios. Assim, $\sigma'_{v\eta A} = \sigma'_{v\eta A}(e_A, \dot{\epsilon}_{vA})$. Já a parcela σ'_{vsA} é admitida ser função apenas do índice de vazios (e), ou seja, $\sigma'_{vsA} = \sigma'_{vsA}(e_A)$.

Com isso a equação (6.1) pode ser reescrita como:

$$\sigma_{vA} = \sigma'_{vsA}(e_A) + \sigma'_{v\eta A}(e_A, \dot{\epsilon}_{vA}) + u \quad (6.2).$$

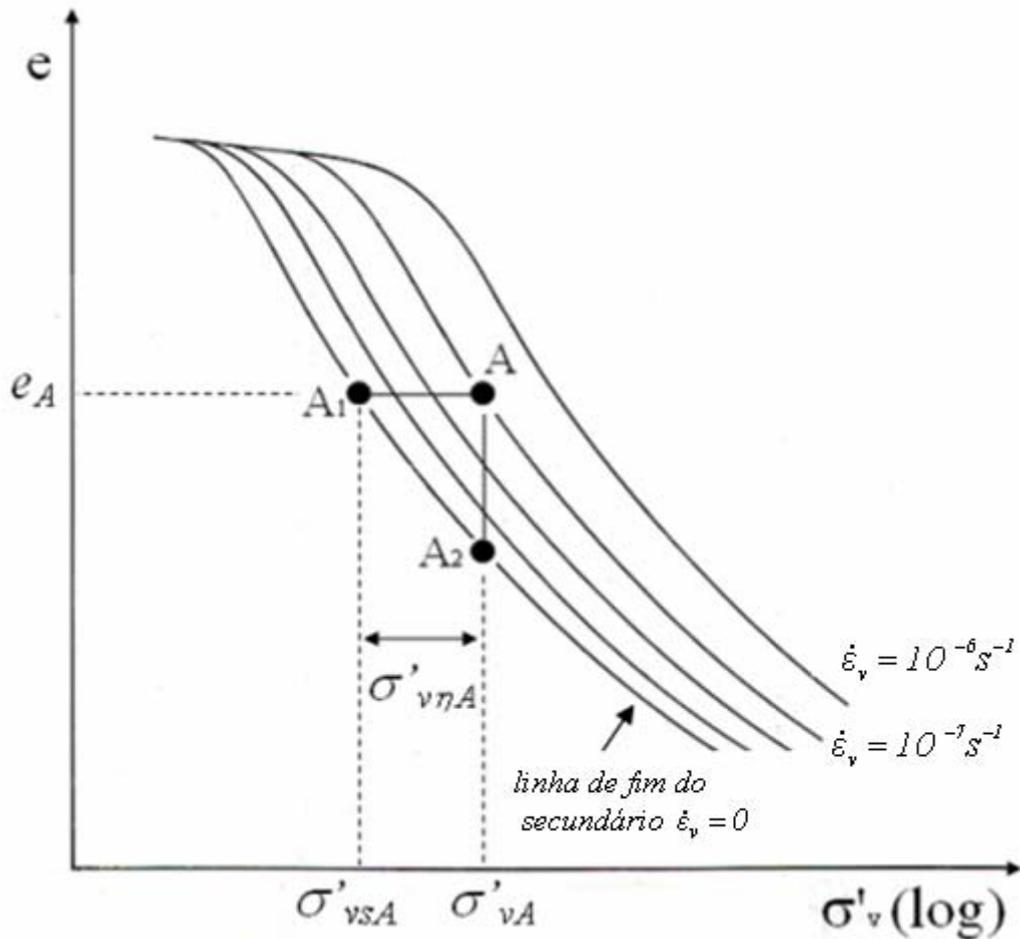


Figura 6.2 O adensamento secundário de acordo com a concepção de Terzaghi (1941), Taylor (1942) e o Grupo de Reologia da COPPE.

Entretanto, como no ponto A da figura (6.2) só há adensamento secundário, a poro-pressão é zero e a tensão vertical total σ_{vA} é igual à tensão vertical efetiva σ'_{vA} . Com isso, a equação (6.2) pode ser escrita como

$$\sigma'_{vA} = \sigma'_{vsA}(e_A) + \sigma'_{v\eta A}(e_A, \dot{\epsilon}_{vA}) \quad (6.3).$$

À medida que o tempo passa, a velocidade de deformação vai diminuindo e com isso a parcela viscosa da tensão vertical efetiva ($\sigma'_{v\eta A}$) também diminui. Entretanto,

como $\sigma'_{vA} = \text{constante}$, $\frac{d\sigma'_{vA}}{dt} = 0$. Segue daí que

$$\frac{d\sigma'_{vsA}}{dt} = -\frac{d\sigma'_{v\eta A}}{dt} \quad (6.4).$$

A expressão (6.4) traduz um resultado importante, qual seja, durante o adensamento secundário à diminuição da parcela viscosa da tensão vertical efetiva corresponde o mesmo ganho da parcela da tensão vertical efetiva sólido-sólido.

Esse mecanismo é bastante interessante, porque, se no adensamento primário há dissipação dos excessos de poro-pressão com aumento de tensão efetiva, no adensamento secundário há transferência da parcela viscosa da tensão vertical efetiva para a parcela sólido-sólido da tensão vertical efetiva.

A característica importante desse mecanismo é a de que, no domínio virgem, ele apresenta uma família de curvas paralelas entre si, para as quais $\dot{\epsilon}_v = \text{constante}$. Essa família de curvas vai sendo atravessada, à medida que o adensamento secundário vai desenvolvendo-se no tempo. O processo termina, quando a linha $\dot{\epsilon}_v = 0$ é alcançada, linha essa que leva o nome de linha de fim do secundário.

Outra característica importante deste modelo é a de que só quem produz deformações é a parcela sólido-sólido da tensão vertical efetiva. Para ilustrar este ponto, basta observar que, à medida que o adensamento secundário vai desenvolvendo-se do ponto A ao ponto A₂, a parcela viscosa, que no ponto A tem magnitude representada por A₁A, vai paulatinamente diminuindo, até se tornar zero no ponto A₂. Ao mesmo tempo, a parcela sólido-sólido vai crescendo ao longo do caminho A₁A₂.

Adensamento Secundário Após Descarregamento Sob Temperatura Constante

Uma consequência imediata do modelo apresentado acima é a de que haverá adensamento secundário, sempre que um ponto de coordenadas (e, σ'_v) estiver acima da linha de fim do adensamento secundário.

Com o mecanismo exposto acima, fica fácil entender o que ocorre após o fim do adensamento primário, quando se descarrega um corpo de prova de argila, como descrito por Johnson (1970) e Feijó (1991). Este aspecto está ilustrado na figura (6.3).

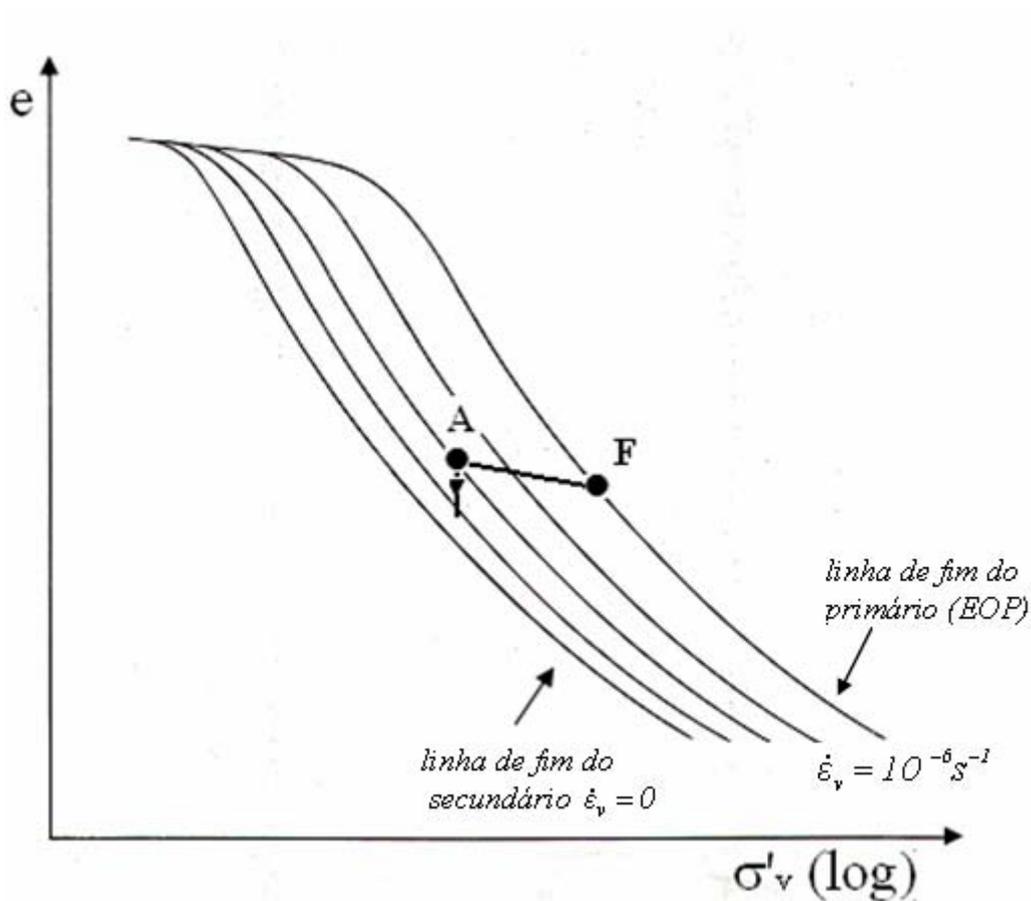


Figura 6.3 Retorno do adensamento secundário após descarregamento.

Observa-se na figura (6.3) que, estando na linha de fim de primário, quanto maior for o OCR gerado pelo descarregamento, mais próximo se estará da curva de fim de secundário. Isso significa também que, após a expansão primária, representada pelo

caminho FA, o adensamento secundário reaparecerá com a velocidade correspondente à curva sobre a qual recair o ponto final do descarregamento, ponto A na figura (6.3).

Caso o descarregamento seja tal que a linha de fim de secundário seja atingida ou ultrapassada, o adensamento secundário não mais reaparecerá.

Caso seja gerado um valor de *OCR* elevado, poderá haver expansão secundária, como mostrado por Feijó (1991). Entretanto, este é um assunto fora do escopo desta dissertação.

Isto posto, podem-se agora discutir os resultados dos ensaios de adensamento com descarregamento.

Casos como o descrito acima são ilustrados pelas curvas *deformação x tempo e deformação x tensão vertical efetiva*, mostradas nas figuras (5.168) a (5.179).

O objetivo destes ensaios era o de localizar a linha de fim de secundário para as diversas amostras da Argila de SFL estudada neste trabalho.

Na figura (5.168) mostra-se, para o ensaio 8C, um gráfico *deformação x tempo* de um estágio de carregamento de 500 para 800 kPa, com 24 horas de duração. Ao fim do estágio, foi realizado um descarregamento para a tensão de 350 kPa, gerando-se um $OCR = 2,29$. Observa-se que, após o descarregamento, houve uma expansão primária. Essa expansão primária está mostrada em detalhe, na figura (5.169). Nota-se que, após a expansão primária, não foram mais notadas deformações com o tempo durante os vinte dias em que o ensaio foi acompanhado.

O resultado desse ensaio está de acordo com o modelo apresentado e sugere que a linha de fim do secundário seja correspondente a um *OCR inferior a 2,29*.

Na figura (5.171) mostra-se, para o ensaio 8D, o gráfico *deformação x tempo* de um estágio de carregamento de 500 para 800 kPa, com 24 horas de duração. Ao fim do estágio, foi realizado um descarregamento para a tensão de 400 kPa, gerando-se um $OCR = 2,00$. Observa-se que, após o descarregamento, houve uma expansão primária.

Essa expansão primária está mostrada em detalhe, na figura (5.172). Nota-se que, após a expansão primária, não foram mais notadas deformações com o tempo durante os vinte dias em que o ensaio foi acompanhado.

O resultado desse ensaio está de acordo com o modelo apresentado e sugere que a linha de fim do secundário seja correspondente a um *OCR* inferior ou igual a 2,00.

Na figura (5.174) mostra-se, para o ensaio 8E, o gráfico *deformação x tempo* de um estágio de carregamento de 500 para 800 kPa, com 24 horas de duração. Ao fim do estágio, foi realizado um descarregamento para a tensão de 300 kPa, gerando-se um *OCR* = 2,67. Observa-se que, após o descarregamento, houve uma expansão primária. Essa expansão primária está mostrada em detalhe, na figura (5.175). Nota-se que, após a expansão primária, não foram mais notadas deformações com o tempo durante os vinte dias em que o ensaio foi acompanhado.

O resultado desse ensaio está de acordo com o modelo apresentado. Neste caso não era esperado o retorno do adensamento secundário, já que não se havia observado o seu retorno para *OCRs* inferiores.

Na figura (5.177) mostra-se, para o ensaio 8F, o gráfico *deformação x tempo* de um estágio de carregamento de 500 para 800 kPa, com 24 horas de duração. Ao fim do estágio, foi realizado um descarregamento para a tensão de 500 kPa, gerando-se um *OCR* = 1,60. Observa-se que, após o descarregamento, houve uma expansão primária. Essa expansão primária está mostrada em detalhe, na figura (5.178). Nota-se que, após aproximadamente 9.000 minutos de expansão primária, o adensamento secundário retornou com a velocidade de $1,9 \times 10^{-10} \text{ s}^{-1}$. Essa velocidade é cerca de 1000 vezes menor que a observada ao fim de 24 horas, imediatamente antes do descarregamento.

O resultado desse ensaio está de acordo com o modelo apresentado. Com esse resultado conclui-se que, de acordo com o modelo, a linha de fim de secundário está associada a um valor de *OCR* superior a 1,6.

Efeito da Temperatura Sobre o Adensamento Secundário

Se o adensamento secundário se dá pela “espremedura” da água adsorvida viscosa existente num contato tipo viscoso, é de se esperar que, aumentando-se a temperatura, a velocidade do adensamento secundário aumente. Isto ocorreria porque ao aumentar a temperatura, a viscosidade da água adsorvida diminuiria.

Neste momento é válido retornar ao exemplo da goma de mascar e lembrar que a lei da viscosidade de Newton, expressa pela equação (3.6) e reescrita abaixo como

$$\tau = \frac{\sigma}{2} = \mu \frac{d\gamma}{dt} \quad (6.5).$$

tem na viscosidade μ um parâmetro dependente da temperatura. Assim, mantendo-se a tensão cisalhante τ na expressão (6.5) constante, um aumento da temperatura fará com que μ diminua. Com isso, a velocidade de distorção aumenta. É o que acontece quando se aumenta a temperatura durante o adensamento secundário. O raciocínio continua válido, mesmo que o fenômeno viscoso seja não-newtoniano, como sugeriram os trabalhos de Santa Maria (2002) e Alexandre (2006).

Um exemplo assim é apresentado na figura (5.145), onde, sob a tensão vertical de 400 kPa, o corpo de prova do ensaio 7A foi submetido a um descarregamento para 300 kPa, quando a velocidade era de $\dot{\epsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$. Como observado nas figuras (5.145) e (5.146), cerca de 1.000 minutos após o descarregamento, o adensamento secundário reapareceu com velocidade $\dot{\epsilon}_v = 1,1 \times 10^{-8} s^{-1}$. Decorridos 1.148 minutos após o descarregamento, o ar condicionado foi desligado e acesas as lâmpadas do sistema de aquecimento. Assim, a temperatura que até então era de $(20 \pm 1)^\circ C$ subiu e estabilizou no valor de equilíbrio de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia, quando, então, a velocidade de deformação atingiu um valor de cerca de $\dot{\epsilon}_v = 3 \times 10^{-8} s^{-1}$. Todo o estágio de descarregamento está mostrado em detalhe, na figura (5.146), onde se nota o momento em que houve a mudança de temperatura.

O aumento da velocidade de deformação observado com o aumento da temperatura também está de acordo com o modelo descrito.

Após 60 dias sob 300 kPa, o corpo de prova voltou a ser submetido à tensão de 400 kPa, sob a qual permaneceu durante 66 dias na temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Este estágio está mostrado na figura (5.147). Após 40 minutos sob 400 kPa, o corpo de prova atingiu a deformação $\varepsilon_v = 31,1\%$, com a velocidade de $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$, como mostrado na figura (6.4), que é um detalhe da figura (5.150).

De acordo com o modelo, no ponto B da figura (6.4) a velocidade de deformação deveria ser menor que $1 \times 10^{-6} s^{-1}$. Entretanto, isso só deveria ocorrer, se a temperatura fosse mantida em $(20 \pm 1)^\circ C$. O fenômeno pode facilmente ser explicado acompanhando-se o seguinte raciocínio. Suponha na figura (6.4) o ponto A' sob $(20 \pm 1)^\circ C$ e o ponto B sob $(35 \pm 2)^\circ C$. No ponto B a tensão vertical efetiva σ'_{vB} pode ser escrita, independentemente da temperatura, como

$$\sigma'_{vB} = \sigma'_{vsB}(e_B) + \sigma'_{v\eta B}(e_B, \dot{\varepsilon}_{vB}) \quad (6.6).$$

A parcela $\sigma'_{vsB}(e_B)$ depende apenas do índice de vazios. Assim, $\sigma'_{vsB}(e_B)$ é a mesma do ponto A', tanto para a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$ quanto para a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Desta forma, a parcela viscosa $\sigma'_{v\eta B}(e_B, \dot{\varepsilon}_{vB})$ também é a mesma para ambas as temperaturas. Ocorre que a parcela viscosa $\sigma'_{v\eta B}(e_B, \dot{\varepsilon}_{vB})$, seja a resistência viscosa newtoniana ou não, é dada, para um índice de vazios fixo e_B , por

$$\sigma'_{v\eta B}(e_B, \dot{\varepsilon}_{vB}) = \mu(\theta) f(\dot{\varepsilon}_v) \quad (6.7),$$

sendo $f(\dot{\varepsilon}_v)$ uma função crescente da velocidade de deformação $(\dot{\varepsilon}_v)$ e $\mu(\theta)$ um coeficiente de viscosidade que é uma função decrescente da temperatura θ . Segue daí que

$$\mu(20^{\circ}\text{C})f(\dot{\epsilon}_v)_{(20^{\circ}\text{C})} = \mu(35^{\circ}\text{C})f(\dot{\epsilon}_v)_{(35^{\circ}\text{C})} \quad (6.8),$$

ou seja,

$$\frac{\mu(20^{\circ}\text{C})}{\mu(35^{\circ}\text{C})} = \frac{f(\dot{\epsilon}_v)_{(35^{\circ}\text{C})}}{f(\dot{\epsilon}_v)_{(20^{\circ}\text{C})}} \quad (6.9).$$

Entretanto, como $f(\dot{\epsilon}_v)_{(\theta)}$ é uma função crescente, conclui-se finalmente que $(\dot{\epsilon}_v)_{(35^{\circ}\text{C})} > (\dot{\epsilon}_v)_{(20^{\circ}\text{C})}$, ou seja, que $(\dot{\epsilon}_{vB}) > (\dot{\epsilon}_{vA'})$, que é o resultado fornecido pelo ensaio 7A no ponto B da figura (6.4).

