

ESTIMATIVA DA CURVA DE COMPRESSÃO DE ARGILAS MOLES A PARTIR DE AMOSTRAS DEFORMADAS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Raissa Borges Louvise

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: Ian Schumann Marques Martins

Rio de Janeiro

Outubro de 2015

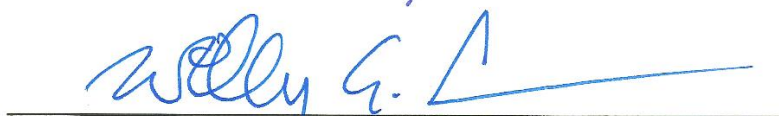
ESTIMATIVA DA CURVA DE COMPRESSÃO DE ARGILAS MOLES A PARTIR DE
AMOSTRAS DEFORMADAS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Raissa Borges Louvise

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.

Examinada por:


Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.


Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.


Profª. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.


Profª. Denise Maria Soares Gerscovich, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

OUTUBRO DE 2015

Louise, Raissa Borges

Estimativa da Curva de Compressão de Argilas Moles a partir de Amostras Deformadas e Ensaio de Caracterização / Raissa Borges Louise. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2015.

X, 122 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Ian Schumann Marques Martins

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 119-122

1. Argila Mole. 2. Curva de Compressão Edométrica. I. Martins, Ian Schumann Marques. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*“Toda a nossa ciência, comparada à realidade, é primitiva e inocente,
e, ainda assim, é o que temos de mais valioso.”*

Albert Einstein

Aos meus pais, Nicoláo e Leda,
e ao meu companheiro de todas as horas, Rômulo,
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Ian Schumann Marques Martins, por ter prontamente aceitado o meu pedido de orientação, pelo auxílio ao longo de todo o Mestrado e pelas inúmeras horas dedicadas aos seus alunos.

À banca examinadora, Prof. Willy Lacerda, Prof^a. Bernadete R. Danziger e Prof^a. Denise M.S. Gerscovich por aceitarem avaliar esta dissertação e contribuir através de críticas e questionamentos para o seu aprimoramento.

Aos meus pais, Nicoláo Fernandes Louvise e Leda Maria Borges, cuja dedicação, apoio, incentivo e compreensão foram imprescindíveis para que eu fosse capaz de chegar aqui.

Ao meu marido, Rômulo Cerqueira Heckert dos Santos, pelo frequente incentivo ao meu aperfeiçoamento profissional, carinho, paciência e compreensão.

Aos professores da área de Geotecnia da Escola Politécnica da UFRJ e da COPPE, por contribuírem para a minha formação profissional e para a formação do senso crítico necessário à boa prática da engenharia.

A minhas amigas e amigos de mestrado, Claudia M. B. Dominoni, Marcela Guimarães, Jaider Xavier da Silva, Paulo Vitor Cunha e Fernando Oliveira, pelo companheirismo e pelas boas risadas.

A Diego Moreira da Silva, Vitor Nascimento Aguiar, Mauricio do Espírito Santo Andrade e Graziella Maria Faquim Jannuzzi, por terem disponibilizado seus dados de ensaios.

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

ESTIMATIVA DA CURVA DE COMPRESSÃO DE ARGILAS MOLES A PARTIR DE AMOSTRAS DEFORMADAS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Raissa Borges Louvise

Outubro/2015

Orientador: Ian Schumann Marques Martins

Programa: Engenharia Civil

A presente dissertação apresenta uma metodologia de estimativa da curva de compressão edométrica de argilas moles através do conhecimento da curva obtida a partir de amostras deformadas e dos resultados dos ensaios de caracterização simples, tais como umidade e limites de Atterberg (Limite de Liquidez e de Plasticidade).

Uma vez explicitada a metodologia, esta foi aplicada a um conjunto de resultados de ensaios realizados em outras pesquisas desenvolvidas na COPPE, de modo a validá-la.

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

ESTIMATION OF THE COMPRESSION CURVE OF SOFT CLAYS FROM
DISTURBED SAMPLES AND CHARACTERIZATION TESTS

Raissa Borges Louvise

October/2015

Advisor: Ian Schumann Marques Martins

Department: Civil Engineering

This dissertation presents a methodology for prediction of the edometric curve of soft clays from the curve obtained on disturbed samples and the results of simple characterization tests, as water content and Atterberg Limits (Liquid and Plastic Limits).

Once presented the methodology, it was applied to a set of results of edometric curves done in other COPPE works, in order to validate it.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	1
1.1 Considerações Preliminares	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Tópicos Abordados.....	3
CAPÍTULO 2.....	4
2.1 Conceito de Tensões nos Solos	4
2.2 Princípio das Tensões Efetivas e suas Implicações	8
2.3 Corolários do Princípio das Tensões Efetivas	9
2.4 Compressão, Compressibilidade e Adensamento dos Solos	10
2.5 Tensões Geostáticas e Estado de Repouso	11
2.6 Solos Normalmente Adensados e Sobreadensados	12
2.7 O Ensaio de Adensamento Edométrico	13
2.7.1 Descrição.....	13
2.7.2 Parâmetros de compressibilidade determinados no ensaio edométrico	15
2.7.3 Características Esperadas para as Curvas de Compressão Edométrica	20
2.7.4 Determinação e Significado da Tensão de Sobreadensamento	24
2.8 Amolgamento e Suas Causas.....	29
2.9 Efeitos do Amolgamento sobre a Curva de Compressão Edométrica	31
2.10 Avaliação da Qualidade das Amostras	33
2.11 Como Lidar Com o Problema do Amolgamento ?	34
CAPÍTULO 3.....	40
3.1 Introdução.....	40
3.2 Reconstituição do Trecho de Compressão Virgem	41
3.3 Obtenção do Trecho de Recompressão e Tensão de Sobreadensamento	47
CAPÍTULO 4.....	52
4.1 Introdução.....	52
4.2 Solos Estudados.....	52
4.2.1 Argila de Santos (junto à Ilha Barnabé)	53
4.2.2 Argila do Sarapuí II	55
4.2.3 Argila do Cluster Naval de Suape	58
4.3 Adequação (Ajuste) da Expressão Proposta para a Representação do Trecho de Compressão Virgem das Amostras de Qualidade	63
4.4 RECONSTRUÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO EDMÉTRICA DE CAMPO A PARTIR DA CURVA EDMÉTRICA OBTIDA DE CORPOS DE PROVA AMOLGADOS.....	78

CAPÍTULO 5.....	101
5.1 Análise da Adequação da Expressão Proposta para Representação do Trecho de Compressão Virgem das Amostras de Qualidade	101
5.2 Índices de Recompressão C_r Obtidos em Ensaaios Sobre Corpos de Prova Indeformados e Remoldados	105
5.3 Reconstituição da Curva de Compressão Edométrica de Campo a Partir de Ensaaios Sobre Corpos de Prova Remoldados	109
CAPÍTULO 6.....	117
Referências Bibliográficas.....	119

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O fenômeno do adensamento é típico de argilas moles, depósitos de origem flúvio-marinha ou flúvio-lagunar que se formam em regiões de topografia baixa, dando origem a camadas de consistência mole, chamados solos moles ou argilas moles.

Os recalques por adensamento de solos argilosos moles são frequente objeto de estudo da engenharia geotécnica, em virtude dos prejuízos funcionais que podem ocasionar às obras.

Em uma primeira aproximação com um projeto cujo local de implantação tem ocorrência de argilas moles, o engenheiro geotécnico se depara com duas questões básicas: qual a magnitude dos recalques por adensamento e como estes se desenvolverão ao longo do tempo. Para responder a essas perguntas, diferentes formulações e teorias estão à disposição do engenheiro. Algumas dessas estão apresentadas em Louvise (2011).

Entretanto, por mais adequada que seja uma formulação ao problema em estudo, nada valerá se os parâmetros adotados para o solo estiverem distantes dos reais. E aí se encontra outro desafio posto ao engenheiro: quais parâmetros adotar, como tratar os resultados dos ensaios de que se dispõe?

Em uma campanha de ensaios para solos moles, comumente solicita-se, além da tradicional sondagem à percussão com realização de ensaios SPT, ensaios de caracterização do solo (granulometria, umidade, limites de Atterberg), ensaios de piezocone com medida de poropressão e ensaios edométricos. Ao se receber o conjunto de resultados, uma análise crítica deve ser realizada, a fim de verificar sua consistência.

Nesse momento, não raro é deparar-se com curvas de adensamento edométrico com qualidade abaixo da desejada. E é motivada por buscar uma forma de tratamento para que a curva edométrica de uma amostra amolgada aproxime-se da curva de uma amostra indeformada, mais representativa da situação de campo, que esta dissertação se desenvolve.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo a apresentação de uma metodologia para estimativa da curva de compressão de uma amostra indeformada a partir dos resultados de ensaios de caracterização de simples execução, tais como o de obtenção da umidade e os limites de Atterberg, e resultados de curvas edométricas de amostras deformadas.

1.3 TÓPICOS ABORDADOS

Esta dissertação aborda os seguintes tópicos:

- a. Tensões em solos: conceito, o princípio das tensões efetivas, suas implicações e corolários;
- b. Compressão, compressibilidade dos solos e o fenômeno do adensamento;
- c. A curva de compressão edométrica: obtenção tradicional e características esperadas;
- d. Amolgamento: definição, causas e efeitos sobre a curva de compressão;
- e. Ensaio de umidade natural e limites de Atterberg;
- f. Avaliação da qualidade de amostras;
- g. Metodologia para estimativa da curva de compressão edométrica a partir do conhecimento do limite de liquidez físico de um solo (w_l^*) e curvas de compressibilidade de amostras de qualidade quaisquer do depósito em estudo.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITO DE TENSÕES NOS SOLOS

O conceito de tensão foi primeiramente definido para um corpo sólido contínuo, isto é, a matéria da qual o corpo é constituído é infinitamente divisível. Isso significa que se pode tomar qualquer elemento de volume, tão pequeno quanto se queira, interno à região do espaço delimitada pela superfície do referido corpo sólido, que ele estará totalmente preenchido por matéria. Em outras palavras, num meio contínuo, não há vazios.

Villaça e Garcia (2000) apresentam o conceito de tensão da seguinte forma: seja um corpo sólido contínuo sujeito a um sistema de forças em equilíbrio, como mostrado esquematicamente na Figura 2.1.

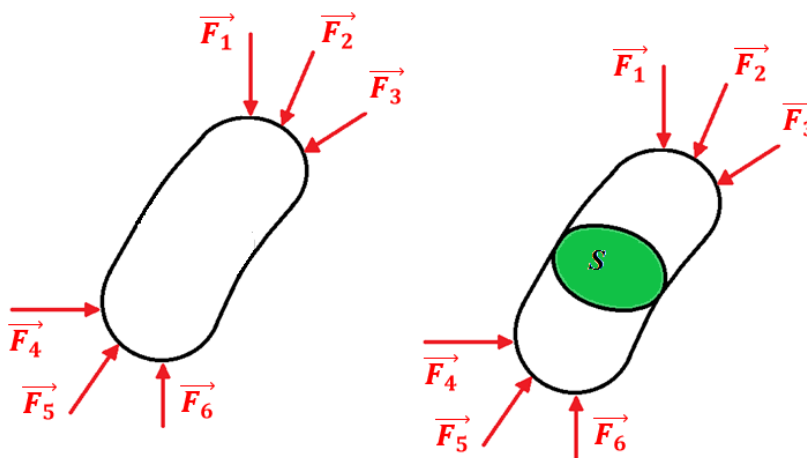


Figura 2.1 - Corpo sujeito a um sistema de forças em equilíbrio.

Se o corpo sólido da Figura 2.1 segundo uma seção plana S , ao remover uma das partes deste corpo, restabelece-se o equilíbrio aplicando-se em S as forças que a parte removida exercia sobre a parte remanescente, conforme ilustrado na Figura 2.2.

Tais forças estão distribuídas continuamente por toda a seção S e não são necessariamente nem uniformes e nem ortogonais à seção S . Isto posto, o vetor tensão num ponto P da seção S , dada pelo vetor unitário normal $\vec{n}$, é definido por:

$$\vec{\rho}_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} \quad (2.1)$$

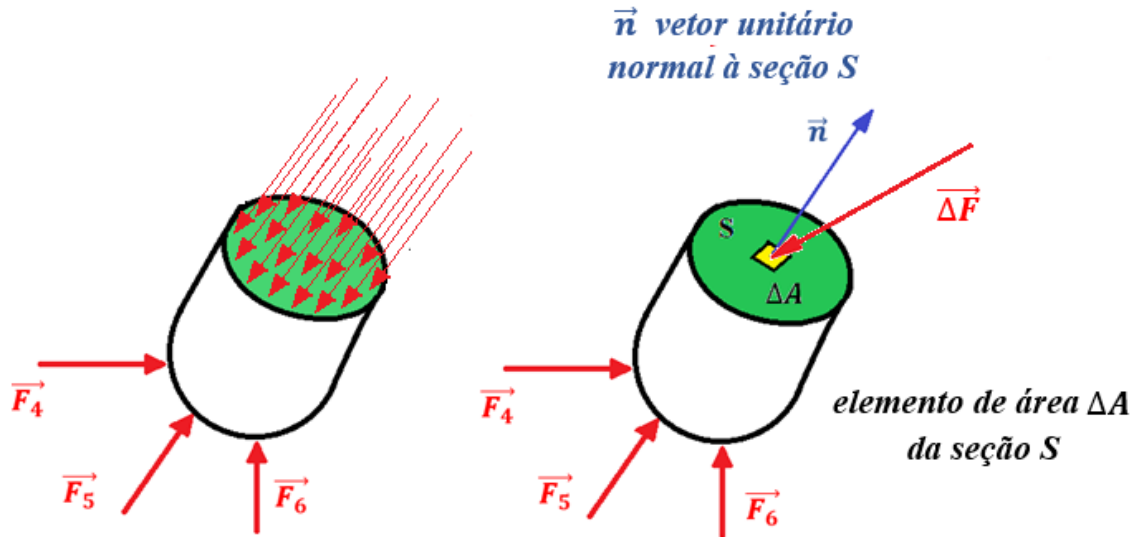


Figura 2.2 - Conceito do vetor tensão (Villaça e Garcia, 2000)

Os solos, por serem meios particulados e, portanto, não contínuos, exigem uma definição de tensão diferenciada em relação àquela da mecânica do contínuo.

Para estabelecer a definição do conceito de tensão num meio particulado, tome-se um “plano ligeiramente ondulado” que divide a massa de solo em dois semi-espacos. Este “plano” pode ser feito ligeiramente ondulado para que passe pelos pontos de contato entre as partículas de um e outro lado dos dois semi-espacos (Lambe e Whitman, 1969).

Removendo-se um dos semi-espacos e tomando o “plano ligeiramente ondulado” da superfície do semi-espaco remanescente, pode-se agora, sobre esta superfície, estabelecer o conceito de tensão para um meio particulado. Para isso, tome-se um plano, definido pelas retas x e y , paralelo ao “plano ligeiramente ondulado”, tomando-se para direção z uma reta ortogonal ao plano definido por x e y (ver Figura 2.3).

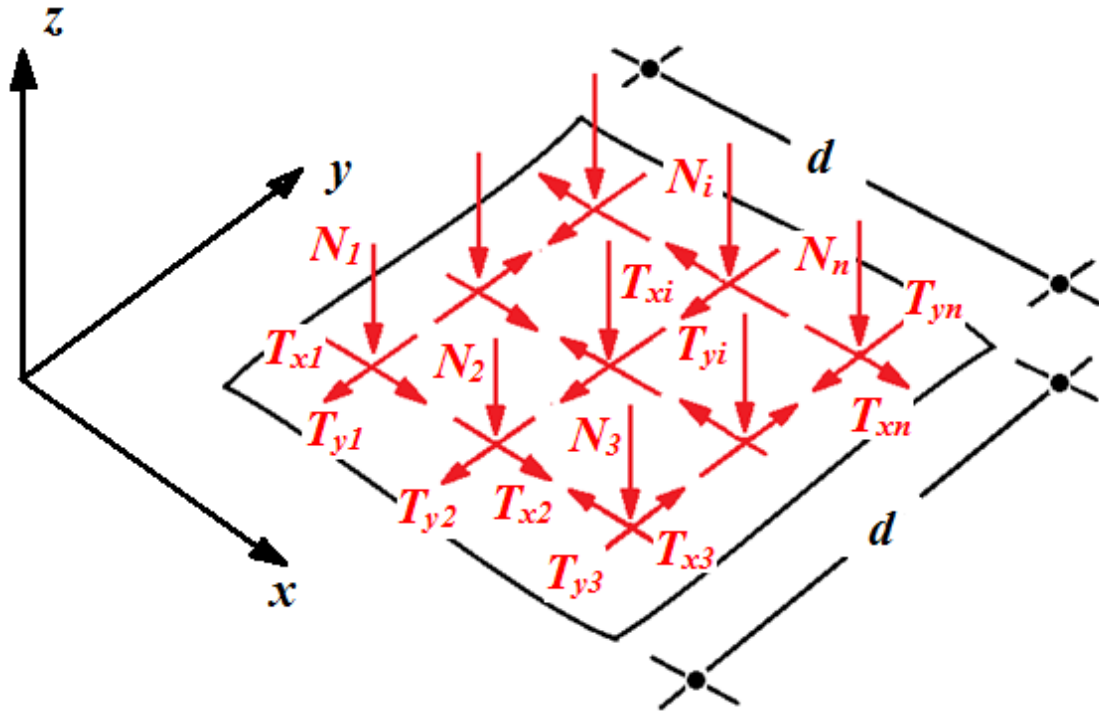


Figura 2.3 - Tensões num meio particulado

As forças atuantes em cada contato das partículas pertencentes a um e outro lado do plano ondulado podem ser decompostas em três componentes T_{xi} , T_{yi} e N_i respectivamente segundo as direções x , y e z como mostrado na Figura 2.3. Tomando-se agora sobre o “plano ligeiramente ondulado” uma região cuja projeção sobre o plano xy seja um quadrado de dimensões $d \times d$, define-se tensão vertical normal e denota-se por σ_z a relação:

$$\sigma_z = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{d^2} \quad (2.2)$$

A tensão cisalhante no plano horizontal que atua na direção x se escreve:

$$\tau_{zx} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{xi}}{d^2} \quad (2.3)$$

A tensão cisalhante no plano horizontal que atua na direção y se escreve:

$$\tau_{zy} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{yi}}{d^2} \quad (2.4)$$

O terno $(\tau_{zx}, \tau_{zy}, \sigma_z)$ são as componentes do vetor tensão $\vec{\rho}_z$ no “ponto” $d \times d$. Deve-se observar que o referido terno deveria ser escrito $(\tau_{zx}, \tau_{zy}, \sigma_{zz})$ com o primeiro índice (no caso z) indicando a normal ao plano e o segundo índice indicando a direção em que atua a componente (direções x , y ou z). Como a componente normal, que deveria ser denotada por σ_{zz} , têm sempre a mesma direção da normal z , é comum suprimir o segundo índice z e escrever σ_z em lugar de σ_{zz} sem que haja confusão. Seguindo-se o mesmo raciocínio para planos ortogonais às direções x e y , definem-se os ternos $(\sigma_x, \tau_{xy}, \tau_{xz})$ e $(\tau_{yx}, \sigma_y, \tau_{yz})$ que são, respectivamente, as componentes dos vetores tensão $\vec{\rho}_x$ e $\vec{\rho}_y$. Assim, ao definir-se o vetor tensão num “ponto” de um meio particulado, adota-se um conceito de “tensão macroscópica”, isto é, força distribuída sobre uma área pequena, mas não infinitesimal, de forma a evitar que o vetor tensão, assim definido, diga respeito à tensão em apenas um dos pontos de contato (tensão grão a grão) ou que a área $d \times d$ caia num vazio. Desta forma, a área $d \times d$ deve ser, ao mesmo tempo, pequena e finita, mas grande o suficiente para reunir um número suficientemente grande de contatos que traduzam fisicamente as expressões matemáticas que definem as componentes de tensão. O conceito de tensão em meios particulados envolve, logo, um conceito estatístico de tensão (média estatística).

Ainda quanto a esta diferenciação de definições, vale citar o exposto em Lambe & Whitman (1969):

“The concept of stress is closely associated with the concept of a continuum. Thus when we speak of stress acting at a point, we envision the forces against the sides of an infinitesimally small cube which is composed of some homogeneous material. At first sight we may therefore wonder whether it makes sense to apply the concept of stress to a particulate system such as a soil. However, the concept of stress as applied to soil is no more abstract than the same concept applied to metals. A metal is actually composed of many small crystals, and on the submicroscopic scale the magnitude of the forces between crystals varies randomly from crystal to crystal. For any material, the inside of the “infinitesimally small cube” is thus only statistically homogeneous. In a sense all matter is particulate, and it is meaningful to talk about microscopic stress only if this stress varies little over distances which are of the order of the largest particle”.

2.2 PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E SUAS IMPLICAÇÕES

Terzaghi (1936) enunciou o Princípio das Tensões Efetivas, base fundamental para o entendimento do comportamento tensão-deformação dos solos. O princípio, para seu melhor entendimento, pode ser dividido, segundo Atkinson e Bransby (1978), em duas partes:

Primeira parte – Definição de tensão efetiva:

“As tensões em qualquer ponto de uma seção numa massa de solo podem ser computadas a partir das tensões principais totais σ_1 , σ_2 e σ_3 que agem nesse ponto. Se os vazios do solo estiverem preenchidos com água sob pressão u , as tensões principais totais consistem em duas partes: uma parte u , que age na água e nos grãos sólidos em todas as direções e com igual intensidade, chamada de pressão neutra ou poro-pressão. As diferenças, $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$ e $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ representam um excesso sobre a pressão neutra e são suportadas exclusivamente pelo esqueleto sólido do solo. A essas parcelas das tensões principais totais dá-se o nome de tensões efetivas principais”.

Daí resulta a expressão:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.5)$$

que vale para todos os planos, sejam eles principais ou não, porque a água não resiste às tensões cisalhantes.

Segunda parte – Importância das tensões efetivas:

“Todos os efeitos mensuráveis devidos à mudança no estado de tensões, tais como compressão, distorção e mudança da resistência ao cisalhamento, são exclusivamente devidos às mudanças do estado de tensões efetivas”.

Martins (2011) chama a atenção para o fato de a segunda parte do Princípio das Tensões Efetivas traduzir a seguinte sentença matemática:

$$\textit{variação do estado de tensões efetivas} \longleftrightarrow \textit{variação de volume ou distorção}$$

Na sentença matemática acima, deve-se observar que o conectivo “ou” é inclusivo, ou seja, caso haja variação do estado de tensões efetivas, três efeitos podem ocorrer: variação de volume (isoladamente), distorção (isoladamente) ou variação de volume e distorção (ocorrendo simultaneamente). Reciprocamente, basta que haja ou variação de volume ou distorção (apenas um dos dois) para que se possa garantir que houve variação do estado de tensões efetivas.

A mecânica dos solos moderna desenvolveu-se sobre o princípio das tensões efetivas. Entretanto, segundo Martins (1992), há, sabidamente, fenômenos que não seguem este princípio. Dentre tais fenômenos estão o adensamento secundário, a relaxação de tensões e a fluência, todos eles ligados aos chamados efeitos da velocidade da deformação (em inglês “strain rate effects”).

Na fluência observam-se as variações do estado de deformações ao longo do tempo, fixado um dado estado de tensões efetivas. Já no fenômeno de relaxação de tensões observa-se o contrário: dado certo estado de deformações, como as variações no estado de tensões efetivas se processarão ao longo do tempo. O fenômeno de adensamento secundário, observado após o adensamento primário, é, portanto, um híbrido entre os fenômenos de fluência e relaxação de tensões: há uma tensão vertical efetiva fixa e uma deformação horizontal prescrita nula no ensaio de adensamento, condições sob as quais ainda observam-se deformações verticais, mesmo após a dissipação de todo o excesso de poro-pressão. sem que haja variação do estado de tensões efetivas.

Quando se fixa o estado de tensões efetivas e observam-se as variações no estado de deformações tem-se a fluência drenada. Neste trabalho, admitir-se-á a validade plena do princípio das tensões efetivas, desconsiderando-se os efeitos de velocidade de deformação.

2.3 COROLÁRIOS DO PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS

Com o objetivo de tornar mais claro o entendimento do princípio das tensões efetivas, Atkinson e Bransby (1978) enunciam três corolários (consequências imediatas) do princípio das tensões efetivas.

Primeiro corolário:

O comportamento (em termos de Engenharia) de dois solos com a mesma estrutura e mineralogia será o mesmo desde que ambos estejam submetidos ao mesmo estado de tensões efetivas.

Segundo corolário:

Se um solo for submetido a um carregamento ou descarregamento sem qualquer mudança de volume e qualquer distorção, não haverá variação das tensões efetivas.

Terceiro corolário:

Um solo expandirá (e perderá resistência) ou comprimirá (e ganhará resistência) se a poro-pressão isoladamente for aumentada ou diminuída, respectivamente.

2.4 COMPRESSÃO, COMPRESSIBILIDADE E ADENSAMENTO DOS SOLOS

Neste momento, é importante apresentar o que se entende, no presente trabalho, por compressão e por adensamento dos solos.

Entende-se por compressão a relação entre a redução de volume de um elemento de solo e a variação do estado de tensões efetivas, sem levar em consideração o tempo ao longo do qual isso ocorre.

De acordo com a definição acima, toma-se como exemplo a compressão unidimensional ou edométrica. A compressão edométrica ocorre quando um elemento de solo sofre variação do estado de tensões efetivas e se deforma apenas na direção vertical. Neste caso, as deformações horizontais mantêm-se nulas. Tais estados de tensões e deformações são usualmente encontrados em depósitos de argilas sedimentares onde a superfície do terreno é plana e horizontal. Carregamentos provocados por aterros construídos em áreas extensas fazem com que a condição edométrica continue ocorrendo mesmo após a construção dos referidos aterros, desde que a espessura do aterro seja uniforme e a vertical considerada esteja distante das bordas. Tal situação de campo é simulada em laboratório pelo ensaio de adensamento edométrico, apresentado mais adiante.

Outro exemplo de compressão é a compressão hidrostática (muitas vezes chamada inadequadamente de isotrópica). Tal compressão ocorre quando um elemento

de solo sofre uma diminuição de volume sob uma variação do estado de tensões efetivas em que as três tensões principais efetivas são iguais entre si.

A redução de volume medida na compressão, seja ela edométrica, hidrostática ou de qualquer outro tipo, é representada, em geral, ou pela variação do índice de vazios (e) ou pela deformação volumétrica específica (ε_v). A relação entre redução de volume e a variação do estado de tensões efetivas, ou seja, a compressão, é quantificada pelos parâmetros de compressibilidade, apresentados mais adiante.

Diferentemente da compressão, o adensamento é o processo de compressão ao longo do tempo, de um solo saturado, ocasionada pela expulsão de uma quantidade de água igual à redução do volume de vazios resultante da transferência gradual do excesso de poro-pressão, gerado por um carregamento, para as tensões efetivas.

O trabalho em questão versa sobre a compressão edométrica e os parâmetros de compressibilidade que a quantificam.

2.5 TENSÕES GEOSTÁTICAS E ESTADO DE REPOUSO

Quando a superfície do terreno é horizontal e a natureza do solo não varia segundo direções horizontais, o peso próprio do solo gera estados de tensões bastante simples, denominados estados de tensões geostáticas. Esta situação é comumente encontrada em solos sedimentares porque, no processo de sua formação, à medida que os sedimentos vão se depositando, as camadas já depositadas vão sendo progressivamente sobrecarregadas pelas camadas subsequentes.

Os solos sedimentares se formam nas bacias sedimentares, que são regiões de topografia baixa, conhecidas como baixadas.

Num maciço sob tensões geostáticas, os planos horizontais e verticais são planos principais. Além disto, devido ao confinamento e à simetria em relação à vertical (axi-simetria), os elementos de solo não apresentam deformação horizontal. Nestes casos, diz-se que o maciço de solo se encontra na condição de repouso. Portanto, na condição de repouso, a compressão imposta ao maciço pelo seu peso próprio é exclusivamente vertical (unidimensional) sendo conhecida também, como dito anteriormente, pelo nome de compressão edométrica.

Num depósito sob condição edométrica, define-se o coeficiente de empuxo no repouso, denotando-se por K_0 , como a relação entre a tensão horizontal efetiva (σ'_h) e a tensão vertical efetiva (σ'_v). O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) é então dado pela expressão (2.6).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.6)$$

2.6 SOLOS NORMALMENTE ADENSADOS E SOBREADENSADOS

O solo é dito estar normalmente adensado se a tensão vertical efetiva atuante (σ'_v) for a maior à qual o solo já foi submetido em toda sua história.

O solo é dito estar sobreadensado ou pré-adensado se, no passado, ele tiver sido submetido a uma tensão vertical efetiva (σ'_{vm}) maior do que aquela à qual está submetido no presente.

Define-se razão de sobreadensamento ou razão de pré-adensamento de um solo, denotando-se-a por *OCR* (do inglês overconsolidation ratio), pela expressão (2.7).

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (2.7)$$

Na expressão (2.7) σ'_{vm} é a maior tensão vertical efetiva a que o solo já esteve submetido em toda a sua história. Tal tensão é, por definição, a tensão de sobreadensamento ou tensão de pré-adensamento.

A determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) pode ser feita através de diversos métodos. Dentre os métodos mais conhecidos estão o de Casagrande (1936) e o de Pacheco Silva (1970). O uso do método de Pacheco Silva (1970) vem ganhando adeptos por sua simplicidade e por eliminar a subjetividade existente no método de Casagrande quando se faz necessária a escolha do ponto de curvatura máxima na curva de compressão índice de vazios (*e*) x tensão vertical efetiva (σ'_v).

Como a razão de sobreadensamento é função da tensão vertical efetiva, que, por sua vez, é função da profundidade (*z*), é comum a razão de sobreadensamento também ser função da profundidade. Assim, a relação *OCR* × *z* torna-se um dado importante para que seja conhecida a história de tensões de um depósito.

Verifica-se experimentalmente que, para solos normalmente adensados, o valor de K_0 é constante. Jáky (1948) estabeleceu uma expressão semi-empírica que, após ser simplificada, foi reescrita sob a forma da equação (2.8). Tal expressão é, hoje, aceita como boa aproximação para a estimativa do valor de K_0 de solos normalmente adensados.

$$K_0 = K_{0n} = c^{te} = 1 - \text{sen } \phi' \quad (2.8)$$

Na expressão (2.8), K_{0n} é o coeficiente de empuxo no repouso para solos normalmente adensados e ϕ' o ângulo de atrito efetivo na condição normalmente adensada.

Para os solos sobreadensados, a equação mais difundida é a devida a Mayne e Kulhawy (1982), representada pela expressão (2.9).

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \times (OCR)^{\text{sen } \phi'} \quad (2.9)$$

Nota-se na expressão (2.9) que o valor de K_0 é variável e dependente do valor de OCR .

2.7 O ENSAIO DE ADENSAMENTO EDOMÉTRICO

2.7.1 DESCRIÇÃO

O ensaio de adensamento unidimensional, ou ensaio edométrico, simula o adensamento unidimensional de campo no caso em que o maciço de solo, em geral sedimentar, apresenta-se com a superfície horizontal e o carregamento a ele aplicado, em geral um aterro de espessura uniforme, se estende por extensas áreas.

Neste ensaio, mostrado esquematicamente na Figura 2.4, o solo é moldado dentro de um anel de aço a partir de uma amostra indeformada obtida em campo e comprimido verticalmente. O anel de aço faz com que as deformações horizontais sejam nulas e que o fluxo de água seja apenas vertical.

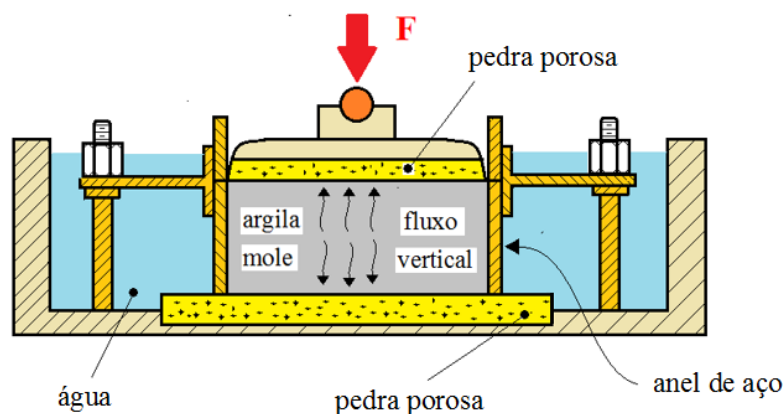


Figura 2.4 – Desenho esquemático da célula de adensamento (Martins, 2011).

Uma condição essencial para que o ensaio seja representativo das condições de campo é a obtenção de amostra indeformada de boa qualidade. O processo de amostragem envolve uma série de operações que podem provocar o amolgamento da amostra, conforme será discutido no item 2.8.

O ensaio de adensamento unidimensional é realizado em estágios. A cada estágio, a tensão vertical total é incrementada, gerando um aumento de poro-pressão (excesso) de valor igual ao incremento de tensão vertical total aplicado. Esse excesso de poro-pressão faz com que haja fluxo de água em direção às pedras porosas localizadas na base e no topo do corpo de prova, fazendo com que ele adense. As deformações (recalques) ao longo do tempo são lidas num extensômetro ligado ao topo do corpo de prova durante todo o estágio, cuja duração é de 24 horas (ensaio convencional).

Um dos objetivos do ensaio edométrico é a determinação da curva de compressão edométrica $e \times \sigma'_v (\log)$ ou $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$, onde e , ε_v , σ'_v são, respectivamente, o índice de vazios, a deformação específica volumétrica e a tensão vertical efetiva. É a partir da curva de compressão edométrica que são determinados os recalques por compressão unidimensional.

Nas curvas de compressão edométrica $e \times \sigma'_v (\log)$ ou $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$ usa-se a escala logarítmica para o eixo das tensões verticais efetivas porque, segundo Kezdi (1974), foi Terzaghi quem observou que assim procedendo, o trecho de compressão virgem se mostrava retilíneo em tal tipo de gráfico. Voltar-se-á a esse assunto mais adiante.

Já que a escala logarítmica é usada para o eixo de σ'_v , para que o traçado da curva de compressão edométrica $e \times \sigma'_v (\log)$ ou $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$ forneça um espaçamento bem distribuído dos pontos a serem plotados, os estágios de carga (tensão vertical aplicada) seguem uma sequência tal que a tensão vertical aplicada num estágio é o dobro da tensão vertical aplicada no estágio anterior.

Duas sequências de carregamento comumente empregadas pelo Laboratório de Reologia da COPPE (Martins, 2011) são (em kPa):

- 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800; 400; 200
- 2,5; 5; 10; 20; 40; 80; 160; 320; 640; 320; 160

Outro objetivo do ensaio edométrico é o de determinar o coeficiente de adensamento (c_v) correspondente a cada estágio de carregamento. O coeficiente de adensamento, função da compressibilidade, da permeabilidade e do índice de vazios, é o parâmetro que governa a velocidade com que se dá o adensamento.

De acordo com a definição de adensamento dada nesta dissertação, cada estágio de carga constitui um adensamento propriamente dito. Para determinar o coeficiente de adensamento (c_v) faz-se, para cada estágio de carregamento, uma sequência de leituras de deformação ao longo do tempo. Ao final de cada estágio, cuja duração, estabelecida convencionalmente, é de 24 horas, tem-se um conjunto de pares (tempo, deformação) com os quais a curva de adensamento é traçada e sobre a qual é determinado o coeficiente de adensamento.

Para o traçado da curva de adensamento e o cálculo do coeficiente de adensamento (c_v) em cada estágio, o Laboratório de Reologia dos Solos da COPPE (Martins, 2011) usa, em geral, a seguinte sequência de tempo para as leituras da deformação: 6s, 15s, 30s, 45s e prossegue com leituras nos seguintes tempos, em minutos: 1, 1,5, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 150, 180, 240, 300, 420, 540, 720, 1440. Como dito anteriormente, estas curvas *deformação x tempo* se prestam à determinação do coeficiente de adensamento (c_v) através de processos de ajuste da teoria de Terzaghi à curva experimental.

Os resultados de um ensaio de adensamento resumem-se, então, à determinação de duas curvas, a saber, a curva de compressão *e x σ'_v (log)* (ou *ε_v x σ'_v (log)*) e a curva *c_v x σ'_v (log)*.

É com a curva de compressão *e x σ'_v (log)* (ou *ε_v x σ'_v (log)*) que são calculados os recalques por compressão unidimensional. Uma vez calculados os recalques, a curva *c_v x σ'_v (log)* permite que seja selecionado, para a faixa de tensões de interesse, o valor do coeficiente de adensamento (c_v) que possibilitará a estimativa da evolução dos recalques com o tempo.

2.7.2 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DETERMINADOS NO ENSAIO EDOMÉTRICO

Como dito no item 2.4, a compressão, relação entre deformação volumétrica e variação do estado de tensões efetivas, é quantificada pelos parâmetros de compressibilidade.

Tomando-se a direção z como a vertical e as direções x e y como direções quaisquer no plano horizontal, mas ortogonais entre si, denotam-se por σ'_x , σ'_y e σ'_z as

ensões efetivas segundo as direções x , y e z respectivamente. Denotando-se ainda por ε_x , ε_y e ε_z as deformações específicas nas direções x , y e z , respectivamente, poder-se-iam escrever, se o solo fosse um material elástico, linear e isotrópico, as equações da Lei de Hooke generalizada:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\sigma'_x}{E} - \nu \frac{\sigma'_y}{E} - \nu \frac{\sigma'_z}{E} & (2.10a) \\ \varepsilon_y = -\nu \frac{\sigma'_x}{E} + \frac{\sigma'_y}{E} - \nu \frac{\sigma'_z}{E} & (2.10b) \\ \varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma'_x}{E} - \nu \frac{\sigma'_y}{E} + \frac{\sigma'_z}{E} & (2.10c) \end{cases}$$

em que ν é o coeficiente de Poisson e E o módulo de elasticidade.

Devido à condição de axi-simetria no ensaio edométrico, denotando-se por σ'_h e σ'_v as tensões efetivas horizontal e vertical, respectivamente, pode-se escrever:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_h \quad (2.11a)$$

$$\sigma'_z = \sigma'_v \quad (2.11b)$$

Ainda devido às condições de axi-simetria, chamando de ε_h a deformação específica na direção horizontal e de ε_v a deformação volumétrica específica, pode-se escrever:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_h \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_v \quad (2.13)$$

Lembrando que, na compressão edométrica, $\varepsilon_h = 0$ e $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_0$, e levando estas considerações nas expressões (2.10a), (2.10b) ou (2.10c), obtêm-se:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.14)$$

Definindo-se, na compressão edométrica, o módulo edométrico pela relação entre os incrementos de tensão vertical efetiva ($\Delta\sigma'_v$) e de deformação específica volumétrica ($\Delta\varepsilon_v$), escreve-se:

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon_v} \quad (2.15)$$

Ainda para a condição edométrica, define-se o coeficiente de compressibilidade volumétrica por:

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\sigma'_v} = \frac{1}{E_{oed}} \quad (2.16)$$

Deve-se observar que o módulo edométrico E_{oed} não é uma constante nem mesmo para um mesmo solo, pois, à medida que um solo é comprimido, o índice de vazios diminui e o solo torna-se mais rígido. Além disso, para índices de vazios iguais, um mesmo solo apresenta, na condição sobreadensada, valores de E_{oed} maiores que os encontrados na condição normalmente adensada.

Se o solo for admitido como material elástico, linear e isotrópico, demonstra-se que o módulo edométrico pode ser expresso por:

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} \quad (2.17)$$

É também possível expressar a compressibilidade de um solo na compressão edométrica utilizando-se o índice de vazios (e). Isto é feito através do coeficiente de compressibilidade, denotado por a_v , definido por:

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma'_v} \quad (2.18)$$

Como antecipado no item 2.7.1, segundo Kezdi (1974), Terzaghi propôs o gráfico $e \times \sigma'_v (\log)$, apresentado na Figura 2.5, por ter observado que o trecho de compressão virgem se tornava retilíneo neste tipo de gráfico.

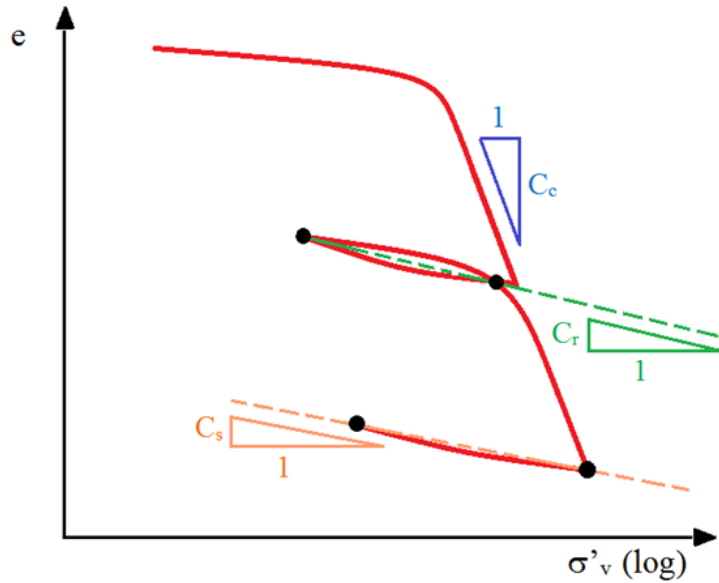


Figura 2.5 - Gráfico típico $e \times \sigma'_v (\log)$ proposto por Terzaghi.

Neste tipo de gráfico, três índices são definidos e estão indicados na Figura 2.5. O índice de compressão C_c , medido no trecho de compressão virgem e expresso por:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.19)$$

O índice de recompressão C_r medido num ciclo de descarga-recarga, dado por:

$$C_r = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.20)$$

O índice de decompressão C_s medido na curva de descarregamento, dado por:

$$C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.21)$$

Para traçar o gráfico da Figura 2.5, é necessário o índice de vazios e , e para tal, necessita-se da densidade dos grãos, o que requer o ensaio de densidade real dos grãos. Uma forma alternativa de traçar a curva de compressão edométrica sem usar o índice de vazios (dispensando a necessidade da densidade dos grãos) é traçar o gráfico $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$, como mostrado na Figura 2.6.

