

O EFEITO TRIDIMENSIONAL E DE FLUÊNCIA NOS RECALQUES DE FUNDAÇÕES
EM ARGILA: O MÉTODO DE SKEMPTON E BJERRUM REVISITADO

Gustavo Santos Domingos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA
CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2008

Livros Grátis

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

Milhares de livros grátis para download.

DOMINGOS, GUSTAVO SANTOS

O Efeito Tridimensional e de Fluência nos
Recalques de Fundações em Argila: O Método
de Skempton e Bjerrum Revisitado
[Rio de Janeiro] 2008.

XXII, 152 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 2008)

Dissertação – Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE.

1. Fundações
2. Recalques
3. Comportamento de Argilas
 - I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

DEDICATÓRIA

Aos meus Pais, José Domingos e Santaninha Domingos,
por terem feito em mim, simplesmente ou de forma simples, o homem que sou.

"Um homem precisa viajar. Por sua conta, não por meio de histórias, imagens, livros ou TV. Precisa viajar por si, com seus olhos e pés, para entender o que é seu. Para um dia plantar as suas árvores e dar-lhes valor. Conhecer o frio para desfrutar o calor.

E o oposto. Sentir a distância e o desabrigo para estar bem sob o próprio teto. Um homem precisa viajar para lugares que não conhece para quebrar essa arrogância que nos faz ver o mundo como o imaginamos, e não simplesmente como é ou pode ser; que nos faz professores e doutores do que não vimos, quando deveríamos ser alunos, e simplesmente ir ver"

Amyr Klink

(Extraído do livro "Mar sem fim: 360° ao redor da Antártica". São Paulo, Companhia das Letras, pp. 76-77, 2000)

AGRADECIMENTOS

Agradeço, apesar dos momentos em que questiono a minha fé, a força maior que me concedeu a chance de chegar até aqui: Deus.

Aos meus pais, José Domingos e Santaninha Domingos, detentores da luz que me direcionava para o bem, o respeito ao próximo, a verdade acima de qualquer dificuldade. Obrigado por tudo e desculpa as falhas desse seu filho teimoso. Ao meu irmão Tiago Domingos que vivenciou comigo os momentos, de alegrias e poucas alegrias, em família. A minha tia e madrinha Luizete Vieira por ser nosso alicerce quando precisávamos de um abrigo.

Agradeço aos professores Francisco Lopes e Ian Schumann por todas as horas dispensadas para me orientar e pela amizade desenvolvida durante esse tempo. Seus ensinamentos estarão sempre presentes na minha vida, como espero poder continuar a aprender com vocês.

Aos meus grandes incentivadores dessa empreitada de vida e profissão: o amigo Igor Oliveira, pela paciência em ouvir e discutir nossas filosofias de caminhos e existência; Carlos Rezende Jr., amigo de discussões técnicas sobre Geotecnia e vida desde nossos tempos de graduação e estágio; aos professores, e também amigos, Demóstenes Cavalcanti, Erinaldo Cavalcante e Jorge Lima, aos quais tenho admiração e respeito, como pessoas e profissionais retos e comprometidos com o que fazem.

Agradeço a receptividade dos colegas e professores da COPPE/UFRJ, pois num país como o nosso, em que as diferenças não se restringem a fenômenos naturais e comportamentais, mas também à necessidade do orgulho e do ego humano em superpor valores vis, eu, um nordestino de coração, encontrei aqui uma nova família.

Agradeço aos amigos que me receberam no primeiro contato aqui no Rio, bem como aos que continuei tendo contato diário, nas conversas, divisões de tarefas domésticas e das contas do apartamento 305: Euler Wagner, Danilo Lawinsk, George Ainsworth, Ábia Jamni e Christian Matos.

A Cescyle Silva por ouvir atenciosamente minhas reclamações constantes sobre a vida e não me achar um chato (pois sou). Por abrir aquele sorriso largo que me faz ver que a felicidade existe e pela paciência em discutir Geotecnia comigo.

Não agradecendo, mas expondo a minha emoção em ter como amigos pessoas que conheci durante esses dois anos e que fizeram parte dos meus dias, filosofando sobre vida, música, mulher, engenharia e geologia. Vitor Aguiar e Francisco Crescêncio Jr.

Ao professor Márcio Almeida pelas dúvidas tiradas sobre o Modelo Cam-clay com a paciência e a atenção de um orientador. Ao professor Fernando Danziger pelo humanismo com que trata cada um de seus alunos, inclusive a mim.

A todos aqueles que me apoiaram, tais como tios, primos e amigos de longas datas. Vocês são tantos que poderia excluir alguém, se tentasse listar todos. Mas aí vai a minha sincera gratidão por tudo que fizeram por mim, ao menos em bons pensamentos e bons desejos.

Agradeço aos professores Marcus Pacheco e Márcio Almeida, membros da banca, por aceitarem me avaliar.

À CAPES pelo apoio financeiro.

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

O EFEITO TRIDIMENSIONAL E DE FLUÊNCIA NOS RECALQUES DE FUNDAÇÕES
EM ARGILA: O MÉTODO DE SKEMPTON E BJERRUM REVISITADO

Gustavo Santos Domingos

Junho/2008

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes
Ian Schumann Marques Martins

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta uma revisão do método de estimativa de recalques de fundações em argila proposto por SKEMPTON e BJERRUM (1957). Utilizando a Teoria dos Estados Críticos, é sugerida uma reformulação do método incorporando: o parâmetro de poro-pressão, baseado no trabalho de HENKEL (1958), e o Fator de Segurança da fundação. No caso do parâmetro de poro-pressão é determinante o OCR da argila. Sabendo que o método originalmente proposto só trata dos recalques imediato e por adensamento primário, faz-se uma estimativa da compressão secundária, baseada nos estudos desenvolvidos pelo Grupo de Reologia das Argilas da COPPE/UFRJ. De acordo com esses estudos, existe uma linha paralela à linha de fim da compressão primária, na curva de compressibilidade e *versus* $\sigma'_v(\log)$, que representa o fim da compressão secundária. Esta linha está relacionada a um OCR e a uma velocidade de deformação nula. São estudados casos de obras em Santos e um aterro no Rio de Janeiro, com o intuito de avaliar a metodologia de cálculo. Os estudos indicam que a metodologia proposta é capaz de prever os recalques finais de estruturas e aterros apoiados em solos argilosos.

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

THE TRIDIMENSIONAL EFFECT AND CREEP ON THE SETTLEMENT OF
FOUNDATIONS ON CLAY: A REVIEW OF SKEMPTON AND BJERRUM'S METHOD

Gustavo Santos Domingos

June/2008

Advisors: Francisco de Rezende Lopes
Ian Schumann Marques Martins

Department: Civil Engineering

This work presents a review of the method to estimate settlements of foundations on clay proposed by SKEMPTON and BJERRUM (1957). Using The Critical State Theory, a change in the method is suggested, including: the pore pressure parameter, based on Henkel's (1958) work, and the Safety Factor of the foundation. For the pore pressure parameter, the *OCR* of clay is most relevant. As the method originally proposed is known for immediate settlements and primary consolidation, an estimate of secondary compression, based in studies of Reological Researches of clays of COPPE/UFRJ is included. In these studies, there is a line parallel to the line of end-primary-compression, in the compressibility curve e versus $\sigma'_v(\log)$, which represents the end-of-secondary compression. This line is related to an *OCR* and to zero velocity of deformation. Studies of buildings in Santos and an embankment in Rio de Janeiro, for the validation of the method, were carried out. The studies indicate that the proposed methodology is capable of predicting the final settlement of buildings and embankments on clayey soils.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
Motivação	1
Objetivos.....	1
Metodologia da Pesquisa	2
Estrutura da Dissertação	2
CAPÍTULO 2 - UMA BREVE REVISÃO SOBRE RECALQUES	3
2.1 O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E SUAS IMPLICAÇÕES	3
2.1.1 Corolários do Princípio das Tensões Efetivas (ATKINSON e BRANSBY, 1978)	4
2.2 ESTIMATIVA DE RECALQUES DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E ATERROS	4
2.2.1 Métodos de estimativa de recalques para fundações superficiais.....	6
2.2.2 Recalques imediatos e recalques por adensamento	7
2.2.3 Correção da curva de evolução dos recalques no tempo para carregamento linearmente crescente durante o período construtivo.....	9
2.3 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE RECALQUES EM SOLOS ARGILOSOS.....	10
2.4 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E NORMALIZAÇÃO DE PARÂMETROS	15
2.4.1 Parâmetros normalizados	18
2.5 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE RECALQUES EM SOLOS ARGILOSOS	19
2.6 A CONTRIBUIÇÃO DE SKEMPTON E BJERRUM	22
2.7 PARÂMETROS DE PORO-PRESSÃO E CORRELAÇÕES COM OCR	26
2.8 MÉTODO DE PREVISÃO DE RECALQUES A PARTIR DE MEDIÇÕES DE CAMPO.....	28

CAPÍTULO 3 - CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DE RECALQUES DE FUNDAÇÕES EM ARGILA.....	30
3.1 INTRODUÇÃO	30
3.2 A TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS E O MODELO CAM-CLAY MODIFICADO.....	31
3.2.1 Ensaios triaxiais convencionais não-drenados de compressão (CIU-C)	35
3.2.2 Discussões e limitações do modelo Cam-clay Modificado	38
3.2.3 Superfície de escoamento normalizada.....	46
3.3 APLICAÇÃO DA TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS NA OBTENÇÃO DE CORRELAÇÕES DO PARÂMETRO DE PORO-PRESSÃO COM OCR	50
3.4 PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO DO MÉTODO DE SKEMPTON E BJERRUM	55
3.4.1 Relações entre o fator μ e OCR.....	59
CAPÍTULO 4 - O EFEITO DA VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO NA DETERMINAÇÃO DO RECALQUE POR FLUÊNCIA.....	61
4.1 INTRODUÇÃO	61
4.2 ENSAIOS EDOMÉTRICOS ESPECIAIS: ALGUMAS CONSTATAÇÕES EXPERIMENTAIS.....	62
4.3 UMA PROPOSTA DE QUANTIFICAÇÃO DO RECALQUE POR FLUÊNCIA (COMPRESSÃO SECUNDÁRIA).....	71
4.4 AVALIAÇÃO DOS RECALQUES NO TEMPO.....	75
CAPÍTULO 5 - ESTUDOS DE CASOS.....	80
5.1 INTRODUÇÃO	80
5.2 O ATERRO EXPERIMENTAL II DO IPR (CAMPO EXPERIMENTAL DO SARAPUÍ).....	80
5.2.1 Histórico do programa experimental e características geológico-geotécnicas do depósito argiloso.....	80
5.2.2 Parâmetros geotécnicos utilizados na avaliação dos recalques.....	84

5.2.3	Características geométricas das seções estudadas	88
5.2.4	Análise das medições de recalques.....	89
5.2.5	Estimativa dos recalques utilizando o Método de Skempton e Bjerrum Modificado.....	92
5.3	EDIFÍCIOS DE SANTOS	96
5.3.1	Breve histórico sobre a construção dos edifícios da orla marítima de Santos	96
5.3.2	Características geológico-geotécnicas do depósito argiloso	96
5.3.3	Os edifícios “B” “C” e “D”.....	101
5.3.4	Premissas para avaliação dos recalques dos edifícios B, C e D.....	103
5.3.5	Estimativa dos recalques utilizando o Método de Skempton e Bjerrum Modificado.....	106
5.3.6	Recalques calculados e comparações com as medições de campo..	107
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....		123
6.1	INTRODUÇÃO	123
6.2	O ATERRO EXPERIMENTAL II DO IPR	123
6.3	EDIFÍCIOS DE SANTOS	124
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS....		127
7.1	CONCLUSÕES	127
7.1.1	Quanto ao Método Proposto	127
7.1.2	Quanto às Avaliações do Método Proposto.....	128
7.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	131
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		133
APÊNDICE 1 - DEMONSTRAÇÃO DO MÉTODO DE SKEMPTON E BJERRUM (1957).....		141
A1.1	DESCRIÇÃO DO MÉTODO	141
A1.2	CÁLCULO DO RECALQUE IMEDIATO	141
A1.3	CÁLCULO DO RECALQUE POR ADENSAMENTO	141

A1.4	O MÉTODO NA PRÁTICA	145
	APÊNDICE 2 - NORMALIZAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE HVORSLEV E DE ROSCOE	146
A2.1	SUPERFÍCIE DE ROSCOE	146
A2.2	SUPERFÍCIE DE HVORSLEV	150

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Determinação gráfica da curva de recalque durante e após o período construtivo – Terzaghi-Gilboy (TAYLOR, 1948)	10
Figura 2.2 – Erro atribuído à estimativa de recalques por uma abordagem unidimensional e a importância do recalque imediato em função da espessura da camada compressível (adaptado de DAVIS e POULOS, 1968).....	12
Figura 2.3 – Ensaio triaxiais na Argila de Lagunillaş (LAMBE, 1964).....	14
Figura 2.4 – Caminhos de tensão efetivos e deformações axiais específicas para três diferentes argilas (LAMBE, 1964).....	14
Figura 2.5 – Obtenção de parâmetros de deformabilidade em ensaios triaxiais convencionais (VELLOSO e LOPES, 2004).....	16
Figura 2.6 – Obtenção de parâmetros de deformabilidade em ensaios edométricos (Adaptado de VELLOSO e LOPES, 2004)	17
Figura 2.7 – Diferentes formas de se interpretar o ensaio triaxial convencional para obtenção do Módulo de Young (VELLOSO e LOPES, 2004).....	17
Figura 2.8 – Comportamento normalizado para argila normalmente adensada	18
Figura 2.9 – Caminho de tensões durante carregamento não-drenado. (SIMONS e MENZIES, 1981, segundo SIMONS e SOM, 1969)	21
Figura 2.10 – Exemplo de ábaco para obtenção do fator de influência I (JANBU et al., 1956)	24
Figura 2.11 – Valores do fator μ (SKEMPTON e BJERRUM, 1957)	25
Figura 2.12 – Parâmetros de poro-pressão na ruptura versus OCR em ensaios CIU-C nas argilas de Weald e de Londres (BISHOP e HENKEL, 1957).....	27
Figura 2.13 – Construção de Asaoka para previsão de recalques com base em dados de observações de campo (adaptado de ASAOKA, 1978)	29
Figura 3.1 – Vista tridimensional da superfície de escoamento	33
Figura 3.2 – Representação da superfície de escoamento no plano $p' \times q$	33
Figura 3.3 – LAH, LDR e LEC – $p' \times v$	33
Figura 3.4 – LAH, LDR e LEC – $\ln p' \times v$	35
Figura 3.5 – Caminhos de tensões totais e efetivas em ensaio CIU-C convencionais	37
Figura 3.6 – Caminhos de tensão seguidos em ensaios triaxiais CIU-C e CIU-E em amostras normalmente adensadas, depois da fase de adensamento, para K_0 igual a 0,54, 1 e 1,85 (LADD e VARALLYAY, 1965, citado por LEROUEIL, 1997)	39
Figura 3.7 – Curvas de estado limite de argilas naturais (DIAS-RODRIGUES et al., 1992, citado por LEROUEIL, 1997)	40

Figura 3.8 – Resumo das curvas de estado limite de argilas naturais (DIAS-RODRIGUES <i>et al.</i> , 1992, citado por LEROUEIL, 1997)	41
Figura 3.9 – Caminhos de tensões efetivas reais de um ensaio triaxial em que a prensa parte com velocidade zero (adaptado de MARTINS, 1992)	42
Figura 3.10 – Variação das curvas de estado limite com o carregamento hidrostático (FUTAI <i>et al.</i> , 2001, citado por ALMEIDA <i>et al.</i> , 2005).....	42
Figura 3.11 – Caminhos de tensão efetivos para a Argila do Sarapuí (ALMEIDA, 1982)	43
Figura 3.12 – Superfície de estado limite completa – Superfície de Roscoe e Superfície de Hvorslev.....	45
Figura 3.13 – Normalização da superfície de escoamento num plano não-drenado ...	46
Figura 3.14 – Superfícies de escoamento – (a) elipses normalizadas (b) superfícies de Hvorslev e de Roscoe normalizadas	49
Figura 3.15 – CTE e CTT para ensaios CIU-C convencionais na superfície de escoamento no plano normalizado – argila de Londres.....	51
Figura 3.16 – Relação entre $a\sqrt{2}$ e OCR baseado no modelo Cam-clay Modificado e ensaios triaxiais CIU-C para a Argila do Sarapuí/RJ.....	52
Figura 3.17 – Relação entre $a\sqrt{2}$ e OCR baseado em ensaios triaxiais CIU-C para a Argila do Sarapuí – Dados ORTIGÃO (1980).....	52
Figura 3.18 – Parâmetro de poro-pressão A_f versus OCR – Argila de Londres.....	53
Figura 3.19 – Parâmetro de poro-pressão A_f versus OCR – Argila de Weald.....	54
Figura 3.20 – Parâmetro de poro-pressão A_f versus OCR – Argila de Botafogo/RJ....	54
Figura 3.21 – Ábaco: fator μ versus $a\sqrt{2}$ pelo Método de Skempton e Bjerrum Modificado	57
Figura 3.22 – Ábaco: fator μ versus A pelo Método de SKEMPTON e BJERRUM (1957)	58
Figura 3.23 – Ábaco: fator μ versus A pelo Método de Skempton e Bjerrum.....	58
Figura 3.24 – Ábaco que correlaciona o fator μ ao OCR através do fator de segurança e parâmetro de poro-pressão a para a Argila do Sarapuí/RJ.....	60
Figura 4.1 – Ensaio edométrico tipo CRS para a argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL <i>et al.</i> , 1985).....	63
Figura 4.2 – Variação da tensão de pré-adensamento com a velocidade de deformação para a Argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL <i>et al.</i> , 1985).....	64
Figura 4.3 – Relação entre tensão vertical efetiva, velocidade de deformação e deformação para a Argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL <i>et al.</i> , 1985).....	64

Figura 4.4 – Curvas de compressibilidade normalizadas para a Argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL et al., 1985)	65
Figura 4.5 – Hipotético caminho de tensões efetivas para adensamento unidimensional (adaptado de LACERDA e MARTINS, 1985)	66
Figura 4.6 – Relação e x σ'_v considerando a compressão e expansão secundárias (adaptado de MARTINS <i>et al.</i> , 1997)	67
Figura 4.7 – Comportamento da Argila do Sarapuí após descarregamento ao fim do adensamento primário (FEIJO e MARTINS, 1993)	68
Figura 4.8 – Zona de equilíbrio indiferente no plano $s't'$ para a Argila do Sarapuí (adaptado de FEIJÓ e MARTINS, 1993)	69
Figura 4.9 – Zona de equilíbrio indiferente no plano e x σ'_v para a Argila do Sarapuí (FEIJÓ e MARTINS, 1993)	70
Figura 4.10 – Curva de compressibilidade e e x σ'_v (log) para estimativa do recalque unidimensional por fluência quando o carregamento ultrapassa a tensão de pré-adensamento	71
Figura 4.11 – Curva de compressibilidade e e x σ'_v (log) para estimativa do recalque unidimensional por fluência quando o carregamento não ultrapassa a tensão de pré-adensamento ou quando inicia na curva de compressão virgem	74
Figura 4.12 – Ensaio de adensamento de longo prazo (MARTINS, 1987, citado por MARTINS <i>et al.</i> , 1997)	76
Figura 4.13 – Relação entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva pela teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940)	77
Figura 5.1 – Imagem de satélite do Aterro Experimental II às margens do Sarapuí (adaptado do GOOGLE EARTH, 2008)	81
Figura 5.2 – Perfil geotécnico da área do Campo Experimental do Sarapuí (adaptado de ORTIGÃO, 1980)	83
Figura 5.3 – Características geotécnicas do depósito argiloso do Sarapuí: compilação (ALMEIDA et al., 2005)	85
Figura 5.4 – Perfis de tensões e parâmetros de compressibilidade: compilação (ALMEIDA et al., 2005)	85
Figura 5.5 – Valores de c_v e c_h a partir de ensaios de laboratório nas profundidades de 5,5 a 6,0 m e 6,5 a 7,0 m (COUTINHO, 1976, citado por ALMEIDA et al., 2005)	86
Figura 5.6 – Ábaco para a Argila do Sarapuí - <i>Método de Skempton e Bjerrum Modificado</i> – Carregamento em faixa (plano-deformação)	87
Figura 5.7 – Seções A e G do Aterro Experimental II – Geometria e localização das placas de recalque na seção A (DNER/IPR, 1984)	88

Figura 5.8 – Evolução construtiva e medições de recalques nas seções A e G do Aterro Experimental II (DNER/IPR, 1984).....	91
Figura 5.9 – Curvas recalque x tempo – Seção A, 2ª fase – $c_v = 6,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	94
Figura 5.10 – Curvas recalque x tempo – Seção G, 3ª fase – $c_v = 6,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	95
Figura 5.11 – Ilustração dos possíveis estágios da gênese das planícies sedimentares paulistas (SUGUIO E MARTIN, 1981, citado por MASSAD, 1999).....	97
Figura 5.12 – Curva de variação do nível do mar de 7.000 anos atrás até o presente (MASSAD, 1999).....	98
Figura 5.13 – Curva índice de vazios de campo versus tensão vertical efetiva de campo e ensaios edométricos convencionais para a Argila do Sarapuí (MARTINS, 2008).....	99
Figura 5.14 – Características geotécnicas da argila na projeção do edifício B (adaptado de TEIXEIRA, 1958).....	102
Figura 5.15 – Características geotécnicas da argila na projeção dos edifícios C e D (adaptado de TEIXEIRA, 1958).....	102
Figura 5.16 – Distribuição aproximada das tensões verticais devidas a um carregamento na superfície (PERLOFF, 1975).....	104
Figura 5.17 – Hipóteses de cálculo e OCR para avaliação dos recalques dos edifícios de Santos.....	105
Figura 5.18 – Ábaco para as Argilas de Santos. Fator μ para os edifícios B e C - Método de Skempton e Bjerrum Modificado.....	107
Figura 5.19 – Curvas log velocidade de recalques x log tempo (TEIXEIRA, 2003) ...	110
Figura 5.20 – Curvas de isorecalques no Edifício B (MACHADO, 1961).....	112
Figura 5.21 – Curvas de isorecalques no Edifício C (MACHADO, 1961).....	113
Figura 5.22 – Curvas de isorecalques no Edifício D (MACHADO, 1961).....	113
Figura 5.23 – Curvas recalque x tempo – Edifício B, 1ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	114
Figura 5.24 – Curvas recalque x tempo – Edifício B, 2ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	115
Figura 5.25 – Curvas recalque x tempo – Edifício B, 3ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	116
Figura 5.26 – Curvas recalque x tempo – Edifício C, 1ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	117
Figura 5.27 – Curvas recalque x tempo – Edifício C, 2ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	118
Figura 5.28 – Curvas recalque x tempo – Edifício C, 3ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	119

Figura 5.29 – Curvas recalque x tempo – Edifício <i>D</i> , 1ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-8}$. m ² /s.....	120
Figura 5.30 – Curvas recalque x tempo – Edifício <i>D</i> , 2ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-7}$. m ² /s.....	121
Figura 5.31 – Curvas recalque x tempo – Edifício <i>D</i> , 3ª hipótese – $c_v = 3,5 \times 10^{-8}$. m ² /s.....	122
Figura A1.1 – Valores do fator μ (SKEMPTON e BJERRUM, 1957).....	144
Figura A2.1 – Normalização da <i>Superfície de Roscoe</i> – $\ln p' \times v$	146
Figura A2.2 – Normalização da <i>Superfície de Hvorslev</i> – $\ln p' \times v$	150

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade (PINTO, 2000).	5
Tabela 2.2 – Classificação dos solos de acordo com seus coeficientes de permeabilidade (TERZAGHI e PECK, 1967).....	5
Tabela 2.3 – Componentes de uma análise de recalques (LAMBE, 1964).....	12
Tabela 3.1– Índices de consistência e parâmetros M , λ e κ	48
Tabela 3.2 – Valores de ψ e β para algumas razões h/B	59
Tabela 4.1 – Condição das amostras após o descarregamento (MARTINS <i>et al.</i> ,1997)	68
Tabela 5.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados na estimativa dos recalques do Aterro Experimental II.....	84
Tabela 5.2 – Recalques medidos nas seções A e G do Aterro Experimental II (DNER/IPR, 1984).....	90
Tabela 5.3 – Fatores de segurança estimados para as seções A e G do Aterro Experimental II.....	93
Tabela 5.4 – Recalques estimados pela aplicação do Método Skempton e Bjerrum Modificado – Seções A e G.....	93
Tabela 5.5 – Síntese das propriedades geotécnicas das Argilas de Santos (MASSAD, 1999).....	100
Tabela 5.6 – Recalques nos edifícios de Santos (MASSAD, 1999).....	103
Tabela 5.7 – Recalques estimados pela aplicação do Método Skempton e Bjerrum Modificado – Edifícios B, C e D.....	108
Tabela 5.8 – Valores de c_v para estimativa da evolução dos recalques no tempo....	108
Tabela 5.9 – Parâmetros e tensões médios para cálculo dos recalques.....	109
Tabela 5.10 – Estimativa dos recalques totais no presente nos Edifícios B e D pelas velocidade de recalque.....	111
Tabela 5.11 – Comparações entre velocidades de recalques teóricas e observadas nos Edifícios B e D para um tempo aproximado de 17.600 dias após início da construção.....	112

LISTA DE SÍMBOLOS E NOMENCLATURAS

- A – parâmetro de poro-pressão de SKEMPTON
 A_f – parâmetro de poro-pressão de SKEMPTON na ruptura
 a – parâmetro de poro-pressão de HENKEL
 a_f – parâmetro de poro-pressão de HENKEL na ruptura
 a_v – coeficiente de compressibilidade primária
 a'_v – coeficiente de compressibilidade total
 B – largura ou diâmetro da fundação
 B_{equiv} – largura ou diâmetro equivalente da fundação
CIU – ensaio triaxial convencional, adensado hidrosticamente, não-drenado
CIU-C – ensaio triaxial convencional, adensado hidrosticamente, não-drenado de compressão
 c_c – índice de compressão
 c_h – coeficiente de adensamento horizontal
 c_r – índice de recompressão
 c_v – coeficiente de adensamento vertical
 c' – intercepto de coesão
 c'_e – intercepto de coesão equivalente
 E – módulo de elasticidade
 E_{oed} – módulo edométrico
 E_{sec} – módulo secante
 $E_{sec, \sigma_{ref}} = E_{\sigma}$ – módulo secante para a tensão de referência σ
 $E_{sec, \varepsilon_{ref}} = E_{\varepsilon}$ – módulo secante para a deformação de referência ε
 $E_{tan} = E_t$ – módulo tangente
 $E_{t,0}$ – módulo tangente inicial
 E_u – módulo de elasticidade não-drenado
 E_{ur} – módulo de descarregamento e carregamento
 E' – módulo de elasticidade drenado
 e – índice de vazios
 e_0 – índice de vazios inicial
 e_s – índice de vazios ao fim do adensamento secundário
 e_p – índice de vazios ao fim do adensamento primário
 F – razão entre as velocidades da compressão secundária e da compressão primária.
 G – módulo cisalhante
 H_d – distância máxima de drenagem
 h – espessura da camada compressível

h_0 – espessura inicial da camada compressível (ou subcamada)
 h_c – coeficiente angular da Superfície de Hvorslev no plano $p' \times q$
 l – fator de influência
 I_a – índice de atividade
 IP – índice de plasticidade
 K – coeficiente de empuxo
 K_0 – coeficiente de empuxo para condição de deformação lateral nula (no repouso)
 K' – módulo volumétrico
 k – coeficiente de permeabilidade
 LAH – linha de adensamento hidrostático
 LDR – linha de descarregamento e recarregamento
 LEC – linha de estado crítico
 LL – limite de liquidez
 m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica
 m_{v3D} – coeficiente de compressibilidade volumétrica tridimensional
 OCR – razão de sobreadensamento
 OCR_{sec} – razão de sobreadensamento para fim do adensamento secundário
 OCR_f – razão de sobreadensamento após o carregamento
 p – tensão média total
 p' – tensão média efetiva
 p'_0 – tensão média de adensamento no ensaio CIU
 p'_e – tensão média de adensamento equivalente
 q – tensão desviadora total
 q' – tensão desviadora efetiva
 q_0 – carga aplicada por unidade de área

$$r = \frac{a_v}{a'_v} \leq 1$$
 S_u – resistência não-drenada

$$s'' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$
 T – fator tempo

$$t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$
 t – tempo
 t_c – tempo de construção
 \bar{U} – porcentagem média de adensamento da Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH
 UU – ensaio triaxial convencional não-adensando e não-drenado

\bar{U}_{TM} – porcentagem média de adensamento da Teoria de TAYLOR e MERCHANT

u – poro-pressão

v – volume específico ($v = 1 + e$)

v_e – volume específico equivalente

v_p – velocidade de recalque

w – umidade

z – distância do elemento de solo à face drenante

α, β, ψ – coeficientes dos métodos de Skempton e Bjerrum e Skempton e Bjerrum

Modificado

Δe – variação do índice de vazios

$\Delta \varepsilon_1$ – variação da deformação específica principal maior

$\Delta \varepsilon_3$ – variação da deformação específica principal menor

$\Delta \varepsilon_v$ – variação da deformação específica vertical

$\Delta \sigma_1$ – variação da tensão principal maior

$\Delta \sigma_v$ – acréscimo de tensão vertical total

$\delta \varepsilon_v^e$ – variação da deformação volumétrica específica elástica

$\delta \varepsilon_s^e$ – variação da deformação cisalhante específica elástica

$\delta \varepsilon_v^p$ – variação da deformação volumétrica específica plástica

$\delta \varepsilon_s^p$ – variação da deformação cisalhante específica plástica

ε_v – deformação específica vertical (axial no ensaio triaxial)

ε_{vol} – deformação específica volumétrica

$\dot{\varepsilon}_{vol}^*$ – velocidade de deformação volumétrica

ϕ'_a – ângulo de atrito aparente

ϕ'_{na} – ângulo de atrito no domínio normalmente adensado

ϕ'_{sa} – ângulo de atrito no domínio sobreadensado

Γ – volume específico v para $p' = 1$ na LEC no plano $v \times \ln p'$

γ_w – peso específico da água

η – razão q/p'

κ – coeficiente angular da linha de descarregamento e recarregamento (LDR) no plano $v \times \ln p'$

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda}$$

λ – coeficiente angular da linha de adensamento hidrostático (LAH) no plano $v \times \ln p'$

M – coeficiente angular da linha de estado crítico no plano $p' \times q$
 μ – fator de correlação tridimensional
 μ_w – coeficiente da teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940)
 N – volume específico v para $p' = 1$ na LAH no plano $v \times \ln p'$
 ν' – coeficiente de Poisson drenado
 ν_u – coeficiente de Poisson não-drenado
 ρ – recalque
 ρ_a – recalque tridimensional por adensamento primário
 ρ_{f3D} – recalque final tridimensional
 ρ_i – recalque imediato (não-drenado)
 ρ_{oed} – recalque edométrico por compressão primária (unidimensional)
 ρ_{oed-s} – recalque edométrico por compressão secundária (unidimensional)
 ρ_{oed-t} – recalque edométrico total (unidimensional)
 ρ_t – recalque total
 σ – tensão total normal a um plano qualquer
 σ' – tensão efetiva normal a um plano qualquer
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – tensões principais totais
 $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ – tensões principais efetivas
 σ'_c – tensão confinante (ensaio CIU)
 σ'_h – tensão normal horizontal efetiva
 σ'_{oct} – tensão octaédrica efetiva
 σ_r – tensão radial total no ensaio triaxial
 σ_v – tensão vertical total (axial no ensaio triaxial)
 σ'_v – tensão normal vertical efetiva
 σ'_{v0} – tensão vertical efetiva inicial
 σ'_{vm} – tensão vertical de sobreadensamento
 σ'_{vs} – tensão vertical efetiva de pré-adensamento pelo efeito do adensamento secundário
 τ_h – tensão cisalhante horizontal
CEDAE - Companhia de Águas e Esgotos do Rio de Janeiro
DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias
REDUC – Refinaria Duque de Caxias

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Motivação

SKEMPTON e BJERRUM (1957) apresentaram uma forma prática de estimar o recalque de uma fundação em argila, caracterizado como um problema tridimensional, a partir de resultados de ensaios edométricos (unidimensional).

Essa forma consiste em avaliar o recalque imediato na condição não-drenada pela Teoria da Elasticidade e o recalque por adensamento primário através da aplicação de um fator de correção ao recalque unidimensional da teoria de TERZAGHI E FRÖLICH (1936).

O questionamento da aplicabilidade do método proposto por SKEMPTON e BJERRUM (1957) motivou um estudo detalhado do mesmo, buscando uma melhoria no que se refere à consideração do Fator de Segurança utilizado no projeto da fundação.

Além do recalque oriundo do adensamento primário, há uma parcela de recalque que ocorre sem que haja variação de poro-pressão. A essa parcela chama-se recalque por compressão secundária. Há evidências que o recalque devido à compressão secundária pode ser maior que o devido à compressão primária. Assim, faz-se necessário um estudo dessa parcela, para que se possa comparar observações de casos de obras com as estimadas pelas metodologias propostas.

Objetivos

Estimar os recalques de fundações superficiais ou aterros de pequenas dimensões, a partir de avaliações pela Teoria do Adensamento Unidimensional de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), na linha do trabalho apresentado por SKEMPTON e BJERRUM (1957). Estimar a parcela de recalque por compressão secundária com

base nos estudos do grupo de Reologia das Argilas da COPPE/UFRJ e pela aplicação da Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940).

Metodologia da Pesquisa

Esta é uma pesquisa teórica com vistas à aplicação na estimativa de recalques de fundações em solos argilosos. Todo o estudo consta de uma revisão dos métodos de cálculo mais difundidos na literatura e na interpretação e questionamento de um método específico (SKEMPTON e BJERRUM, 1957), com algumas modificações na sua forma original e incorporação de novos conceitos.

Estrutura da Dissertação

O Capítulo 2 apresenta um panorama da Física envolvida na deformação dos solos, em particular dos solos argilosos. Faz-se um relato de alguns métodos de estimativa de recalques em solos argilosos, dando ênfase ao método proposto por SKEMPTON e BJERRUM (1957), base da pesquisa aqui desenvolvida.

No Capítulo 3 faz-se um estudo do comportamento tensão-deformação-resistência das argilas, sob condição não-drenada, baseados em ensaios triaxiais convencionais tipo CIU-C, através do modelo Cam-clay Modificado. É proposta uma modificação do método de SKEMPTON e BJERRUM (1957), levando em conta a poropressão gerada no carregamento, Fatores de Segurança mais coerentes com os projetos de engenharia e o OCR.

O Capítulo 4 apresenta uma proposta de quantificação do recalque por compressão secundária através de resultados de ensaios edométricos e constatações experimentais feitas pelo grupo de Reologia das Argilas da COPPE/UFRJ.

O Capítulo 5 apresenta estudos de casos de obras, com a finalidade de se avaliar o estudo realizado.

O Capítulo 6 discute os resultados obtidos no Capítulo 5.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões da pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

UMA BREVE REVISÃO SOBRE RECALQUES

2.1 O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E SUAS IMPLICAÇÕES

TERZAGHI (1936) define o Princípio das Tensões Efetivas, base da análise do comportamento tensão-deformação dos solos. O princípio é dividido em duas partes:

Primeira parte

“As tensões em qualquer ponto de uma seção numa massa de solo podem ser computadas das tensões principais totais σ_1 , σ_2 e σ_3 que agem nesse ponto. Se os vazios do solo estão preenchidos com água sob a 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. Essa parcela é chamada de pressão neutra¹. 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 que são suportadas exclusivamente pelo esqueleto sólido do solo. A essas parcelas das tensões principais totais chamam-se de tensões efetivas principais”.

Daí a expressão:

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

Segunda parte

“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”.

¹ A expressão “pressão neutra” utilizada por TERZAGHI (1936) foi posteriormente substituída por “poropressão”.

2.1.1 Corolários do Princípio das Tensões Efetivas (ATKINSON e BRANSBY, 1978)

Primeiro corolário

O comportamento (em termos de Engenharia) de dois solos com a mesma estrutura e mineralogia será o mesmo desde que 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, significa que não houve variação das tensões efetivas.

Terceiro corolário

Um solo se expandirá (ou perderá resistência) ou se comprimirá (e ganhará resistência) se a poro-pressão (na equação 2.1) isoladamente for aumentada ou diminuída, respectivamente.

2.2 ESTIMATIVA DE RECALQUES DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E ATERROS

Em Engenharia Geotécnica, recalque é definido como o deslocamento vertical descendente do solo em virtude das deformações oriundas de carregamentos impostos. Devido à heterogeneidade dos solos, à real grandeza das cargas solicitantes, bem como à forma de obtenção de parâmetros de deformabilidade do solo, é de senso comum, por parte dos engenheiros geotécnicos, que recalques podem ser apenas estimados.

O solo é um meio particulado constituído de grãos sólidos, considerados incompressíveis, água e ar, existentes nos vazios entre os grãos sólidos. A resposta de um solo a um carregamento depende das características físicas deste solo, principalmente a granulometria, índice de vazios e seu grau de saturação, bem como da forma e velocidade com que o carregamento é imposto. Quando um maciço de solo encontra-se saturado, ou seja, quando não existe ar livre nos vazios e estes estão totalmente preenchidos por água, dois comportamentos são possíveis quando o carregamento é aplicado: um comportamento drenado ou não-drenado.

Tais designações estão implicitamente atreladas à maior ou menor facilidade que o solo tem de drenar a água existente nos vazios, em face de um gradiente hidráulico gerado pelo carregamento. Essa capacidade de drenagem é função do coeficiente de permeabilidade do solo que, por sua vez, está ligado à granulometria.

A Tabela 2.1 apresenta valores de ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade de alguns tipos de solos e a Tabela 2.2 mostra, qualitativamente, o grau de permeabilidade em relação à ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade.