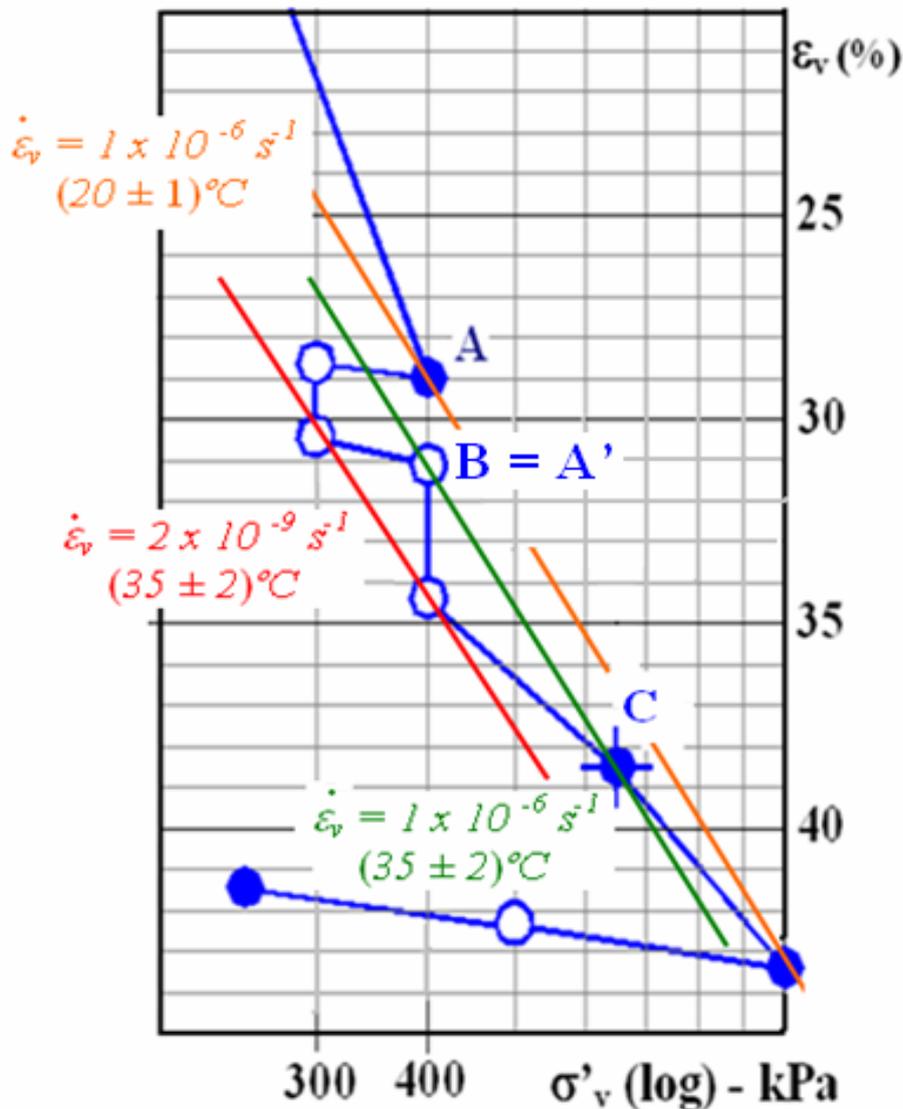


Figura 6.4 Efeito da temperatura sobre o adensamento secundário (ensaio 7A).

Após 66 dias de adensamento secundário, o corpo de prova do ensaio 7A foi carregado para 650 kPa, mantendo-se a temperatura em $(35 \pm 2)^{\circ}C$. O carregamento de 650 kPa foi mantido sob $(35 \pm 2)^{\circ}C$, até que o corpo de prova apresentasse a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$. O par $(\varepsilon_v, \sigma'_v)$ associado a essa condição está representado pelo ponto C, na figura (6.4). Pela razão discutida, o ponto C deve estar abaixo do que estaria, se o estágio de 400 para 650 kPa tivesse sido realizado sob a temperatura de $(20 \pm 1)^{\circ}C$.

Pretendia-se comparar o ensaio 7A com os ensaios 7E, 7F, 7G e 7H, todos realizados com $(20 \pm 1)^{\circ}C$, para mostrar que o ponto C da figura (6.4) se situaria abaixo das curvas de compressão dos referidos ensaios. Infelizmente isso não pôde ser feito, porque, como já discutido anteriormente, há características diferentes entre as amostras dos corpos de prova dos ensaios 7A, 7B e 7C e dos ensaios 7E, 7F, 7G e 7H.

Imediatamente após atingida a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$, as lâmpadas foram desligadas e o ar condicionado religado. Aguardou-se então um tempo adicional de cerca de 900 minutos, para que a temperatura retornasse a $(20 \pm 1)^{\circ}C$, quando, então, a tensão foi incrementada para 1.000 kPa, permanecendo sob essa tensão até que fosse atingida a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$. Atingida essa velocidade, o corpo de prova foi imediatamente descarregado para a tensão de 500 kPa, sendo observado sob essa tensão e sob a temperatura de $(20 \pm 1)^{\circ}C$, por 59 dias.

Na figura (5.148) estão mostradas as curvas deformação x tempo correspondentes ao estágio de carregamento de 650 para 1000 kPa e descarregamento de 1000 para 500 kPa. Mostra-se, também, na figura (5.149) a curva deformação x tempo correspondente apenas ao descarregamento de 1000 para 500 kPa.

Nota-se, claramente, na figura (5.149) que após cerca de 8 dias (11.000 minutos) o adensamento secundário reaparece e é observado por 51 dias, período no qual apresentou uma deformação de 0,05%, ou seja, uma velocidade média de $\dot{\varepsilon}_v = 1,1 \times 10^{-10} s^{-1}$.

Pode-se concluir daí que a linha de fim de secundário para a amostra SRA-203(7) está ligeiramente além da linha de $OCR = 2,0$ tomada em relação à curva de compressão associada à $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$.

Outro exemplo similar de efeito da temperatura sobre o adensamento secundário pode ser observado no ensaio 7C.

Na figura (5.159), sob a tensão vertical de 500 kPa o corpo de prova do ensaio 7C foi submetido a um descarregamento para 300 kPa, quando a velocidade era de $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$. Como observado nas figuras (5.159) e (5.160), o adensamento secundário reapareceu cerca de 1000 minutos após o descarregamento. Decorridos 1.163 minutos após o descarregamento, o ar condicionado foi desligado e foram acesas as lâmpadas do sistema de aquecimento. Assim, a temperatura, que até então era de $(20 \pm 1)^\circ C$, subiu e estabilizou no valor de $(35 \pm 2)^\circ C$, em cerca de 1 dia. Todo o estágio de descarregamento está mostrado em detalhe, na figura (5.160), onde se nota o momento em que houve a mudança de temperatura. Nota-se, portanto, mais uma vez, o aumento da velocidade de deformação com o aumento da temperatura, uma característica prevista pelo modelo.

Ao fim de 60 dias, $\varepsilon_v = 30,6\%$ e a velocidade de deformação de $\dot{\varepsilon}_v \cong 5 \times 10^{-10} s^{-1}$. Após 60 dias sob 300 kPa, o corpo de prova voltou a ser submetido à tensão de 400 kPa, sob a qual permaneceu durante 66 dias na temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$. Este estágio está mostrado na figura (5.161). Após 40 minutos sob 400 kPa, o corpo de prova atingiu a deformação $\varepsilon_v = 30,9\%$, com a velocidade de $\dot{\varepsilon}_v \cong 3 \times 10^{-7} s^{-1}$, como mostrado na figura (6.5). Como a curva deformação x tempo do recarregamento de 300 para 400 kPa era não-terzaghiana (figura (5.161)) e desejava-se tomar um ponto no adensamento secundário, plotou-se na figura (6.5) o ponto com $\dot{\varepsilon}_v \cong 3 \times 10^{-7} s^{-1}$ por ser o referido ponto o primeiro após $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$, julgado como pertencente ao adensamento secundário daquele estágio.

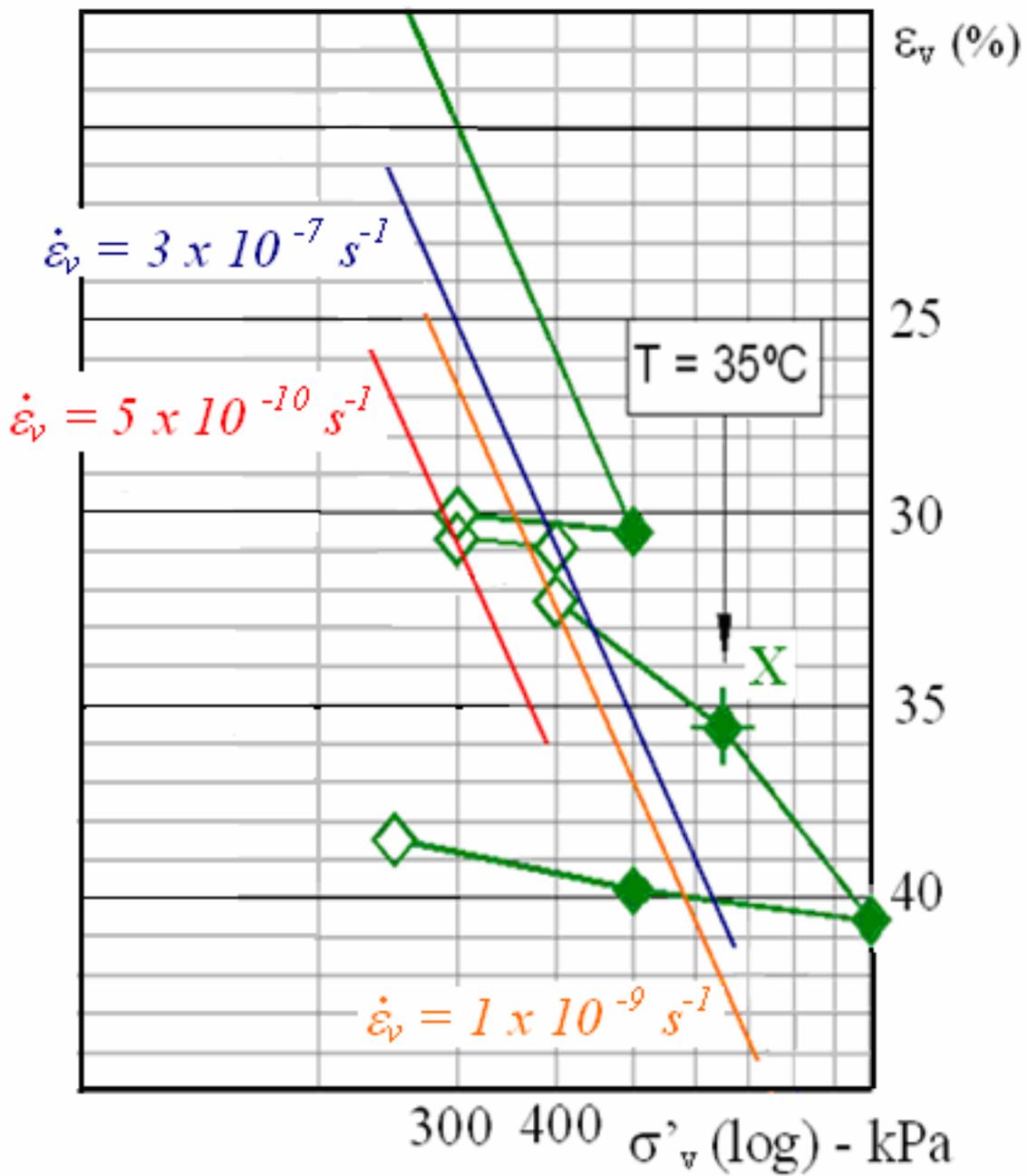


Figura 6.5 Efeito da temperatura sobre o adensamento secundário (ensaio 7C).

Após 66 dias de adensamento secundário sob 400 kPa, o corpo de prova do ensaio 7C apresentou a deformação $\varepsilon_v = 32,2\%$ e velocidade $\dot{\varepsilon}_v \cong 1 \times 10^{-9} s^{-1}$, como mostra a figura (6.5).

A figura (6.5) mostra ainda que, passando curvas paralelas à linha de compressão virgem pelos pontos $(\varepsilon_v, \sigma'_v)$ nos quais são conhecidas as velocidade de deformação $(\dot{\varepsilon}_v)$, se obtém uma família de curvas, ordenadas de cima para baixo, em ordem decrescente de velocidade. Esta é outra característica do modelo.

Para ilustrar este aspecto, nota-se que, sob a tensão de 300 kPa, o corpo de prova se deformou, em 60 dias, de $\varepsilon_v = 30,6\%$ a $\varepsilon_v = 30,9\%$. Isso se deveu ao fato da pequena velocidade desenvolvida decorrente do $OCR = 1,6$ (o que faz com que o corpo de prova esteja mais próximo à linha de fim do secundário). Já sob a tensão de 400 kPa, o corpo de prova se deformou, em 66 dias, de $\varepsilon_v = 30,9\%$ a $\varepsilon_v = 32,2\%$. Isto significa que sob $OCR = 1,25$ a velocidade média de deformação $(\dot{\varepsilon}_v)$ é cerca de 4 vezes maior do que sob $OCR = 1,6$. Todos estes aspectos estão ilustrados na figura (6.5).

Findos os 66 dias de adensamento secundário sob 400 kPa, o corpo de prova do ensaio 7C foi carregado para 650 kPa, mantendo-se a temperatura em $(35 \pm 2)^\circ C$. O carregamento de 650 kPa foi mantido sob $(35 \pm 2)^\circ C$, até que o corpo de prova apresentasse a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$. O par $(\varepsilon_v, \sigma'_v)$ associado a esta condição está representado na figura (6.5) e, por tudo o que foi discutido anteriormente, tal ponto deve estar abaixo do que estaria, se o estágio de 400 para 650 kPa tivesse sido realizado sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$.

Pretendia-se comparar o ensaio 7C com os ensaios 7E, 7F, 7G e 7H, todos realizados com $(20 \pm 1)^\circ C$, para mostrar que o ponto X da figura (6.5) se situaria abaixo das curvas de compressão dos referidos ensaios. Infelizmente isso não pôde ser feito pelas mesmas razões já explicadas, quando da análise do ensaio 7A.

Ainda sob 650 kPa, imediatamente após atingida a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, as lâmpadas foram desligadas e o ar condicionado religado. Aguardou-se então um tempo adicional de cerca de 900 minutos, para que a temperatura retornasse a $(20 \pm 1)^\circ \text{C}$, quando, então, a tensão foi incrementada para 1.000 kPa, permanecendo sob tal valor, até que fosse atingida a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. Atingida essa velocidade, o corpo de prova foi imediatamente descarregado para a tensão de 500 kPa, tensão sob a qual permaneceu por cerca de 3 dias, sem que o adensamento secundário reaparecesse. Após 3 dias, o corpo de prova 7C foi descarregado para 250 kPa, permanecendo sob esta tensão por 57 dias e sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ \text{C}$.

Na figura (5.162) está apresentada a curva deformação x tempo para o estágio de descarregamento de 500 para 250 kPa, o que corresponde a um $OCR = 4$. Durante os 57 dias sob observação, não foi notada nenhuma deformação devida ao adensamento secundário. A “perturbação” havida por volta de 70.000 minutos, mostrada na figura (5.162), deveu-se apenas a uma variação de cerca de 3°C na temperatura ambiente, como consequência da falta de energia.

O ensaio 7D foi realizado num corpo de prova remoldado no laboratório, para que se pudesse avaliar, ainda que qualitativamente, como estaria a qualidade das amostras consideradas “indeformadas”. Esta discussão já foi feita no item (6.2).

Sobre o ensaio 7D há apenas que registrar aqui a curva deformação x tempo observada após o descarregamento de 400 para 200 kPa, mostrada na figura (5.164). Trinta e cinco minutos após o descarregamento o ar condicionado foi desligado e foram acesas as lâmpadas. Com isso, em cerca de 1 dia a temperatura subiu de $(20 \pm 1)^\circ \text{C}$ para $(35 \pm 2)^\circ \text{C}$, temperatura sob a qual o ensaio 7D permaneceu por 126 dias.

Após atingir o máximo da expansão primária para $\varepsilon_v = 37,0\%$ em 2800 minutos e permanecer nesta deformação por cerca de mais 8.000 minutos, houve uma subida da temperatura para 37°C - 38°C , que se manteve por cerca de 3 dias e fez com que a deformação subisse para $\varepsilon_v = 37,1\%$. Depois disso, a temperatura voltou a

estabilizar em $(35 \pm 2)^\circ C$ e assim permaneceu por mais 24 dias até cerca de 50.000 minutos. Durante esses 24 dias a deformação se manteve no valor $\varepsilon_v = 37,1\%$.

A partir de 50.000 minutos até cerca de 180.000 minutos, notou-se uma variação na deformação de $\Delta\varepsilon_v = 0,05\%$, o que dá uma velocidade média de $\dot{\varepsilon}_v = 6 \times 10^{-11} s^{-1}$. Após cerca de 180.000 minutos, o ar condicionado foi religado e as lâmpadas desligadas, retornando-se à temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$, por volta de 1 dia. Notou-se com isso uma pequena expansão com o tempo, fato que pode ser atribuído às deformações térmicas de todo o sistema. Essa velocidade de expansão foi aproximadamente $\dot{\varepsilon}_v = 3 \times 10^{-11} s^{-1}$.

6.4.2 – RELAXAÇÃO DE TENSÕES

De acordo com o modelo de comportamento do Grupo de Reologia da COPPE, a relaxação de tensões pode ser explicada com o auxílio da figura (6.6).

Tome-se como exemplo o ponto A da figura (6.6) que está no adensamento secundário sob a tensão vertical efetiva σ'_{vA} e velocidade de deformação $\dot{\varepsilon}_{vA} = 10^{-6} s^{-1}$. Diante dessas condições, a tensão vertical efetiva em A é dada pela equação (6.3) reescrita abaixo:

$$\sigma'_{vA} = \sigma'_{vsA}(e_A) + \sigma'_{v\eta\eta}(e_A, \dot{\varepsilon}_{vA}) \quad (6.3).$$

Se naquele momento o braço da prensa for bloqueado como mostrado na figura (3.39), a velocidade de deformação $\dot{\varepsilon}_v$ se torna zero e, assim, a parcela viscosa da tensão vertical efetiva $(\sigma'_{v\eta\eta})$ deve cair também a zero. Como o fenômeno se dá com índice de vazios constante, a parcela sólido-sólido (σ'_{vsA}) da tensão vertical efetiva não varia. Portanto, a relaxação de tensões corresponde ao decréscimo paulatino da parcela viscosa da tensão

vertical efetiva até o seu desaparecimento total. Deste modo, na relaxação de tensões o caminho seguido com o tempo é de A para B, como mostrado na figura (6.6).

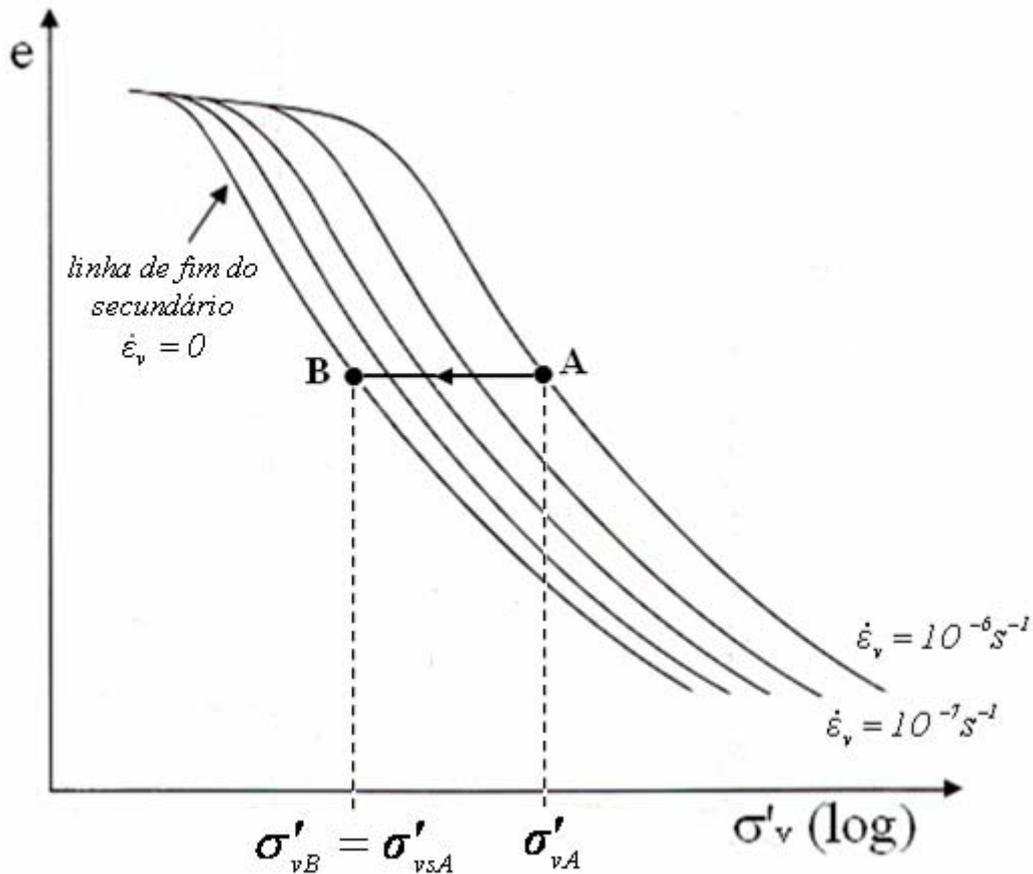


Figura 6.6 Relaxação de tensões.