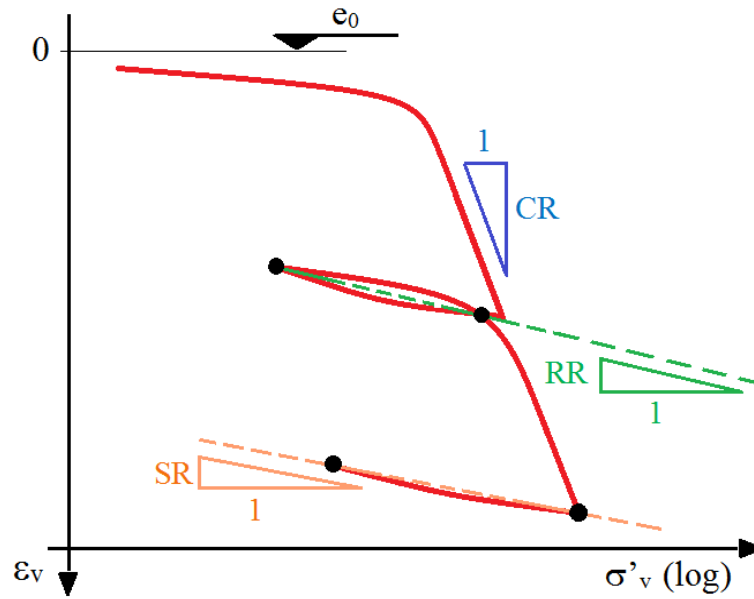


Figura 2.6 - Gráfico $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$

Na curva $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$ da Figura 2.6 definem-se três parâmetros, a saber:

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_c}{1+e_0}, \quad (2.22)$$

medido no trecho de compressão virgem;

$$RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_r}{1+e_0}, \quad (2.23)$$

medido num ciclo de descarga-recarga;

$$SR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_s}{1+e_0}, \quad (2.24)$$

sobre a curva de descarregamento.

2.7.3 CARACTERÍSTICAS ESPERADAS PARA AS CURVAS DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

Segundo Ladd (1973), para uma argila de plasticidade e sensibilidade moderadas, certas características da curva de compressão edométrica $e \times \sigma'_v (\log)$ são esperadas. Estas características são:

- (1) Um índice de compressão constante para tensões efetivas que excedam, em 5 a 10 kPa, a tensão de sobreadensamento (trecho virgem retilíneo no gráfico supracitado, ou seja, $C_c = cte.$);
- (2) O formato de um ciclo de descarregamento - recarregamento que parte de um ponto sobre o trecho de compressão virgem e retorna ao domínio da compressão virgem independe do valor da tensão vertical efetiva (virgem) de onde partiu o descarregamento, dependendo, exclusivamente, da razão de sobreadensamento máxima gerada no descarregamento;
- (3) O índice de recompressão (C_r) aumenta com o aumento da amplitude do ciclo de descarregamento – recarregamento que parte de um ponto sobre o trecho de compressão virgem e retorna ao domínio da compressão virgem;
- (4) A declividade da curva de descarregamento aumenta com o aumento da razão de sobreadensamento gerado com o descarregamento. Entretanto, o formato da curva de descarregamento é independente do ponto sobre o trecho virgem de onde parte o descarregamento;
- (5) Em um ciclo de descarregamento - recarregamento que parte de um dado ponto sobre o trecho de compressão virgem e para o qual tenha sido gerado um OCR=5, os valores dos índices de recompressão e descompressão são aproximadamente iguais;
- (6) Para um descarregamento que parte de um ponto sobre o trecho de compressão virgem, o valor do índice de descompressão varia de $1/5$ a $1/10$ do índice de compressão.

Estas características de comportamento, mostradas na Figura 2.7, compõem uma simplificação para fins práticos e também podem ser observadas para a curva de compressão edométrica $\varepsilon_v \times \sigma'_v (\log)$.

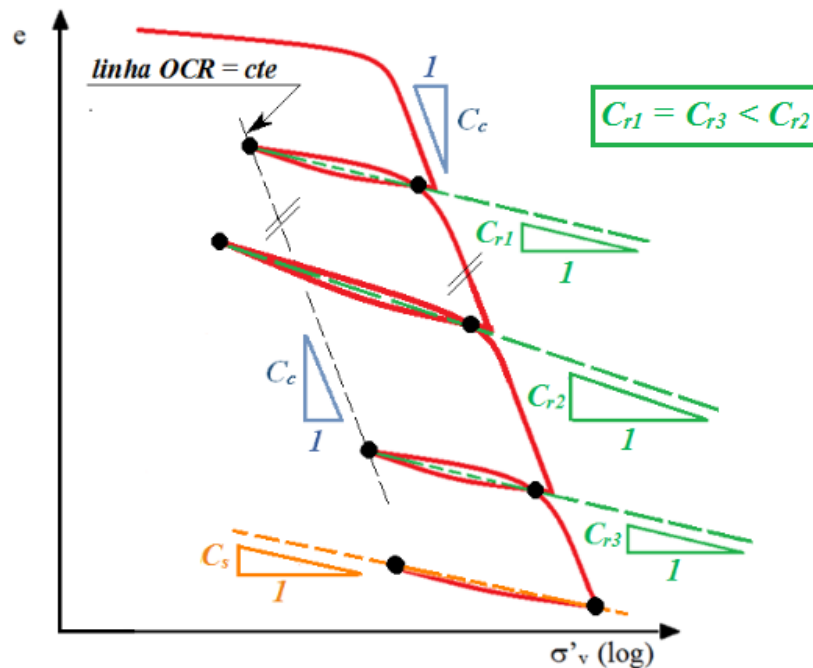


Figura 2.7 - Características da curva de compressão edométrica esperadas para uma argila de plasticidade e sensibilidade moderadas (Ladd, 1973)

Embora muitos modelos teóricos de comportamento adotem os “padrões” mostrados na Figura 2.7, há argilas que não seguem o chamado comportamento característico, isto é, não possuem o trecho de compressão virgem retilíneo nem o índice de compressão constante. Esta divergência do “comportamento característico” é comum, por exemplo, entre as argilas moles de alta plasticidade de origem flúvio-marinha encontradas ao longo do litoral brasileiro.

Nos casos em que a curva de compressão edométrica $e \times \sigma'_v (\log)$ apresenta o trecho de compressão virgem curvo, Butterfield (1979) recomenda plotar a curva de compressão edométrica usando um gráfico $v(\log) \times \sigma'_v (\log)$, sendo v o volume específico ($v = 1 + e$). Essa sugestão deve-se ao fato de, no gráfico $v(\log) \times \sigma'_v (\log)$, o trecho de compressão virgem se aproximar mais da forma retilínea do que no gráfico $e \times \sigma'_v (\log)$. Butterfield (1979) definiu, para medir a compressibilidade naquele gráfico, o parâmetro ϕ_c , dado por:

$$\zeta_c = \frac{-\Delta \log v}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.25)$$

Na Figura 2.8 são apresentadas, para um mesmo solo, as curvas de compressão $v \times \sigma'_v(\log)$ e $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ para fins comparativos.

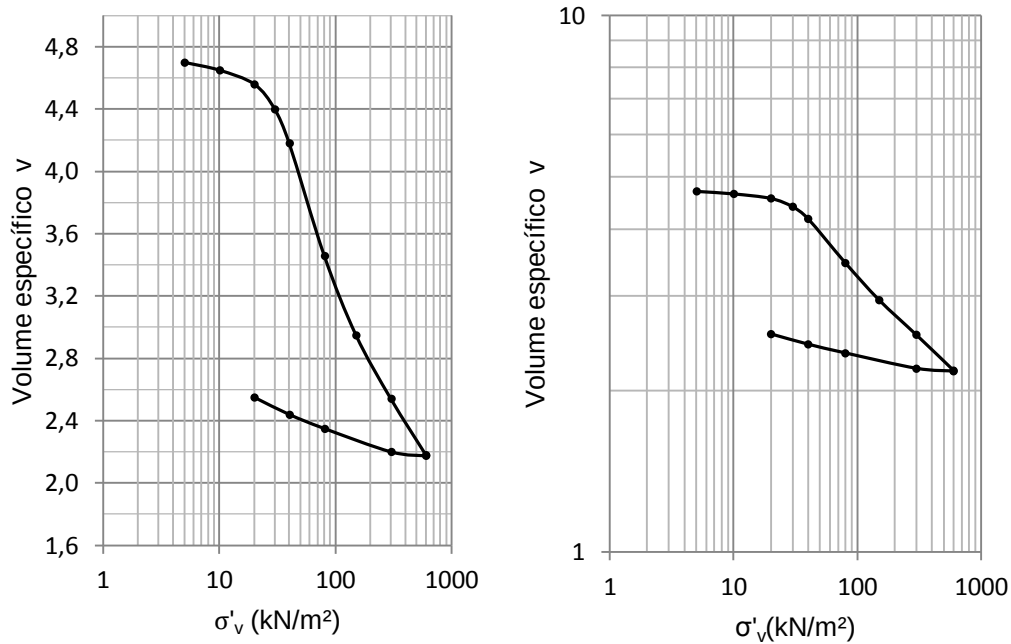


Figura 2.8 - Curvas $v \times \sigma'_v(\log)$ e $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ - argila do Sarapu (Martins, 1983)

Ainda no que diz respeito à compressão edométrica, Martins (1983) propôs uma formulação para representá-la no domínio virgem. Para tanto, Martins (1983) admitiu como hipóteses:

- 1) Que a deformação volumétrica do solo era função da tensão octaédrica efetiva.
- 2) Que, no trecho virgem, o coeficiente de empuxo no repouso $K_{on} = cte$.
- 3) Que o módulo volumétrico M' , definido pela relação entre a variação da tensão octaédrica efetiva e a correspondente deformação volumétrica específica do solo, é função da razão entre o volume de sólidos V_s e o volume total V , ou seja:

$$M' = f\left(\frac{V_s}{V}\right) \quad (2.26)$$

Com relação à hipótese (3), Martins (1983) argumentou que, se $V_s = 0$, o módulo $M' = 0$, pois não há matéria. Por outro lado, se $V_s = V \rightarrow M' = M_s$, sendo M_s o módulo de deformação volumétrica correspondente ao(s) mineral(is) constituinte(s) do solo, pois não há vazios. Além disso, deve-se esperar que M' seja uma função monótona crescente, isto é:

$$\frac{dM'}{d(V_s/V)} > 0 \quad (2.27)$$

Segundo Martins (1983), uma função simples e que atende a todos os requisitos acima é:

$$M' = \left(\frac{V_s}{V}\right)^\Omega M_s \quad (2.28)$$

onde Ω e M_s são constantes.

Como $\left(\frac{V_s}{V}\right) = \left(\frac{1}{1+e}\right)$, a expressão (2.28) pode ser reescrita como:

$$M' = \left(\frac{1}{1+e}\right)^\Omega M_s \quad (2.29)$$

Considerando a expressão (2.29) e com base na variação das tensões verticais efetivas do solo com a profundidade, Martins (1983) concluiu que a relação entre a tensão vertical efetiva e o índice de vazios (e) de um elemento de solo submetido à compressão edométrica virgem poderia ser expressa por

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} + C_0 \quad (2.30)$$

equação na qual ψ e Ω são constantes do solo, e C_0 , uma constante de integração.

Martins (1983) discute o significado destas constantes. O coeficiente ψ representa, em termos relativos, a rigidez média dos minerais constituintes dos solos. O expoente Ω , embora não tenha significado físico, também é um parâmetro de

compressibilidade e , quanto menor, maior a compressibilidade do solo. C_0 é uma constante de integração cujo valor Martins (1983) adotou arbitrariamente como sendo igual a zero. Com isso, a expressão que dá a relação entre a tensão vertical efetiva (σ'_v) e o índice de vazios (e) na compressão edométrica virgem se escreve:

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} \quad (2.31)$$

ou

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(\nu)^\Omega} \quad (2.32)$$

sendo ν o volume específico ($\nu = 1 + e$).

Martins (1983) observou que a expressão (2.32) se transformava numa reta se plotada num gráfico $\nu(\log) \times \sigma'_v(\log)$, ou seja, a mesma proposta apresentada por Butterfield (1979), agora com uma justificativa racional para tanto.

O desenvolvimento acima encontra-se também apresentado em Martins e Lacerda (1994).

2.7.4 DETERMINAÇÃO E SIGNIFICADO DA TENSÃO DE SOBREADENSAMENTO

Para determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), dois são os métodos mais empregados no Brasil: o método de Casagrande (1936) e o método de Pacheco Silva (1970). Os dois métodos estão ilustrados nas Figura 2.9 e Figura 2.10, respectivamente.

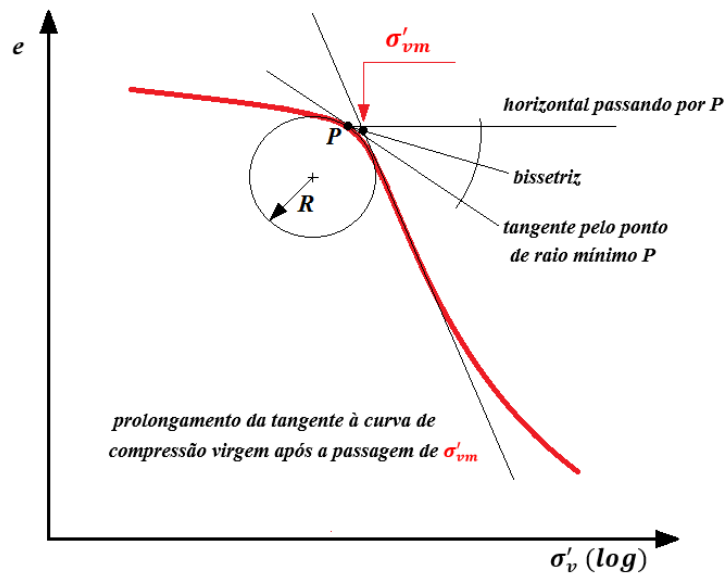


Figura 2.9 - Obtenção da tensão de sobreadensamento pelo método de Casagrande (Pinto, 2000).

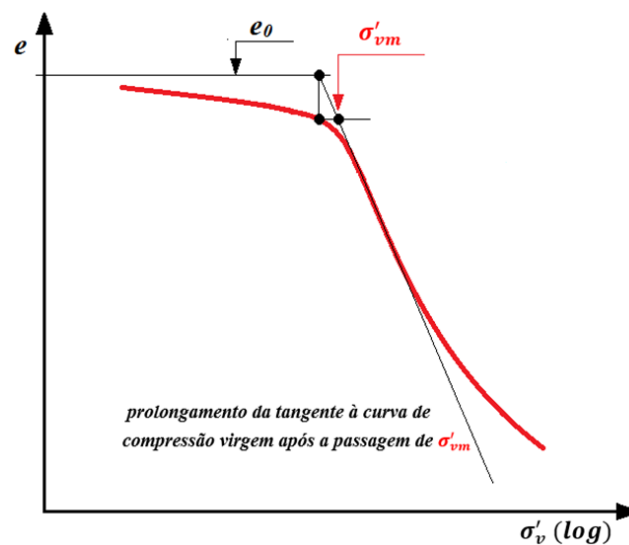


Figura 2.10 - Obtenção da tensão de sobreadensamento pelo Método de Pacheco Silva (Pinto, 2000)

Fisicamente, a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) está associada ao ponto onde é máxima a taxa de variação do coeficiente de compressibilidade (m_v) em relação à σ'_v . Nesse aspecto, é interessante seguir o desenvolvimento feito por Butterfield (1979) e também apresentado em Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994).

Caso a curva de compressão seja representada de forma simplificada por duas semi-retas no plano $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$, sua interseção se dará no ponto associado à tensão de sobreadensamento (ponto C da Figura 2.11).

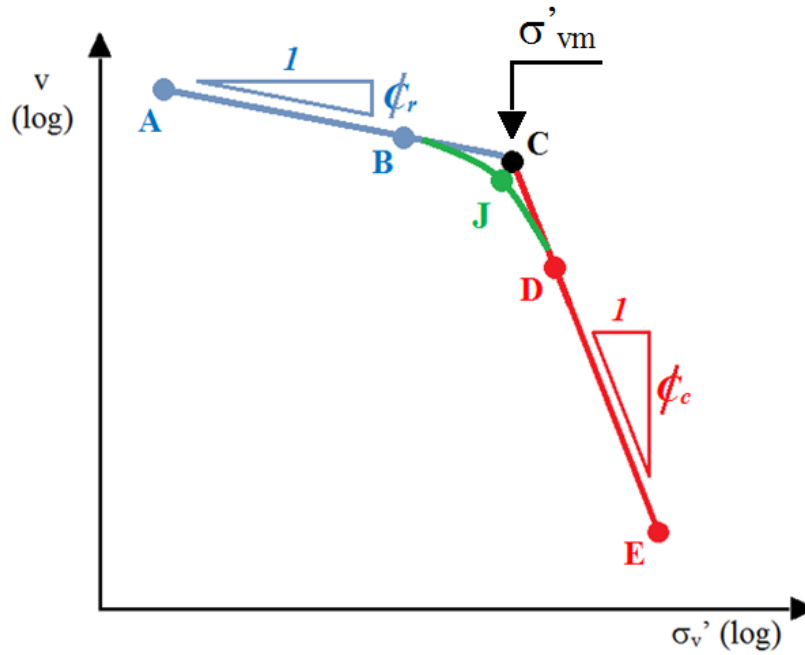


Figura 2.11 - Curva $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ (adaptado de Butterfield, 1979)

De forma semelhante ao que já foi feito anteriormente, para este tipo de representação, também são definidos os índices associados a cada trecho.

$$\Phi_c = \frac{-\Delta \log v}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.33)$$

$$\Phi_r = \frac{-\Delta \log v}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.34)$$

Onde:

Φ_c = Índice de compressão modificado medido no trecho virgem;

Φ_r = Índice de recompressão modificado medido num ciclo de descarga-recarga;

Observando-se a Figura 2.11, os índices modificados Φ_c e Φ_r são, respectivamente, os coeficientes angulares das semi-retas que representam a recompressão e a compressão virgem no plano $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$. Tais índices estão indicados na Figura 2.11 como os coeficientes angulares das semi-retas AC (trecho de recompressão) e CE (trecho de compressão virgem). Esta representação dá origem ao seguinte desenvolvimento, apresentado por Butterfield (1979):

lembrando que:

$$\Delta \epsilon_v = -\frac{\Delta e}{1+e} = -\frac{\Delta v}{v} \quad (2.35)$$

e reescrevendo as expressões (2.33), (2.34) e (2.35) em termos infinitesimais, vem:

$$\mathbb{C}_c = \frac{-d \log v}{d \log \sigma'_v} = \frac{-d \ln v}{d \ln \sigma'_v} \quad (2.36)$$

$$\mathbb{C}_r = \frac{-d \log v}{d \log \sigma'_v} = \frac{-d \ln v}{d \ln \sigma'_v} \quad (2.37)$$

$$d\epsilon_v = -\frac{de}{1+e} = -\frac{dv}{v} = -d \ln v \quad (2.38)$$

Com isso, o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v), reescrito em termos infinitesimais, introduzindo-se as expressões (2.36), (2.37) e (2.38), fica:

$$m_v = \frac{d\epsilon_v}{d\sigma'_v} = \frac{-\frac{dv}{v}}{\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} d\sigma'_v} = \frac{-1}{\sigma'_v} \frac{(d \ln v)}{d \ln \sigma'_v} \quad (2.39)$$

A expressão (2.39) pode, dependendo do domínio de tensões considerado, ser reescrita de duas formas:

no domínio da recompressão como:

$$m_v = \frac{d\epsilon_v}{d\sigma'_v} = \frac{-1}{\sigma'_v} \frac{(d \ln v)}{d \ln \sigma'_v} = \frac{\mathbb{C}_r}{\sigma'_v} \quad (2.40a)$$

e no domínio virgem como:

$$m_v = \frac{d\epsilon_v}{d\sigma'_v} = \frac{-1}{\sigma'_v} \frac{(d \ln v)}{d \ln \sigma'_v} = \frac{\mathbb{C}_c}{\sigma'_v} \quad (2.40b).$$

Admitindo-se $\mathbb{C}_r$ e $\mathbb{C}_c$ constantes, as expressões (2.40a) e (2.40b) representam duas hipérboles que expressam a relação entre o coeficiente de compressibilidade

volumétrica (m_v) e a tensão vertical efetiva (σ'_v). Tal relação, apresentada na Figura 2.12, mostra que, do ponto A até o ponto C da Figura 2.11, a curva seguida é a hipérbole ABC da Figura 2.12. De forma similar, do ponto C até o ponto E da Figura 2.11, a curva seguida é o arco de hipérbole CDE da Figura 2.12.

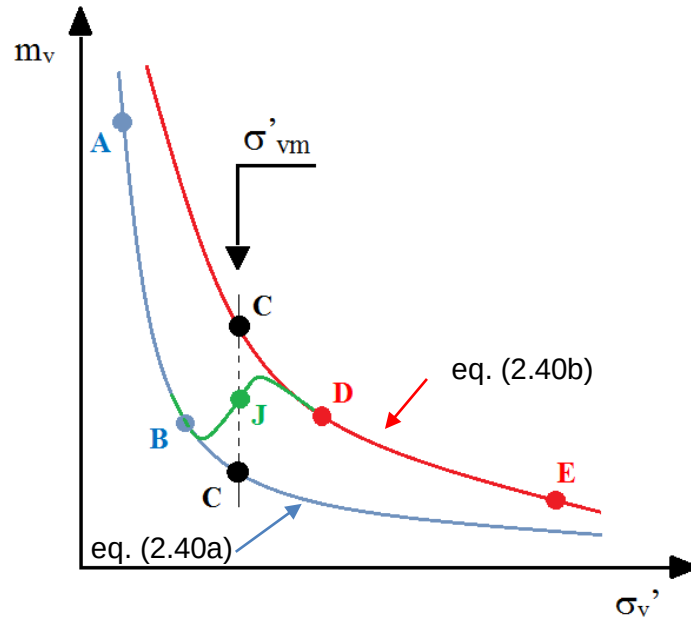


Figura 2.12 - Relação $m_v \times \sigma'_v$ na compressão edométrica (Butterfield, 1979)

Como no ponto C da Figura 2.11 a derivada dá um salto de ϕ_r para ϕ_c , há, na Figura 2.12, uma descontinuidade no ponto C.

Na verdade, a transição entre o trecho de recompressão e o trecho virgem não se faz segundo o ângulo BCD da Figura 2.11, mas de forma suave pela curva BJD da mesma figura. Com isso, o caminho a ser seguido na Figura 2.12 é o caminho BJD.

Admitindo-se, como dito anteriormente, que, fisicamente, a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) está associada ao ponto onde é máxima a taxa de variação do coeficiente de compressibilidade (m_v) em relação à σ'_v , escreve-se:

$$\frac{dm_v}{d\sigma'_v} = \text{máximo} \quad (2.41)$$

o que leva à condição:

$$\frac{d^2m_v}{d\sigma'^2_v} = 0 \quad (2.42)$$

Assim, na curva $m_v \times \sigma'_v$, a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) está associada ao ponto de inflexão J, conforme pode ser visto na Figura 2.12.

A tensão de sobreadensamento também pode ser vista como uma tensão de escoamento, já que, todas as vezes em que ela é ultrapassada, são impostas ao solo deformações irreversíveis ou plásticas, como ilustrado na Figura 2.13.

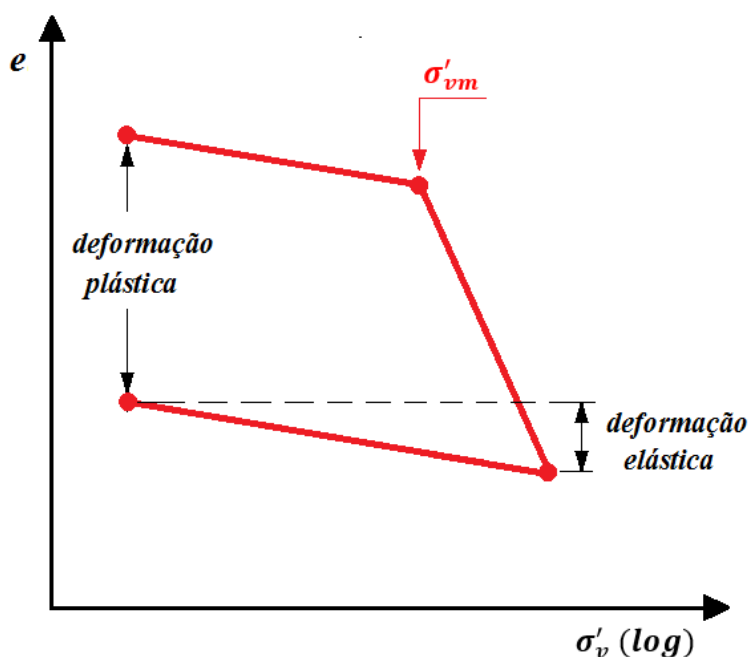


Figura 2.13 - Tensão de sobreadensamento como tensão de escoamento

2.8 AMOLGAMENTO E SUAS CAUSAS

A questão da qualidade das amostras não pode deixar de ser abordada neste capítulo sobre ensaio edométrico. Infelizmente, no Brasil, apesar de haver normatização sobre o tema, grande parte das amostras coletadas e dadas como indeformadas ainda é de má qualidade, sobretudo devido à pouca importância dada aos cuidados nas operações de campo necessárias à sua retirada. Pode-se, ainda, listar as questões do correto acondicionamento, manuseio e transporte até o laboratório e, porque não dizer, dos próprios procedimentos de laboratório a serem seguidos como fatores adicionais que contribuem para a má qualidade das amostras e, por conseguinte, dos corpos de prova obtidos.

Ademais, não é incomum que haja vícios dos próprios laboratoristas e engenheiros na interpretação dos resultados dos ensaios. Por exemplo, uma das

crenças mais comuns é a de que o trecho de compressão virgem da curva de compressão edométrica num gráfico $e \times \sigma'_v (\log)$ deve ser representado por um segmento de reta, o que, como já visto, não é regra geral, pois há solos que não seguem este comportamento. Ao se defrontar com tal situação, profissionais menos qualificados tendem a concluir que o ensaio foi mal conduzido ou, o que é pior, “forçam” o resultado para que o trecho de compressão virgem seja sempre uma reta.

A principal consequência da inobservância dos cuidados necessários nas operações de amostragem é o amolgamento das amostras.

O amolgamento é definido como a destruição parcial ou total do arranjo ou distribuição espacial original que o conjunto de grãos formadores do solo apresentava em campo.

No caso de argilas moles saturadas, o amolgamento é um processo não drenado que, assim sendo, ocorre sem variação volumétrica. Desta forma, o amolgamento é a destruição da estrutura do solo pelas distorções a ele impostas. Isto ocorre de forma frequente principalmente em três ocasiões, a saber:

- a) Distorção por extensão devida ao alívio da tensão vertical total pela abertura do furo para amostragem.
- b) Distorção dos elementos do solo amostrado junto à parede interna do amostrador durante sua cravação no solo, notadamente quando as dimensões do amostrador (diâmetro e espessura da parede) não são adequadas.
- c) Distorção dos elementos do solo junto à parede interna do amostrador por ocasião da extração da amostra para a moldagem de corpos de prova no laboratório.

De modo a minimizar o amolgamento das amostras durante as operações de amostragem e seu manuseio, Ladd e de Groot (2003) propõem uma série de medidas, dentre as quais duas se destacam:

- (1) Manter o furo de sondagem preenchido com uma suspensão de lama e água para impedir ou minimizar que o solo no fundo do furo sofra extensão excessiva por alívio da tensão vertical total.
- (2) Cortar o tubo amostrador em segmentos e retirar a amostra fazendo-se percorrer entre a amostra e a parede interna do segmento cortado do amostrador um fio de aço introduzido com o auxílio de uma agulha.

Além disto, é recomendável moldar os corpos de prova na zona central da amostra, evitando a zona periférica amolgada pela cravação do tubo amostrador como assinalado no item (b), listado acima. Para que esta tarefa tenha êxito, é necessário que as dimensões do amostrador, tais como diâmetro interno e espessura da parede, satisfaçam alguns critérios básicos. A NBR-9820/1997 trata não só dessa questão, como também dos cuidados a serem tomados nas operações de amostragem, acondicionamento e transporte das amostras do campo para o laboratório. Recomendações e cuidados adicionais podem também ser encontrados no trabalho de Aguiar (2008).

2.9 EFEITOS DO AMOLGAMENTO SOBRE A CURVA DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

Muitas são as consequências negativas ao se trabalhar com amostras ditas indeformadas, mas, que na verdade, são de má qualidade. Isto ocorre porque ensaios realizados com amostras de má qualidade fornecem, por exemplo, parâmetros de compressibilidade bastante diferentes daqueles obtidos com amostras de boa qualidade. Portanto, não se pode esperar que ensaios realizados em amostras de má qualidade forneçam dados dignos de confiança. Dentre os efeitos mais graves provocados pelo amolgamento estão as alterações das curvas de compressão edométrica. Tais alterações fazem com que as estimativas de recalque feitas a partir de tais curvas estejam bastante comprometidas. Essa é uma das principais razões pelas quais o amolgamento se torna tão importante. Se os efeitos do amolgamento sobre as curvas de compressão edométrica não fossem tão drásticos, seu estudo, no que concerne ao cálculo de recalques por adensamento, não seria tão importante do ponto de vista prático.

Os efeitos sobre as curvas de compressão edométrica $e \times \sigma'_v(\log)$ e $\varepsilon_v \times \sigma'_v(\log)$ provocados pelo amolgamento foram objeto de estudo de Ladd (1973), Coutinho (1976) e Martins (1983). Tais efeitos sobre a curva $e \times \sigma'_v(\log)$ podem ser vistos na Figura 2.14.

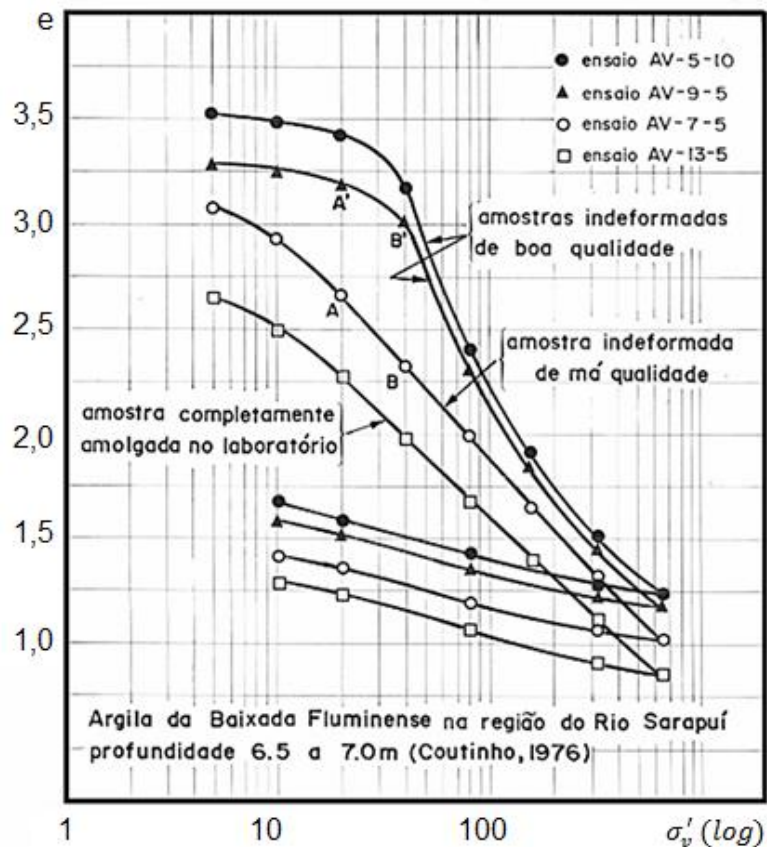


Figura 2.14 - Curvas $e \times \log \sigma'_v$ para amostras de boa e de má qualidade (Coutinho, 1976)

Os efeitos que se fazem notar sobre a curva de compressão unidimensional, quanto mais amolgada estiver a amostra, são:

- (1) Menor o índice de vazios para uma mesma tensão vertical efetiva;
- (2) Menos acentuada se torna a curvatura da curva $e \times \sigma'_v(\log)$ na passagem do domínio da recompressão para o domínio da compressão virgem, dificultando a determinação da tensão de sobreadensamento;
- (3) Menor o valor obtido para a tensão de sobreadensamento;
- (4) Maior a compressibilidade na região de recompressão;
- (5) Menor a compressibilidade no trecho de compressão virgem;
- (6) Mais suave será a concavidade da curva $e \times \sigma'_v(\log)$ no trecho virgem, chegando até a sua eliminação, o que conduz a configuração do que se acostumou chamar (erroneamente para alguns solos) de reta virgem.

2.10 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS

Por mais que as medidas descritas no item 2.8 quanto à amostragem sejam tomadas, e o ensaio em laboratório seja feito de maneira cuidadosa e seguindo a boa prática, algum nível de amolgamento pode ainda assim ocorrer, prejudicando a qualidade da amostra a ser ensaiada e, por conseguinte, os resultados obtidos.

Vale fazer a observação de que, embora se fale ordinariamente em qualidade da amostra, o que é avaliado, em verdade, é a qualidade do material que compõe o corpo de prova, isto é, sua similaridade de comportamento com o material encontrado em campo.

Para avaliar então a qualidade dos corpos de prova dos quais se dispõe, e logo ponderar sobre a validade dos resultados obtidos a partir do ensaio realizado, diversas metodologias foram propostas por diversos autores.

Uma das metodologias mais utilizadas para avaliar a qualidade dos corpos de prova dos ensaios de adensamento é a proposta por Lunne et al (1997), que se baseia no valor da razão $\Delta e/e_0$, em que Δe é a diferença entre o índice de vazios inicial do material do corpo de prova e o índice de vazios associado à tensão vertical efetiva a que esse material estava submetido em campo. Esta proposta segue apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação de qualidade de amostras - proposta de 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

Coutinho (2007), em uma discussão sobre a proposta de Lunne, introduziu uma segunda classificação, com maior tolerância para os valores da razão $\Delta e/e_0$ para as classificações de muito boa a excelente e boa a regular, conforme pode ser observado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classificação de qualidade de amostras - proposta de 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

Ao avaliar as propostas de Lunne e Coutinho, Andrade (2009) observou que, em ambas as classificações, a denominação de “topo” de uma classe não coincidia com a denominação do “piso” da classe que lhe era imediatamente superior. Com isso, ao usar ambas as classificações, pode-se chegar a uma classificação duvidosa. É o caso, por exemplo, da classificação de Coutinho (2007) quando $\Delta e/e_0 = 0,08$. Neste caso, deve-se classificar a amostra como “pobre” ou “boa a regular”? Ao notar tal “descontinuidade” nas duas classificações propostas, Andrade (2009) sugeriu uma modificação na classificação proposta por Coutinho (2007). Tal proposta está apresentada na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Classificação de qualidade de amostras - proposta de Andrade, 2009.

OCR	$\Delta e/e_0$					
	Muito boa a excelente	Muito boa a boa	Boa a regular	Regular a pobre	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

Ao se comparar as três propostas acima descritas, observa-se que, apenas na de Andrade (2009), o limite inferior de uma classe de melhor qualidade coincide com o limite superior da classe que lhe é imediatamente inferior. Isto faz com que não se incorra em dupla classificação caso se tenha uma razão $\Delta e/e_0$ em um dos valores divisores que delimitam as classificações.

Considerando as propostas acima expostas, decidiu-se por utilizar como critério de avaliação de qualidade das amostras (corpos de prova) a serem englobados neste trabalho, a proposta de Andrade (2009).

2.11 COMO LIDAR COM O PROBLEMA DO AMOLGAMENTO ?

Diante do que foi exposto nos itens anteriores deste capítulo, fica uma questão: a de como lidar com o problema do amolgamento quando ele é identificado numa curva de compressão edométrica, principalmente no que diz respeito à determinação do índice de compressão (C_c) a ser usado para a estimativa de recalques.

Há casos em que o problema pode ser resolvido através das correlações que se estabeleceram entre o índice de compressão C_c e outros parâmetros básicos do solo, como o limite de liquidez e a umidade. Outras correlações dão a relação entre o índice de compressão C_c e o índice de plasticidade (IP). Dentre as conhecidas relações que

podem ser estabelecidas entre o índice de compressão C_c e o índice de plasticidade (IP), está a expressão:

$$C_c = 0,012 IP \quad (2.43)$$

Tal expressão pode ser deduzida a partir da hipótese de que $C_c = cte$. (ver, por exemplo, da Silva, 2013). Entretanto, Skempton (1944) chama a atenção para o fato de que parâmetros como o índice de plasticidade estão associados às argilas numa condição amolgada e, portanto, não se pode esperar de tais correlações que elas forneçam valores acurados de parâmetros associados às argilas em sua condição indeformada.

É possível demonstrar que há uma relação entre o índice de compressão (C_c) e o teor de umidade (w) de uma argila. Esta demonstração está apresentada em Martins et. al. (2009) e em da Silva (2013). Neste caso, deve-se chamar a atenção para o fato de que o índice de compressão (C_c) obrigatoriamente varia não só com a umidade (w), como também com o índice de vazios (e), ou seja, C_c não pode ser constante.

Trabalhando com diversas argilas moles do litoral brasileiro, todas oriundas de amostras que exibiram $\Delta e/e_0 \leq 0,058$ no ensaio edométrico, o que corresponde à metade superior da classe “boa a muito boa” da classificação proposta por Andrade (2009), da Silva (2013) obteve as seguintes correlações entre o índice de compressão (C_c) e a umidade (w): para corpos de prova indeformados de alta qualidade:

$$C_c = 0,0115 w + 0,800 \quad (2.44)$$

e para corpos de prova remoldados:

$$C_{c,remold} = 0,0089 w - 0,0307 \quad (2.45)$$

As correlações das expressões (2.44) e (2.45) podem ser vistas na Figura 2.15 a seguir.

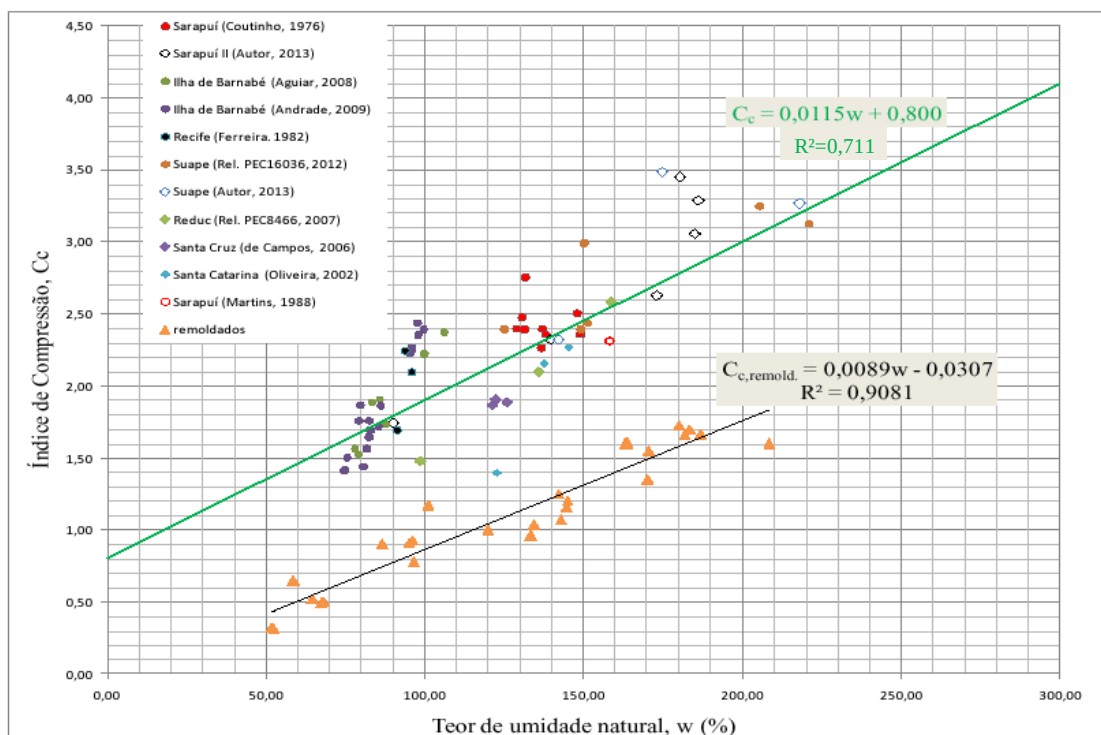


Figura 2.15 - Relações $C_c \times w$ e $C_{c,remold} \times w$ - argilas moles brasileiras (da Silva, 2013)

O índice de compressão (C_c) dado pela expressão (2.44) de da Silva (2013) é o indicado por C_{cM} na Figura 2.16. Isto significa que o valor dado pela expressão (2.44) é o maior valor de C_c passada a “quebra” da curva de compressão edométrica e $\sigma'_v(\log)$ na vizinhança da tensão de sobreadensamento. A Figura 2.16 ilustra este aspecto.

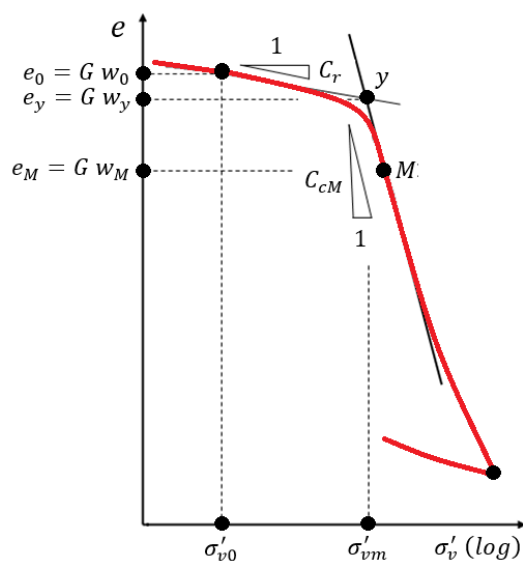


Figura 2.16 – Índice de compressão (C_c) dado pela expressão 2.44

A expressão (2.44) fornece o valor de (C_c) quando não se tem nenhum parâmetro do solo a não ser a umidade. Tal expressão é útil, portanto, em casos de anteprojetos ou, quando muito, de projetos básicos. Entretanto, em etapas mais avançadas de projeto, onde se deve dispor de resultados de ensaios, a expressão 2.44 deve servir apenas como balizamento para que se tenha noção a respeito da qualidade dos corpos de prova ensaiados. Entretanto, o que fazer se, numa etapa mais avançada de um projeto, diagnosticam-se resultados de ensaios edométricos realizados em amostras de má qualidade? Esse é um problema que não deveria existir, já que suas causas são conhecidas e as providências para evitá-los também o são. Mas eles continuam sendo frequentes e, ainda hoje, é muito comum encontrar resultados de ensaios edométricos realizados em amostras de má qualidade.