Tabela 2.1 – Alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade (PINTO, 2000)

Tipo de Solo	Coeficiente de permeabilidade - k (m/s)
Argilas	menor que 10^{-9}
Siltos	entre 10^{-6} e 10^{-9}
Areias argilosas	10^{-7}
Areias finas	10^{-5}
Areias médias	10^{-4}
Areias grossas	10^{-3}

Tabela 2.2 – Classificação dos solos de acordo com seus coeficientes de permeabilidade (TERZAGHI e PECK, 1967)

Grau de permeabilidade	Coeficiente de permeabilidade - k (m/s)
Alto	maior que 10^{-3}
Médio	entre 10^{-3} e 10^{-5}
Baixo	entre 10^{-5} e 10^{-7}
Muito baixo	entre 10^{-7} e 10^{-9}
Praticamente impermeável	menor que 10^{-9}

A análise das Tabelas 2.1 e 2.2 mostra que solos arenosos possuem um grau de permeabilidade de médio a alto, enquanto que as argilas são consideradas praticamente impermeáveis. Tal fato acarreta que solos arenosos geralmente possuem comportamento drenado, ou seja, o excesso de poro-pressão gerado pelo

carregamento é dissipado durante a aplicação do mesmo, enquanto que os solos argilosos se comportam de forma não drenada gerando um excesso de poro-pressão que só se dissipa muito tempo após a aplicação do carregamento. Entretanto, é importante salientar que mesmo solos arenosos podem apresentar um comportamento não-drenado sob condições de carregamento muito rápido, assim como solos argilosos se comportam de forma drenada caso o carregamento seja aplicado de forma lenta.

De acordo com o Princípio das Tensões Efetivas (TERZAGHI, 1936), qualquer efeito mensurável, como compressão, distorção e mudança da resistência ao cisalhamento, é devido a uma variação no estado de tensões efetivas, salvo os casos em que o fenômeno da fluência tem participação relevante nas deformações. Desse modo, conclui-se que o recalque de um solo é o resultado da variação no estado de tensões efetivas.

2.2.1 Métodos de estimativa de recalques para fundações superficiais

VELLOSO e LOPES (2004) citam que os métodos de previsão de recalques se dividem em três categorias:

- (1) Métodos racionais;
- (2) Métodos semi-empíricos;
- (3) Métodos empíricos.

Por métodos racionais (ou teóricos) entendem-se aqueles que utilizam parâmetros de deformabilidade, como módulo de Young e coeficiente de Poisson, nos cálculos e que possuem fundamentação teórica. Podem ser de cálculo direto, quando o valor do recalque é obtido diretamente da aplicação de fórmulas, ou indireto, quando o recalque é obtido pela integração das deformações calculadas.

Os métodos semi-empíricos possuem fundamentação teórica, porém os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlações empíricas de ensaios de laboratório ou de campo.

Os métodos empíricos se baseiam na relação entre a tensão de serviço (chamada de tensão admissível) e valores padrão de recalques para diferentes tipos de solo. Esses métodos se baseiam na experiência acumulada em obras anteriores.

2.2.2 Recalques imediatos e recalques por adensamento

Quando o solo de fundação é constituído de areias e siltes arenosos, pode-se dizer que os recalques se dão logo após a aplicação do carregamento, enquanto que em solos argilosos uma parcela do recalque ocorre logo após a aplicação do carregamento, chamada de “imediate”, e outra com o tempo, chamada de “a longo prazo”.

O adensamento, um dos fenômenos responsáveis pelo recalque a longo prazo, consiste na transferência gradual do excesso de pressão na água existente nos vazios do solo (em virtude do comportamento não-drenado), para o “esqueleto” sólido do mesmo.

Dentro de um domínio de pequenas deformações e pequenos deslocamentos, os recalques imediatos podem ser estimados por soluções da Teoria da Elasticidade, como se o maciço de solo fosse um meio contínuo e homogêneo, utilizando os parâmetros de deformabilidade adequados (E' , ν' , E_u e ν_u). No entanto, existe controvérsia sobre a validade do uso de soluções elásticas para o cálculo de recalques drenados em face do tipo de carregamento (caminho de tensões), e da dependência que os parâmetros de deformação têm da tensão de confinamento (VELLOSO e LOPES, 2004).

Os recalques por adensamento (drenados) são estimados basicamente por teorias que relacionam a dissipação do excesso de poro-pressão (e o ganho de tensão efetiva) com a deformabilidade do solo (diminuição do índice de vazios). A Teoria do Adensamento Unidimensional, proposta por TERZAGHI E FRÖLICH (1936), é a mais utilizada para estimar recalques em projetos de Engenharia e é a base para outras teorias mais sofisticadas.

As hipóteses da teoria de TERZAGHI E FRÖLICH (1936) são:

- (1) Solo homogêneo;
- (2) Solo saturado;

- (3) Compressibilidade dos grãos e da água desprezíveis em relação à compressibilidade do esqueleto sólido;
- (4) Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes dimensões;
- (5) A compressão é unidimensional (vertical);
- (6) O fluxo de água é unidirecional e vertical;
- (7) A Lei da DARCY é válida;
- (8) Constância dos valores de certos parâmetros geotécnicos e geométricos que, em realidade, variam com o estado de tensões;
- (9) Validade da relação idealizada entre tensões verticais efetivas e índice de vazios;
- (10) As deformações e os deslocamentos são pequenos.

Para avaliação da evolução dos recalques no tempo, parte-se da equação da continuidade que, quando rearranjada em função de u , z e t , toma a forma:

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.2a)$$

ou

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.2b)$$

onde:

k – coeficiente de permeabilidade do solo;

e – índice de vazios;

a_v – coeficiente de compressibilidade ($a_v = -de / \sigma'_v$);

u – excesso de poro-pressão gerada pelo carregamento;

γ_w – peso específico da água;

z – posição do elemento de solo na camada que adensa tomada a partir do seu topo;

t – tempo para dissipação do excesso de poro-pressão u ;

c_v – coeficiente de adensamento vertical.

Resolvendo a equação diferencial da expressão 2.2, para o caso em que o carregamento se estende infinitamente nas direções horizontais, chega-se à porcentagem média de adensamento, dada por:

$$\bar{U} = 1 - \sum_0^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T) \quad (2.3)$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1), m = 0, 1, 2, \dots, \infty ; T = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

onde:

\bar{U} – percentagem média de adensamento;

T – fator tempo para uma percentagem média de adensamento \bar{U} ;

H_d – distância máxima de drenagem;

t – tempo para uma percentagem média de adensamento \bar{U} .

O recalque num tempo t qualquer, imediatamente após a aplicação do carregamento, é dado pela expressão:

$$\rho_{oed}(t) = \bar{U}(t) \rho_{oed} \quad (2.4)$$

onde:

ρ_{oed} – recalque edométrico por compressão primária (unidimensional – $\bar{U} = 1$);

$\rho_{oed}(t)$ – recalque edométrico no tempo t ;

$\bar{U}(t)$ – percentagem média de adensamento no tempo t (função do fator tempo T).

2.2.3 Correção da curva de evolução dos recalques no tempo para carregamento linearmente crescente durante o período construtivo

A Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), bem como a de TAYLOR e MERCHANT (1940), que será comentada no CAPÍTULO 4, consideram que todo o carregamento é feito instantaneamente, como no ensaio edométrico no laboratório. No entanto, é sabido que isso não é realista, visto que, numa obra de Engenharia, as cargas são paulatinamente aplicadas durante o período construtivo.

Terzaghi criou um método aproximado para previsão dos recalques durante o período construtivo, que foi melhorado por Gilboy anos depois (TAYLOR, 1948). O método se baseia nas seguintes hipóteses:

- (1) Admite-se que o carregamento ocorre de forma linearmente crescente durante o período construtivo (tempo t_c) e, ao final deste, o recalque é igual

ao que aconteceria se todo o carregamento fosse aplicado instantaneamente no tempo $1/2 t_c$;

- (2) Durante o período construtivo ($t < t_c$), a carga no tempo t é uma proporção da carga total no tempo de construção t_c , e o recalque no tempo t é igual a $(t/t_c) \times \rho_c$, onde ρ_c é o recalque na curva de carregamento instantâneo no tempo $1/2 t_c$ (segmento KF na Figura 2.1);
- (3) Após o período construtivo ($t > t_c$) o recalque na curva corrigida num tempo t é igual ao que ocorre na curva de carregamento instantâneo num tempo $(t - 1/2 t_c)$.

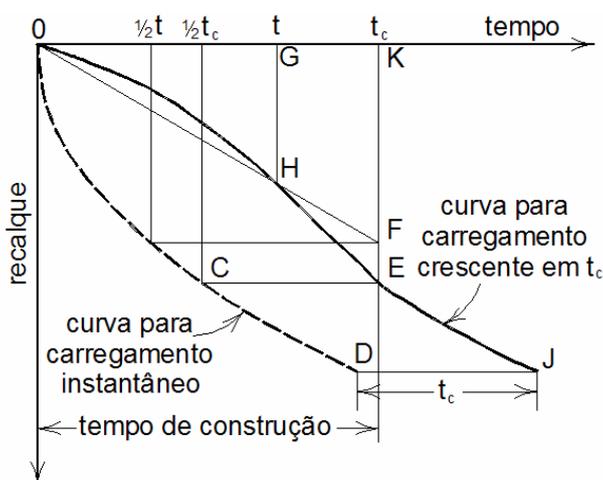


Figura 2.1 – Determinação gráfica da curva de recalque durante e após o período construtivo – Terzaghi-Gilboy (TAYLOR, 1948)

2.3 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE RECALQUES EM SOLOS ARGILOSOS

DAVIS e POULOS (1968) chamam a atenção para a importância de se estimar os recalques de fundações superficiais sob uma condição tridimensional quando se tem uma relação h/B (h = espessura da camada compressível; B = largura ou diâmetro da fundação) que se afaste da condição de deformação lateral nula.

Comentário similar é feito por SKEMPTON e BJERRUM (1957) ao relatar as situações na prática em que a condição de nenhuma deformação lateral, como no ensaio edométrico, pode ser considerada, a saber:

- (1) Caso de uma delgada camada de argila entre duas camadas de areia ou camada de areia e rocha;

- (2) Quando a área de carregamento se estende quase que infinitamente, quando se compara com a espessura da camada de argila. Nesse caso seções próximas às extremidades da área carregada não são consideradas.

O recalque imediato (não-drenado) só ocorre sob condições de deformações tridimensionais, visto que nenhum recalque poderá acontecer imediatamente após a aplicação do carregamento, sem que haja fluxo de água nem deformação lateral, ou seja, sob a condição de compressão unidimensional. Nessas circunstâncias, seria correto prever o recalque por adensamento através de uma teoria também tridimensional, a fim de se obter resultados mais acurados (DAVIS e POULOS, 1968).

DAVIS e POULOS (1968) comentam casos em que os recalques finais observados diferem de 7 a 27% a mais que os recalques previstos pela teoria unidimensional, indicando a necessidade de se considerar o efeito tridimensional nas previsões. O erro atribuído ao uso de uma teoria unidimensional para estimativa dos recalques em fundações foi avaliado através da aplicação de uma solução da Teoria da Elasticidade para um semi-espaço finito, considerando um comportamento elástico-linear para o solo e valores representativos de E' e ν' .

A razão entre as estimativas de recalque pela Teoria Unidimensional e considerando a deformação tridimensional (ρ_{oed}/ρ_{r3D}) é apresentada na Figura 2.2 (a) para diferentes espessuras de camada compressível sujeita a um carregamento uniforme circular na superfície. Nota-se que para valores de ν' maiores que 0,25 e uma relação h/B crescente, a razão ρ_{oed}/ρ_{r3D} tende a diminuir, evidenciando o afastamento da condição unidimensional (DAVIS e POULOS, 1968).

A Figura 2.2 (b) mostra a razão entre o recalque imediato calculado pela Teoria da Elasticidade, admitindo $E_u = 3E'/2(1+\nu')$ e $\nu_u = 0,5$, e o recalque total final (ρ_i/ρ_{r3D}). Quando a relação h/B é pequena, ρ_i/ρ_{r3D} tende a zero, ou seja, próximo à condição unidimensional (deformação lateral nula \rightarrow recalque imediato nulo). Para valores crescentes de h/B , a porcentagem do recalque imediato torna-se parte considerável do recalque total, o que mostra a condição de deformação tridimensional.

Na Tabela 2.3, LAMBE (1964) lista os quatro componentes de uma análise de recalques e aponta alguns dos importantes fatores que influenciam cada componente.

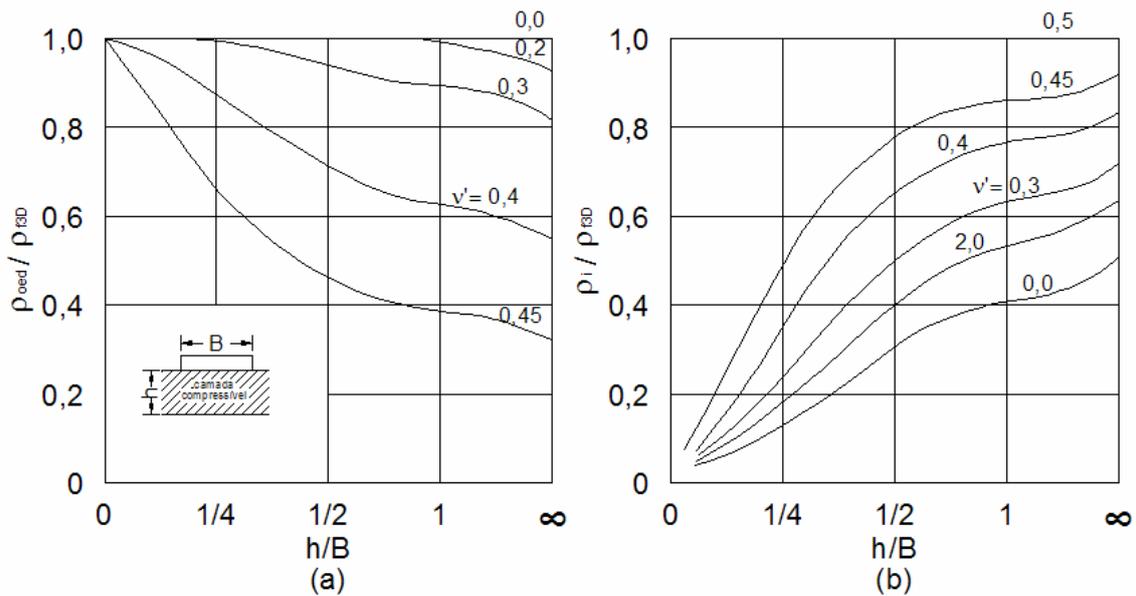


Figura 2.2 – Erro atribuído à estimativa de recalques por uma abordagem unidimensional e a importância do recalque imediato em função da espessura da camada compressível (adaptado de DAVIS e POULOS, 1968)

Tabela 2.3 – Componentes de uma análise de recalques (LAMBE, 1964)

Determinação das	Extensão vertical e horizontal das camadas – localização da camada compressível, fronteiras de drenagem e condições especiais de contorno
	Variação da poro-pressão inicial com a profundidade
Características do Subsolo Análise das Tensões	Tensões efetivas iniciais versus profundidade
	Magnitude, distribuição geométrica e razão de aplicação do carregamento no tempo – incluindo qualquer tensão cisalhante no contato solo-fundação
	Distribuição dos acréscimos de tensões compatível com as condições de contorno – efeito da rigidez dos contornos ou das camadas de solo
	Variação das tensões principais efetivas durante o adensamento – influência de arqueamento e mudança no coeficiente de Poisson
Seleção dos Parâmetros do Solo (m_v , E , K_0 , K , A , A_f , σ'_{vm} , c_v)	Amostras representativas da camada compressível
	Amolgamento das amostras
	Fatores ambientais
	Procedimento de ensaio
Estimativa dos Recalques e das Poro-pressões	Método de análise
	Rotação dos planos principais
	Variação de m_v , k e c_v durante o adensamento
	Compressão secundária ²

² As expressões “compressão secundária” e “adensamento secundário” são designações para a magnitude e evolução no tempo dos recalques por “fluência”.

LAMBE (1964) realizou uma série de ensaios triaxiais tipo CIU-C na Argila de Lagunillas. Os resultados dos testes estão na Figura 2.3 e os resultados de ensaios tipo K_0 (sem deformação radial), bem como as deformações axiais específicas dos ensaios CIU-C são plotados juntos com os caminhos de tensão efetivos na Figura 2.4, para as Argilas de Lagunillas, Amuay e a Argila Azul de Boston. ALMEIDA (1982) também observou esse comportamento na Argila do Sarapuí.

Os caminhos de tensão efetivos, para os vários carregamentos não-drenados nas três argilas analisadas, são geometricamente similares e as curvas que unem os pontos de coordenadas (s',t') , associados às deformações axiais específicas de mesma magnitude, são aproximadamente retas e tendem à origem do sistema de eixos coordenados (LAMBE, 1964).

Existem evidências experimentais e teóricas de que os caminhos de tensão plotados no espaço $p'xq'$ ($p' = \sigma'_{oct}$ e $q' = \sigma'_v - \sigma'_h$) são também geometricamente similares para argilas normalmente adensadas (ROSCOE e POOROOSHASB, 1963, segundo LAMBE, 1964).

Normalizando os caminhos de tensão efetivos dos ensaios apresentados na Figura 2.4 em relação à tensão hidrostática confinante obtém-se uma única curva, o que indica que estes são geometricamente similares e que as curvas de isodeformação são linhas aproximadamente retas e radiais, como dito anteriormente.

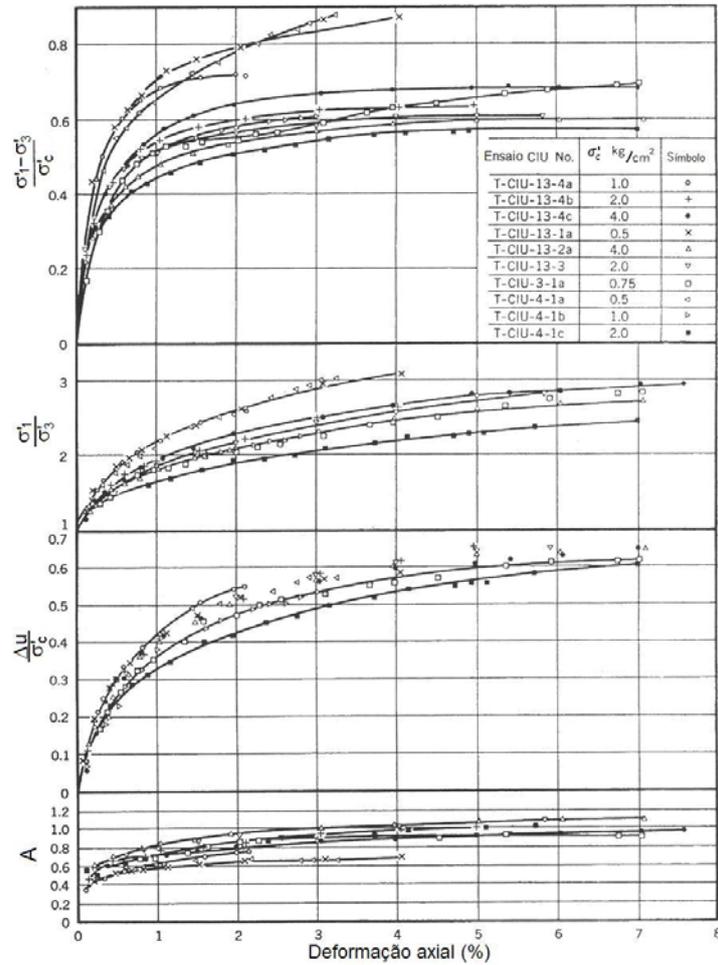


Figura 2.3 – Ensaio triaxiais na Argila de Lagunillas (LAMBE, 1964)

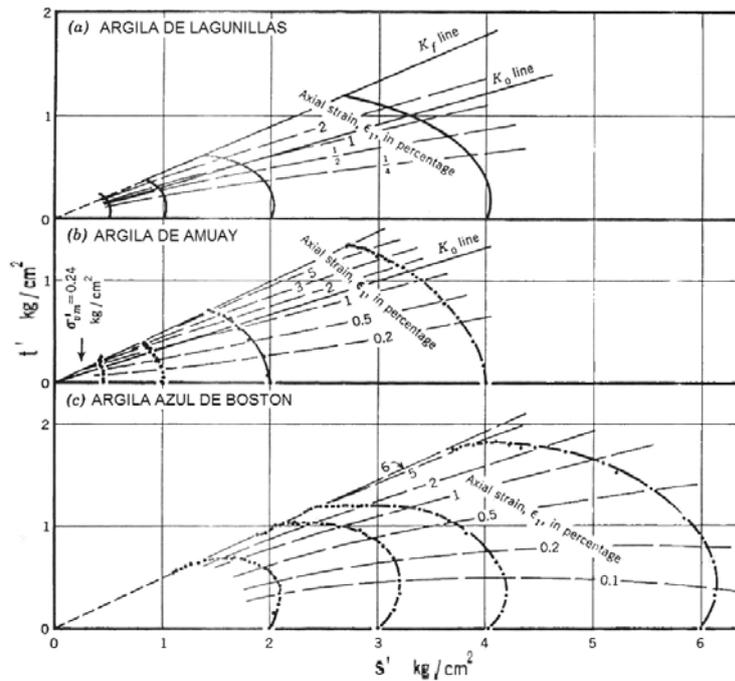


Figura 2.4 – Caminhos de tensão efetivos e deformações axiais específicas para três diferentes argilas (LAMBE, 1964)

2.4 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E NORMALIZAÇÃO DE PARÂMETROS

O comportamento do solo, face às deformações, está ligado ao *histórico de tensões*. Por histórico de tensões entende-se que o solo é capaz de “armazenar na memória” as tensões efetivas às quais tenha sido submetido anteriormente. Tal fato implica que o solo é marcado por dois comportamentos distintos, divididos pela tensão de *pré-adensamento ou sobreadensamento* (pré-compressão no caso de areias), que é a máxima tensão vertical efetiva ao qual foi submetido (σ'_{vm}). À razão entre essa máxima tensão vertical efetiva e a tensão vertical efetiva atuante ($\sigma'_{vm} / \sigma'_{v0}$) denomina-se *razão de sobreadensamento*, comumente designada no meio técnico por *OCR* (do inglês, *OverConsolidation Ratio*).

Para tensões abaixo da tensão de sobreadensamento, o comportamento do solo é admitido como elástico e os parâmetros utilizados para cálculo das deformações são E' e ν' , para casos de solitação drenada, e E_u e ν_u para solitações não drenadas. Em laboratório, os ensaios que podem ser empregados para obtenção destes parâmetros são os ensaios triaxiais convencionais, de compressão, CD e UU ou CIU, respectivamente (Figura 2.5). Vale mencionar que devido a problemas de moldagem do corpo de prova (e às próprias modificações na amostra por alívio de tensões) os ensaios triaxiais fornecem valores de módulos elásticos inferiores aos reais (ou de campo). Para o módulo E' é preferível realizar o ensaio edométrico e aplicar a expressão 2.7.

$$E_{tan} = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{\Delta(\sigma_v - \sigma_r)}{\Delta \varepsilon_v} \quad (2.5a)$$

$$E_{sec} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1} = \frac{\sigma_v - \sigma_r}{\varepsilon_v} \quad (2.5b)$$

$$\nu = \frac{\Delta r / r}{\Delta h / h} = - \frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1} \quad (2.6)$$

onde:

Δr – variação do raio do corpo-de-prova;

r – raio do corpo-de-prova;

Δh – variação da altura do corpo-de-prova;

h – altura do corpo-de-prova;

σ_r – tensão radial (igual a σ_3 em ensaios convencionais de compressão);

σ_v – tensão vertical (igual a σ_1 em ensaios convencionais de compressão);

ε_v – deformação específica vertical (igual a ε_1 em ensaios convencionais de compressão).

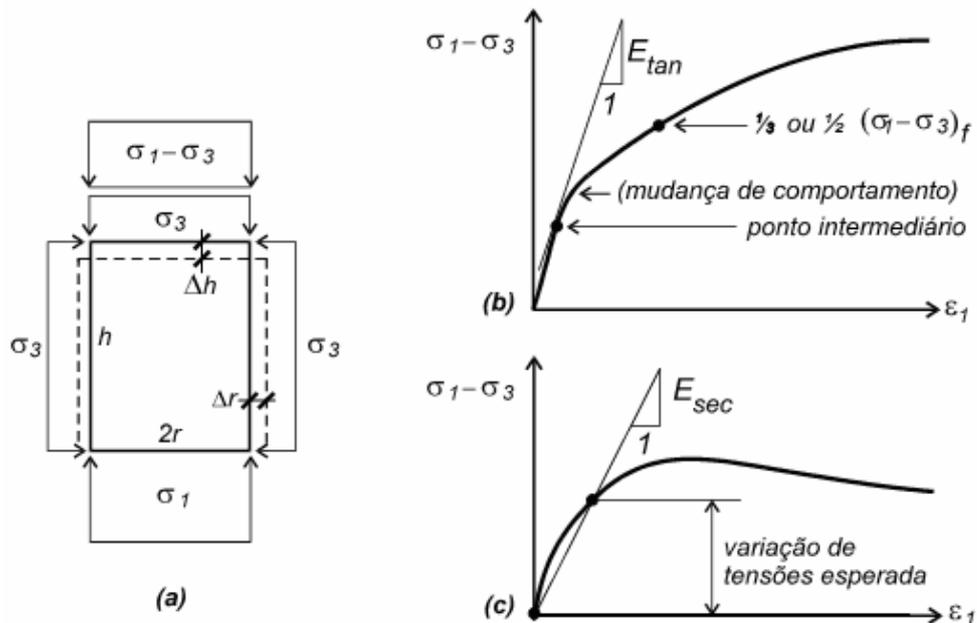


Figura 2.5 – Obtenção de parâmetros de deformabilidade em ensaios triaxiais convencionais (VELLOSO e LOPES, 2004)

No caso particular em que não existe deformação lateral, os parâmetros de deformabilidade são sempre drenados e o ensaio utilizado para a obtenção dos mesmos é o ensaio edométrico. A interpretação pode ser feita em termos de módulo edométrico (expressão 2.7), ou dos índices de compressão e recompressão (C_c , C_r) (expressões 2.8 e 2.9), utilizando a Teoria Unidimensional de TERZAGHI E FRÖLICH (1936) (Figura 2.6).

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v} = \frac{1}{m_v} = \frac{1 + e_0}{\Delta e} = \frac{(1 - \nu') E'}{(1 + \nu')(1 - 2\nu')} \quad ; \quad \nu' = 0 \quad (2.7)$$

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) + C_r \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (\text{solo sobreadensado}) \quad (2.8)$$

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (\text{solo normalmente adensado}) \quad (2.9)$$

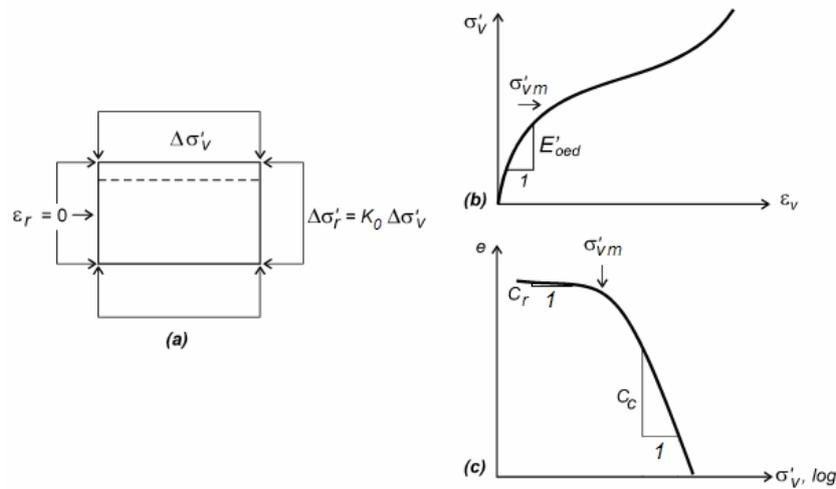


Figura 2.6 – Obtenção de parâmetros de deformabilidade em ensaios edométricos (Adaptado de VELLOSO e LOPES, 2004)

Como o solo é um material elástico não-linear, a curva tensão-deformação apresenta módulos de elasticidade distintos para cada variação de tensão. Portanto, o módulo que melhor representa a situação em estudo deve estar relacionado à faixa de tensões do problema. A Figura 2.7 mostra algumas formas de obtenção do módulo de elasticidade.

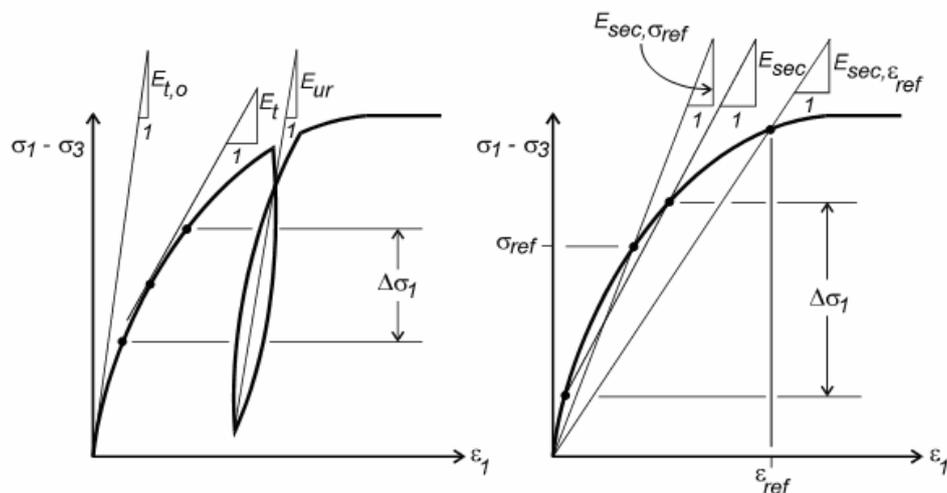


Figura 2.7 – Diferentes formas de se interpretar o ensaio triaxial convencional para obtenção do Módulo de Young (VELLOSO e LOPES, 2004)

2.4.1 Parâmetros normalizados

Diz-se que um solo tem comportamento normalizado quando os parâmetros de resistência e ou deformabilidade podem ser referenciados à tensão de confinamento (ou adensamento) do ensaio triaxial, para amostras com o mesmo histórico de tensões (mesmo OCR), apresentando uma feição idêntica no plano normalizado.

O esquema na Figura 2.8 é uma reprodução hipotética do que é verificado experimentalmente: três amostras de argila normalmente adensada ($OCR=1$), ensaiadas com tensões confinantes de 400 kPa, 200 kPa e 100 kPa. Dividindo os valores de t e s' pela tensão hidrostática de adensamento σ'_c , verifica-se que existe uma única curva que representa o caminho de tensões efetivas e a relação tensão-deformação-resistência.

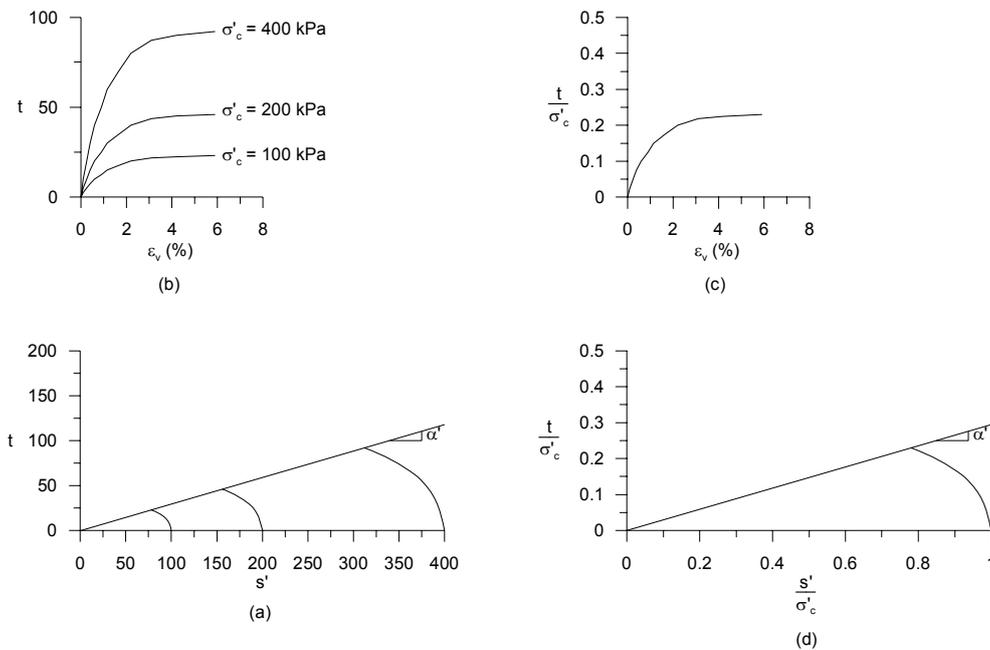


Figura 2.8 – Comportamento normalizado para argila normalmente adensada

A vantagem de se trabalhar com parâmetros normalizados é a possibilidade de extrapolar resultados, para argilas com as mesmas propriedades e características, quando não se dispõe de ensaios para os níveis de tensões desejados em projeto. Outra vantagem seria a possibilidade de se eliminar os efeitos de amolgamento das amostras, tanto durante a amostragem como na moldagem dos corpos de prova mencionado anteriormente. É importante dizer que, para argilas muito sensíveis ou cimentadas em que a estrutura do solo tem um papel preponderante no comportamento, não é possível a aplicação desse conceito (ORTIGÃO, 1980).

Um método que utiliza o conceito de normalização dos parâmetros, intitulado SHANSEP (*Soil History and Normalized Soil Engineering Parameters*), foi desenvolvido pelo professor Ladd do Instituto de Tecnologia de Massachusetts (MIT) e detalhado pelo mesmo em LADD (1971) e LADD e FOOTT (1974). Basicamente o SHANSEP consiste em adensar (hidrostaticamente) as amostras para níveis de tensão superiores às de campo, minimizando assim os efeitos do amolgamento, e então realizar o ensaio (fase de cisalhamento). Correlacionam-se os resultados obtidos com as tensões de adensamento, como na Figura 2.8.

2.5 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE RECALQUES EM SOLOS ARGILOSOS

Alguns autores propuseram métodos de cálculo do recalque em solos argilosos baseados em ensaios de laboratório (triaxiais CIU ou ensaios edométricos).

DAVIS e POULOS (1963) propuseram um método de cálculo de recalques baseado em ensaios triaxiais realizados sob uma variação de tensões entre a geostática e o acréscimo de tensão devido ao carregamento, determinando os parâmetros E_u , E' e ν' . Além disso, é necessário realizar estes ensaios em amostras de uma profundidade representativa da camada compressível, a fim de que se obtenham os parâmetros desejados. Através de um cálculo ponderado de toda a camada compressível, DAVIS e POULOS (1963) chegaram a uma profundidade representativa entre 1/4 e 1/3 da espessura total para uma distribuição de tensões, devido ao carregamento, próximo a triangular ou uniforme, respectivamente.

O ensaio reproduz em três estágios o comportamento do solo, abaixo do centro da fundação (sem rotação das tensões principais), na profundidade representativa, como explicitado abaixo:

Estágio 1 – A amostra, retirada na profundidade representativa e não amolgada, é colocada de volta às condições geostáticas através da aplicação de tensões sob condição K_0 e drenada. Nessa fase é imprescindível o controle das deformações e tensões aplicadas, a fim de se reproduzir as condições reais de campo;

Estágio 2 – Nessa fase aplica-se uma tensão desvio, sob condição não drenada, referente ao carregamento simulado e a partir das deformações axiais observadas obtém-se o parâmetro E_u ;

Estágio 3 – Mantendo o carregamento aplicado no estágio 2 constante, adensa-se a amostra até a dissipação completa das poro-pressões geradas e então obtêm-se os parâmetros E' e ν' , relacionando o carregamento e deformações (axial e radial). É possível também obter uma estimativa do c_{v3D} (coeficiente de adensamento tridimensional) através de medições da velocidade de adensamento.

LAMBE (1964) apresenta um método de cálculo de recalques em solos argilosos saturados, baseado no caminho de tensões de campo, e faz comparações com outros três métodos de estimativa de recalques. Somente o recalque total final e o excesso de poro-pressão inicial são analisados para pontos abaixo do centro da fundação com simetria de carregamento.

Basicamente, o método proposto por LAMBE (1964) consiste em realizar uma série de ensaios triaxiais CIU-C, com diferentes tensões confinantes, e plotar os caminhos de tensões efetivas e as linhas de isodeformação específica, como na Figura 2.4. Superpõe-se o caminho de tensões efetivas previsto para o carregamento de campo no gráfico $s't$ obtido dos ensaios. Estima-se a deformação vertical para o caminho de tensões efetivas de campo a partir das linhas de isodeformação (fase de carregamento não-drenado) e da expressão 2.10 (fase de adensamento), desenvolvida com base na Teoria da Elasticidade e que relaciona a deformação vertical com a deformação volumétrica durante o adensamento ao longo de qualquer linha radial de isodeformação.

$$\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_{vol}} = \frac{\frac{\Delta h}{h_0}}{\frac{\Delta e}{1 + e_0}} = \frac{(1 + K_0) - (2KK_0)}{(1 - K_0)(1 + 2K)} \quad (2.10)$$

onde:

ε_v – deformação específica vertical;

ε_{vol} – deformação específica volumétrica;

K_0 – coeficiente de empuxo no repouso (ensaio edométrico);

K – coeficiente de empuxo para o caminho de tensões de campo;

Δh – variação da altura do corpo-de-prova;

h_0 – altura inicial do corpo-de-prova.

Obtida a deformação vertical total (imediate+adensamento), multiplica-se pela espessura da camada tendo-se, assim, o recalque total.

SIMONS e MENZIES (1981) apresentaram uma metodologia de cálculo de recalques que leva em consideração as variações nas tensões verticais e horizontais através dos caminhos de tensões totais e efetivas, da poro-pressão gerada no carregamento não-drenado e da diminuição do coeficiente de Poisson durante o adensamento. Os autores citam trabalhos nos quais a metodologia foi aplicada para avaliação de recalques na argila de Londres (SOM, 1968; SIMONS e SOM, 1969 e 1970; SIMONS, 1971).