Mas, se a velocidade de deformação cai a zero, quando se bloqueia o braço da prensa, por que razão a parcela viscosa não desaparece instantaneamente? Isto ocorre, porque as deformações de expansão devidas à diminuição da tensão efetiva ao longo de AB são exatamente iguais às deformações sofridas por adensamento secundário durante o mesmo caminho AB e esses fenômenos só ocorrem ao longo do tempo.

Uma outra forma de enxergar tal fenômeno é observando que o caminho AB da figura (6.6) poderia ser reproduzido, partindo-se de A aplicando-se pequenos descarregamentos e permitindo que haja expansão primária. No momento em que o adensamento secundário, após o seu reaparecimento, tornar a cruzar a horizontal para a

qual $e = e_A$, aplicar-se-ia novo descarregamento e assim sucessivamente, até se chegar ao ponto B.

Na realidade uma relaxação de tensões, como mostrada na figura (6.6), é impossível de ser realizada com a montagem apresentada na figura (5.144). Isto ocorre, porque o anel dinamométrico não é rígido e permite que o braço da prensa sofra uma rotação, fazendo com que o corpo de prova se deforme seguindo o caminho inclinado AB da figura (6.7). Por outro lado, tal ensaio é bastante adequado porque é possível durante o processo, medir simultaneamente as velocidades de deformação, a carga transferida para o anel dinamométrico e o alívio da tensão vertical efetiva. A este processo, Garcia (1996) deu o nome de relaxação imperfeita de tensões.

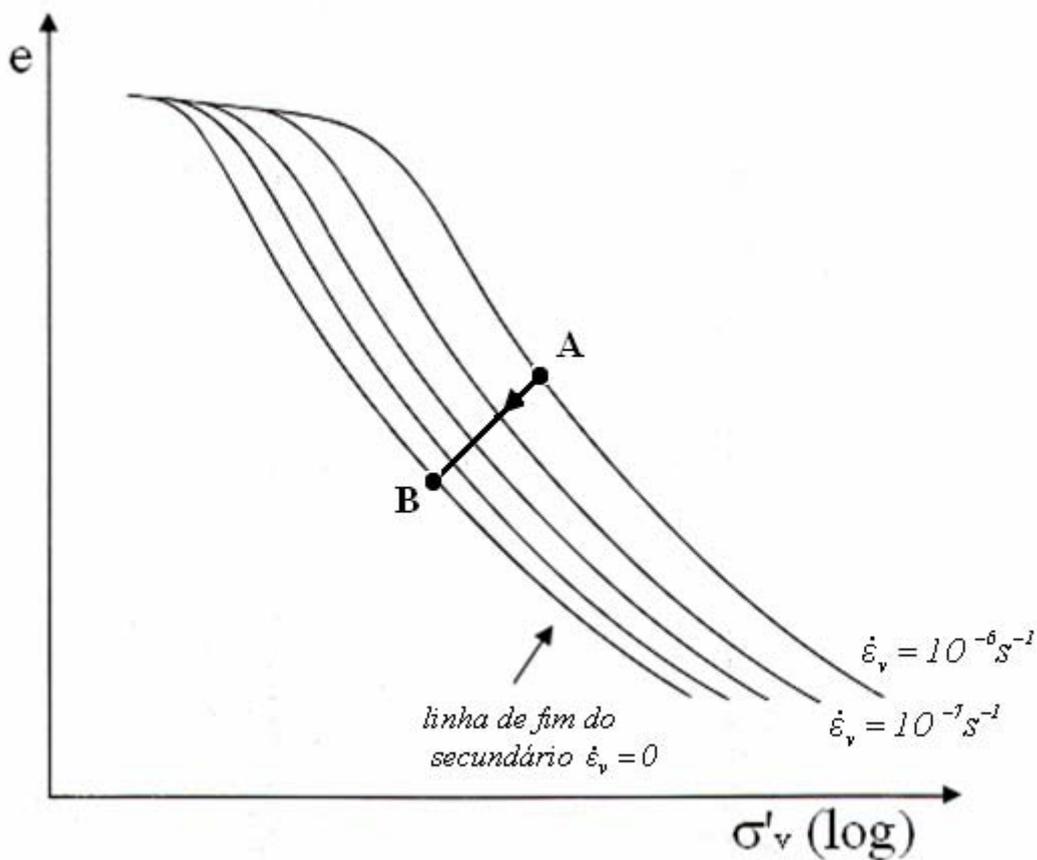


Figura 6.7 Relaxação imperfeita de tensões.

Explicada a relaxação imperfeita de tensões, pode-se agora analisar o ensaio 7B.

No ensaio 7B ao ser realizado o estágio de carregamento de 200 para 450 kPa sob $(20 \pm 1)^{\circ}C$, esperou-se que a velocidade de deformação atingisse o valor $\dot{\epsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$ para que se desse início a um estágio de relaxação imperfeita de tensões.

A relaxação imperfeita de tensões se inicia quando após posicionar o anel dinamométrico no suporte, como mostrado na figura (5.144), ele é tocado pelo braço da prensa. A partir de então, parte da carga vertical suportada pelo corpo de prova passa a ser transferida ao longo do tempo para o anel dinamométrico ao mesmo tempo em que a velocidade de deformação do corpo de prova vai diminuindo.

As figuras (5.151) e (5.152) mostram respectivamente as curvas tensão vertical efetiva x tempo e deformação vertical específica x tempo durante a relaxação imperfeita de tensões partindo-se de 450 kPa.

Aos 1149 minutos do início da relaxação, o ar condicionado foi desligado e as lâmpadas acesas. Com isso, a temperatura que era de $(20 \pm 1)^{\circ}C$ subiu após cerca de um dia, para $(35 \pm 2)^{\circ}C$. O efeito do aumento da temperatura torna-se nítido nos gráficos das figuras (5.151) e (5.152). O alívio da tensão vertical efetiva passa a se dar com maior velocidade assim como aumenta a velocidade de deformação. O mecanismo é, portanto, similar àquele observado durante o adensamento secundário quando se submete o ensaio a um aumento da temperatura.

Ao término do estágio de relaxação imperfeita de tensões, que durou 60 dias, houve uma diminuição da tensão vertical efetiva de 450 para 320 kPa. Se o ensaio não tivesse sido interrompido, mais a tensão vertical efetiva teria diminuído. De qualquer modo, é importante observar que dos 450 kPa sob os quais o corpo de prova adensou, pelo menos 130 kPa eram devidos à parcela viscosa da tensão vertical efetiva, ou seja, aproximadamente 29%!

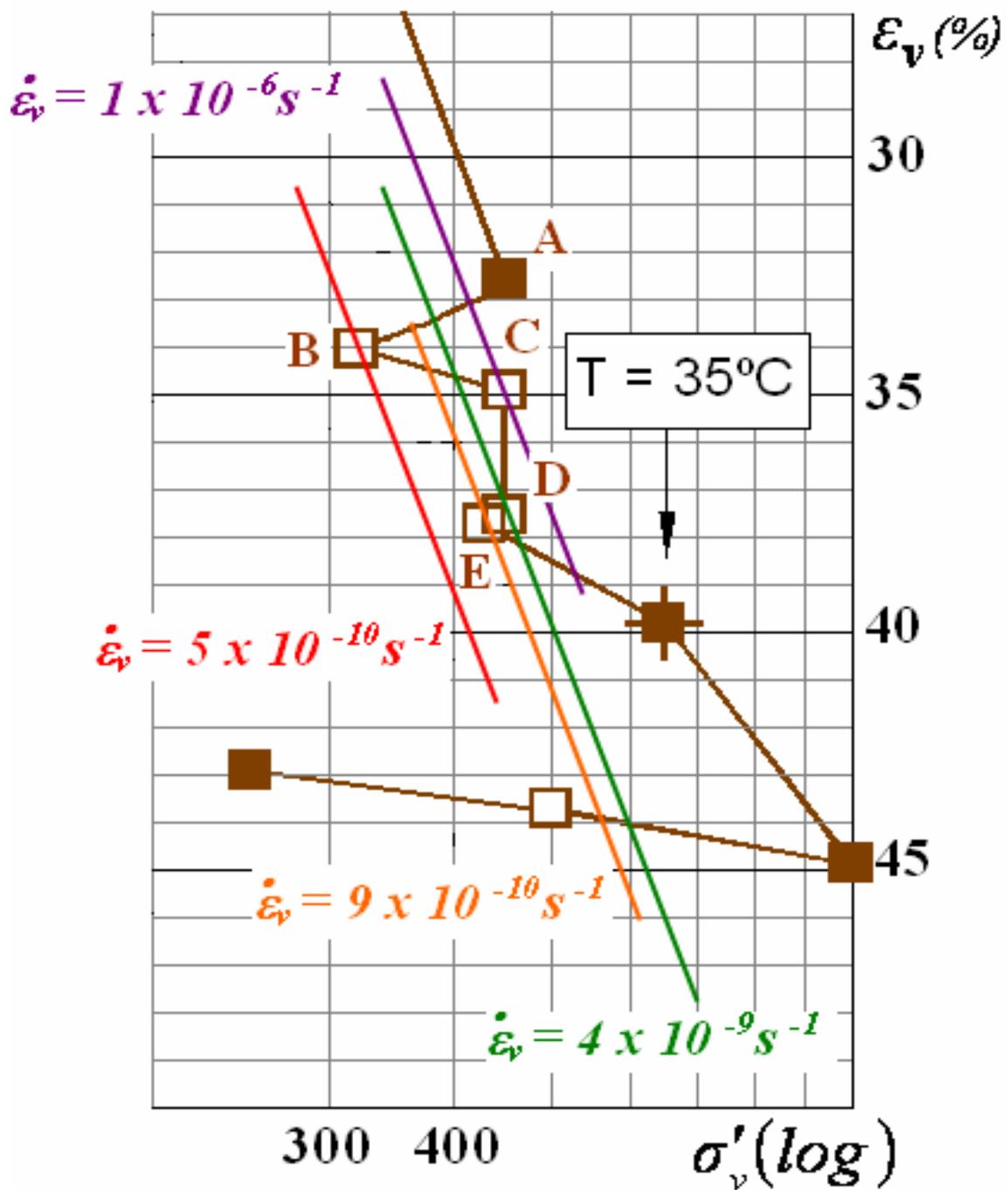


Figura 6.8 Caminhos seguidos nos carregamentos, relaxações imperfeitas descarregamentos no ensaio 7B.

O caminho AB seguido pela relaxação imperfeita de tensões à qual foi submetido o corpo de prova CP7B está mostrado na figura (6.8).

Dignas de nota são as coordenadas $(\varepsilon_v, \sigma'_v) = (34,0\%, 320 \text{ kPa})$ do ponto B, onde a relaxação imperfeita foi interrompida, ponto no qual a velocidade era de $\dot{\varepsilon}_v = 5 \times 10^{-10} \text{ s}^{-1}$.

A relaxação imperfeita de tensões foi interrompida simplesmente retirando-se o anel dinamométrico. Com isso o corpo de prova voltou a ficar submetido à tensão vertical efetiva de 450 kPa quando, então, se submeteu a um adensamento secundário sob $(35 \pm 2)^\circ \text{C}$ durante 23 dias. Este adensamento secundário está representado na figura (6.8) pelo segmento CD.

No ponto C, de coordenadas $(\varepsilon_v, \sigma'_v) = (34,9\%, 450 \text{ kPa})$, a velocidade de deformação era de $\dot{\varepsilon}_v = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. Como discutido na análise do ensaio 7A, no ponto C da figura (6.8) a velocidade de deformação deveria ser menor que $1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. Entretanto, isso só deveria ocorrer se a temperatura fosse mantida em $(20 \pm 1)^\circ \text{C}$.

No ponto D, de coordenadas $(\varepsilon_v, \sigma'_v) = (37,3\%, 450 \text{ kPa})$, a velocidade era de $\dot{\varepsilon}_v = 4 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$. Neste ponto voltou-se a fazer novo estágio de relaxação imperfeita de tensões sob $(35 \pm 2)^\circ \text{C}$. Este segundo estágio de relaxação teve a duração de 44 dias e está representado na figura (6.8) pelo segmento DE, sendo E o ponto de coordenadas $(\varepsilon_v, \sigma'_v) = (37,7\%, 429 \text{ kPa})$ ao qual corresponde a velocidade $\dot{\varepsilon}_v = 9 \times 10^{-10} \text{ s}^{-1}$

As figuras (5.154) e (5.155) mostram respectivamente as curvas tensão vertical efetiva x tempo e deformação vertical específica x tempo durante o segundo estágio de relaxação imperfeita de tensões partindo-se de 450 kPa.

Nota-se na figura (5.154) que neste segundo estágio de relaxação, a tensão vertical efetiva teve um decréscimo de apenas 21 kPa.

Voltando à primeira relaxação, o período em que ela se deu apenas sob temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$ foi de 57 dias, período em que a deformação (ϵ_v) variou de 33,5% a 34,0% (ver figura (5.152)). Neste período, a velocidade de deformação variou de $\dot{\epsilon}_v = 2 \times 10^{-8} s^{-1}$ a $\dot{\epsilon}_v = 5 \times 10^{-10} s^{-1}$ quando a tensão vertical efetiva caiu de 375 para 320 kPa, ou seja, 55 kPa.

A diferença entre os decréscimos de tensão efetiva notada entre os dois estágios de relaxação se deve ao fato de que na primeira relaxação a velocidade de partida era maior do que a velocidade de partida da segunda. Além disso, a velocidade do término da primeira foi inferior à velocidade de término da segunda. Segue daí a conclusão de que a parcela viscosa perdida na primeira relaxação foi maior do que na segunda. Como se vê na figura (6.8) a linha que passa pelo ponto B está à esquerda da linha que passa pelo ponto E. Isso faz com que o ponto B esteja mais próximo à linha de fim do secundário do que o ponto E o que justifica a velocidade de deformação no ponto B ser menor do que a observada no ponto E. Mais uma vez este resultado está de acordo com o modelo.

Após 44 dias, o segundo estágio de relaxação imperfeita foi interrompido e ainda sob a temperatura de $(35 \pm 2)^\circ C$ foi aplicada a tensão de 650 kPa. O carregamento de 650 kPa foi mantido sob $(35 \pm 2)^\circ C$ até que o corpo de prova apresentasse a velocidade $\dot{\epsilon}_v = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$. O par (ϵ_v, σ'_v) associado a esta condição está representado na figura (6.8). Como discutido no ensaio 7A, o referido ponto deve estar abaixo do que estaria se o estágio de 400 para 650 kPa tivesse sido realizado sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ C$.

Pretendia-se comparar o ensaio 7B com os ensaios 7E, 7F, 7G e 7H todos realizados com $(20 \pm 1)^\circ C$. Isto não foi feito por razões já explicadas na análise do ensaio 7A.

Sob 650 kPa, imediatamente após atingida a velocidade $\dot{\epsilon}_v = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, as lâmpadas foram desligadas e o ar condicionado religado. Aguardou-se então um tempo adicional de cerca de 900 minutos para que a temperatura retornasse a $(20 \pm 1)^\circ \text{C}$ quando, então, a tensão foi incrementada para 1000 kPa permanecendo sob este valor até que fosse atingida a velocidade $\dot{\epsilon}_v = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. Atingida esta velocidade, o corpo de prova foi imediatamente descarregado para a tensão de 500 kPa sendo observado sob esta tensão e sob a temperatura de $(20 \pm 1)^\circ \text{C}$ por 59 dias.

Na figura (5.156) estão mostradas as curvas deformação x tempo correspondentes ao estágio de carregamento de 650 para 1000 kPa e descarregamento de 1000 para 500 kPa. Mostra-se também na figura (5.157) a curva deformação x tempo correspondente apenas ao descarregamento de 1000 para 500 kPa.

Nota-se claramente na figura (5.157) que após cerca de 8 dias (11.000 minutos) o adensamento secundário reaparece e é observado por 51 dias, período no qual apresentou uma deformação de 0,06%, ou seja, uma velocidade média de $\dot{\epsilon}_v = 1,2 \times 10^{-10} \text{ s}^{-1}$.

Pode-se concluir daí, como se havia concluído para o ensaio 7A, que a linha de fim de secundário para a amostra SRA-203(7) está ligeiramente além da linha de $OCR = 2,0$ tomada em relação à curva de compressão associada à $\dot{\epsilon}_v = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$.

6.5 – HISTÓRIA DE TENSÕES E PERFIL OCR X PROFUNDIDADE

Muitas vezes a expressão “história de tensões” é usada como sinônimo da relação entre razão de sobreadensamento (OCR) e a profundidade (z). Ocorre que a relação $OCR \times z$ é na verdade o retrato do depósito sedimentar ao final da sua história de tensões propriamente dita. Esta história de tensões diz respeito à sequência de carregamentos e descarregamentos que o depósito sofreu durante toda a sua existência. Esses carregamentos e descarregamentos incluem desde o adensamento sofrido sob peso próprio durante a formação do depósito até fenômenos como erosão e carregamentos

devidos à variação do nível do mar. Assim, o que se tentará neste item é estabelecer uma história de tensões para a argila de SFL em questão com o objetivo de explicar, à luz dos mecanismos de adensamento primário e secundário, o perfil $OCR \times z$ mostrado na figura (6.9).

Deve-se ressaltar que em presença de uma série de incertezas, há diversas hipóteses que devem ser adotadas para que se restabeleça a história de tensões e se tente chegar ao perfil de $OCR \times z$ como ele deveria se apresentar hoje. Para um estudo completo, seria necessário considerar todas as combinações de hipóteses possíveis para que se pudesse saber que combinação daria a resposta mais próxima ao perfil $OCR \times z$ determinado experimentalmente. Esta é uma tarefa que foge ao escopo deste trabalho e, portanto, será aqui apresentada apenas uma alternativa para a história de tensões que o autor achou razoável. Neste sentido, a análise apresentada neste item deve ser, pelas razões expostas, encarada apenas como conjectura.

Na tentativa de restabelecer a história de tensões da camada de argila de SFL, há que se fazer estimativas dos recalques para um domínio bastante amplo das tensões efetivas (incluindo-se aquelas devidas à sua formação). Como foi visto no capítulo 5, as curvas $e \times \sigma'_v (\log)$ apresentam-se com o trecho de compressão virgem nitidamente curvo. Com isso, o valor do índice de compressão (C_c) não pode ser considerado constante. Para evitar este inconveniente adotar-se-á aqui, para a representação da curva de compressão, o gráfico $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ proposto por Butterfield (1979), Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994), sendo v o volume específico ($v=1+e$).