Para tratar o problema acima, foi que Schmertmann (1955) desenvolveu um método, baseado em dados experimentais, para “corrigir” as curvas de compressão edométrica obtidas a partir de amostras de má qualidade. O procedimento de Schmertmann (1955) pode ser observado na Figura 2.17.

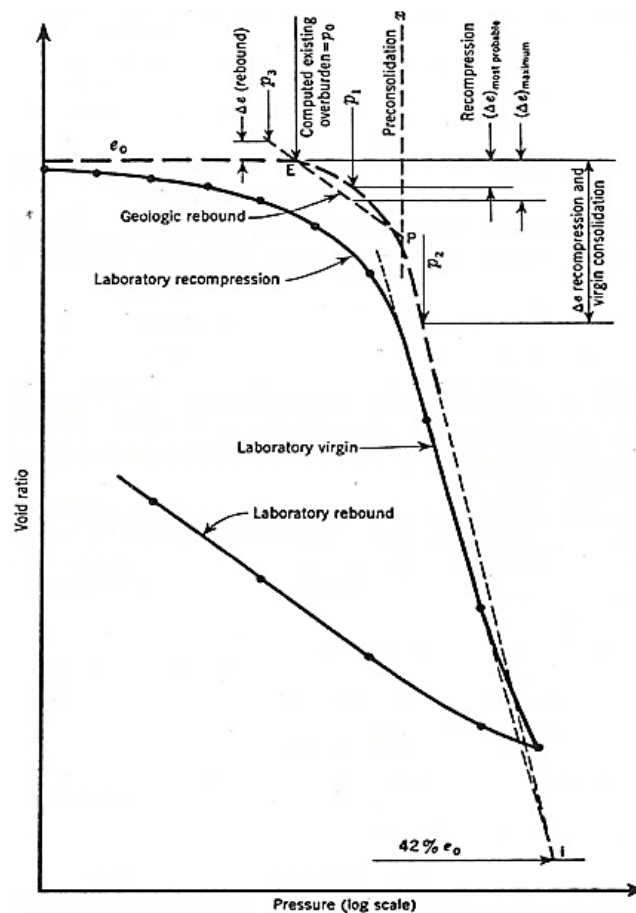


Figura 2.17 – Estimativa do gráfico $e \times \sigma'_v(\log)$ por Schmertmann (1955).

Oliveira (2012) descreve da seguinte forma os passos para aplicação da metodologia proposta por Schmertmann (1955):

1. *Plota-se o ponto E, que representa a tensão vertical efetiva e o índice de vazios existentes no campo na posição de amostragem. A tensão vertical efetiva é geralmente a tensão geostática calculada. Se a expansão da amostra for impedida durante o armazenamento, o índice de vazios de campo é igual ao índice de vazios saturado inicial (e_0) do corpo de prova do ensaio de compressão edométrica.*
2. *Como o ponto E representa as condições iniciais de compressão em campo, uma perfeita transferência de tensões do campo para o amostrador, e do amostrador para o equipamento de compressão edométrica deve resultar em um início de ensaio com uma linha de e_0 constante até o ponto E.*
3. *Depois se arbitra um valor para σ'_{vm} . No valor de tensão de pré-adensamento escolhido traça-se uma linha de tensão constante, $x-x$.*
4. *A reta que liga os pontos inicial e final da curva de recompressão é desenhada paralelamente à curva de descompressão “amolgada”, começando no ponto E e prosseguindo até interceptar a linha $x-x$ no ponto de pré-adensamento P.*
5. *A reta inicial de compressão virgem “amolgada” é prolongada até atingir o valor de índice de vazios igual a 42% de e_0 , no ponto i. Em seguida traça-se a linha $i-P$; esta linha representa a posição e a inclinação do trecho superior da curva de compressão virgem “indeformada” estimada.*
6. *Estima-se uma curva de recompressão correspondente à linha de recompressão $E-P$. Esta curva provavelmente se une à reta de compressão virgem inicial “indeformada” estimada de tal forma que a construção gráfica no ponto de menor raio de curvatura irá recair no ponto de pré-adensamento P.*
7. *Constrói-se o “padrão de redução do índice de vazios” correspondente à tensão de pré-adensamento arbitrada.*

O procedimento é repetido da etapa 3 à 7 para diferentes valores de σ'_{vm} . O diagrama e $x \sigma'_v(\log)$ “indeformado” estimado é o correspondente ao maior valor de σ'_{vm} arbitrado que conduz na etapa 7 a um padrão de redução de índice de vazios simétrico em relação à tensão de pré-adensamento.

O mesmo autor, dispondo de curvas de compressão edométrica obtidas a partir de amostras de argilas moles do litoral brasileiro de excelente e de baixa qualidade, aplicou o método de Schmertmann (1955) às curvas de compressão edométrica de baixa qualidade com o intuito de “corrigi-las”. Oliveira (2012) comparou então as curvas edométricas corrigidas pelo método de Schmertmann (1955) às curvas obtidas com as amostras de qualidade. Entretanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios.

O fato acima fez com que se despertasse para a ausência de um método que, partindo de curvas de compressão unidimensional obtidas em amostras de baixa qualidade, pudesse “corrigir” os efeitos do amolgamento com o fito de obter curvas de compressão edométrica mais próximas daquelas que seriam obtidas em amostras de boa qualidade.

O principal objetivo desta dissertação é o de, partindo de curvas de compressão edométrica obtidas a partir de amostras de má qualidade, tentar reconstituir a curva de compressão edométrica que seria obtida caso fosse usada uma amostra de qualidade.

Para tentar levar a cabo a tarefa explicitada no parágrafo anterior, será empregada uma metodologia racional, baseada no desenvolvimento apresentado por Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994), seguindo-se conceitos básicos da Mecânica dos Solos. Esta metodologia será apresentada no Capítulo 3.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA PARA RECONSTITUIÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA DE CAMPO

3.1 INTRODUÇÃO

Como visto no capítulo 2, a curva de compressão edométrica ou compressão unidimensional é usualmente representada num gráfico $e \times \sigma'_v(\log)$ ou num gráfico $\varepsilon_v \times \sigma'_v(\log)$. Isto ocorre porque, segundo Kezdi (1974), Terzaghi teria observado que, usando a escala logarítmica para o eixo das tensões verticais efetivas, o trecho virgem da referida curva se apresentava retilíneo neste tipo de gráfico.

Como também visto no Capítulo 2, alternativamente à representação $e \times \sigma'_v(\log)$, Butterfield (1979), Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994) propuseram a representação da curva de compressão edométrica num gráfico volume específico ($v = 1 + e$) $\times$ tensão vertical efetiva (σ'_v), usando, para os dois eixos, a escala logarítmica. Butterfield (1979) propôs tal representação ao perceber que, no gráfico $e \times \sigma'_v(\log)$, o trecho virgem não mais se apresentava retilíneo para algumas argilas, vindo a fazê-lo apenas quando se usava a representação $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$.

Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994) sugeriram o gráfico $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$ para a representação da curva de compressão edométrica, não só por terem observado o mesmo que Butterfield (1979), como também por terem desenvolvido uma abordagem racional para a relação $e \times \sigma'_v$ em que o trecho virgem da curva de compressão unidimensional deveria se apresentar retilíneo num gráfico $v(\log) \times \sigma'_v(\log)$. De acordo com tal abordagem, a relação $e \times \sigma'_v$ na compressão edométrica virgem seria dada pelas expressões (2.31) ou (2.32), ambas reapresentadas em (3.1):

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} = \frac{\psi}{v^\Omega} \quad (3.1)$$

A curva de compressão edométrica é de fundamental importância não só para o cálculo dos recalques por compressão unidimensional, como também para a construção de modelos que visam prever o comportamento mecânico dos solos, como o Cam-Clay, por exemplo.

Como o objetivo principal desta dissertação é o de propor um método que reconstitua a curva de compressão edométrica de campo partindo-se de resultados de ensaios em amostras de má qualidade, para melhor compreensão do que será desenvolvido neste trabalho e também por conveniência, a curva de compressão edométrica será subdividida em três partes. Estas três partes correspondem aos trechos da curva $e \times \sigma'_v$ com comportamentos diferenciados: o trecho de compressão virgem, o trecho de recompressão e o trecho de descompressão. Para atingir o objetivo de reconstituir a curva de campo, pode-se também lançar mão de um ciclo de descarregamento-recarregamento sempre que for preciso.

Há ainda outros dados que caracterizam a curva de compressão edométrica de uma dada argila, e que podem ser úteis para a reconstituição da curva de campo, a saber:

- a) O índice de vazios correspondente à amostragem (e_{0A}).
- b) O índice de vazios de campo (e_0) associado à tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}).
- c) O índice de vazios (e_y) correspondente à tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) e a própria tensão de sobreadensamento.

Os valores citados nos itens (b) e (c) acima estão ilustrados na Figura 2.16. Já o índice de vazios (e_{0A}) é ligeiramente superior ao e_0 devido à relação de folga interna usualmente existente nos amostradores de parede fina. Tal folga faz com que, após a cravação do amostrador, ainda submersa e submetida a um alívio de tensões, a amostra “inche e beba água”, o que requer um tempo de espera para que a amostra adira à superfície interna do amostrador e possa, assim, ser içada.

Isso posto, pode-se então passar a estudar a reconstituição da curva de compressão edométrica, fazendo-se isso por partes.

3.2 RECONSTITUIÇÃO DO TRECHO DE COMPRESSÃO VIRGEM

Para reconstituição do trecho de compressão virgem, tomar-se-á como ponto de partida a relação $e \times \sigma'_v$ proposta por Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994), reapresentada na expressão (3.1).

Cerca de trinta anos após ter proposto a expressão (3.1) como representação para a relação $e \propto \sigma'_v$ na compressão edométrica virgem, Martins (2013) apresentou a seguinte conjectura:

Observando-se a expressão (3.1), com ψ e Ω constantes, para a situação limite em que a tensão vertical efetiva σ'_v for nula, o índice de vazios (e) teria que ser infinito. Entretanto, se o índice de vazios for infinito, não há solo, pois as partículas não estarão em contato umas com as outras. Esta conjectura, leva à conclusão de que a relação $e \propto \sigma'_v$ não pode ser representada pela expressão (3.1) e, portanto, a decisão tomada por Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994) de adotar $C_0 = 0$ na expressão (2.30) esbarra nesta limitação. Com isso, deve-se novamente reestudar a expressão (2.30), reapresentada abaixo como (3.2), considerando $C_0 \neq 0$

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} - C_0 = \frac{\psi}{v^\Omega} - C_0 \quad (3.2)$$

Levando-se em consideração que na situação limite em que a tensão vertical efetiva (σ'_v) é nula existe um índice de vazios máximo ($e_{máx}$) a ela correspondente (porque para índices de vazios maiores que $e_{máx}$ não haverá mais contato entre grãos), então a expressão que traduz matematicamente esta condição é:

$$C_0 = \frac{\psi}{(1+e_{máx})^\Omega} \quad (3.3)$$

Com esta consideração de origem física, traduzida matematicamente pela expressão (3.3), a expressão (3.2) pode ser reescrita como

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} - \frac{\psi}{(1+e_{máx})^\Omega} \quad (3.4)$$

Continuando com sua conjectura, Martins (2013) atentou também para o fato de que as argilas moles se formam em bacias sedimentares sob condições de submersão e grau de saturação 100%. Argumentou então que o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) de uma argila mole formada sob tais condições seria aquele que, fisicamente, caracterizaria o maior índice de vazios que um solo poderia ter e ainda assim se comportar como

sólido-plástico, isto é, ter resistência ao cisalhamento ínfima. Levando-se tal raciocínio ao extremo e considerando que para $\sigma'_v = 0$ a resistência ao cisalhamento tem que ser nula, conclui-se que, sob tais condições, o material está no limite entre o estado plástico e o estado líquido, ou seja, no limite de liquidez. Desta forma, pode-se associar o índice de vazios máximo de um solo à umidade na qual ele deixa de se comportar como sólido-plástico e passa a se comportar como líquido. Tal índice de vazios máximo pode ser determinado lançando-se mão da expressão $Se = Gw$. Considerando-se, ainda, que tais argilas moles se formam com grau de saturação $S = 100 \%$, pode-se determinar o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) de tais argilas por:

$$e_{máx} = Gw_l \quad (3.5)$$

onde w_l representa a umidade de uma argila no seu limite de liquidez.

Neste momento, é importante fazer um comentário sobre o limite de liquidez de um solo como ele é definido. O limite de liquidez de um solo (w_l) é definido como a umidade (w_l) em que, se a concha do aparelho de Casagrande for deixada cair por 25 vezes de 1cm de altura sobre uma base de baquelite, ocorre a ruptura de um pequeno talude de solo remoldado, conforme interpretação de Atkinson e Bransby (1978), ilustrada na Figura 3.1.

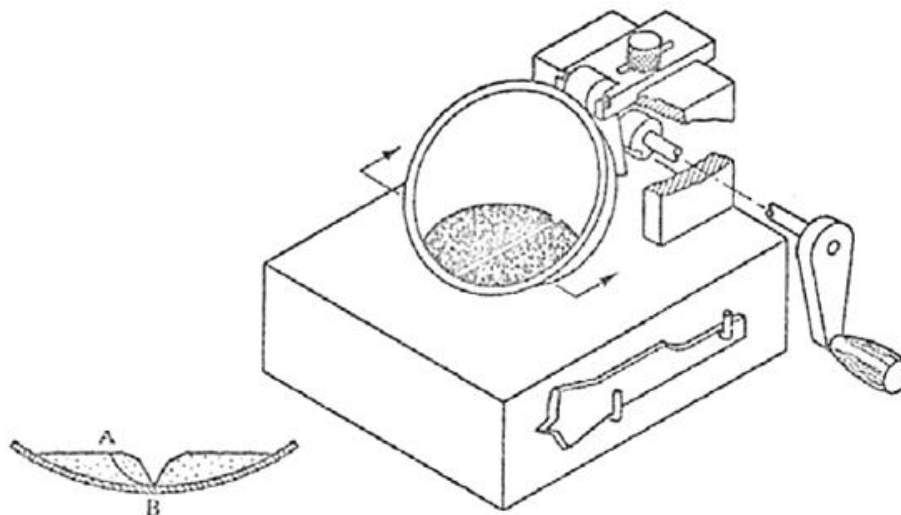


Figura 3.1 - Interpretação do ensaio do limite de liquidez - Atkinson e Bransby (1978)

Esta umidade associada ao limite de liquidez, no entanto, não representa exatamente o que se espera em termos de umidade para o índice de vazios máximo referido na discussão acima. Isto ocorre porque, na definição do limite de liquidez, o material ainda apresenta alguma resistência ao cisalhamento. No ensaio de limite de liquidez, a argila ainda resiste a 25 golpes da queda da concha do aparelho de Casagrande. Assim, é preciso lançar mão de uma definição alternativa de umidade que traduza a condição física de resistência ao cisalhamento nula. Tal definição estaria associada à menor umidade que faz com que o solo se encontre, de fato, no estado líquido. Teoricamente, o número de golpes necessários para fechar qualquer ranhura aberta na superfície de um líquido no aparelho de Casagrande é zero. Entretanto, zero não é “contável”. Assim, como o menor número inteiro de golpes que se pode contar é 1, define-se por **limite de liquidez físico** de um solo, denotando-se-o por w_l^* , a umidade associada a um golpe de queda da concha no ensaio de limite de liquidez. Desta forma, o **limite de liquidez físico** seria obtido extrapolando-se a reta ajustada aos pontos número de golpes x umidade do ensaio de limite de liquidez, tomando-se a umidade associada a 1 golpe, como mostrado na Figura 3.2.

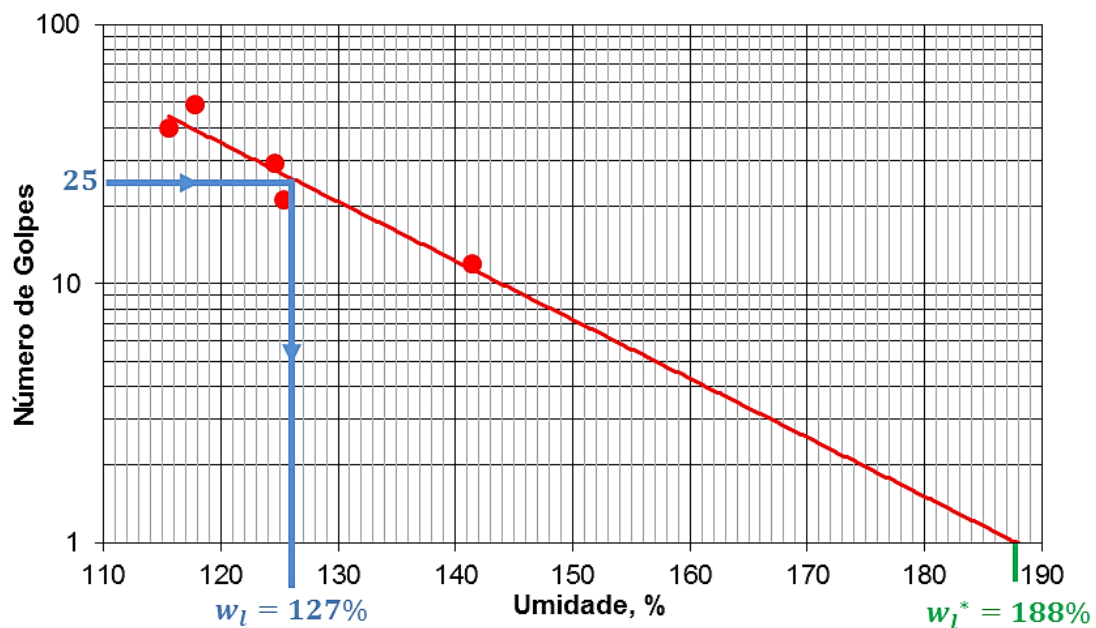


Figura 3.2 – Determinação da umidade w_l^* associada ao limite de liquidez físico

De acordo com a discussão acima, pode-se reescrever então a equação (3.5) com esta nova umidade definida, isto é:

$$e_{m\acute{a}x} = Gw_l^* \quad (3.6)$$

Levando o resultado de (3.6) em (3.3), chega-se à C_0 em função de w_l^* , ou seja:

$$C_0 = \frac{\psi}{(1+Gw_l^*)^\Omega} \quad (3.7)$$

Substituindo-se agora (3.7) em (3.4), chega-se à expressão para a relação e x σ'_v na compressão edométrica virgem, que se escreve:

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} - \frac{\psi}{(1+Gw_l^*)^\Omega} \quad (3.8)$$

Para que a expressão (3.8) represente a curva de compressão edométrica de uma dada argila em seu trecho virgem, é necessário determinar as constantes ψ e Ω . Para obter os valores destas constantes, pode-se tirar partido das características mostradas na Figura 3.3 e lançar mão de um expediente que será explicado adiante.

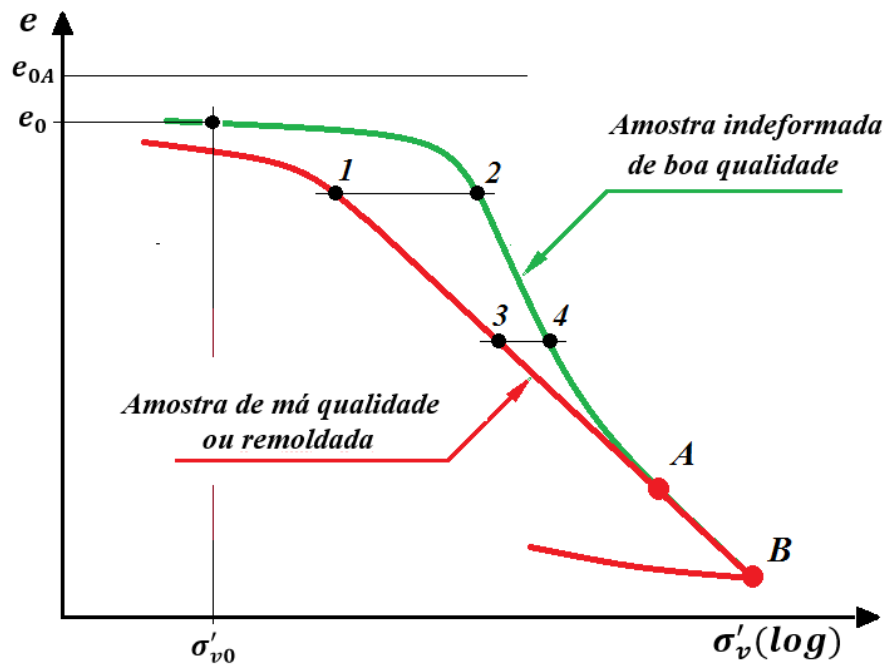


Figura 3.3 – Curvas de compressão edométrica para amostras de boa e má qualidades.

Na Figura 3.3 estão mostradas, para uma mesma argila, as curvas de compressão edométrica obtidas em amostras de boa qualidade e má qualidade. Uma das características que ambas as curvas apresentam é a de se juntarem num certo ponto **A** sobre a curva virgem e daí em diante seguirem juntas, como ilustra o trecho **AB**. Isso se dá não porque a amostra de má qualidade está “melhorando” a medida que a compressão avança com o aumento de σ'_v . Pelo contrário, as duas curvas tendem a se unir porque, à medida que a compressão avança, as distorções impostas à amostra de boa qualidade vão destruindo sua estrutura e reorientando os seus grãos. Tal reorientação também acontece na amostra amolgada e, em ambos os casos, o avanço da compressão apaga o “passado” das amostras, o que acontece a partir do ponto **A**.

O raciocínio acima permite concluir que as distâncias horizontais **1-2** e **3-4**, mostradas na Figura 3.3, são medidas diretas da estrutura da argila. De acordo com o mecanismo descrito no parágrafo anterior, a estrutura vai sendo destruída à medida que a compressão avança. Com isso, pode-se dar uma outra interpretação ou definição para a estrutura de uma argila que não aquela ligada à resistência ao cisalhamento.

Tendo em mente o que foi discutido acima e dispondo-se dos pontos **A** e **B** da Figura 3.3, cujas coordenadas são (e_A, σ'_{vA}) e (e_B, σ'_{vB}) , pode-se reconstituir a curva edométrica virgem determinando-se as constantes ψ e Ω a partir do seguinte sistema de equações:

$$\sigma'_{vA} = \frac{\psi}{(1+e_A)^\Omega} - C_0 \quad (3.9)$$

$$\sigma'_{vB} = \frac{\psi}{(1+e_B)^\Omega} - C_0 \quad (3.10)$$

onde C_0 é a constante dada pela expressão (3.7).

Com a reconstrução do trecho de compressão virgem e de posse do índice de vazios da amostra após a amostragem (e_{0A}), pode-se construir a Figura 3.4 que constitui um passo intermediário no processo de reconstituição da curva de compressão edométrica. Deve-se observar que, como o processo de amolgamento é um processo não-drenado, o índice de vazios e_{0A} é o mesmo quer a amostra seja indeformada de boa qualidade, quer seja de má qualidade ou remoldada em laboratório.

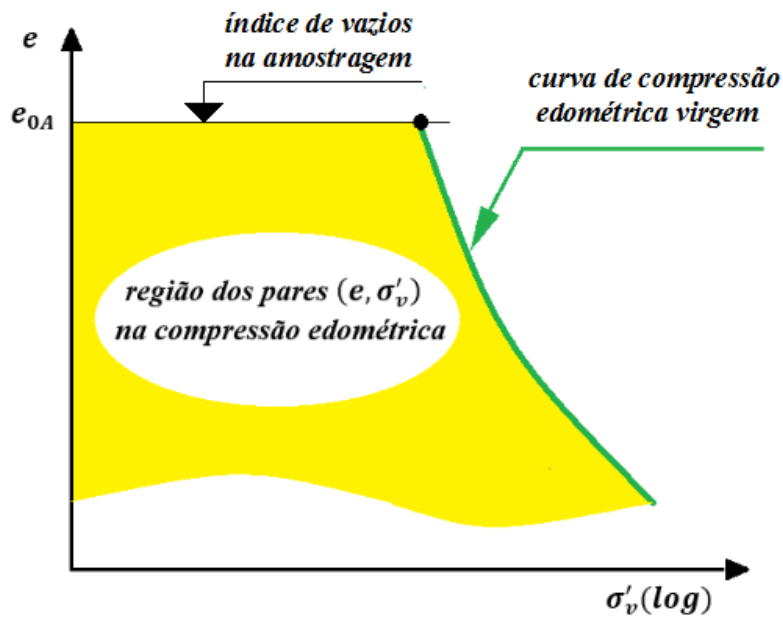


Figura 3.4 – Etapa intermediária na reconstituição da curva de compressão edométrica.

Com o trecho da compressão virgem já restabelecido, passa-se então à etapa de reconstituição do trecho de recompressão.

3.3 OBTENÇÃO DO TRECHO DE RECOMPRESSÃO E TENSÃO DE SOBREADENSAMENTO

O trecho de recompressão poderia ser reconstituído seguindo-se o procedimento sugerido por Schmertmann (1955) para a reconstituição da curva $e \times \sigma'_v(\log)$ de campo, partindo-se de uma curva correspondente a uma amostra de má qualidade. O procedimento sugerido por Schmertmann (1955) consiste em executar um ensaio de adensamento unidimensional realizando um ciclo de descarregamento-recarregamento após a passagem da tensão de sobreadensamento. Tal ciclo de descarregamento-recarregamento deve ser tal que reproduza o mesmo OCR existente “*in situ*”, do qual se obtém um valor de C_r que se supõe ser o mesmo que o de campo. Isso feito, traça-se pelo ponto (e_{0A}, σ'_{v0}) , no gráfico $e \times \sigma'_v(\log)$, uma reta cuja declividade seja C_r . Tal procedimento está ilustrado na Figura 3.5 com a tensão de sobreadensamento determinada pelo método de Pacheco Silva (1970) e denotada por σ'_{vmPS} .

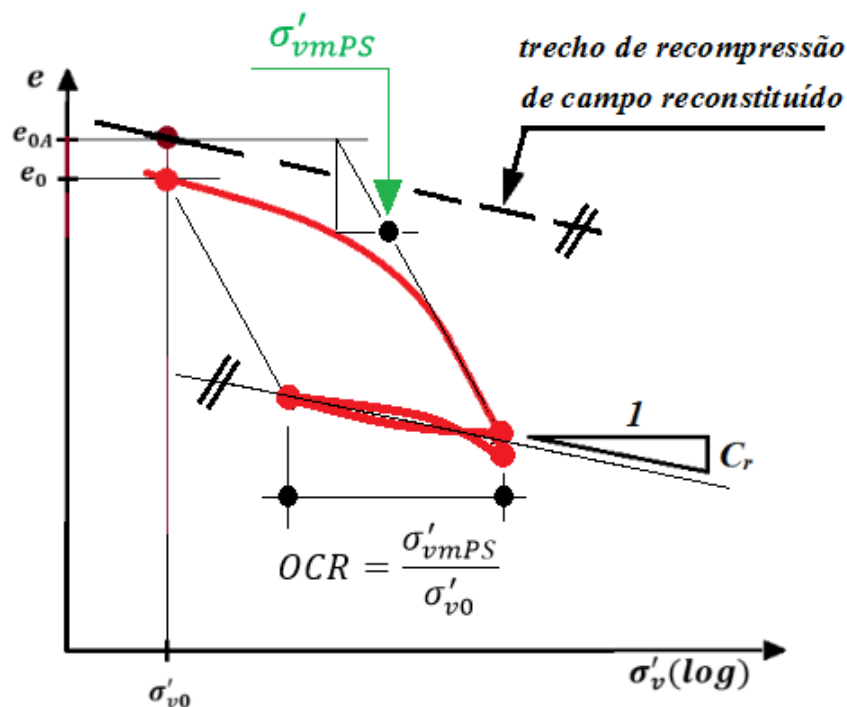


Figura 3.5 – Trecho de recompressão reconstituído baseado no procedimento de Schmertmann (1955), usando a tensão de sobreadensamento de Pacheco Silva (σ'_{vmPS}).

Poder-se-ia, nesta dissertação, adotar o mesmo procedimento adotado por Schmertmann (1955) para a reconstituição do trecho de recompressão da curva edométrica de campo. Entretanto, pode-se fazer ao procedimento proposto por Schmertmann (1955) uma série de críticas, as quais são relacionadas abaixo.

A primeira crítica diz respeito a adotar o índice de vazios inicial de campo (e_0) como sendo igual ao índice de vazios da amostragem (e_{0A}). A diferença entre os dois índices de vazios diz respeito à folga interna existente nos amostradores de parede fina. Essa folga interna faz com que o diâmetro interno do bico do amostrador seja ligeiramente menor que o diâmetro interno de seu corpo. Esta característica dos amostradores, concebida inicialmente para reduzir as tensões cisalhantes entre a amostra e a parede interna do amostrador durante a cravação, obriga que seja dado à amostra tempo suficiente para que ela inche e adira às paredes do amostrador, caso contrário, não seria possível içá-la como discutido anteriormente. Essa diferença poderia ser corrigida (ou ao menos minimizada) lembrando-se que, para amostras de excelente qualidade (ver tabelas 2.2 e 2.3), $\Delta e/e_0 < 0,05$. Com isso, poder-se-ia determinar o valor de e_0 de campo como sendo o valor do índice de vazios associado à σ'_{v0} correspondente, por exemplo, à uma diferença em relação ao e_{0A} de metade do valor de 0,05 e_0 , ou seja:

$$e_0 = e_{0A} - 0,025 e_0 \quad (3.11)$$

ou ainda:

$$e_0 = \frac{e_{0A}}{1,025} \quad (3.12)$$

Admitir para e_0 o valor dado por (3.12) significaria admitir uma amostra de excepcional qualidade cujo valor de e_0 estaria muito próximo ao real.

Outra crítica que poderia ser feita ao processo sugerido por Schmertmann (1955) advém do fato de o ciclo de descarregamento-recarregamento, gerado para reproduzir o mesmo *OCR "in situ"*, tomar como referência a tensão de sobreadensamento determinada sobre a “curva amolgada”. Como o amolgamento sabidamente reduz o valor da tensão de sobreadensamento, haveria um erro inerente a tal procedimento que influenciaria a estimativa do índice de recompressão (C_r).

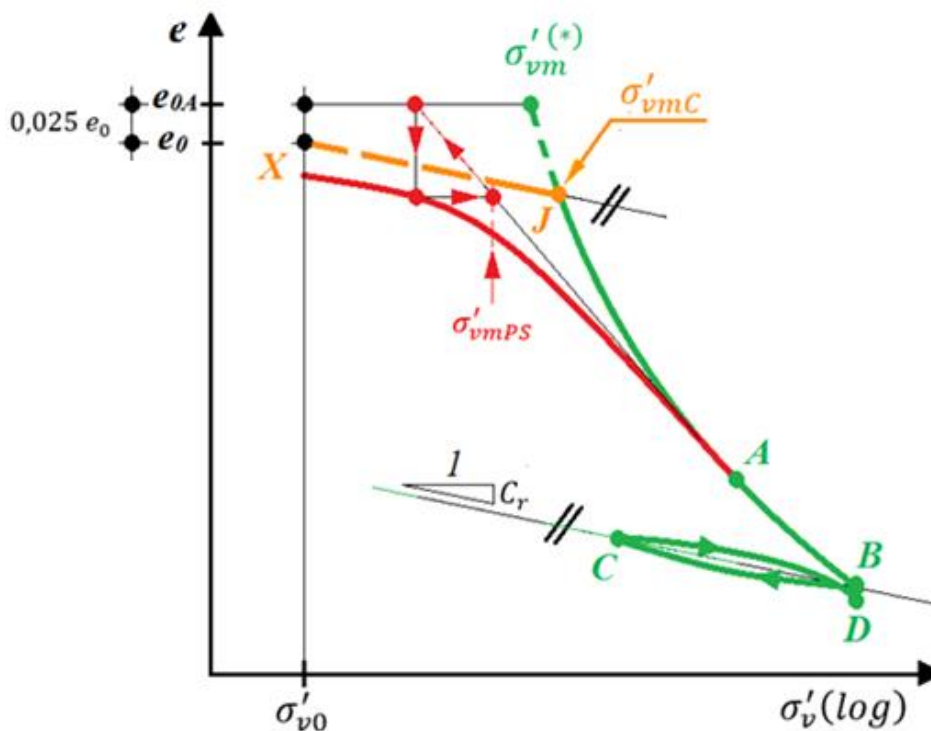


Figura 3.6 – Passos para a reconstituição da curva de compressão edométrica.

Um procedimento alternativo para estimar C_r e traçar o trecho de recompressão seria o de, ao final do ensaio, após realizar o último carregamento (carregamento **AB** da Figura 3.6), executar o "laço" descarregamento-recarregamento **BCD**, gerando um $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)} / \sigma'_{v0}$, onde $\sigma'_{vm}^{(*)}$ está definida na Figura 3.6. A vantagem de utilizar esse procedimento em substituição ao proposto por Schmertmann (1955) é o de gerar um valor de OCR mais realista.

A propósito do descarregamento de **B** para **C**, mostrado na Figura 3.6, as evidências experimentais mostram que o ponto **A**, a partir da qual as curvas se unem, ocorre, segundo Schmertmann (1955) para $e = 0,42 e_{0A}$. Assim sendo, para a aplicação do procedimento preconizado, o ensaio de adensamento deve ser submetido a um carregamento sequencial de tal forma que a penúltima tensão da sequência (ponto **A** da Figura 3.6) produza um índice de vazios $e_A \leq 0,42 e_{0A}$. A maior tensão será, então, a correspondente ao ponto **B** da Figura 3.6. Adotando-se a sequência usual de dobrar a tensão vertical a cada estágio, ter-se-ia $\sigma'_{vB} = 2\sigma'_{vA}$. Para a grande maioria das argilas moles de origem flúvio-marinha do litoral brasileiro, isso corresponde a uma tensão vertical efetiva máxima de 400 a 800 kPa.

Por fim, restaria ainda discutir se os índices de recompressão (C_r), obtidos a partir de ciclos de descarga-recarga realizados sobre amostras amolgadas, reproduziriam o mesmo comportamento de amostras de qualidade. As evidências experimentais relatadas por Schmertmann (1955) e as observadas nos resultados dos ensaios a serem utilizados nesta dissertação dão conta de que o amolgamento pouco afeta o "laço" de descarregamento-recarregamento.

Baseado no que foi discutido acima, pode-se, então, executar o "laço" **BCD**, determinar C_r e reconstituir a curva de recompressão de campo, "pendurando-se" no ponto **X** da Figura 3.6 uma reta cuja declividade é C_r . Com isso, a tensão de sobreadensamento corrigida (σ'_{vmC}) estará automaticamente determinada pelo ponto **J**, interseção da linha de recompressão **XJ** com a curva de compressão virgem reconstituída **BAJ**.

Seguindo-se tais passos, a curva de campo estará então totalmente reconstituída e determinada por **XJABC**, como mostrado na Figura 3.6.

Em resumo, os passos a serem seguidos (ver Figura 3.6) são:

- 1) Determinar w_l^* como indicado na Figura 3.2.
- 2) Determinar e_{0A} e passar por e_{0A} uma horizontal (ver Figura 3.6)
- 3) Determinar o ponto (e_0, σ'_{v0}) . O valor de e_0 é obtido a partir de e_{0A} como indicado na Figura 3.6 e na expressão (3.12). O valor de σ'_{v0} é obtido a partir do perfil geotécnico e do peso específico γ determinado com o peso e o volume do corpo de prova.
- 4) Realizar o ensaio de adensamento carregando o corpo de prova até entrar francamente no trecho virgem (nas amostras amolgadas o trecho virgem é, em geral, retilíneo). Determinar a tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva (σ'_{vmPS} na Figura 3.6).
- 5) Carregar o corpo de prova até o ponto **A**, cuja tensão vertical σ'_{vA} produza $e_A \leq 0,42 e_{0A}$. Carregar o corpo de prova até o ponto **B**, cuja tensão vertical é $\sigma'_{vB} = 2\sigma'_{vA}$.
- 6) Com as coordenadas dos pontos **A** e **B**, determinar, através do sistema de equações (3.9) e (3.10), as constantes ψ e Ω .
- 7) Traçar a curva de compressão virgem reconstituída e determinar $\sigma'^{(*)}_{vm}$ pela interseção da curva de compressão edométrica virgem reconstituída e a horizontal passando por e_{0A} (ver Figura 3.6).
- 8) Determinar o valor de $OCR = \sigma'^{(*)}_{vm} / \sigma'_{v0}$
- 9) Ao final do estágio de carregamento **AB**, realizar o “laço” de descarregamento-recarregamento **BCD** gerando o mesmo valor de OCR do item (8), ou seja, $OCR = \sigma'^{(*)}_{vm} / \sigma'_{v0} = \sigma'_{vB} / \sigma'_{vC} = \sigma'_{vD} / \sigma'_{vC}$.
- 10) Com o “laço” **BCD**, determinar o índice de recompressão (C_r).
- 11) Traçar, pelo ponto (e_0, σ'_{v0}) , uma reta de declividade C_r e determinar o ponto **J**.
- 12) A curva de compressão edométrica reconstituída será, então, **XJAB**.

CAPÍTULO 4

VERIFICAÇÃO DA VALIDADE DA METODOLOGIA PROPOSTA

4.1 INTRODUÇÃO

Para verificação da validade da metodologia apresentada no Capítulo 3, ela será aplicada, neste capítulo, a resultados de ensaios realizados no Laboratório de Reologia dos Solos da COPPE, obtidos em pesquisas de outros autores.

Como os resultados dos ensaios analisados neste trabalho são oriundos de ensaios realizados para outros fins, em muitos deles não foi seguido o procedimento estabelecido nos 12 (doze) passos explicitados ao fim do capítulo 3. Nos casos em que tal procedimento não foi obedecido, não serão feitas as análises dos resultados que poderiam ser afetados. De qualquer forma, nos casos em que algum passo do procedimento recomendado não foi seguido, chamar-se-á a atenção para o fato na ocasião em que tal ensaio for analisado.

Para atender à necessidade deste trabalho, foram escolhidos resultados de ensaios que apresentassem curvas edométricas tanto para amostras indeformadas de alta qualidade quanto para amostras amolgadas ou remoldadas.

Foram consideradas amostras indeformadas, nesta dissertação, aquelas classificadas como muito boas a excelentes no critério de Andrade (2009).

Os resultados aqui estudados referem-se aos ensaios edométricos nas amostras de Sarapuí II e do Cluster Naval de Suape, realizados por da Silva (2013), e aos ensaios realizados nas amostras da argila do Canal do Porto de Santos junto à Ilha Barnabé (Aguiar, 2008).

Os itens apresentados neste capítulo referem-se a uma breve descrição dos solos estudados, a verificação da adequação (ajuste) da equação (3.2) para representar o trecho de compressão virgem das amostras de excelente qualidade e a reconstituição da curva de compressão de campo partindo-se da curva de corpos de prova remoldados.

4.2 SOLOS ESTUDADOS

Os solos estudados nesta dissertação encontram-se identificados na Tabela 4.1, que também apresenta as referências bibliográficas dos ensaios.

Tabela 4.1 – Argilas cujos resultados serão utilizados nesta dissertação.

Argila	Referência
Sarapuí II	da Silva (2013), Januzzi (2009), Januzzi (2013)
Santos (Ilha Barnabé)	Aguiar (2008), Andrade (2009)
Cluster Naval de Suape	Relatório PEC16036 (2012), Silva (2013)

Descrições sumárias dos depósitos cujos resultados de ensaios foram utilizados seguem nos subitens a seguir. Para maiores detalhes, sugere-se consultar as referências enunciadas na Tabela 4.1.

4.2.1 ARGILA DE SANTOS (JUNTO À ILHA BARNABÉ)

Os ensaios na Argila de Santos utilizados neste trabalho foram realizados por Aguiar (2008). O perfil esquemático do subsolo na região da retirada das amostras foi apresentado por Andrade (2009) e está reapresentado na Figura 4.1.

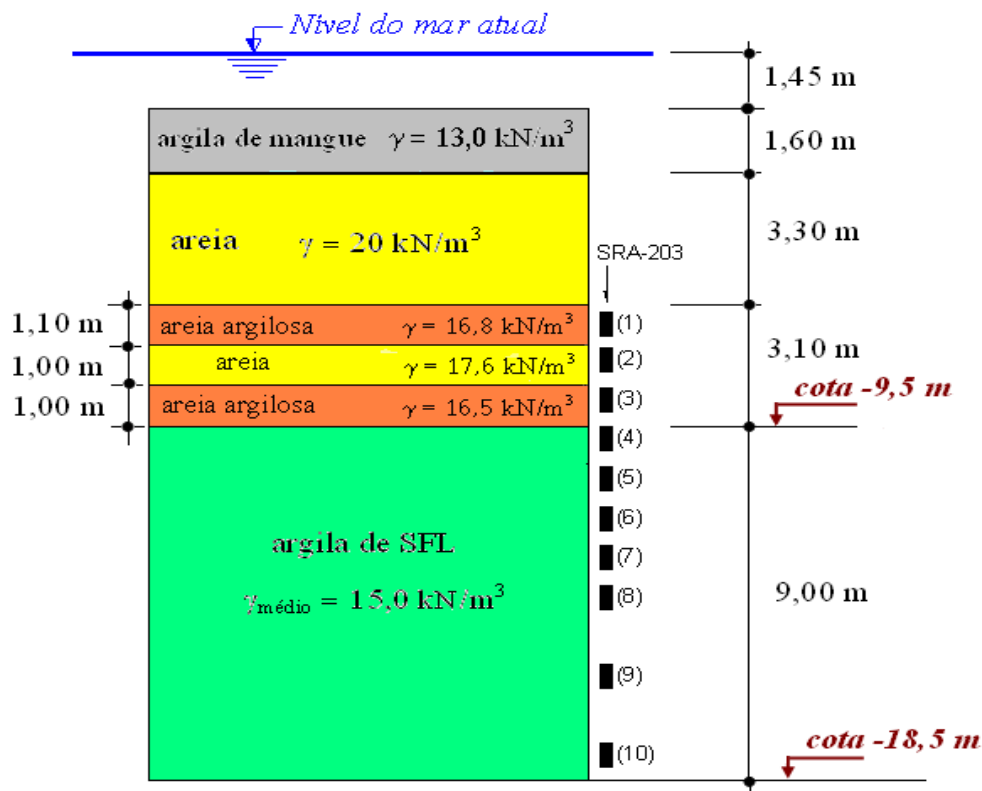


Figura 4.1 – Perfil esquemático do subsolo no Canal do Porto de Santos junto à Ilha Barnabé (Andrade, 2009)

De acordo com a descrição de Andrade (2009), o subsolo encontrado no Canal do Porto de Santos, junto à Ilha Barnabé, é composto de uma camada muito recente, que Massad (1999) denomina argila de mangue, com 1,60m de espessura, à qual se segue uma camada de areia com cerca de 3,30m de espessura. Subjacente à camada de areia, encontram-se, nesta ordem, uma camada de areia argilosa, de 1,10m de espessura, uma camada de areia com 1,0m de espessura e uma outra camada de areia argilosa, também com 1,0m de espessura. Abaixo desta última camada de areia argilosa, segue-se uma camada de argila média, de origem no Holoceno, à qual Massad (1999) dá o nome de sedimentos flúvio-lagunares (SFL). É o solo desta camada argilosa aquele de interesse para esta dissertação.