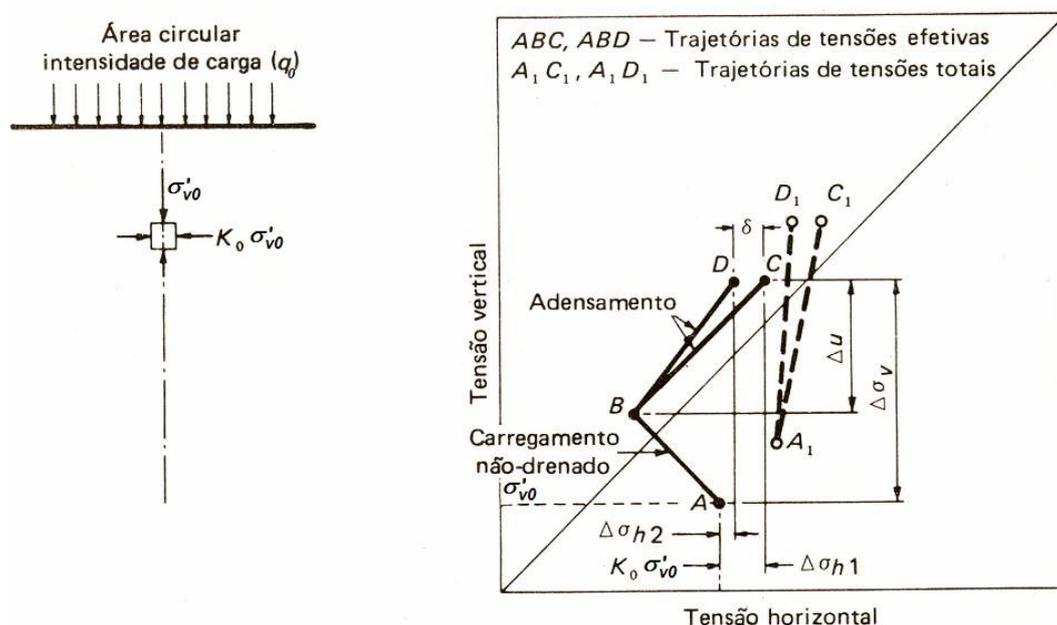


Figura 2.9 – Caminho de tensões durante carregamento não-drenado (SIMONS e MENZIES, 1981, segundo SIMONS e SOM, 1969)

O *Método do Caminho de Tensões*³, como é chamado por SIMONS e MENZIES (1981), consiste em readensar a amostra para colocá-la nas condições iniciais de campo e então aplicar incrementos de tensão vertical e horizontal que simulem os acréscimos de tensão gerados pelo carregamento no campo (Figura 2.9). O acréscimo de poro-pressão é estimado pela proposição de SKEMPTON (1954) (ver item 2.7). O recalque imediato é estimado pela expressão 2.11 da Teoria da Elasticidade para o caso de axissimetria das tensões e deformações.

³ O trabalho original intitula *Método da Trajetória de Tensões*. Como nessa dissertação tem sido usado o termo *caminho de tensões* (PINTO, 2000), mais correto e que transmite a mesma idéia, esta foi a forma preferida.

$$\rho_i = \int_0^h \frac{(\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_h)}{E_u} dh \quad (2.11)$$

O recalque por adensamento é função do acréscimo de poro-pressão, do coeficiente de compressibilidade volumétrica tridimensional, m_{v3D} , e da razão entre a deformação vertical e a deformação volumétrica (expressão 2.12).

$$\rho_a = \int_0^h \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_{vol}} (m_{v3D} \Delta u) dh \quad (2.12)$$

onde:

h – espessura da camada compressível;

$\Delta\sigma_h$ – acréscimo da tensão vertical total;

$\Delta\sigma_v$ – acréscimo da tensão vertical horizontal total;

m_{v3D} – coeficiente de compressibilidade volumétrica para deformação tridimensional (independente do tipo de ensaio para finalidades práticas);

ε_v – deformação específica vertical;

ε_{vol} – deformação específica volumétrica.

2.6 A CONTRIBUIÇÃO DE SKEMPTON E BJERRUM

SKEMPTON e BJERRUM (1957) comentam que os estados de tensão gerados por um mesmo carregamento (de geometria e magnitude idênticas), em argilas de mesma compressibilidade, mas com diferentes parâmetros de poro-pressão A (SKEMPTON, 1954), causam diferentes excessos de poro-pressões e conseqüentemente diferentes recalques por adensamento, visto que o adensamento é resultado da dissipação das poro-pressões (e, *pari passu*, incremento das tensões efetivas). No entanto, no ensaio edométrico, a poro-pressão gerada é igual ao carregamento total aplicado, desde que o solo esteja saturado. A explicação dada é que, no ensaio edométrico, não existem inicialmente deformações e portanto pelo Princípio das Tensões Efetivas não pode haver variação do estado de tensões efetivas.

Em casos como os comentados no item 2.3, o recalque por adensamento pode ser estimado através da aplicação direta de parâmetros obtidos de ensaios

edométricos (C_c , C_r), baseados na Teoria do Adensamento Unidimensional de TERZAGHI E FRÖLICH (1936). Vale lembrar que no ensaio edométrico não existe recalque imediato. Quando se tem espessas camadas de argila e uma área carregada de pequenas dimensões (sapatas ou aterros de pequenas dimensões), a consideração da deformação unidimensional já não é válida, pois existirão deformações verticais e laterais devidas ao carregamento.

O recalque imediato pode ser calculado pela expressão da Teoria da Elasticidade (SKEMPTON e BJERRUM, 1957):

$$\rho_i = q_0 \cdot B \cdot \frac{1 - \nu_u^2}{E_u} \cdot I \quad (2.13)$$

onde:

ρ_i – recalque imediato (não-drenado);

q_0 – carga aplicada por unidade de área;

B – largura ou diâmetro da base da área carregada;

ν_u – coeficiente de Poisson na condição não-drenada (0,5);

E_u – módulo de elasticidade não-drenado;

I – fator de influência, dependente da forma, do embutimento da fundação e da espessura da camada de argila (ver Figura 2.10).

Para carregamentos trapezoidais, como é o caso de taludes de aterros, existem outros ábacos para o fator de influência I (ver, POULOS e DAVIS, 1974).

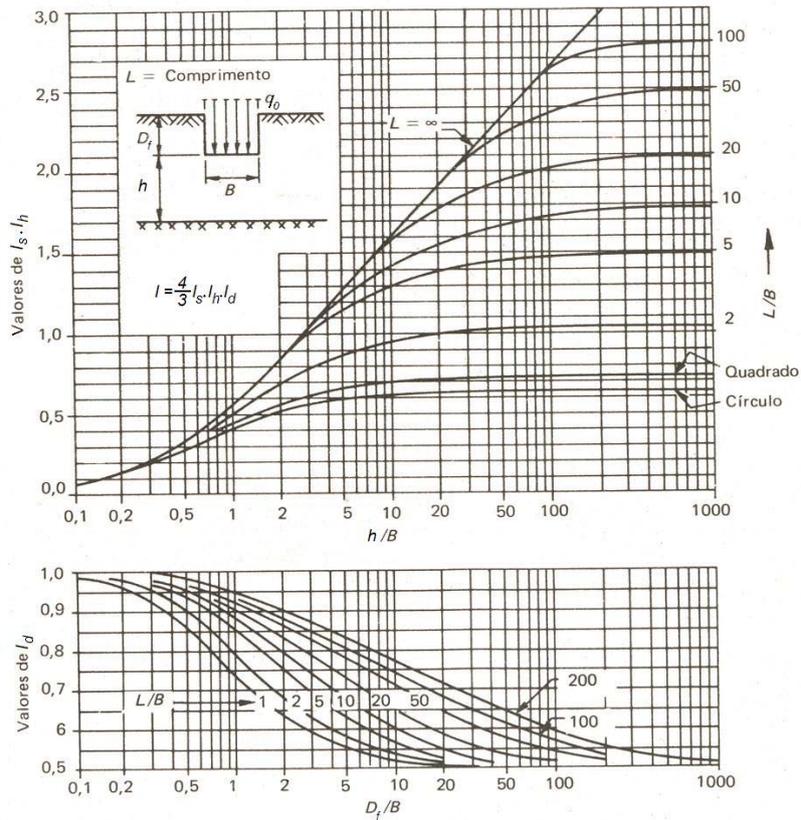


Figura 2.10 – Exemplo de ábaco para obtenção do fator de influência I
(JANBU *et al.*, 1956)

SKEMPTON e BJERRUM (1957) propuseram um método para estimar os recalques por adensamento de uma fundação a partir de cálculos com resultados de ensaios edométricos, que tem a forma:

$$\rho_a = \mu \cdot \rho_{oed} \quad (2.14)$$

onde:

ρ_a – recalque por adensamento da fundação;

μ – fator de correção tridimensional;

ρ_{oed} – recalque obtido no ensaio edométrico (adensamento unidimensional).

O fator μ está relacionado com o parâmetro de poro-pressão A de SKEMPTON (1954), com a espessura da camada compressível h e com o diâmetro ou largura da fundação B , considerando que o coeficiente de compressibilidade m_v (ensaio edométrico) e o parâmetro A são constantes em toda a camada de argila. A expressão de μ é:

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \quad (2.15)$$

O parâmetro α é a razão entre as integrais dos acréscimos de tensão total $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$, calculados pela Teoria da Elasticidade (ver por exemplo POULOS e DAVIS, 1974), para os vários pontos da massa de solo ao longo da espessura h e abaixo do centro da fundação.

$$\alpha = \frac{\int_0^h \Delta\sigma_3 \cdot dh}{\int_0^h \Delta\sigma_1 \cdot dh} \quad (2.16)$$

Os valores de μ podem ser obtidos do ábaco da Figura 2.11.

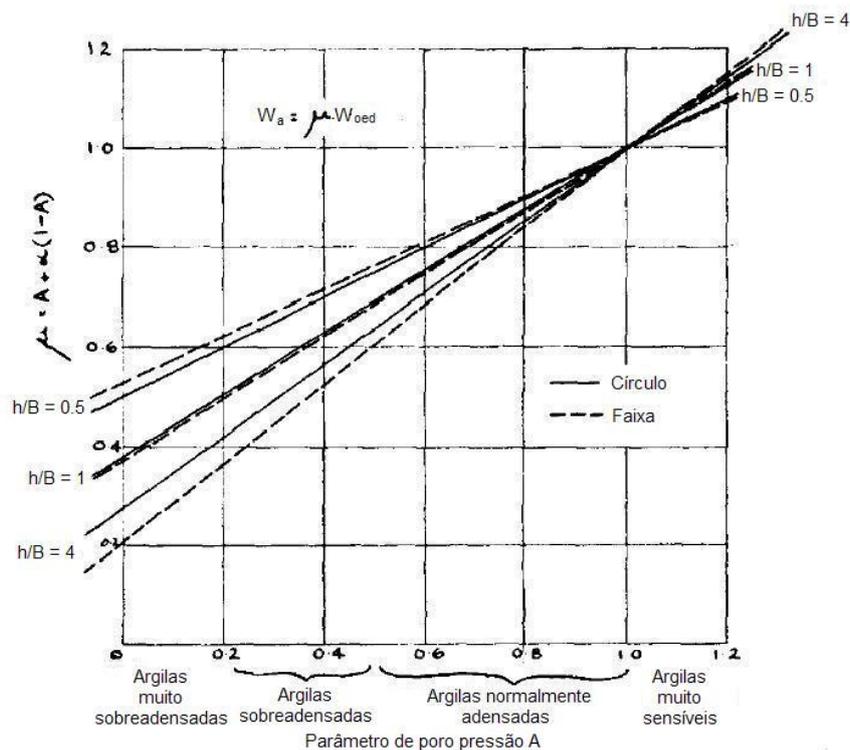


Figura 2.11 – Valores do fator μ (SKEMPTON e BJERRUM, 1957)

Assim, o recalque tridimensional final é dado pela soma das parcelas de recalque imediato e por adensamento.

$$\rho_{3D} = \rho_i + \rho_a \quad (2.17)$$

A demonstração detalhada do método encontra-se no APÊNDICE 1.

Para avaliação da evolução dos recalques no tempo, SKEMPTON e BJERRUM (1957) recomendaram o uso da expressão 2.18.

$$\rho_{r3D}(t) = \rho_i + \bar{U}(t) \mu \rho_{oed} \quad (2.18)$$

onde:

ρ_{r3D} – recalque tridimensional final;

ρ_i – recalque imediato (não-drenado);

ρ_{oed} – recalque edométrico total final (unidimensional – $\bar{U} = 1$);

$\rho_{r3D}(t)$ – recalque tridimensional final no tempo t ;

μ – fator de correção tridimensional;

$\bar{U}(t)$ – porcentagem média de adensamento no tempo t (função do fator tempo T).

O trabalho comenta também que cálculos numéricos aproximados mostraram que as deformações laterais na fase de adensamento são muito pequenas, de forma que a não consideração dessas deformações implica num erro não maior que 20% para os recalques estimados. Porém, no caso de recalques não-drenados (imediatos), as deformações laterais têm significativa participação nos recalques medidos. A explicação é que durante o adensamento o valor do coeficiente de Poisson cai de 0,5 para valores bem menores, o que diminui as deformações laterais, fato já comentado por SIMONS e MENZIES (1981) (item 2.5).

2.7 PARÂMETROS DE PORO-PRESSÃO E CORRELAÇÕES COM OCR

SKEMPTON (1954) definiu a poro-pressão gerada por um carregamento não-drenado em argila saturada como uma função da variação das tensões principais maior e menor:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.19)$$

A é o parâmetro de poro-pressão que depende do tipo de carregamento, velocidade de carregamento e só é válido para uma situação de axissimetria da tensão principal menor (ensaio triaxial). Este parâmetro depende do tipo de ensaio.

Ensaio triaxiais CIU-C e CIU-E em amostras normalmente adensadas da Argila de *Weald* apresentaram valores de A_f nos ensaios de compressão de 0,94, enquanto nos ensaios de extensão de 1,28 (HENKEL, 1960).

Para eliminar esta dependência do tipo de ensaio, HENKEL (1958) definiu que a variação da poro-pressão é função das mudanças na tensão total octaédrica e da tensão cisalhante octaédrica, generalizando para um estado de tensão qualquer:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a_f \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \quad (2.20)$$

onde a é o parâmetro de poro-pressão definido por HENKEL (1958).

Os parâmetros A_f e a_f variam com as características de adensamento e histórico de tensões do solo. Esses parâmetros decrescem com o aumento de OCR e atingem o valor zero para um valor crítico de OCR, tornando-se negativos para argilas muito sobreadensadas (LINS, 1980).

Cabe lembrar que A_f e a_f são parâmetros de poro-pressão na ruptura, existindo também valores de A e a para outros níveis de carregamento. No entanto, na literatura pouco se encontra sobre tais valores. A Figura 2.12 mostra relações entre os parâmetros de poro-pressão na ruptura para a argila de *Weald* e para a argila de Londres.

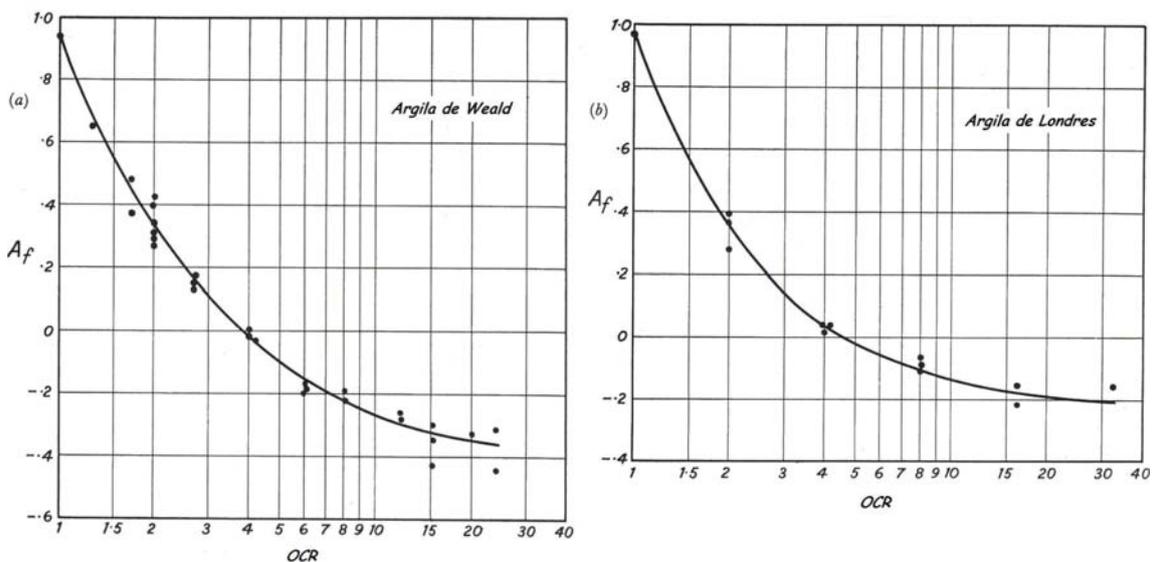


Figura 2.12 – Parâmetros de poro-pressão na ruptura versus OCR em ensaios CIU-C nas argilas de Weald e de Londres (BISHOP e HENKEL, 1957)

2.8 MÉTODO DE PREVISÃO DE RECALQUES A PARTIR DE MEDIÇÕES DE CAMPO

Em grandes obras de Engenharia é comum a construção de modelos em verdadeira grandeza (protótipos) para avaliação do desempenho e extrapolação dos resultados para a obra. Como exemplos, podem ser citados os aterros experimentais e as provas de carga em estacas. A previsão de recalques através da observação de protótipos foi feita no Brasil em obras de grande porte, tais como aterros em portos, rodovias e indústrias.

O método gráfico de ASAOKA (1978) avalia o recalque total final a partir da evolução do recalque no tempo. O método também propõe uma forma de estimar o c_v do solo. Esta estimativa tem sido passível de crítica por parte de alguns pesquisadores (PINTO, 2001; MARTINS, 2008; SCHMIDT, 1992), visto que o c_v retroanalizado incorpora uma parcela de recalque por compressão secundária não considerada pelo método. O método de Asaoka consiste em:

- (1) Obter medições de recalque no campo em intervalos de tempo Δt iguais, de preferência de 15 a 100 dias;
- (2) Plotar os resultados num gráfico em pares ordenados (ρ_{n-1}, ρ_n) em que ρ_{n-1} é o recalque no tempo t_{n-1} e ρ_n é o recalque no tempo t_n , sendo $\Delta t = (t_n - t_{n-1})$;
- (3) Achar a reta média dos pontos por regressão linear. A intersecção da reta média com a reta $\rho_{n-1} = \rho_n$ é o valor do recalque ρ_∞ a tempo infinito (Figura 2.13).

O recalque final a tempo infinito e o coeficiente de adensamento c_v são dados pelas seguintes expressões:

$$\rho_\infty = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (2.21)$$

$$c_v = \frac{-4 H_d^2}{\pi^2 \Delta t} \ln(\beta_1) \quad (2.22)$$

onde:

β_0 = coeficiente linear da reta que ajusta os pontos de campo;

β_1 = coeficiente angular da reta que ajusta os pontos de campo;

H_d = distância de drenagem vertical;

Δt = intervalo de tempo entre as leituras de campo.

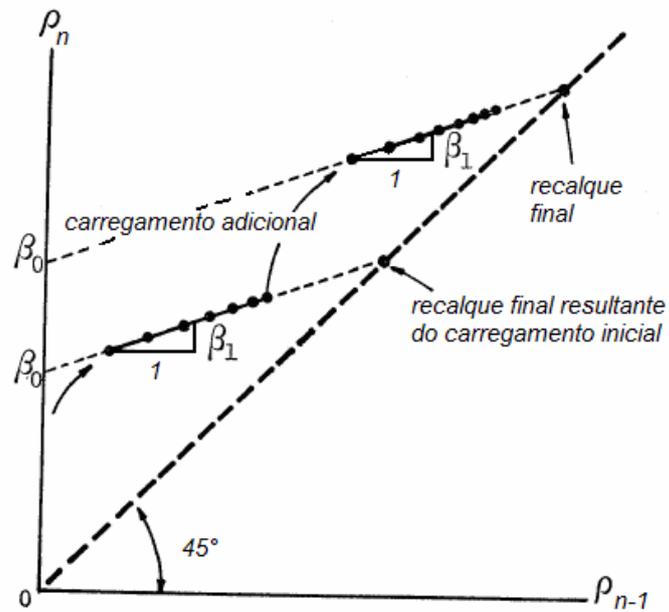


Figura 2.13 – Construção de Asaoka para previsão de recalques com base em dados de observações de campo (adaptado de ASAOKA, 1978)

CAPÍTULO 3

CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DE RECALQUES DE FUNDAÇÕES EM ARGILA

3.1 INTRODUÇÃO

Um estudo do método proposto por SKEMPTON e BJERRUM (1957), conforme pode ser visto no APÊNDICE 1, mostra as seguintes características:

- (1) Os parâmetros de entrada são o carregamento q_0 , a geometria do carregamento (largura ou diâmetro da fundação), o módulo de elasticidade não-drenado E_u , a espessura h da camada compressível abaixo da fundação e o parâmetro de poro-pressão A ;
- (2) O método supõe que ao longo da espessura h não há variação do coeficiente de compressibilidade m_v e do parâmetro de poro-pressão A ;
- (3) O parâmetro de poro-pressão A é definido para o caso de axissimetria da tensão principal menor, como no ensaio triaxial ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_r$). Assim, a rigor, o método não poderia ser aplicado para fundações corridas ou não circulares ($\Delta\sigma_2 \neq \Delta\sigma_3$) ou para um conjunto de sapatas;
- (4) Em alguns casos, existem dificuldades em se obter valores representativos de A em face da variabilidade do solo ou devido à quebra da estrutura em solos que apresentem coesão verdadeira;
- (5) Não há consideração do efeito do adensamento secundário.

Na tentativa de evitar o uso do parâmetro A nos cálculos de estimativa de recalques, é proposta uma modificação do método de SKEMPTON e BJERRUM (1957). Tal proposição faz uso da Teoria dos Estados Críticos, em particular do modelo Cam-clay Modificado, além de utilizar resultados de ensaios de laboratório (triaxiais e edométricos).

3.2 A TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS E O MODELO CAM-CLAY MODIFICADO

Na Mecânica dos Solos clássica, a resistência ao cisalhamento é dada pelo critério de Mohr-Coulomb, enquanto que as análises de deformação são feitas pela Teoria do Adensamento de TERZAGHI E FRÖLICH (1936) e, portanto, dissociadas. ATKINSON e BRANSBY (1978), no prefácio do seu livro, afirmam que os conceitos de adensamento, compressão, escoamento e ruptura dos solos podem ser abordados juntos, numa ferramenta simples e unificada. Essa unificação de conceitos é a base da Teoria dos Estados Críticos e provê um fundamento para entender o comportamento dos solos.

O Cam-clay Modificado é um modelo elasto-plástico que incorpora o conceito de estado crítico e se ajusta bem ao comportamento de argilas normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas (ROSCOE E BURLAND, 1968). Segundo WOOD (1990), o Cam-clay Modificado incorpora os quatro “ingredientes” de um modelo elasto-plástico, a saber:

- (1) Propriedades elásticas;
- (2) Superfície de escoamento;
- (3) Potencial plástico;
- (4) Lei de endurecimento.

Para um estudo aprofundado do assunto, recomenda-se a leitura, por exemplo, de ATKINSON e BRANSBY (1978) e WOOD (1990), além de um estudo das Teorias da Elasticidade e Plasticidade.

Uma vista tridimensional da superfície de escoamento é apresentada na Figura 3.1. A Figura 3.2 e a Figura 3.3 mostram como a tensão cisalhante q e o volume específico v variam com a tensão efetiva média p' . O comportamento do solo para qualquer estado de tensão que se encontre dentro da superfície de escoamento é puramente elástico e as deformações são calculadas pelas seguintes expressões:

$$\delta\varepsilon_v^e = \kappa \cdot \frac{\delta p'}{v \cdot p'} \quad (3.1)$$

$$\delta\varepsilon_s^e = \frac{\delta q}{3G} \quad (3.2)$$

onde:

$\delta\varepsilon_v^e$ – variação da deformação volumétrica específica elástica;

$\delta\varepsilon_s^e$ – variação da deformação cisalhante específica elástica;

κ – coeficiente angular da linha de descarregamento e recarregamento (LDR) no plano $v \times \ln p'$;

v – volume específico ($v = 1 + e$);

G – módulo cisalhante.

Da expressão 3.1 é fácil perceber que $(v \cdot p')/\kappa$ é o módulo volumétrico K' , relacionado ao coeficiente de Poisson e a G por:

$$K' = \frac{2G(1 + \nu')}{3(1 - 2\nu')} \quad (3.3)$$

Quando um caminho de tensões efetivas alcança a superfície de escoamento, o comportamento do solo passa a ser elasto-plástico, ou seja, deformações elásticas e plásticas ocorrem simultaneamente. As deformações plásticas, para o Cam-clay Modificado, são calculadas por:

$$\delta\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{v \cdot p' \cdot (M^2 + \eta^2)} \cdot [(M^2 - \eta^2) \cdot \delta p' + 2\eta \cdot \delta q] \quad (3.4)$$

$$\delta\varepsilon_s^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{v \cdot p' \cdot (M^2 + \eta^2)} \cdot \left[2\eta \cdot \delta p' + \frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \cdot \delta q \right] \quad (3.5)$$

onde:

$\delta\varepsilon_v^p$ – variação da deformação volumétrica específica plástica;

$\delta\varepsilon_s^p$ – variação da deformação cisalhante específica plástica;

κ – coeficiente angular da linha de descarregamento e recarregamento (LDR) no plano $v \times \ln p'$;

λ – coeficiente angular da linha de adensamento hidrostático (LAH) no plano $v \times \ln p'$;

v – volume específico ($v = 1 + e$);

η – razão q/p' ;

M – coeficiente angular da linha de estado crítico no plano $p' \times q$.

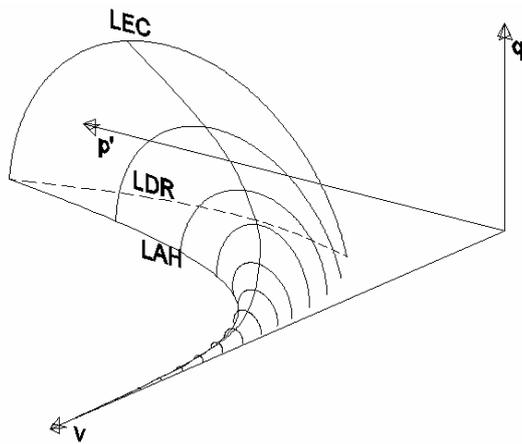


Figura 3.1 – Vista tridimensional da superfície de escoamento

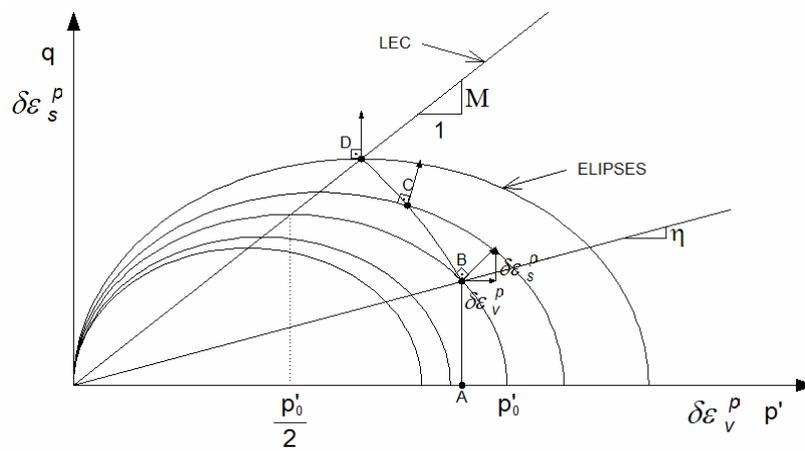


Figura 3.2 – Representação da superfície de escoamento no plano $p' \times q$

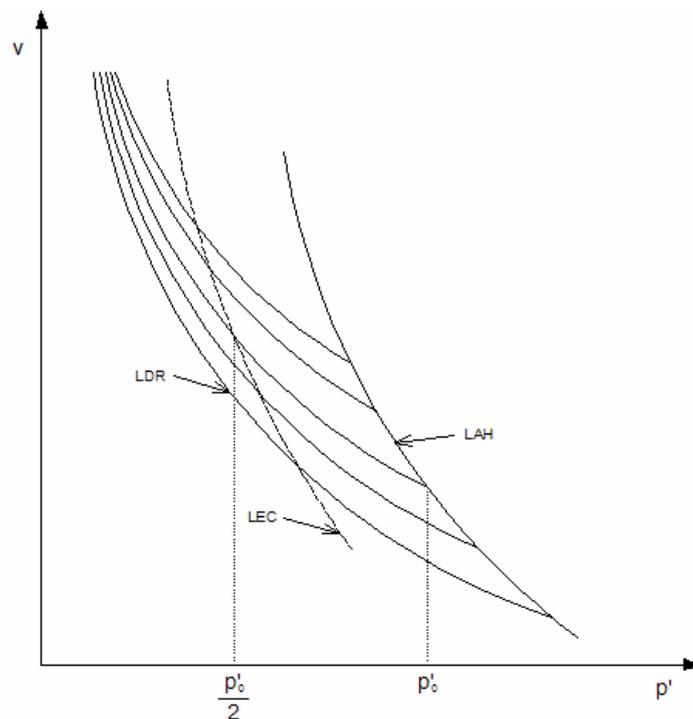


Figura 3.3 – LAH, LDR e LEC – $p' \times v$

A superfície de escoamento representa o limite dos estados de tensões possíveis. Nela os caminhos de tensões efetivas se direcionam para a linha de estado crítico (LEC) que, para ensaios CIU-C, representa a ruptura. Nesse trajeto, há uma expansão da elipse no plano $p'q$, sem mudança de forma, o que representa o escoamento do solo caracterizado pelo aumento de p'_o (Lei de endurecimento - Figura 3.2). Essa expansão se deve ao potencial plástico do solo devido à variação das deformações irreversíveis (plásticas), representado pelo vetor resultante de $\delta\varepsilon_v^p$ e $\delta\varepsilon_s^p$. O modelo Cam-clay Modificado admite o comportamento associativo (condição de normalidade), ou seja, o vetor resultante é sempre perpendicular à superfície de escoamento (Figura 3.2).

A Figura 3.4 apresenta a relação do volume específico v com o logaritmo natural de p' para q igual a zero. Os pontos A e B estão na linha de adensamento hidrostático (LAH) e o solo é normalmente adensado. O ponto C está em uma linha de descarregamento e recarregamento (LDR) e sobreadensado com OCR igual a p'_A/p'_C . Quando se carrega um elemento de solo do ponto C para o ponto A as deformações são elásticas e calculadas pela Teoria da Elasticidade utilizando K' , G e ν' . Caso se descarregue o solo para uma tensão menor que p'_A o caminho AC é seguido. Em contrapartida, se se carregar o solo além de p'_A ter-se-á uma variação de volume significativa devido à plastificação e o caminho seguido é na LAH de A para B. Se houver descarregamento para p'_D a partir de B, o caminho seguido será BD e o solo estará sobreadensado com OCR igual a p'_B/p'_D . Isso posto, as tensões p'_A e p'_B são de adensamento.

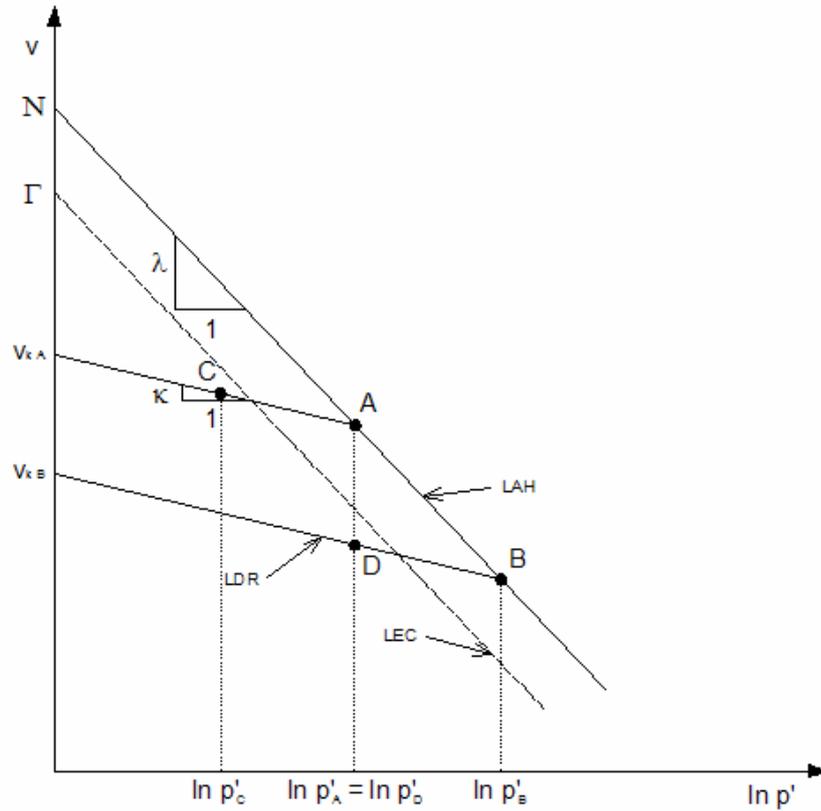


Figura 3.4 – LAH, LDR e LEC – $\ln p' \times v$

3.2.1 Ensaios triaxiais convencionais não-drenados de compressão (CIU-C)

Por definição as tensões total e efetiva médias, p e p' , e a tensão cisalhante q são:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.6)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (3.7)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} = \sqrt{\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2}{2}} \quad (3.8)$$

Em ensaios triaxiais convencionais tipo CIU-C, nos quais $\sigma_2 = \sigma_3$ e $\Delta\sigma_3 = 0$, na fase de aplicação da tensão desviadora, tem-se:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \Rightarrow \Delta p = \frac{\Delta\sigma_1}{3} \quad (3.9)$$

$$q = q' = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \Rightarrow \Delta q = \Delta q' = \Delta \sigma_1 = \Delta \sigma'_1 \quad (3.10)$$

A variação da tensão efetiva média $\Delta p'$ é função do OCR da amostra, como se pode concluir da descrição das fases do ensaio:

(1) Adensamento hidrostático – Nessa fase o corpo de prova é adensado hidrostaticamente sem variação da tensão cisalhante q até uma tensão média p'_{on} (amostra normalmente adensada). O caminho de tensões efetivo está na LAH que é o limite da superfície de escoamento à direita. Descarregando a amostra hidrostaticamente para uma tensão p'_n gera-se um OCR igual a p'_{on}/p'_n (n igual a 1 ou 2 na Figura 3.5).

(2) Aplicação da tensão desviadora – Com o aumento da tensão vertical total (nesse caso σ_1), haverá um aumento da tensão cisalhante q e o caminho de tensões efetivo caminhará em direção a LEC. O caminho de tensões totais tem a inclinação 1:3 ($p:q$) enquanto que o caminho de tensões efetivas segue pela superfície de escoamento em argilas normalmente adensadas desde o início do ensaio. Em argilas sobreadensadas os caminhos de tensões efetivas são verticais até atingir a superfície de escoamento quando, então, seguem por esta até a LEC. Isso se explica porque no volume interno à superfície de escoamento o comportamento do solo é elástico e se não há variação volumétrica (ensaio não-drenado) não pode ter variação de p' (expressão 3.1).

A Figura 3.5 mostra o comportamento de três ensaios com diferentes OCR. O caminho de tensões efetivas ABCD é de uma amostra normalmente adensada com p'_{o1} . A ruptura se dá na LEC, ponto de tensão cisalhante q máxima. Para a amostra sobreadensada com OCR p'_{o1}/p'_1 , o caminho de tensões efetivos sobe vertical (EF) pelo muro elástico (LDR no plano $p'v$) associado à tensão de adensamento p'_{o1} , quando encontra a superfície de escoamento e caminha para a esquerda (FGH), também rompendo na LEC.

Pela construção do modelo Cam-clay Modificado, amostras muito sobreadensadas, como a representada por OCR p'_{o2}/p'_2 (Figura 3.5), romperiam na superfície de escoamento (ponto J) e “amoleceriam” até atingir a LEC (caminho de tensões efetivas IJKLM). Porém, dados experimentais mostram que tal comportamento não se verifica na prática, o que será discutido no item 3.2.2.

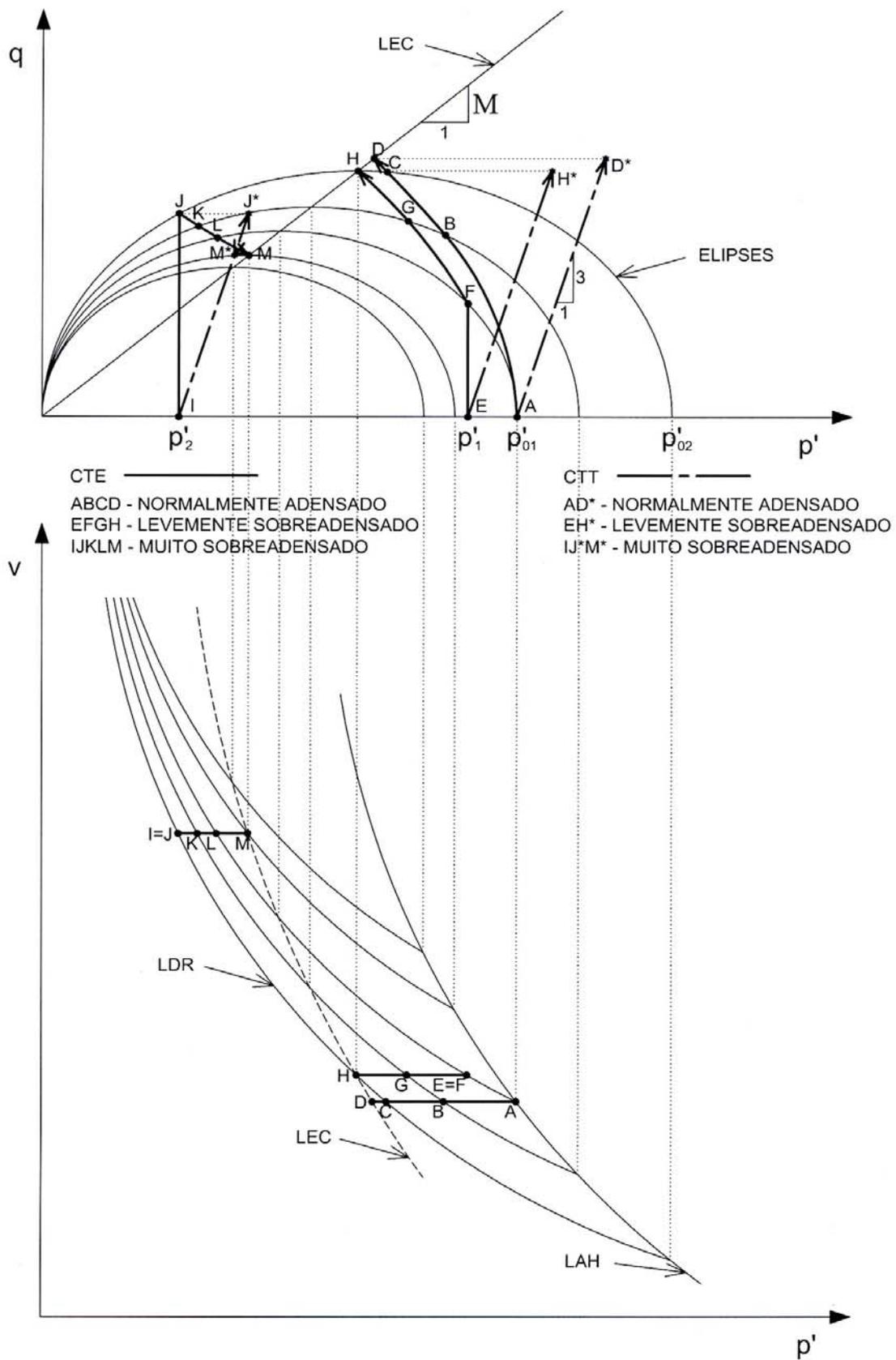


Figura 3.5 – Caminhos de tensões totais e efetivas em ensaio CIU-C convencionais

3.2.2 Discussões e limitações do modelo Cam-clay Modificado

LEROUEIL (1997) discute os resultados de ensaios triaxiais de compressão e extensão feitos por LADD e VARALLYAY (1965) em amostras normalmente adensadas sob diferentes valores de K_0 (Figura 3.6) e faz os seguintes comentários:

- (1) As curvas de estado limite (superfície de escoamento) têm uma forma mais ou menos elíptica e mais ou menos centrada na linha K_0 (Figura 3.7). Acredita-se que esse comportamento resulta da anisotropia da argila devido ao processo de deposição.
- (2) Para grandes deformações, os caminhos de tensões seguem para a mesma envoltória de resistência correspondente ao tipo de ensaio (compressão ou extensão).
- (3) Para uma mesma condição de adensamento, a tensão média efetiva p' , para grandes deformações, tem o mesmo valor para compressão e extensão, indicando que o conceito de estado crítico não é afetado pela anisotropia (Figura 3.6).
- (4) O parâmetro M não é o mesmo para ensaios de compressão e extensão, o que está de acordo com a teoria, sendo a tensão desviadora máxima, em módulo, menor em ensaios de extensão:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{(3 - \operatorname{sen} \phi')} \quad (\text{ensaio de compressão}) \quad (3.11)$$

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{(3 + \operatorname{sen} \phi')} \quad (\text{ensaio de extensão}) \quad (3.12)$$

- (5) A Figura 3.8 mostra que a tensão cisalhante máxima, normalizada pela tensão confinante, é maior quanto maior for o ângulo de atrito ϕ' , bem como a razão entre a tensão que a curva de estado limite corta o eixo hidrostático e a tensão confinante é menor quanto maior for o ângulo de atrito ϕ' .