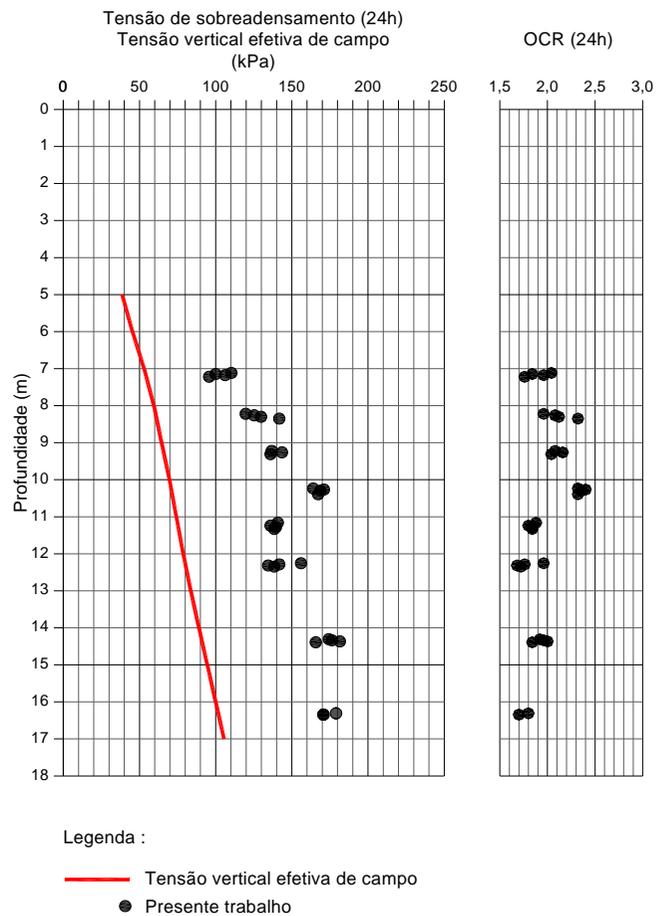
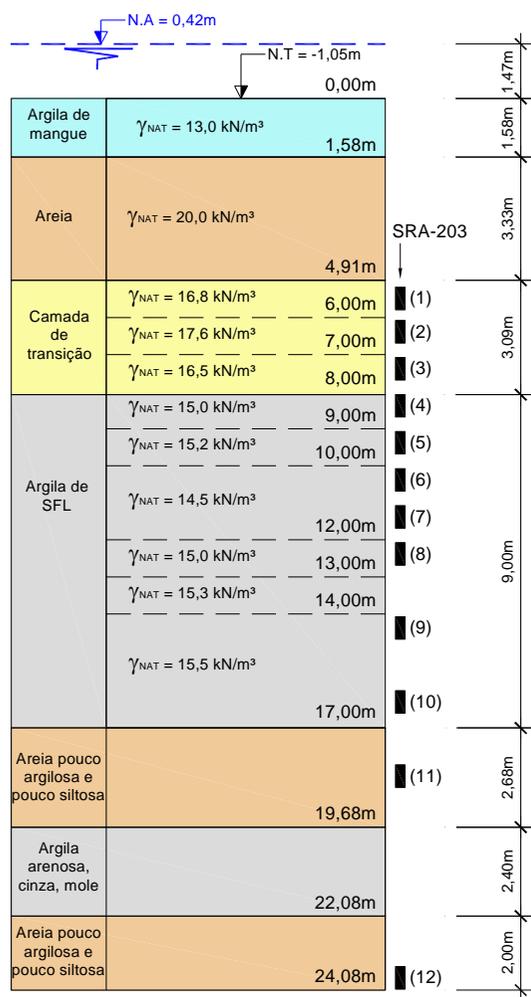


Figura 6.9 Perfis σ'_{vm} x profundidade(z) e OCR x profundidade (z).

De acordo com esta representação, a relação $v \times \sigma'_v$ pode ser escrita no domínio normalmente adensado como:

$$\log v_1 - \log v_2 = \zeta_c (\log \sigma'_{v2} - \log \sigma'_{v1}) \quad (6.1),$$

e no domínio sobreadensado como

$$\log v_1 - \log v_2 = \zeta_r (\log \sigma'_{v2} - \log \sigma'_{v1}) \quad (6.2).$$

A figura (6.10) ilustra a representação esquemática de uma curva de compressão nesse tipo de gráfico.

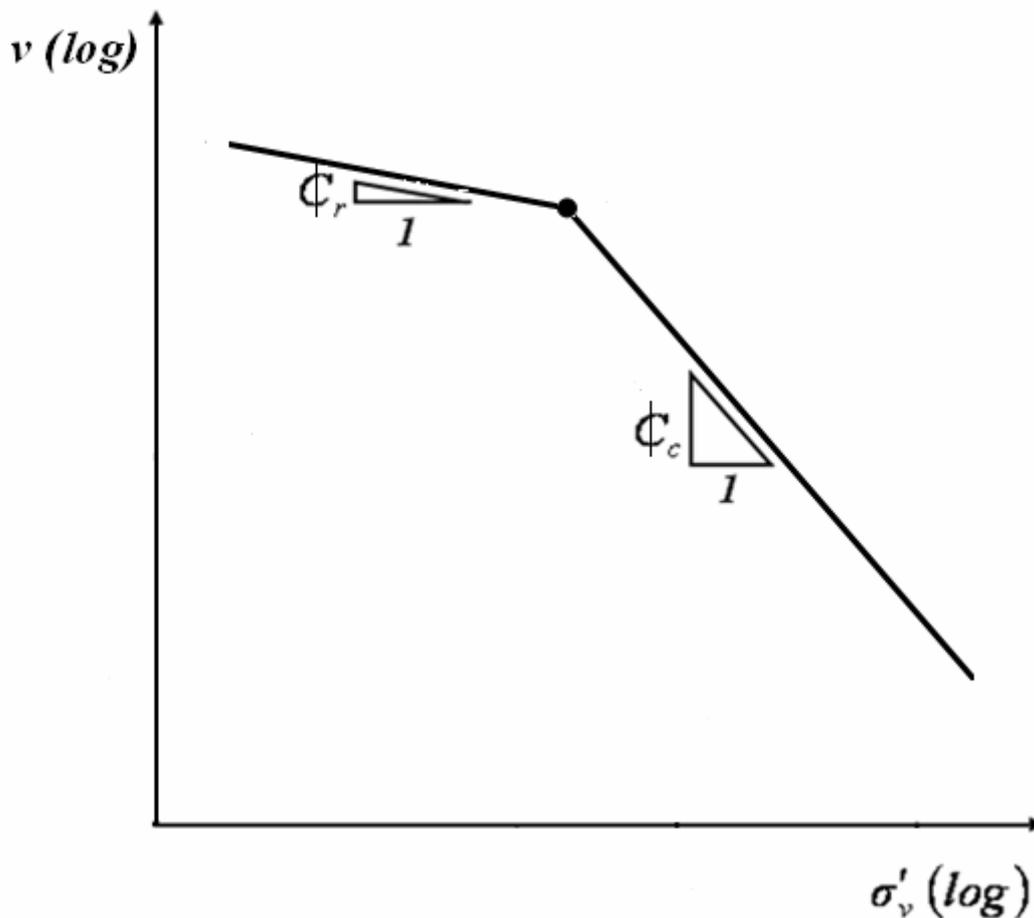


Figura 6.10 Curva de compressão no gráfico $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$.

Não é difícil demonstrar (ver Martins et al, 2006) que

$$\Phi_c = 0,434 \frac{C_c}{1+e} \quad \text{e} \quad \Phi_r = 0,434 \frac{C_r}{1+e} \quad (6.3)$$

Assim, para determinar os valores de Φ_c e Φ_r , foram tomados os valores de C_c e C_r e os valores dos índices de vazios nos pontos de tangência à curva e x σ'_v das retas sobre as quais foram determinados C_c e C_r . Para esta tarefa foram consideradas apenas as amostras de qualidade superior. Agindo desta forma, foram determinados $\Phi_c = 0,255$ e $\Phi_r = 0,027$.

Na figura (6.11) estão mostradas algumas das curvas $v(\log)$ x $\sigma'_v(\log)$ utilizadas para determinar os valores médios de Φ_c e Φ_r . Observa-se que o valor de Φ_c a ser utilizado é o correspondente à faixa de tensões associada aos dois pontos da curva $v(\log)$ x $\sigma'_v(\log)$ imediatamente após a tensão de sobreadensamento. Já o valor de Φ_r corresponde à faixa de tensões associada aos dois pontos imediatamente antes da tensão de sobreadensamento.

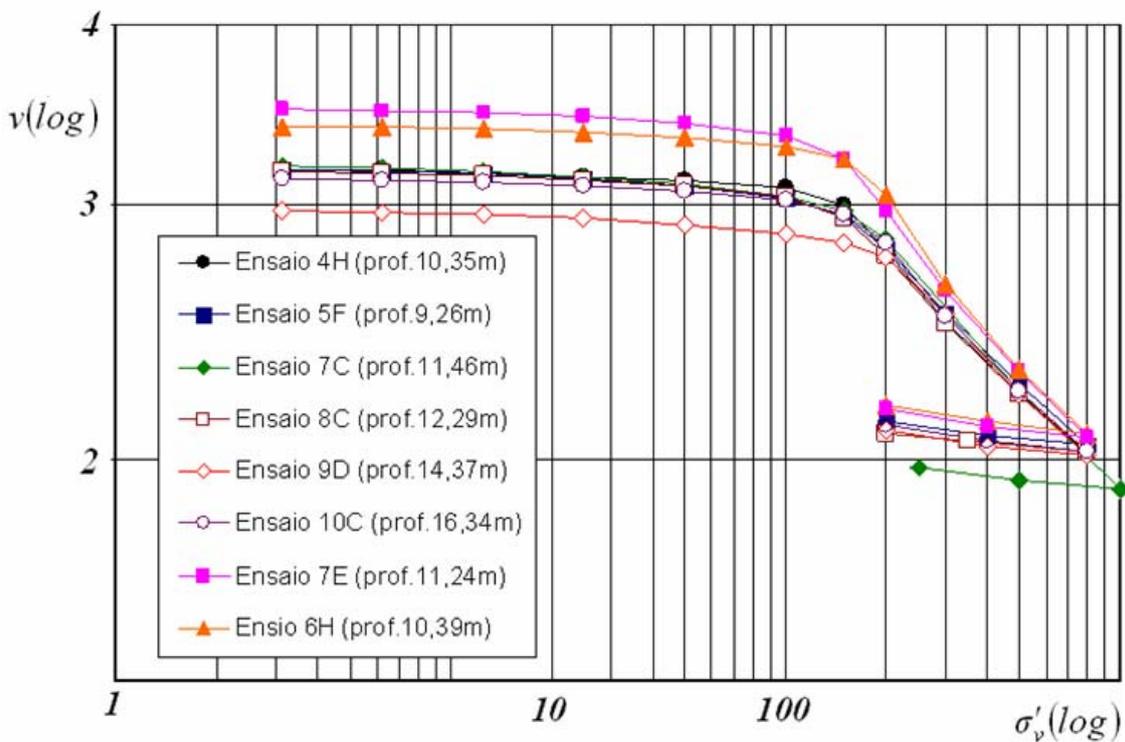


Figura 6.11 Representação das curvas de compressão no gráfico $v(\log)$ x $\sigma'_v(\log)$

A vantagem de considerar ϕ_c^* e ϕ_r^* constantes é a de que com isso pode-se considerar C_c e C_r variáveis e fazer estimativas mais acuradas de recalques quando da formação da camada de argila de SFL.

A tentativa de restabelecimento da história de tensões da argila de SFL pode ser feita caminhando-se no tempo de hoje para trás. Para estimar a idade geológica do depósito, foi feita uma tentativa de associar o perfil do subsolo e a curva de variação do nível do mar na região de Santos em relação ao seu nível atual (ver figura (6.12)).

A figura (6.12) foi construída tomando-se por base a curva de variação do nível do mar na região de Santos fornecida por Suguio e Martin (1994). Ocorre que houve entre 5000 anos atrás e os dias de hoje duas rápidas oscilações negativas do nível do mar de 2 a 3 metros em relação ao nível atual. Destas duas oscilações apenas uma foi mostrada por Suguio e Martin (1994) na curva relativa à região de Santos. Entretanto, na curva da região de Salvador as duas oscilações foram mostradas. Em função disto, admitiu-se na figura (6.12) que a segunda oscilação negativa do nível do mar entre os anos de 2700 antes do presente e 2550 antes do presente ocorrida em Salvador, aconteceu de forma idêntica em Santos.

Para tentar restabelecer a história de tensões da camada de argila de SFL foram admitidas as seguintes hipóteses:

- (i) A linha de fim do adensamento secundário corresponde a um valor de $OCR = 1,9$ em relação à curva $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ associada à 24 horas.
- (ii) O nível do mar atual corresponde ao nível d'água existente atualmente no local de onde foram extraídas as amostras.
- (iii) As camadas que se encontram abaixo e acima da camada de argila de SFL são consideradas incompressíveis.
- (iv) A argila de mangue foi formada após a última oscilação negativa do nível do mar, ou seja, durante os últimos 2550 anos.

Santos (São Paulo)

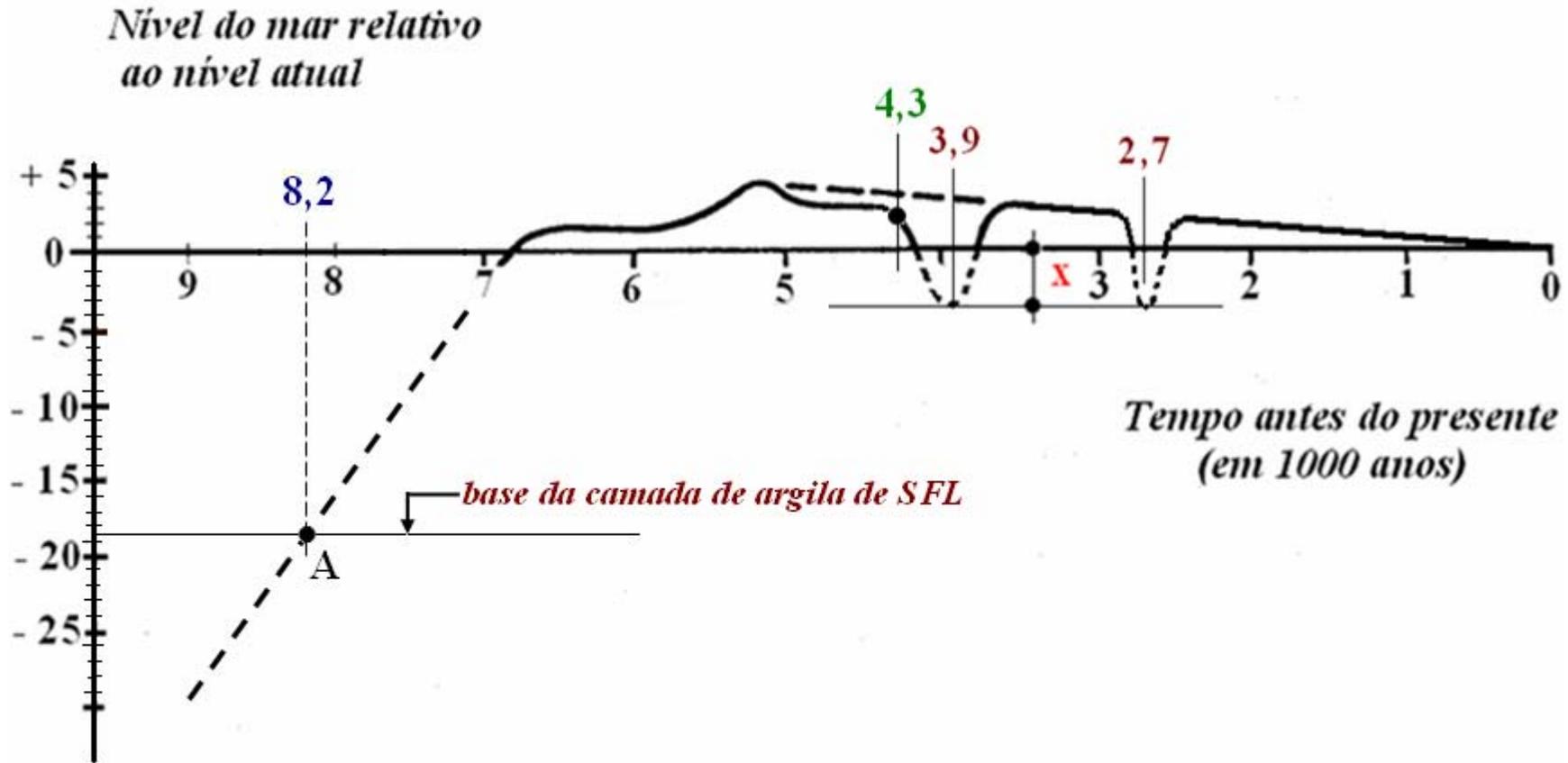


Figura 6.12 Curva de variação do nível do mar relativo ao nível atual na região de Santos (adaptado de Suguio e Martin, 1994).

- (v) As camadas de solo de granulometria mais grossa existentes acima da camada de argila de SFL foram formadas durante as duas oscilações negativas do nível do mar.
- (vi) No plano horizontal médio da camada de argila de SFL, o par $(v; \sigma'_v)$ vale $(3,18 ; 81,9)$. Este ponto se encontra hoje sobre a linha de fim do secundário, isto é, sobre uma linha paralela à linha $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ de 24 horas cujo $OCR = 1,9$.
- (vii) Nos dias de hoje o perfil geotécnico do subsolo é o apresentado na figura (6.13).

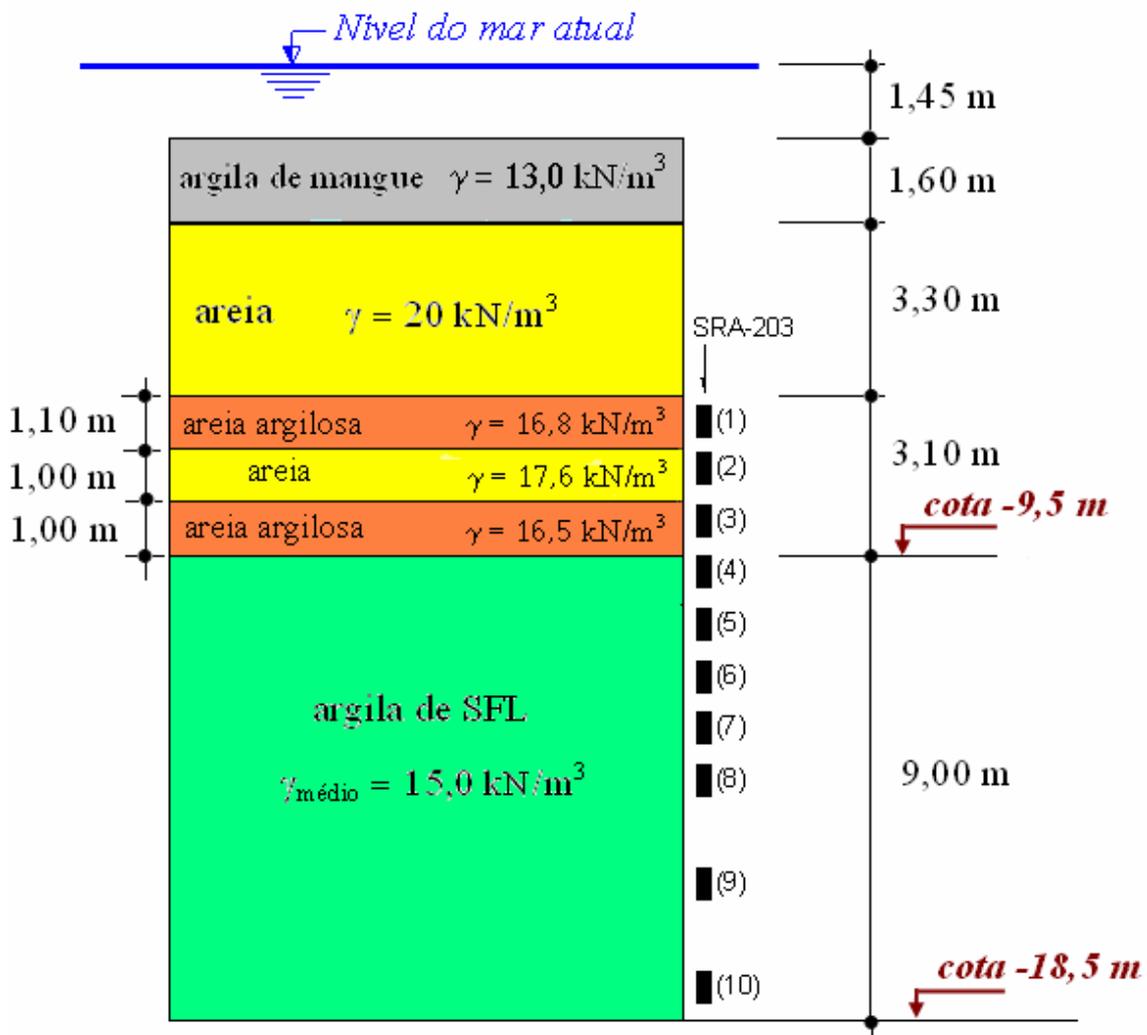


Figura 6.13 Perfil geotécnico atual do subsolo considerado para fins de estimativa da história de tensões.