O solo denominado por Massad (1999) de SFL tem, na região da Ilha Barnabé, uma espessura de 9m, e, sob tal camada, encontra-se novamente uma camada de areia. Este perfil está mostrado na Figura 4.1, onde estão mostradas também a posição das amostras indeformadas retiradas na sondagem SRA-203 por meio de amostradores de pistão com 4" de diâmetro.

O solo da camada argilosa de SFL é composto por fração argila variando de 45% a 60%, fração silte de 35% a 40% e fração areia de 2% a 20%.

O limite de liquidez de tal argila, está acima de 100% atingindo um máximo de quase 130% na cota -11,5m, correspondente à amostra 6. O limite de plasticidade varia de 32% a 46%, o que faz com que o índice de plasticidade varie de 70% a 80%. A umidade de tal argila está, ao longo de toda a camada, entre os limites de liquidez e de plasticidade, variando de 75% a 100%

O peso específico natural varia de 14,2kN/m³ a 15,5kN/m³, o teor de matéria orgânica varia, na camada de SFL, de 4% a 6%, a densidade dos grãos (*G*) varia de 2,53 a 2,62, e o índice de vazios, de 1,8 a 2,6. As análises mineralógicas levadas a cabo nas amostras da camada argilosa deram conta de que os argilo-minerais que compõem a amostra são a caulinita, a esmectita e a illita na proporção de 3:2:1.

Das amostras ensaiadas por Aguiar (2008) e Andrade (2009), analisar-se-ão, neste trabalho, apenas os ensaios de adensamento realizados por Aguiar (2008) nas amostras SRA-203 (4), SRA-203 (5) e SRA-203 (6). Isso foi feito pelo fato de apenas Aguiar (2008) ter ensaiado corpos de prova remoldados.

Um resumo das características da camada de argila mole, classificada como sendo um sedimento flúvio-lagunar de acordo com o descrito por Massad (1999) está apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resumo características Santos (Ilha de Barnabé)

Argila do Canal do Porto de Santos - Ilha Barnabé (Aguiar, 2008 e Andrade, 2009)	
Matéria orgânica (M.O.)	$4\% \leq M.O. \leq 6\%$
Limite de liquidez (w_l)	$100\% \leq w_l \leq 130\%$, com máximo na cota -11,5m
Limite de plasticidade (w_p)	$32\% \leq w_p \leq 46\%$
Índice de plasticidade (IP)	$70\% \leq IP \leq 80\%$
Umidade natural (w)	$75\% \leq w \leq 100\%$
Densidade dos grãos (G)	$2,53 \leq G \leq 2,62$
Peso específico natural (γ)	$14,2 \leq \gamma \leq 15,5 \text{ kN/m}^3$
Índice de vazios amostragem (e_{0A})	$1,8 \leq e_{0A} \leq 2,6$

4.2.2 ARGILA DO SARAPUÍ II

A Argila de Sarapuí II faz parte do depósito de argila mole encontrado às margens do Rio Sarapuí. O número II, em romanos, serve apenas para diferenciá-la da argila encontrada em Sarapuí I, local onde foram construídos os aterros experimentais, objeto de pesquisas empreendidas pela COPPE e pela PUC-RJ, por intermédio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR-DNER), nas décadas de 70 e 80. Como na década de 90 as condições de acesso e permanência na área Sarapuí I passaram a representar perigo, passou-se a usar como campo experimental a área à qual se passou a chamar de Sarapuí II.

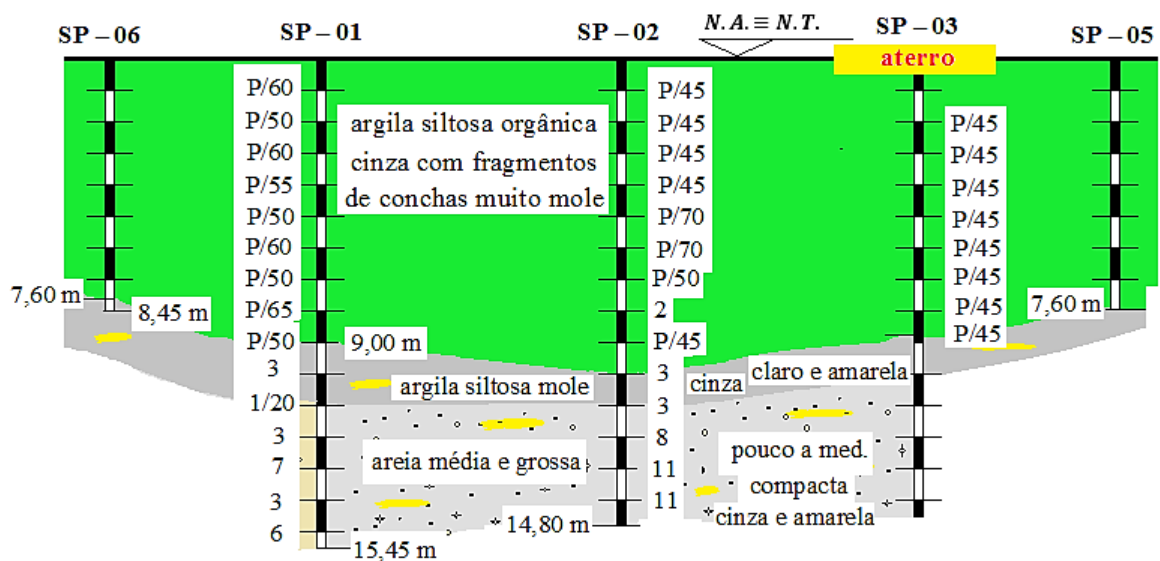
Assim, a denominada Argila do Sarapuí II é a argila muito mole de cor cinza escuro, encontrada na área da margem esquerda do Rio Sarapuí, à direita da BR - 040 no sentido Rio – Juiz de Fora, altura do km 7,5. Esta área está próxima à Estação de Rádio da Marinha.

De acordo com Januzzi (2009) (ver Figura 4.2), a camada de argila mole na área de Sarapuí II possui cerca de 8m de espessura, formada no Holoceno, entre aproximadamente, 2000 anos (0,5m de profundidade) e 8500 anos (7,20m de profundidade).

Os ensaios de caracterização revelaram tratar-se, ao longo dos 8 metros, de argila muito mole com fração argilosa de 60%, em média. O teor de matéria orgânica

varia desde 17%, na superfície, até 7%, a 7,20m de profundidade, atingindo um valor mínimo de cerca de 6% para a profundidade de 5,50m. No que diz respeito aos sais solúveis, há a predominância do cloreto de sódio (NaCl), cuja concentração varia desde 4 gf/l a 1m de profundidade a 15 gf/l a 6m de profundidade, variando linearmente entre as referidas profundidades.

A umidade na superfície varia entre 200% e 100%, decrescendo desde 190%, para 0,5 m de profundidade, até cerca de 110%, para 7,50m de profundidade.



O limite de liquidez (w_l), obtido sem secagem prévia do material, aumenta com a profundidade desde 105%, junto à superfície, até 210%, entre 2,5 e 3,0m. A partir daí, o limite de liquidez passa a decrescer até 125% na base da camada mole, a 8m de profundidade. Já o limite de plasticidade (w_p) mantém-se ao longo de toda a espessura da camada mole entre 35% e 45%. Com esta distribuição dos limites de consistência com a profundidade, o índice de plasticidade ($IP = w_l - w_p$) cresce desde 70%, junto à superfície, até 170%, a 3,0m de profundidade, para depois decrescer até cerca de 90%, entre 7 e 8m. A atividade ($IP/Fração\ Argila$) é sempre maior que 1,4, atingindo valores de 1,8 a 2,3 entre as profundidades 1 e 5m.

No que diz respeito aos argilo-minerais, estão presentes a caulinita, a esmectita e a illita. Exceto para as profundidades entre 1 e 3m, onde as porcentagens de caulinita e esmectita se equivalem, há a predominância de caulinita ao longo de toda a profundidade da camada mole. A existência de esmectita em proporção igual à da

caulinita explica os altos valores do limite de liquidez encontrados naquelas profundidades.

A densidade dos grãos (G) vale em torno de 2,3 até 0,5m de profundidade, situando-se, após 0,5m, entre 2,45 e 2,60, à exceção de cerca de 5m, onde seu valor atinge 2,70, provavelmente devido à presença de conchas.

O peso específico natural varia entre 12,6kN/m³ a 13,0kN/m³ até a profundidade de 4,5m, crescendo a partir desta profundidade e atingindo cerca de 14kN/m³ para as profundidades de 6,5m – 7,5m.

O índice de vazios médio é de 4,50 até 4,5m de profundidade, atingindo valores de até 2,4 a 8m de profundidade.

Os corpos de prova analisados nesta dissertação dizem respeito às amostras retiradas entre profundidades de 1,60m e 3,80m. Tais corpos de prova foram submetidos a adensamento edométrico e fizeram parte dos estudos de da Silva (2013).

Caraterísticas da Argila de Sarapuí II estão apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resumo das características da Argila de Sarapuí II.

Argila de Sarapuí II (Januzzi, 2013)	
Matéria orgânica (M.O.)	11% a 18% na superfície, descrece até 5% a 6% para a prof. de 3 m. Mantém-se cte. até 6m. De 6 a 8m $7\% \leq M.O. \leq 9\%$
Limite de liquidez (w_l)	105% na superfície e cresce até 210% entre 2,5 e 3 m. A partir daí, descrece até 125% a 8m de profundidade.
Limite de plasticidade (w_p)	$35\% \leq w_p \leq 45\%$
Índice de plasticidade (IP)	Cresce de 70 % na superfície até 170% para 3m de prof. Descrece de 170% até 90%, entre 7m e 8 m.
Umidade natural (w)	Descrece desde 190%, para 0,5m de prof., até 110%, para 7,5 m de prof.
Densidade dos grãos (G)	Em torno de 2,3 até 0,5m de prof. Demais profundidades $2,45 \leq G \leq 2,60$
Peso específico natural (γ)	Até 4,5 m $12,6 \leq \gamma \leq 13,0 \text{ kN/m}^3$ De 4,5 m em diante, γ cresce com a prof., atingindo o valor $14,0 \text{ kN/m}^3$ para 7m
Índice de vazios amostragem (e_{0A})	Valor médio de 4,5 até 4,5m de prof. Daí em diante diminuindo com a prof. até o valor de 2,4 para 8m de prof.

4.2.3 ARGILA DO CLUSTER NAVAL DE SUAPE

O cluster naval de Suape localiza-se no litoral de Pernambuco, perto da cidade de Recife. Trata-se de um grande complexo portuário a ser construído em região de manguezais com depósitos quaternários de argila muito mole de até 25m de espessura. As amostras ensaiadas, retiradas com amostradores tipo shelby de 4" de diâmetro, foram obtidas na área entre os canais 2 e 3 e estão fotografadas e descritas em detalhe por Martins (2012) no relatório COPPETEC PEC-16036.

As Figuras 4.3 e 4.4 mostram perfis esquemáticos do subsolo feitos a partir das sondagens a percussão SP-263 e SP-267, próximas das quais foram feitas duas sondagens adicionais para a retirada de amostras indeformadas, a saber, as sondagens SRA-1 e SRA-2.

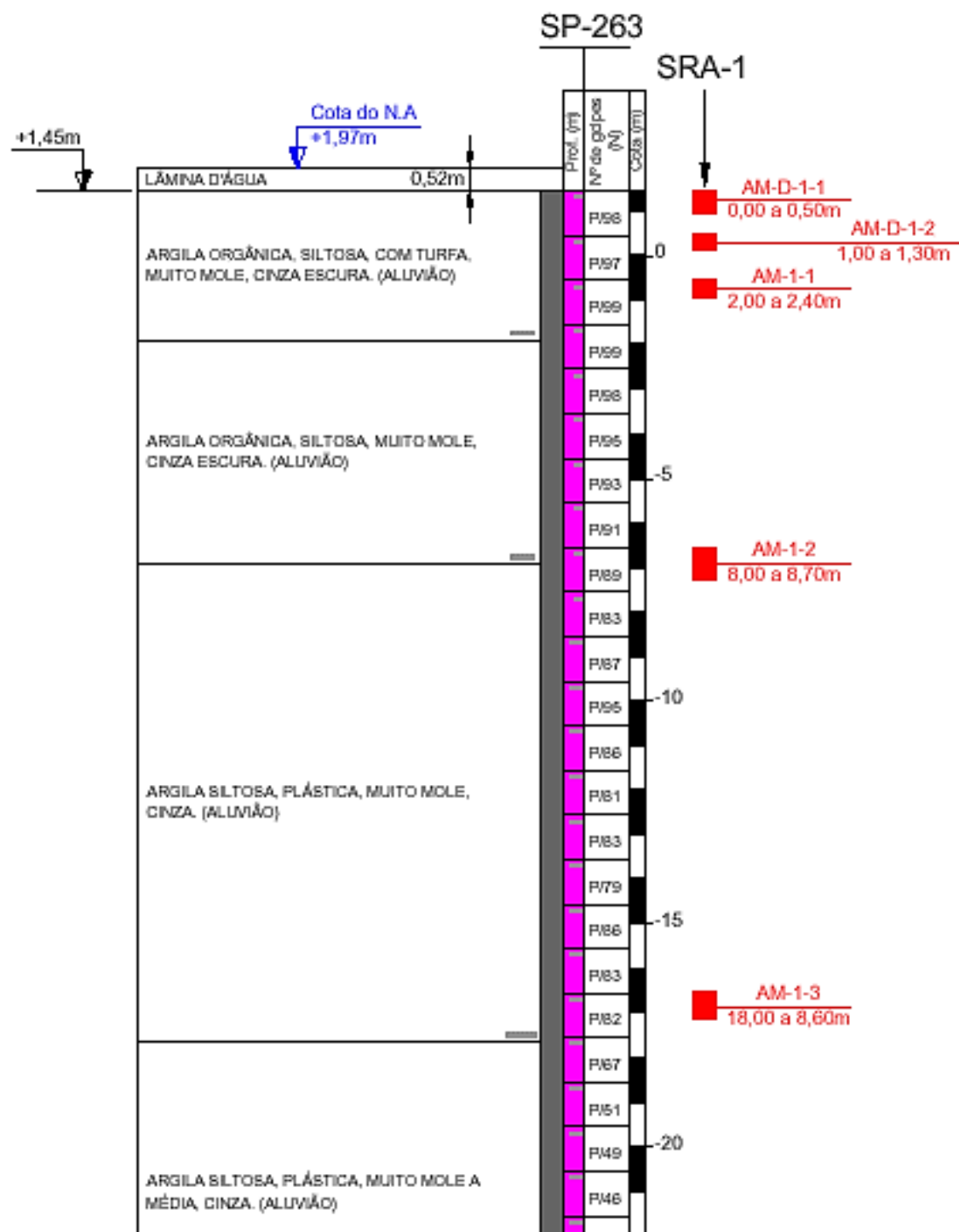


Figura 4.3 – Perfil individual de sondagem à percussão realizada junto ao local onde foi feita uma sondagem para a extração de amostras indeformadas (da Silva, 2013)

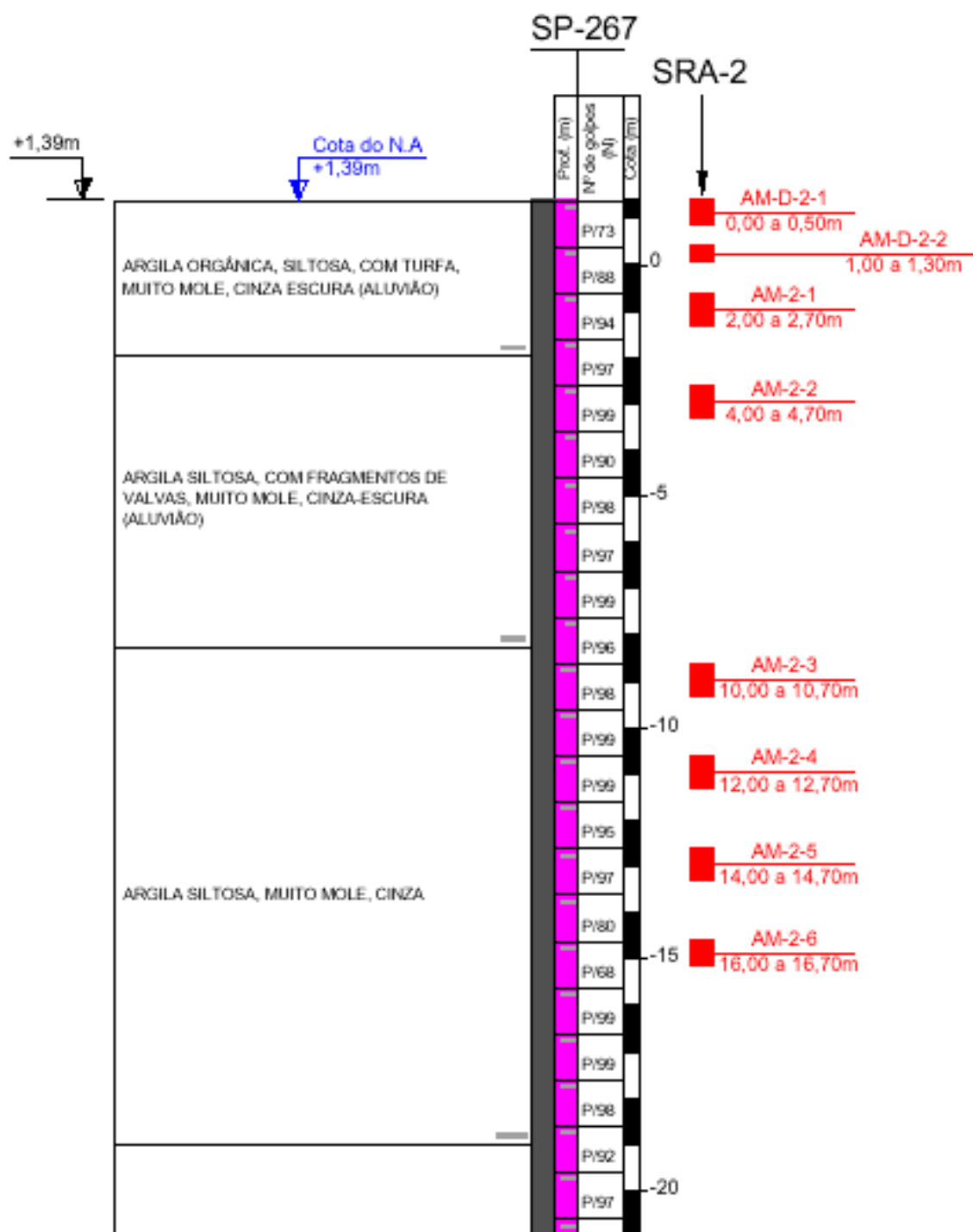


Figura 4.4 – Perfil individual de sondagem à percussão realizada junto ao local onde foi feita uma sondagem para a extração de amostras indeformadas (da Silva, 2013)

No topo dos perfis individuais das sondagens SP-263 e SP-267, observam-se os símbolos P/96 e P/73 indicando que apenas o martelo da sondagem à percussão apoiado na haste provocou a “cravação” do amostrador padrão de, respectivamente, 96 cm e 73 cm. Observa-se, ainda, nos mesmos perfis individuais, que o registro da resistência à penetração se faz apenas com a simbologia “P/comprimento penetrado” a profundidades tão grandes quanto 20m, indicando quão fraco é o depósito.

De acordo com a descrição de Martins (2015), na superfície de tal depósito, a argila se encontra com tal consistência que é praticamente impossível retirar uma amostra indeformada de boa qualidade. Para que se tenha uma ideia da situação em que tal argila se encontra na superfície, basta dar como exemplo os valores das umidades naturais, da ordem de 450%. Em razão disto, junto à superfície, foram retiradas apenas amostras deformadas. Tais amostras, cujas profundidades estão indicadas nas Figuras 4.3 e 4.4, foram denotadas na sondagem SRA-1 por AM-D-1-1 e AM-D-1-2, e, na sondagem SRA-2, por AM-D-2-1 e AM-D-2-2, retiradas, respectivamente, entre as profundidades de 0,00 a 0,50m e 1,00 a 1,30m.

A inspeção tátil-visual das amostras obtidas revelou que o depósito não pode ser dado como homogêneo. Ao serem abertas as amostras, observa-se sempre uma argila muito mole que ora pode se apresentar de cor cinza escuro, quase preta, ora cinza menos escuro, ora marrom escuro e que, dependendo da profundidade, pode apresentar pequeninas raízes, pequeninos pedaços de conchas, pequenos pedaços de madeira em decomposição ou ainda mostrar clara estratificação horizontal.

Em virtude da heterogeneidade descrita acima e em virtude de não terem sido coletadas amostras com distâncias verticais próximas que permitiriam uma melhor avaliação do maciço, tomou-se por bem, em vez de dar uma descrição geral das características do depósito, descrever as características de cada amostra de interesse para este trabalho. Tais amostras são: AM-1-1, AM-1-2, AM-2-1, AM-2-2 e AM-2-3. Serão também descritas e dadas as características das amostras deformadas AM-D-2-1 e AM-D-2-2. As amostras AM-D-1-1 e AM-D-1-2 não foram ensaiadas. Tais descrições estão apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Resumo das características do Cluster Naval de Suape

Argila do Cluster Naval de Suape – Relatório COPPETEC – PEC 16036 (Martins, 2012)							
Amostra	AM-D-2-1	AM-D-2-2	AM-1-1	AM-1-2	AM-2-1	AM-2-2	AM-2-3
Tipo	deformada	deformada	indef.	indef.	indef.	indef.	indef.
Prof.(m)	0 a 0,5	1,0 a 1,3	2,0 a 2,4	8,0 a 8,7	2,0 a 2,7	4,0 a 4,7	10 a 10,7
Limite de liquidez w_l (%)	206	283	171	208	151	155	176
Limite de plasticidade w_p (%)	70	80	51	72	48	38	48
Índice de plasticidade IP (%)	136	203	120	136	103	117	128
Densidade dos grãos (G)	2,30	2,16	2,44	2,35	2,41	2,53	2,50
Areia (%)	41	25	19	2	2	2	3
Silte (%)	37	55	56	39	65	41	32
Argila (%)	22	20	25	59	33	57	65
Matéria orgânica $M.O.$ (%)	35 - 46	33 - 57	16 - 33	14 - 10	14	8 - 9	10 - 14
Umidade natural w (%)	404	442	165	214	156	150	158
Peso específico $\gamma(kN/m^3)$	11,5	10,9	12,5	11,8	12,8	12,8	12,6
Índice de vazios na amostragem (e_{0A})	9,10	9,77	4,03	5,13	3,76	3,83	3,99

Chama-se a atenção para o fato de que os valores apresentados na Tabela 4.4 terem sido os apresentados por Martins (2012) no relatório COPPETEC PEC - 16306. Na referida Tabela, os valores da umidade natural, do peso específico e do índice de vazios foram determinados a partir de corpos de prova moldados nos ensaios de adensamento para aquele relatório. Já os resultados dos ensaios edométricos na Argila de Suape, apresentados nesta dissertação, são oriundos do trabalho experimental levado a cabo por da Silva (2013) em sua dissertação de mestrado.

4.3 ADEQUAÇÃO (AJUSTE) DA EXPRESSÃO PROPOSTA PARA A REPRESENTAÇÃO DO TRECHO DE COMPRESSÃO VIRGEM DAS AMOSTRAS DE QUALIDADE

Neste item verificar-se-á se a expressão (3.2) é ou não adequada para representar o trecho de compressão virgem obtido no ensaio edométrico em amostras de qualidade.

Para realizar tal verificação, basta observar a Figura 4.5, onde está reproduzida uma curva de compressão edométrica obtida de um ensaio de adensamento unidimensional sobre amostra de boa qualidade. Nesta figura, os pontos **A**, **B** e **C** correspondem a três estágios de carregamento cujos valores das tensões verticais efetivas são, respectivamente, σ'_A , σ'_B e σ'_C e cujos valores dos volumes específicos são, também respectivamente, v_A , v_B e v_C .

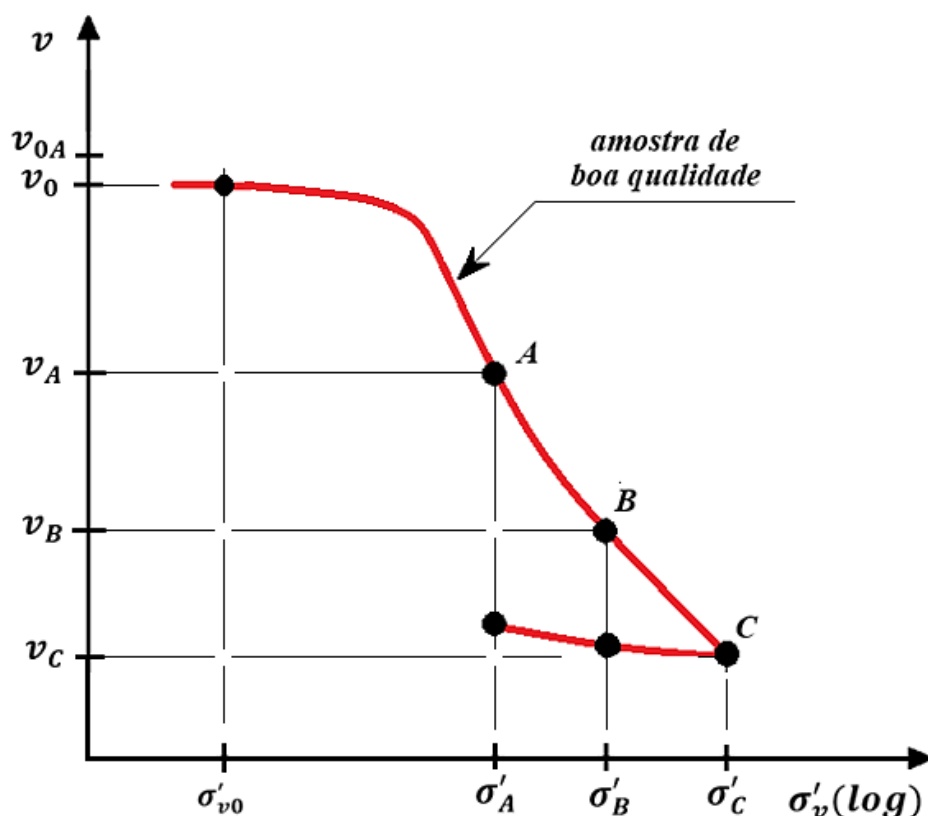


Figura 4.5 – Curva de compressão edométrica para uma amostra de boa qualidade.

De acordo com a expressão (3.2) pode-se escrever para os pontos A, B e C:

$$\sigma'_A = \frac{\psi}{(1+e_A)^\Omega} - C_0 = \frac{\psi}{v_A^\Omega} - C_0 \quad (4.1)$$

$$\sigma'_B = \frac{\psi}{(1+e_B)^\Omega} - C_0 = \frac{\psi}{v_B^\Omega} - C_0 \quad (4.2)$$

$$\sigma'_C = \frac{\psi}{(1+e_C)^\Omega} - C_0 = \frac{\psi}{v_C^\Omega} - C_0 \quad (4.3)$$

Como os valores de σ'_A , σ'_B , σ'_C , v_A , v_B e v_C são dados, tem-se três equações em três incógnitas, quais sejam, C_0 , ψ e Ω , cuja determinação pode ser feita como descrito abaixo. Tirando-se o valor de C_0 da expressão (4.1), escreve-se:

$$C_0 = \frac{\psi}{v_A^\Omega} - \sigma'_A \quad (4.4)$$

Substituindo-se o valor de C_0 de (4.4) em (4.2) vem:

$$\psi = \frac{(\sigma'_B - \sigma'_A) (v_A v_B)^\Omega}{v_A^\Omega - v_B^\Omega} \quad (4.5)$$

Substituindo-se o valor de ψ obtido em (4.5) na expressão (4.3), escreve-se:

$$\frac{\sigma'_C - \sigma'_A}{\sigma'_B - \sigma'_A} \left(\frac{v_A}{v_B} \right)^\Omega = \left(\frac{v_A}{v_C} \right)^\Omega + \frac{\sigma'_C - \sigma'_A}{\sigma'_B - \sigma'_A} - 1 \quad (4.6)$$

da qual se tira o valor de Ω . Retrossubstituindo-se Ω em (4.5), obtém-se o valor de ψ . Fazendo-se nova retrossubstituição de Ω e ψ em (4.4), determina-se, finalmente, o valor de C_0 e, com isso, a equação da curva de compressão $\sigma'_v \times v$ no domínio virgem.

A lista das amostras ensaiadas e os resultados dos ensaios de adensamento unidimensionais utilizados para a verificação da adequação da expressão (3.2) como forma de representar a curva de compressão edométrica virgem estão apresentados na Tabela 4.5 e Tabela 4.6.

Tabela 4.5 – Amostras e corpos de prova indeformados usados na verificação da adequação da expressão (3.2) para representar o trecho de compressão virgem

Local	Referência	Amostra	Corpo de prova	Profundidade (m)	Índice de vazios inicial (e_{0A})	Umidade w (%)
Canal do Porto de Santos junto à Ilha Barnabé	Aguiar (2008)	SRA203(4)	cp 4 A	8,38 a 8,46	2,24	85,82
			cp 4 B	8,46 a 8,53	2,26	87,65
			cp 4 C	8,38 a 8,46	2,18	83,27
		SRA203(5)	cp 5 A	9,34 a 9,39	1,97	77,68
			cp 5 B	9,39 a 9,45	2,02	78,64
			cp 5 C	9,39 a 9,45	2,14	80,18
		SRA203(6)	cp 6 A	10,50 a 10,55	2,54	100,1
			cp 6 B	10,43 a 10,50	2,57	101,48
			cp 6 C	10,43 a 10,50	2,61	105,93
Sarapuí II	da Silva (2013)	AM-01-V1	-----	1,69 a 1,73	4,22	173,17
		AM-02-V1	-----	2,54 a 2,58	4,55	184,98
		AM-03-V1	-----	3,70 a 3,74	4,54	180,51
Cluster Naval de Suape	da Silva (2013)	AM-1-1	-----	2,20 a 2,24	4,31	176,78
		AM-1-2	-----	8,50 a 8,54	5,19	218,15
		AM-2-1	-----	2,50 a 2,54	3,54	146,07
		AM-2-2	-----	4,46 a 4,50	3,69	142,06
		AM-2-3	-----	10,38 a 10,42	4,37	174,69

Tabela 4.6 – Tensões verticais efetivas (σ'_v) x índices de vazios (e) dos corpos de prova indeformados para a determinação de C_0 , ψ e Ω .

Canal do Porto de Santos junto à Ilha Barnabé	Amostra SRA203(4)	cp 4A	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	800	400	200		
			e	2,23	2,22	2,21	2,19	2,18	2,14	1,94	1,43	1,09	1,12	1,18		
		cp 4B	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	800	400	200		
			e	2,24	2,23	2,22	2,19	2,15	1,10	1,91	1,38	1,06	1,09	1,15		
		cp 4C	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	300	200	300	400	800	400	200
			e	2,16	2,16	2,14	2,12	2,09	2,04	1,51	1,53	1,49	1,33	1,01	1,04	1,09
	Amostra SRA203(5)	cp 5A	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	150	200	300	400	800	400	200
			e	1,94	1,94	1,93	1,91	1,88	1,84	1,79	1,68	1,40	1,25	0,963	0,985	1,03
		cp 5B	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	800	400	200	3,13	6,25
			e	2,00	1,99	1,98	1,96	1,93	1,88	1,82	1,71	1,44	1,26	0,953	0,977	1,02
		cp 5C (*)	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	150	200	300	200	300	400	800
			e	2,12	2,11	2,09	2,05	2,00	1,93	1,86	1,76	1,51	1,52	1,48	1,33	1,03
	Amostra SRA203(6)	cp 6A	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	150	200	400	400(!)	800	400	200
			e	2,52	2,52	2,50	2,49	2,45	2,42	2,37	2,24	1,57	1,43	1,16	1,20	1,26
		cp 6B (**)	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	150	200	400	720	400	400(!)	720
			e	2,53	2,52	2,50	2,48	2,43	2,38	2,32	2,20	1,55	1,20	1,23	1,23	1,18
		cp 6C (***)	$\sigma'_v(kPa)$	3,13	6,25	12,5	25	50	100	150	200	400	640	400	400(!)	640
			e	2,59	2,58	2,57	2,55	2,50	2,46	2,41	2,29	1,59	1,30	1,33	1,32	1,28

(!) Estágio que durou 43 dias para observação do adensamento secundário

(*) Após o carregamento de 800 kPa, o corpo de prova foi descarregado para 400 kPa com $e = 1,05$ e para 200 kPa com $e = 1,09$.

(**) Após o carregamento de 720 kPa, o corpo de prova foi carregado para 800 kPa com $e = 1,14$ e descarregado para 400 kPa com $e = 1,18$ e, finalmente, para 200 kPa com $e = 1,23$.

(***) Após o carregamento de 640 kPa, o corpo de prova foi carregado para 800 kPa com $e = 1,17$ e descarregado para 400 kPa com $e = 1,22$ e, finalmente, para 200 kPa com $e = 1,28$.

Tabela 4.6 – Tensões verticais efetivas (σ'_v) x índices de vazios (e) dos corpos de prova indeformados para a determinação de C_0 , ψ e Ω .(cont.)

Argila do Sarapuí II	Amostra AM-01 V1	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	200	400	800	400	200
		e	4,17	4,13	4,03	3,62	2,86	2,23	1,73	1,32	1,38	1,47	1,42	1,29	0,982	1,04	1,13
	Amostra AM-02 V1	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	200	400	800	400	200
		e	4,52	4,49	4,42	4,20	3,36	2,56	1,97	1,52	1,59	1,68	1,62	1,48	1,15	1,21	1,31
	Amostra AM-03 V1	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	----	----	----	----	----
		e	4,52	4,49	4,43	4,23	3,27	2,50	1,96	1,53	1,59	1,69	----	----	----	----	----
Argila do Cluster Naval de Suape	Amostra AM-1-1	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	----	----	----	----	----
		e	4,21	4,12	3,87	3,41	2,83	2,27	1,79	1,41	1,45	1,51	----	----	----	----	----
	Amostra AM-1-2	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	----	----	----	----	----
		e	5,12	5,07	4,97	4,75	4,08	3,14	2,45	1,94	2,01	2,11	----	----	----	----	----
	Amostra AM-2-1	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	----	----	----	----	----
		e	3,50	3,46	3,37	3,14	2,59	2,06	1,62	1,27	1,31	1,36	----	----	----	----	----
	Amostra AM-2-2	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	----	----	----	----	----
		e	3,66	3,62	3,52	3,14	2,47	1,95	1,55	1,24	1,29	1,35	----	----	----	----	----
	Amostra AM-2-3	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	----	----	----	----	----
		e	4,34	4,31	4,26	4,16	3,74	2,90	2,23	1,74	1,80	1,88	----	----	----	----	----

Tabela 4.7 – Valores determinados para C_0 , ψ e Ω (corpos de prova indeformados)

			Pontos Utilizados na Determinação de C_0 , ψ e Ω						C_0 (kPa)	ψ (kPa)	Ω
			σ'_A (kPa)	v_A	σ'_B (kPa)	v_B	σ'_C (kPa)	v_C			
Argila do Canal do Porto de Santos	Amostra SRA203(4)	cp4 A	200	1,94	400	1,43	800	1,09	- 93,2	41889	5,5372
		cp4 B	200	1,91	400	1,38	800	1,06	- 117	56255	6,1036
		cp4 C	300	1,51	400	1,33	800	1,01	- 126	47298	6,0875
	Amostra SRA203(5)	cp5 A	200	1,68	400	1,25	800	0,963	- 96,8	44906	6,1633
		cp5 B	200	1,71	400	1,26	800	0,953	- 88,5	31374	5,6566
		cp5 C	200	1,76	400	1,33	800	1,03	- 84,8	48024	5,9420
	Amostra SRA203(6)	cp6 A	200	2,24	400	1,57	800	1,16	- 107	31426	4,9530
		cp6 B	200	2,20	400	1,55	720	1,20	- 104	30964	4,9688
		cp6 A	200	2,29	400	1,59	640	1,30	- 119	39702	5,2026
Argila do Sarapuí II	Amostra AM-01-V1	-----	25	3,62	100	2,23	800	0,982	- 4,96	15573	4,3489
	Amostra AM-02-V1	-----	50	3,36	200	1,97	800	1,15	- 17,7	24663	4,5082
	Amostra AM-03-V1	-----	50	3,27	200	1,96	400	1,53	- 17,6	30515	4,7180
Argila do Cluster Naval de Suape	AM-1-1	-----	25	3,41	100	2,27	400	1,41	1,27	21219	4,5112
	AM-1-2	-----	50	4,08	100	3,14	400	1,94	- 16,4	46598	4,4504
	AM-2-1	-----	50	2,59	200	1,62	400	1,27	- 11,5	24236	5,0421
	AM-2-2	-----	50	2,47	200	1,55	400	1,24	- 19,2	39274	5,7485
	AM-2-3	-----	50	3,74	100	2,90	400	1,74	- 9,93	25640	4,1524

É interessante observar que os valores de ψ situam-se entre $1,5 \times 10^4$ kPa e $5,6 \times 10^4$ kPa, ao passo que os valores de Ω situam-se no intervalo de 4,1 a 6,1. Já os valores de C_0 são, à exceção do valor obtido para amostra AM-1-1, todos negativos, ao contrário do que era esperado. Este é um assunto que será discutido no capítulo “Análise dos Resultados”.

Com os valores de C_0 , ψ e Ω , pode-se, agora, verificar como ficam os ajustes feitos com uma função do tipo da expressão (3.2).

Nas Figuras 4.6 a 4.22, são apresentadas as curvas de compressão edométrica experimentais e os ajustes feitos pela expressão (3.2) com os valores de C_0 , ψ e Ω apresentados na Tabela 4.7.