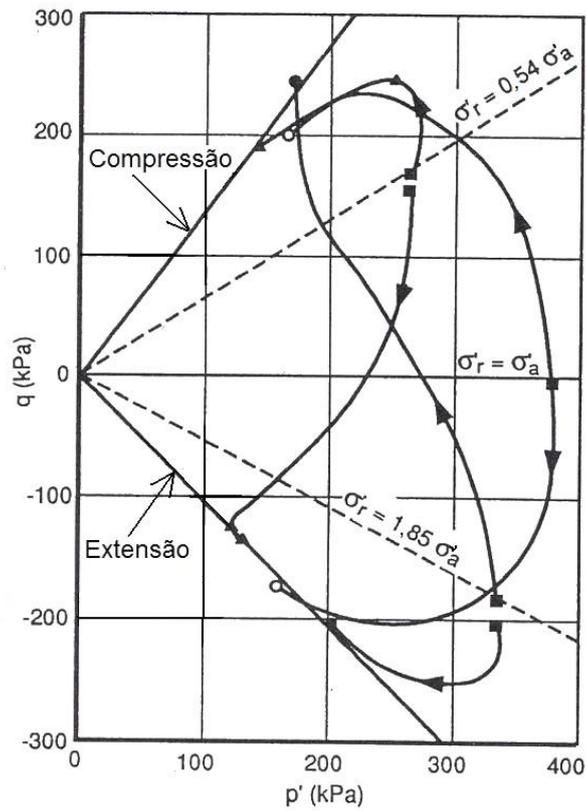


Figura 3.6 – Caminhos de tensão seguidos em ensaios triaxiais CIU-C e CIU-E em amostras normalmente adensadas, depois da fase de adensamento, para K_0 igual a 0,54, 1 e 1,85 (LADD e VARALLYAY, 1965, citado por LEROUEIL, 1997)

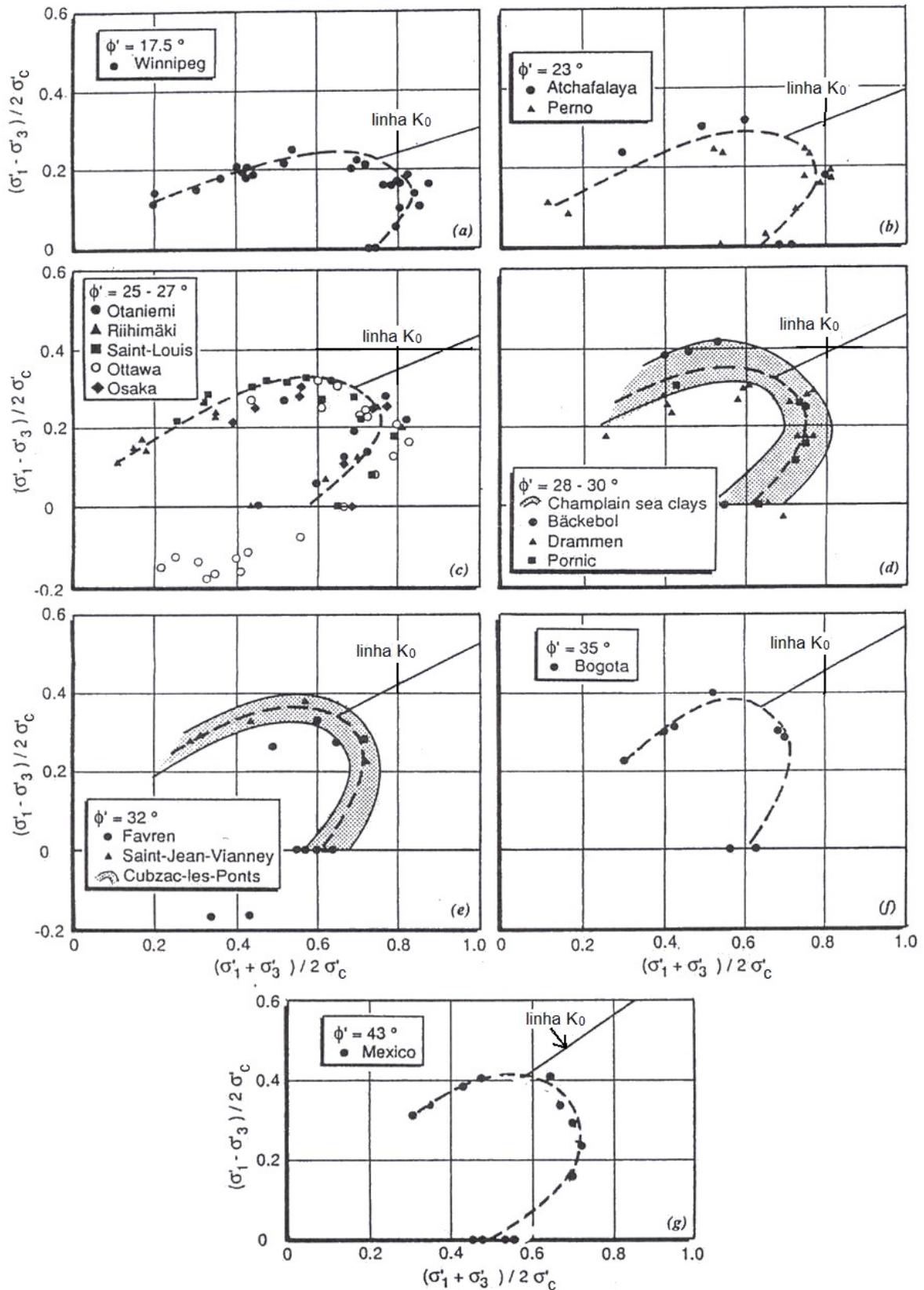


Figura 3.7 – Curvas de estado limite de argilas naturais (DIAS-RODRIGUES *et al.*, 1992, citado por LEROUEIL, 1997)

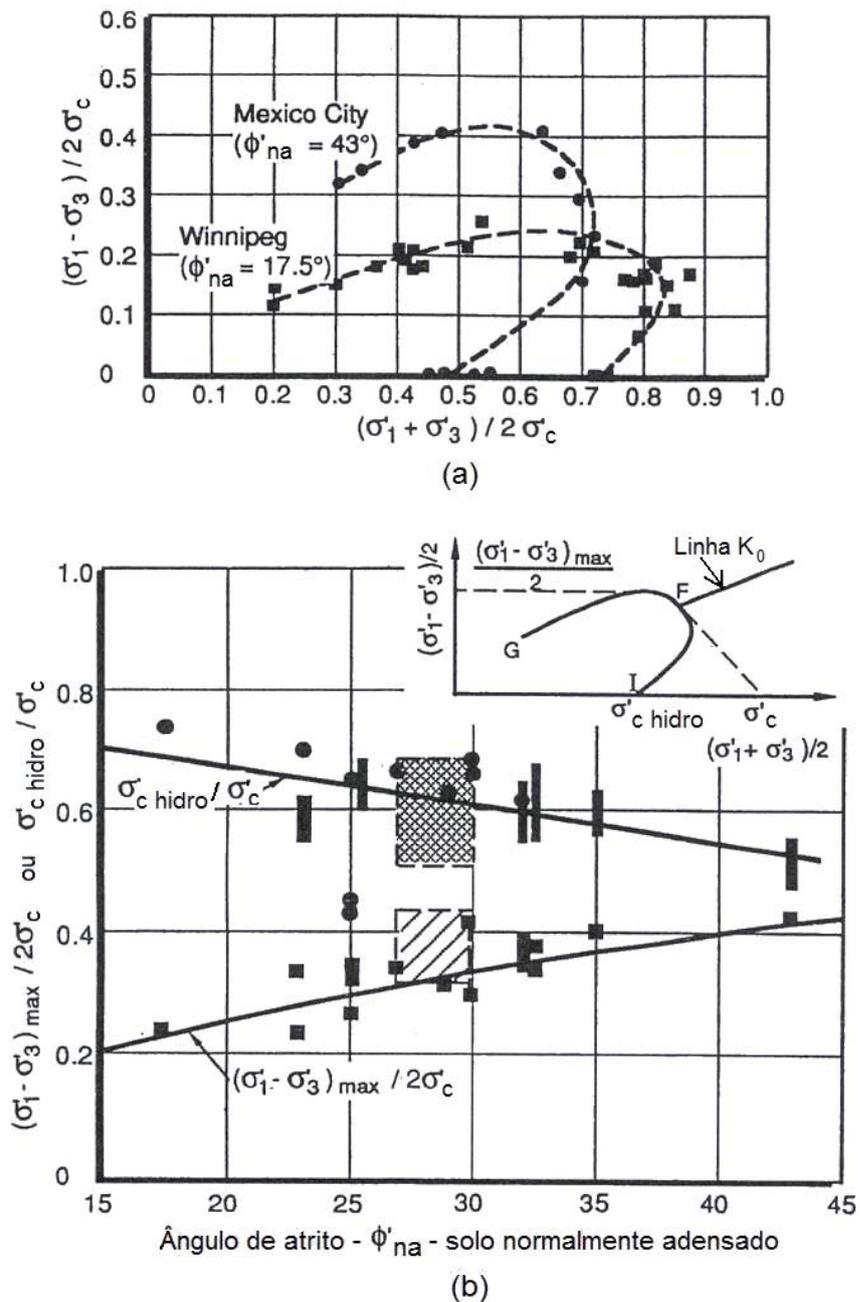


Figura 3.8 – Resumo das curvas de estado limite de argilas naturais (DIAS-RODRIGUES *et al.*, 1992, citado por LEROUEIL, 1997)

MARTINS (1992) credits the asymmetry of the limit state curve, in relation to the hydrostatic consolidation line (LAH), to the deformation rate of the test (Figure 3.9). In the opinion of this author, there are various failure surfaces, each associated with a deformation rate of the test and a particular line of

estado crítico (LEC). Os ângulos de atrito obtidos nesses ensaios seriam aparentes (ϕ'_a) e tão maiores quanto maior for a velocidade do ensaio, pois têm incorporados uma parcela de resistência devido à viscosidade da água adsorvida nos grãos sólidos.

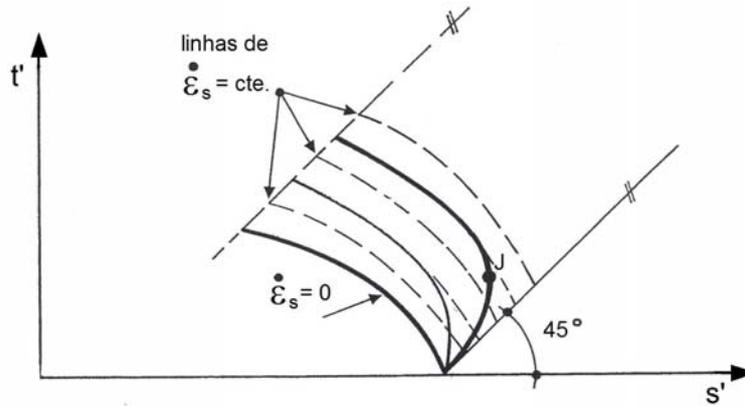


Figura 3.9 – Caminhos de tensões efetivas reais de um ensaio triaxial em que a prensa parte com velocidade zero (adaptado de MARTINS, 1992)

ALMEIDA *et al.* (2005) cita FUTAI *et al.* (2001) mostrando que à medida que aumenta a tensão hidrostática de adensamento, a curva de estado limite, obtida num ensaio CIU-C, vai tomando a forma do modelo Cam-clay (simétrica ao eixo hidrostático). A explicação seria pelo fato de a compressão hidrostática eliminar as características anisotrópicas do solo e a amostra tornar-se semelhante a uma preparada em laboratório (Figura 3.10).

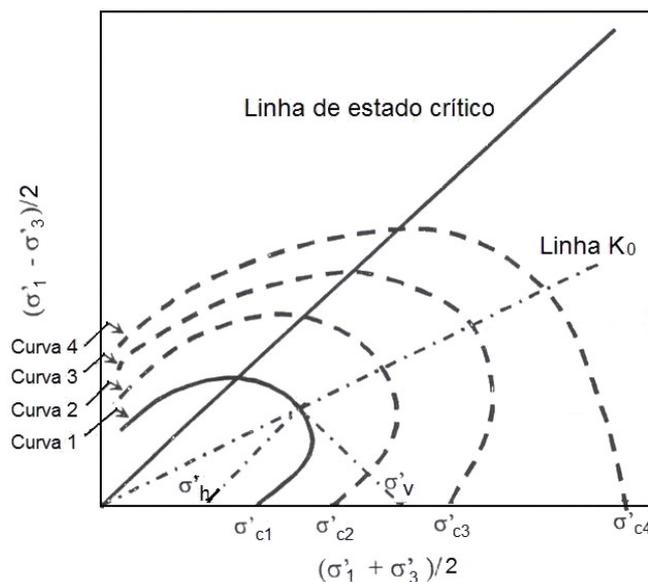


Figura 3.10 – Variação das curvas de estado limite com o carregamento hidrostático (FUTAI *et al.*, 2001, citado por ALMEIDA *et al.*, 2005)

BRUGGER (1996) faz outros comentários, além dos já citados, que valem ser apresentados:

(1) De acordo com o modelo, durante a fase elástica, os caminhos de tensões efetivas em carregamentos não-drenados são verticais até que seja atingida a superfície de escoamento. Entretanto, em ensaios triaxiais observa-se que os caminhos não são necessariamente verticais, principalmente em solos muito sobreadensados ($OCR > 4$) (Figura 3.11).

(2) A hipótese da condição de normalidade, ou comportamento associativo, é baseada em observações de ensaios triaxiais, onde esta hipótese não pode ser comprovada, uma vez que as condições de contorno nestes ensaios implicam que todas as direções principais (tensões, acréscimos de tensões, deformações e acréscimos de deformações) sejam colineares nas direções axial e radial. Ensaios realizados em equipamento de cisalhamento simples e ensaios de torção (FRYDMAN *et al.*, 1995, citado por BRUGGER, 1996) indicam que, para baixos níveis de tensões, os solos não seguem a condição de normalidade, tendendo para ela quando o estado de tensão se aproxima da ruptura.

(3) O modelo (e a teoria dos Estados Críticos como um todo) não considera fenômenos de tempo e velocidade no comportamento dos solos. Isso implica na impossibilidade de simular fenômenos como fluência, relaxação de tensões e diminuição de resistência em carregamentos cíclicos.

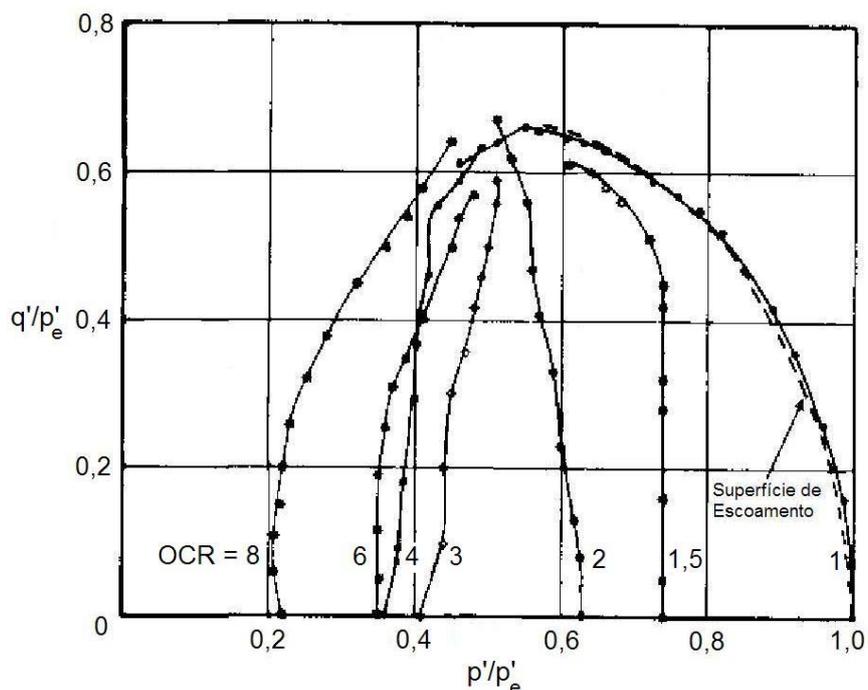


Figura 3.11 – Caminhos de tensão efetivos para a Argila do Sarapuú (ALMEIDA, 1982)

HVORSLEV (1937) estudou a resistência de argilas através de ensaios de cisalhamento direto, relacionando a tensão vertical efetiva σ'_v , a tensão cisalhante τ_h e umidade w na ruptura. Esse autor observou que amostras muito sobreadensadas rompiam em pontos abaixo da linha de estado crítico, em envoltórias que se ajustam ao critério de Mohr-Coulomb e são função da razão de sobreadensamento (OCR) e da tensão de adensamento p'_o . A partir desses resultados, concluiu-se que existe uma superfície planar que representa o comportamento dos solos com estados de tensão e volume específico à esquerda da LEC no plano $p'v$. A essa superfície dá-se o nome de *Superfície de Hvorslev* (Figura 3.12).

Isso posto, o “pico” de resistência e posterior “amolecimento”, mostrado na Figura 3.5 para ensaios CIU-C em amostras muito sobreadensadas, não representa o comportamento do material. Sendo o ensaio não-drenado, o ponto de q máximo (ruptura) é na interseção da Superfície de Hvorslev com a LEC (Figura 3.12). Para ensaios drenados verifica-se um “pico” de resistência e “amolecimento”, mas estes não vêm ao caso no presente trabalho.

A esquerda dos planos não-drenados, ou seja, de volume específico constante, existe um limite de η para que não existam tensões de tração na amostra ensaiada. Para ensaios triaxiais de compressão, esse limite é uma reta de coeficiente angular 3, chamada de *cut-off* de tração (Figura 3.12).

O modelo Cam-clay Modificado representa bem o comportamento dos solos na parte à direita da LEC (normalmente adensados ou levemente sobreadensados). A essa parte da superfície de escoamento dá-se o nome de *Superfície de Roscoe* (Figura 3.12).

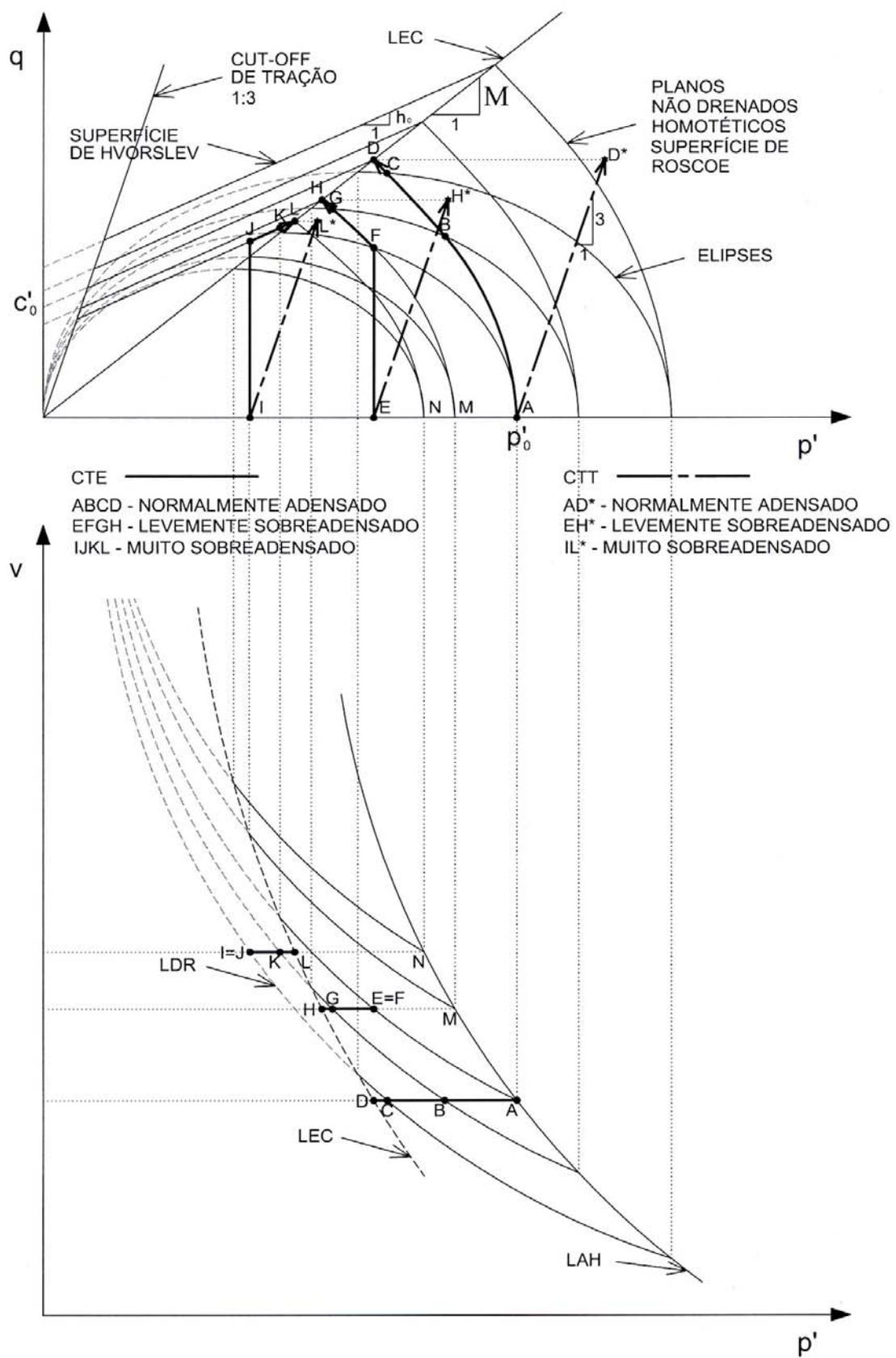


Figura 3.12 – Superfície de estado limite completa – Superfície de Roscoe e Superfície de Hvorslev

3.2.3 Superfície de escoamento normalizada

A Figura 3.13 mostra um plano não-drenado de volume específico v_e , associado a uma tensão equivalente de adensamento, na LAH, p'_e .

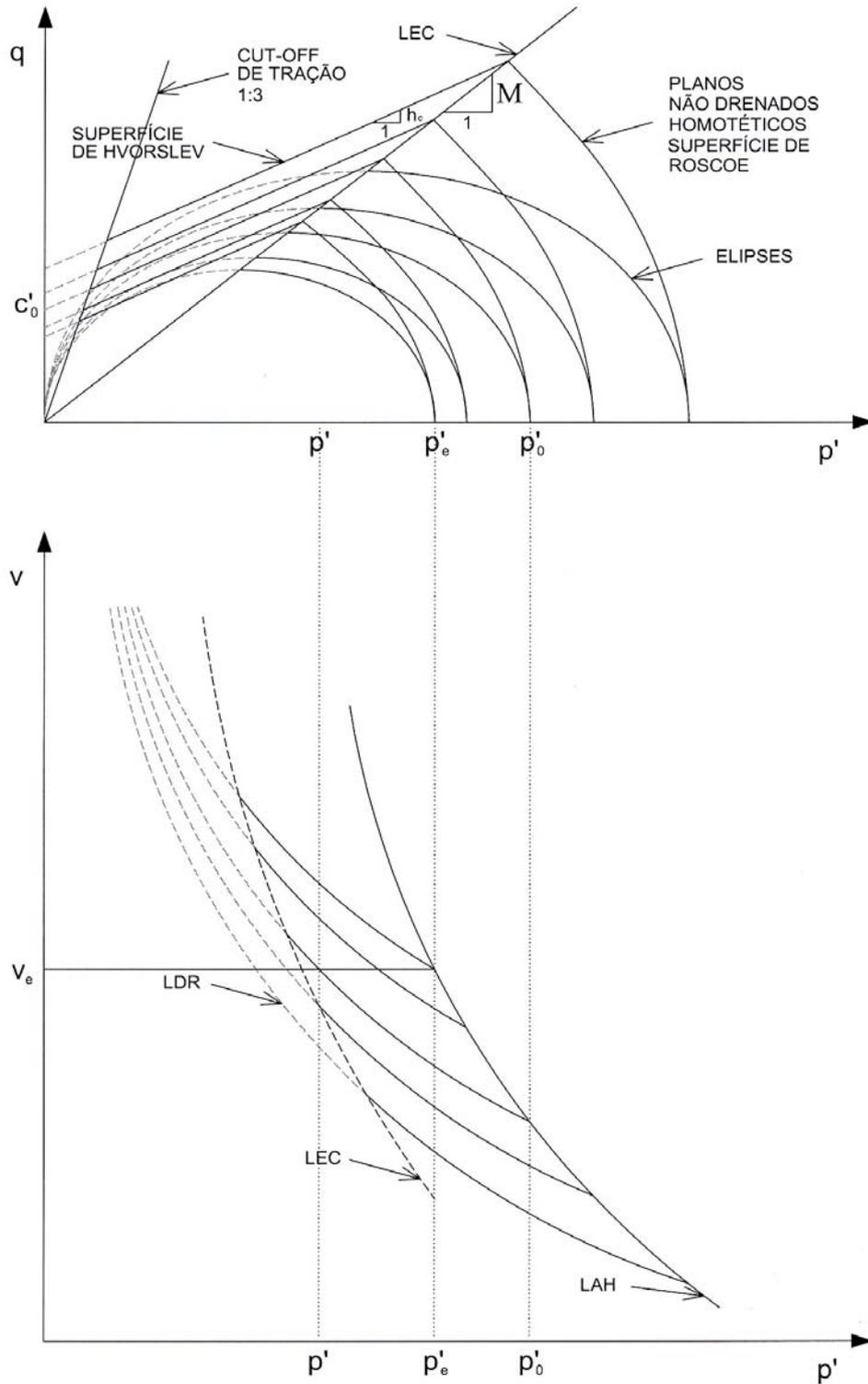


Figura 3.13 – Normalização da superfície de escoamento num plano não-drenado

Normalizando as elipses que representam a superfície de escoamento no plano $p'q$ em função da tensão de adensamento equivalente p'_e , tem-se as expressões:

$$\frac{p'}{p'_o} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (\text{equação da elipse no plano } p'q) \quad (3.13)$$

$$\frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^{\lambda} \Rightarrow \frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \right)^{\lambda} \quad (3.14)$$

$$\frac{q}{p'_e} = \eta \cdot \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \right)^{\lambda}, \quad (3.15)$$

onde:

$$\lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda}$$

$$p' \leq p'_e$$

sendo η a razão q/p' no ensaio, partindo de $\eta = 0$, estado hidrostático de tensões, e atingindo o estado crítico para $\eta = M$.

Da Figura 3.13 deduz-se que para cada valor de p' menor ou igual a p'_e está associado um OCR, como na expressão 3.16.

$$\frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^{\lambda} \Rightarrow \frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{1}{OCR} \right)^{\lambda} \quad (3.16)$$

Em um plano não-drenado, a *Superfície de Hvorslev* é representada por uma reta que tem um intercepto de coesão c' . O valor de c' é proporcional à tensão de adensamento associada (na Figura 3.13 c'_o está para $p'_o \Rightarrow c'_{on}/p'_{on} = cte.$). O coeficiente angular h_c é função do ângulo de atrito para solos muito sobreadensados (expressão 3.11). A equação da reta será:

$$q = c' + h_c p' \quad (3.17)$$

Essa reta nada mais é que um ajuste da envoltória de resistência para solos muito sobreadensados, que na realidade é curva, pelo modelo de Mohr-Coulomb. Normalizando a envoltória da expressão 3.17 em função de p'_e temos:

$$\frac{q}{p'_e} = c'_e + h_c \frac{p'}{p'_e} \quad (3.18)$$

onde:

$$c'_e = (M - h_c) \exp\left(\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right) \quad (3.19)$$

$$\Gamma - N = (\kappa - \lambda) \ln(2) \quad (3.20)$$

No APÊNDICE 2 é feita a dedução matemática da superfície de escoamento normalizada (superfícies de *Hvorslev* e de *Roscoe*). A Figura 3.14 mostra as superfícies de escoamento normalizadas de algumas argilas. Observa-se que a LEC e a LAH se reduzem a um ponto. Os parâmetros M , λ e κ são apresentados na Tabela 3.1 juntos com os índices de consistência e atividade de algumas argilas.

Tabela 3.1– Índices de consistência e parâmetros M , λ e κ

Índice / parâmetro	Argila de Botafogo/RJ	Argila de Weald/RU ⁴	Argila de Londres/RU	Argila do Sarapuí/RJ
	LINS (1980)	HENKEL (1958); HENKEL (1959)	HENKEL (1958); HENKEL (1959)	ORTIGÃO (1980)
LL	38%	43%	78%	120%
IP	11%	25%	52%	73%
I_a	0,39	0,63	1,04	1,04
⁵ M	0,98	0,86	0,71	0,98
h_c	0,71	0,63	0,39	0,59
⁶ λ	0,15	0,09	0,16	0,84
κ	0,03	0,03	0,06	0,13
A	0,80	0,67	0,63	0,85

⁴ Reino Unido;

⁵ Os valores de M e h_c foram estimados da expressão 3.11 a partir do ângulo de atrito fornecido na literatura;

⁶ Os valores de λ e κ foram estimados dividindo o valor de C_c e C_r , fornecidos na literatura, por 2,3.

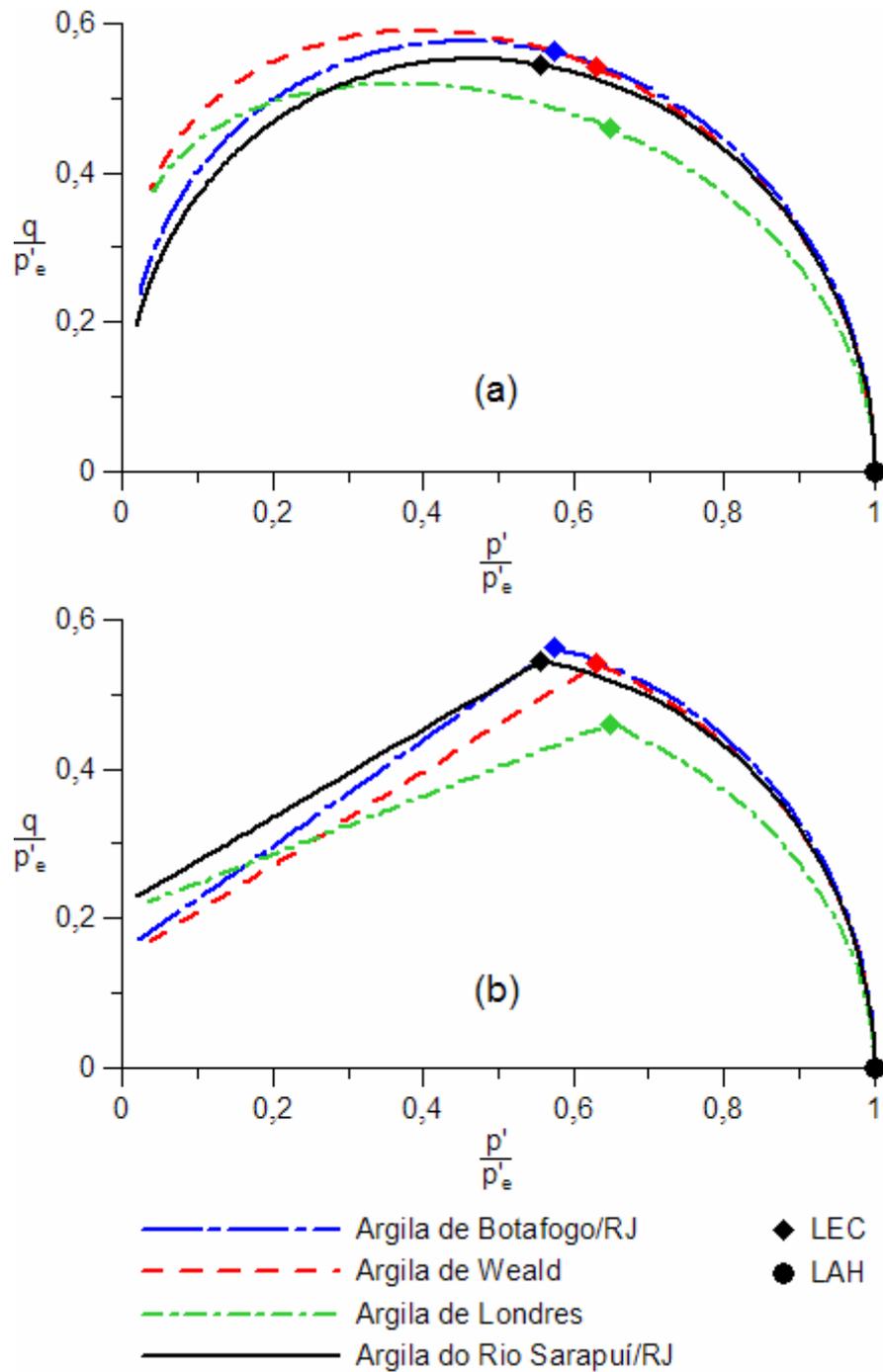


Figura 3.14 – Superfícies de escoamento – (a) elipses normalizadas (b) superfícies de Hvorslev e de Roscoe normalizadas

3.3 APLICAÇÃO DA TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS NA OBTENÇÃO DE CORRELAÇÕES DO PARÂMETRO DE PORO-PRESSÃO COM OCR

Com as superfícies de escoamento normalizadas é possível se obter uma relação teórica entre o parâmetro de poro-pressão a (HENKEL, 1958), OCR e nível de mobilização da resistência ao cisalhamento. A importância de uma relação deste tipo se dá pelo fato de os carregamentos impostos por fundações superficiais estarem longe da ruptura, geralmente com fatores de segurança superiores a três.

No ensaio CIU-C convencional o caminho de tensões totais tem inclinação 1:3 ($p:q$) e o caminho de tensões efetivas ora pode ser vertical ou seguir pela superfície de escoamento, conforme dito em 3.2.1. De qualquer modo, o valor da poro-pressão u será a diferença entre as abscissas dos caminhos de tensões totais e efetivas.

$$u = p - p' \quad (3.21)$$

Diferenciando a equação 3.21 tem-se:

$$\delta u = \delta p - \delta p' \quad (3.22)$$

Reescrevendo a expressão 2.20 de HENKEL (1958) a partir das expressões 3.6 e 3.8 tem-se:

$$\delta u = \delta p + a\sqrt{2} \cdot \delta q \quad (3.23)$$

Igualando 3.22 e 3.23 tem-se:

$$a\sqrt{2} = \frac{-\delta p'}{\delta q} \quad (3.24)$$

A Figura 3.15 mostra os caminhos de tensões total e efetiva para quatro carregamentos com diferentes OCRs na superfície de escoamento normalizada para a argila de Londres. A 1/3 da ruptura percebe-se que para OCR maior ou igual a 1,05 o solo estará no domínio elástico do início ao fim do carregamento e os caminhos de tensões efetivas serão verticais (ensaio CIU-C), implicando em $\delta p'$ igual a zero.

Aplicando $\delta p' = 0$ na expressão 3.24 conclui-se que o parâmetro a é zero, o qual corresponde a um parâmetro A de 1/3.