Para o caso em estudo, a idade geológica da base do depósito da argila de SFL (ponto A da figura (6.12)) foi estimada em 8200 anos. Procedendo de forma similar, o topo da camada de argila de SFL, por estar hoje na cota -9,5, teria a idade de 7500 anos. Ocorre que o topo da camada de argila de SFL só chegou à cota relativa de -9,5 m após se ter submetido aos adensamentos primário e secundário impostos pelas camadas mostradas na figura (6.13). Conclui-se então que na região do topo, a camada de argila de SFL não tem a idade de 7500 anos, seria mais jovem do que isto. Qual seria então a idade do topo da camada de argila de SFL e a sua espessura H_0 assim que ela acabou de se formar? Para responder a esta pergunta, considere o seguinte raciocínio:

Levando-se em conta a hipótese (iii) e tomando-se o peso específico submerso da camada de argila de SFL igual a 5 kN/m^3 , ao fim de sua formação (não havia as camadas que hoje lhe são sobrejacentes) a tensão vertical efetiva no ponto A da figura (6.12), independentemente da espessura da camada de argila SFL, era de

$$\sigma'_{v0} = 9 \times 5 = 45 \text{ kPa} \quad (6.4).$$

Assim, a meia altura da camada de argila de SFL a tensão vertical efetiva ao fim da sedimentação da camada era de aproximadamente $\sigma'_{v0} = 22,5 \text{ kPa}$.

Considerando os pesos específicos submersos das camadas de areia, de areia argilosa e da argila de mangue mostradas na figura (6.13), a tensão vertical efetiva a que a argila de SFL está submetida em seu plano médio nos dias de hoje é de:

$$\sigma'_{vf} = 22,5 + 6,5 \times 1,0 + 7,6 \times 1,0 + 6,8 \times 1,1 + 3,3 \times 1,0 + 3 \times 1,60 = 81,9 \text{ kPa} \quad (6.5).$$

O recalque total por adensamento (primário + secundário) é dado por:

$$S = \left(\frac{e_0 - e_s}{1 + e_0} \right) H_0 = \left(\frac{v_0 - v_s}{v_0} \right) H_0 \quad (6.6).$$

O recalque total S pode ser reescrito como

$$S = \underbrace{\left(\frac{v_0 - v_p}{v_0} \right) H_0}_{S_p} + \underbrace{\left(\frac{v_p - v_s}{v_0} \right) H_0}_{S_s} \quad (6.7),$$

onde S_p é o recalque total por adensamento primário e S_s o recalque total por adensamento secundário. O recalque total por adensamento primário pode ser reescrito como

$$S_p = \left(\frac{v_0 - v_p}{v_0} \right) H_0 = \left[1 - \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{vf}} \right)^{\Phi_c} \right] H_0 \quad (6.8).$$

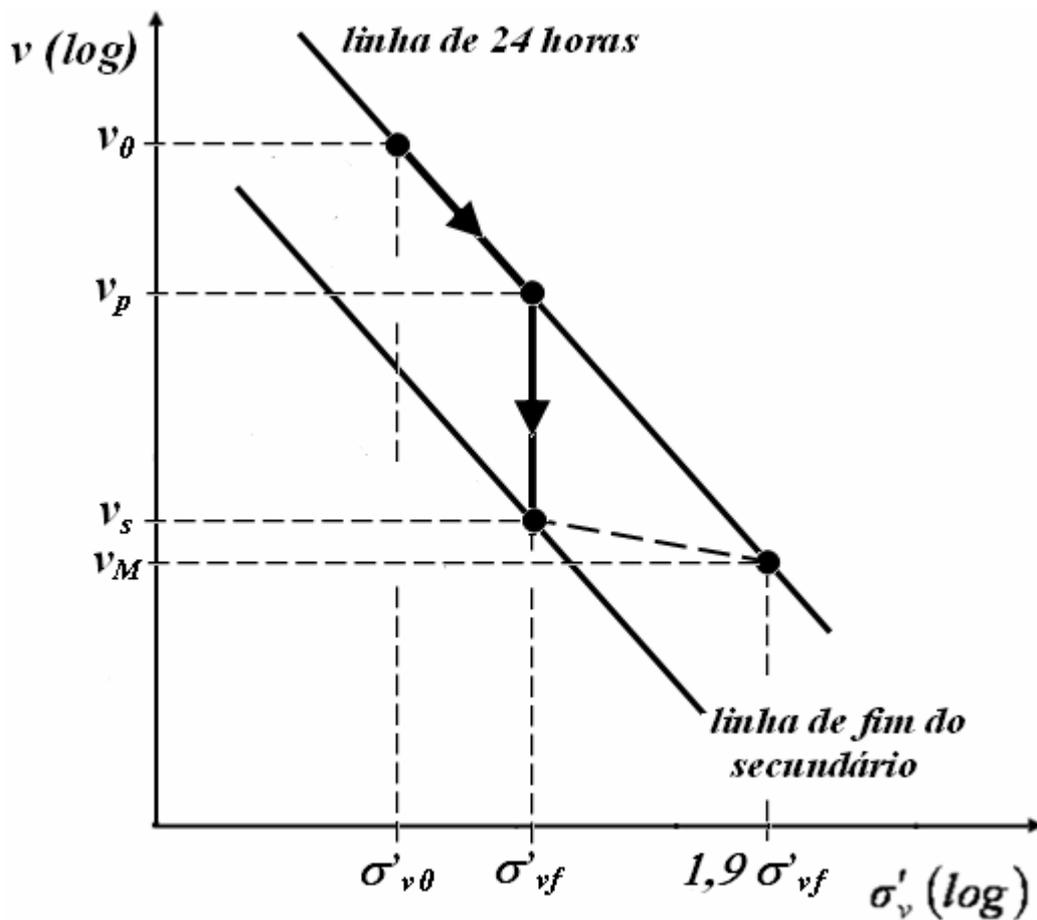


Figura (6.14) Cálculo dos recalques por adensamento primário e secundário.

Levando-se em consideração a hipótese (i) de que a linha de fim de secundário está na posição correspondente a $OCR = 1,9$, o recalque total por adensamento secundário, pode ser reescrito, observando-se a figura (6.14) por

$$S_s = \left(\frac{v_p - v_M - (v_s - v_M)}{v_0} \right) H_0 = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{vf}} \right)^{\Phi_c} \left(1 - \frac{1}{1,9(\Phi_c - \Phi_r)} \right) H_0 \quad (6.9).$$

Considerando que os valores de Φ_c e Φ_r valem respectivamente 0,255 e 0,027 e que o incremento de tensão vertical efetiva no meio da camada da argila de SFL foi de $\Delta\sigma'_v = 81,9 - 22,5 = 59,4 \text{ kPa}$, o recalque total por adensamento primário e secundário sofrido pela camada de argila de SFL devido a este incremento de tensão pode ser estimado em

$$S = S_p + S_s = \left[1 - \left(\frac{22,5}{81,9} \right)^{0,255} \right] H_0 + \left(\frac{22,5}{81,9} \right)^{0,255} \left(1 - \frac{1}{1,9(0,255 - 0,027)} \right) H_0$$

ou seja,

$$S = S_p + S_s = 0,28 H_0 + 0,10 H_0 \quad (6.10).$$

A expressão (6.10) permite concluir que, caso não tenha havido nenhum outro carregamento, a espessura atual de 9 m da camada de argila de SFL reflete o final dos adensamentos primário e secundário. Assim, pode-se escrever que

$$H_0 - S = H_0 - 0,38H_0 = 9 \text{ m} \quad (6.11)$$

o que resulta numa espessura (H_0) da camada de argila de SFL ao término de sua sedimentação de aproximadamente $14,5 \text{ m}$.

O cálculo acima conduz à conclusão de que partindo-se da linha de compressão virgem, o recalque por adensamento secundário da argila de SFL deste local da Cidade de Santos é da ordem de 10% da espessura da camada (H_0). Isto responderia à questão (vi) do item 4.2 levantada por Massad (1985).

Retornando à figura (6.12) com o valor de 14,5 m, caso a velocidade de sedimentação fosse a indicada na referida figura, poder-se-ia estimar a idade do topo da camada de argila de SFL em 7000 anos. Neste caso as camadas de areia argilosa e de areia sobrejacentes à argila de SFL teriam sido formadas num estágio contínuo de sedimentação.

Mas o que levaria à mudança do material depositado de argila de SFL à areia argilosa e areia como mostra a figura (6.13)? Que motivos levaram a mudança do material da amostra SRA-203(4), de $LL \approx 110\%$ para a SRA-203(3) de $LL \approx 70\%$?

Acredita-se (e isto é claramente uma hipótese) que esta mudança do material depositado de granulometria mais fina para granulometria mais grossa esteja associada às oscilações negativas do nível do mar. Uma posição mais baixa do nível do mar, faz com que a velocidade dos rios que desembocam no canal do Porto de Santos na região estudada (por exemplo, os Rios Jurubatuba e Diana) aumente fazendo com que sejam arrastados e depositados os sedimentos mais grossos. Assim, é de se esperar que quanto mais baixo o nível do mar, mais grossa seja a granulometria dos sedimentos. Quando o nível do mar se eleva, o mar “afoga” os rios fazendo com que a velocidade de escoamento em suas fozes diminua proporcionando a sedimentação de partículas mais finas.

Baseado neste mecanismo, admitidamente uma hipótese simplista, poder-se-ia associar a primeira oscilação negativa, ocorrida entre 4300 e 3800 anos antes do presente, à formação de 1 m de areia argilosa seguida de 1 m de areia imediatamente acima da camada de argila de SFL (ver figura (6.13)). Com a subida do nível do mar, novamente passa a haver deposição de sedimentos mais finos para voltar a ocorrer entre 2800 e 2550 anos nova oscilação negativa, o que teria permitido a formação das camadas superiores de areia argilosa e areia com respectivamente 1,10 m e 3,30 m de espessura (ver figura (6.13)). Finalmente, com o retorno do nível do mar para uma

posição acima do nível atual em 2550 anos antes do presente, começa a sedimentação da argila de mangue que perdura até os dias de hoje.

Com este raciocínio, admitir-se-á que a deposição da argila de SFL durou até o ano 4300 antes do presente, momento no qual a camada tinha uma espessura de 14,5 m e seu topo estava a uma profundidade de 7,0 m em relação ao nível do mar naquele momento (4,0 m abaixo do nível do mar atual). Admitir-se-á também que há 4300 anos atrás o plano médio da camada de argila de SFL possa ser representado pelas coordenadas $(v, \sigma'_v) = (v, 22,5 \text{ kPa})$ sobre a linha de 24 horas. Assim, observando-se a figura (6.15), a reta que passa pelo ponto de coordenadas $(v, \sigma'_v) = (3,18 ; 81,9 \text{ kPa})$ tem equação

$$\log \left(\frac{v}{3,18} \right) = 0,255 \log \left(\frac{81,9}{\sigma'_v} \right) \quad (6.12).$$

Entrando-se na equação (6.12) com $\sigma'_v = 22,5 \text{ kPa}$, encontra-se $v = 4,42$. Este é o valor do volume específico correspondente ao fim do adensamento secundário para $22,5 \text{ kPa}$.

Como pela hipótese (vi) o ponto $(v, \sigma'_v) = (3,18 ; 81,9 \text{ kPa})$ se encontra sobre a linha de fim do secundário, onde $OCR = 1,9$ em relação à linha de 24 horas, pode-se determinar um ponto $(v, \sigma'_v) = (v, 1,9 \times 81,9 \text{ kPa}) = (v, 155,6 \text{ kPa})$ sobre a linha de 24 horas fazendo-se:

$$\log \left(\frac{3,18}{v} \right) = 0,027 \log \left(\frac{155,6}{81,9} \right) \quad (6.13)$$

obtem-se $v = 3,13$.

O volume específico correspondente à tensão de 22,5 kPa sobre a linha de 24 horas pode agora ser determinado usando-se a expressão:

$$\log\left(\frac{v}{3,13}\right) = 0,255 \log\left(\frac{155,6}{22,5}\right) \quad (6.14).$$

Com isso obtém-se $v = 5,13$.

Finalmente pode-se determinar o volume específico correspondente à tensão de $81,9 \text{ kPa}$ associado à linha de 24 horas. Para isto basta usar a equação

$$\log\left(\frac{v}{3,13}\right) = 0,255 \log\left(\frac{155,6}{81,9}\right) \quad (6.15)$$

De onde se obtém $v = 3,69$.

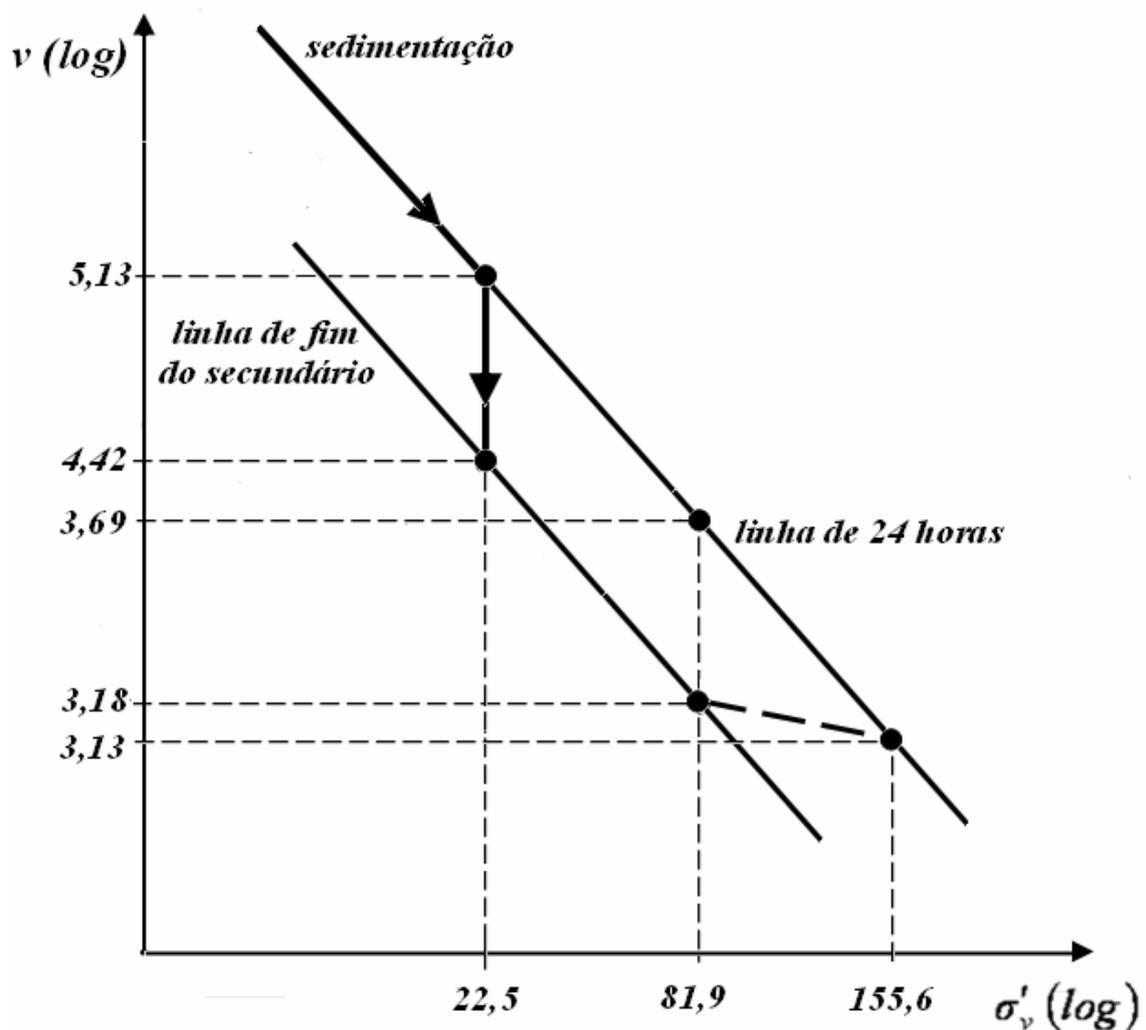


Figura 6.15 Linhas $v \times \sigma'_v$ para 24 horas e fim do secundário para a argila de SFL.

Com o recuo do nível do mar entre 4300 e 3900 anos antes do presente, foram depositadas, segundo a hipótese (v), as camadas de areia argilosa, de 1 m de espessura e de areia, também com 1 m de espessura (ver figuras (6.12) e (6.13)).

Isto posto, o carregamento foi crescente com o tempo e durou 400 anos. Não se sabe, entretanto, se em algum momento houve emersão das camadas depositadas. Admitir-se-á então primeiramente que não houve emersão do solo depositado. Se este foi o caso, o incremento de tensão vertical efetiva $\Delta\sigma'_v$ foi de

$$\Delta\sigma'_v = 1 \times 6,5 + 1 \times 7,6 = 14,1 \text{ kN/m}^2 \quad (6.16),$$

e o recalque total (S) por adensamento primário e secundário sob $\sigma'_{vf} = 22,5 + 14,1 = 36,6 \text{ kN/m}^2$ teria sido de:

$$S = S_p + S_s = \left[1 - \left(\frac{22,5}{36,6} \right)^{0,255} \right] H_0 + \left(\frac{22,5}{36,6} \right)^{0,255} \left(1 - \frac{1}{1,9 \left(0,255 - 0,027 \right)} \right) H_0$$

Com $H_0 = 14,5 \text{ m}$, ou seja,

$$S = S_p + S_s = 0,12 H_0 + 0,12 H_0 = 3,48 \text{ m} \quad (6.17).$$

Para saber que porcentagem média de adensamento \bar{U} teria ocorrido ao final dos 400 anos lançar-se-á mão do procedimento de Terzaghi-Gilboy, apresentado por Taylor (1942) e da Mota (1996), aplicado à solução de Taylor e Merchant (1940) para $F = \infty$ (ver capítulo 3 desta dissertação).

A expressão da porcentagem média de adensamento \bar{U}_{TM} da teoria de Taylor e Merchant (1940) para $F = \infty$ é dada por:

$$\bar{U}_{TM} = \left(1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-r M^2 T} \right) \quad (6.18)$$

onde

\bar{U}_{TM} é a porcentagem média de adensamento da teoria de Taylor e Merchant (1940),

T é o fator tempo $\left(T = \frac{c_v t}{H^2} \right)$,

$M = (2m + 1) \frac{\pi}{2}$, $m = 0, 1, 2, 3, \dots$

e r é a relação entre a compressão primária e a compressão total $\left(r = \frac{S_p}{S} \right)$.

Como o carregamento correspondente à deposição das camadas de areia argilosa e areia se dá com o tempo, pode-se agora aplicar sobre a expressão (6.18) o procedimento de Terzaghi-Gilboy. Tal procedimento consiste em admitir que no tempo correspondente ao fim do carregamento (t_c) o recalque seria equivalente ao obtido em metade deste tempo ($t_c / 2$), sob a ação de um carregamento instantâneo de mesma magnitude.