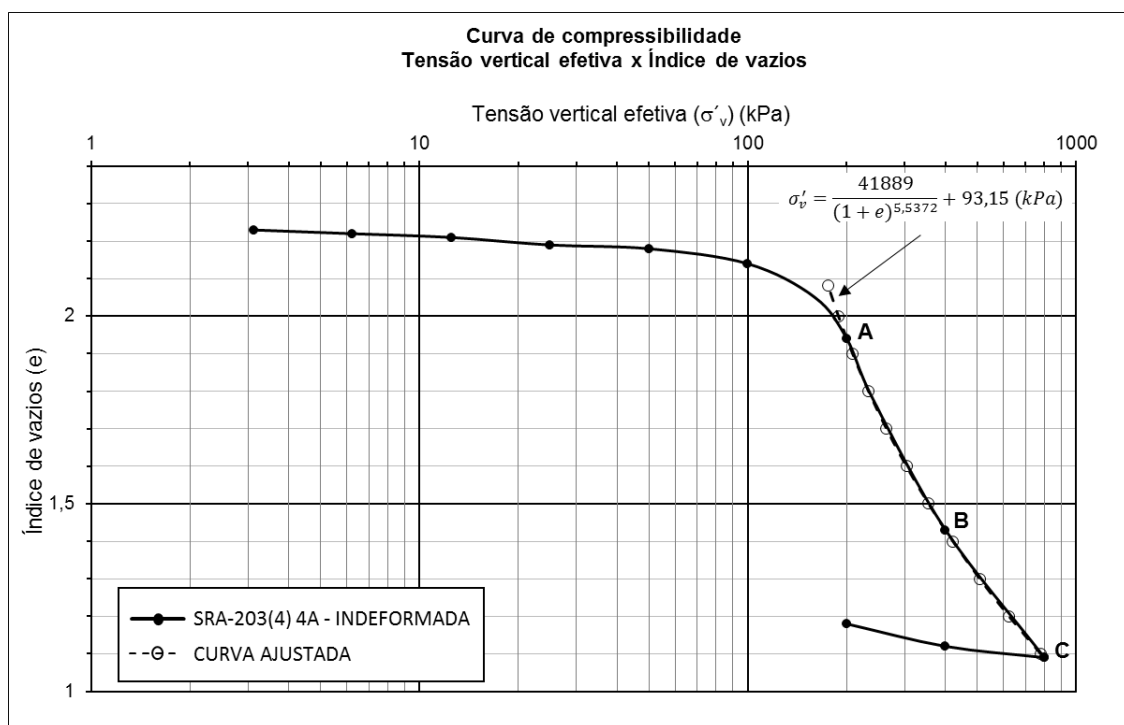


Figura 4.6 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguilar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(4) – c.p. 4A

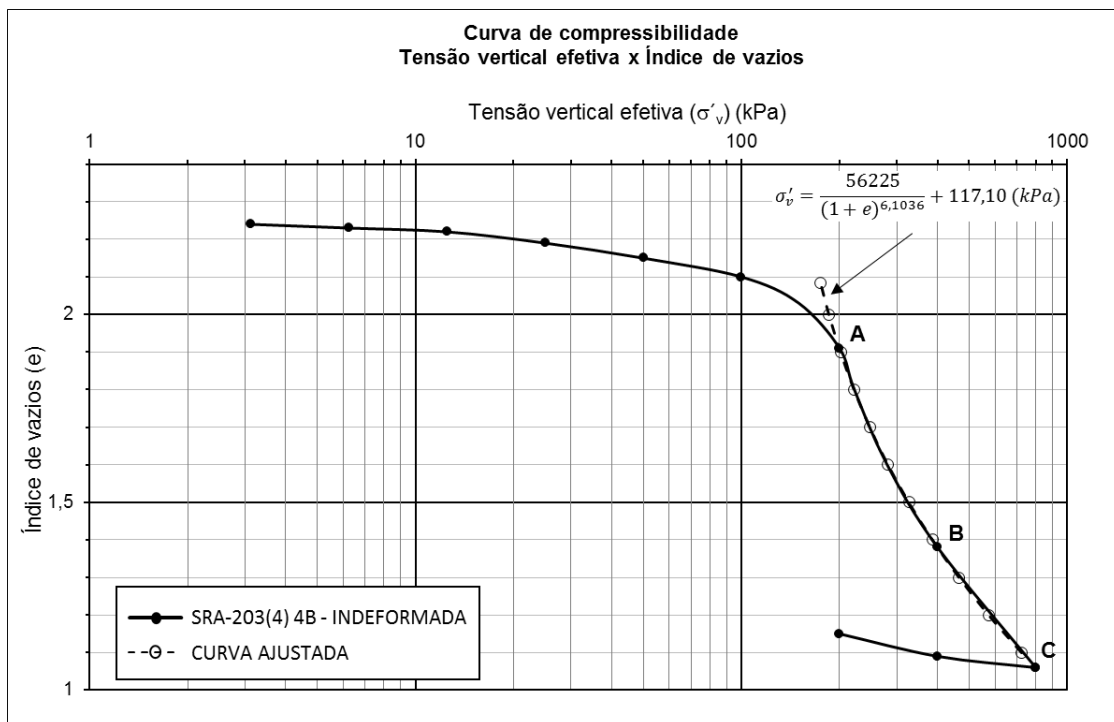


Figura 4.7 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(4) – c.p. 4B

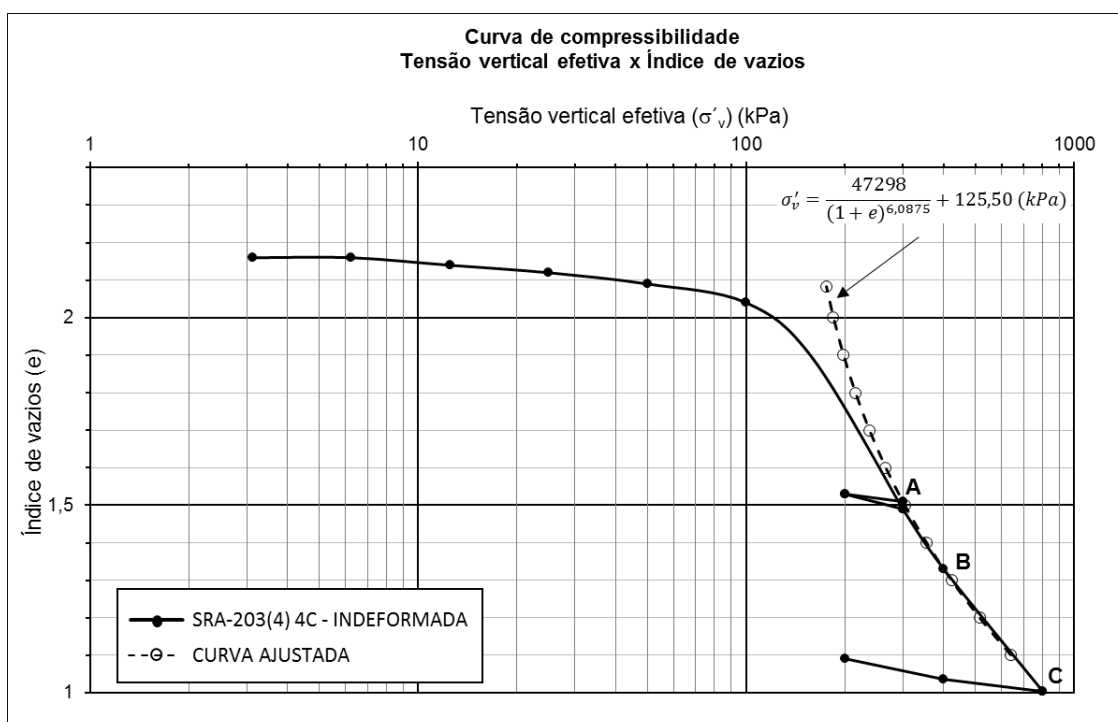


Figura 4.8 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(4) – c.p. 4C

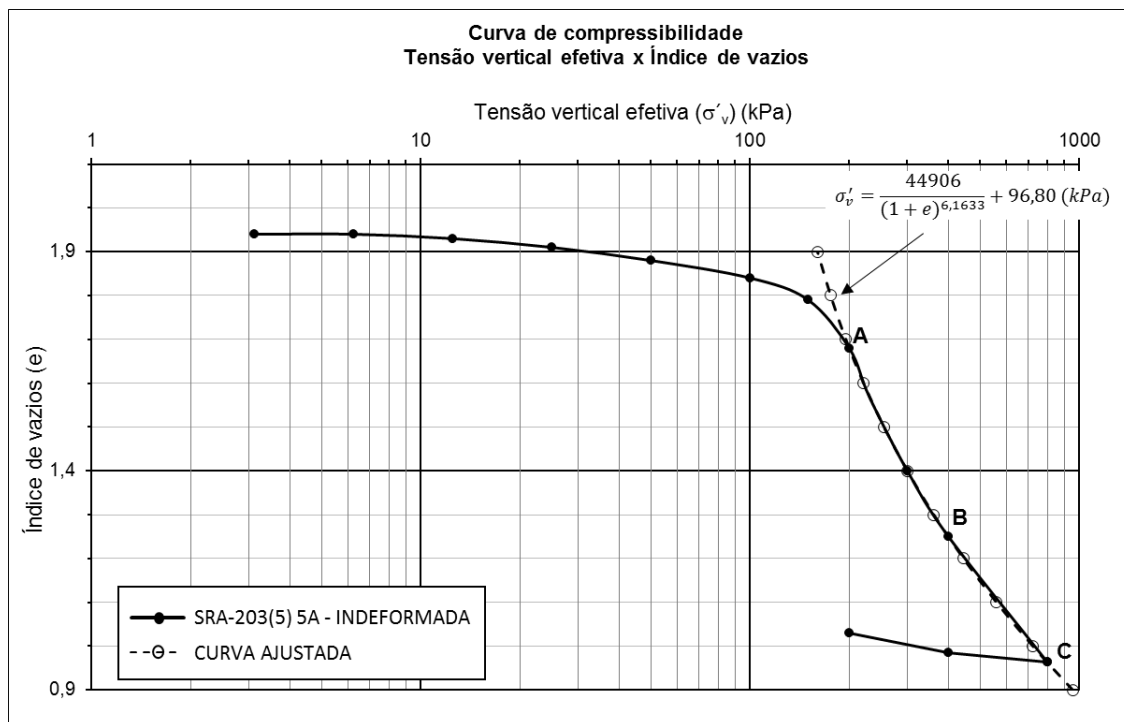


Figura 4.9 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(5) – c.p. 5A

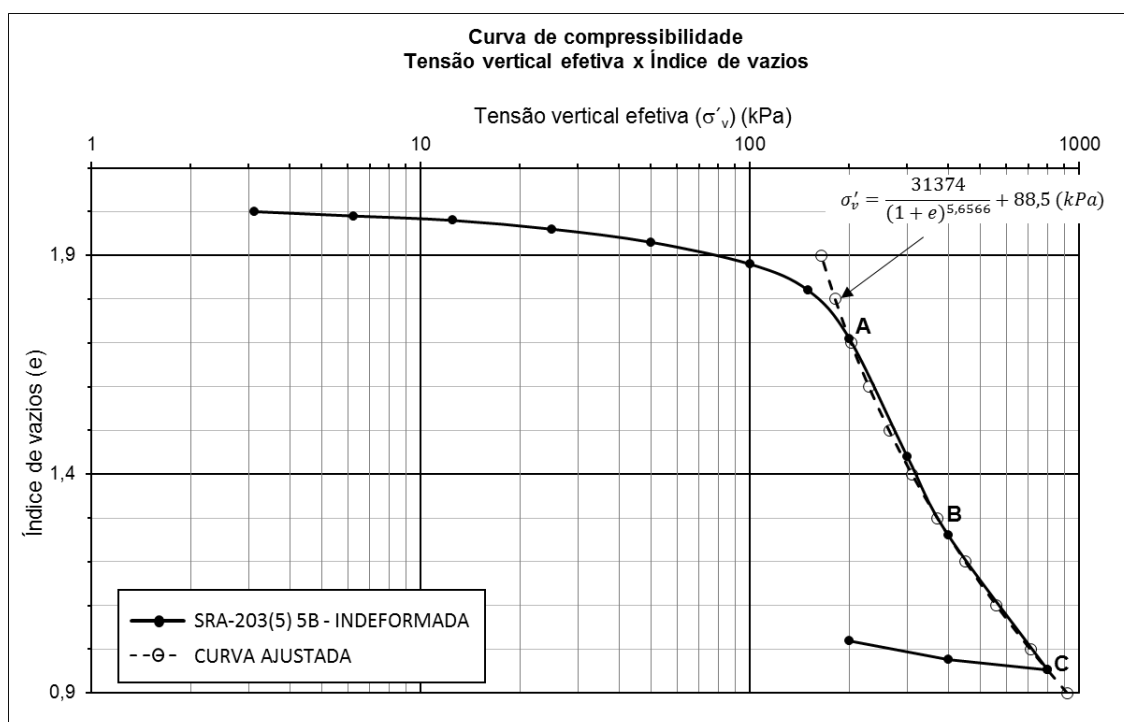


Figura 4.10 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(5) – c.p. 5B

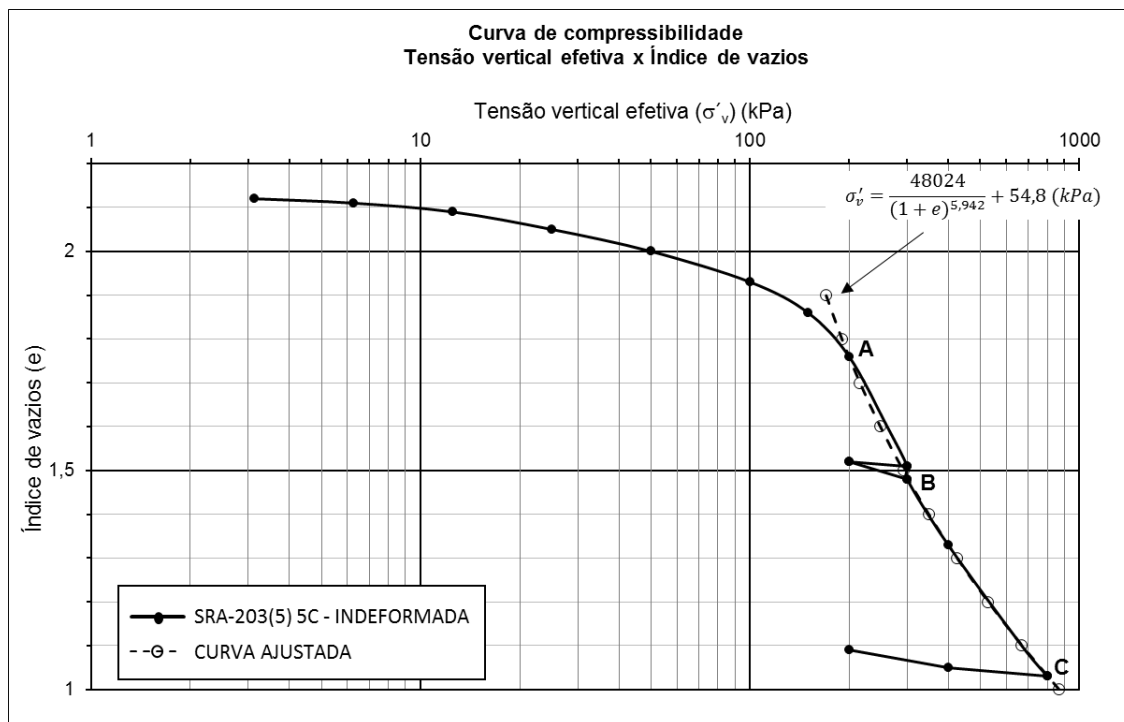


Figura 4.11 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(5) – c.p. 5C

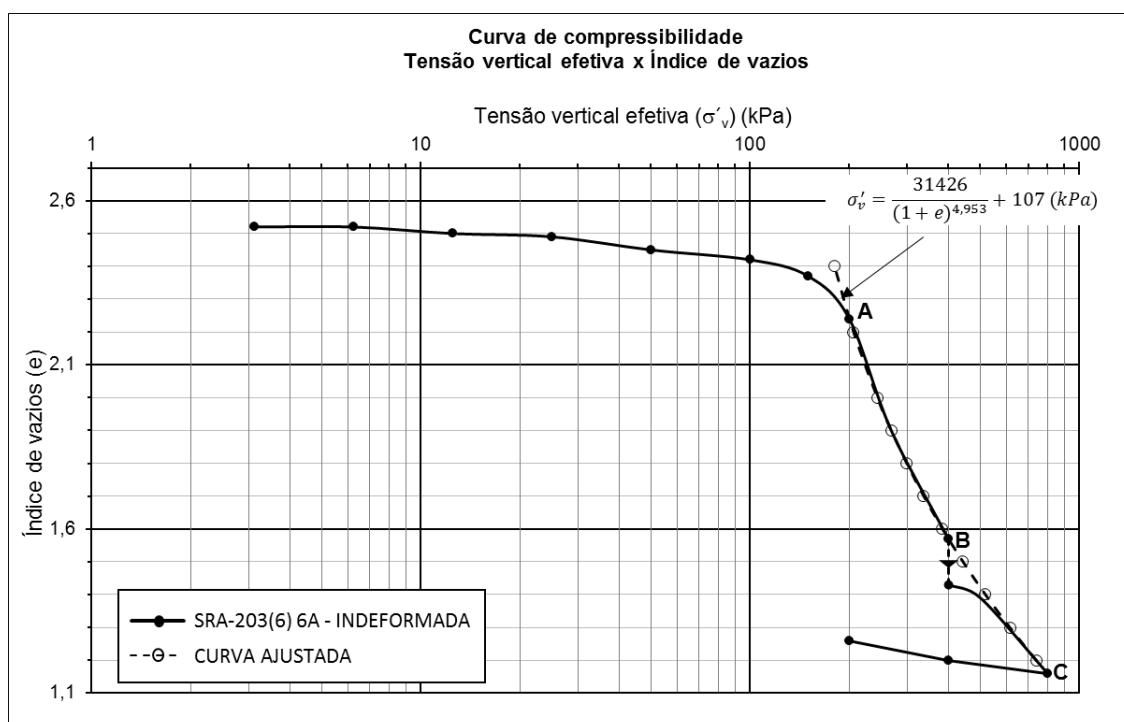


Figura 4.12 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(6) – c.p. 6A

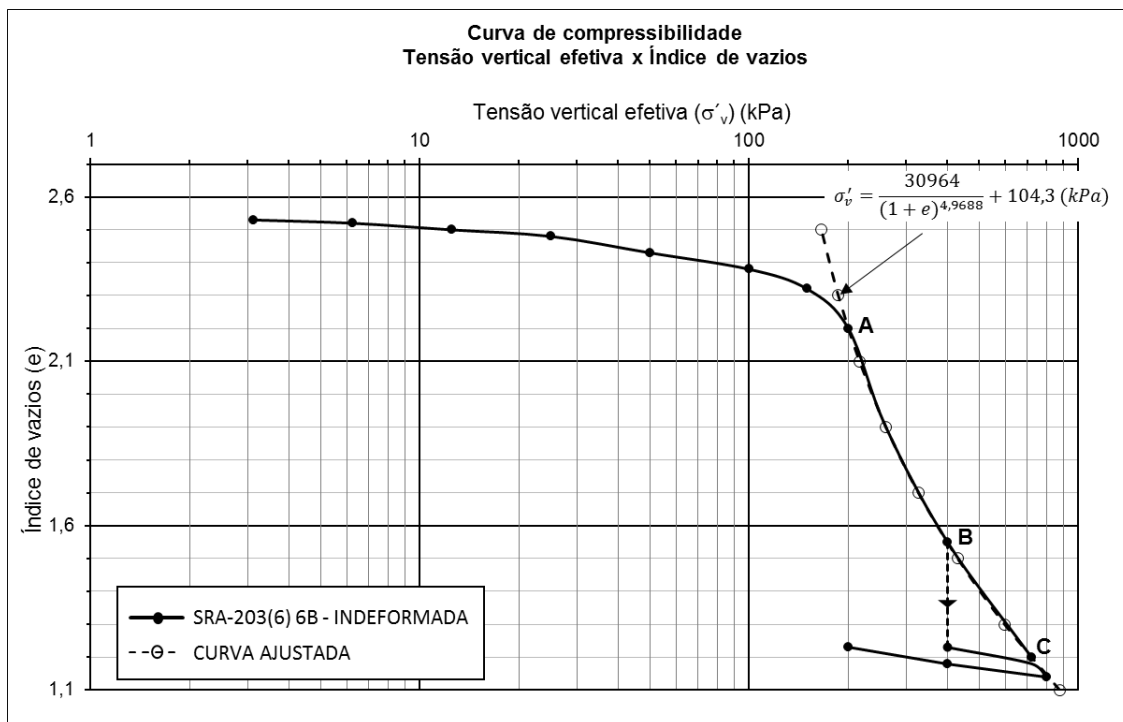


Figura 4.13 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(6) – c.p. 6B

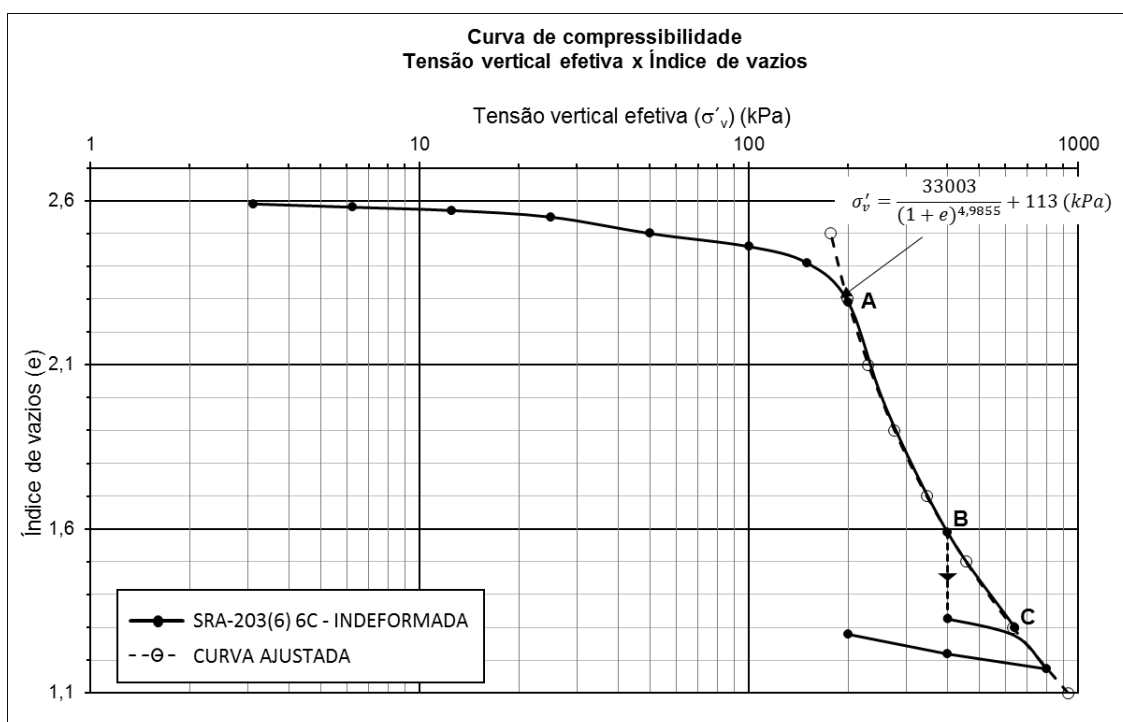


Figura 4.14 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (Aguiar, 2008)
Argila do Canal do Porto de Santos – Ilha Barnabé amostra SRA203(6) – c.p. 6C

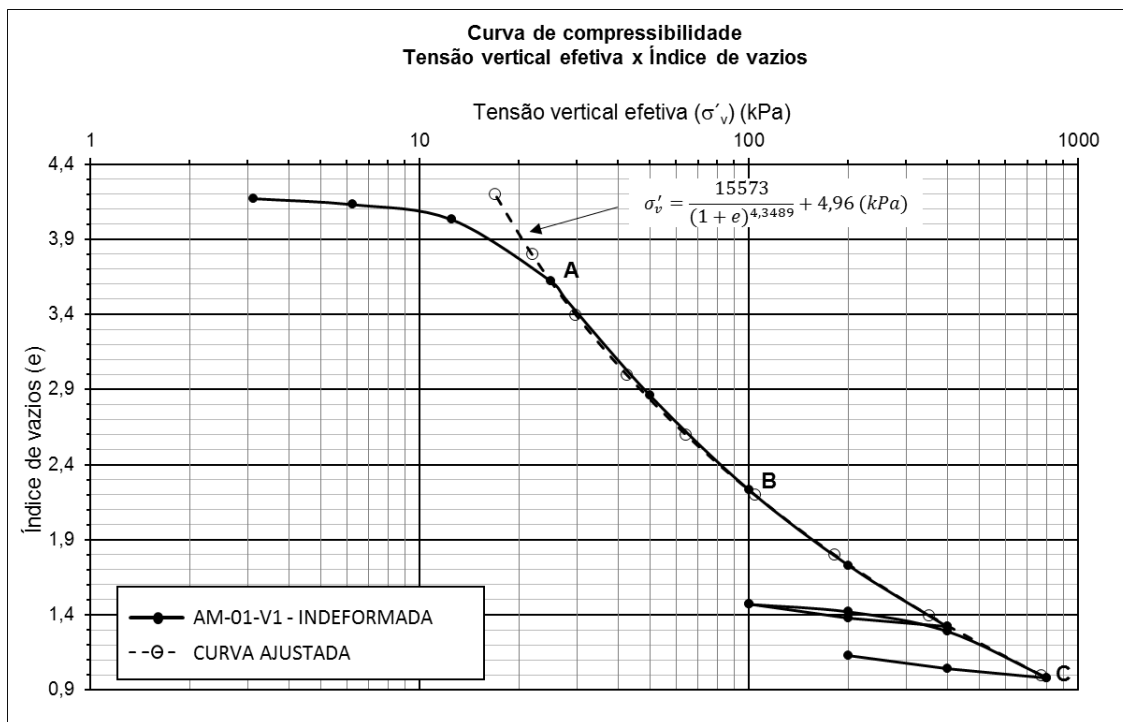


Figura 4.15 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Sarapuí II – AM-01-V1

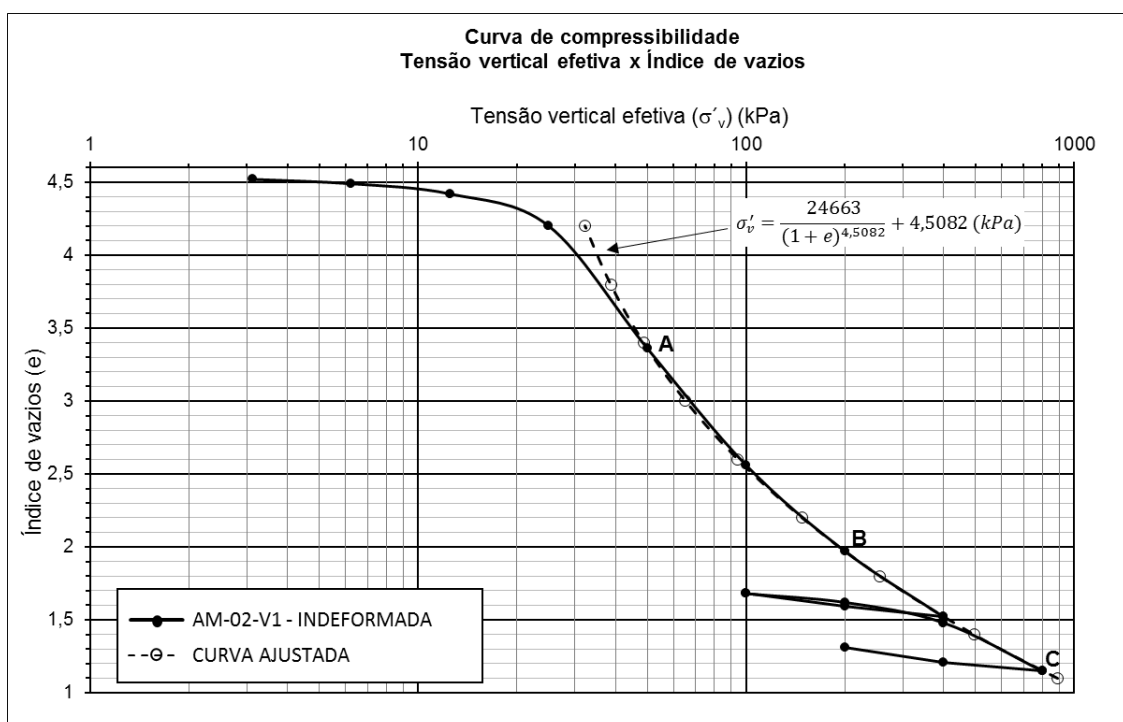


Figura 4.16 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Sarapuí II – AM-02-V1

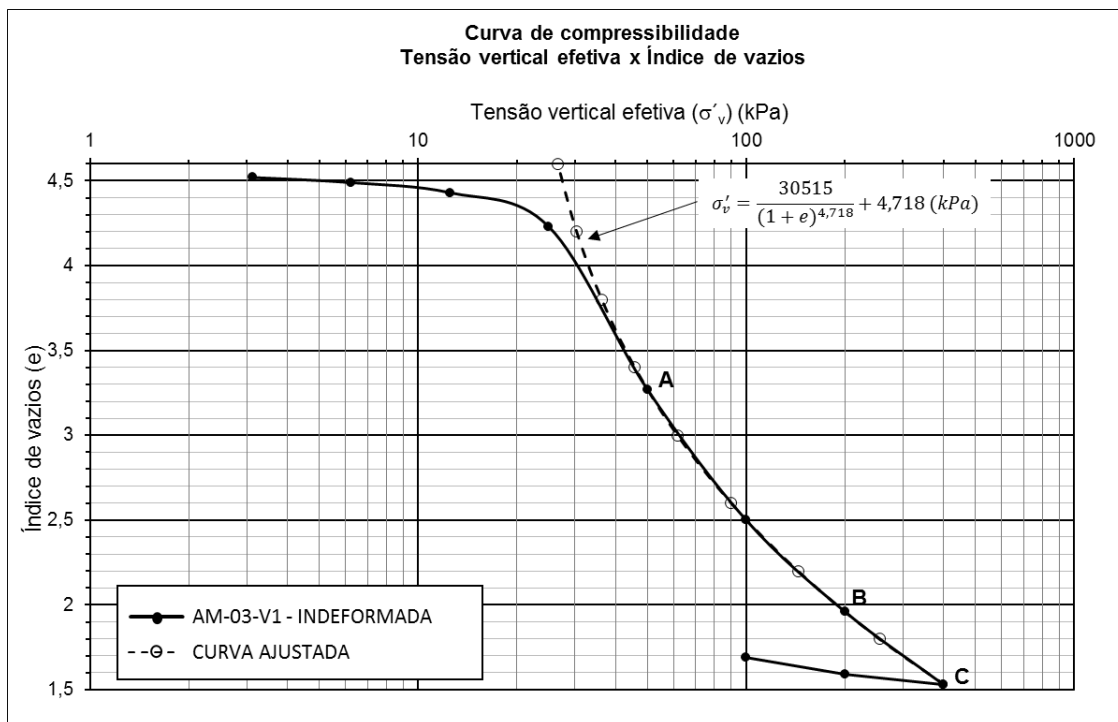


Figura 4.17 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Sarapuí II – AM-03-V1

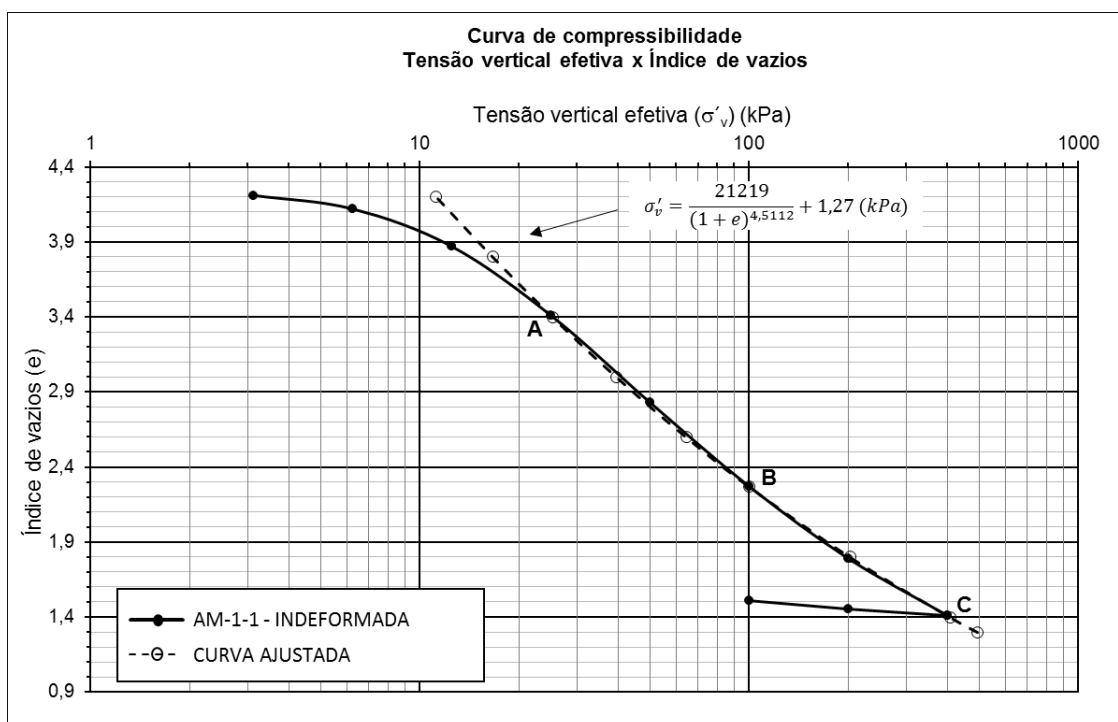


Figura 4.18 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-1-1

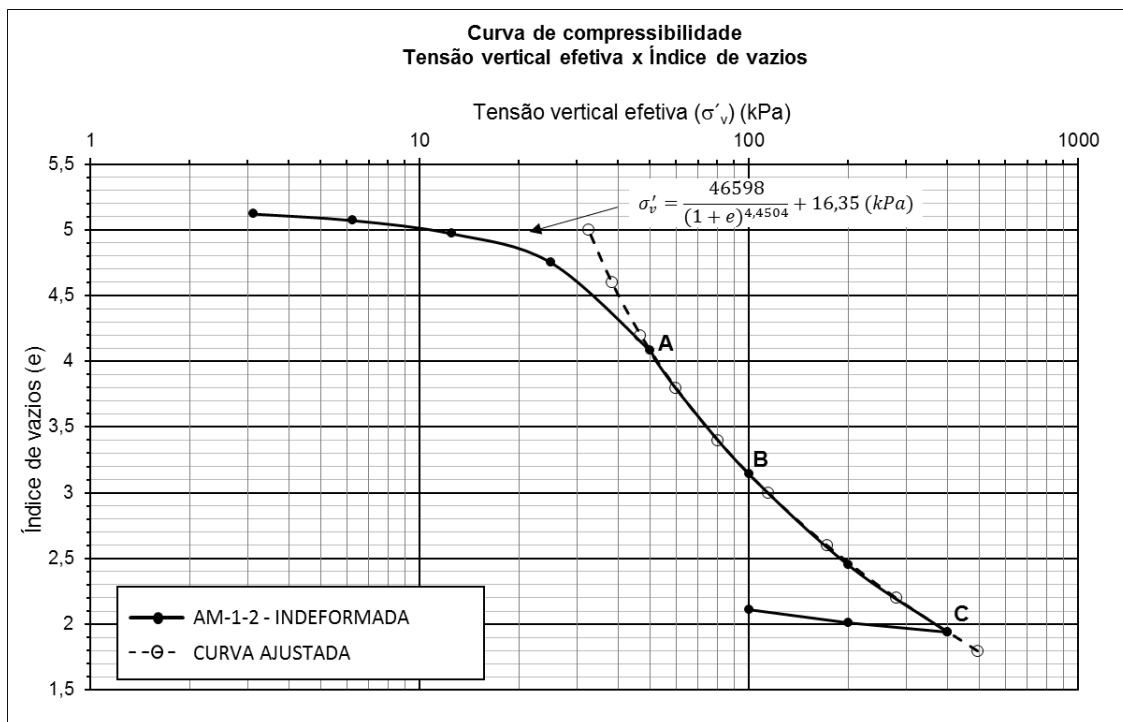


Figura 4.19 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-1-2

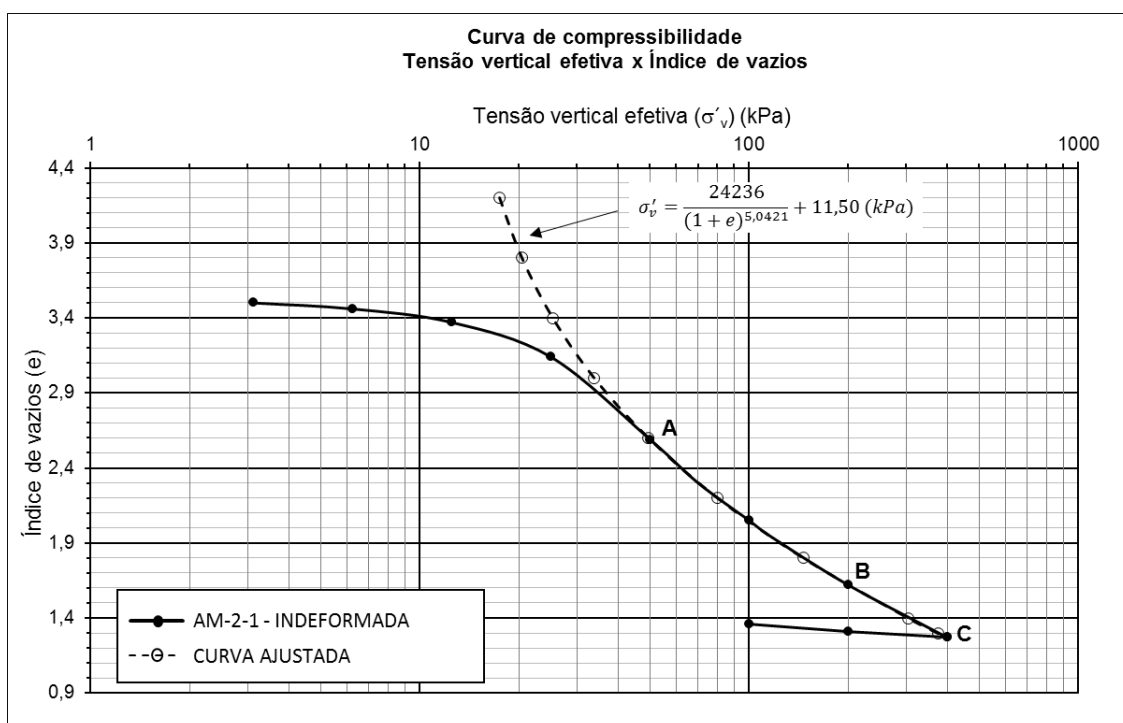


Figura 4.20 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-2-1

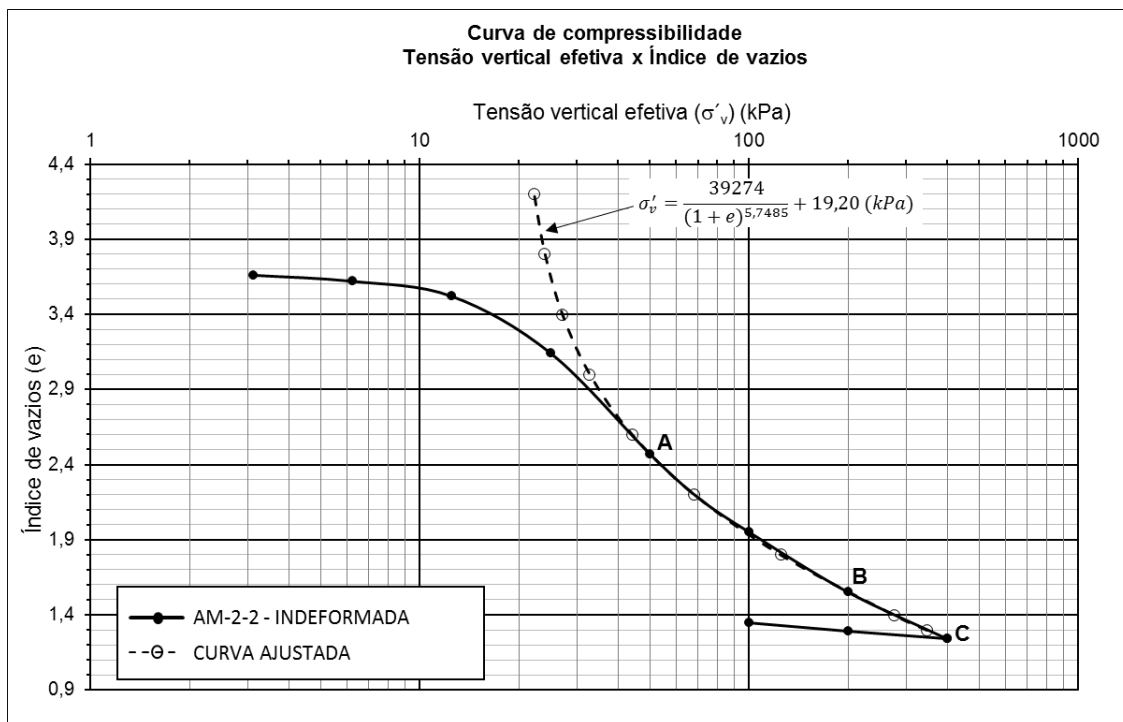


Figura 4.21 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-2-2

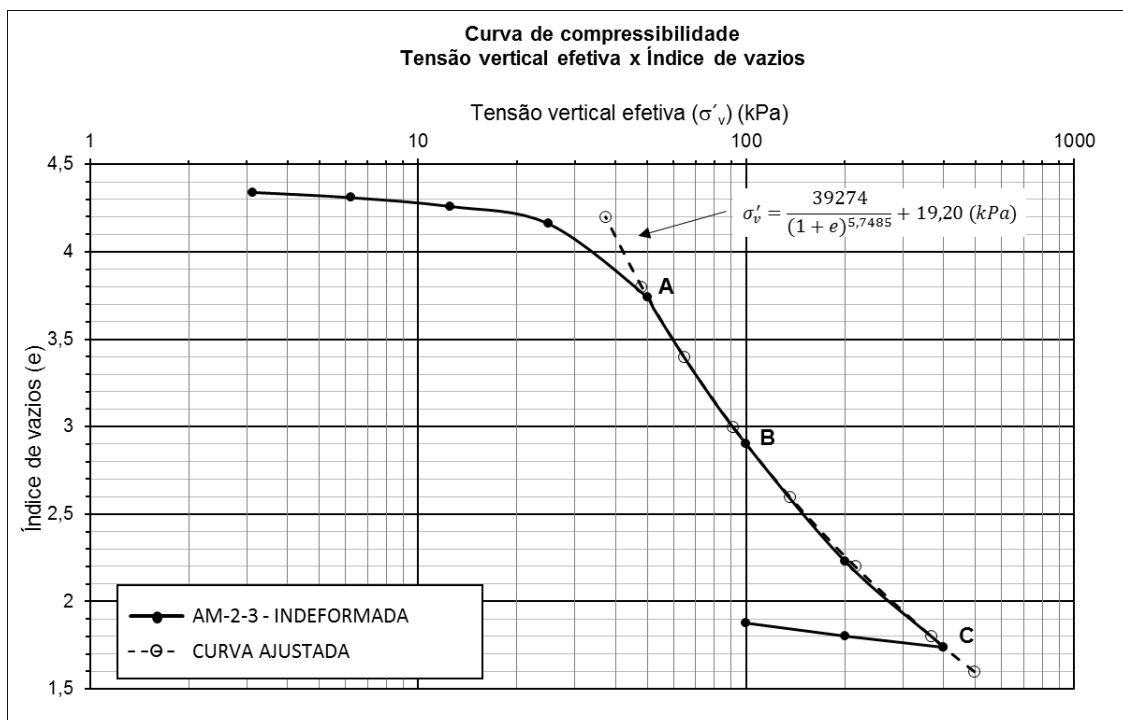


Figura 4.22 – Ajuste à curva de compressão edométrica experimental (da Silva, 2013)
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-2-3

Como pôde-se observar nas figuras acima apresentadas, a função do tipo da expressão (3.2) apresentou excelente ajuste ao trecho de compressão virgem das amostras indeformadas estudadas.

4.4 RECONSTRUÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA DE CAMPO A PARTIR DA CURVA EDOMÉTRICA OBTIDA DE CORPOS DE PROVA AMOLGADOS

Este item, um dos objetivos desta dissertação, presta-se a verificar se o procedimento proposto ao fim do capítulo 3 consegue reconstituir a curva de compressão edométrica de campo, correspondente à curva obtida com amostras de qualidade, a partir de resultados em corpos de prova remoldados.

Tal tarefa de verificação foi feita para corpos de prova remoldados de amostras colhidas no Sarapuí II, no Canal do Porto de Santos, junto à Ilha Barnabé, e no Cluster Naval de Suape.

A lista das amostras a partir das quais foram ensaiados corpos de prova remoldados está apresentada na Tabela 4.8. Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional realizados nesses corpos de prova remoldados, isto é, os pares de valores tensão vertical efetiva (σ_v') x índice de vazios (e), encontram-se na Tabela 4.9.

Tabela 4.8 – Amostras e corpos de prova remoldados usados na verificação do procedimento proposto para a reconstituir a curva de compressão edométrica de campo

Local	Referência	Amostra	Corpo de prova	Profundidade (m)	Índice de vazios (e_{0A})	Umidade w (%)
Canal do Porto de Santos	Aguiar (2008)	SRA203(4)	cp 4D	8,38 a 8,46	2,31	86,75
		SRA203(5)	cp 5D	9,39 a 9,45	2,13	80,00
		SRA203(6)	cp 6D	10,43 a 10,50	2,58	100,70
Sarapuí II	da Silva (2013)	AM-01-V1	-----	1,65 a 1,69	4,43	181,88
		AM-02-V1	-----	2,50 a 2,54	4,56	187,00
		AM-03-V1	-----	3,70 a 3,74	4,62	183,41
Cluster Naval de Suape	da Silva (2013)	AM-1-1	-----	2,16 a 2,20	4,31	175,05
		AM-1-2	-----	8,46 a 8,50	4,96	208,43
		AM-2-1	-----	2,46 a 2,50	3,78	155,96
		AM-2-2	-----	4,50 a 4,54	3,67	144,95
		AM-2-3	-----	10,34 a 10,38	4,27	170,64

Tabela 4.9 – Valores tensão vertical efetiva (σ'_v) x índice de vazios (e) dos corpos de prova remoldados para a determinação de C_0 , ψ e Ω .