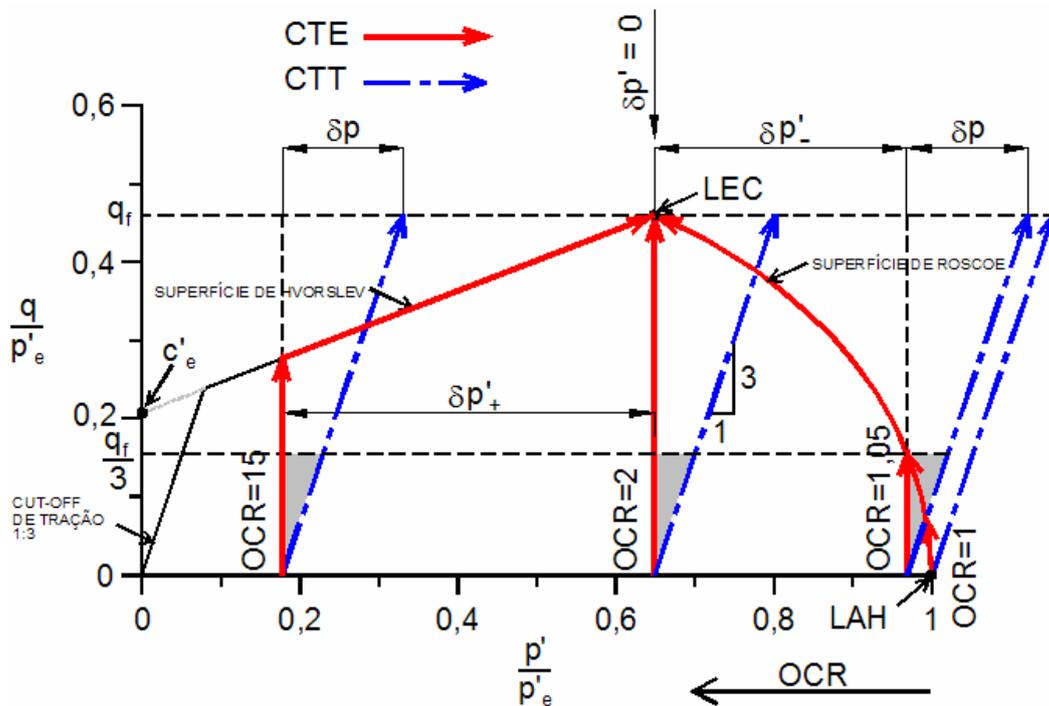


Figura 3.15 – CTE e CTT para ensaios CIU-C convencionais na superfície de escoamento no plano normalizado – argila de Londres

Na ruptura, $\delta p'$ é negativo para OCRs menores que 2 e positivo para OCRs maiores que 2 que substituindo na expressão 3.24 dá parâmetros de poro-pressão a positivos e negativos, respectivamente. Para OCR igual a 2 o parâmetro de poro-pressão a é zero para qualquer nível de carregamento, inclusive na ruptura. Pela formulação do modelo Cam-clay Modificado (expressões 3.13 a 3.16) isso é válido para qualquer argila.

Para os níveis de carregamento de fundações superficiais admite-se que para qualquer razão de sobreadensamento o comportamento do solo será elástico e, portanto, a poro-pressão será função somente da variação da tensão média total δp (ver triângulos hachurados na Figura 3.15). A Figura 3.16 e a Figura 3.17 apresentam a relação de $a\sqrt{2}$ com o OCR para vários fatores de segurança FS para a Argila do Sarapuí, sendo a primeira obtida da construção teórica via modelo Cam-clay Modificado e a segunda obtida pelo ajuste por mínimos quadrados de ensaios CIU-C realizados por ORTIGÃO (1980).

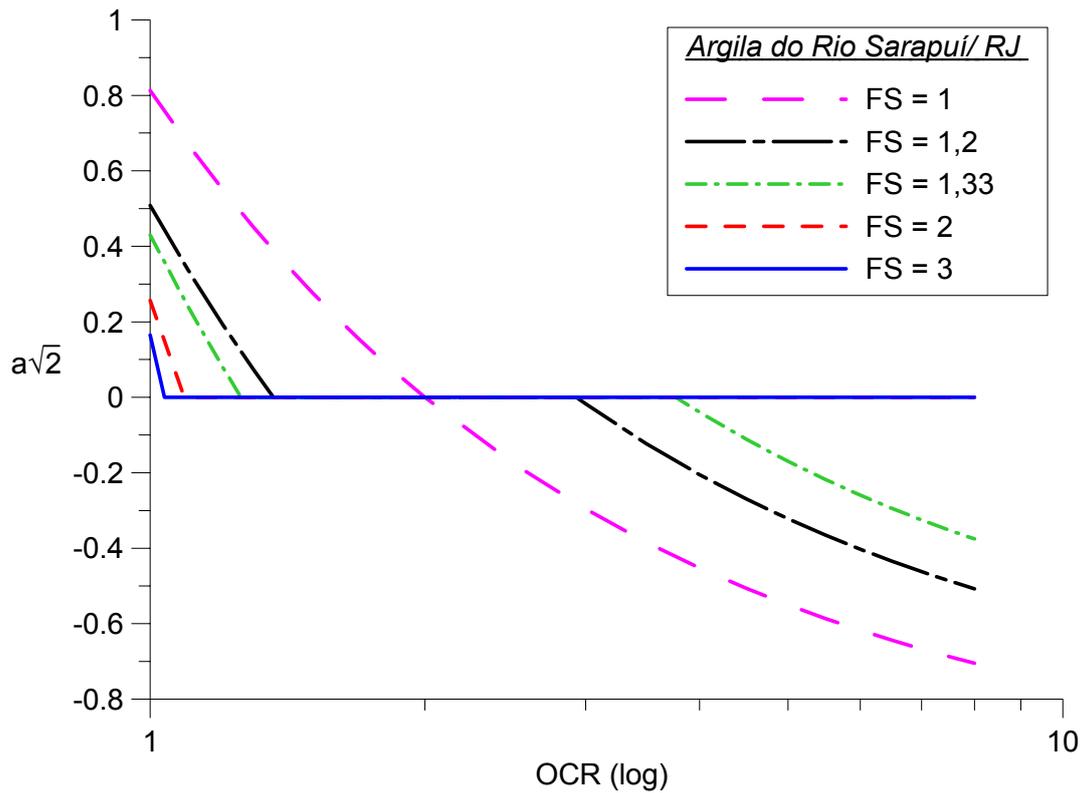


Figura 3.16 – Relação entre $a\sqrt{2}$ e OCR baseado no modelo Cam-clay Modificado e ensaios triaxiais CIU-C para a Argila do Sarapuí/RJ

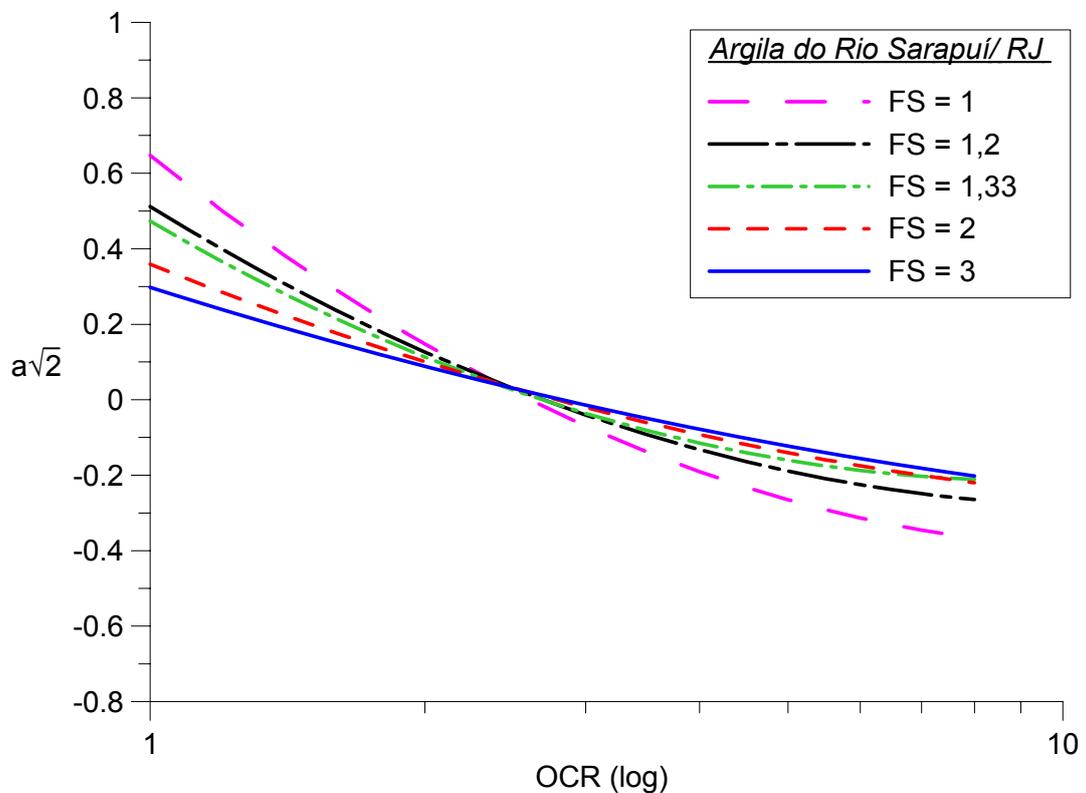


Figura 3.17 – Relação entre $a\sqrt{2}$ e OCR baseado em ensaios triaxiais CIU-C para a Argila do Sarapuí – Dados ORTIGÃO (1980)

Na Figura 3.18 à Figura 3.20 têm-se valores experimentais de A_f em ensaios triaxiais CIU-C para as argilas de Londres e de Weald (BISHOP e HENKEL, 1957) e da argila de Botafogo (LINS, 1980), plotados juntos com as curvas teóricas do modelo Cam-clay Modificado. Fica claro que os pontos experimentais concordam bem para OCR até 2, confirmando que o modelo teórico reproduz bem somente o comportamento de argilas normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas (ROSCOE E BURLAND, 1968). ALMEIDA (1982) também estudou a relação do parâmetro A de SKEMPTON (1954) com o OCR através do Modelo Cam-clay Modificado.

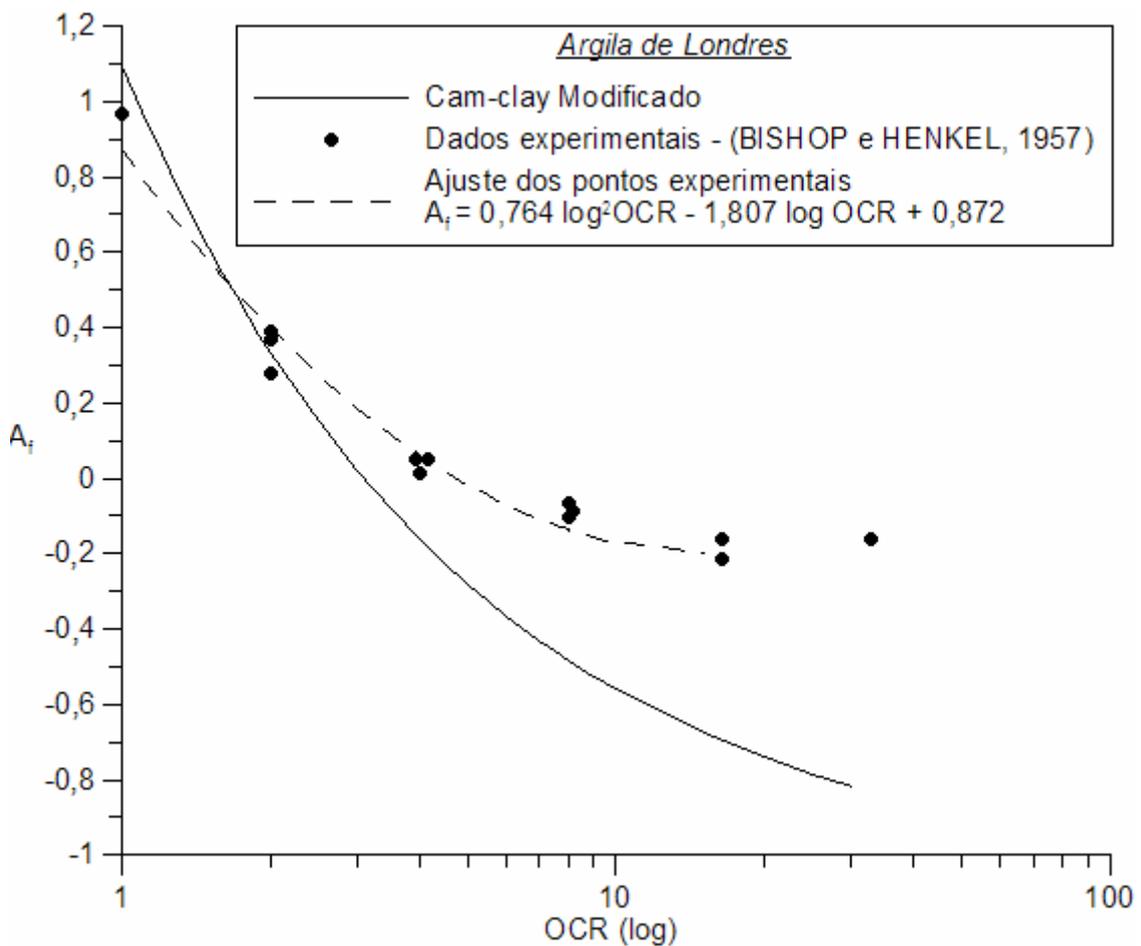


Figura 3.18 – Parâmetro de poro-pressão A_f versus OCR – Argila de Londres

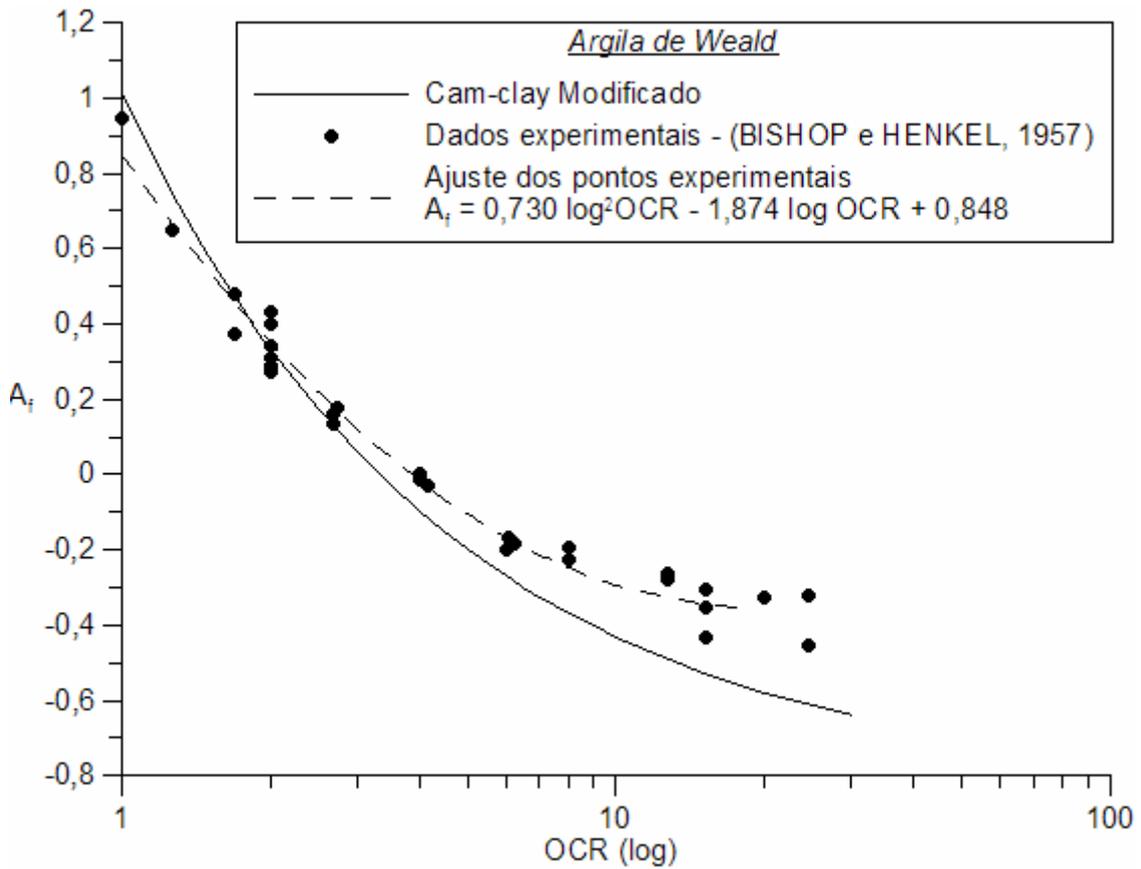


Figura 3.19 – Parâmetro de poro-pressão A_f versus OCR – Argila de Weald

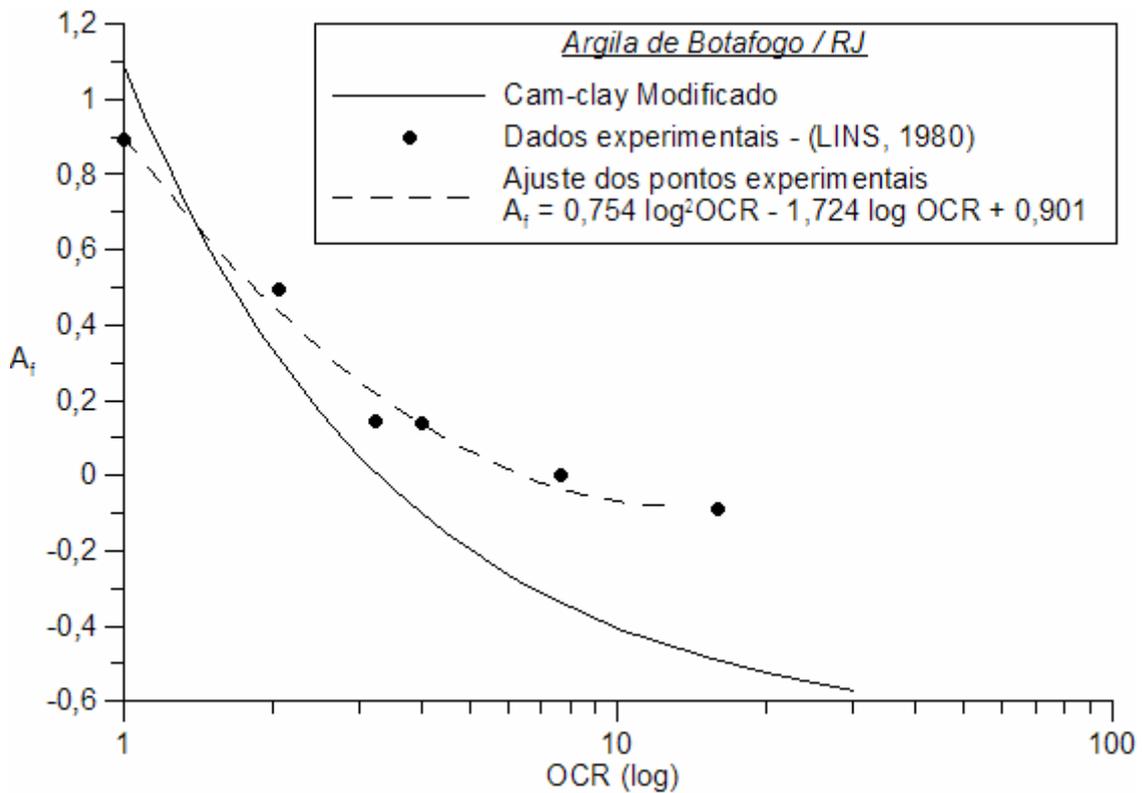


Figura 3.20 – Parâmetro de poro-pressão A_f versus OCR – Argila de Botafogo/RJ

3.4 PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO DO MÉTODO DE SKEMPTON E BJERRUM

De modo geral o método proposto por SKEMPTON e BJERRUM (1957) só poderia ser usado no caso de simetria axial, visto que o parâmetro A é oriundo do ensaio de compressão triaxial. No entanto, como o ensaio triaxial é de fácil execução e referência na prática de projetos de engenharia, aplica-se também para casos em que o estado de tensão é tridimensional ($\Delta\sigma_1 \neq \Delta\sigma_2 \neq \Delta\sigma_3$). Na tentativa de obter resultados teoricamente mais corretos, é proposta uma modificação, trocando A pelo parâmetro a definido por HENKEL (1958).

O método, aqui intitulado *Método de Skempton e Bjerrum Modificado*, incorpora novos ábacos, os quais correlacionam OCR e parâmetro a para vários níveis de carregamento. A modificação se aplica apenas para o cálculo do recalque por adensamento, visto que, para o recalque imediato, é mantido o cálculo pela fórmula da Teoria da Elasticidade. A concepção é a mesma do método original.

Pela definição de SKEMPTON e BJERRUM (1957) (ver APÊNDICE 1), o recalque por adensamento tridimensional é dado por:

$$\rho_a = \int_0^h m_v \cdot \Delta u \cdot dh \quad (3.25)$$

Da equação 2.20 Δu é igual a:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2}$$

O recalque unidimensional é dado por:

$$\rho_{oed} = \int_0^h m_v \cdot \Delta\sigma_1 \cdot dh \quad (3.26)$$

Define-se:

$$\mu = \frac{\rho_a}{\rho_{oed}} \quad (3.27)$$

Substituindo a expressão 2.14 em 3.25 temos:

$$\rho_a = \int_0^h m_v \left[\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \right] dh \quad (3.28)$$

Substituindo as expressões 3.26 e 3.28 em 3.27 temos:

$$\mu = \frac{\int_0^h m_v \left[\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \right] dh}{\int_0^h m_v \cdot \Delta\sigma_1 \cdot dh} \quad (3.29)$$

Arrumando as integrais da equação 3.29:

$$\mu = \frac{1}{3} \cdot \frac{\int_0^h (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) dh}{\int_0^h \Delta\sigma_1 \cdot dh} + a \cdot \frac{\int_0^h \left[\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \right] dh}{\int_0^h \Delta\sigma_1 \cdot dh} \quad (3.30)$$

$$\mu = \frac{1}{3} \cdot \psi + a \cdot \beta \quad (3.31)$$

onde:

$$\psi = \frac{\int_0^h (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) dh}{\int_0^h \Delta\sigma_1 \cdot dh}$$

$$\beta = \frac{\int_0^h \left[\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \right] dh}{\int_0^h \Delta\sigma_1 \cdot dh}, \text{ são constantes para uma}$$

mesma geometria de carregamento.

A Figura 3.21 apresenta o ábaco de μ em função do parâmetro $a\sqrt{2}$ para h/B igual a 0,5, 1 e 4 para fundações circulares e em faixas (plano-deformação). A Figura 3.22 é a reconstrução feita pelo autor do ábaco original de SKEMPTON e BJERRUM (1957), mostrado na Figura 2.11, pela aplicação do método. A Figura 3.23 apresenta o mesmo ábaco da Figura 3.21 em função do parâmetro A para ensaios CIU-C em que $A = a\sqrt{2} + 1/3$ e a condição de axissimetria é válida.

Observa-se que para fundações circulares as retas na Figura 3.22 e na Figura 3.23 são idênticas para um mesmo h/B e convergem para um mesmo ponto, onde o parâmetro A é igual a 1, o que corresponde a um fator μ igual a 1 (caso unidimensional). No entanto, para carregamentos em faixa isso não se verifica. A explicação é que o método de SKEMPTON e BJERRUM (1957) não leva em conta a influência da tensão total intermediária nos cálculos.

Ainda assim, o uso de ensaios triaxiais convencionais conserva um erro no método modificado para os casos plano-deformação, já que os parâmetros de poro-pressão obtidos nos ensaios são para uma condição de igualdade das tensões principais intermediária e menor. A utilização de equipamentos triaxiais que simulam a condição de deformação plana, como o desenvolvido por COSTA (2005), seria uma saída para o problema.

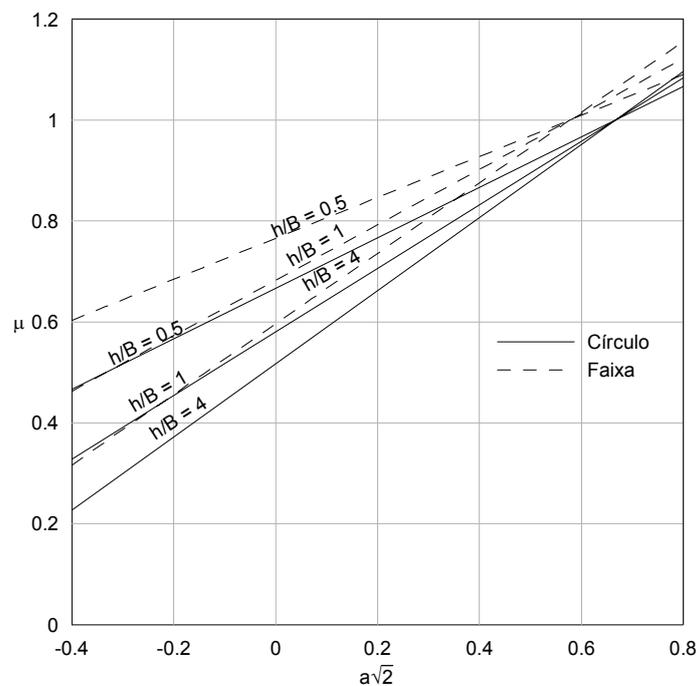


Figura 3.21 – Ábaco: fator μ versus $a\sqrt{2}$ pelo Método de Skempton e Bjerrum Modificado

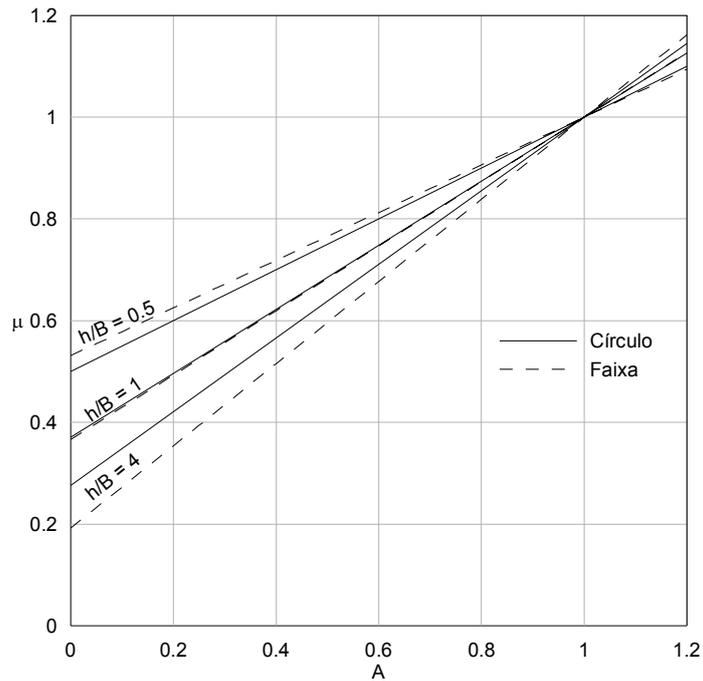


Figura 3.22 – Ábaco: fator μ versus A pelo Método de SKEMPTON e BJERRUM (1957)

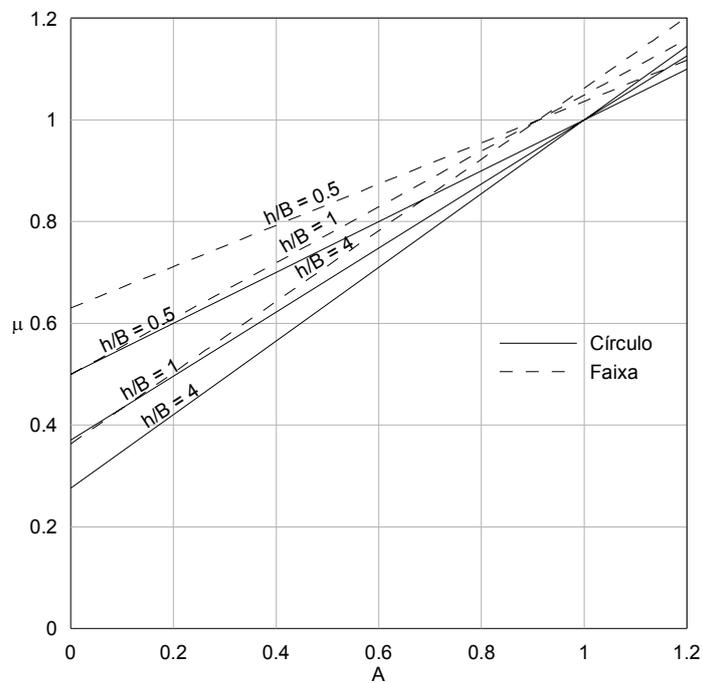


Figura 3.23 – Ábaco: fator μ versus A pelo Método de Skempton e Bjerrum Modificado

Tabela 3.2 – Valores de ψ e β para algumas razões h/B

h/B	Circular		Faixa	
	ψ	β	ψ	β
$\rightarrow 0$	3,000	0,000	3,000	0,000
0,1	2,708	0,206	2,813	0,153
0,3	2,258	0,525	2,502	0,407
0,5	2,000	0,707	2,297	0,574
1	1,741	0,891	2,048	0,777
2	1,610	0,983	1,885	0,910
4	1,551	1,025	1,789	0,989
10	1,519	1,047	1,714	1,050
$\rightarrow \infty$	1,502	1,059	1,629	1,119

3.4.1 Relações entre o fator μ e OCR

No ábaco da Figura 3.24, fez-se a junção do eixo comum a Figura 3.16 e a Figura 3.21 obtendo uma relação indireta entre o fator μ e OCR através da construção teórica pelo modelo Cam-clay modificado e do *Método de Skempton e Bjerrum Modificado*.

Nesse ábaco entra-se com o valor de OCR e procura-se a linha do fator de segurança, FS , para a carga admissível contra a ruptura. Em seguida traça-se uma reta vertical até a linha que representa a geometria do problema e a partir desta traça-se uma horizontal encontrando o valor de μ . Pode-se também entrar com o valor do parâmetro de poro-pressão a diretamente. É importante salientar que as curvas de mesmo fator de segurança, mostradas nesse ábaco, quando tocam o eixo do OCR descem verticais (parâmetro a igual a zero), e podem reaparecer com parâmetro a negativo para OCRs maiores.

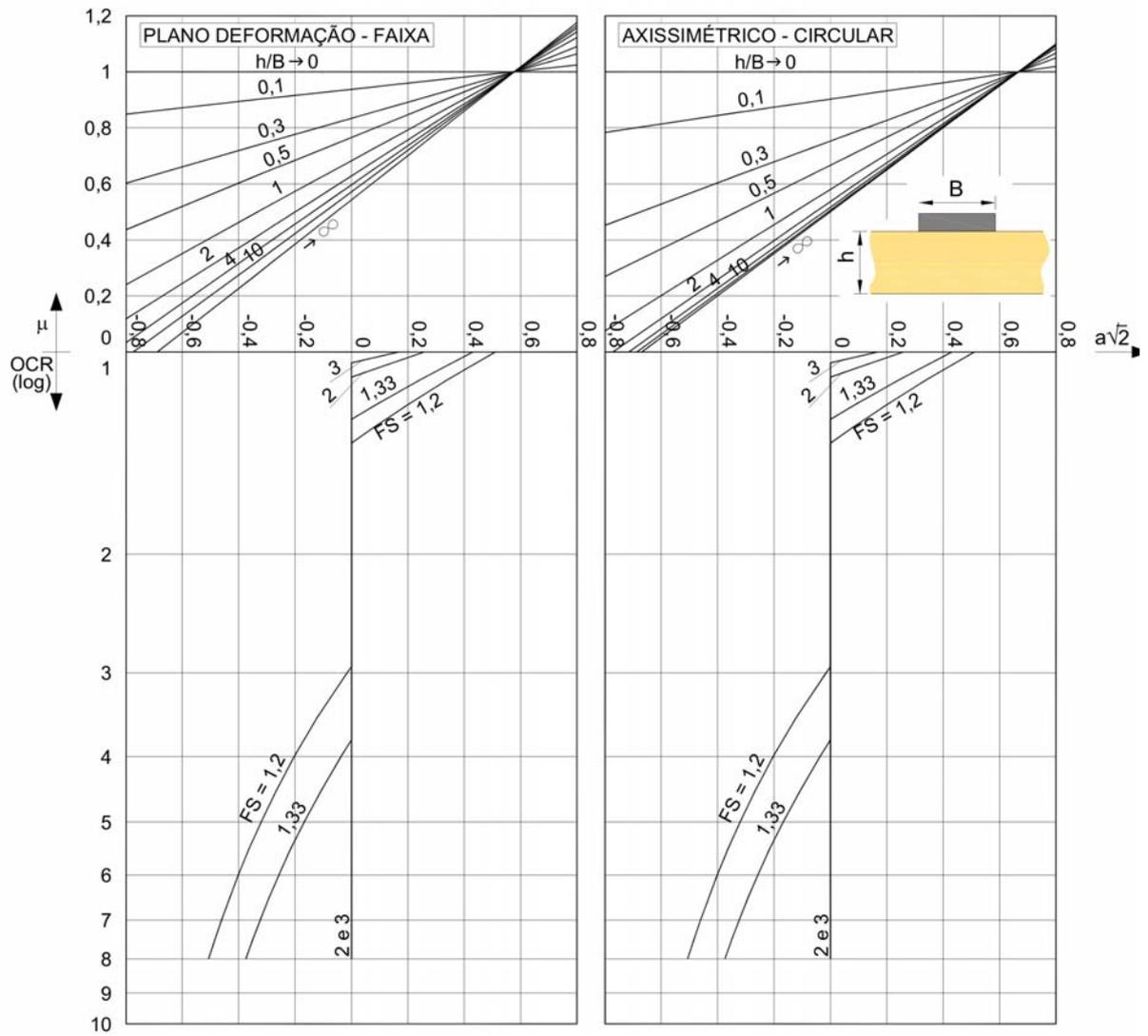


Figura 3.24 – Ábaco que correlaciona o fator μ ao OCR através do fator de segurança e parâmetro de pro-pressão a para a Argila do Sarapuí/RJ

CAPÍTULO 4

O EFEITO DA VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO NA DETERMINAÇÃO DO RECALQUE POR FLUÊNCIA

4.1 INTRODUÇÃO

Conforme consta do item 2.1.1, ATKINSON e BRANSBY (1978) enunciam corolários do Princípio das Tensões Efetivas (TERZAGHI, 1936).

MARTINS (1992) apresenta três contra-exemplos, a partir de observações de ensaios triaxiais convencionais feitos por LACERDA (1976) e ensaios edométricos feitos por LIMA (1993), que ferem tais corolários, a saber:

(1) Se dois corpos-de-prova do mesmo solo (portanto, mesma estrutura e mineralogia) forem submetidos ao mesmo estado inicial de tensões efetivas, mas ensaiados com velocidades de deformação diferentes, apresentarão comportamentos diferentes. Assim o primeiro corolário é falso.

(2) No ensaio não-drenado de relaxação de tensões, aplica-se ao corpo-de-prova uma velocidade de deformação controlada até uma determinada tensão desviadora sem que o mesmo rompa. Nesse ponto a prensa é desligada e observa-se uma variação do estado de tensões efetivas. Ora, se o ensaio é não-drenado, não há variação volumétrica, bem como se a prensa está desligada, o pistão não se desloca e, conseqüentemente, não há distorção. Prova-se assim a falsidade do segundo corolário.

(3) Num ensaio edométrico, feito na célula triaxial com medida do excesso de poro-pressão, ao fim do adensamento primário (definido pelo Método de Taylor ou raiz do tempo), fechou-se a drenagem e, como conseqüência, a partir deste instante não mais houve variação de volume ou distorção. Entretanto, observou-se que a poro-pressão começou a crescer. Dessa forma conclui-se que é possível variar a poro-pressão sem que haja variação de volume do solo. Isso posto, o terceiro corolário é também falso.

O Princípio das Tensões Efetivas deve ser interpretado como está escrito, isto é, se houver variação de volume, distorção ou variação da resistência ao cisalhamento o princípio garante que estes são efeitos oriundos da variação do estado de tensões efetivas. Entretanto, a recíproca não é verdadeira. Em verdade, falta algo ao princípio, creditado ao efeito de velocidade de deformação ou efeito do tempo (MARTINS, 1992).

O fenômeno da fluência (na língua inglesa *creep*) também está ligado a esses efeitos (velocidade de deformação / tempo) que têm relação com a viscosidade da água adsorvida aos grãos sólidos do solo. Uma visão mecânica do fenômeno pode ser vista na compilação de trabalhos de vários autores (TERZAGHI, 1941; TAYLOR, 1942; TAYLOR, 1948; BJERRUM, 1973), feita por MARTINS (1992) e por ALEXANDRE (2006).

4.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS ESPECIAIS: ALGUMAS CONSTATAÇÕES EXPERIMENTAIS

LEROUÉIL *et al.* (1985) realizaram quatro tipos de ensaios edométricos em amostras indeformadas de argilas do Canadá: velocidade constante de deformação (CRS), gradiente de poro-pressão controlado (CGTs), múltiplos estágios de carregamento (MSL_P ou MSL_{24} - com recarregamento após o adensamento primário ou após 24 horas) e ensaios de fluência.

A Figura 4.1 mostra seis ensaios do tipo CRS realizados na Argila de Batiscan, Canadá. Vê-se que para uma mesma deformação volumétrica ε_{vol} , quanto maior a velocidade de deformação aplicada, maior será a tensão vertical efetiva. Assim, pode-se inferir que um ensaio realizado com uma velocidade de deformação nula, hipótese idealizada por ser impossível na prática, estaria à esquerda de quaisquer outros ensaios.