Para prever os recalques durante o carregamento, este procedimento foi estendido admitindo-se que para um dado tempo $t < t_c$ o recalque pode ser tomado como o percentual de t relativo a t_c vezes o recalque na metade do tempo em questão para a curva sob ação de carregamento instantâneo de mesma magnitude.

Com essas considerações, é possível reescrever as expressões da porcentagem média de adensamento da Teoria de Taylor e Merchant (1940) levando-se em consideração o carregamento crescente com o tempo. Esta expressão é:

$$\bar{U} = \frac{T}{T_c} \left(1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\frac{r M^2 T}{2}} \right) \quad (\text{válida para } t \leq t_c) \quad (6.18)$$

e

$$\bar{U} = \frac{T}{T_c} \left(1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-r M^2 \left(T - \frac{T_c}{2} \right)} \right) \quad (\text{válida para } t > t_c) \quad (6.19)$$

onde

T_c é o fator tempo correspondente ao tempo final do carregamento $\left(T_c = \frac{c_v t_c}{H^2} \right)$.

Levando-se em consideração que

- $r = 0,5$ (ver equação 6.17),
- $t_c = 400$ anos,
- o coeficiente de adensamento (c_v) = $1,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (o solo está normalmente adensado),
- o recalque total é de $3,48 \text{ m}$, a distância média de drenagem (dupla) é de

$$H = \frac{14,5 + (14,5 - 3,48)}{2 \times 2} = 6,38 \text{ m}$$

o fator tempo ao fim do carregamento

$$T_c = \frac{1,5 \times 10^{-8} \times 400 \times 365 \times 86400}{(6,38)^2} = 4,6 .$$

Entrando-se agora na expressão (6.18) com $T = T_c = 4,6$, obtém-se $\bar{U} \cong 95\%$. Com isso, o recalque ao fim de 400 anos será de $0,95 \times 3,48 = 3,31 \text{ m}$.

Os cálculos acima indicam que ao final de 400 anos (ano 3900 antes do presente) a camada de argila de SFL estaria com a espessura de $14,5 - 3,31 = 11,2 \text{ m}$.

Como a base da camada está na cota $-18,5\text{ m}$ (hipótese (iii)), o seu topo após 400 anos estaria na cota $-7,31\text{ m}$. Somando-se a este valor a espessura das camadas depositadas e usando-se as hipóteses (ii) e (iii), chega-se à conclusão de que o topo de todo o depósito estaria, no ano de 3900 antes do presente, na cota $-5,31\text{ m}$, ou seja, $5,31\text{ m}$ abaixo do nível atual. Levando-se em consideração a observação de Suguio e Martin (1994) de que a oscilação negativa do nível do mar foi de 2 a 3 m, conclui-se que a deposição das camadas de areia argilosa e areia ocorrida entre os anos 4300 e 3900 antes do presente se deu de forma submersa.

De 3900 a 3800 anos, quando o nível do mar começou a subir, admitiu-se não ter havido carregamento. Assim, sob o acréscimo de tensão efetiva de $\Delta\sigma'_v = 14,1\text{ kN/m}^2$, com $t=500\text{ anos}$, $t_c=400\text{ anos}$ e distância de drenagem $H = \frac{14,5 + (14,5 - 3,48)}{2 \times 2} = 6,38\text{ m}$, o fator tempo em 3800 anos antes do presente seria de

$$T = \frac{c_v \left(t - \frac{t_c}{2} \right)}{H^2} = \frac{1,5 \times 10^{-8} \times (500 - 200) \times 365 \times 86400}{(6,38)^2} = 3,5 \quad (6.20).$$

Entrando-se com este valor de T na expressão (6.19) obtém-se $\bar{U} \cong 99\%$. Um cálculo similar conduz à conclusão de que no ano 2800 antes do presente, imediatamente antes do início da segunda oscilação negativa, a porcentagem de adensamento $\bar{U} \cong 100\%$.

Pelo que foi dito acima, no ano de 2800 antes do presente e imediatamente antes da segunda oscilação negativa, o adensamento secundário da camada de argila de SFL chegou ao fim. No plano médio da camada de argila de SFL a tensão vertical efetiva era de $36,6\text{ kPa}$ e o volume específico associado a esta tensão, nestas condições, pode ser calculado por:

$$\log \left(\frac{v}{3,18} \right) = 0,255 \log \left(\frac{81,9}{36,6} \right) \quad (6.21),$$

ou seja, $v = 3,91$. O ponto de coordenadas $(v, \sigma'_v) = (3,91 ; 36,6 \text{ kPa})$ se encontra representado na figura (6.16) pelo ponto A.

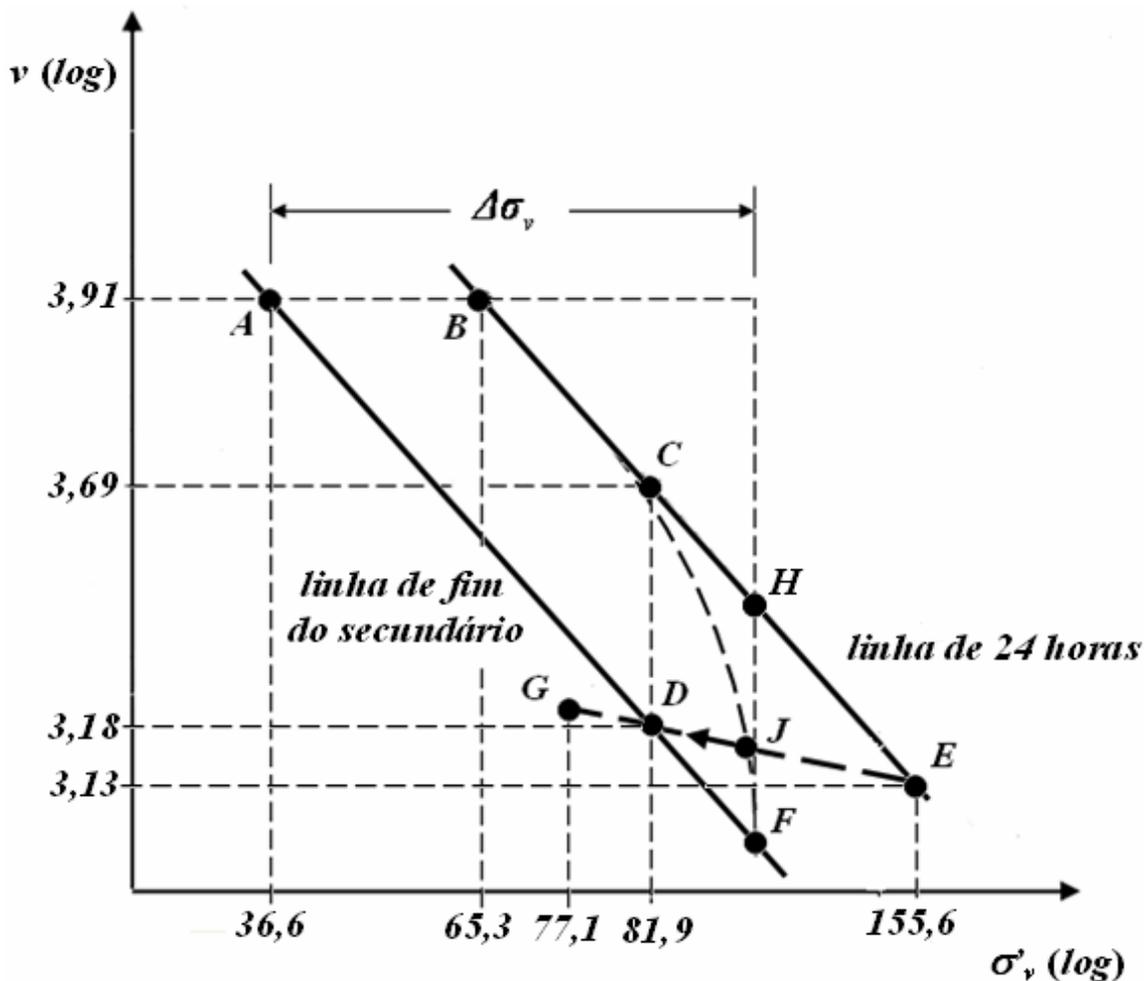


Figura 6.16 Caminho seguido por um elemento de solo durante a segunda oscilação negativa do nível do mar e a deposição da argila de mangue.

No ano de 2800 iniciou-se a segunda oscilação negativa do nível do mar quando foram depositadas pelo menos 1,10 m de areia argilosa com $\gamma = 16,8 \text{ kN/m}^3$ e 3,30 m de areia com $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (ver figura (6.13)). Diz-se “pelo menos” porque não se sabe se houve alguma outra sobrecarga envolvida no processo, como por exemplo emersão das camadas depositadas e ação de dunas.

Como a argila de mangue é admitida ter sido depositada nos últimos 2550 anos (hipótese (iv)), o incremento de tensão vertical durante o período da segunda oscilação

negativa do nível do mar (entre os anos 2800 e 2550 antes do presente) foi de no mínimo $\Delta\sigma'_v = 1,1 \times 6,8 + 3,3 \times 10 = 40,5 \text{ kPa}$. Se estas camadas depositadas tivessem sido mantidas submersas durante a segunda oscilação negativa, com a deposição da argila de mangue que se seguiu, toda a camada de argila de SFL estaria apresentando hoje um *OCR* de no máximo 1,9 que é aquele associado ao fim do adensamento secundário (referente à curva de compressão de 24 horas). Como são observados na figura (6.9) valores de *OCR* superiores a 2,0 no topo da camada de argila de SFL, isto é sinal de que a referida camada se submeteu a um acréscimo de tensão vertical superior aos 40,5 kPa correspondentes às camadas de areia argilosa de 1,1 m e de areia com 3,3 m na condição submersa.

Deve-se observar que se o acréscimo de tensão vertical foi obrigatoriamente superior a 40,5 kPa, então, partindo-se do ponto A da figura (6.16), tal incremento faz com que a linha de 24 horas seja interceptada horizontalmente no ponto B cujas coordenadas (v, σ'_v) são (3,91 ; 65,3 kPa). Isto caracteriza o aparecimento da tensão de quasi-sobreadensamento de Leonards e Altschaeffl (1964) ou tensão crítica de Bjerrum (1967) no plano médio da camada de argila de SFL. Esta condição faz também com que se possa admitir que o caminho seguido por um elemento de solo no plano médio da camada durante o adensamento seja *ABCJ* na figura (6.16).

Há uma particularidade de fundamental importância na figura (6.16). Esta particularidade diz respeito ao ponto *J* onde o caminho *ABCJF* intercepta a linha de descarregamento *EJD*. Para chegar ao ponto *D* com uma tensão vertical efetiva de 81,9 kPa, é preciso haver um descarregamento tal que faça com que a camada de argila de SFL ao fim deste descarregamento tenha uma espessura de 9,0 m.

Considerando que o abaixamento do nível do mar durou 100 anos (de 2800 a 2700 anos antes do presente) e que foi durante este período onde se deu o carregamento, resta agora descobrir que incremento de tensão vertical $\Delta\sigma'_v$ satisfaria o problema. Assim, a metodologia a ser seguida é:

(a) Arbitrar um valor para o incremento de tensão vertical efetiva $\Delta\sigma'_v$.

- (b) Calcular os recalques totais por adensamento primário (S_p) e secundário (S_s).
- (c) Determinar o valor de $r = \frac{S_p}{S_p + S_s}$.
- (d) Determinar a distância média de drenagem H .
- (e) Determinar o fator tempo ao fim do carregamento cuja duração é de 100 anos.
- (f) Determinar a porcentagem de adensamento \bar{U} associada a 100 anos.
- (g) Obter o recalque, o volume específico, a tensão vertical efetiva e a espessura da camada associados ao ponto J da figura (6.16).
- (h) Partindo-se do ponto J , obter o volume específico e a espessura da camada associados à tensão vertical efetiva $\sigma'_v = 81,9 \text{ kPa}$ (ponto D da figura (6.16)).
- (i) Se a espessura da camada encontrada no item (h) for menor do que $9,0 \text{ m}$ será preciso arbitrar um valor menor para $\Delta\sigma_v$ e repetir o processo. Se a espessura da camada encontrada no item (h) for maior do que $9,0 \text{ m}$, será preciso arbitrar um valor maior para $\Delta\sigma_v$ e repetir o processo. Finalmente, se a espessura da camada encontrada no item (h) for igual a $9,0 \text{ m}$, então o incremento de tensão vertical efetiva arbitrado foi o correto.

1ª Tentativa

(a) $\Delta\sigma_v = 50 \text{ kPa}$

- (b) Recalque por adensamento primário (S_p) e secundário (S_s) (observar que para o cálculo dos recalques o ponto de partida é o ponto B de coordenadas $(v, \sigma'_v) = (3,91; 65,3)$).

De acordo com a expressão (6.8) o recalque por adensamento primário vale

$$S_p = \left[1 - \left(\frac{65,3}{36,6 + 50} \right)^{0,255} \right] 11,0 = 0,77 \text{ m}$$

De acordo com a expressão (6.9), o recalque por adensamento secundário vale

$$S_s = \left(\frac{36,6}{36,6 + 50} \right)^{0,255} \left(1 - \frac{1}{1,9 (0,255 - 0,027)} \right) 11,0 = 1,20 \text{ m}$$

Observa-se que com o incremento de tensão vertical de 50 kPa, o recalque total é de 1,97 m. Isto significa que no ponto F ter-se-ia uma espessura da camada de argila de SFL de 9,05 m que é maior do que 9,0 m. A conclusão então é a de que o incremento de tensão vertical que satisfaz ao problema é maior do que 50 kPa.

2ª Tentativa

(a) $\Delta\sigma_v = 60 \text{ kPa}$

(b) Recalque por adensamento primário (S_p) e secundário (S_s) (observar que para o cálculo dos recalques o ponto de partida é o ponto B de coordenadas $(v, \sigma'_v) = (3,91; 65,3)$).

De acordo com a expressão (6.8) o recalque por adensamento primário vale

$$S_p = \left[1 - \left(\frac{65,3}{36,6 + 60} \right)^{0,255} \right] 11,0 = 1,05 \text{ m}$$

De acordo com a expressão (6.9), o recalque por adensamento secundário vale

$$S_s = \left(\frac{36,6}{36,6 + 60} \right)^{0,255} \left(1 - \frac{1}{1,9 (0,255 - 0,027)} \right) 11,0 = 1,17 \text{ m}$$

$$(c) r = \frac{1,05}{1,05 + 1,17} = 0,47$$

(d) Distância média de drenagem (drenagem dupla)

$$H = \frac{11,0 + (11,0 - 2,22)}{2 \times 2} = 4,96 \text{ m}$$

(e) Fator tempo $T = T_c$ para 100 anos (observar que como a tensão vertical final ultrapassa a tensão de quasi-sobreadensamento, o valor de c_v é o correspondente ao domínio normalmente adensado)

$$T_c = \frac{1,5 \times 10^{-8} \times 100 \times 365 \times 86400}{(4,96)^2} = 1,9$$

(f) Porcentagem média de adensamento (\bar{U}) para 100 anos pela teoria de Taylor e Merchant (1940) levando-se em conta o carregamento com o tempo (procedimento de Terzaghi-Gilboy).

Com $r = 0,47$ e $T = T_c = 1,9$, obtém-se pela expressão (6.18) $\bar{U} = 73\%$. Com este valor, pode-se corrigir a distância média de drenagem para

$$H = \frac{11,0 + (11,0 - 0,73 \times 2,22)}{2 \times 2} = 5,10 \text{ m}$$

o que dá um novo fator tempo de

1,8 e uma porcentagem média de adensamento $\bar{U} = 71\%$.

(g) *Dados correspondentes ao ponto J*

$$\text{Recalque no ponto J} \rightarrow S(100 \text{ anos}) = 0,71 \times 2,22 = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{Espessura da camada no ponto J.} \rightarrow H(100 \text{ anos}) = 11,0 - 1,58 = 9,42 \text{ m}$$

Observe que no ponto J a camada de argila de SFL sofre um descarregamento para chegar ao ponto D com uma espessura de 9,0 m. Se com $\Delta\sigma_v = 60 \text{ kPa}$ a espessura da camada de argila de SFL associada ao ponto J é de 9,42 m, isto significa que ela não pode sofrer um descarregamento e chegar ao ponto D com 9,0 m de espessura. A conclusão então é a de que o acréscimo de tensão vertical tem que ser superior a 60 kPa.

3ª Tentativa

(a) $\Delta\sigma_v = 80 \text{ kPa}$

(b) *Recalque por adensamento primário (S_p) e secundário (S_s) (observar que para o cálculo dos recalques o ponto de partida é o ponto B de coordenadas $(v, \sigma'_v) = (3,91; 65,3)$).*

De acordo com a expressão (6.8) o recalque por adensamento primário vale

$$S_p = \left[1 - \left(\frac{65,3}{36,6 + 80} \right)^{0,255} \right] 11,0 = 1,51 \text{ m}$$

De acordo com a expressão (6.9), o recalque por adensamento secundário vale

$$S_s = \left(\frac{36,6}{36,6 + 80} \right)^{0,255} \left(1 - \frac{1}{1,9 (0,255 - 0,027)} \right) 11,0 = 1,12 \text{ m}$$

(c) $r = \frac{1,51}{1,51 + 1,12} = 0,57$

(d) Distância média de drenagem (drenagem dupla)

$$H = \frac{11,0 + (11,0 - 2,63)}{2 \times 2} = 4,85 \text{ m}$$

(e) Fator tempo $T = T_c$ para 100 anos (observar que como a tensão vertical final ultrapassa a tensão de quasi-sobreadensamento, o valor de c_v é o correspondente ao domínio normalmente adensado)

$$T_c = \frac{1,5 \times 10^{-8} \times 100 \times 365 \times 86400}{(4,85)^2} = 2,0$$

(f) Porcentagem média de adensamento \bar{U} para 100 anos pela teoria de Taylor e Merchant (1940) levando-se em conta o carregamento com o tempo (procedimento de Terzaghi-Gilboy).

Com $r = 0,57$ e $T = T_c = 2,0$, obtém-se pela expressão (6.18) $\bar{U} = 80\%$. Com este valor, pode-se corrigir a distância média de drenagem para

$$H = \frac{11,0 + (11,0 - 0,80 \times 2,63)}{2 \times 2} = 4,98 \text{ m}$$
 o que dá um novo fator tempo de

1,9 e uma porcentagem média de adensamento $\bar{U} = 79\%$.

(g) Dados correspondentes ao ponto J

Recalque associado ao ponto J $\rightarrow S(100 \text{ anos}) = 0,79 \times 2,63 = 2,08 \text{ m}$

Espessura da camada no ponto J. $\rightarrow H(100 \text{ anos}) = 11,0 - 2,08 = 8,92 \text{ m}$

Se a camada de argila de SFL com a espessura de 9,0 m tinha um volume específico de 3,18 então com a espessura de 8,92 ela teria um volume específico de 3,15. Isto significa que a tensão vertical efetiva ao fim de 100 anos ($\sigma'_{v,J}$) (ponto J da figura (6.16)) é tal que

$$\log\left(\frac{3,18}{3,15}\right) = 0,027 \log\left(\frac{\sigma'_{vJ}}{81,9}\right), \text{ ou seja, } \sigma'_{vJ} \cong 116 \text{ kPa}.$$

Este valor de $\sigma'_{vJ} \cong 116 \text{ kPa}$ revela que praticamente todo o incremento de tensão vertical de 80 kPa já foi incorporado à tensão vertical efetiva. Assim, em termos de dissipação do excesso de poro-pressão a porcentagem média de adensamento (\bar{U}_{pp}) seria de

$$\bar{U}_{pp} = \frac{116 - 36,6}{80} = 99\%$$

ao passo que a porcentagem média de adensamento em termos de deformação ou de recalque seria de

$$\bar{U} = \frac{2,08}{2,63} = 79\%$$

Resta agora verificar que expansão sofre a camada de SFL quando é descarregada do ponto J com espessura de $8,92 \text{ m}$ e $v = 3,15$ para o ponto D com $v = 3,18$. Esta expansão vale

$$\Delta H = H - 8,92 = \frac{3,18 - 3,15}{3,15} 8,92 = 0,08 \text{ m}$$

e portanto $H = 9,0 \text{ m}$. Isto conduz à conclusão de que a camada de argila de SFL teria se submetido a um acréscimo de tensão vertical efetiva de cerca de 80 kPa .