Argila do canal do Porto de Santos	Amostra SRA203(4)	c.p. 4D remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	100	50	100	200	400	800	400	200
			e	2,30	2,29	2,26	2,21	2,12	1,98	1,71	1,74	1,79	1,77	1,67	1,33	1,04	1,07	1,13
	Amostra SRA203(5)	c.p. 5D remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	100	50	100	200	400	800	400	200
			e	2,11	2,10	2,07	2,01	1,92	1,77	1,54	1,57	1,61	1,60	1,51	1,23	0,975	1,00	1,04
	Amostra SRA203(6)	c.p. 6D remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	150	200	100	50	100	200	400	800	400 (*)
			e	2,54	2,53	2,48	2,40	2,29	2,12	1,98	1,84	1,88	1,92	1,91	1,80	1,44	1,12	1,15
Argila do Sarapuí II	Amostra AM-01 V1	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	200	400	800	400	200
			e	4,09	3,87	3,54	3,12	2,63	2,13	1,67	1,27	1,33	1,43	1,37	1,24	0,923	0,987	1,09
	Amostra AM-02 V1	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100	200	400	800	400	200
			e	4,07	3,89	3,54	3,14	2,67	2,16	1,67	1,25	1,31	1,41	1,35	1,21	0,888	0,948	1,05
	Amostra AM-03 V1	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100					
			e	4,26	4,03	3,69	3,28	2,80	2,30	1,83	1,43	1,50	1,60					

(*) Após o estágio de 400kPa, o corpo de prova ainda foi submetido a um descarregamento para 200kPa, obtendo-se $e=1,21$.

Tabela 4.9 - Valores tensão vertical efetiva (σ'_v) x índice de vazios (e) dos corpos de prova remoldados para a determinação de C_0 , ψ e Ω .

(continuação)

Argila do Cluster Naval de Suape	Amostra AM-1-1	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100
			e	3,89	3,64	3,32	2,93	2,51	2,07	1,67	1,32	1,36	1,42
	Amostra AM-1-2	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100
			e	4,61	4,39	4,12	3,76	3,31	2,82	2,35	1,93	1,98	2,05
	Amostra AM-2-1	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100
			e	3,43	3,24	2,98	2,65	2,27	1,88	1,50	1,17	1,21	1,27
	Amostra AM-2-2	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100
			e	3,32	3,16	2,92	2,61	2,26	1,90	1,57	1,28	1,32	1,37
	Amostra AM-2-3	c.p. remoldado	σ'_v (kPa)	3,13	6,25	12,5	25	50	100	200	400	200	100
			e	3,94	3,79	3,56	3,26	2,88	2,41	1,96	1,57	1,62	1,69

Deve-se chamar atenção, como já foi dito anteriormente, que o conjunto de ensaios aqui analisados foram realizados antes desta dissertação e, portanto, alguns deles não seguiram à risca o procedimento proposto.

Em vista da observação do parágrafo anterior, tentar-se-á, neste item, a reconstituição das curvas de campo apenas das amostras cujos ensaios não tenham ferido passos considerados cruciais do procedimento a ser seguido.

Os passos a serem seguidos (ver Figura 4.23), comentados um a um, são:

1) Determinar w_l^* como indicado na Figura 3.2.

As determinações dos valores de w_l^* estão apresentadas da Figura 4.24 à Figura 4.34.

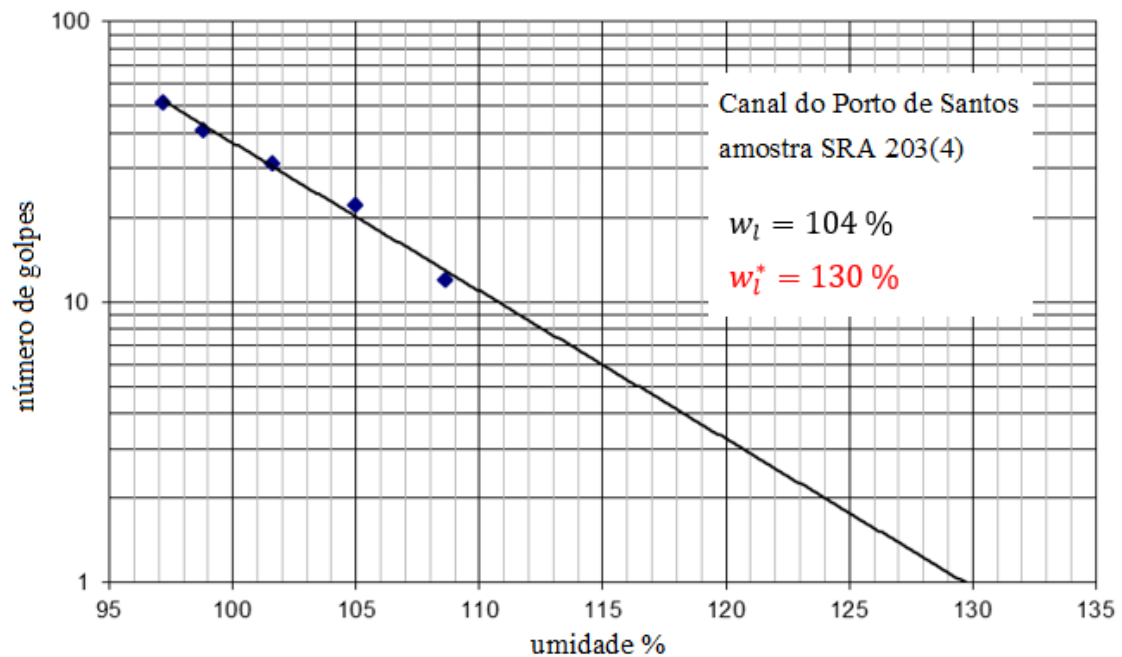


Figura 4.24 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Canal do Porto de Santos – amostra SRA 203(4) - dados de Aguiar (2008)

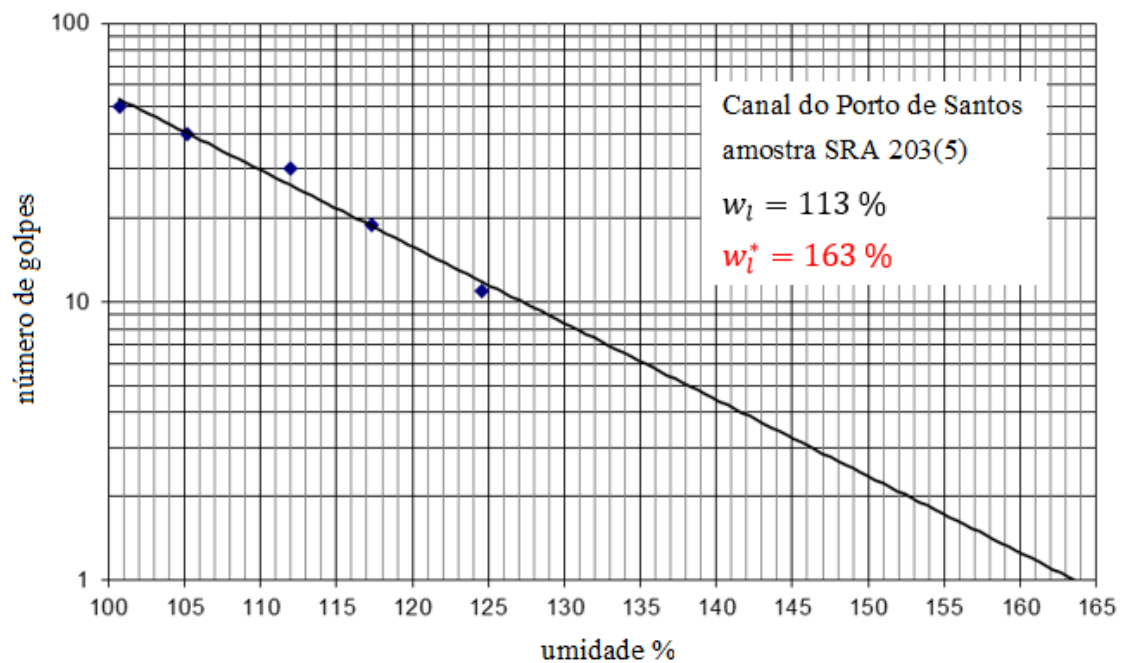


Figura 4.25 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Canal do Porto de Santos – amostra SRA 203(5) – dados de Aguiar (2008)

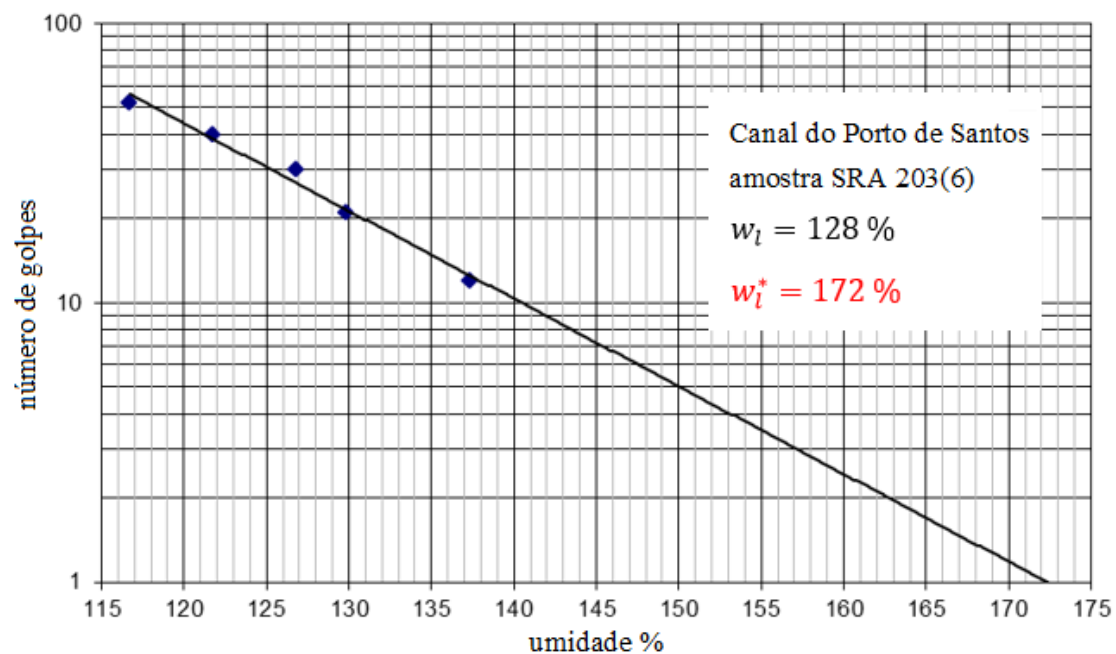


Figura 4.26 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Canal do Porto de Santos – amostra SRA 203(6) – dados de Aguiar (2008)

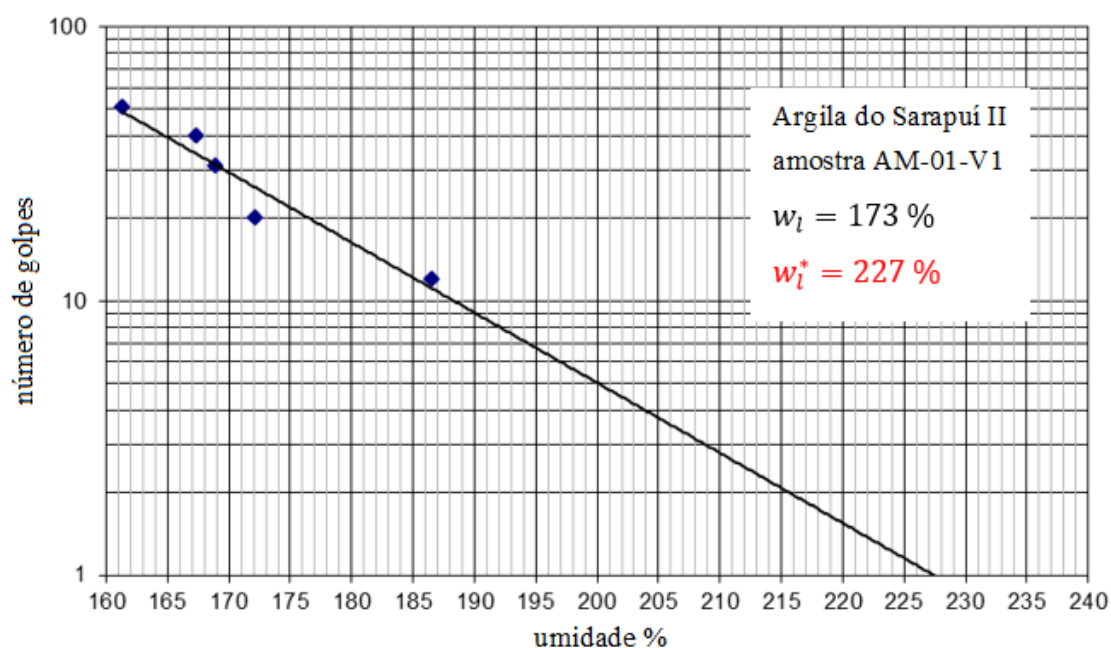


Figura 4.27 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila Sarapuí II amostra AM-01-V1 – dados de da Silva (2013)

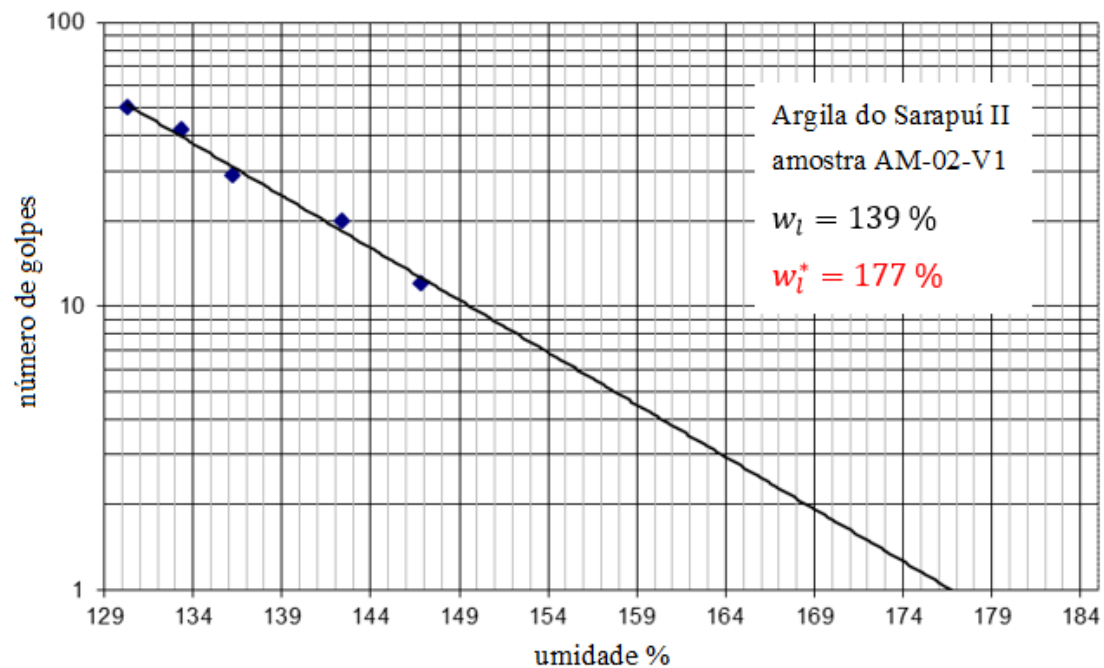


Figura 4.28 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila Sarapuí II amostra AM-02-V1 – dados de da Silva (2013)

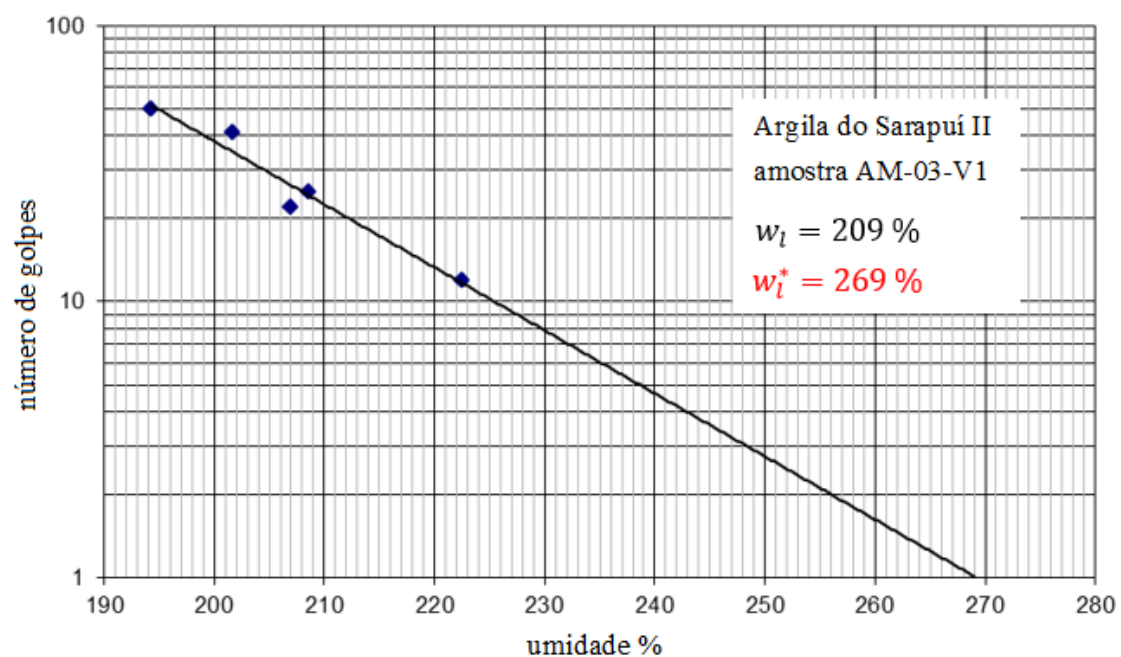


Figura 4.29 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila Sarapuí II amostra AM-03-V1 – dados de da Silva (2013)

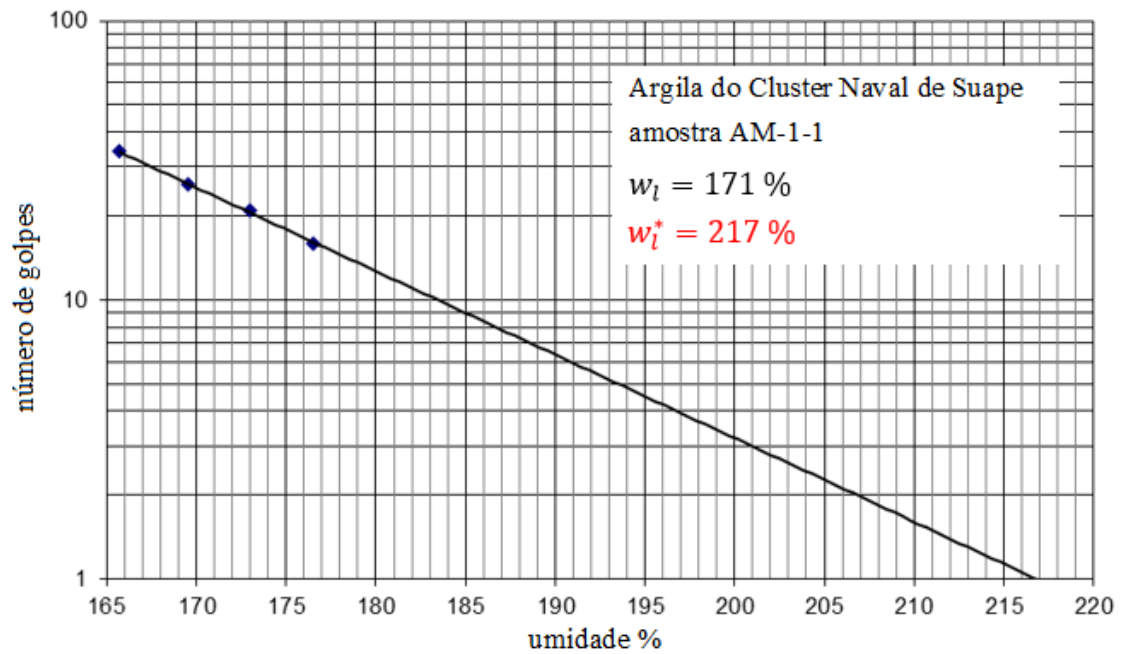


Figura 4.30 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Cluster Naval de Suape - amostra AM-1-1 – dados de da Silva (2013)

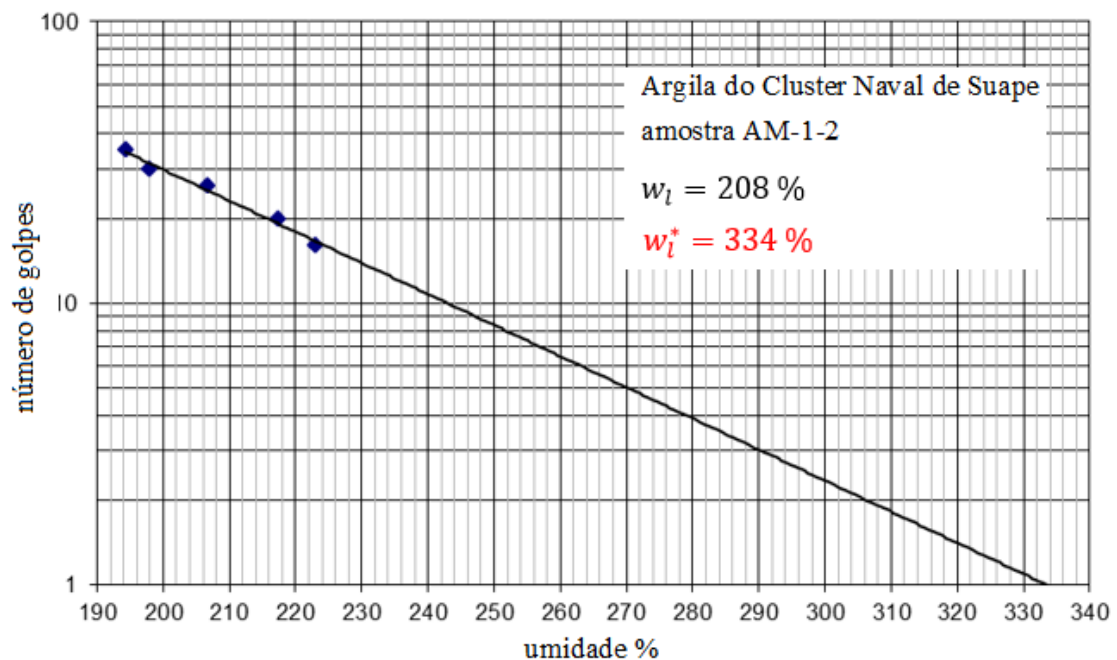


Figura 4.31 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Cluster Naval de Suape - amostra AM-1-2 – dados de da Silva (2013)

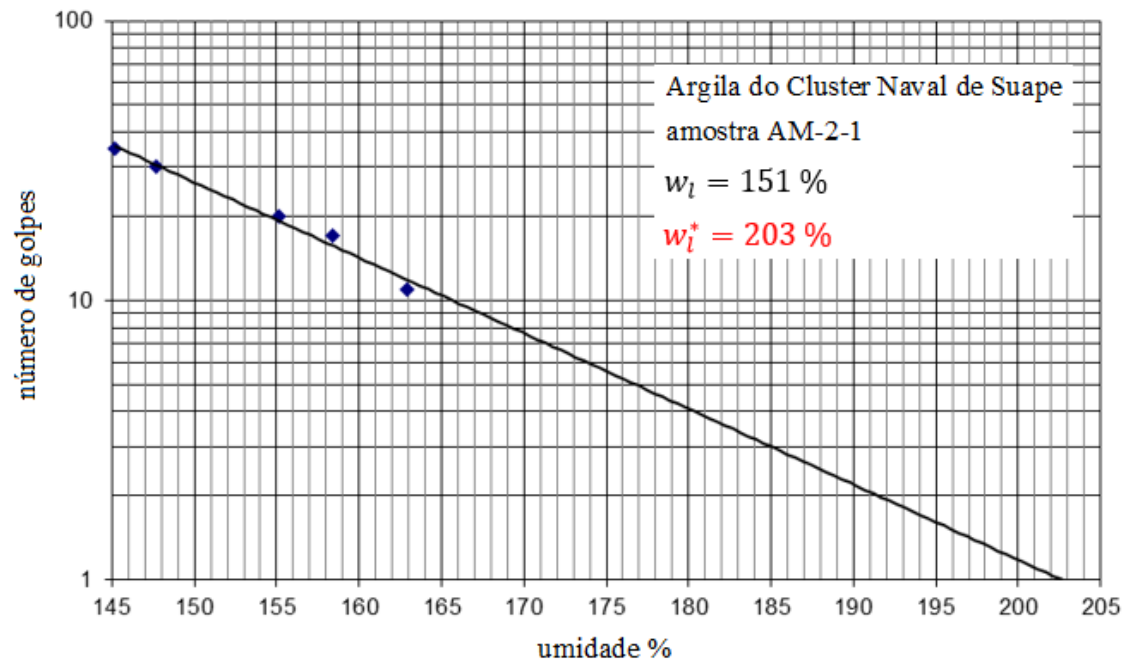


Figura 4.32 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Cluster Naval de Suape - amostra AM-2-1 – dados de da Silva (2013)

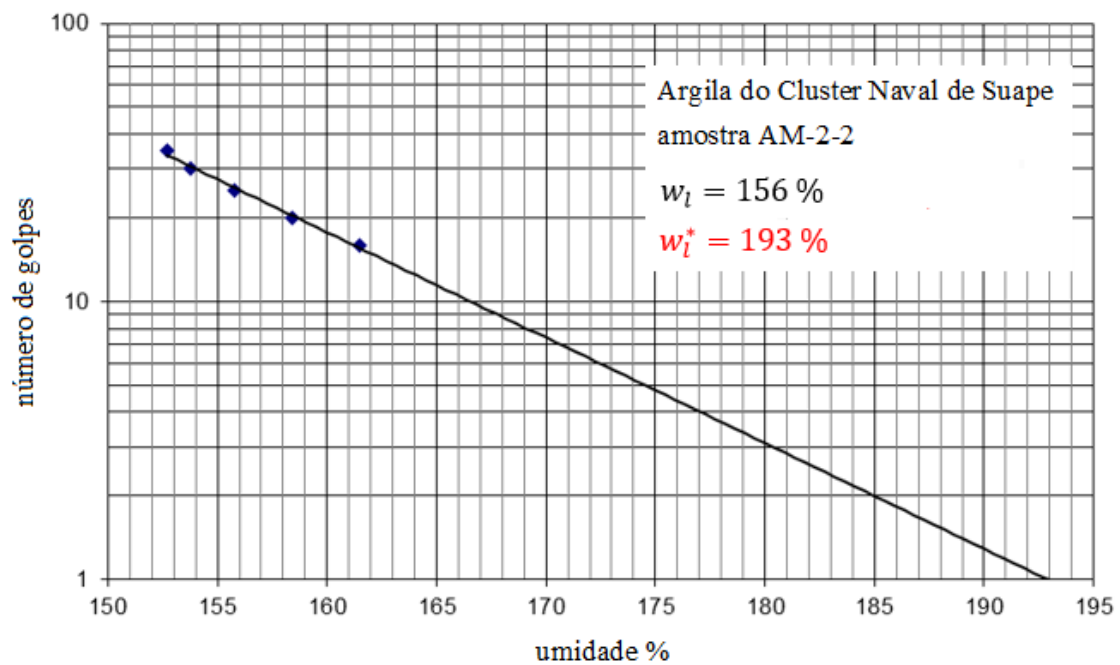


Figura 4.33 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Cluster Naval de Suape - amostra AM-2-2 – dados de da Silva (2013)

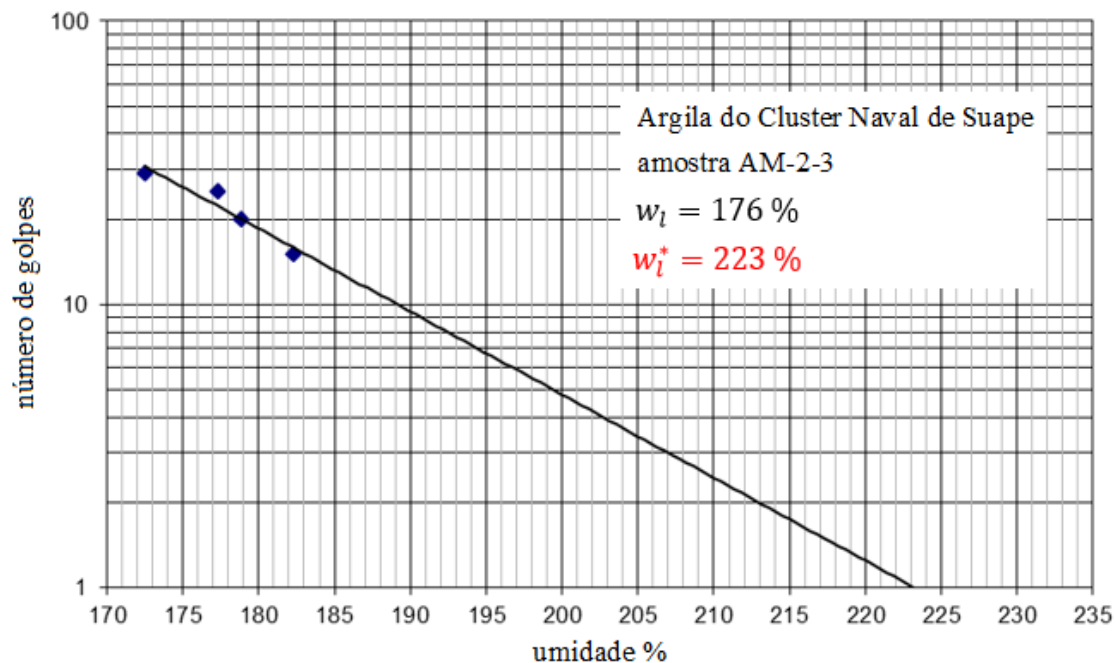


Figura 4.34 – Umidade especial - limite de liquidez com 1 golpe (w_l^*) - Argila do Cluster Naval de Suape - amostra AM-2-3 – dados de da Silva (2013)

2) Determinar e_{0A} e passar por e_{0A} uma horizontal (ver Figura 4.23)

Este passo será comentado conjuntamente com o passo (3) a seguir.

3) Determinar o ponto (e_0, σ'_{v0}) . O valor de e_0 é obtido a partir de e_{0A} como indicado na Figura 4.23 e na expressão (3.12). O valor de σ'_{v0} é obtido a partir do perfil geotécnico e do peso específico γ determinados com o peso e o volume dos corpos de prova.

Este passo pretende dar as condições em que o corpo de prova se encontrava no campo, isto é, seu índice de vazios de campo (e_0) e a tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}). Nos casos de argila mole tem-se, em geral, estados geostáticos de tensões. Assim, para determinar a tensão vertical efetiva de campo, utilizam-se, o perfil geotécnico (com a indicação do nível d'água) e os pesos específicos (γ) da camada em questão e daquelas que lhe estão sobrejacentes. Tais pesos específicos são determinados durante a moldagem dos corpos de prova dos ensaios de adensamento unidimensional.

A consideração do índice de vazios da amostragem (e_{0A}) diferente do índice de vazios de campo (e_0) diz respeito ao fato de muitos amostradores apresentarem uma folga interna, ou seja, diâmetro interno ligeiramente maior do que o diâmetro interno no

bico. Isso faz com que seja exigido um intervalo de tempo de espera após a cravação para que a amostra expanda, adira à parede interna do amostrador e assim possa ser içada.

Como não se pode determinar o índice de vazios de campo e_0 pela curva de recompressão do ensaio porque ele estaria afetado pelo amolgamento da amostra, admite-se, baseado no critério de Lunne et al.(1997), que, se a amostra fosse de excelente qualidade, $e_0 = e_{0A}/1,025$.

No caso em que o amostrador usado não tenha folga interna, $e_0 = e_{0A}$. Além disso, reconhece-se que a diferença entre e_0 e e_{0A} é muito pequena. Num processo de reconstituição, como o que está sendo estudado, e, em meio a tantas incertezas, a diferenciação entre e_0 e e_{0A} pode ser considerada um preciosismo desnecessário. Tendo esse fato em mente, embora se considere, neste trabalho, tal diferenciação, pode-se considerar, sem prejuízo para o procedimento, a aproximação $e_0 = e_{0A}$.

Tabela 4.10 – e_{0A} , e_0 , σ'_{v0} e $G \cdot w_l^*$ das amostras remoldadas para a reconstrução da curva de campo

Solo	Amostra	Corpo de prova	e_{0A}	e_0 $\left(\frac{e_{0A}}{1,025}\right)$	σ'_{v0} (kPa)	γ (kN/m ³)	G	w_l^* (%)	e_{max} ($G w_l^*$)
Canal do Porto de Santos	SRA 203(4)	cp 4D	2,31	2,25	61,5	14,3	2,60	130	3,38
	SRA 203(5)	cp 5D	2,13	2,08	66,5	14,8	2,62	163	4,27
	SRA 203(6)	cp 6D	2,58	2,52	71,7	14,0	2,53	172	4,35
Sarapuí II	AM-01-V1	-----	4,43	4,32	4,70	12,6	2,47	227	5,61
	AM-02-V1	-----	4,56	4,45	6,90	12,6	2,49	177	4,41(*)
	AM-03-V1	-----	4,62	4,51	10,3	12,6	2,55	269	6,86
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	-----	4,31	4,20	4,60	12,4	2,44	217	5,29
	AM-1-2	-----	4,96	4,84	21,0	12,0	2,35	334	7,85
	AM-2-1	-----	3,78	3,69	7,00	12,7	2,41	203	4,89
	AM-2-2	-----	3,67	3,58	12,6	13,0	2,53	193	4,88
	AM-3-3	-----	4,27	4,17	28,0	12,6	2,50	223	5,58

(*) Ver comentário adiante.

Na Tabela 4.10, apresentam-se, para as amostras remoldadas, os valores do índice de vazios na amostragem (e_{0A}), o índice de vazios de campo (e_0), admitido como $e_0 = e_{0A}/1,025$, a tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}), o peso específico (γ), a densidade dos grãos (G), o limite de liquidez para um só golpe (w_l^*) e o índice de vazios máximo a partir do qual o arranjo de grãos passa a ser líquido ($e_{max} = G w_l^*$).

Observa-se, na Tabela 4.10, que, para a amostra AM-02-V1 do Sarapuí II, o valor de $e_{max} = G w_l^*$ é menor que e_{0A} . Como isso é uma impossibilidade, provavelmente decorrente da inacurácia do valor de w_l^* , deve-se adotar, neste caso, $e_{max} = e_{0A}$.

4) Realizar o ensaio de adensamento carregando o corpo de prova até entrar francamente no trecho virgem (nas amostras amolgadas o trecho virgem é, em geral, retilíneo). Determinar a tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva (σ'_{vmPS} na Figura 4.23).

Os valores da tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva (σ'_{vmPS}) dos corpos de prova remoldados, juntamente com os valores da tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}) e os índices de vazios de campo (e_0), estão apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – e_0 , σ'_{v0} e σ'_{vmPS} p/ reconstrução da curva edométrica de campo

Solo	Amostra	Corpo de prova	e_{0A}	e_0 $\left(\frac{e_{0A}}{1,025}\right)$	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vmPS} (kPa)
Canal do Porto de Santos	SRA 203(4)	cp 4 D	2,31	2,25	61,5	100,0
	SRA 203(5)	cp 5 D	2,13	2,08	66,5	97,0
	SRA 203(6)	cp 6 D	2,58	2,52	72,0	96,0
Sarapuí II	AM-01-V1	-----	4,43	4,32	4,7	7,0
	AM-02-V1	-----	4,56	4,45	6,9	8,4
	AM-03-V1	-----	4,62	4,51	10,3	7,1
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	-----	4,31	4,20	4,6	5,6
	AM-1-2	-----	4,96	4,84	21,0	10,0
	AM-2-1	-----	3,78	3,69	7,0	6,0
	AM-2-2	-----	3,67	3,58	12,6	6,0
	AM-3-3	-----	4,27	4,17	28,0	36,0

Na Tabela 4.11, alguns valores da tensão de sobreadensamento determinados pelo método de Pacheco Silva (σ'_{vmPS}) são inferiores aos valores da tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}). Isso só é possível quando o depósito de argila está normalmente adensado e em processo de adensamento (condição esta chamada equivocadamente de subadensada). Como este não é o caso em nenhum dos depósitos aqui estudados, o referido efeito só pode ser atribuído ao conhecido fato do amolgamento reduzir o valor da tensão de sobreadensamento. Tal efeito é ainda maior nos corpos de provas aqui estudados por se tratarem de corpos de prova remoldados. Tais efeitos serão discutidos no capítulo que trata da análise dos resultados.

5) Carregar o corpo de prova até o ponto A, cuja tensão vertical σ'_{vA} produza $e_A \leq 0,42 e_{0A}$. Carregar o corpo de prova até o ponto B, cuja tensão vertical é $\sigma'_{vB} = 2\sigma'_{vA}$.

Ao se iniciar a pesquisa que deu origem a esta dissertação, ainda não se dispunha de nenhum critério para definir a partir de que ponto haveria a junção das curvas de compressão edométrica correspondentes às amostras de boa e de má qualidade. Verificou-se que o critério empregado por Schmertmann (1955), de considerar que as duas curvas se juntavam para $0,42 e_{0A}$, aplicava-se bem às amostras estudadas. Assim, este critério foi também adotado no procedimento de reconstituir a curva edométrica de campo desenvolvido nesta dissertação.

É interessante observar que, no decorrer de um ensaio de adensamento, é sempre possível estabelecer uma sequência tal de carregamentos de forma que o valor $0,42 e_{0A}$ seja ultrapassado. Então, para que o procedimento aqui desenvolvido possa ser aplicado, é preciso que o índice de vazios e_A produzido pela tensão vertical efetiva σ'_{vA} (correspondentes ao ponto A na Figura 4.23) seja inferior a $0,42 e_{0A}$.

Como os ensaios analisados nesta dissertação foram executados com outros objetivos que não os desta dissertação, é preciso investigar quais deles satisfazem a esta exigência. Para isto, são apresentados na Tabela 4.12 os valores de e_{0A} , $0,42 e_{0A}$, e_A , σ'_{vA} , e_B e σ'_{vB} .

Observando-se a Tabela 4.12 conclui-se que, de acordo com o passo (5), só podem ser submetidos ao procedimento proposto os corpos de prova referentes ao depósito do Sarapuí II e os corpos de prova das amostras AM-1-1 e AM-2-1 do Cluster Naval de Suape. Como os valores de e_A e $0,42 e_{0A}$ estão muito próximos para o corpo de prova da amostra AM-2-2 do Cluster Naval de Suape, este corpo de prova também será analisado.

Tabela 4.12 – Valores de e_{0A} , $0,42e_{0A}$, $\sigma'_v(0,42e_{0A})$, e_A , σ'_{vA} , e_B , σ'_{vB}

Solo	Amostra	Corpo de prova	e_{0A}	$0,42e_{0A}$	$\sigma'_v(0,42e_{0A})$ (kPa)	e_A	σ'_{vA} (kPa)	e_B	σ'_{vB} (kPa)
Canal do Porto de Santos	SRA 203(4)	cp 4 D	2,31	0,97	950	1,33	400	1,04	800
	SRA 203(5)	cp 5 D	2,13	0,89	1000	1,23	400	0,975	800
	SRA 203(6)	cp 6 D	2,58	1,08	900	1,44	400	1,12	800
Sarapuí II	AM-01-V1	----	4,43	1,86	150	1,67	200	1,27	400
	AM-02-V1	----	4,56	1,92	140	1,67	200	1,25	400
	AM-03-V1	----	4,62	1,94	170	1,83	200	1,43	400
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	----	4,31	1,81	160	1,67	200	1,32	400
	AM-1-2	----	4,96	2,08	300	2,35	200	1,93	400
	AM-2-1	----	3,78	1,59	170	1,50	200	1,17	400
	AM-2-2	----	3,67	1,54	205	1,57	200	1,28	400
	AM-2-3	----	4,27	1,79	270	1,96	200	1,57	400

6) Com as coordenadas dos pontos *A* e *B*, determinar, através do sistema de equações (3.9) e (3.10), as constantes ψ e Ω e, depois, a constante C_0 .

O cálculo de ψ , Ω e C_0 , neste passo, pode ser feito determinando-se primeiramente Ω através da resolução das equações (4.7a) ou (4.7b) abaixo:

$$\frac{\sigma'_{vB}}{\sigma'_{vA}} \left(\frac{1+e_{max}}{1+e_A} \right)^\Omega = \left(\frac{1+e_{max}}{1+e_B} \right)^\Omega + \frac{\sigma'_{vB}}{\sigma'_{vA}} - 1 \quad (4.7a)$$

$$\frac{\sigma'_{vB}}{\sigma'_{vA}} \left(\frac{1+e_{max}}{1+e_A} \right)^\Omega = \left(\frac{1+e_{max}}{1+e_B} \right)^\Omega + \frac{\sigma'_{vB}}{\sigma'_{vA}} - 1 \quad (4.7b)$$

Com o valor de Ω , pode-se então determinar o valor de ψ por:

$$\psi = \frac{\sigma'_{vA}(v_A v_{\max})^\Omega}{v_{\max}^\Omega - v_A^\Omega} \quad (4.8)$$

e finalmente determinar C_0 por:

$$C_0 = \frac{\psi}{(1+e_{\max})^\Omega} = \frac{\psi}{v_{\max}^\Omega} \quad (4.9)$$

Resolvendo-se as equações (4.7), (4.8) e (4.9) para as amostras AM-01-V1, AM-02-V1 e AM-03-V1; referentes ao depósito de Sarapuí II; e para as amostras AM-1-1, AM-2-1 e AM-2-2; do Cluster Naval de Suape, obtêm-se os valores de ψ , Ω e C_0 apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Valores de ψ , Ω e C_0

Solo	Amostra	e_A	σ'_{vA} (kPa)	e_B	σ'_{vB} (kPa)	C_0 (kPa)	ψ (kPa)	Ω
Sarapuí II	AM-01-V1	1,67	200	1,27	400	4,53	12683	4,2026
	AM-02-V1	1,67	200	1,25	400	12,4	9570	3,8776
	AM-03-V1	1,83	200	1,43	400	2,01	22164	4,5160
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	1,67	200	1,32	400	3,08	24488	4,8798
	AM-2-1	1,50	200	1,17	400	3,15	17147	4,8407
	AM-2-2	1,57	200	1,28	400	1,72	46054	5,7534

7) Traçar a curva de compressão virgem reconstituída e determinar $\sigma'_{vm}^{(*)}$ pela interseção da curva de compressão edométrica virgem reconstituída e a horizontal passando por e_{0A} (ver Figura 4.23).