Da Figura 4.1 também se observa que existe uma estreita faixa de deformação para a qual se encontra a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} . Fixando a deformação média dessa faixa, uma relação entre a velocidade de deformação e a tensão de pré-adensamento foi obtida, como mostra a Figura 4.2. Comportamento semelhante (forma da curva) foi observado para outros níveis de deformação (Figura 4.3). Assim, encontrou-se uma relação única entre a tensão vertical efetiva, a deformação e a

velocidade de deformação, traduzida pelas expressões 4.1 e 4.2 e graficamente nas curvas normalizadas da Figura 4.4 (LEROUEIL *et al.*, 1985).

$$\sigma'_{vm} = f(\dot{\varepsilon}_{vol}) \quad (4.1)$$

$$\sigma'_v / \sigma'_{vm} = g(\varepsilon_{vol}) \quad (4.2)$$

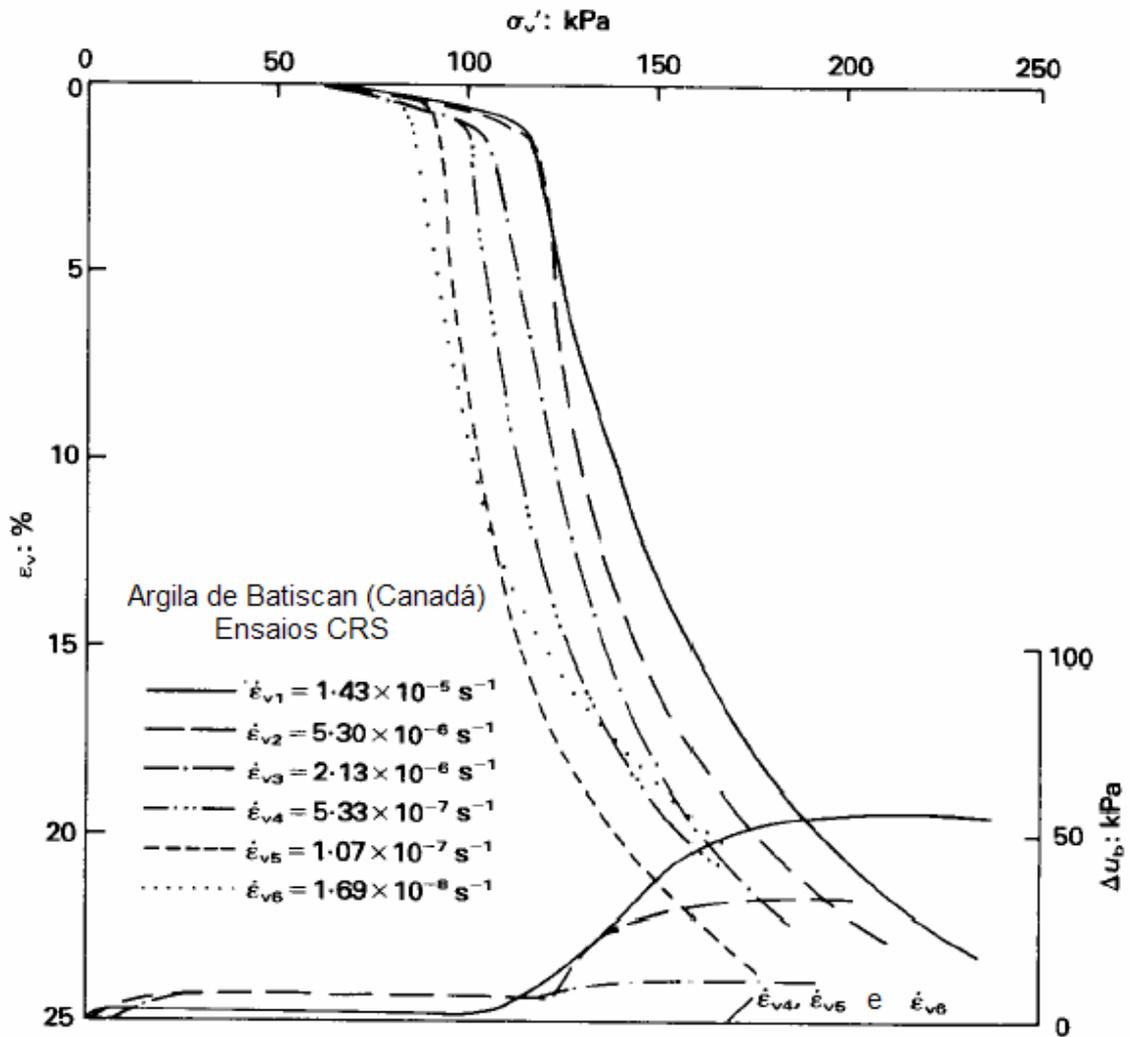


Figura 4.1 – Ensaio edométrico tipo CRS para a argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL *et al.*, 1985)

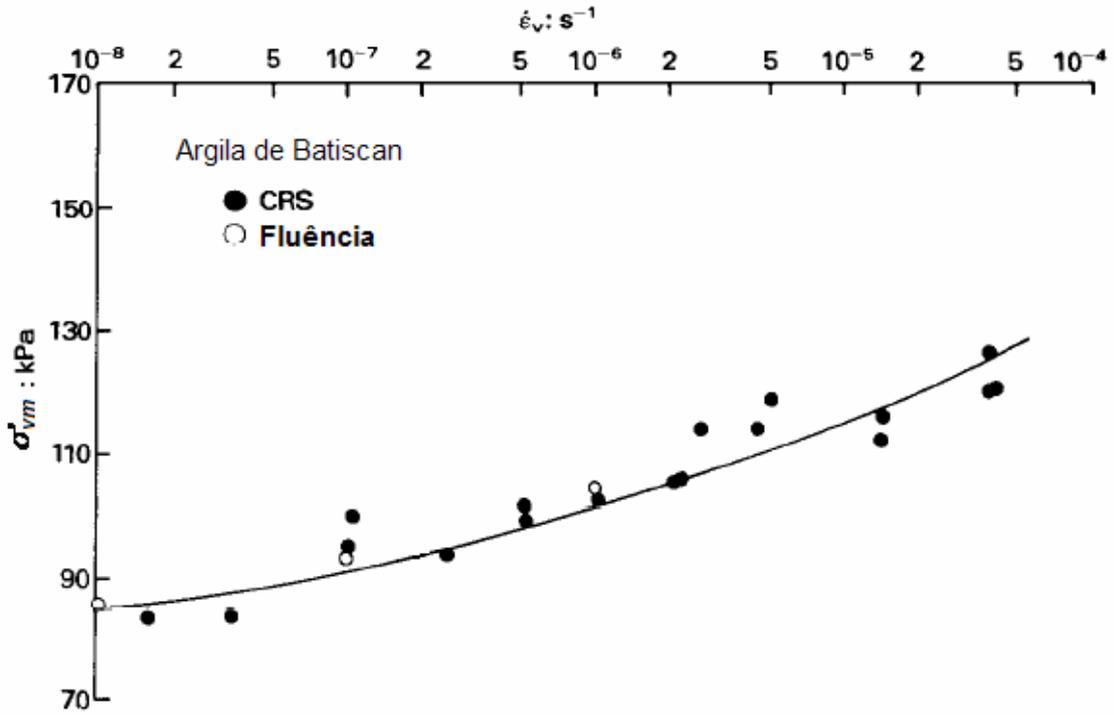


Figura 4.2 – Variação da tensão de pré-adensamento com a velocidade de deformação para a Argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL et al., 1985)

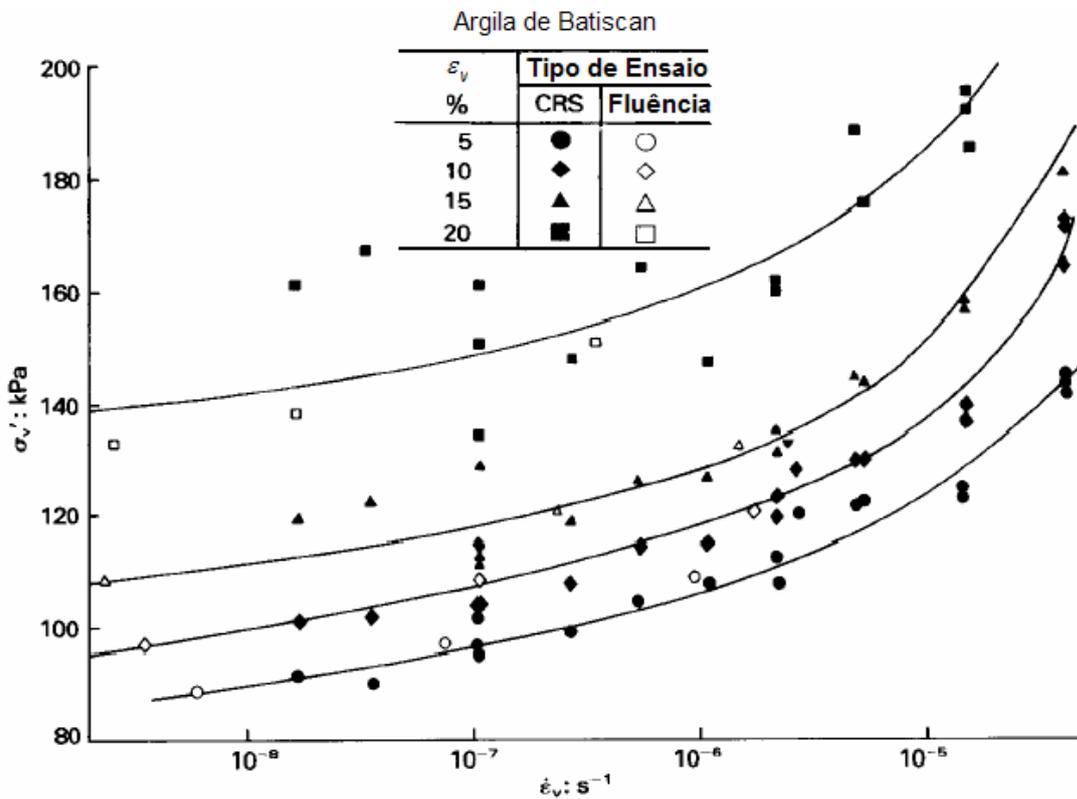


Figura 4.3 – Relação entre tensão vertical efetiva, velocidade de deformação e deformação para a Argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL et al., 1985)

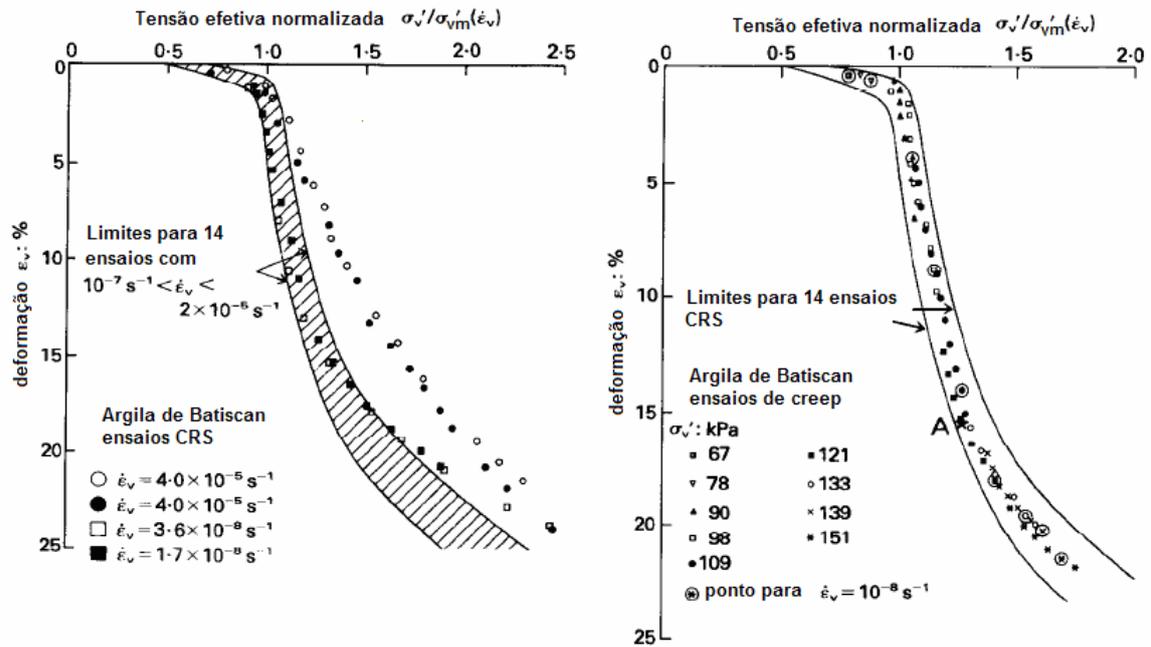


Figura 4.4 – Curvas de compressibilidade normalizadas para a Argila de Batiscan, Canadá (LEROUEIL et al., 1985)

LACERDA e MARTINS (1985) apresentaram uma teoria de adensamento unidimensional que considera a compressão secundária como um fenômeno relacionado à dissipação da tensão cisalhante (relaxação) devido ao aumento da tensão horizontal efetiva e conseqüente aumento de K_0 , mantida a tensão vertical efetiva constante (fim do adensamento primário). Essa abordagem coloca a compressão secundária dentro do domínio do Princípio das Tensões Efetivas de TERZAGHI (1936). A Figura 4.5 mostra um suposto caminho de tensões efetivas no plano $s't'$. Ao se aplicar um acréscimo de tensão $\Delta\sigma_v = \sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}$, o caminho de tensões segue de A para B durante o adensamento primário e de B para C durante a compressão secundária.

muito grande e aumento de volume (expansão primária), a ponto de K_0 ser maior que 1 ($\sigma'_h > \sigma'_v$), haveria uma expansão (aumento do índice de vazios) em direção à linha de velocidade de deformação nula e K_0 igual a 1.

Assim, um par ordenado ($e ; \sigma'_v$) representado por um ponto acima da linha de fim do secundário estaria sujeito a compressão secundária (A e B na Figura 4.6), ao passo que um ponto abaixo desta linha teria expansão secundária (D e E na Figura 4.6). O ponto C, na Figura 4.6, não comprimiria nem expandiria, pois está na linha de velocidade de deformação nula, enquanto que os outros pontos teriam uma velocidade de deformação inicial proporcional à distância vertical do ponto para esta linha.

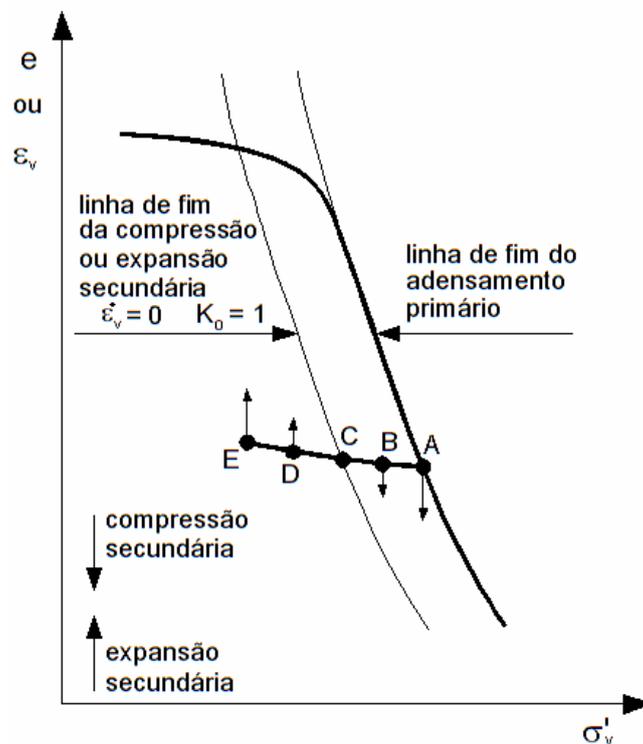


Figura 4.6 – Relação e x σ'_v considerando a compressão e expansão secundárias (adaptado de MARTINS *et al.*, 1997)

FEIJÓ e MARTINS (1993) realizaram seis ensaios edométricos de longa duração, sob temperatura controlada, em amostras não amolgadas da Argila do Sarapuí, no Estado do Rio de Janeiro. A Tabela 4.1 apresenta as características de cada ensaio. Os OCRs foram gerados logo após o fim do adensamento primário (definido pelo Método de Taylor ou raiz do tempo) e observaram-se as deformações (variação do índice de vazios) durante 200 dias (Figura 4.7). Os valores de K_0 foram

estimados pela expressão 4.3 apresentada por MAYNE e KULHAWY (1982) e admitindo um ângulo de atrito $\phi' = 25^\circ$, típico da argila estudada.

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (\text{OCR})^{\text{sen } \phi'} \quad (4.3)$$

Tabela 4.1 – Condição das amostras após o descarregamento (MARTINS *et al.*, 1997)

Amostra	σ'_{vm} (KPa)	σ'_v (KPa)	OCR	K_0 (estimado)
2CP1	150	100	1.5	0.69
2CP2	200	100	2.0	0.77
2CP3	400	100	4.0	1.04
2CP4	600	100	6.0	1.23
2CP5	800	100	8.0	1.39
2CP6	1200	100	12.0	1.65

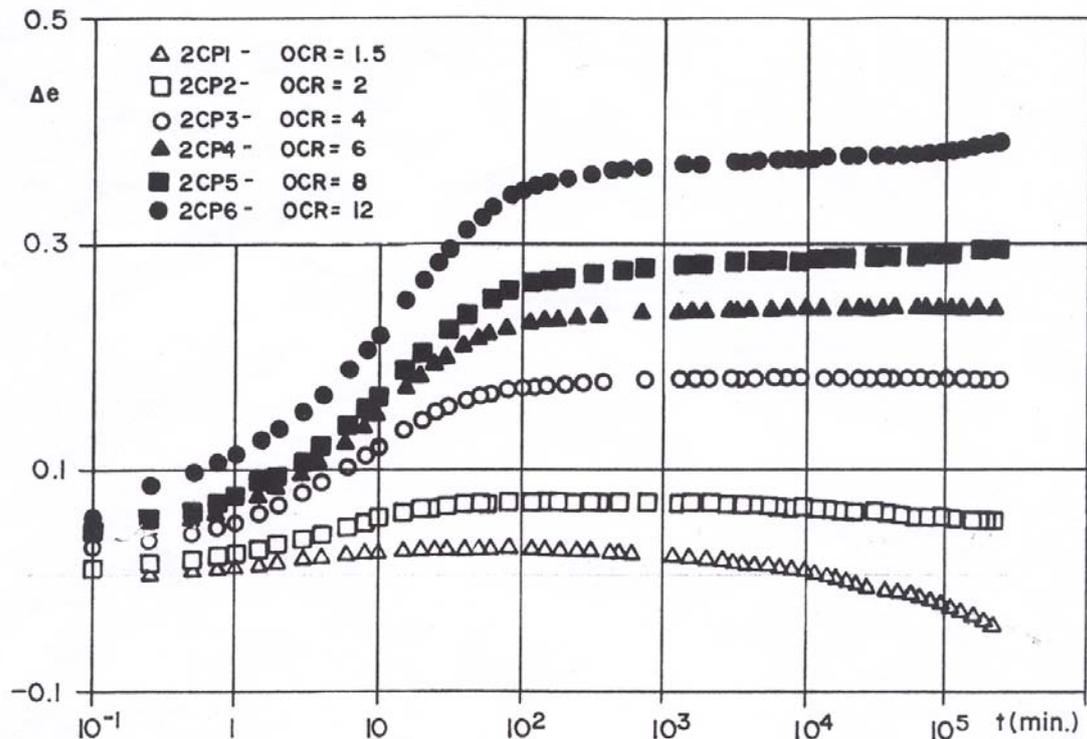


Figura 4.7 – Comportamento da Argila do Sarapuú após descarregamento ao fim do adensamento primário (FEIJO e MARTINS, 1993)

A análise da Figura 4.7, à luz do mecanismo proposto por LACERDA e MARTINS (1985), mostra que os ensaios com $K_0 < 1$ tiveram compressão secundária e que a velocidade de deformação do ensaio 2CP1 foi maior que a do 2CP2, que teve tal velocidade praticamente nula no período. O ensaio 2CP3 ($K_0 \approx 1$) não apresentou mudança de volume após a expansão primária, o que está de acordo com a idéia de LACERDA e MARTINS (1985). Os ensaios com $K_0 > 1$ apresentaram expansão secundária, sendo a velocidade de deformação proporcional ao valor do K_0 estimado. Porém, o ensaio 2CP4 apresentou somente 0,03% desta expansão após os 200 dias de observação.

Baseado nesses resultados, FEIJÓ e MARTINS (1993) concluíram que, para a Argila do Sarapuí, existe uma faixa de valores de OCR entre 2 e 6, para a curva e x σ'_v (\log) de fim do adensamento primário, na qual a compressão ou expansão secundária não ocorrem. A Figura 4.8 e a Figura 4.9 ilustram o caso apresentado.

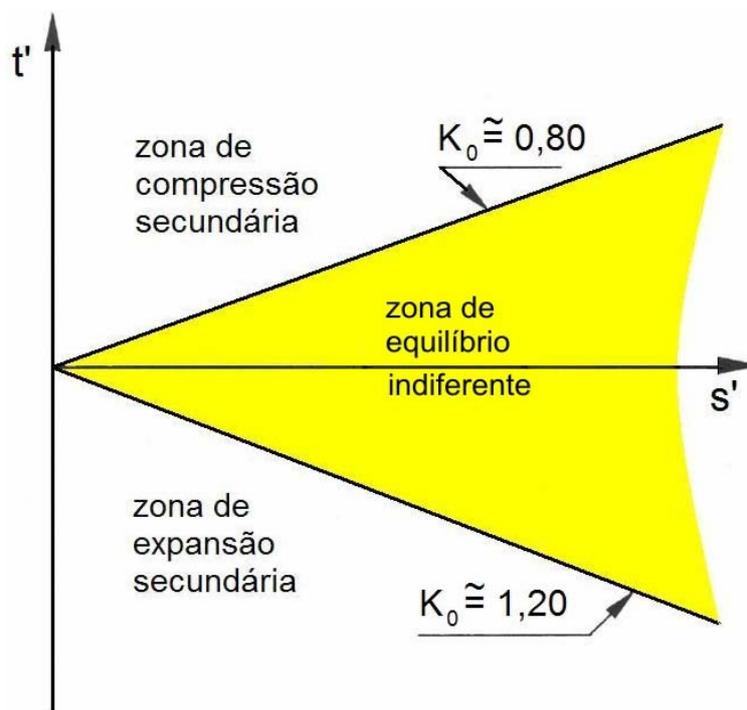


Figura 4.8 – Zona de equilíbrio indiferente no plano $s't'$ para a Argila do Sarapuí (adaptado de FEIJÓ e MARTINS, 1993)

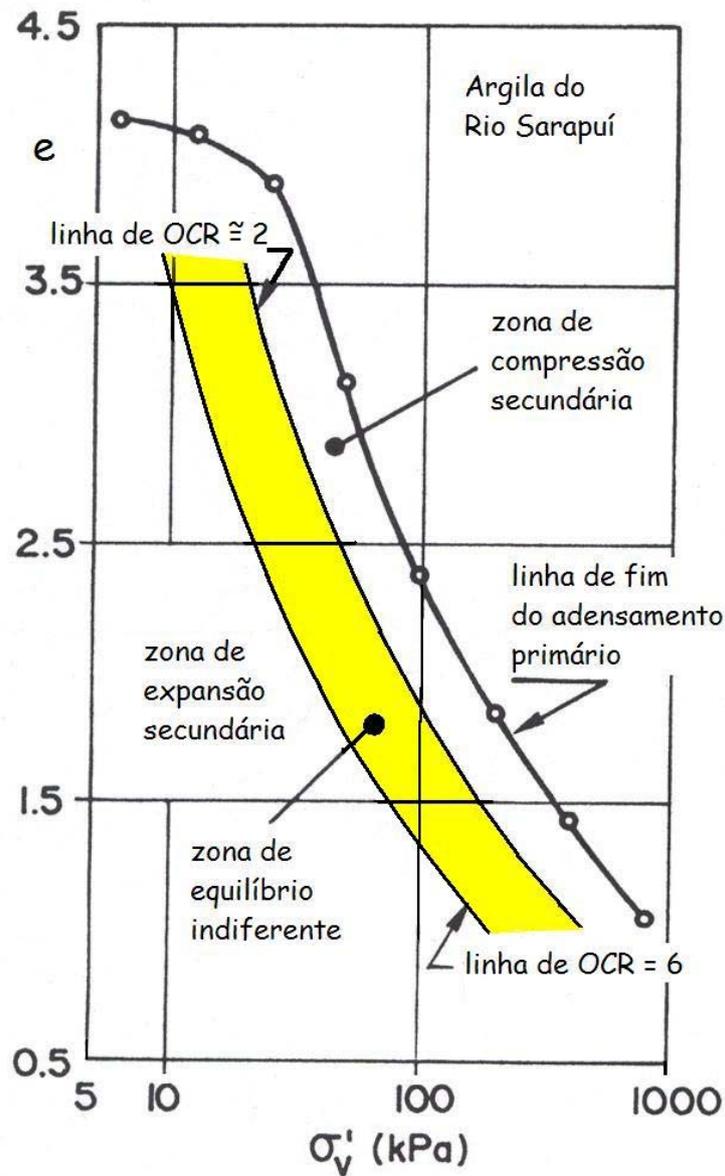


Figura 4.9 – Zona de equilíbrio indiferente no plano $e \times \sigma'_v$ para a Argila do Sarapuí (FEIJÓ e MARTINS, 1993)

Como na prática a curva $e \times \sigma'_v$ (\log) é traçada para os valores de e após 24 h do carregamento (linha de 24 h), MARTINS (2008) relata ter observado que em relação a esta curva, o OCR para a linha de fim da compressão secundária é de 1,6 a 1,5, visto que uma parcela de compressão secundária já ocorreu durante este tempo.

4.3 UMA PROPOSTA DE QUANTIFICAÇÃO DO RECALQUE POR FLUÊNCIA (COMPRESSÃO SECUNDÁRIA)

As evidências experimentais apresentadas no item 4.2 servem de subsídio para mensurar o recalque por compressão secundária. Se existe uma linha paralela à linha de fim do adensamento primário que representa o fim da compressão secundária, ou seja, uma velocidade de deformação zero, pode-se utilizar os parâmetros C_c e C_r e a curva de compressibilidade para estimar os recalques.

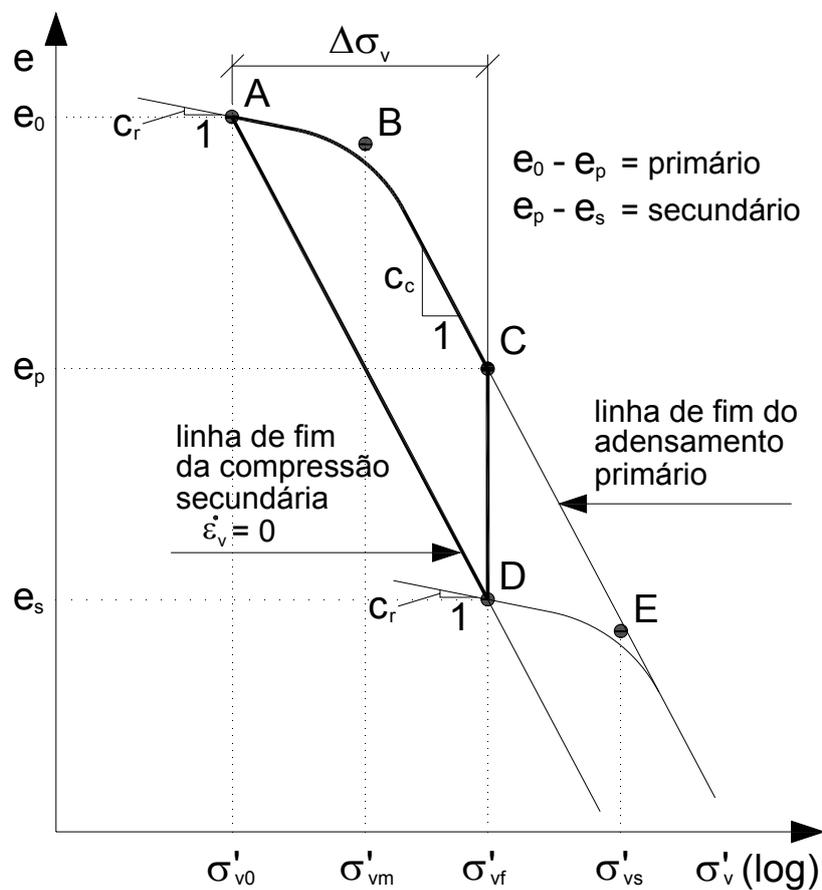


Figura 4.10 – Curva de compressibilidade e x σ'_v (log) para estimativa do recalque unidimensional por fluência quando o carregamento ultrapassa a tensão de pré-adensamento

Para um carregamento que inicia no trecho de recompressão e passa da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} , como na Figura 4.10, tem-se:

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \quad (4.4)$$

$$\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} = OCR_{sec} \quad (4.5)$$

onde OCR_{sec} é a razão de sobreadensamento para fim do adensamento secundário em relação à linha de fim do adensamento primário. O recalque total final é dado por:

$$\rho = \left(\frac{e_0 - e_s}{1 + e_0} \right) h_0 \quad (4.6)$$

sendo h_0 a espessura inicial da camada.

Dividindo a variação de índice de vazios do adensamento primário e secundário vem:

$$\rho = \left[\frac{(e_0 - e_p) + (e_p - e_s)}{1 + e_0} \right] h_0 \quad (4.7)$$

A variação Δe no adensamento primário será:

$$e_0 - e_p = C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) + C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (4.8)$$

A variação Δe no adensamento secundário será:

$$e_p - e_s = C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right) - C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right) \quad (4.9)$$

$$e_p - e_s = (C_c - C_r) \log\left(\frac{OCR_{sec} \cdot \sigma'_{vf}}{\sigma'_{vf}}\right) \quad (4.10)$$

Do desenvolvimento de 4.9 chega-se à:

$$e_p - e_s = (C_c - C_r) \log(OCR_{sec}) \quad (4.11)$$

O recalque total final é dado por:

$$\rho = \frac{h_0}{1 + e_0} \left[\underbrace{C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) + C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right)}_{\text{primário}} + \frac{(C_c - C_r) \log(OCR_{sec})}{\text{secundário}} \right] \quad (4.12)$$

Caso o carregamento não ultrapasse a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} , a variação Δe no adensamento primário será:

$$e_0 - e_p = C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (4.13)$$

A variação Δe no adensamento secundário será:

$$e_p - e_s = C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}}\right) + C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vf}}\right) - C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right) \quad (4.14)$$

$$e_p - e_s = C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}}\right) + C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vs}}\right) \quad (4.15)$$

$$e_p - e_s = (C_c - C_r) \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}}\right) \quad (4.16)$$

Do desenvolvimento de 4.14 chega-se à:

$$e_p - e_s = (C_c - C_r) \log\left(\frac{OCR_{sec} \cdot \sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) \quad (4.17)$$

Porém, OCR_f é a razão de sobreadensamento final, após o carregamento, em relação à linha de fim do adensamento primário (Figura 4.11).

$$\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vf}} = OCR_f \quad (4.18)$$

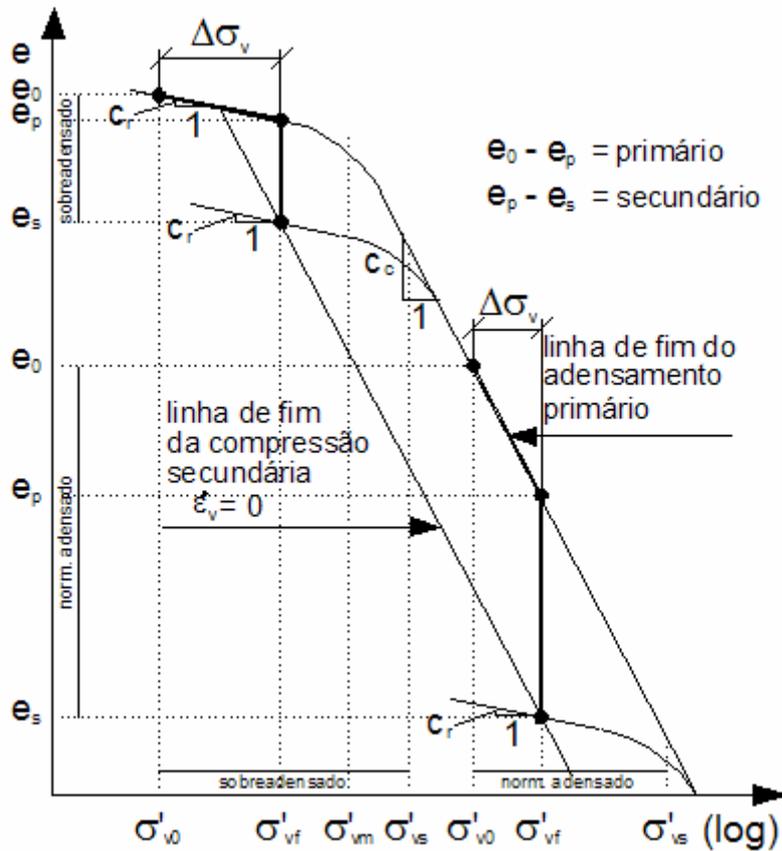


Figura 4.11 – Curva de compressibilidade $e \times \sigma'_v$ (log) para estimativa do recalque unidimensional por fluência quando o carregamento não ultrapassa a tensão de pré-adensamento ou quando inicia na curva de compressão virgem

Substituindo 4.18 em 4.17 tem-se:

$$e_p - e_s = (C_c - C_r) \log\left(\frac{OCR_{sec}}{OCR_f}\right) \tag{4.19}$$

O recalque total final é dado por:

$$\rho = \frac{h_0}{1 + e_0} \left[\underbrace{C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right)}_{primário} + \underbrace{(C_c - C_r) \log\left(\frac{OCR_{sec}}{OCR_f}\right)}_{secundário} \right] \tag{4.20}$$

Para $OCR_f \geq 2$ o recalque por compressão secundária é nulo.

Uma terceira possibilidade é se a tensão vertical inicial estiver na linha de compressão virgem (Figura 4.11). Nesse caso a equação 4.12 se reduz a:

$$\rho = \frac{h_0}{1 + e_0} \left[\frac{C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right)}{\text{primário}} + \frac{(C_c - C_r) \log(OCR_{sec})}{\text{secundário}} \right] \quad (4.21)$$

De fato, as equações 4.12, 4.20 e 4.21 nada mais são que a mesma equação eliminando (ou acrescentando) termos à parcela de recalque por adensamento primário. Percebe-se que nas equações 4.12 e 4.21 não existe a variável OCR_f , visto que a tensão efetiva final está na curva de compressão virgem e, portanto, OCR_f é igual a 1.

Note-se também que a equação 4.19 só é válida para $OCR_f < OCR_{sec}$, pois qualquer elemento de solo com OCR maior que OCR_{sec} estará na zona de equilíbrio indiferente e portanto livre de compressão secundária.

MARTINS (2008) recomenda quantificar o recalque total por adensamento primário e secundário considerando o solo como normalmente adensado na linha de fim da compressão secundária. Tal artifício seria utilizado para fugir dos efeitos de amolgamento das amostras, que faz com que a tensão de sobreadensamento σ'_{vm} seja subestimada, bem como haja diminuição do índice de compressão C_c e aumento de C_r . Assim, o segmento de reta AD (Figura 4.10) é equivalente ao caminho ABCD que equivaleria à parcela de adensamento primário ABC somada à por adensamento secundário CD. É importante observar pela construção gráfica que, no estado inicial do solo (e_0, σ'_{v0}), não está ocorrendo compressão secundária, fato que estaria bem de acordo com a realidade, pois na grande maioria dos casos, admiti-se que no campo não esteja mais ocorrendo compressão secundária, em face da idade de formação do depósito argiloso.

4.4 AVALIAÇÃO DOS RECALQUES NO TEMPO

A aplicação da teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) não é capaz de avaliar a evolução no tempo para casos em que a relação $\Delta\sigma/\sigma$ seja pequena, visto que nesses casos a contribuição da compressão secundária é significativa e, no campo, ocorre concomitantemente ao adensamento primário (MARTINS, 2008).

MARTINS *et al.* (1997) apresentam três ensaios realizados em amostras normalmente adensadas de caulim e bentonita, preparadas em laboratório, com relações $\Delta\sigma/\sigma$ diferentes. A Figura 4.12 mostra os resultados. Os incrementos de carga foram aplicados após o fim do adensamento primário do estágio anterior (definido pelo Método de Taylor ou raiz do tempo) e mantidos por dois anos. Percebe-se que, quanto menor o $\Delta\sigma/\sigma$, maior será a parcela de compressão secundária, podendo ser até maior que a compressão primária. MARTINS *et al.* (1997) também citam que VIEIRA (1987) realizou ensaios semelhantes na Argila do Sarapuú, onde as curvas deformação-tempo revelaram uma insignificante compressão secundária para $\Delta\sigma/\sigma$ igual a 7.

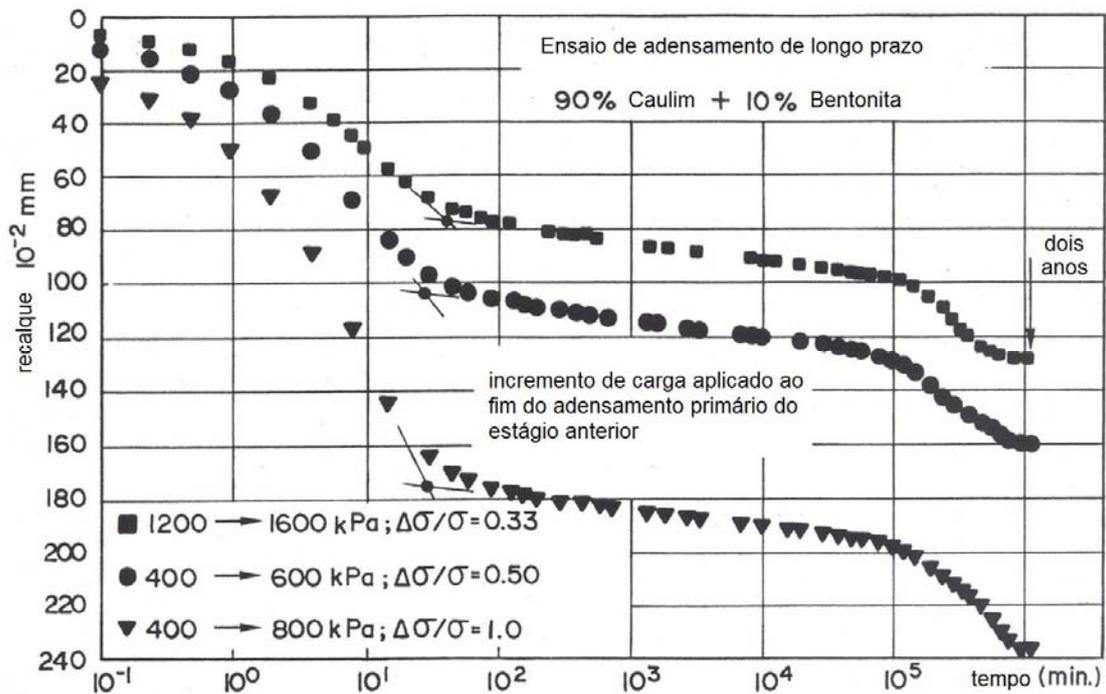


Figura 4.12 – Ensaio de adensamento de longo prazo (MARTINS, 1987, citado por MARTINS *et al.*, 1997)

TAYLOR e MERCHANT (1940) propuseram uma teoria de adensamento unidimensional quantificando a compressão secundária. A expressão 4.22 apresenta a equação diferencial desta teoria e a Figura 4.13 mostra a relação entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva admitida por TAYLOR e MERCHANT (1940).