Levando-se em conta a hipótese (iii) de que as camadas abaixo da argila de SFL são incompressíveis e que a base da camada de argila de SFL está na cota $-18,5 \text{ m}$, o topo da camada de areia no ano 2700 estava na cota $-18,5 + 8,92 + 2 + 4,40 \approx -3,20 \text{ m}$. Isto significa que um abaixamento de 2 a 3 m do nível relativo do mar, como sugerem

Suguio e Martin (1994), não teria afetado o depósito. Este resultado aponta então para uma provável ação de dunas no local.

Supondo que:

- No ano 2700 antes do presente o topo da camada de areia estivesse na cota $-3,20\text{ m}$ em relação ao nível atual.
- A amplitude da última oscilação negativa do nível do mar tenha sido de 2 m e tenha se dado no ano 2700 antes do presente (ver figura (6.12)).
- A tensão vertical efetiva no meio da camada de argila de SFL no ano de 2700 antes do presente tenha atingido o valor de $116,6\text{ kPa}$.
- Que a tensão vertical efetiva no meio da camada de argila de SFL no ano de 2550 (logo após ascensão do nível do mar) tenha sido (sem a camada de argila de mangue) de $77,1\text{ kPa}$.
- O peso específico de uma areia de duna possa ser estimado em 20 kN/m^3 .

Pode-se estimar uma camada adicional de areia cuja espessura seja de $1,20\text{ m}$ (parte submersa) + h_{duna} (parte emersa). Fazendo-se

$$116,6 = 22,5 + 14,1 + 40,5 + 1,20 \times 10 + h_{duna} \times 20$$

O que dá uma altura adicional de areia de aproximadamente $2,60\text{ m}$. Desses $2,60\text{ m}$, uma parcela de $1,20\text{ m}$ estaria submersa e uma parcela de $h_{duna} = 1,40\text{ m}$ estaria emersa formando uma duna propriamente dita. Como esta camada adicional não aparece no perfil geotécnico atual do subsolo, presume-se que por algum processo ela tenha sido erodida.

Deve-se observar que esta erosão fez com que a tensão vertical efetiva tenha diminuído do valor $116,6\text{ kPa}$ no ponto J da figura (6.16) para $77,1\text{ kPa}$ no ponto G da

mesma figura e esta era a situação no meio da camada de argila de SFL no ano de 2550 antes do presente.

Na base da camada de argila de SFL no ano de 2550 antes do presente a tensão vertical efetiva era então de $116,6 + 22,5 = 139,1 \text{ kPa}$. Já no topo da camada de argila de SFL a tensão vertical efetiva no ano de 2550 era de $116,6 - 22,5 = 94,1 \text{ kPa}$.

O volume específico correspondente ao fim do adensamento secundário sob a tensão vertical efetiva de $116,6 \text{ kN/m}^2$ (ponto *F* da figura (6.16)) é tal que

$$\log \left(\frac{3,91}{v_F} \right) = 0,255 \log \left(\frac{116,6}{36,6} \right) \quad (6.22),$$

O que dá $v_F = 2,91$.

Pode-se agora determinar as tensões verticais efetivas e os valores de *OCR* para a camada de argila de SFL no ano de 2550 antes do presente após parte da areia que se depositou (provavelmente sob a forma de dunas) ter sido erodida e o nível d'água ter voltado a subir.

Como a argila de mangue só começou a se formar após o ano 2550 antes do presente (hipótese (iv)) e sua deposição corresponde a um acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_v = 4,8 \text{ kPa}$, conclui-se que no ano de 2550 antes do presente a tensão vertical efetiva no meio da camada de argila de SFL seria de $\sigma'_v = 81,9 - 4,8 = 77,1 \text{ kPa}$. Como a tensão vertical efetiva máxima no meio da camada de argila de SFL foi de $\sigma'_v = 116,6 \text{ kPa}$, conclui-se que o acréscimo de tensão efetiva a que toda a camada de argila de SFL esteve submetida teria sido de $\Delta\sigma'_v = 116,6 - 77,1 = 39,5 \text{ kPa}$. Com isso, as tensões verticais efetivas máximas que teriam ocorrido ao longo da camada de argila de SFL (correspondentes ao ano 2700 antes do presente) e as tensões verticais efetivas antes da deposição da argila de mangue (correspondentes ao ano 2550 antes do presente) estão apresentadas na tabela (6.9).

Tabela 6.9 Tensões verticais efetivas máximas (ocorridas no ano de 2700) e tensões verticais efetivas no ano de 2550 (antes da deposição da argila de mangue).

Localização do ponto na camada de argila de SFL	Profundidade (m) ver figura (6.13)	Tensão vertical efetiva no ano de 2550 (kPa)	Tensão vertical efetiva máxima (ano de 2700) (kPa)
topo da camada	8,0	54,6	94,1
1m abaixo do topo da camada	9,0	59,6	99,1
2m abaixo do topo da camada	10,0	64,6	104,1
3m abaixo do topo da camada	11,0	69,6	109,1
4m abaixo do topo da camada	12,0	74,6	114,1
meio da camada	12,5	77,1	116,6
5m abaixo do topo da camada	13,0	79,6	119,1
6m abaixo do topo da camada	14,0	84,6	124,1
7m abaixo do topo da camada	15,0	89,6	129,1
8m abaixo do topo da camada	16,0	94,6	134,1
base da camada	17,0	99,6	139,1

Deve-se observar que embora as tensões verticais efetivas correspondentes ao ano de 2700 sejam máximas, elas não correspondem às tensões de sobreadensamento medidas nos ensaios de laboratório. Isto ocorre devido ao fenômeno do adensamento secundário ou “aging” que, como discutido por Leonards e Altschaeffl (1964) e Bjerrum(1967), fazem aparecer as chamadas “tensões de quasi-sobreadensamento”.

A questão agora é: Como determinar a tensão de quasi-sobreadensamento associada ao volume específico $v(t)$ como mostrado na figura (6.17)? Para responder a tal pergunta observa-se na figura (6.17) que $K \sigma'_{vf}$ é a própria tensão de quasi-sobreadensamento procurada, ou seja $K \sigma'_{vf} = OCR \sigma'_{vf}$. Assim, como

$$\frac{v_p}{v_s} = (1,9) \Phi_c - \Phi_r \quad (6.27)$$

e

$$\frac{v_p}{v(t)} = (K) \Phi_c - \Phi_r = (OCR) \Phi_c - \Phi_r \quad (6.28),$$

$$\frac{v(t)}{v_s} = \left(\frac{1,9}{OCR} \right) \Phi_c - \Phi_r \quad (6.29).$$

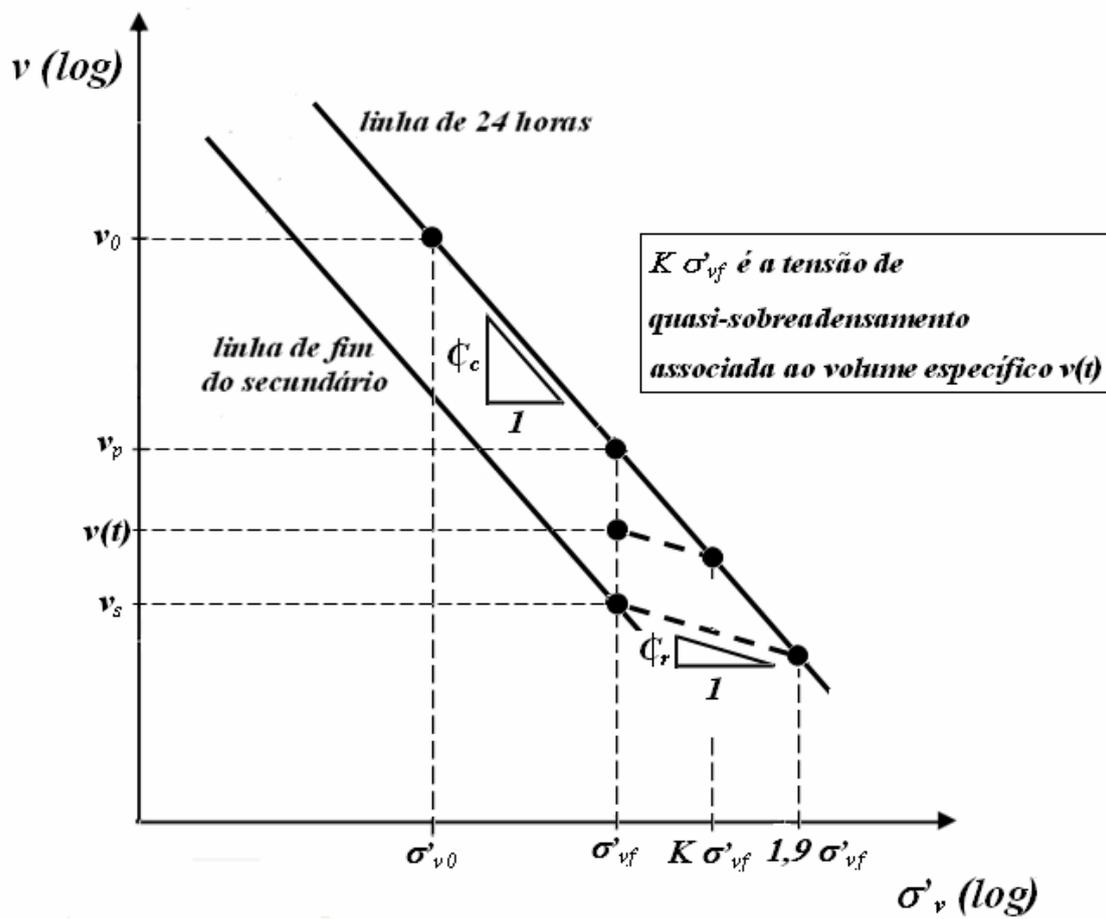


Figura 6.17 Determinação da tensão de quasi-sobreadensamento σ'_{vf} correspondente ao volume específico $v(t)$.

Como $\phi_r^* = 0,027$ e $\phi_c^* = 0,255$ e para o meio da camada da argila de SFL, $v(t) = 3,15$ e $v_s = v_F = 2,91$, obtém-se $OCR \approx 1,34$. Com isso, o valor da tensão de quasi-sobreadensamento para o meio da camada de argila de SFL vale $\sigma'_{vm}(Q) \cong 1,34 \times 116,6 \cong 156 \text{ kPa}$.

Admitindo-se que no ano de 2700 antes do presente toda a camada de argila de SFL esteja com o mesmo OCR de $1,34$ e adicionando $4,8 \text{ kPa}$ devidos à deposição da argila de mangue às tensões verticais efetivas atuantes no ano 2550 como mostra a tabela (6.9), obtém-se as tensões verticais efetivas atuantes nos dias de hoje e os valores atuais de OCR correspondentes à linha de 24 horas como mostra a tabela (6.10)

Tabela 6.10 Tensões de sobreadensamento e valores de OCR nos dias de hoje.

Localização do ponto na camada de argila de SFL	Profundidade (m) ver figura (6.13)	Tensão vertical efetiva atuante nos dias de hoje (kPa)	Tensão de sobreadensamento (com o efeito de "aging") (kPa)	OCR atual
topo da camada	8,0	59,4	126	2,12
1m abaixo do topo da camada	9,0	64,4	133	2,06
2m abaixo do topo da camada	10,0	69,4	139	2,01
3m abaixo do topo da camada	11,0	74,4	146	1,96
4m abaixo do topo da camada	12,0	79,4	153	1,93
meio da camada	12,5	81,9	156	1,91
5m abaixo do topo da camada	13,0	84,4	160	1,89
6m abaixo do topo da camada	14,0	89,4	166	1,86
7m abaixo do topo da camada	15,0	94,4	173	1,83
8m abaixo do topo da camada	16,0	99,4	180	1,81
base da camada	17,0	104,4	186	1,79

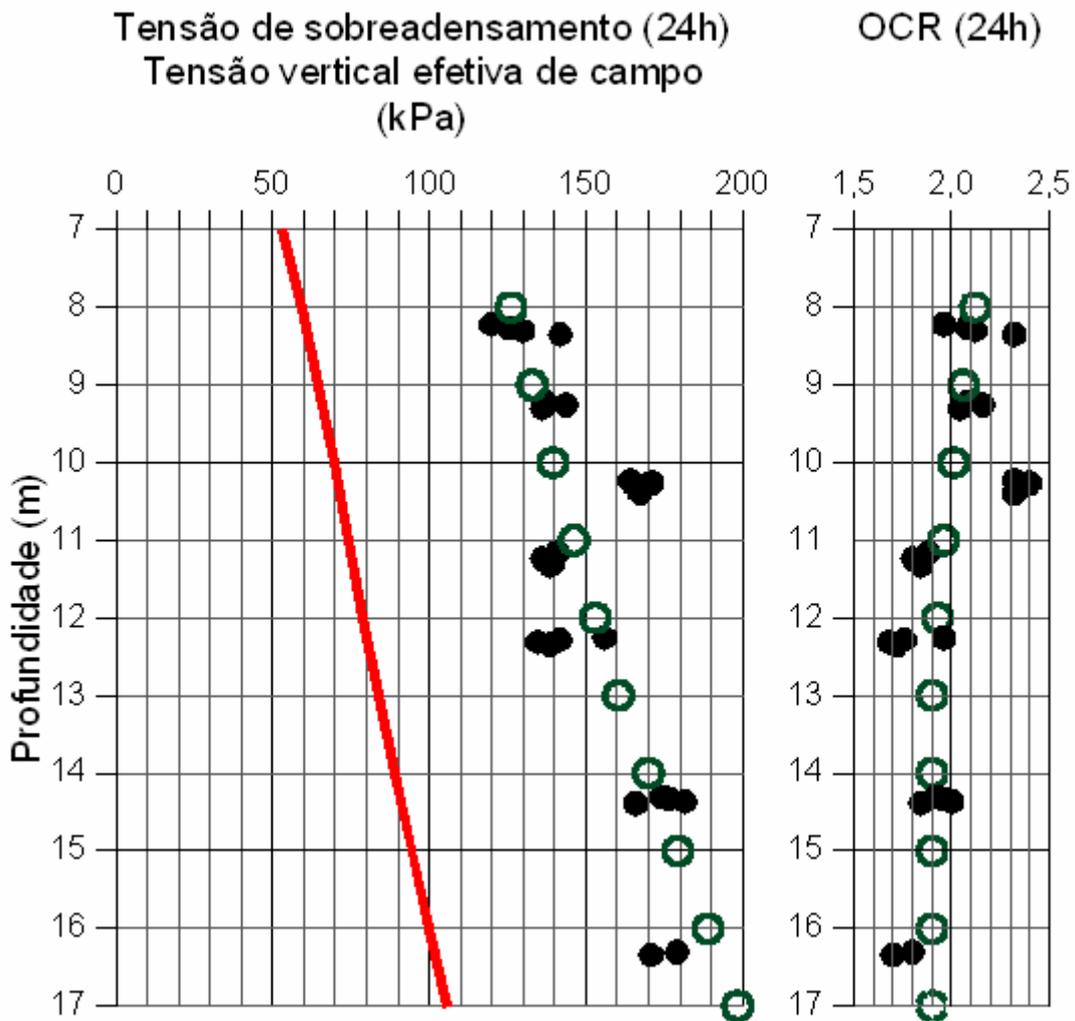
Na tabela (6.10) observa-se que abaixo da profundidade de 13,0 m o valor de *OCR* é inferior a 1,90. Isto leva à conclusão de que mediante o acréscimo de 4,8 kPa provocado pela deposição da argila de mangue esta parte da camada da argila de SFL voltará a sofrer pequeno adensamento secundário. Isto ocorreria até que a linha de fim de secundário fosse atingida o que equivale a dizer que todos os valores de *OCR* devem atingir o valor de 1,9. Como o tempo de 2550 anos é suficientemente grande para que se atinja o fim do adensamento secundário, mesmo considerando o carregamento com o tempo, chega-se à conclusão de que as tensões de sobreadensamento para as profundidades de 14, 15, 16 e 17 m deveriam ser respectivamente de 170, 179, 189 e 198 kPa.

Na tabela (6.11) encontram-se os valores das tensões de sobreadensamento e os valores de *OCR* finais esperados para os dias de hoje.

Finalmente, são apresentados na figura (6.18) para fins comparativos os gráficos *tensão de sobreadensamento x profundidade* e *OCR x profundidade* previstos juntamente com os valores determinados em laboratório.

Tabela 6.11 Tensões verticais efetivas atuais, tensões de sobredaensamento e OCRs.

Localização do ponto na camada de argila de SFL	Profundidade (m) ver figura (6.13)	Tensão vertical efetiva atuante nos dias de hoje (kPa)	Tensão de sobredaensamento (com o efeito de "aging") (kPa)	OCR atual
topo da camada	8,0	59,4	126,1	2,12
1m abaixo do topo da camada	9,0	64,4	132,8	2,06
2m abaixo do topo da camada	10,0	69,4	139,5	2,01
3m abaixo do topo da camada	11,0	74,4	146,2	1,96
4m abaixo do topo da camada	12,0	79,4	152,9	1,93
meio da camada	12,5	81,9	156,2	1,91
5m abaixo do topo da camada	13,0	84,4	160,4	1,90
6m abaixo do topo da camada	14,0	89,4	169,9	1,90
7m abaixo do topo da camada	15,0	94,4	179,4	1,90
8m abaixo do topo da camada	16,0	99,4	188,9	1,90
base da camada	17,0	104,4	198,4	1,90



Legenda :

- Tensão vertical efetiva de campo
- Valores determinados experimentalmente
- Valores previstos

Figura 6.18 Comparação entre os valores da tensão de sobreadensamento e de OCR previstos e determinados experimentalmente.

**CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS
PESQUISAS**

7.1 – CONCLUSÕES

Em vista dos dados apresentados no capítulo 5 e da análise dos resultados feita no capítulo 6, podem ser enumeradas as seguintes conclusões:

- (i) A caracterização das amostras SRA-203(4), SRA-203(5), SRA-203(6), SRA-203(7), SRA-203(8), SRA-203(9) e SRA-203(10) permite concluir que todas elas fazem parte de uma camada de argila mole cinza-escuro existente entre as profundidades de 8,00 e 17,0 m.
- (ii) Parâmetros tais como índices de resistência à penetração (N_{spt}) entre 2 e 4, índices de vazios entre 1,90 a 2,57 e tensões de sobreadensamento entre 101 e 182 kPa, não deixam dúvidas de que a camada de argila existente entre as profundidades 8,00 e 17,0 m seja classificada, de acordo com a tabela (4.1), como Argila de SFL.
- (iii) A metodologia usada na amostragem e na moldagem dos corpos de prova permitiu que dos 32 corpos de prova ensaiados, 78% fossem avaliados como de qualidade “boa a muito boa” ou “muito boa a excelente”. Esta avaliação tomou por base uma modificação do critério de Coutinho(2007) proposta pelo autor, modificação esta que foi julgada adequada.
- (iv) Um ano e meio após a sua extração, as amostras ensaiadas neste trabalho continuaram a apresentar os mesmos valores de umidade determinados por Aguiar (2008) logo após a amostragem. Este fato foi atribuído às condições de armazenamento adequadas tais como: câmara úmida com aspersão intermitente, bicos dos amostradores protegidos com filme de PVC e demais proteções (papel alumínio, anel protetor de PVC, etc) e amostras mantidas na posição vertical em

caixas apropriadas para tal. Este é um dado prático do qual não se tem notícias e dá conta que, sob condições adequadas é possível armazenar amostras que representem as condições de campo por pelo menos um ano e meio.