O valor de $\sigma'_{vm}^{(*)}$ pode ser determinado substituindo-se na expressão (3.2) o valor do índice de vazios (e) pelo valor e_{0A} . Os resultados obtidos na realização do passo (7) serão apresentados conjuntamente com os resultados do passo (8).

8) Determinar o valor de $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)} / \sigma'_{v0}$

Na Tabela 4.14 estão apresentados os resultados da aplicação dos passos (7) e (8), ou seja, os valores de $\sigma'_{vm}^{(*)}$ e da razão $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)} / \sigma'_{v0}$ conjuntamente com os valores de e_{0A} , e_{max} e σ'_{v0} .

Tabela 4.14 – valores de e_{0A} , e_{max} , σ'_{v0} , $\sigma'_{vm}^{(*)}$ e $\sigma'_{vm}^{(*)} / \sigma'_{v0}$

Solo	Amostra	e_{0A}	e_{max} (Gw_l^*)	σ'_{v0} (kPa)	$\sigma'_{vm}^{(*)}$ (kPa)	$\frac{\sigma'_{vm}^{(*)}}{\sigma'_{v0}}$
Sarapuí II	AM-01-V1	4,43	5,61	4,7	5,8	1,23
	AM-02-V1	4,56	4,56	6,9	0	0
	AM-03-V1	4,62	6,86	10,3	7,1	0,69
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	4,31	5,29	4,60	4,0	0,87
	AM-2-1	3,78	4,89	7,0	5,7	0,81
	AM-2-2	3,67	4,88	12,6	4,8	0,38

Os resultados da Tabela 4.14 merecem, pelo menos, dois comentários importantes.

O primeiro decorre do fato de que, para a amostra AM-02-V1, $e_{max} = e_{0A}$. Certamente o valor de e_{max} determinado na Tabela 4.10 do passo (3), referente à tal amostra como sendo igual à 4,41, está incorreto. Isto fez com que se considerasse, na

Tabela 4.14, $e_{max} = e_{0A} = 4,56$ para a amostra AM-02-V1, como discutido anteriormente. Entretanto, mesmo ao considerar $e_{max} = e_{0A} = 4,56$, o erro ainda persiste porque, se de fato o índice de vazios máximo fosse de 4,56, o corpo de prova não poderia ser moldado, pois estaria de fato fisicamente no estado líquido. Entretanto, como 4,56 foi o índice de vazios correspondente à amostragem, que não poderia ser feita caso o solo estivesse no estado líquido, conclui-se que o valor de e_{max} para a amostra AM-02-V1 é superior ao valor 4,56. O fato de se admitir $e_{max} = e_{0A} = 4,56$, conduziu ao fato de a referida amostra, à luz da abordagem feita nesta dissertação, ser normalmente adensada com $\sigma'_{vm} = 0$, o que, também à luz desta abordagem, não está correto pois, como já dito, caso isso fosse verdade, com $e = 4,56$, a amostra estaria no estado líquido. Para resolver esse impasse, admitir-se-á a amostra AM-02-V1 como normalmente adensada e reconstituir-se-á a curva de campo para a referida amostra tomando o ponto (ver Tabela 4.13 e Tabela 4.14) $(e_0; \sigma'_{v0}) = (4,56/1,025 ; 6,9)$ e os pontos $(e_A; \sigma'_{vA}) = (1,67 ; 200)$ e $(e_B; \sigma'_{vB}) = (1,25 ; 400)$.

O segundo comentário diz respeito ao fato de a amostra AM-03-V1 do Sarapuí II e as amostras do Cluster Naval de Suape apresentarem $\sigma'^{(*)}_{vm} < \sigma'_{v0}$. De acordo com esta condição, todas essas amostras pertenceriam a um depósito ainda em adensamento no campo, o que não é verdade. Esta condição faria também com que, na Figura 4.23, o ponto $(e_{0A}; \sigma'^{(*)}_{vm})$ estivesse à esquerda do ponto $(e_0; \sigma'_{v0})$. Na verdade, para um depósito normalmente adensado, $(e_0; \sigma'_{vm}) = (e_0; \sigma'_{v0})$, e, para um depósito sobreadensado, $\sigma'_{v0} < \sigma'_{vm}$, sendo σ'_{vm} a tensão de sobreadensamento verdadeira. Como não se tem o valor de σ'_{vm} porque esse parâmetro faz parte da curva reconstituída de campo, objetivo do procedimento em questão, pode-se contornar o problema de reconstituir a curva de compressão edométrica tomando os pontos $(e_0; \sigma'_{v0}) = (e_{0A}/1,025 ; \sigma'_{v0})$, $(e_A; \sigma'_{vA})$ e $(e_B; \sigma'_{vB})$, apresentados na Tabela 4.13. Com isso, todas as curvas edométricas reconstituídas, à exceção da correspondente à amostra AM-01-V1 do Sarapuí II, serão curvas normalmente adensadas. Assim sendo, o restante do procedimento, a partir do passo (9), deverá ser aplicado somente ao corpo de prova da amostra AM-01-V1 do Sarapuí II.

A reconstituição das curvas edométricas de campo para as amostras AM-02-V1 e AM-03-V1 do Sarapuí e para as amostras AM-1-1, AM-2-1 e AM-2-2 do Cluster Naval de Suape, isto é, as determinações dos parâmetros Ω, ψ e C_0 são feitas a partir dos pontos $(e_0; \sigma'_{v0}) = (e_{0A}/1,025 ; \sigma'_{v0})$, $(e_A; \sigma'_{vA})$ e $(e_B; \sigma'_{vB})$, mostrados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Reconstrução das curvas de campo das amostras consideradas normalmente adensadas.

Solo	Amostra	e_0 $\left(\frac{e_{0A}}{1,025}\right)$	σ'_{v0} (kPa)	e_A	σ'_{vA} (kPa)	e_B	σ'_{vB} (kPa)	C_0 (kPa)	ψ (kPa)	Ω
Sarapuí II	AM-02-V1	4,45	6,9	1,67	200	1,25	400	5,11	10189	3,9768
	AM-03-V1	4,51	10,3	1,83	200	1,43	400	-0,76	22907	4,5610
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	4,20	4,6	1,67	200	1,32	400	3,28	24407	4,8754
	AM-2-1	3,69	7,0	1,50	200	1,17	400	2,57	17263	4,8513
	AM-2-2	3,58	12,6	1,57	200	1,28	400	-6,28	51886	5,9226

Pode-se, agora, prosseguir com os passos restantes, lembrando que esses passos restantes serão aplicados apenas ao corpo de prova remoldado da amostra AM-01-V1 do depósito do Sarapuí II.

9) Ao final do estágio de carregamento AB, realizar o “laço” de descarregamento-recarregamento BCD gerando o mesmo valor de OCR do passo

(8), ou seja, $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)} / \sigma'_{v0} = \sigma'_{vB} / \sigma'_{vC} = \sigma'_{vD} / \sigma'_{vC}$.

Como discutido no passo anterior, do passo (9) em diante, o procedimento será aplicado somente ao corpo de prova remoldado da amostra AM-01-V1 do Sarapuí II, pois apenas nesta amostra será possível, com o procedimento descrito, restabelecer o trecho de recompressão.

O valor do $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)} / \sigma'_{v0}$ é, para o corpo de prova remoldado da amostra AM-01-V1, segundo a Tabela 4.14, igual a 1,23. Com este valor, pode-se prosseguir com o passo (10).

10) Com o “laço” BCD, determinar o índice de recompressão (C_r).

De acordo com este passo, ao chegar ao ponto **B**, correspondente a 800 kPa no ensaio em questão, deveria ser dado um ciclo de descarregamento-recarregamento (“laço”), gerado um $OCR = 1,23$. Isso não foi feito porque, como dito anteriormente, tais ensaios não foram executados visando o proposto nesta dissertação.

Embora não tenha sido feito o “laço” gerando um $OCR = 1,23$, foram realizados, tanto no corpo de prova indeformado quanto no corpo de prova remoldado, laços a partir da tensão vertical de 400 kPa. Tais laços foram executados descarregando-se os corpos de prova de 400 para 200 kPa e 200 para 100 kPa, fazendo-se o recarregamento na mesma sequência invertida de tensões.

É possível determinar, ainda que de maneira aproximada, o valor do índice de recompressão (C_r) correspondente a um $OCR = 1,23$. Para isso, foram tomadas a declividade da curva de descarregamento entre as tensões 400 kPa e 325 kPa e a declividade da curva de recarregamento também entre 325 kPa e 400 kPa, tendo-se obtido os valores praticamente iguais entre si e iguais a 0,1. Isso posto, pode-se seguir adiante para o passo (11).

11) Traçar pelo ponto (e_0, σ'_{v0}) uma reta de declividade C_r e determinar o ponto J.

Como, para o corpo de prova remoldado da amostra AM-01-V1 do depósito do Sarapuú II, o valor de $e_{0A} = 4,43$ e $e_0 = e_{0A}/1,025$, então $e_0 = 4,32$. Como $\sigma'_{v0} = 4,7$ kPa, deve-se “pendurar” agora a reta de declividade $C_r = 0,1$ a partir do ponto $(e_0, \sigma'_{v0}) = (4,32 ; 4,7)$ e determinar a interseção desta reta, no gráfico $e \times \sigma'_v$ ($\log$), com a curva de compressão virgem reconstruída.

De acordo com a Tabela 4.13, a equação da curva de compressão edométrica virgem da amostra AM-01-V1 é:

$$\sigma'_v = \frac{12683}{(1+e)^{4,2026}} - 4,53 \quad (4.10)$$

Já a equação da curva de recompressão que parte de $(4,32 ; 4,7)$, com declividade $C_r = 0,1$, se escreve:

$$-\frac{e-4,32}{\log(\sigma'_v)-\log(4,7)} = 0,1 \quad (4.11)$$

A interseção das expressões (4.10) e (4.11) dá o ponto **J**, cujas coordenadas são $e_J = 4,303$ e $\sigma'_{vJ} = 6,9 \text{ kPa}$.

12) A curva de compressão edométrica reconstituída será, então, *XJAB*.

A curva de campo reconstituída será, então, dada pelo segmento de reta **XJ** representando a recompressão, dada por:

$$X = (e_0 ; \sigma'_{v0}) = (4,32 ; 4,7) \text{ para } \sigma'_v < 6,9 \text{ kPa}$$

e a curva virgem **JAB** dada pela expressão (4.10) para $\sigma'_v \geq 6,9 \text{ kPa}$.

Ao término deste capítulo 4, é interessante comparar as curvas de campo, reconstruídas seguindo-se o procedimento descrito, com as curvas de compressão edométrica obtidas para as amostras indeformadas de qualidade e para os corpos de prova remoldados. Isso é feito nas Figuras 4.35 à 4.40.

Nas Figuras 4.35 a 4.40, foram usados, para o traçado das curvas de compressão edométrica referentes aos corpos de prova indeformados, os pares índice de vazios (e) – tensão vertical efetiva (σ'_v) apresentados na Tabela 4.6. Para o traçado das curvas de compressão edométrica ($e \times \sigma'_v$) dos corpos de prova remoldados, foram usados os valores apresentados na Tabela 4.9.

Para a curva de compressão edométrica reconstruída da amostra AM-01-V1 do Sarapuí II, apresentada na Figura 4.35, foram usadas as expressões (4.10) e (4.11).

Para as amostras AM-02-V1 e AM-03-V1 do depósito do Sarapuí II e para as amostras AM-1-1, AM-2-1 e AM-2-2, apresentadas nas Figuras 4.36 a 4.40, foram usados, para o traçado das curvas edométricas reconstruídas, os valores dos parâmetros C_0 , ψ e Ω mostrados na Tabela 4.15.

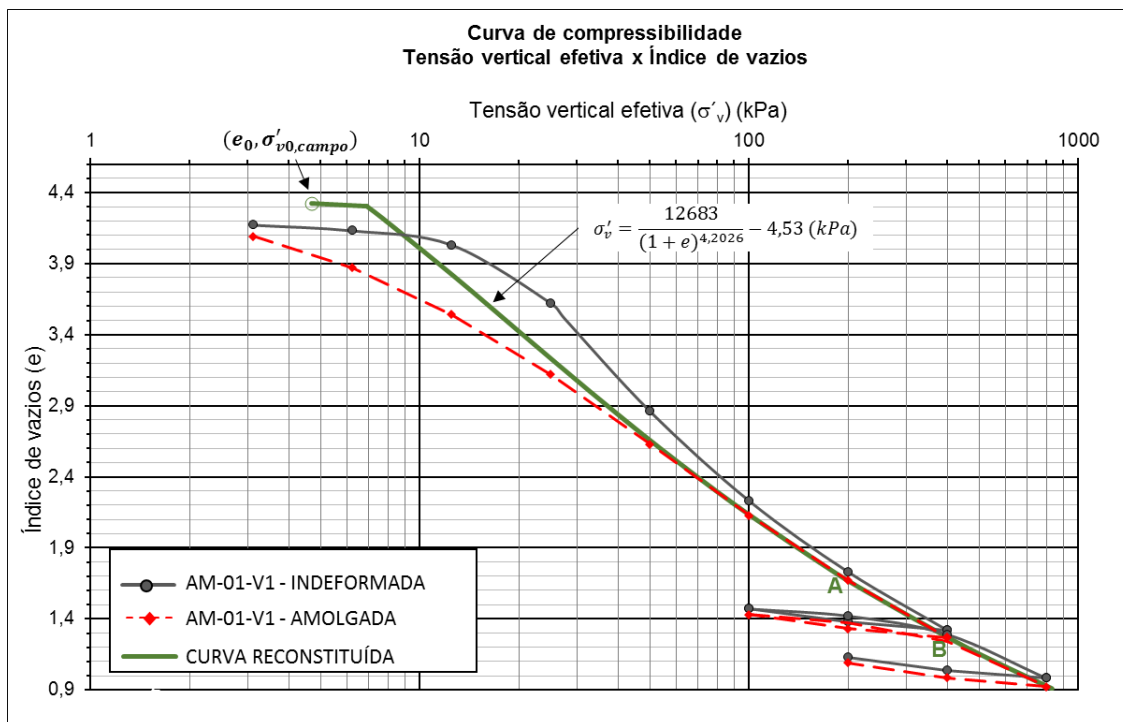


Figura 4.35 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Sarapuí II – AM-01-V1

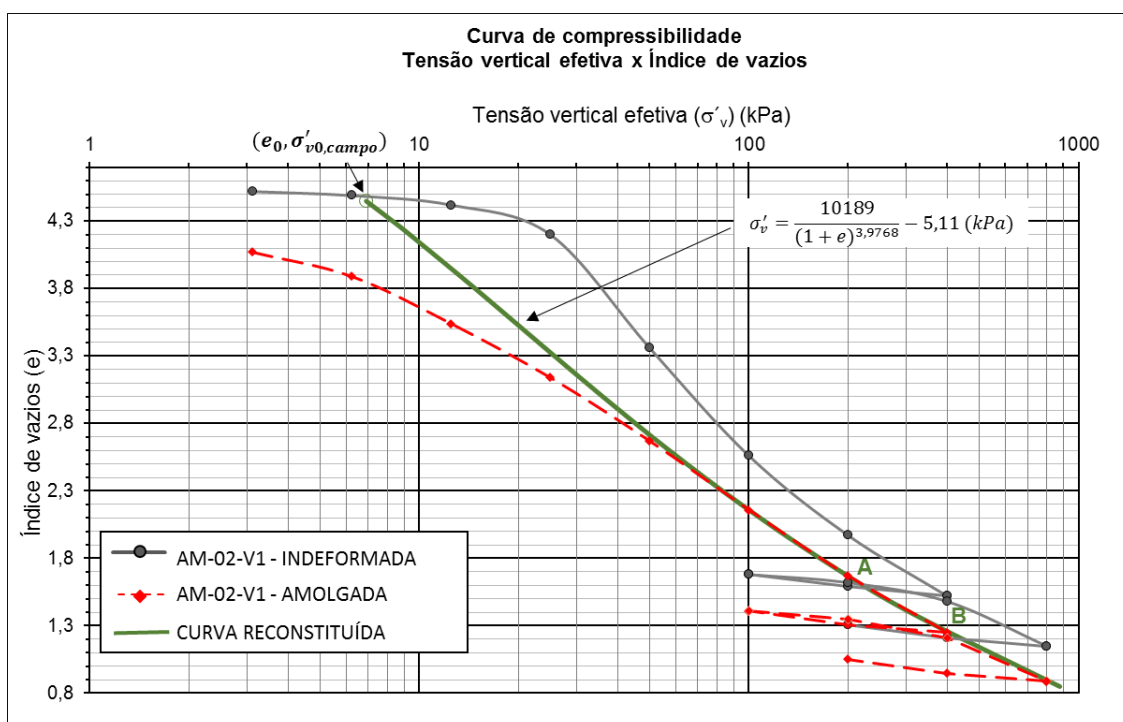


Figura 4.36 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Sarapuí II – AM-02-V1

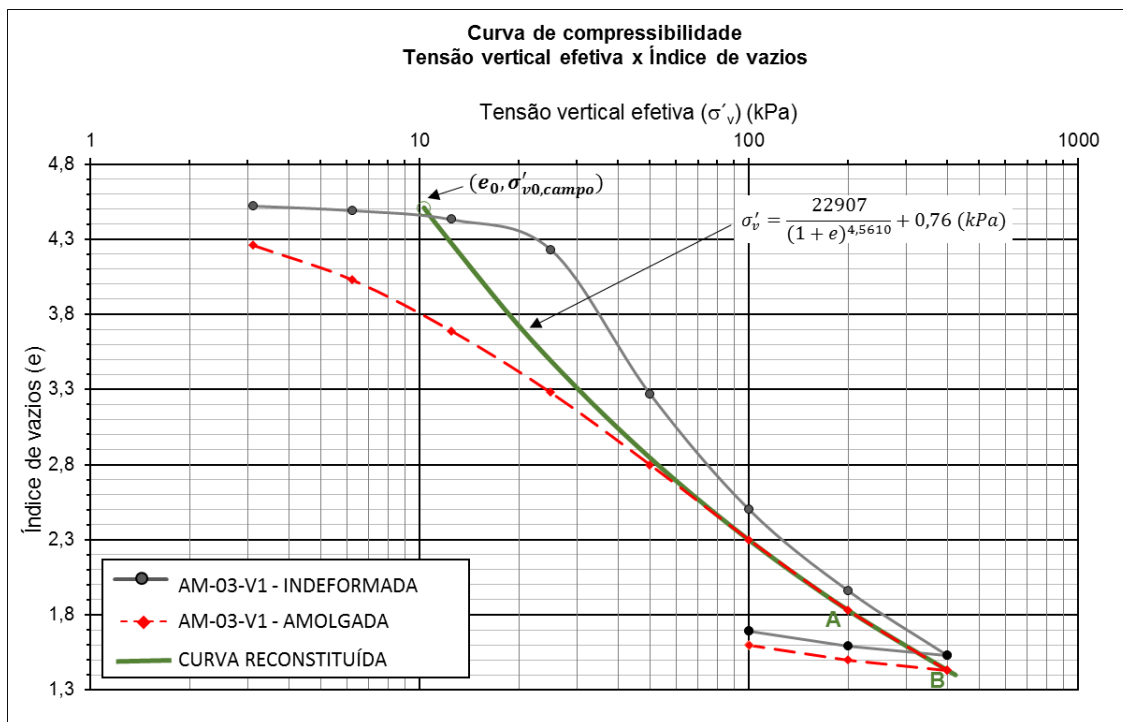


Figura 4.37 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Sarapuí II – AM-03-V1

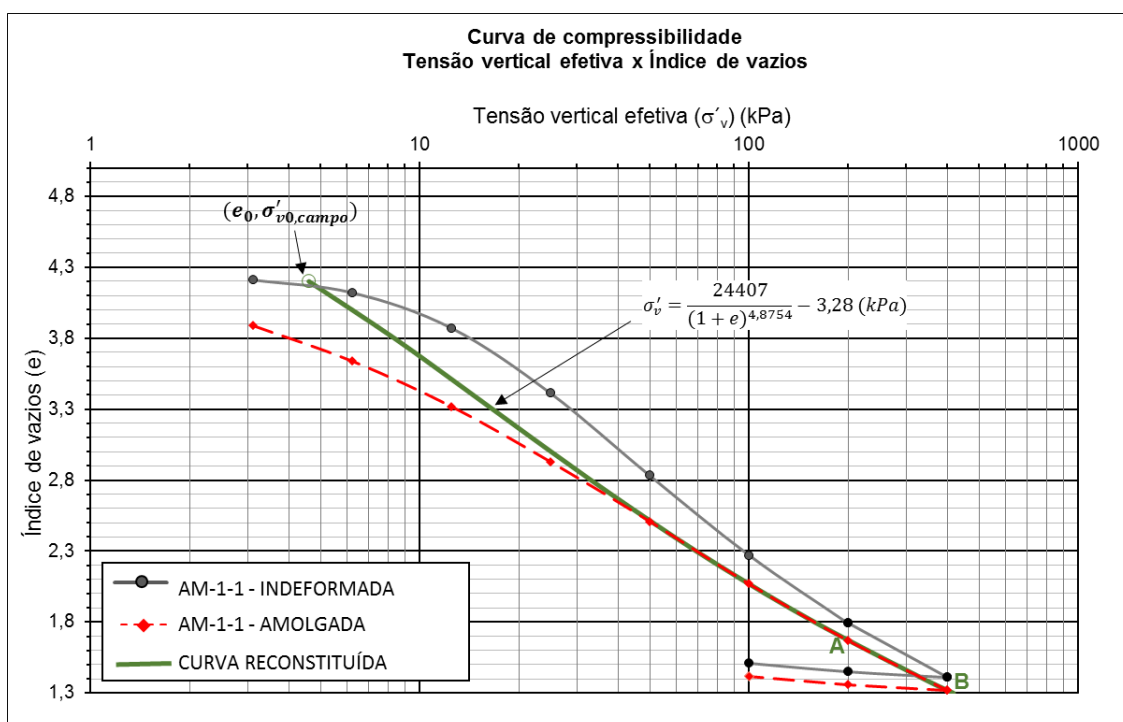


Figura 4.38 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-1-1

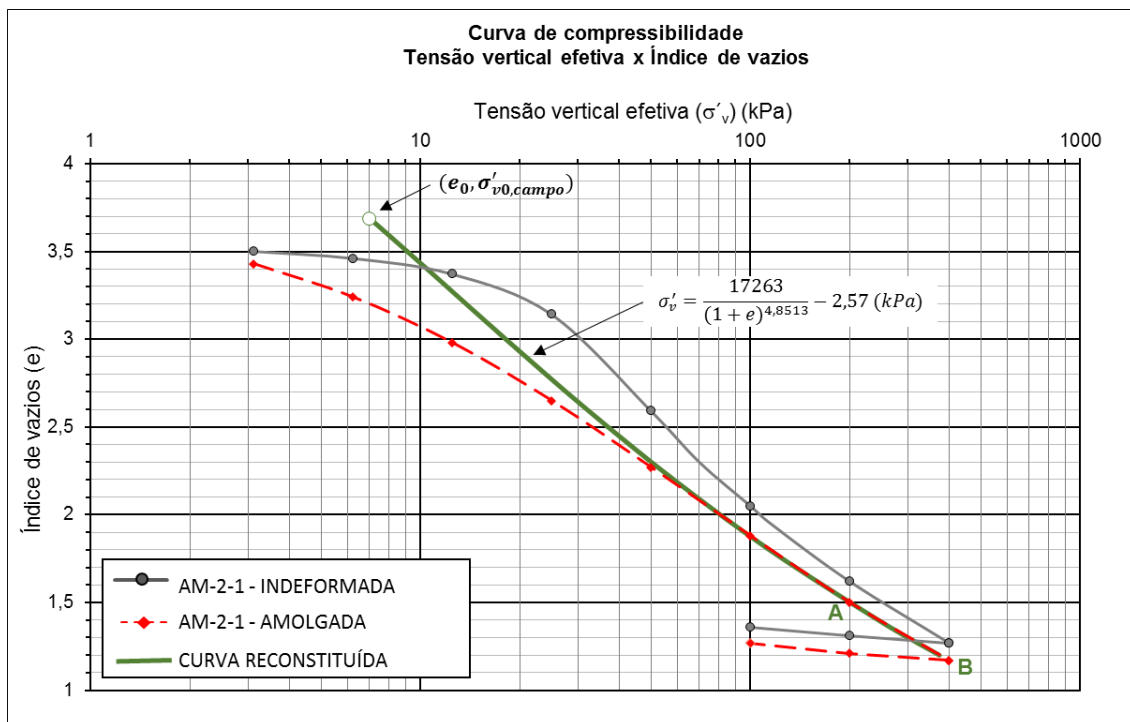


Figura 4.39 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-2-1

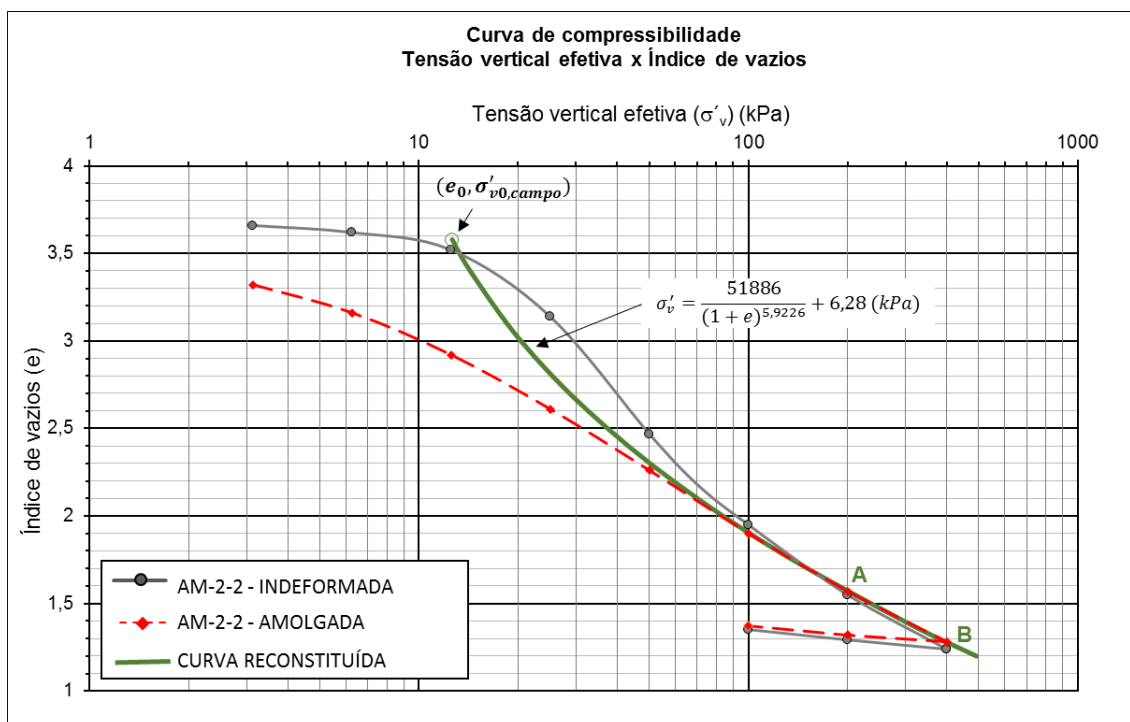


Figura 4.40 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Cluster Naval de Suape – AM-2-2

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

5.1 ANÁLISE DA ADEQUAÇÃO DA EXPRESSÃO PROPOSTA PARA REPRESENTAÇÃO DO TRECHO DE COMPRESSÃO VIRGEM DAS AMOSTRAS DE QUALIDADE

Neste item, discutir-se-á a adequação da expressão (3.2) às curvas edométricas experimentais das amostras de qualidade estudadas nesta dissertação.

Como dito anteriormente, a expressão (3.2), reapresentada a seguir sob o número (5.1) para maior comodidade do leitor, foi proposta por Martins (1983).

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} - C_0 \quad (5.1)$$

Ao chegar à expressão (5.1), Martins (1983), pág. 186, escreveu o seguinte:

“...pode-se argumentar que, para $\sigma'_v = 0$, é razoável imaginar que o índice de vazios (e) seja indeterminado, ou seja, grande o suficiente para não permitir o contato entre os grãos e fazer com que $\sigma'_v = 0$. Traduzida matematicamente, esta condição pode ser escrita como: para $\sigma'_v = 0$, $e = \infty$. Com isso a constante $C_0 = 0$ e a equação toma a forma...”

A equação à qual Martins (1983) se refere é a equação (5.1), e a forma que a equação toma, também referida no excerto acima, é a equação (5.2).

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} \quad (5.2)$$

Contrariamente à sua argumentação acima, de acordo com o que foi discutido no Capítulo 3, Martins (2013) reavaliou a sua argumentação, ponderando que deve existir um índice de vazios grande, porém finito, para o qual $\sigma'_v = 0$. Além disso, se $\sigma'_v = 0$ e se trata-se de uma argila sem coesão verdadeira, então, para $\sigma'_v = 0$, a resistência ao cisalhamento de tal argila deve ser nula. Isto conduz à conclusão de que tal argila estaria no estado líquido. Entretanto, em tal condição, a argila não está na

umidade correspondente ao limite de liquidez (w_l) porque, em tal consistência, aquela correspondente a 25 golpes no aparelho de Casagrande, ainda há uma resistência não-drenada apreciável (da ordem de 2 kPa). Tendo isso em mente que Martins (2013) sugeriu um limite de liquidez especial, definido nesta dissertação por w_l^* , correspondente ao maior índice de vazios que uma argila saturada pode apresentar. Tal valor do índice de vazios deixaria o solo no limite da passagem do estado plástico para o estado líquido de fato, com resistência ao cisalhamento ZERO.

Em vista do discutido acima, levando-se em conta a relação entre grau de saturação (S), índice de vazios (e), densidade dos grãos (G) e umidade (w) dada por $Se = Gw$ e considerando que, em argilas moles do tipo considerado nesta dissertação, $S = 100\%$, a constante C_0 pode ser escrita como:

$$C_0 = \frac{\psi}{(1+e_{max})^\Omega} \quad (5.3)$$

com $e_{max} = G \cdot w_l^*$, o que permite reescrever a expressão (5.1) como:

$$\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)^\Omega} - \frac{\psi}{(1+G \cdot w_l^*)^\Omega} \quad (5.4)$$

A expressão (5.4) faz com que, se $e = e_{max} = G \cdot w_l^*$, então $\sigma'_v = 0$, contornando o problema físico existente.

O item 4.3 procurou verificar se a expressão (5.1) é adequada para representar o trecho de compressão virgem das argilas moles estudadas nesta dissertação. Para isso, foram determinados, de acordo com a metodologia exposta também no item 4.3, os parâmetros C_0 , ψ e Ω , apresentados na Tabela 4.7.

Os resultados da verificação mencionada acima, apresentados nos gráficos das Figuras 4.6 a 4.22, mostraram um excelente ajuste da expressão (5.1) ao trecho virgem das curvas de compressão edométrica das amostras indeformadas estudadas.

Há, entretanto, um comentário importante a fazer. De acordo com o que foi discutido no capítulo 3 e relembrado acima, os valores de C_0 deveriam apresentar valores positivos para permitir a condição $\sigma'_v = 0$ quando $e = e_{max} = G \cdot w_l^*$. Assim, à exceção do corpo de prova da amostra AM-1-1 do Cluster Naval de Suape, cujo valor

de $C_0 = 1,27 \text{ kPa}$ (ver Tabela 4.7), muito próximo a zero, todos os demais valores para C_0 foram negativos.

Uma possível explicação para isso é o fato de a expressão (5.1) não levar em conta a estrutura da argila, mas apenas o arranjo traduzido pelo índice de vazios. Como se sabe, uma amostra amolgada pode apresentar o mesmo índice de vazios que uma amostra indeformada do mesmo solo. Aliás, esse é o efeito decorrente do amolgamento de uma amostra de argila saturada, já que o amolgamento é, em essência, distorção do solo que, sob tais condições, se dá de forma não drenada, ou seja, sob volume constante.

A discussão acima conduz naturalmente ao conceito de estrutura da argila, que não pode ser traduzida pelo índice de vazios. Esta estrutura pode ser entendida como o arranjo espacial em que se encontram os grãos de argila daquele depósito, a quem o processo milenar de formação conferiu, dadas as condições sob as quais a sedimentação ocorreu, aquela “disposição espacial geométrica” particular que se manifesta em seu comportamento geotécnico tensão-deformação-tempo.

Assim sendo, essa argumentação sugere que, se não for impossível, é muito difícil reconstituir a curva de compressão edométrica de uma argila estruturada baseado apenas no índice de vazios, ou no comportamento de amostras ditas amolgadas. Se esta tarefa é difícil, pelo menos é possível quantificar a estruturação de uma argila através da comparação das curvas de compressão edométrica de corpos de prova indeformados e remoldados da mesma argila.

Para entender o ponto acima, tomem-se, nas curvas de compressão edométrica da amostra AM-2-2 do Cluster Naval de Suape, para iguais valores dos índices de vazios (e), os valores das tensões verticais efetivas correspondentes ao corpo de prova remoldado (σ'_{vr}) e ao corpo de prova indeformado (σ'_{vi}). Tomem-se também as diferenças $\Delta\sigma'_v = \sigma'_{vi} - \sigma'_{vr}$, como mostra a Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Diferenças $\Delta\sigma'_v = \sigma'_{vi} - \sigma'_{vr}$ dos corpos de prova indeformado e remoldado, para índices de vazios iguais – amostra AM-2-2 Cluster Naval de Suape.

e	3,25	3,00	2,75	2,50	2,25	2,00	1,75
$\sigma'_{vr}(\text{kPa})$	4,5	10	19	30	50	80	138
$\sigma'_{vi}(\text{kPa})$	22	28,5	37	48	65	93	140
$\sigma'_{vi} - \sigma'_{vr}(\text{kPa})$	17,5	18,5	18	18	15	13	2

Com os dados da Tabela 5.1, pôde-se traçar os gráficos da Figura 5.1.

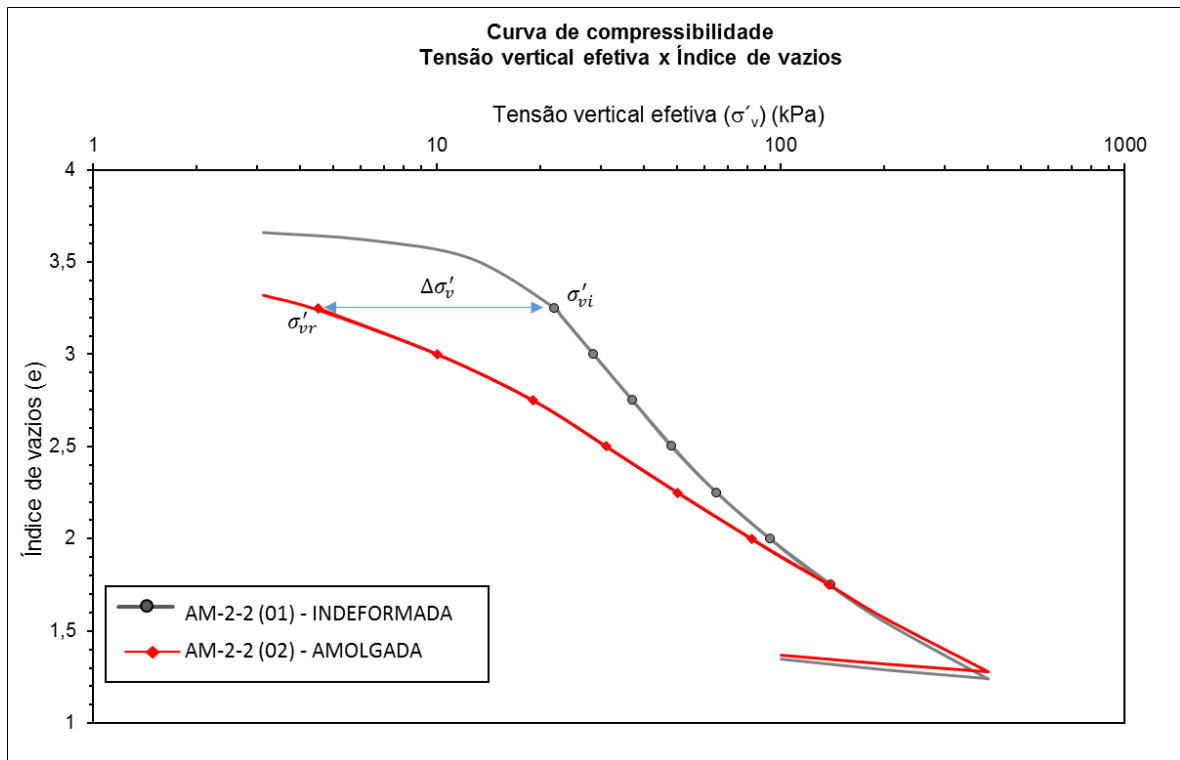


Figura 5.1 – Curvas de Compressibilidade da amostra AM-2-2 (Suape) com plotagem dos valores de tensão vertical efetiva para um mesmo índice de vazios.

Observando as curvas da Figura 5.1 e à luz do que foi discutido acima, pode-se quantificar o efeito da estrutura e defini-la, na compressão edométrica, como a capacidade que a amostra indeformada tem de, para um mesmo índice de vazios, suportar uma tensão vertical efetiva extra se comparada àquela suportada pela amostra remoldada.

O conceito do parágrafo acima pode ser ainda melhor entendido plotando-se o gráfico $\Delta\sigma'_v = \sigma'_{vi} - \sigma'_{vr} \times \sigma'_{vi}$, mostrado na Figura 5.2, e analisando-o conjuntamente com o gráfico da Figura 5.1.

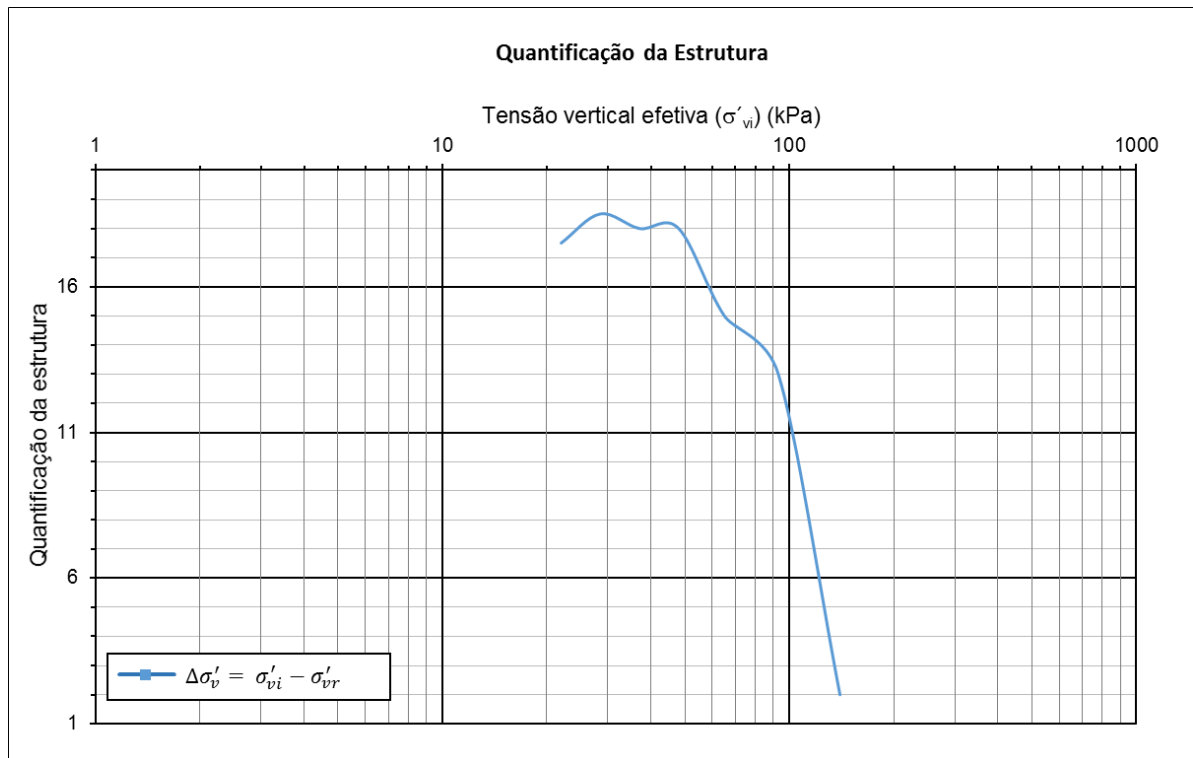


Figura 5.2 – Relação $\Delta\sigma'_v = \sigma'_{vi} - \sigma'_{vr} \times \sigma'_{vi}$

O gráfico da Figura 5.1 mostra que, à medida que a tensão vertical efetiva (σ'_v) aumenta, a curva de compressão edométrica associada ao corpo de prova indeformado se aproxima da curva do corpo de prova remoldado até que, a partir de uma determinada tensão vertical efetiva, ambas se juntam e prosseguem, dessa tensão em diante, numa só curva. Isso acontece por duas razões: pelo fato de a compressão impor distorções à amostra indeformada, quebrando sua estrutura original à medida que a compressão avança e pelo fato de a compressão ir reordenando o caótico arranjo das partículas do corpo de prova remoldado.

Esse mecanismo se revela também na Figura 5.2, quando a diferença $\sigma'_{vi} - \sigma'_{vr}$ aumenta, parece passar por um máximo na região da tensão de sobreadensamento para, depois, ir decrescendo até se tornar zero, o que ocorre, segundo Schmertmann (1955), para um índice de vazios $e \sim 0,42 e_{0A}$.

5.2 ÍNDICES DE RECOMPRESSÃO (C_r) OBTIDOS EM ENSAIOS SOBRE CORPOS DE PROVA INDEFORMADOS E REMOLDADOS

Embora este não seja um dos objetivos principais desta dissertação, optou-se por verificar a validade da hipótese de atribuir, aos corpos de prova indeformados, os

mesmos valores dos índices de recompressão (C_r) obtidos a partir da realização de “laços” de descarregamento-recarregamento sobre amostras amolgadas. Embora esse procedimento tenha sido usado por Schmertmann (1955) em seu procedimento para restabelecer a curva de compressão edométrica de campo, é conveniente verificar essa hipótese para as amostras aqui estudadas.