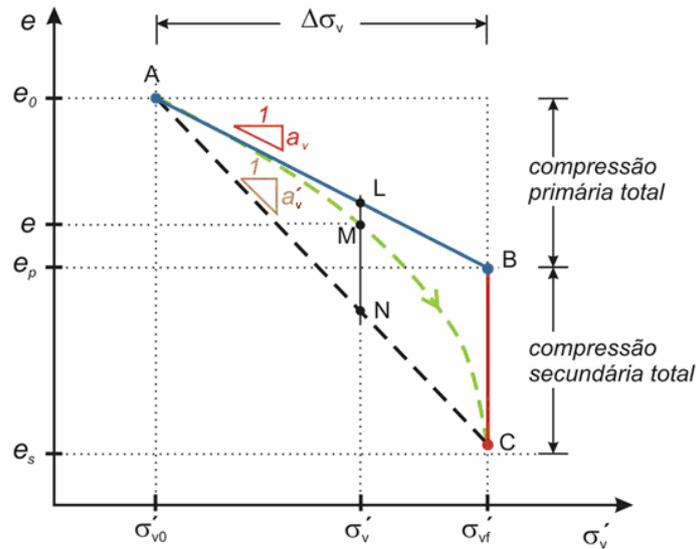


Figura 4.13 – Relação entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva pela teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940)

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu_w \left[\frac{1}{r} (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - \frac{1}{a_v} (e_0 - e) \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow c_v \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu_w \left[\frac{1}{r} (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - \frac{1}{a_v} (e_0 - e) \right] \quad (4.22)$$

onde:

k – coeficiente de permeabilidade do solo;

e – índice de vazios;

e_0 – índice de vazios inicial;

a_v – coeficiente de compressibilidade primária;

a'_v – coeficiente de compressibilidade total;

σ'_v – tensão vertical efetiva;

σ'_{v0} – tensão vertical efetiva inicial;

μ_w – coeficiente dado por $de/dt = -\mu_w(MN)$ (ver Figura 4.13);

γ_w – peso específico da água;

z – distância do elemento de solo da camada que adensa ao topo da camada;

t – tempo para dissipação do excesso de poro-pressão u ;

$r = \frac{a_v}{a'_v} \leq 1$ – relação entre a compressão primária final e a compressão total;

c_v – coeficiente de adensamento (o mesmo da teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936)).

Resolvendo a equação diferencial da expressão 4.22, chega-se à porcentagem média de adensamento, dada por:

$$\bar{U}_{TM} = 1 - \sum_0^{\infty} \frac{1}{FM^2} [(\psi_1 - \psi_2)(\psi_3 - 1)\exp((\psi_1 + \psi_2)T) - (\psi_1 + \psi_2)(\psi_3 + 1)\exp((\psi_1 - \psi_2)T)] \quad (4.23)$$

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

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

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

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

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

$$F = \frac{\mu_w t}{r T} = \frac{\mu_w H_d^2}{r c_v}$$

onde:

\bar{U}_{TM} – porcentagem média de adensamento da Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940);

T – fator tempo para uma porcentagem média de adensamento \bar{U}_{TM} (o mesmo da Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH, 1936);

H_d – distância máxima de drenagem

t – tempo para uma porcentagem média de adensamento \bar{U}_{TM} ;

F – razão entre as velocidades da compressão secundária e da compressão primária.

Em laboratório, devido à pequena distância de drenagem (1 cm), o adensamento primário ocorre tão rapidamente que o adensamento secundário só se manifesta após o fim do mesmo. Nesses casos tem-se o fator F muito pequeno, dá ordem de 10^{-4} conforme relata MARTINS (2008). No campo, quando se tem distâncias de drenagem centenas de vezes maiores que no laboratório (500 vezes no caso do depósito argiloso do Sarapuí), o adensamento primário ocorre tão lentamente (tempo t para determinada porcentagem de adensamento U 250 mil vezes maior que no laboratório) que o adensamento secundário se manifesta ao mesmo tempo. Nesses casos F tende a infinito e a porcentagem média de adensamento se reduz a:

$$\bar{U}_{TM} = 1 - \sum_0^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-r M^2 T) \quad (4.23)$$

O parâmetro r é quem controla o quanto as teorias de TAYLOR e MERCHANT (1940) e de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) se afastam. Para valores de r pequenos, ou seja, quando o recalque por compressão secundária é muito maior que o recalque por compressão primária, existe uma grande disparidade entre as curvas de evolução de recalques no tempo, enquanto que para r igual a 1 as curvas coincidem.

O recalque num tempo t qualquer, a partir do início da aplicação do carregamento, é dado pela expressão:

$$\rho_{oed-t}(t) = \bar{U}_{TM}(t) \rho_{oed-t} \quad (4.25)$$

onde:

ρ_{oed-t} – recalque edométrico total (unidimensional – $\bar{U} = 1$);

$\rho_{oed-t}(t)$ – recalque edométrico total no tempo t ;

$\bar{U}_{TM}(t)$ – porcentagem média de adensamento da Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) no tempo t (função do fator tempo T).

Para avaliação da evolução dos recalques no tempo, aplicando o *Método de Skempton e Bjerrum Modificado*, propõe-se algo semelhante ao que SKEMPTON e BJERRUM (1957) recomendaram pelo uso da expressão 2.18.

$$\rho_t(t) = \rho_i + \bar{U}_{TM}(t) (\mu \rho_{oed} + \rho_{oed-s}) \quad (4.26)$$

onde:

ρ_i – recalque imediato (não-drenado);

ρ_{oed} – recalque edométrico por compressão primária (unidimensional – $\bar{U} = 1$);

ρ_{oed-s} – recalque edométrico por compressão secundária (unidimensional – $\bar{U} = 1$);

$\rho_t(t)$ – recalque total no tempo t ;

μ – fator de correção tridimensional.

CAPÍTULO 5

ESTUDOS DE CASOS

5.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo far-se-á uma avaliação do método proposto. Procura-se, através de comparações de recalques medidos no campo, discutir a aplicabilidade do método.

5.2 O ATERRO EXPERIMENTAL II DO IPR (CAMPO EXPERIMENTAL DO SARAPUÍ)

5.2.1 Histórico do programa experimental e características geológico-geotécnicas do depósito argiloso

O depósito argiloso em estudo está situado às margens do Sarapuí, à esquerda da BR-040, km 7,5 (sentido Rio de Janeiro – Petrópolis, Figura 5.1), numa área da região metropolitana do Rio de Janeiro, que também abriga uma refinaria da Petrobrás (REDUC), várias indústrias petroquímicas, um aterro sanitário (GRAMACHO) e uma estação de tratamento de esgotos (CEDAE).

Desde meados dos anos 70 até início dos anos 90 a COPPE/UFRJ e a PUC - Rio, em cooperação com o DNER/IPR executaram vários estudos nesta área experimental (ALMEIDA *et al.*, 2005; ORTIGÃO, 1980).

Conforme consta no relatório DNER/IPR (1984)⁷, o plano de pesquisas estabelecido pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) previa a execução de três aterros experimentais instrumentados:

- Aterro I – levado à ruptura em dezembro de 1977 (ver ORTIGÃO, 1980);

⁷ No referido relatório não existe nenhuma referência ou indício claro sobre o ano de sua publicação. Para efeito de datação e organização desta dissertação, o autor adotou o ano de 1984 pelo fato de a mais recente referência bibliográfica existente no relatório ser do ano de 1983. Porém, não se garante a veracidade da data.

- Aterro II – construído sobre drenos verticais de areia e pré-fabricados ou sem drenos, para posterior avaliação dos recalques, entre novembro de 1980 e julho de 1982 (ver DNER/IPR, 1984);
- Aterro III – sobre estacas de alívio.

O objetivo da pesquisa era: desenvolver métodos experimentais e teóricos para previsão de comportamento de aterros sobre solos moles; avaliar os métodos de previsão com os resultados das medições de campo; criar uma tecnologia nacional em termos de instrumentação, incentivando seu desenvolvimento em campo e laboratório; recomendar procedimentos para projeto e construção de aterros sobre solos moles (ORTIGÃO, 1980).

Somente os dois primeiros aterros foram executados. Neste trabalho, serão estudadas as seções A e G do Aterro Experimental II, as quais foram construídas sem uso de qualquer tipo de dreno vertical.



Figura 5.1 – Imagem de satélite do Aterro Experimental II às margens do Sarapuí (adaptado do GOOGLE EARTH, 2008)

Segundo ORTIGÃO (1980), um estudo detalhado sobre as características geológicas, pedológicas e mineralógicas da área foi realizado por ANTUNES (1978), que consta de um relatório do IPR. Tal estudo relata que os depósitos de argila mole foram formados a partir de sedimentos flúvio-marinhos do quaternário (6.000 anos), possuem cor cinza devido à matéria orgânica (teor da ordem de 5%), podendo por vezes ser preta. A caulinita é o principal argilo-mineral encontrado, ocorrendo também a montmorilonita.

Na região de implantação dos aterros experimentais, a camada de argila mole tem espessura da ordem de 11 metros, apresentando valores de N_{SPT} geralmente nulos ao longo de toda a espessura. Porém, existe uma crosta ressecada e mais resistente devido à presença de vegetais, raízes e matéria orgânica em decomposição. Subjacente à argila mole, ocorrem sedimentos arenosos mais resistentes e, à cerca de 15 metros de profundidade, o N_{SPT} é da ordem de 30 (ORTIGÃO, 1980). O nível d'água coincide com a superfície do terreno conforme pode ser visto na Figura 5.2.

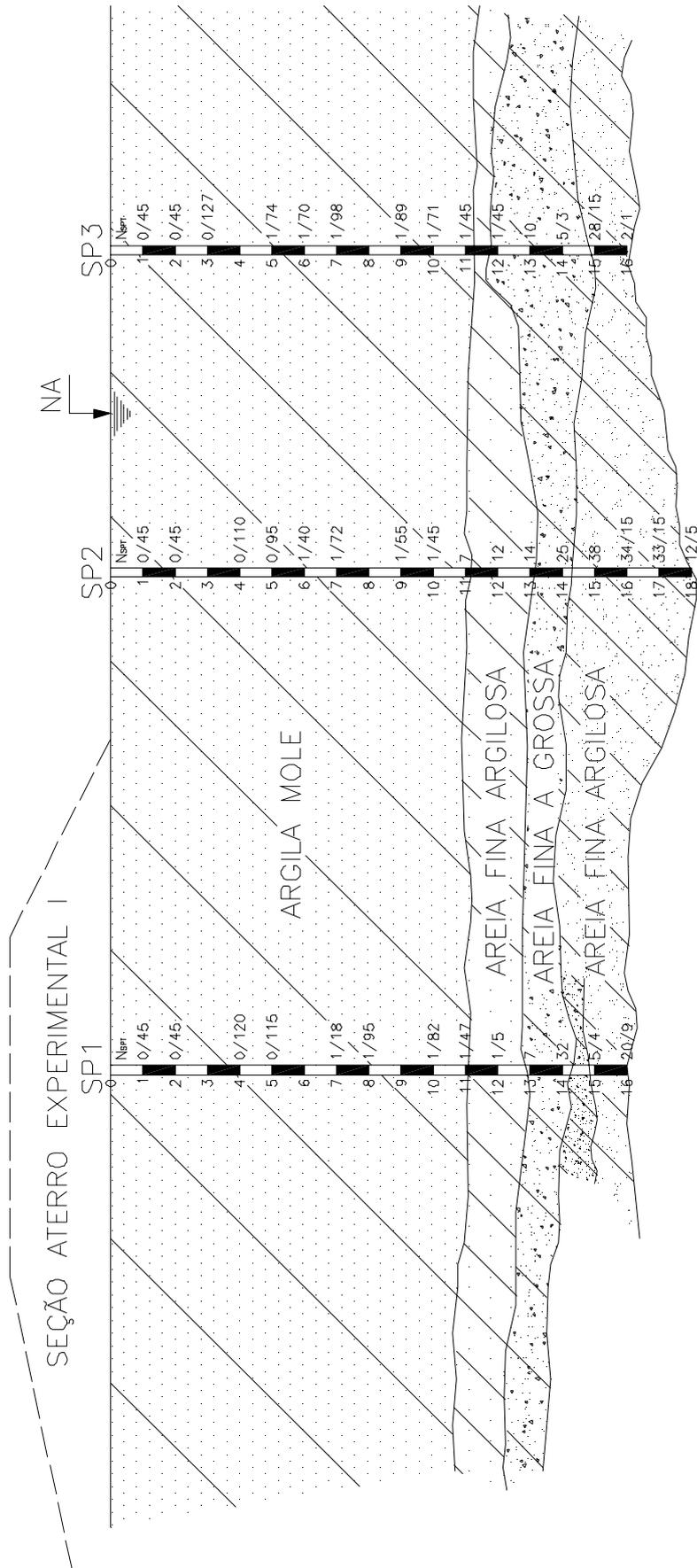


Figura 5.2 – Perfil geotécnico da área do Campo Experimental do Sarapuí (adaptado de ORTIGÃO, 1980)

5.2.2 Parâmetros geotécnicos utilizados na avaliação dos recalques

Nos últimos 30 anos, vários autores estudaram o depósito argiloso do Sarapuí e uma compilação dos parâmetros geotécnicos pode ser vista em ALMEIDA *et al.* (2005).

Tabela 5.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados na estimativa dos recalques do Aterro Experimental II

Camada	Prof.	Δh (m)	$Z_{\text{médio}}$ (m)	σ'_{v0}	σ'_{vm}	OCR	C_r	C_c	e_0
	(m)			(kN/m ²)	(kN/m ²)				
1	0,00 a 1,00	1,00	0,50	1,35	8,02	5,9	0,25	2,09	4,10
2	1,00 a 2,00	1,00	1,50	4,05	13,89	3,4	0,25	2,09	4,10
3	2,00 a 3,00	1,00	2,50	6,75	17,93	2,7	0,25	2,09	4,10
4	3,00 a 4,00	1,00	3,50	9,52	21,37	2,2	0,24	2,04	3,97
5	4,00 a 5,00	1,00	4,50	12,55	24,85	2,0	0,23	1,95	3,76
6	5,00 a 6,00	1,00	5,50	15,87	28,42	1,8	0,22	1,86	3,55
7	6,00 a 7,00	1,00	6,50	19,46	32,06	1,6	0,21	1,78	3,34
8	7,00 a 8,00	1,00	7,50	23,34	37,34	1,6	0,20	1,69	3,13
9	8,00 a 9,00	1,00	8,50	27,49	43,99	1,6	0,19	1,61	2,92
10	9,00 a 10,00	1,00	9,50	31,93	51,08	1,6	0,18	1,52	2,71
11	10,00 a 10,50	0,50	10,25	35,44	56,70	1,6	0,17	1,45	2,55

A Tabela 5.1 foi montada considerando os perfis das propriedades com a profundidade apresentados na Figura 5.3 e na Figura 5.4. Os parâmetros de compressibilidade C_r e C_c foram estimados a partir do valor médio da razão de compressão $CR = 0,41$, dado pela expressão 5.1, e de $C_r/C_c = 0,12$ (ALMEIDA *et al.*, 2005).

$$CR = \frac{C_c}{(1 + e_0)} \quad (5.1)$$

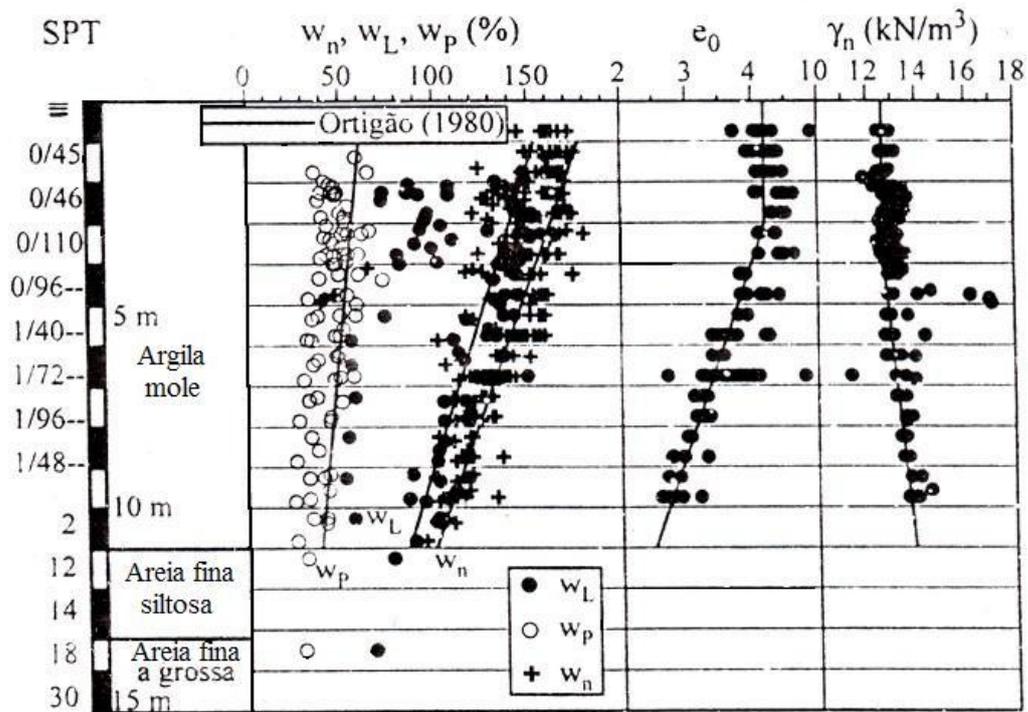


Figura 5.3 – Características geotécnicas do depósito argiloso do Sarapuí: compilação (ALMEIDA et al., 2005)

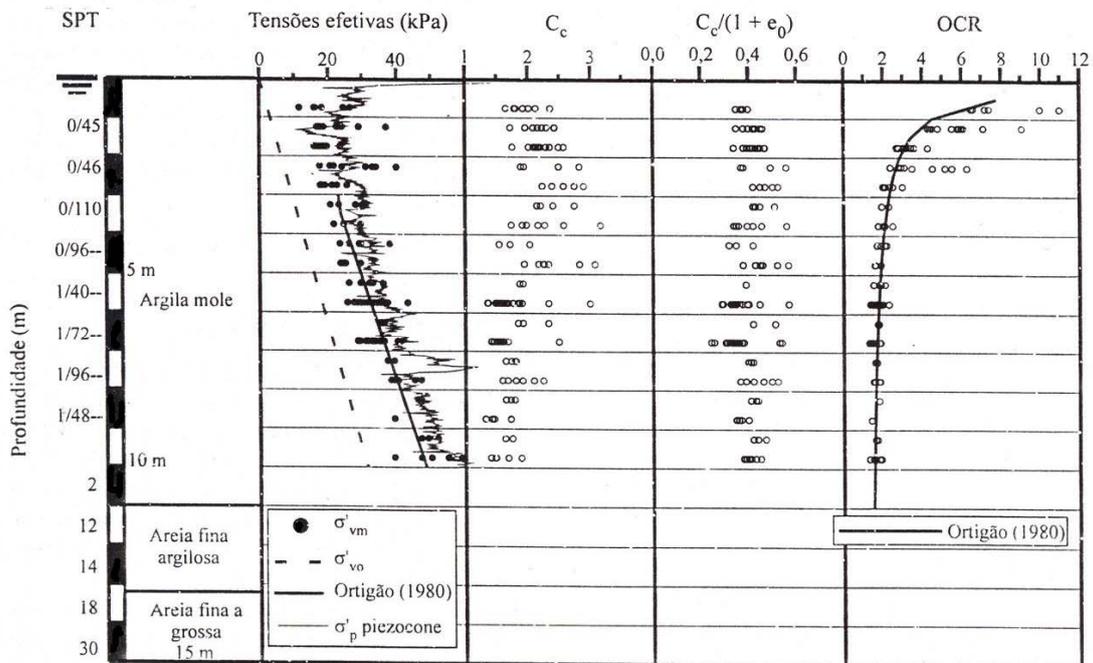


Figura 5.4 – Perfis de tensões e parâmetros de compressibilidade: compilação (ALMEIDA et al., 2005)

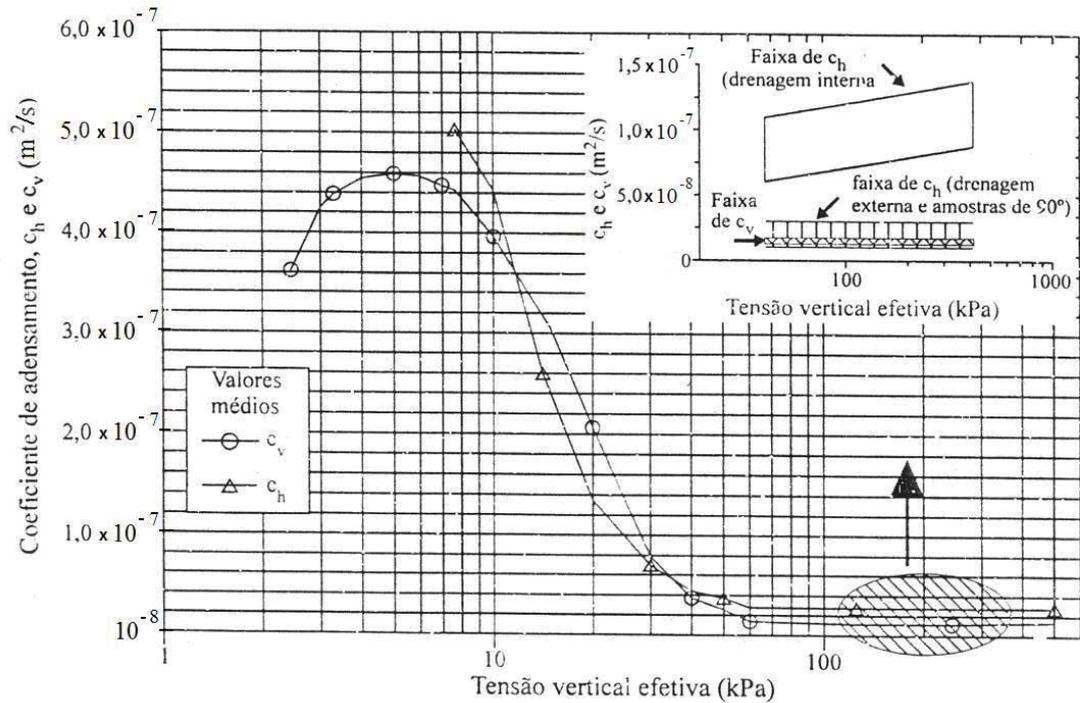


Figura 5.5 – Valores de c_v e c_h a partir de ensaios de laboratório nas profundidades de 5,5 a 6,0 m e 6,5 a 7,0 m (COUTINHO, 1976, citado por ALMEIDA et al., 2005)

Os parâmetros utilizados para a construção do ábaco que correlaciona o OCR , a e μ (Figura 5.6), foram aqueles apresentados na Tabela 3.1. Os valores de κ e λ foram obtidos dividindo por 2,3 os valores médios de C_r e C_c , respectivamente. O valor de M foi obtido pela expressão 3.11 com um ângulo de atrito $\phi' = 25^\circ$ (ORTIGÃO, 1980; ALMEIDA et al., 2005).

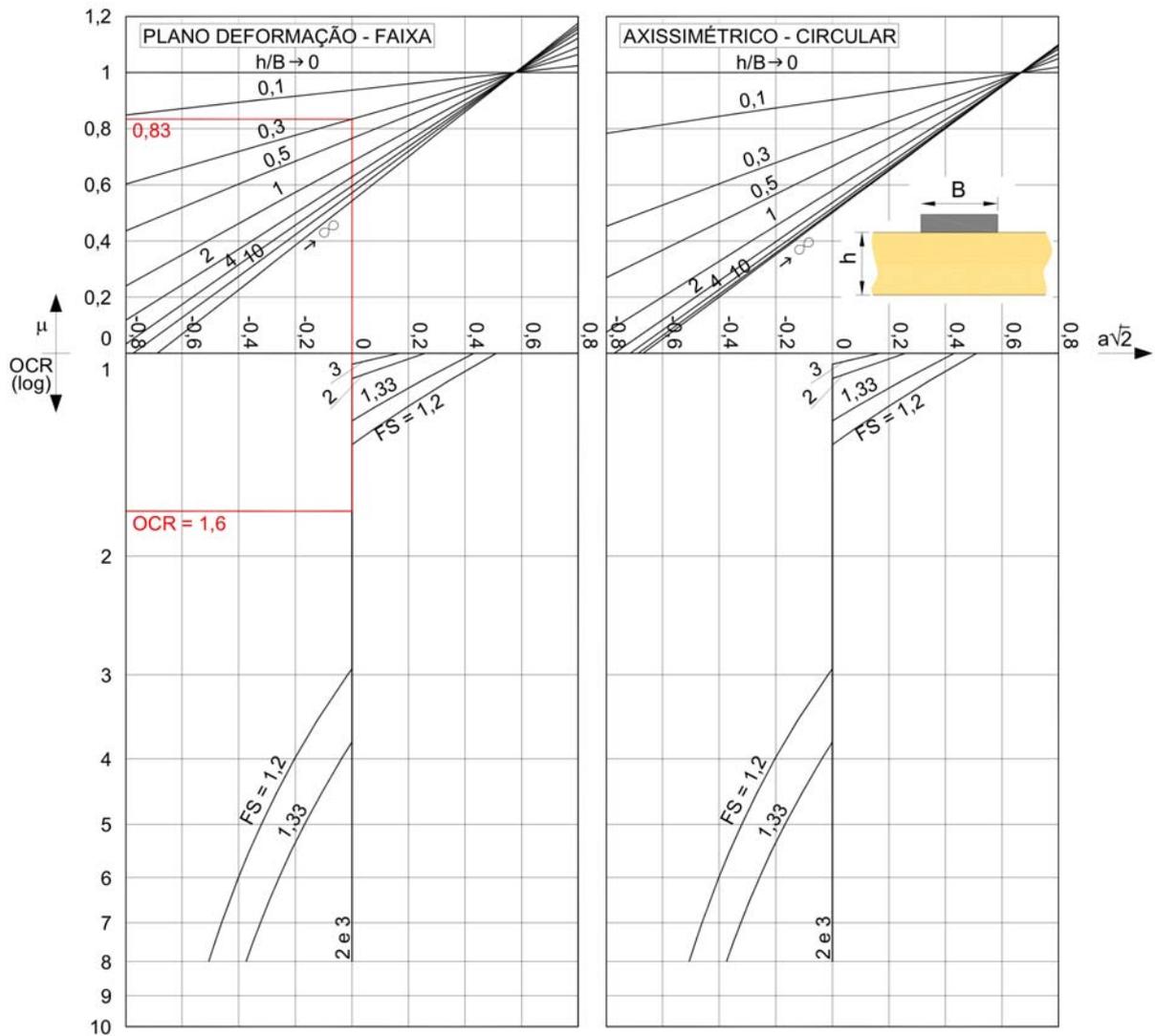


Figura 5.6 – Âbaco para a Argila do Sarapuú - *Método de Skempton e Bjerrum Modificado* – Carregamento em faixa (plano-deformação)

Conforme apresentado no Item 4.2, para a Argila do Sarapuú, o final do recalque por compressão secundária está numa linha de OCR igual a 2 em relação à linha de fim do adensamento primário (Figura 4.9 - FEIJÓ e MARTINS, 1993) e OCR igual a 1,6 em relação a linha de 24 horas (MARTINS, 2008). Pressupondo que os parâmetros da Figura 5.4 foram obtidos em ensaios de estágios de carregamento de 24 horas, utilizar-se-á OCR_{sec} igual a 1,6.

5.2.3 Características geométricas das seções estudadas

As seções A e G do Aterro Experimental II foram construídas sobre a camada de argila mole sem a colocação de drenos verticais. Na área da seção A foi colocada uma manta geotêxtil que serviu de colchão drenante e reforço para a fundação. A seção G foi executada com um colchão de areia de 50 cm como camada drenante. A espessura da camada argilosa na área da seção A é da ordem de 10,5 m, enquanto que na seção G a espessura é de 9,5 m. A largura total do aterro é de 35 m (Figura 5.7).

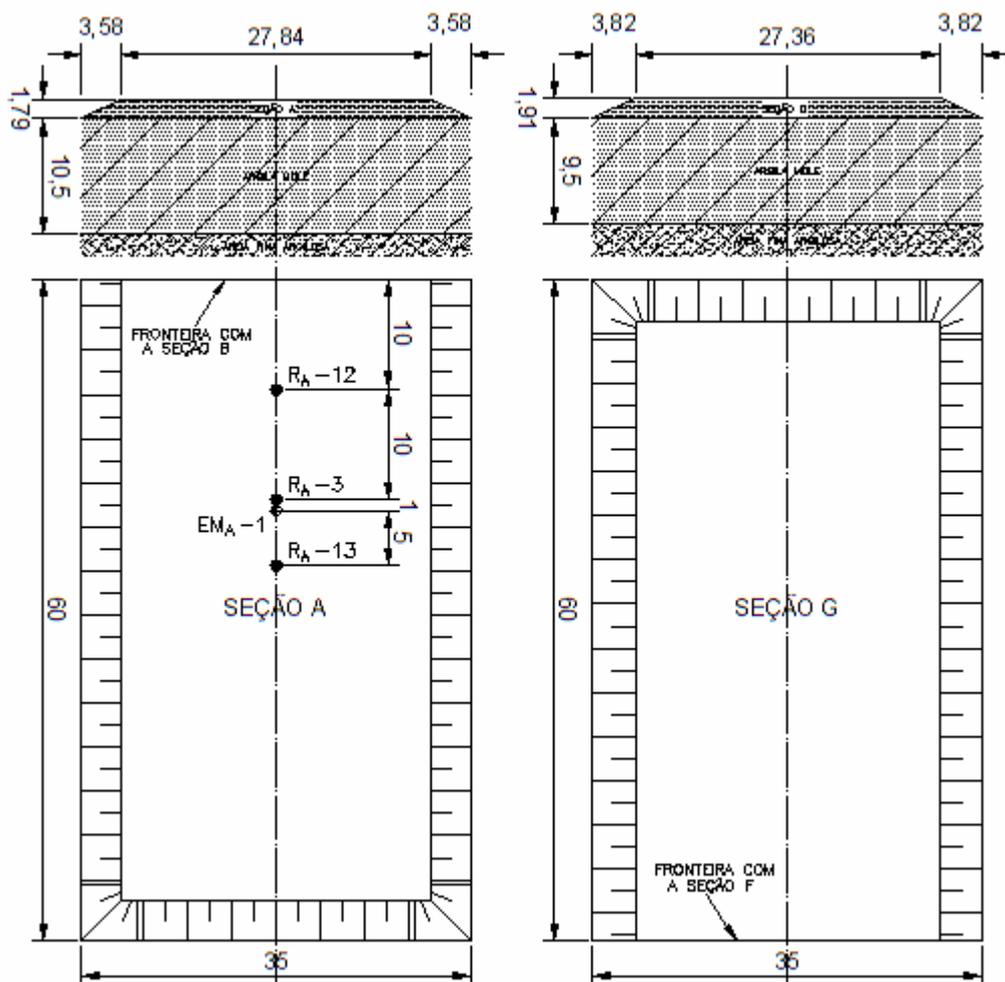


Figura 5.7 – Seções A e G do Aterro Experimental II – Geometria e localização das placas de recalque na seção A (DNER/IPR, 1984)

5.2.4 Análise das medições de recalques

Segundo ORTIGÃO (1980), existiram períodos de interrupção da execução das seções do aterro, em virtude de problemas operacionais. Tais interrupções fazem com que se definam etapas de execução que, certamente, influenciarão na forma de avaliação dos recalques.

As etapas de carregamento, cotas atingidas e períodos de medição dos recalques são apresentados na Figura 5.8. Os recalques foram medidos durante 41 meses a partir da leitura zero, feita em torno de 2 meses após o início da construção do aterro, quando as seções A e G tinham uma altura da ordem de 1 m.

Em cada uma das seções foram feitas leituras em 3 placas de recalque e um extensômetro magnético vertical (DNER/IPR, 1984). Tais instrumentos se encontravam no eixo do aterro e distantes das fronteiras entre as seções (Figura 5.7). A Tabela 5.2 apresenta as medições de recalque no período de 41 meses. A sigla *R* significa placa de recalque e a sigla *EM* significa extensômetro magnético. Os subscritos A e G referem-se às respectivas seções analisadas.

Tabela 5.2 – Recalques medidos nas seções A e G do Aterro Experimental II
(DNER/IPR, 1984)

Leitura	Recalques medidos (cm)							
	R _A -3	R _A -13	R _A -12	EM _A -1	R _G -3	R _G -13	R _G -12	EM _G -1
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	4,6	3,5	1,5	7,3	5,2	6,2	2,3	4,9
2	7,7	5,9	6,9	8,3	7,0	10,8	9,1	6,0
3	10,8	8,4	8,4	13,4	8,0	12,5	11,7	8,0
4	13,1	10,5	10,5	14,5	9,1	13,4	13,1	8,5
5	14,7	12,0	12,1	16,4	9,6	14,5	14,7	9,5
6	16,6	13,7	13,1	18,0	11,0	14,9	15,2	10,3
7	17,4	14,5	13,9	19,2	12,0	15,0	16,1	10,8
8	20,0	16,0	15,5	21,0	14,8	17,0	18,5	12,0
9	20,9	18,8	16,9	22,5	18,5	21,9	22,7	15,0
10	23,3	21,2	18,2	25,0	20,5	25,0	27,0	17,5
11	25,9	24,8	21,0	28,2	22,8	26,5	29,2	22,3
12	31,5	30,3	25,6	33,0	23,5	28,5	30,9	23,1
13	36,0	33,0	29,0	36,4	23,9	29,1	31,4	23,7
14	38,0	36,5	31,9	39,3	26,9	29,4	31,7	25,1
15	40,1	38,3	34,1	41,6	28,2	32,1	34,2	26,5
16	42,6	40,7	37,1	43,8	29,1	38,3	35,5	27,5
17	44,6	42,7	39,5	45,8	30,8	34,2	36,3	28,9
18	46,4	45,0	41,5	49,0	36,1	36,0	38,5	31,1
19	48,2	46,3	43,7	50,2	38,6	42,1	41,8	34,1
20	50,5	48,4	46,3	52,8	40,7	44,9	43,7	38,7
21	52,0	49,9	48,1	54,4	43,8	47,0	45,4	41,5
22	53,0	50,9	49,4	56,0	44,9	50,0	48,0	43,8
23	54,0	52,5	51,0	57,0	46,8	51,4	49,3	45,9
24	55,7	53,5	52,5	57,5	48,0	53,1	50,9	49,7
25	56,5	55,0	53,5	59,6	50,0	54,5	52,0	50,9
26	58,0	57,0	55,5	60,5	51,0	55,0	54,0	52,2
27	59,0	58,0	56,5	61,5	52,5	57,5	55,5	53,4
28	60,0	59,0	57,5	62,0	53,6	58,0	57,0	54,7
29	61,0	60,0	58,5	63,0	55,0	60,1	58,0	56,0
30	62,0	61,0	59,5	64,6	56,0	61,5	59,1	57,3
31	63,0	61,5	60,5	65,2	57,2	63,0	60,1	58,5
32	64,0	62,5	61,5	66,1	58,5	64,0	61,2	59,8
33	65,0	63,5	62,0	67,0	59,5	65,0	62,3	61,0
34	66,0	64,0	63,0	68,0	60,7	66,1	63,5	62,2
35	67,0	65,0	64,0	69,0	61,7	67,5	65,0	63,3
36	68,0	66,0	64,5	70,0	62,6	68,5	66,0	64,7
37	69,0	67,0	65,2	71,0	64,0	70,0	67,0	65,9
38	69,9	68,0	66,0	72,0	65,0	70,9	68,3	67,2
39	70,6	68,5	66,9	73,2	66,0	72,0	69,6	68,5
40	71,8	69,2	67,7	74,5	67,0	73,0	71,0	69,7
41	72,2	70,0	68,5	75,1	68,0	74,0	72,0	69,9

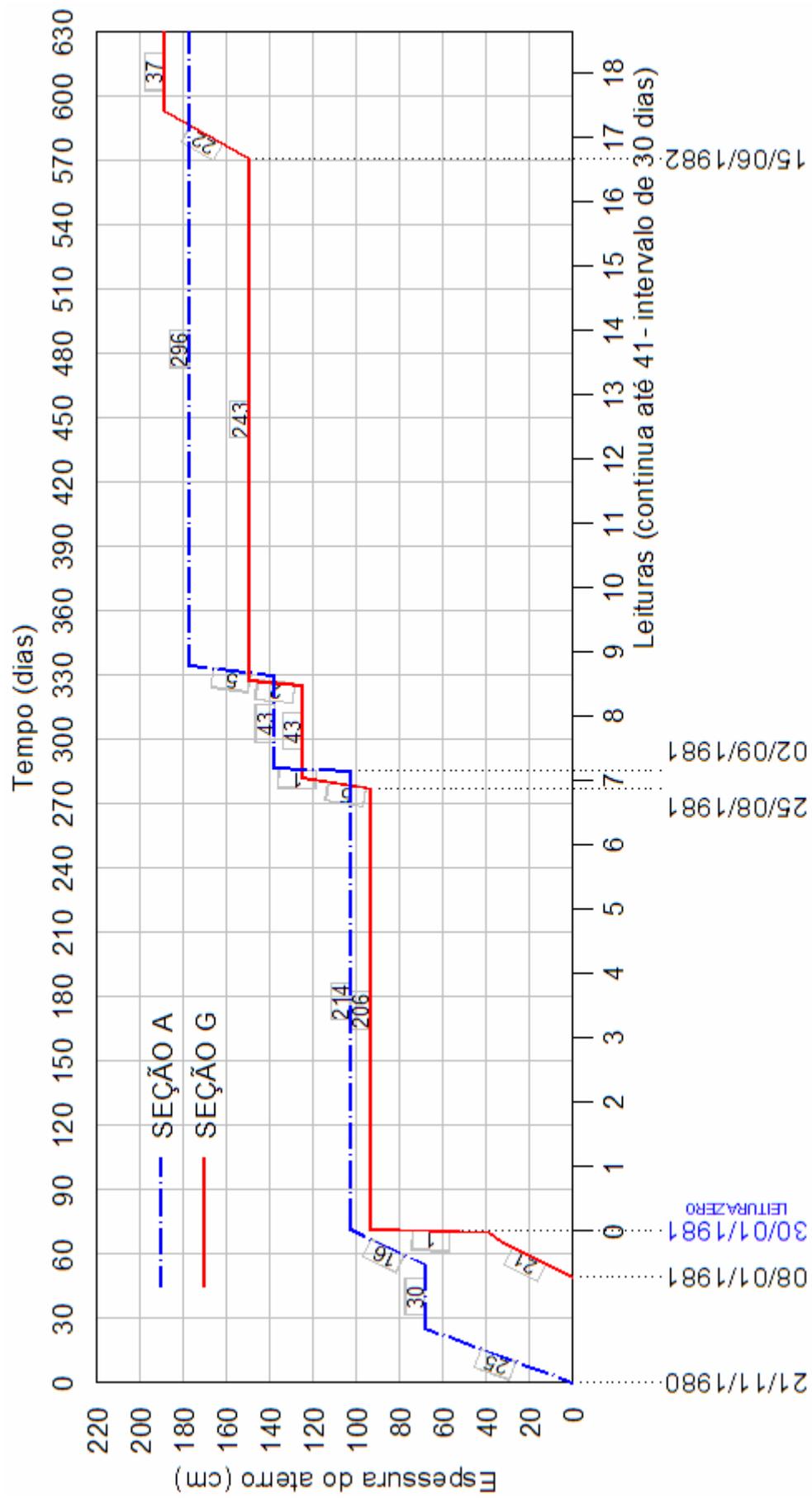


Figura 5.8 – Evolução construtiva e medições de recalques nas seções A e G do Aterro Experimental II (DNER/IPR, 1984)

5.2.5 Estimativa dos recalques utilizando o Método de Skempton e Bjerrum Modificado

Conforme relata ORTIGÃO (1980), o aterro experimental I começou a apresentar indícios de ruptura a partir da cota 2,50 m, com o aparecimento de uma fissura longitudinal de abertura inferior a 1 cm. No dia seguinte, ao se atingir a cota 2,80 m de aterro, a abertura evoluiu para 5 cm. Apesar de ainda não ter sido possível ver levantamento do pé do talude mais íngreme, as leituras nos inclinômetros evidenciaram fortes deslocamentos horizontais, o que levou a crer na iminente ruptura. Após três dias, foi colocada outra camada de 30 cm, atingindo a cota 3,10 m. Dessa vez as deformações aumentaram significativamente, a abertura longitudinal na crista também e houve levantamento do pé do talude: estava caracterizada a ruptura.