- (v) Os valores das tensões de sobreadensamento $\sigma'_{vm}(10^{-6} s^{-1})$ correspondentes aos ensaios feitos com estágios em que a velocidade final de deformação foi de $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$ são, para as argilas ensaiadas, cerca de 8% superiores aos valores das tensões de sobreadensamento $\sigma'_{vm}(24h)$ determinadas em ensaios onde os estágios de carga tiveram duração de 24 horas.
- (vi) Os parâmetros de compressibilidade tais como o índice de compressão (C_c) e o índice de recompressão (C_r) não são afetados quer os estágios de carregamento tenham duração de 24 horas ou durem o suficiente para que a velocidade final de deformação seja de $\dot{\epsilon}_v = 10^{-6} s^{-1}$. O importante nesses casos é que, uma vez adotado um critério, ele seja mantido até o final do ensaio.
- (vii) As observações dos itens (v) e (vi) permitem que sejam feitos ensaios de adensamento com estágios de carregamento mais curtos que 24 horas desde que se esteja alerta para o fato de que, nesses casos, embora os parâmetros de compressibilidade se mantenham, a tensão de sobreadensamento estará obrigatoriamente superestimada.
- (viii) A faixa de variação encontrada para a relação $C_c/(1 + e_0)$ variou de 0,45 a 0,68 com valor médio de 0,56. Esta faixa de variação é superior à fornecida por Massad (1999) cujo intervalo de variação é de 0,33 a 0,51 com média de 0,43.
- (ix) As argilas de SFL estudadas neste trabalho apresentam, no trecho de recompressão, valores do coeficiente de adensamento (c_v) entre $3 \times 10^{-7} m^2/s$ e $1 \times 10^{-6} m^2/s$. No domínio virgem o valor do coeficiente de adensamento varia entre $1 \times 10^{-8} m^2/s$ e $2 \times 10^{-8} m^2/s$.

- (x) Um número restrito de ensaios sugere que a linha de fim de secundário esteja numa posição correspondente a um *OCR* da ordem de 2 em relação à linha de compressão ($e \times \sigma'_v$) correspondente a 24 horas.
- (xi) Todas as vezes em que durante o adensamento secundário foi imposto um descarregamento sem atingir a linha de fim do secundário, verificou-se uma expansão primária seguida de um retorno do adensamento secundário. Ensaio de adensamento deste tipo mostraram que quanto maior o *OCR* gerado no descarregamento, menor a velocidade de retorno do adensamento secundário. Este comportamento está de acordo com o modelo de comportamento do Grupo de Reologia da COPPE.
- (xii) Todas as vezes em que durante o adensamento secundário houve a elevação da temperatura, notou-se um aumento da velocidade de deformação. Esta característica também está de acordo com o modelo de comportamento do Grupo de Reologia da COPPE.
- (xiii) Os poucos resultados dos ensaios onde a temperatura foi aumentada sugerem que o efeito da temperatura seja o de deslocar a curva ($e \times \sigma'_v$) para baixo e para a esquerda.
- (xii) Os ensaios de relaxação imperfeita de tensões também mostraram que para a argila de Santos ensaiada há na tensão vertical efetiva uma parcela dependente da velocidade de deformação. Esta característica também está de acordo com o modelo do Grupo de Reologia da COPPE.
- (xiii) O aumento da temperatura faz com que haja aumento da velocidade do alívio da tensão vertical efetiva no ensaio de relaxação imperfeita de tensões.
- (xiv) Admitindo-se um conjunto de hipóteses simplificadoras, estabeleceu-se uma relação entre a variação do nível do mar e o perfil geotécnico do subsolo para tentar restabelecer a história de tensões da camada de argila de SFL. De acordo com estas hipóteses, os cálculos realizados conduziram à conclusão de que a referida camada

sofreu, por ocasião da segunda oscilação negativa do nível do mar, a ação de uma sobrecarga de cerca de 80 kPa, sobrecarga esta que pode ser atribuída à ação de dunas no local.

7.2 – SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- (i) Realizar ensaios para determinar a composição mineralógica das amostras ensaiadas.
- (ii) Realizar ensaios de relaxação imperfeita de tensões de longa duração para identificar com maior acurácia a posição da linha de fim do secundário.
- (iii) Realizar ensaios de descarregamento ao fim de 24 horas gerando-se valores de *OCR* próximos a 2 para que se identifique a linha de fim do secundário com maior acurácia.
- (iv) Comparar as linhas de fim de secundário obtidas por descarregamento e por relaxação imperfeita de tensões.
- (v) Verificar se a linha de fim do secundário é independente da temperatura.
- (vi) Desenvolver uma equação do adensamento unidimensional levando em conta o adensamento primário e o adensamento secundário de acordo com o modelo exposto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, V.N., 2008 “*Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé*” Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ALEXANDRE, G.F., 2000 “*A Fluência Não-Drenada Segundo o Modelo de Martins (1992)*” Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ALEXANDRE, G.F., 2006 “*Contribuição ao Entendimento da Fluência Não-Drenada*” Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S.; LACERDA, W.A. e FUTAI, M.M., 2005 “Ensaio de campo e laboratório na Argila do Sarapu” *Solos e Rochas*, v. 28 : 1, pp. 3-20, São Paulo.
- ATKINSON, J.H., e BRANSBY, P.L., 1978, “*The Mechanics of Soils: Na Introduction to Critical State Soil Mechanics*”, McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. London, 375p.
- BARDEN, L., 1969, “Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays And Peats”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 95, n.2, January, SMS1, pp. 1-31.
- BERRE, T. e IVERSEN, K., 1972, “Oedometer Tests with Different Specimen Heights on a Clay Exhibiting Large Secondary Compression”, *Géotechnique*, vol.22,n.1,pp.53-70.
- BUISMAN, A.S.K., 1936, “Results of Long Duration Settlement Tests”, *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Massachusetts, vol.1, pp. 103-105.

- BUTTERFIELD, R., 1979, "A natural compression law for soils (an advance on $e - \log p'$)", *Géotechnique*, London, 27 (): 469-480.
- BJERRUM, L., 1967, "Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings", *Géotechnique*, vol. 17, n.2, pp. 81-118.
- CAMPANELLA, R.G. e MITCHELL, J.K., 1968, "Influence of Temperature Variations on Soil Behaviour", *Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol.94(3), May, pp. 709-734.
- CARVALHO, S.R.L., 1989, "*Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa de Deformação Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila de Sarapuá*", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CARVALHO, S.R.L., 1997, "*Uma Teoria de Adensamento com Compressão Secundária*" Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CASAGRANDE, A., 1936, "The Determination of The Pre-Consolidation Load and Its Pratical Significance", *Proceedings*, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts, vol.3, Discussion, D-34.
- CHRISTIE, I.F., 1965 "A re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation", *Géotechnique*, pp. 309-320.
- CRAWFORD, C.B., 1964, "Interpretation of the Consolidation Test", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 90, n. SM5, January, pp. 93-108.
- COUTINHO, R.Q., 1976, "*Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense*", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- COUTINHO, R.Q., 2007 “Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays- Brazil”, *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, vol.3, pp. 2049-2100.
- DA MOTA, J.L.C.P, 1996, “*Estudo do Adensamento Unidimensional com Carregamento Crescente com o Tempo*”, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DAVIS, E.H. e POULOS, H.G., 1963 Triaxial testing and three dimensional settlement analysis. *Proceedings of the Fourth Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 233-343. Sydney.
- DE JONG, L. e VERRUIJT, A., 1965, “Primary and Secondary Consolidation of a Spherical Clay sample”, In: *Proceedings of the 6th ICSMFE*, Montreal, vol.1, pp. 254-258.
- DOS SANTOS, R.M., 2006 “*Estudo Experimental da Parcela Viscosa na Tensão Normal Efetiva de Solo Argiloso*” Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DUARTE, A.E.R., 1977 “*Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí no km 7,5 da Rodovia Rio – Petrópolis*” Tese de M.Sc., PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FEIJÓ, R.L., 1991, “*Relação entre a Compressão Secundária, Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso*”, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FEIJÓ, R.L. e MARTINS, I.S.M., 1993, “Relação entre a Compressão Secundária, OCR e K_0 ”, COPPEGEO 93, In: *Simpósio Geotécnico Comemorativo dos 30 anos da COPPE/UFRJ*, Rio de Janeiro, pp. 27-40.

- GARCIA, S.G.F., 1996, “*Relação entre o Adensamento Secundário e a Relaxação de Tensões de uma Argila Mole Submetida a Compressão Edométrica*”, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GIBSON, R.E. e LO, K.Y., 1961, “A Theory of Consolidation for Soils Exhibiting Secondary Compression”, *Publication n° 41*, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 1-16.
- GRAY, H., 1936, “Progress Report on Research on Consolidation of Fine-Grained Soils”, *Proceedings*, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts, vol.1, pp. 138-141.
- GUIMARÃES, P.F., 2000 “*Estudo da influência da velocidade de deformação na resistência não-drenada das argilas*”, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HAEFELI, R. e SCHAAD, W., 1948, “Time Effect in Connection with Consolidation Tests”, *Proceedings*, II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol.1, pp. 32-37.
- JOHNSON, S., 1970, “Precompression for Improving Foundation Soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 96, n. SM1, January, pp. 111-143.
- KAVAZANJIAN, E.Jr. e MITCHELL, J.K., 1984, “Time Dependence of Lateral Earth Pressure”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 110, n. 4, April, pp. 530-533.
- KOPPEJAN, A.W., 1948, “A Formula Combining the Terzaghi Load-Compression Relationship and the Buisman Secular Time Effect”, *Proceedings*, II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol.1, pp. 23-29.

- LACERDA, W.A. e MARTINS, I.S.M., 1985, Discussão de “Time Dependence of Lateral Earth Pressure”, por KAVAZANJIAN, E.Jr. e MITCHELL, J.K., *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 111, n. 10, Oct, pp. 1242-1244.
- LACERDA, W.A., 1977, “Discussion on the evaluation of K_0 during drained creep in one-dimensional compression tests”, *Proceedings*, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, v.III, pp. 347-348.
- LADD, C.C., 1973, “Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils”, Massachusetts, ASCE, *Foundations and Soil Mechanics*.
- LADD, C.C., e DEGROOT, D.J., 2003, “Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization”, Arthur Casagrande Lecture, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V., 1969, “*Soil Mechanics*”, John Wiley e Sons, Inc., New York, 553p.
- LEONARDS, G.A. e GIRAULT, P. 1961, “ A Study of the One-dimensional Consolidation Test”, *Proceedings*, V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol.1, pp. 213-218.
- LEONARDS, G.A. e ALTSCHAEFFL, A.G., 1964, “Compressibility of a Clay”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 90, n. SMS5, September, pp. 163-185.
- LEROUEIL, S., KABAJJ, M. e TAVENAS, F. e BOUCHARD, R., 1985, “Stress-Strain-Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays”, *Géotechnique*, vol. 35, n.2, pp. 159-180.
- LIMA, G.P., 1993, “*Estudo de uma Teoria Não-Linear para o Adensamento Unidimensional*”, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- LUNNE, T., BERRE, T. e STRANDVIK, S., 1997, “Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay”, *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Almeida (ed), Balkema, Rotterdam.
- MARQUES, M., E.S, 1997, “*Influência da Velocidade de Deformação e Temperatura no Adensamento de Argilas Naturais*” Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARTINS, I.S.M., 1983, “*Sobre uma Nova Relação Índice de Vazios-Tensão Efetiva em Solos*”, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARTINS, I.S.M., 1985, Relatório de Pesquisa, Rio de Janeiro (não publicado).
- MARTINS, I.S.M. e LACERDA, W.A., 1985, “A Theory of Consolidation with Secondary Compression”, *Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, vol.1, pp. 567-570.
- MARTINS, I.S.M. e LACERDA, W.A., 1989, Discussão de “ C_α/C_c Concept and K_0 during Secondary Compression”, por MESRI, G. e CASTRO, A., *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 115, n.2, February, pp. 264-267.
- MARTINS, I.S.M., 1990, Relatório de Pesquisa, Rio de Janeiro (não publicado).
- MARTINS, I.S.M., 1992, “*Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados*”, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARTINS, I.S.M. e LACERDA, W.A., 1994, “Sobre a Relação Índice de Vazios Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional”, *Solos e Rochas*, v. 17 : 3, pp. 157-166, São Paulo.

- MARTINS, I.S.M., SANTA MARIA e LACERDA, W.A., 1997, “A Brief Review About The Most Significant results of COPPE Research on Rheological Behaviour of Saturated Clays Subjected to One Dimension Strain”, Almeida, M.S.S. (ed), *Recent Developments in Soil Mechanics*, Balkema, Rotterdam, pp.255-264.
- MARTINS, I.S.M. e ABREU, F.R.S., 2002, “Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros”, *Solos e Rochas*, vol.1, pp 3-14, São Paulo.
- MARTINS, I.S.M.; SANTA MARIA, P.E.L. e SANTA MARIA, F.C.M., 2006, “Investigação de campo e laboratório na Argila de Sarapuí”: Discussão, *Solos e Rochas*, v. 29 : 1, pp. 121-124, São Paulo.
- MARTINS, I.S.M., 2007, “*Algumas Considerações Sobre Adensamento Secundário*”, Palestra dada na Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP. (não publicado).
- MARTINS, I.S.M., 2009 – Comunicação Pessoal.
- MARTINS, I.S.M.; SANTA MARIA, P.E.L. e SANTA MARIA, F.C.M., 2009 “Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays. Part 1 : Index and compression properties”, Discussion, *Soils and Rocks*, v. 32 : 2, pp. 100-103, São Paulo.
- MASSAD, F., 1985, “*As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas*”-Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- MASSAD, F., 1986 “O Sobre-adensamento das argilas quaternárias da Baixada Santista”. In: *Anais do VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, vol. II, pp. 147-162. Porto Alegre.

- MASSAD, F., 1988, História Geológica e Propriedades dos Solos das Baixadas: Comparação entre Diferentes Locais da Costa Brasileira. In: *Simpósio Sobre Depósito Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras*, Anais, vol.1, pp. 3.1 a 3.34, Rio de Janeiro, Agosto.
- MASSAD, F., 1994, Propriedades dos Sedimentos Marinhos: *Solos do Litoral Paulista*, ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), Ed., Núcleo Regional de São Paulo, p.99-128.
- MASSAD, F., 1999, “Baixada Santista: Implicações na História Geológica no Projeto de Fundações”, *Solos e Rochas*, vol.22, pp.3-49.
- MAYNE, P.W. e KULHAWY, F.H., (1982), “ K_0 – OCR Relationships in Soil”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 108, n. GT6, June, pp. 851-872.
- MITCHELL, J.K., 1964, “Shearing Resistance as a Rate Process”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, vol. 94, n. SM1, pp. 29-61.
- MESRI, G. e GODLEWSKI, P.M., 1977, “Time and Stress-Compressibility Interrelationship”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 103, n. GT5, May, pp. 417-430.
- MESRI, G. e CASTRO, A., 1987, “ C_α/C_c Concept and K_0 during Secondary Compression”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 113, n.3, March, pp. 230-247.

- MESRI, G. e CASTRO, A., 1989, Fechamento da discussão de “ C_a/C_c concept and K_0 during Secondary Compression”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 115, n.2, February, pp. 273-277.
- NBR 7181, 1984 – “*Solo – Análise Granulométrica – Método de Ensaio*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6457, 1986 – “*Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização – Método de Ensaio*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6459, 1984 “*Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 7180, 1984 “*Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6508, 1984 “*Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 13600, 1996 – “*Solo – Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima a 440°C*”. ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 9820, 1997 – “*Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagens*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ORTIGÃO, J.A.R., 1980, “*Aterro levado à ruptura na argila cinza do Rio de Janeiro*”. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ORTIGÃO, J.A.R. ; WERNECK, M.L.G. e LACERDA, W.A., 1983, “Embankment failure on clay near Rio de Janeiro”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.109, No. 11, November, pp. 1460-1479.

- PAASWELL, R.E., 1967, "Temperature Effects on Clay Soil Consolidation", *Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 93(3), paper 5225, May, pp. 9-22.
- PEREZ, F.S. e MASSAD, F., 1997 "O Efeito combinado das Oscilações Negativas do Nível do Mar e do Envelhecimento no Sobreadensamento das Argilas Marinhas Holôcênicas de Santos. *Solos e Rochas*, São Paulo, vol.20, n.1, p.3-17.
- SAMARA, V.; BARROS, J.M.C.; MARCO, L.A.A.; BELINCANTA, A e WOLLE, C.M., 1982 "Algumas propriedades geotécnicas de argilas marinhas da Baixada Santista" In: *Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, vol. IV, pp. 301-318. Recife.
- SANTA MARIA, F.C.M, 2002 "*Estudo Reológico-Experimental do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K_0* " Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SCHMERTMANN, J.H., 1983, "A Simple Question About Consolidation", Technical Note, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, n.1, Jan., pp. 119-122.
- SOUSA PINTO, C. e MASSAD, F, 1978 "Coeficientes de adensamento em solos da Baixada Santista". In: *Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, vol. IV, pp. 358-389. Rio de Janeiro.
- SUGUIO, K. e MARTIN, L., 1981 "Progress in Research on Quaternary Sea Level Changes and Coastal Evolution in Brazil", Preprint: *Variations in Sea Level in the Last 15.000 years, Magnitude and Causes*. April, 6-10, Univ. South Carolina, USA, 1981.
- SUGUIO,K. e MARTIN, L., 1978 "Formações Quaternárias Marinhas do Litoral Paulista e Sul Fluminense". Publicação Especial nº.1, In: *Intern. Sympos. On Coastal Evolution*, Sept., 11-18, São Paulo.

- SUGUIO, K. e MARTIN, L., 1994, “Geologia do Quaternário” In: Solos do Litoral Paulista, ABMS (associação Brasileira de Mecânica dos Solos), Ed., Núcleo Regional de São Paulo, p. 235-264.
- TAYLOR, D.W. e MERCHANT, W., 1940, “A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression”, *Journal of Mathematics and Physics*, vol.19, n.3, pp. 167-185.
- TAYLOR, D.W., 1942, “Research on Consolidation of Clays”, *Pub Massachusetts Institute of Technology*, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial n. 82, 147 pp.
- TAYLOR, D.W., 1948, “Fundamentals of Soil Mechanics”, John Wiley e Sons., New York, 700p.
- TEIXEIRA, A.H., 1960, “Caso de un edificio em que la camada de arcilla (Santos) se encontraba inusitadamente preconsolidada”. *Congreso Panamericano de Ingenieria de Suelos y Cimentaciones*, v. I, pp. 201-215. Ciudad de México.
- TERZAGHI, K., 1936, “The Shearing Resistance of Saturated Soils and The Angle between the Planes of Shear”, In: *Proceedings of 1st ICSMFE*, Cambridge.
- TERZAGHI, K e FROHLICH, O.K., 1936, “*Theorie der setzung von tonschichten*”, Franz Deuticke. Vienna. (tradução para o francês - *Théorie des tassements des couches argileuses*. Dunod – 1939. Paris).
- TERZAGHI, K., 1941, “Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays”, *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, vol. XXVIII, July, n.3. Republicado in “Contributions to Soil Mechanics 1941-1959, Boston Society of Civil Engineers”, Boston, pp. 45-65.

TERZAGHI, K., 1953 Discussion presented to session 4, Foundation of Buildings and Dams, Bearing Capacity, Settlement Observations, Regional Subsidence, *Proceedings of The Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. III, pp. 158-159. Zurich.

THOMASI, L., 2000 “*Sobre a Existência de uma Parcela Viscosa na Tensão Normal Efetiva*” Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

VIEIRA, L.O.M., 1988 “*Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário*” Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

WANG, Y.H. e XU, D., 2007 “ Dual Porosity and Secondary Consolidation”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE vol.133, No.7, July, pp. 793 - 801.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)