Baseado nas definições dos índices de recompressão (C_r) e de descompressão (C_s), dadas, respectivamente, pelas expressões (2.20) e (2.21), com a ajuda da Figura 2.5, podem-se calcular os seus valores como esquematizado na Figura 5.3 e apresentados na Tabela 5.2.

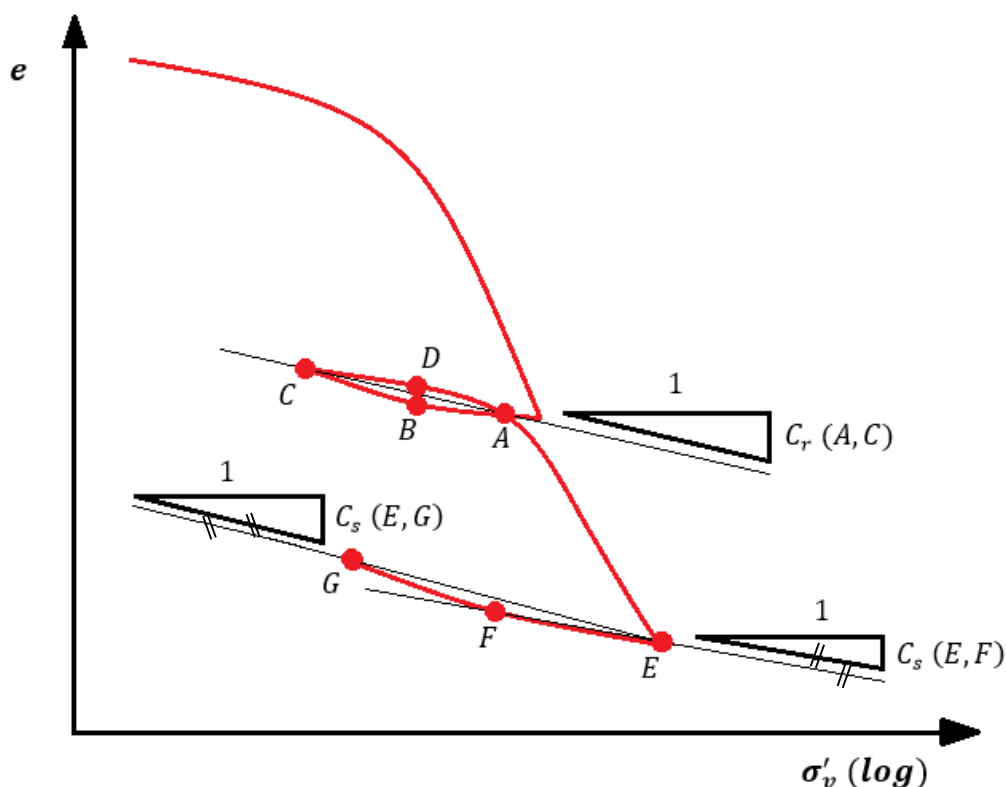


Figura 5.3 – Determinação dos índices de recompressão (C_r) e (C_s) correspondentes aos valores apresentados na Tabela 5.2.

Comparando-se os valores de (C_r) e (C_s) obtidos com os corpos de prova indeformados e remoldados, conclui-se que é razoável atribuir à curva de recompressão de campo, para fins práticos, os valores daqueles parâmetros obtidos de corpos de prova remoldados. Os erros cometidos em usar um em lugar do outro são muito pequenos, principalmente se comparados com as incertezas encontradas no procedimento descrito para a reconstrução da curva edométrica de campo.

Com esta observação, o procedimento admitido por Schmertmann (1955) de atribuir à curva edométrica de campo o mesmo índice de recompressão encontrado em ensaios sobre corpos de prova amolgados também encontra respaldo nos resultados obtidos com as amostras aqui estudadas.

Tabela 5.2 – Valores dos índices de recompressão (C_r) e (C_s).

Argila	Amostra	Corpo de prova	$C_r (A, C)$	$C_s (E, F)$	$C_s (E, G)$
Canal do Porto de Santos	SRA 203(4)	4A indeformado	-----	800 → 400	800 → 200
				0,100	0,149
		4B indeformado	-----	800 → 400	800 → 200
				0,100	0,149
		4C indeformado	300 → 200	800 → 400	800 → 200
			0,233	0,103	0,141
		4D remoldado	200 → 50	800 → 400	800 → 200
			0,150	0,100	0,149
	SRA 203(5)	5A indeformado	-----	800 → 400	800 → 200
				0,073	0,111
		5B indeformado	-----	800 → 400	800 → 200
				0,08	0,111
		5C indeformado	300 → 200	800 → 400	800 → 200
			0,115	0,066	0,100
		5D remoldado	200 → 50	800 → 400	800 → 200
			0,120	0,083	0,108
	SRA 203(6)	6A indeformado	-----	800 → 400	800 → 200
				0,100	0,149
		6B indeformado	-----	800 → 400	800 → 200
				0,132	0,149
		6C indeformado	640 → 400	800 → 400	800 → 200
			0,180	0,153	0,176
		6D remoldado	200 → 50	800 → 400	800 → 200
			0,218	0,110	0,154
Sarapuí II	AM-01-V1	indeformado	400 → 100	800 → 400	800 → 200
			0,270	0,193	0,246
		remoldado	400 → 100	800 → 400	800 → 200
			0,255	0,213	0,277
	AM-02-V1	indeformado	400 → 100	800 → 400	800 → 200
			0,298	0,199	0,266
		remoldado	400 → 100	800 → 400	800 → 200
			0,298	0,199	0,269
	AM-03-V1	indeformado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,199	0,266
		remoldado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,233	0,282

Tabela 5.2 – Valores dos índices de recompressão (C_r) e (C_s).

Argila	Amostra	Corpo de Prova	$C_r (A, C)$	$C_s (E, F)$	$C_s (E, G)$
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	indeformado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,133	0,166
		remoldado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,133	0,166
	AM-1-2	indeformado	-----	400 → 200	4200 → 100
				0,233	0,282
		remoldado	-----	400 → 200	200 → 100
				0,166	0,199
	AM-2-1	indeformado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,133	0,149
		remoldado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,133	0,166
	AM-2-2	indeformado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,133	0,183
		amolgado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,133	0,149
	AM-2-3	indeformado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,199	0,224
		amolgado	-----	400 → 200	400 → 100
				0,166	0,199

5.3 RECONSTITUIÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA DE CAMPO A PARTIR DE ENSAIOS SOBRE CORPOS DE PROVA REMOLDADOS

Foi discutido no item 5.1 que o ajuste da expressão (5.1) fornece, na quase totalidade dos ensaios aqui analisados, o valor da constante $C_0 < 0$. Isto significa que não se pode chegar à situação $\sigma'_v = 0$ com um índice de vazios finito.

De acordo com o que foi discutido anteriormente, o valor negativo da constante C_0 traduz a existência de um maior ou menor grau da estrutura do solo. Como não há como levar em consideração o conceito de estrutura numa equação algébrica do tipo da equação (5.1), a conclusão é a de que, baseado no modelo aqui apresentado, não é possível reconstruir a curva de compressão edométrica de campo a partir da curva obtida de uma amostra amolgada.

Entretanto, a conclusão externada no parágrafo acima não invalida o processo de “melhorar” a curva de compressão edométrica obtida de uma amostra de má qualidade. Isso ocorre porque é sempre possível obter, segundo o procedimento proposto, uma curva de compressão edométrica que esteja à direita e acima da curva de compressão edométrica experimental correspondente a uma amostra de má qualidade. Os motivos para que isso aconteça são:

- a) A curva edométrica obtida pelo procedimento descrito sempre passa pelo índice de vazios máximo, ao passo que a curva correspondente à amostra amolgada experimental sai do índice de vazios e_{0A} , abaixo da curva reconstituída, portanto.
- b) Como a curva reconstituída passa pelo ponto $(e = G \cdot w_l^* ; \sigma'_v = 0)$, seria desejável, em princípio, determinar o valor de w_l^* com acurácia. Não se sabe se o procedimento de prolongar a reta ajustada aos pontos nº de golpes x umidade, no ensaio de limite de liquidez, para determinar a umidade correspondente a 1 golpe, conduz, de fato, a um valor acurado do limite de liquidez físico real. De qualquer modo, por maior que seja o valor de w_l^* , o valor mínimo possível para C_0 , pela expressão (5.3) é $C_0 = 0$, o que implicaria $e = \infty$.
- c) Se a curva de compressão edométrica reconstituída com os pontos (e_A, σ'_{vA}) , (e_B, σ'_{vB}) e com a condição $C_0 = \frac{\psi}{(1+G \cdot w_l^*)^\Omega}$ passar à direita do ponto (e_0, σ'_{v0}) , então

pendura-se pelo ponto (e_0, σ'_{v0}) uma reta de declividade C_r e determina-se a interseção com a curva de compressão virgem já estabelecida. Com isso, obtém-se a curva de compressão edométrica reconstituída por completo.

- d) Como, no campo, um elemento de solo na profundidade z está no estado (e_0, σ'_{v0}) , a curva edométrica de campo que representa aquele elemento tem que, obrigatoriamente, passar pelas coordenadas (e_0, σ'_{v0}) . Assim, se o trecho virgem da curva reconstituída a partir dos pontos (e_A, σ'_{vA}) , (e_B, σ'_{vB}) e da condição $C_0 = \frac{\psi}{(1+G.w_l^*)^\Omega}$ passar à esquerda do ponto (e_0, σ'_{v0}) , tal curva deve ser abandonada e outra determinada com os pontos (e_A, σ'_{vA}) , (e_B, σ'_{vB}) e (e_0, σ'_{v0}) .
- e) Caso aconteça o descrito no item (d) a reconstituição indicaria um solo normalmente adensado. Neste caso, deve-se verificar o valor de C_0 . Se $C_0 \leq 0$, de alguma forma a estrutura estará representada, ainda que de forma parcial, e encerra-se o procedimento. Se $C_0 > 0$, procede-se como no item (f).
- f) Valores negativos de C_0 estão intimamente ligados à estrutura do solo. Quanto mais negativo o valor de C_0 , maior a importância da estrutura e mais deslocada para a direita a curva de compressão estará. Baseado no fato de que tais argilas moles têm estrutura, mas também baseado na argumentação de que não se pode quantificar essa estrutura pela expressão (5.1), pode-se, ao menos, usar o seu limite superior, deslocando-se ao máximo a curva para a direita sem, entretanto, atribuir-lhe um “valor para a estrutura”. Neste caso, reconstrói-se a curva de campo usando-se (e_A, σ'_{vA}) , (e_B, σ'_{vB}) e a condição $C_0 = 0$. Isso fará a nova curva passar à direita de (e_0, σ'_{v0}) . Assim, como passo final, bastará pendurar a partir de (e_0, σ'_{v0}) uma reta de declividade C_r , determinando-se a interseção com a curva de compressão edométrica virgem já estabelecida para obter a curva completamente reconstituída.

Estabelecidos os itens acima, devidamente comentados, pode-se, agora, resumir o procedimento geral e completo, contemplando todas as variantes. Isso é feito nos passos indicados em romanos a seguir, e apresentados do fluxograma apresentado na Figura 5.4.

Procedimento a ser seguido:

- i. Determinar w_l^* .
- ii. Determinar e_{0A} .
- iii. Determinar o ponto (e_0, σ'_{v0}) , admitindo-se $e_0 = e_{0A}/1,025$.
- iv. Realizar o ensaio de adensamento unidimensional carregando o corpo de prova até entrar francamente no trecho virgem.
- v. Carregar o corpo de prova além de σ'_{vA} cujo índice de vazios $e_A = 0,42 e_{0A}$.
- vi. Após o estágio correspondente a σ'_{vA} , carregar o ensaio para $\sigma'_{vB} = 2\sigma'_{vA}$.
- vii. Com (e_A, σ'_{vA}) , (e_B, σ'_{vB}) e $C_0 = \psi/(1 + G \cdot w_l^*)^\Omega$, determinar C_0 , ψ e Ω e traçar a curva correspondente ao trecho de compressão virgem.
- viii. Determinar $\sigma'_{vm}^{(*)}$ pela interseção da curva do item (vii) com a horizontal $e = e_0$.
- ix. Se $\sigma'_{vm}^{(*)} > \sigma'_{v0}$ e $C_0 \leq 0$, calcular $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)}/\sigma'_{v0}$ e realizar, a partir de σ'_{vB} , um “laço” de descarregamento-recarregamento com este OCR , determinando o índice de recompressão C_r . Se $\sigma'_{vm}^{(*)} \leq \sigma'_{v0}$, ir para o item (xii).
- x. Pendurar, a partir de (e_0, σ'_{v0}) , a reta de declividade C_r .
- xi. Determinar a interseção da reta do item (x) com a curva determinada no item (vii) e encerrar o processo.
- xii. Calcular novos parâmetros C_0 , ψ e Ω com os pontos (e_A, σ'_{vA}) , (e_B, σ'_{vB}) e (e_0, σ'_{v0}) .
- xiii. Se $C_0 \leq 0$, a reconstituição conduz a uma condição de solo normalmente adensado. Nesse caso não há trecho de recompressão e o processo está encerrado. Se $C_0 > 0$, ir para o item (xiv).
- xiv. Com os pontos (e_A, σ'_{vA}) e (e_B, σ'_{vB}) , calcular novos parâmetros ψ e Ω , considerando $C_0 = 0$, e traçar a nova curva para o trecho de compressão virgem.
- xv. Determinar $\sigma'_{vm}^{(*)}$, interseção entre a curva do item (xiv) com a horizontal $e = e_0$.
- xvi. Calcular $OCR = \sigma'_{vm}^{(*)}/\sigma'_{v0}$ e realizar, a partir de σ'_{vB} , um “laço” de descarregamento-recarregamento com este OCR , determinando o índice de recompressão C_r .
- xvii. Pendurar, a partir de (e_0, σ'_{v0}) , a reta de declividade C_r (associado ao OCR determinado no item (xvi)).
- xviii. Determinar a interseção da reta do item (xvii) com a curva determinada no item (xiv), obtendo assim a curva reconstituída completa.

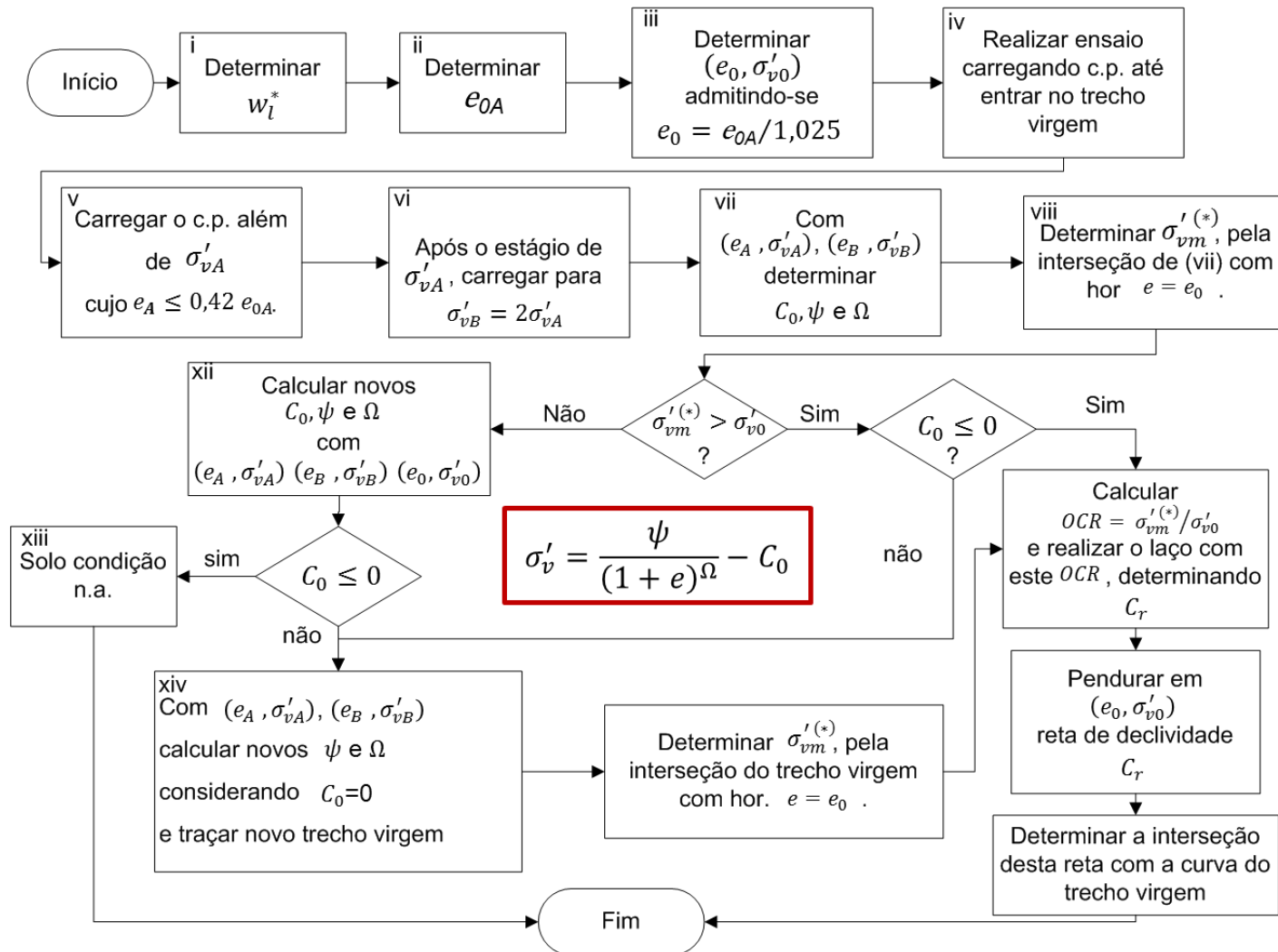


Figura 5.4 – Fluxograma de Mapeamento do Processo de Reconstituição da Curva Edométrica

Aplicando o procedimento dos passos (i) à (xviii) às amostras AM-01-V1, AM-02-V1 e AM-03-V1 do Sarapuí II e AM-1-1, AM-2-1 e AM-2-2 do Cluster Naval de Suape, obtêm-se as curvas reconstituídas cujos parâmetros estão apresentados na Tabela 5.3 e cujos gráficos estão apresentados com as curvas dos corpos de prova indeformados e amolgados, para comparação, nas Figura 5.5 à Figura 5.10.

Tabela 5.3 – Reconstrução das curvas de campo das amostras consideradas normalmente adensadas.

Solo	Amostra	$\frac{e_0}{\left(\frac{e_{0A}}{1,025}\right)}$	σ'_{v0} (kPa)	C_r	σ'_{vm} (kPa)	C_0 (kPa)	ψ (kPa)	Ω
Sarapuí II	AM-01-V1	4,32	4,7	0,10	6,9	0	13261	4,2708
	AM-02-V1	4,45	6,9	0,20	11,5	0	10676	4,05
	AM-03-V1	4,51	10,3	-	10,3	-0,76	22907	4,5610
Cluster Naval de Suape	AM-1-1	4,20	4,6	0,13	7,6	0	25408	4,9329
	AM-2-1	3,69	7,0	0,13	9,5	0	17762	4,8964
	AM-2-2	3,58	12,6	-	12,6	-6,28	51886	5,9226

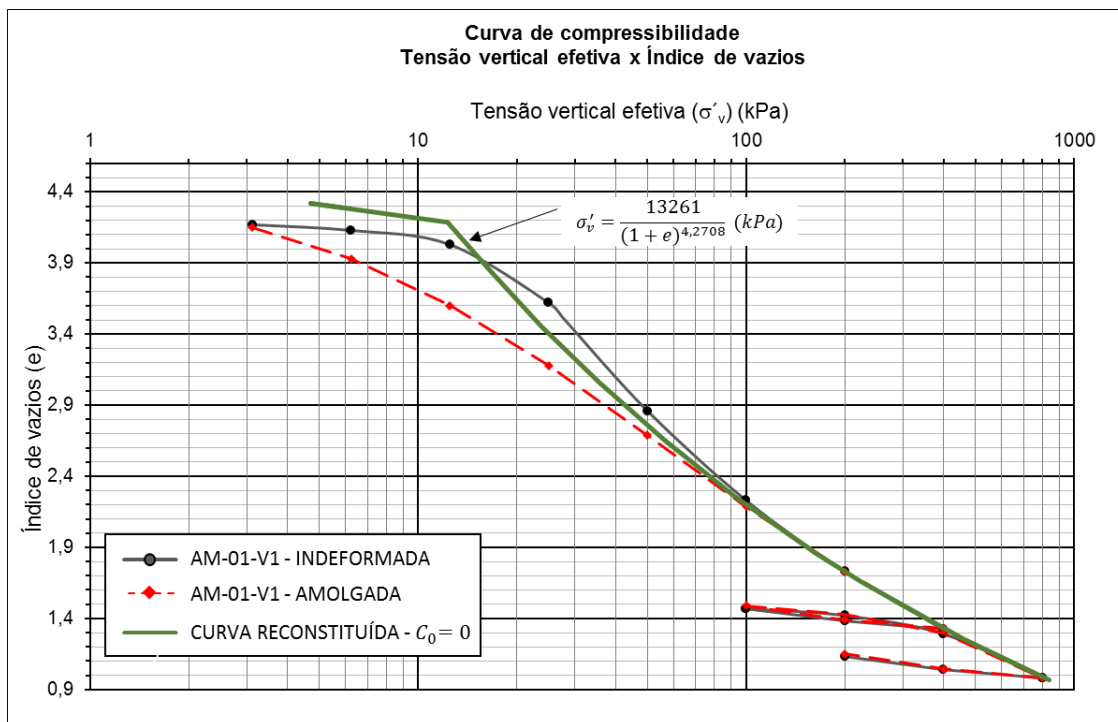


Figura 5.5 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Sarapuí II – AM-01-V1

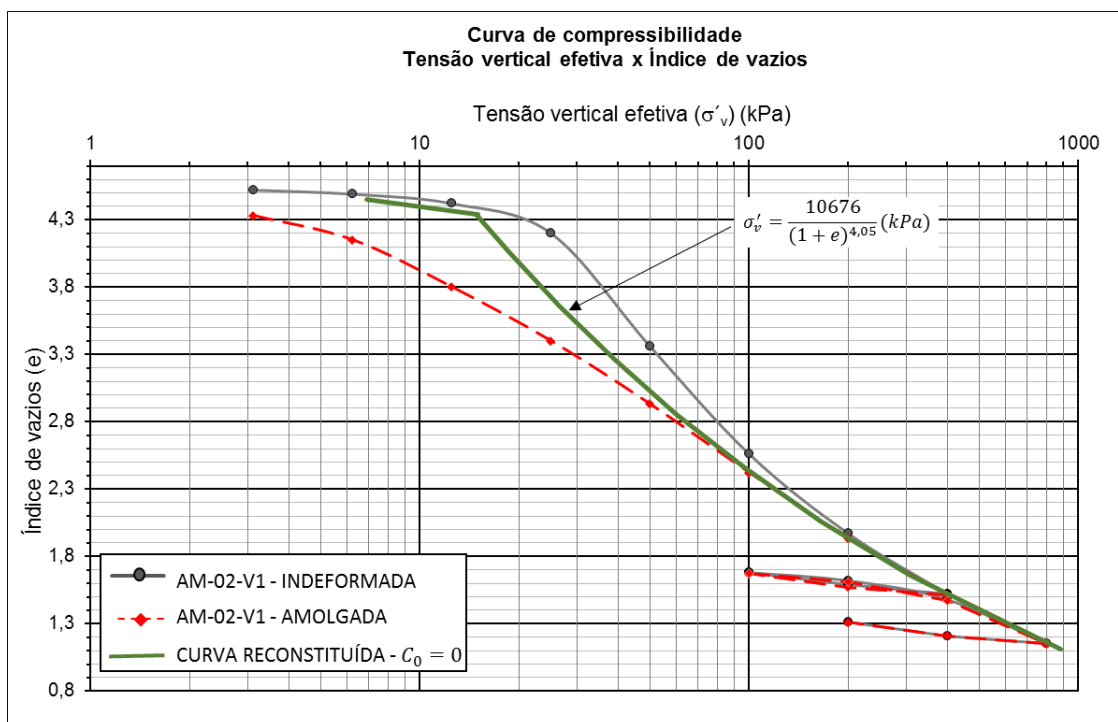


Figura 5.6 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Sarapuí II – AM-02-V1

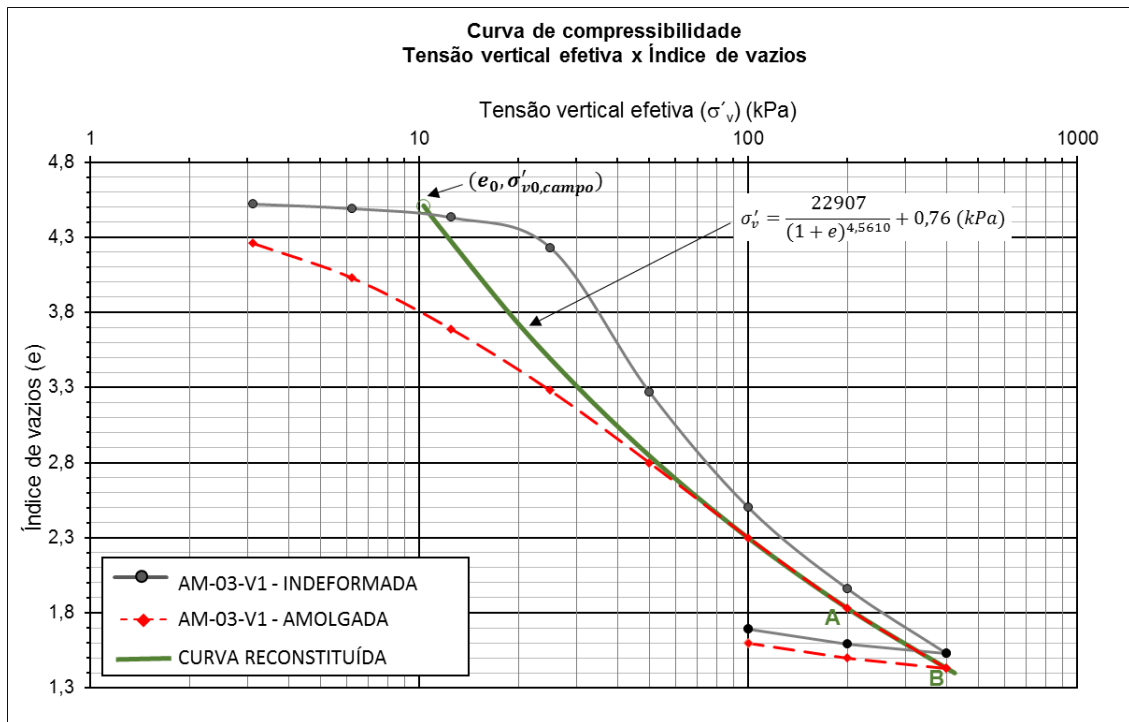


Figura 5.7 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Argila do Sarapuí II – AM-03-V1

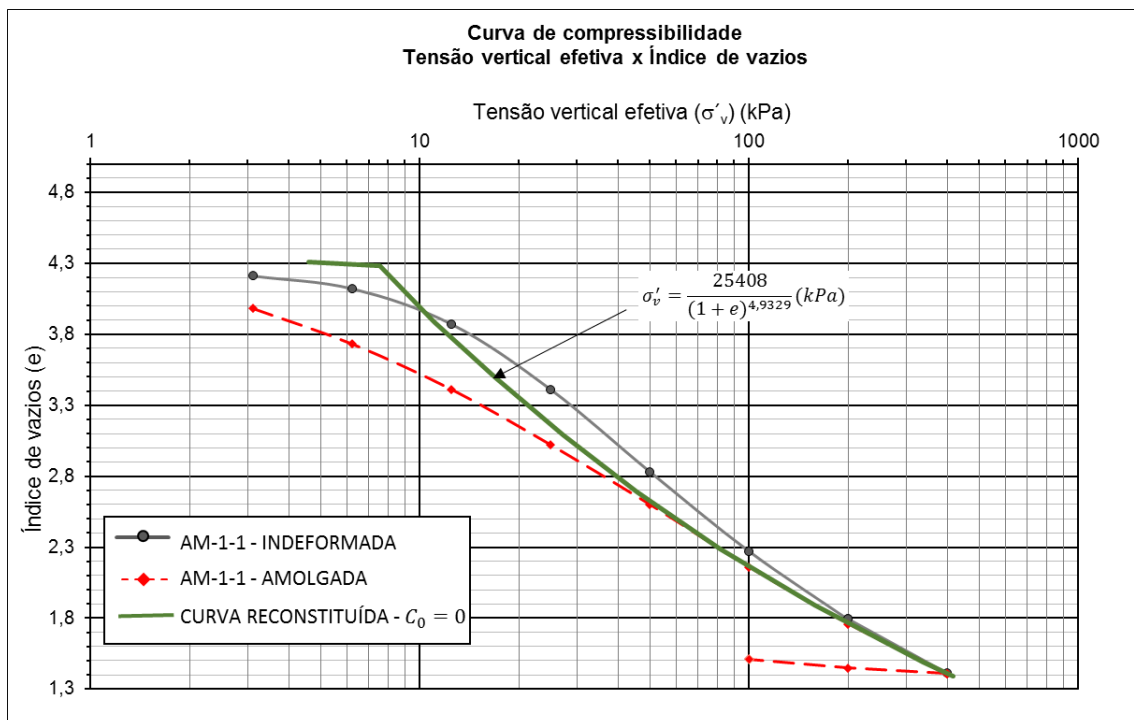


Figura 5.8 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Cluster Naval de Suape – AM-1-1

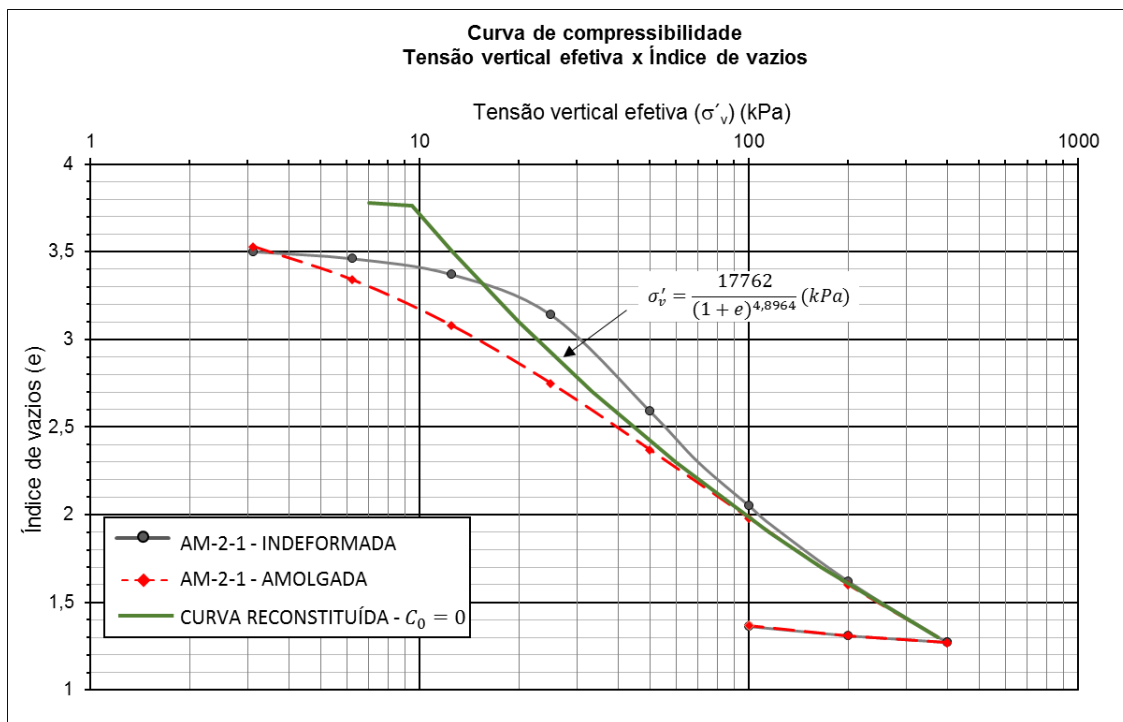


Figura 5.9 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Cluster Naval de Suape – AM-2-1

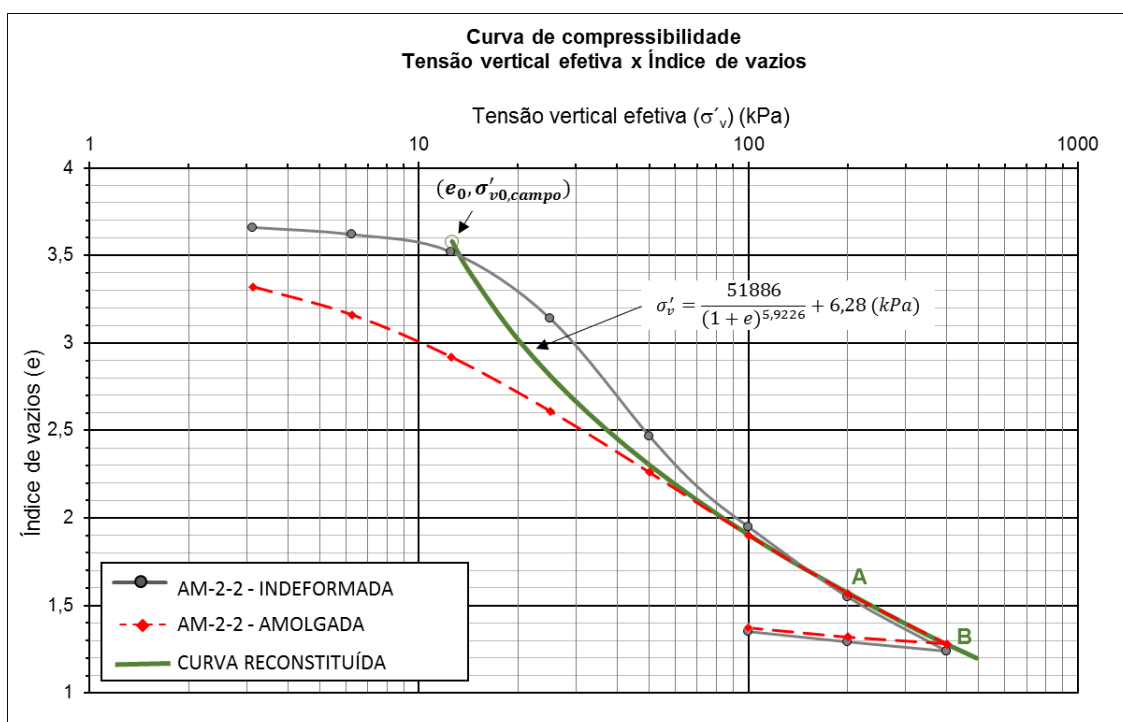


Figura 5.10 – Reconstituição da curva de compressão edométrica
Cluster Naval de Suape – AM-2-2

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como conclusões deste trabalho, podem-se citar:

- 1) A expressão $\sigma'_v = \frac{\psi}{(1+e)\Omega} - C_0$ ajusta-se de forma excelente à curva de compressão edométrica virgem de corpos de prova de boa qualidade. Esta representação é adequada mesmo nos casos em que a argila apresente estrutura, o que se dá através do valor negativo da constante C_0 . Em função disto, a referida expressão é adequada para uso em modelos teóricos que necessitam de uma relação que expresse o índice de vazios (e) como função da tensão vertical efetiva (σ'_v) para o trecho virgem.
- 2) Uma quantificação da estrutura de uma dada argila pode ser feita tomando-se as distâncias horizontais entre as curvas de compressão edométrica para corpos de prova indeformados de boa qualidade e remoldados. Essas distâncias, dadas pelas diferenças $\sigma'_{vi} - \sigma'_{vr}$, vão diminuindo em virtude da destruição da estrutura da amostra indeformada à medida que a compressão avança, até se tornar zero, quando as curvas se juntam em uma só.
- 3) Para as amostras estudadas nesta dissertação, sempre que $e \leq 0,42 e_{0A}$, as curvas de compressão edométrica referentes aos corpos de prova indeformados e remoldados podem ser consideradas como coincidentes para as tensões verticais efetivas dali em diante. Isto significa que há amostras em que esta junção pode se dar para valores do índice de vazios maiores que $0,42 e_{0A}$. Entretanto, $e \leq 0,42 e_{0A}$ é condição suficiente para que se possa considerar, dali em diante, uma única curva de compressão edométrica, seja o corpo de prova indeformado ou amolgado.
- 4) Em seu processo de reconstituição da curva edométrica de campo, o procedimento admitido por Schmertmann (1955) de atribuir à curva de campo o mesmo índice de recompressão (C_r) encontrado em ensaios sobre corpos de prova amolgados, encontrou respaldo nos resultados obtidos com as amostras aqui estudadas.

- 5) Baseado no que foi discutido e apresentado no item 5.3 e tendo feito as modificações que se mostraram necessárias, pôde-se resumir o procedimento para reconstituição da curva edométrica de campo aos passos (i) à (xviii) ao fim do Capítulo 5.

Embora o procedimento tenha se mostrado eficiente para “melhorar” as condições de uma curva de compressão edométrica oriunda de uma amostra de má qualidade, ele não substitui a boa prática da engenharia, que aponta sempre no sentido da retirada de amostras de qualidade.

Como sugestões para futuras pesquisas, pode-se enumerar:

1. Realizar um programa de ensaios de adensamento unidimensional exclusivamente dirigido para testar os passos do procedimento proposto nesta dissertação.
2. Estudar a evolução da diferença $(\sigma'_{vi} - \sigma'_{vr})$, que parece ser um bom indicativo, ainda não explorado, para a avaliação da qualidade de uma amostra.
3. Aplicar o procedimento proposto a amostras não só remoldadas, mas às indeformadas de má qualidade.
4. Estudar como é o comportamento do gráfico *número de golpes x w* quando o número de golpes é menor do que 10. Esse estudo se presta a verificar se seria válido o procedimento de determinar w_l^* para um golpe assim como se admitiu neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, V.N., 2008 *“Características de adensamento da Argila do canal do porto de Santos na região de Barnabé”* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., 2010, *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*, Ed. Oficina de Textos, 1ª edição, São Paulo, Brasil.

ANDRADE, M.E.S., 2009 *“Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos”* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L., 1978, *“The Mechanics of Soils, An Introduction to Critical State Soil Mechanics”*, London, McGraw-Hill.

BUTTERFIELD, R., 1979, *A Natural Compression Law for Soils (an Advance on $e - \log p$)*, Technical note, Géotechnique, Vol. 29, No. 4, pp. 469 - 480

CASAGRANDE, A (1936), *The Determination of the Pre-Consolidation Load and its Practical Significance*, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Vol.3, pp. 60-64

COUTINHO, R. Q., 1976, *“Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense”*, Dissertação de 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.

JÁKY, J., 1948, *Earth Pressure in Soils*, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICSMFE, Londres, Vol. 1 pp103-107

JANNUZZI, G.M.F., 2009, "*Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Atraves de Ensaio de Campo*" Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

JANNUZZI, G.M.F., 2013, "Inovadoras, Modernas e Tradicionais Metodologias Para a Caracterização Geológico-Geotécnica da Argila Mole de Sarapuí II". Dissertação de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

KEZDI, A. (1974), Handbook of soil mechanics – Volume I – soil physics. Joint ed. Published by Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam and Akademiai Kiadó, Budapest.

LADD, C. C., 1973, "*Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils*", Revised Version of a Paper Originally Prepared for MIT 1971, Special Summer Program, 1.34s", Soft Ground Construction";

LADD, C.C., & 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.

LOUISE, R.B., 2011, "Contribuição ao Estudo dos Recalques por Adensamento Unidimensional", Trabalho de Conclusão de Curso, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

LUNNE, T., BERRE, T. & STRANDVIK, S., 1997, "Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay", Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed), Balkema, Rotterdam.

MASSAD, F., 1999, "Baixada Santista: Implicações na História Geológica no Projeto de Fundações", Solos e Rochas, vol.22, pp.3-49.

MARTINS, I.S.M.,1983, “*Sobre uma Nova Relação Índice de Vazios – Tensão em Solos*”, Dissertação de M.Sc., UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

MARTINS, I.S.M.,1992, “Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados, Tese de D.Sc., UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A., 1994, “*Sobre a Relação Índice de Vazios - Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional*”, Solos e Rochas, vol.17, n.3, pp.157-166, São Paulo.

MARTINS, I. S. M., 2012, *Ensaio de Solos em Laboratório das Amostras Retiradas no Local do Cluster Naval de Suape*. Relatório PEC 16036, Fundação COPPETEC, Rio de Janeiro, RJ

MARTINS, I.S.M., 2013, Comunicação Pessoal.

MARTINS, I.S.M., 2015, Comunicação Pessoal.

MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. 1982, “*K₀-OCR Relationship in Soil*”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.108, n. GT6 (June), pp. 851-872;

NBR6459/84 – “*Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR7180/84 – “*Solo – Determinação do Limite de Plasticidades – Método de ensaio*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR9820/97 – “*Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagens*”. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

OLIVEIRA, F.S., 2011, "Avaliação de Propostas para Estimativa de Parâmetros de Compressibilidade de Argilas Moles", Trabalho de Conclusão de Curso, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

PACHECO SILVA, F., 1970, *Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Pressão de Pré-Adensamento de uma Amostra de Solo*, Anais; IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Guanabara, Vol. 2, pp. 219-223

PINTO, C.S., 2000, *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*, Ed. Oficina de Textos, 3ª Edição, São Paulo, Brasil.

DA SILVA, 2013, "*Estimativa do Índice de Compressão de Argilas Moles da Costa Brasileira a partir de Ensaios de Caracterização*", Dissertação de M.Sc., UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

SCHMERTMANN, J. H., 1955. "The undisturbed consolidation behavior of clay". Trans. Soc. Civ. Eng., 120:1201-1233, 1955.

SKEMPTON, A. W., 1944, "Notes on the Compressibility of Clays", *Quarterly Journal of the Geological Society*, v. 102(1-4), pp. 205-209.

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. & PECK, R.B., 1962, "*Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia*", Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962

TAYLOR, D. W., 1948, *Fundamentals of Soil Mechanics*, Ed. John Wiley and Sons, 1ª edição, New York, USA.

VILLAÇA E GARCIA, 2000, *Introdução à Teoria da Elasticidade*, COPPE/UFRJ, 4ª Edição, Rio de Janeiro, RJ, Brasil