A descrição acima serve de subsídio para uma estimativa dos coeficientes de segurança a serem adotados nas análises de recalque do aterro experimental II. Existe controvérsia na definição da altura de ruptura do aterro experimental I (ver, por exemplo, ALMEIDA, 1985, SANDRONI *et al.*, 2004). Porém, tendo em vista o estudo aqui apresentado, tal fato é pouco relevante. Adotar-se-á, então, 3,10 m como altura de ruptura, em virtude da espessura de argila nas áreas dos aterros I e II ser praticamente a mesma e ambos possuírem uma largura em torno de 35 m. De forma aproximada, admite-se que:

$$FS = \frac{H_{rup}}{H} \quad (5.2)$$

onde:

H_{rup} – altura de ruptura do aterro;

H – altura do aterro.

Esse procedimento para estimativa do FS pode ser visto em TAYLOR (1948).

Conforme se observa na Figura 5.8, a seção A atingiu a cota final em duas etapas (dois patamares), enquanto que a seção G atingiu em três etapas (três patamares). Considerar-se-á uma única etapa de carregamento na cota final de cada seção, com a correção de Terzaghi-Gilboy (TAYLOR, 1948) para um carregamento

linearmente crescente com o tempo. As alturas de aterro atingidas e os fatores de segurança FS , calculados pela expressão 5.2, são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Fatores de segurança estimados para as seções A e G do Aterro Experimental II

Seção A				Seção G			
H (m)	H_{rup} (m)	FS	% de q_f	H (m)	H_{rup} (m)	FS	% de q_f
1,79	3,10	1,7	59	1,91	3,10	1,6	63

Tabela 5.4 apresenta os recalques estimados pela aplicação do método proposto. A Figura 5.9 e a Figura 5.10 mostram as curvas teóricas de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) e de TAYLOR e MERCHANT (1940), com a correção de Tezaghi-Gilboy, juntas com as medições de campo. Apesar de não existirem medições suficientes para avaliar o fim do recalque total, percebe-se a tendência dos recalques seguirem a curva corrigida de TAYLOR e MERCHANT (1940), evidenciando que, no campo, o adensamento secundário começa a acontecer muito antes do fim do adensamento primário (MARTINS *et al.*, 1997). O $c_v = 6,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, obtido por retroanálise aplicada às curvas teóricas, foi o valor que melhor ajustou as curvas teóricas aos recalques medidos, e está dentro da faixa de tensões do carregamento aplicado (Figura 5.5).

Tabela 5.4 – Recalques estimados pela aplicação do Método Skempton e Bjerrum Modificado – Seções A e G

Seção		A		G	
Fases		1°	2°	1°	3°
h/B		-	0,3	-	0,3
μ		-	0,83	-	0,83
$r = \frac{\rho_{oed}}{(\rho_{oed} + \rho_{oed-s})}$		-	0,56	-	0,60
Recalque (cm)	ρ_i	9,5	16,1	8,5	17,4
	ρ_{oed}	-	100,1	-	106,8
	ρ_a	-	83,1	-	88,6
	ρ_{f3D}	-	99,2	-	106,0
	ρ_{oed-s}	-	77,3	-	70,0
	ρ_t	-	176,5	-	176,0

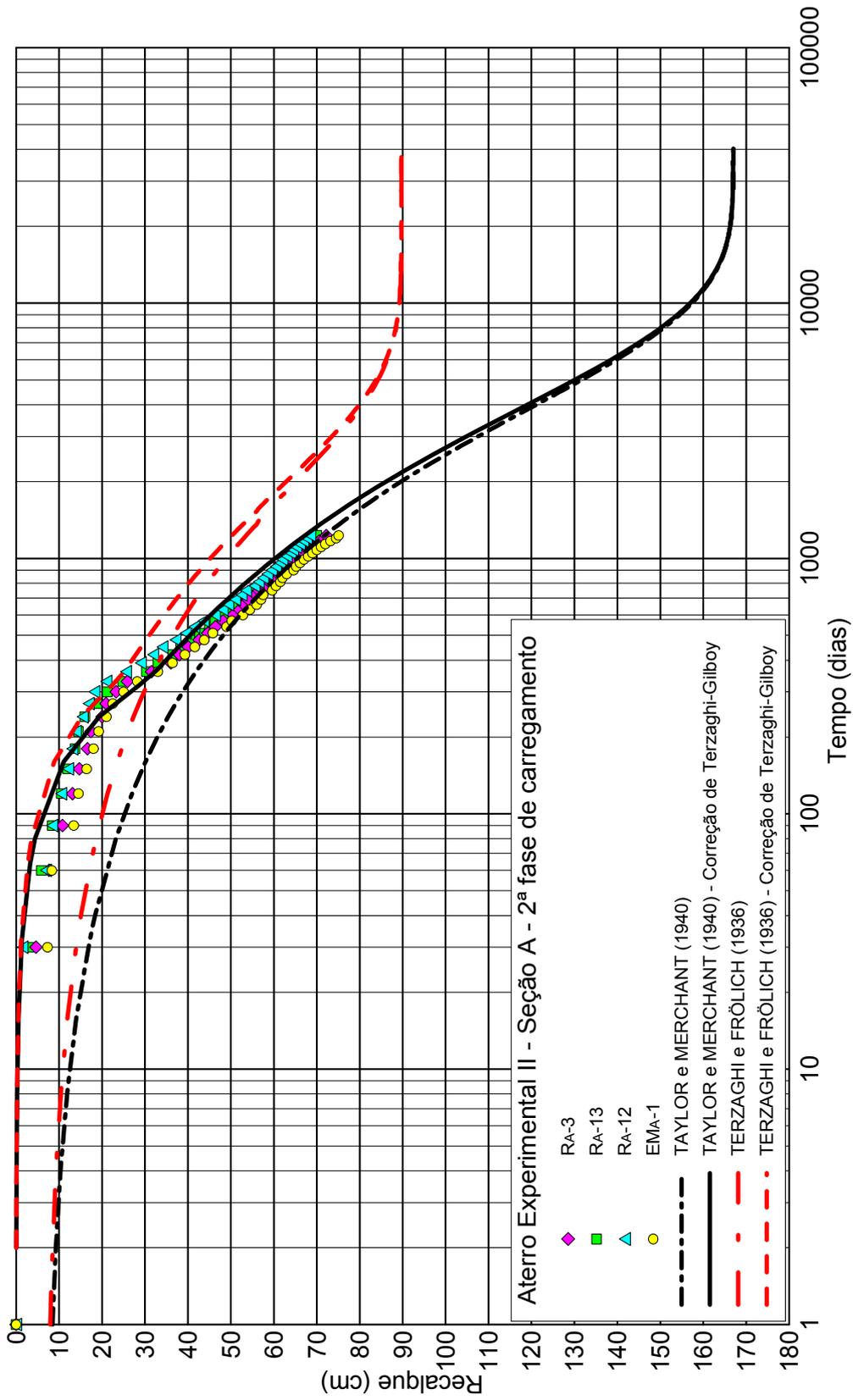


Figura 5.9 – Curvas recalque x tempo – Seção A, 2ª fase – $c_v = 6,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

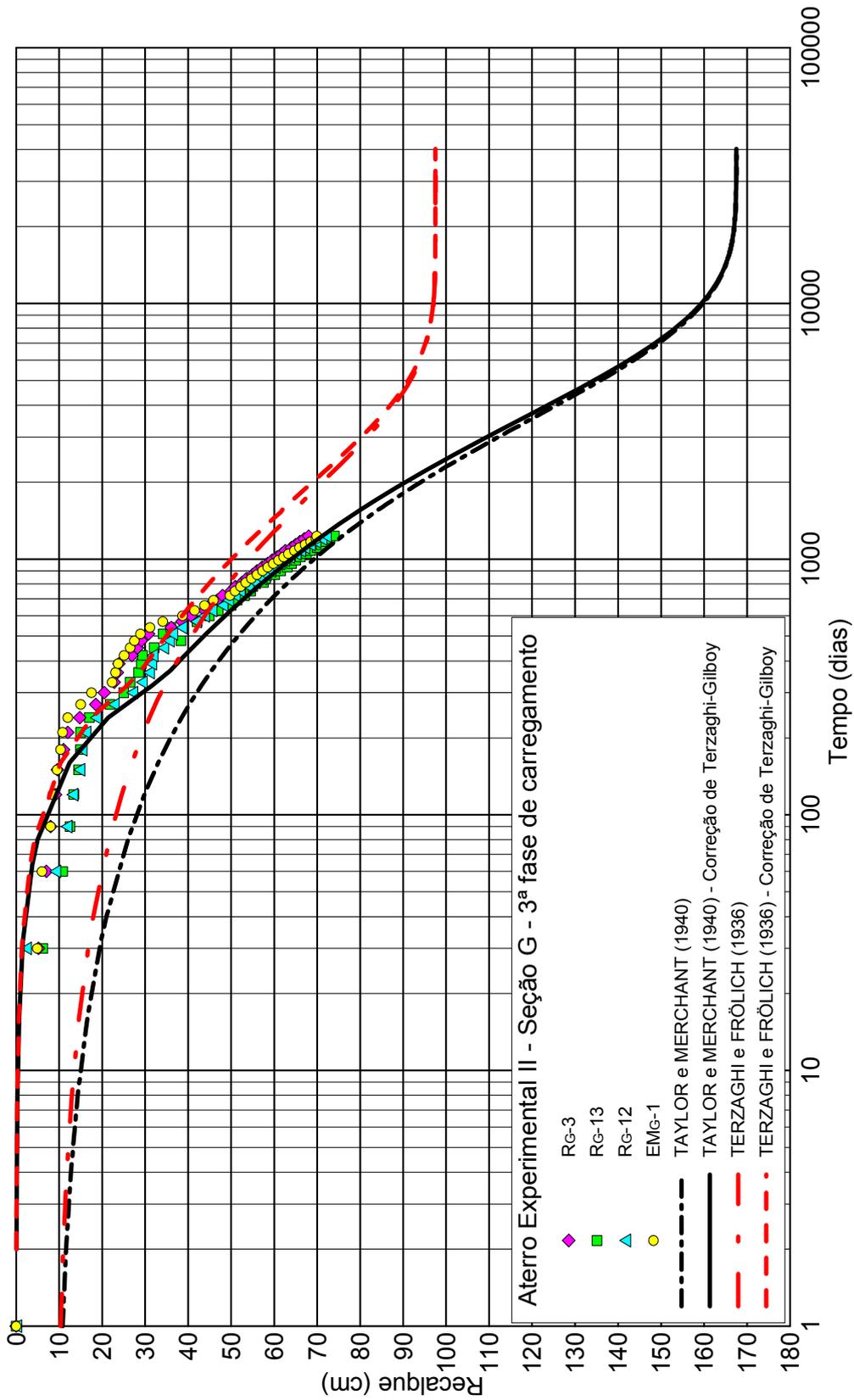


Figura 5.10 – Curvas recalque x tempo – Seção G, 3ª fase – $c_v = 6,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

5.3 EDIFÍCIOS DE SANTOS

5.3.1 Breve histórico sobre a construção dos edifícios da orla marítima de Santos

Segundo MASSAD (1999) durante as décadas de 40 e 70 do século passado, centenas de edifícios de grande porte foram construídos ao longo da orla marítima da cidade de Santos, no litoral do estado de São Paulo. Esses edifícios tiveram suas fundações projetadas em sapatas ou radiers assentes sobre uma camada de areia compacta superficial sobrejacente a espessas camadas de material argiloso (8 a 30 m).

TEIXEIRA (1960) relatou que a natureza peculiar do subsolo local provocaria fortes recalques nos edifícios quando apoiados em fundações diretas, mas que o emprego de fundações profundas, para impedir tais recalques, era impraticável na época, em face da parcela do custo das fundações no custo total.

A própria natureza do subsolo e as limitações técnicas existentes na época para atravessar a camada argilosa fizeram com que se adotassem fundações superficiais em sapatas, ligadas por vigas de grande rigidez para reduzir os recalques diferenciais, e assentes na camada superior de areia compacta (TEIXEIRA, 2003).

Já na década de 50, a alta compressibilidade da argila subjacente à areia compacta já se refletia sob a forma de recalques excessivos, gerando problemas de natureza estrutural e funcional. A densificação imobiliária, com prédios de até 18 pavimentos, e a continuada adoção de fundação direta acabaram por gerar problemas ainda mais sérios como o desaprumo dos edifícios e recalques totais superiores a 1 m, em grande parte tudo devido à superposição dos bulbos de tensões (TEIXEIRA, 2003).

5.3.2 Características geológico-geotécnicas do depósito argiloso

MASSAD (1999) relata a existência de dois tipos de sedimentos argilosos na baixada santista, formados em épocas diferentes. Segundo esse autor, ocorreram dois episódios de transgressão do mar, seguidos de eventos regressivos do mesmo. Durante a primeira transgressão (Transgressão Cananéia), ocorrida no período

Quaternário no Pleistoceno (há aproximadamente 120.000 anos), foram depositados sedimentos em ambiente continental e marinho, formando as Argilas Transicionais (AT) entremeadas as Areias Transgressivas que no topo formam hoje os terraços alçados de 6 a 7 m em relação ao nível atual do mar.

Há cerca de 15.000 anos, o nível do mar abaixou 110 a 130 m em relação ao atual. Durante essa fase regressiva formaram-se os cordões de praia (“beach ridges”) por sobre as Areias Transgressivas do Pleistoceno, que foram erodidas pela rede hidrográfica da época formando canais, lagunas, baías e estuários (MASSAD, 1999).

Há cerca de 7.000 anos, já na época Holocênica, houve o início da segunda transgressão (Transgressão Santos) que depositou sedimentos nos canais, lagunas, baías e estuários formados pela erosão dos sedimentos Pleistocênicos. Tais sedimentos foram formados pelo retrabalho das areias e argilas da primeira transgressão, bem como por sedimentação em ambientes lacustres. As argilas formadas nessa época recebem a designação de Argilas de Sedimentos Flúvio-lagunares (SFL). A partir de 5.000 anos atrás se iniciou outra regressão do mar, sendo que, em torno de 4.000 anos, o nível do mar esteve de 2 a 3 m abaixo do nível atual (Figura 5.12).

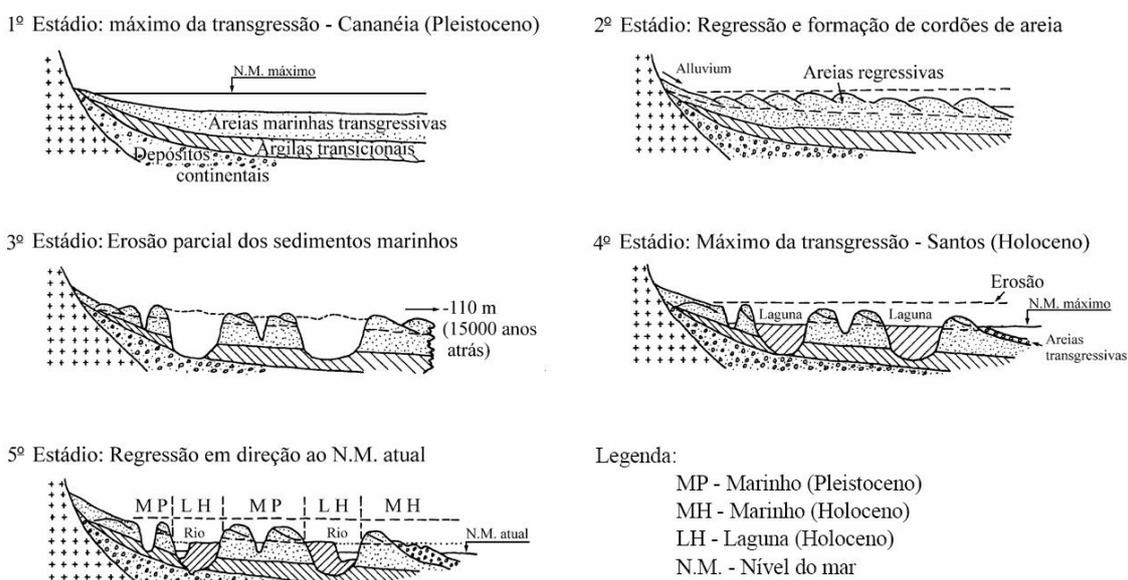


Figura 5.11 – Ilustração dos possíveis estágios da gênese das planícies sedimentares paulistas (SUGUIO E MARTIN, 1981, citado por MASSAD, 1999)

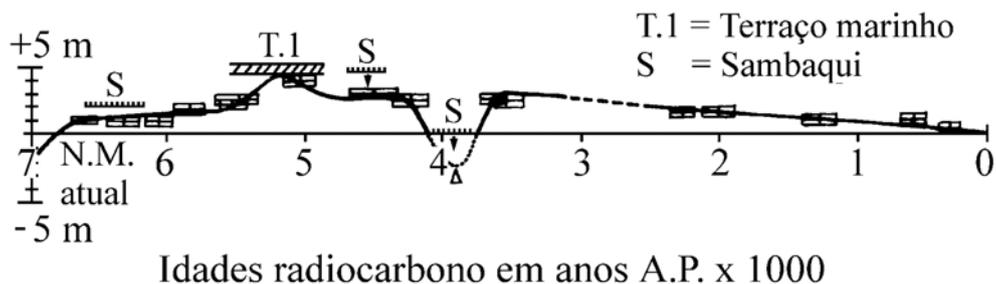


Figura 5.12 – Curva de variação do nível do mar de 7.000 anos atrás até o presente (MASSAD, 1999)

MASSAD (1999) atribui os efeitos de sobreadensamento das SFL a essa oscilação do nível do mar abaixo do atual. MARTINS (2008) acredita que tal afirmação não seja correta, visto que na época dessa variação o depósito ainda se encontrava em formação e, portanto, não seria afetado por oscilações que não causassem a sua emersão.

Os resultados de FEIJÓ e MARTINS (1993) para a Argila do Sarapuí e a época de formação deste depósito, mais ou menos a mesma em que foram formadas as SFL de Santos, servem de subsídio para MARTINS (2008) acreditar que ambas as argilas possuem comportamento semelhante e, portanto, o sobreadensamento seria fruto de uma compressão secundária durante a formação do depósito.

MARTINS (2008) relata ter compilado vários ensaios edométricos da Argila do Sarapuí, realizados por vários autores, e plotado os valores de índice de vazios de campo versus tensão vertical efetiva de campo num gráfico $e \times \sigma'_v$ (log) (Figura 5.13). As linhas de fim da compressão secundária de ensaios como os realizados por FEIJÓ e MARTINS (1993), bem como outros realizados pelo Grupo de Reologia das Argilas da COPPE/UFRJ na mesma argila, coincidem com a curva de campo, servindo de evidência para as causas do sobreadensamento dessas argilas.

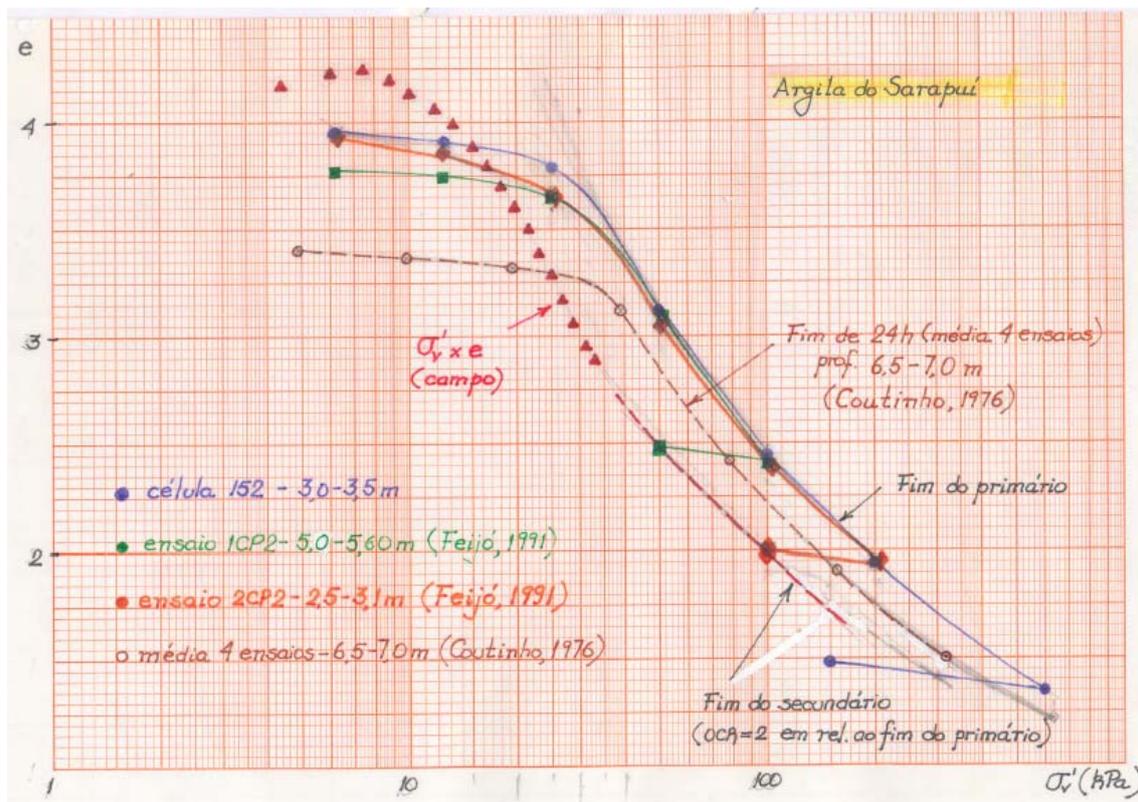


Figura 5.13 – Curva índice de vazios de campo versus tensão vertical efetiva de campo e ensaios edométricos convencionais para a Argila do Sarapuá (MARTINS, 2008)

Há ainda argilas de formação mais recente que são os mangues. Estes estão na superfície, nas margens e fundos de canais, braços de marés e da rede de drenagem (MASSAD, 1999).

MASSAD (1999) classifica os sedimentos argilosos da Baixada Santista de acordo com o N_{SPT} e apresenta uma síntese das propriedades geotécnicas, como mostra a Tabela 5.5.

A camada superficial de areia compacta, que está acima da camada de SFL, tem no máximo 12 m de espessura, um peso específico médio saturado de 21 kN/m^3 e ângulo de atrito efetivo em torno de 30° . Provas de carga sobre placa circular de 0,80 m de diâmetro à profundidade de 1,5 m, obtiveram uma curva carga-recalque praticamente linear até tensões verticais da ordem de 700 kPa, com recalques totais da ordem de 9 mm e recalques residuais da ordem de 3 mm (TEIXEIRA, 1960).

Tabela 5.5 – Síntese das propriedades geotécnicas das Argilas de Santos
(MASSAD, 1999)

Características		Tipo de formação		
		Mangue	SFL	AT
Diferenças	Prof. (m)	≤ 5	≤ 50	20 ≤ z ≤ 45
	e	> 4	2 a 4	< 2
	σ'_{vm} (kPa)	< 30	30 a 200	200 a 700
	OCR	1	1,1 a 2,5	> 2,5
	N _{SPT}	0	0 a 4	5 a 25
	S _u (kPa)	3	10 a 60	> 100
	γ_{nat} (kN/m ³)	13,0	13,5 a 16,3	15,0 a 16,3
	Matéria orgânica	25 %	6 %	4 %
	ϕ' (°)	-	24	19
	c_v^{Lab} (m ² /s)	0,4 a 400 (x10 ⁻⁸)	0,3 a 10 (x10 ⁻⁸)	3 a 7 (x10 ⁻⁸)
c_v^{Campo} / c_v^{Lab}	-	15 a 100	-	
Semelhanças	G	2,65	2,66	2,60
	% < 5 μ	-	20 a 90	20 a 70
	LL	40 a 150	40 a 150	40 a 150
	IP	30 a 90	20 a 90	40 a 90
	IA	1,2 a 2,2	0,7 a 3,0	0,8 a 2,0
	$C_c / (1+e_0)$	0,36	0,43	0,39
	C_r / C_c	0,12	0,10	0,09
	E_1 / S_u	-	138	143
E_{50} / S_u	-	237	234	

AGUIAR (2008) obteve valores de c_v da ordem de 2 a 3 x 10⁻⁸ m²/s, para uma argila SFL da região do canal do Porto de Santos, na faixa normalmente adensada de 200 a 300 kPa. Para o trecho de recompressão os valores obtidos foram da ordem de 0,8 a 1,5 x 10⁻⁷ m²/s.

5.3.3 Os edifícios “B” “C” e “D”

MACHADO (1958, 1961) apresenta um estudo sobre recalques de três edifícios chamados de “B”, “C” e “D”, que se apóiam sobre sapatas na camada de areia compacta referida no item 5.3.2.

O edifício *B*, construído entre agosto de 1952 e janeiro de 1954, possui 12 pavimentos e sua fundação consiste num radier nervurado assente a 2,0 m de profundidade sobre 9,3 m de espessura de areia compacta, seguida de 7,85 m de argila (SFL). O nível d'água está a aproximadamente 1,7 m da superfície. O carregamento total imposto no fim da construção é de 50.920 kN. O edifício tem uma projeção em L de área equivalente a um retângulo de dimensões 12,9 m por 29,3 m. O radier transmite a areia uma tensão média de 135 kPa.

O edifício *C* é uma estrutura em concreto armado, com 12 pavimentos, construído entre agosto de 1952 e dezembro de 1953. As fundações em sapatas isoladas, interligadas por vigas de travamento, estão assentes a 2,0 m de profundidade na camada de areia compacta de espessura 6,2 m, seguida de 10,2 m de argila (SFL). O nível freático está a 1,7 m da superfície. O carregamento total imposto no fim da construção é de 61.720 kN. As sapatas transmitem a areia uma tensão média de 220 kPa e a área de projeção do edifício é um retângulo de dimensões 19,0 m por 33,45 m.

O edifício *D* foi construído entre outubro de 1952 e fevereiro de 1954. Construído em concreto armado, possui 12 pavimentos e a carga total ao fim da construção é de 63.330 kN. Suas fundações são em sapatas isoladas, interligadas por vigas de travamento, e estão assentes a 2,0 m de profundidade. Este edifício está bem próximo ao edifício *C*, portanto está assente no mesmo subsolo. A área de projeção do edifício é um retângulo de dimensões 15,6 m por 39,8 m.

A Figura 5.14 e a Figura 5.15 mostram algumas características geotécnicas das argilas no local dos edifícios. MASSAD (1999) estudou os recalques desses três edifícios, utilizando a teoria unidimensional de TERZAGHI E FRÖLICH (1936) e considerando a camada de argila como sendo sobreadensada com os OCRs indicados na Tabela 5.6.

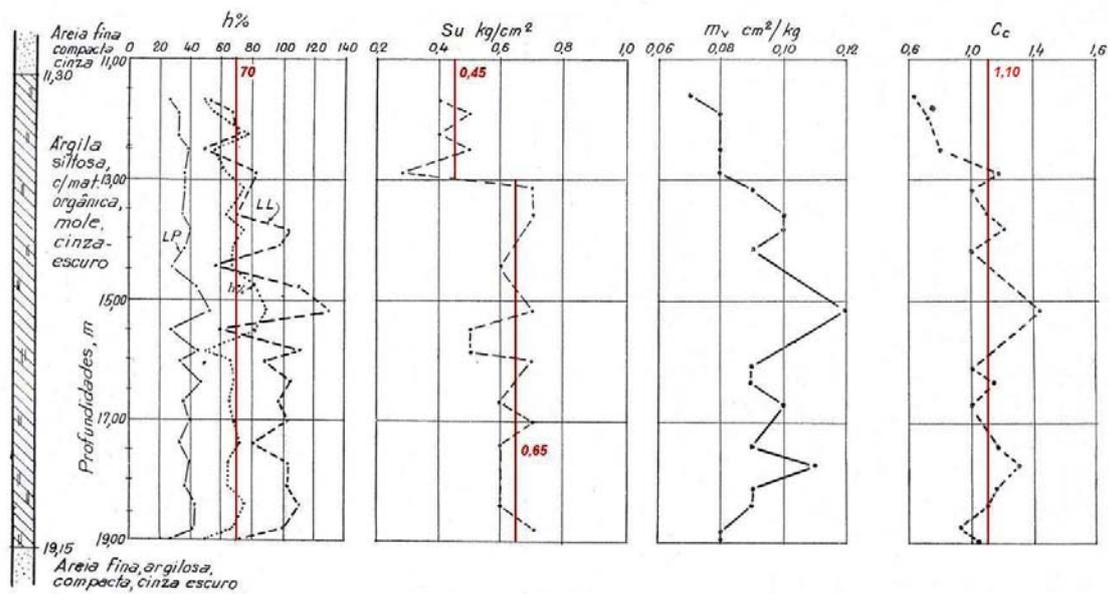


Figura 5.14 – Características geotécnicas da argila na projeção do edifício B (adaptado de TEIXEIRA, 1958)

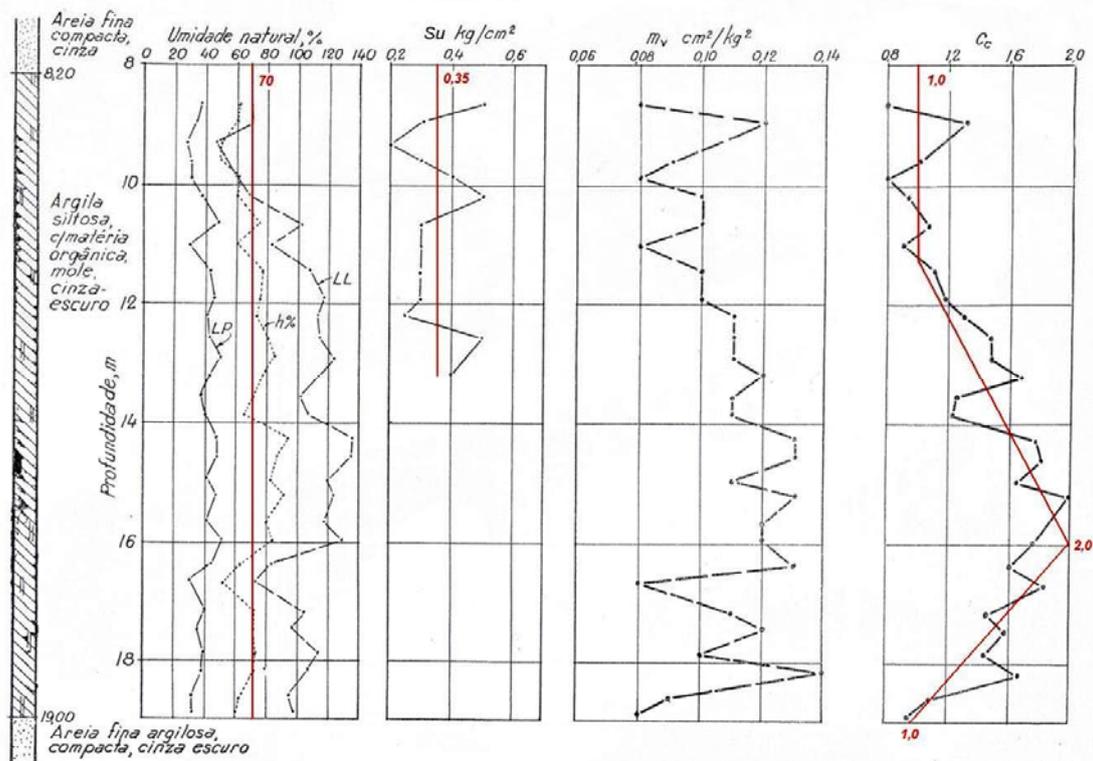


Figura 5.15 – Características geotécnicas da argila na projeção dos edifícios C e D (adaptado de TEIXEIRA, 1958)

Tabela 5.6 – Recalques nos edifícios de Santos (MASSAD, 1999)

Edifício	Nº de pav.	Δh_{argila} (m)	OCR	ρ_t (cm)
<i>B</i>	12	7,85	1,17	27
<i>C</i>	12	10,8	1,25	33
<i>D</i>	12	10,8	1,25	31

5.3.4 Premissas para avaliação dos recalques dos edifícios *B*, *C* e *D*

Para a estimativa dos recalques dos edifícios admitir-se-á que a camada de areia compacta na superfície é suficientemente rígida para transmitir as tensões para a camada de argila subjacente, com pouca ou nenhuma deformação. Tal constatação pode ser entendida pelo relato de TEIXEIRA (1960) (ver item 5.3.2) que afirma ter obtido em prova de cargas sobre placa tensões de até 700 kPa, com recalques totais inferiores a 1 cm.

Para efeito do cálculo das tensões no topo da camada argilosa, admitiu-se que a fundação do prédio pode ser considerada um radier fictício. As tensões geradas por este radier no topo da camada de argila podem ser supostas uniformes numa área retangular. Esta área teria dimensões iguais às dimensões em planta do edifício somadas a um percentual da espessura entre a cota de assentamento das fundações e o topo da camada de argila. Esse percentual é igual a 2 vezes a tangente do ângulo de espraçamento das tensões, aqui adotado como 30° (Figura 5.16). Considera-se que o acréscimo de tensão uniforme no topo da camada de argila é obtido pela divisão da carga total do edifício por esta área, suposta um segundo radier fictício (Figura 5.16). Esse procedimento tem sido adotado em casos como o estudado como forma de avaliação de recalques de substratos profundos (PERLOFF, 1975).

A partir do acréscimo de tensão no topo da argila, calculam-se os acréscimos de tensão em subcamadas da camada de argila, considerando a integração da solução de Boussinesq para um carregamento retangular uniforme no centro do segundo radier fictício.

Com os acréscimos de tensão nas subcamadas de argila, calcula-se o recalque unidimensional, aplicando em seguida o fator μ de correção do efeito tridimensional, de acordo com o OCR e FS. A parcela referente ao adensamento

secundário (fluência) é calculada de acordo com o que foi mostrado no item 4.3, com o acréscimo de tensão no topo da argila.

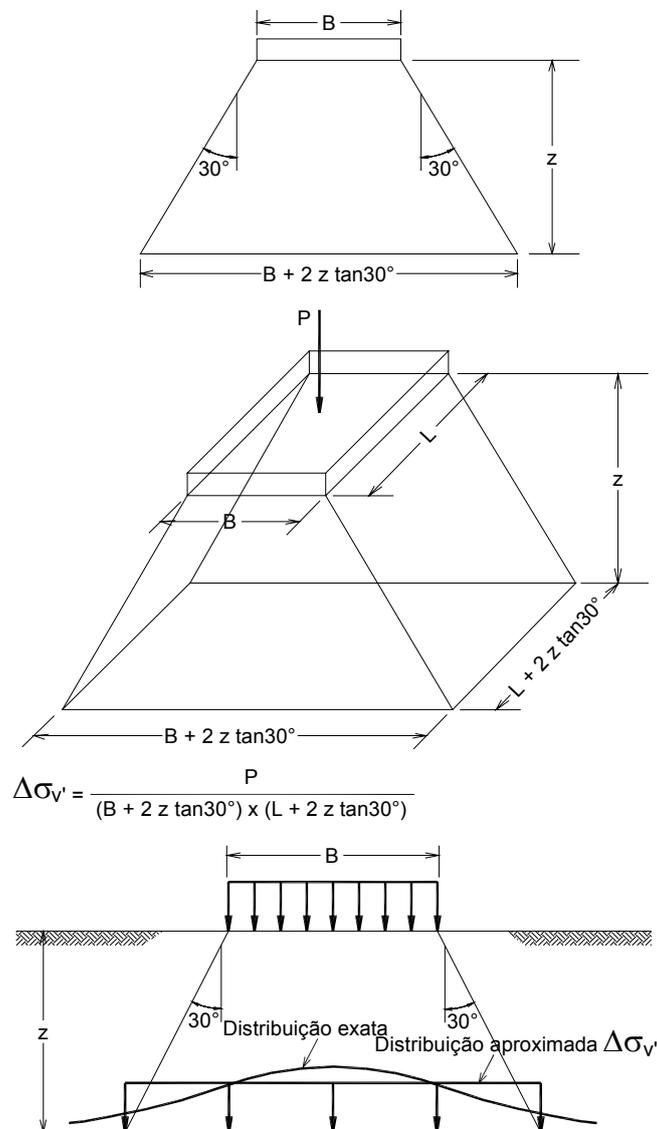


Figura 5.16 – Distribuição aproximada das tensões verticais devidas a um carregamento na superfície (PERLOFF, 1975)

Em relação aos parâmetros utilizados e formas de cálculo, três hipóteses são feitas:

1ª – A argila está sobreadensada com $OCR = 1,6$ em relação à linha de 24 h do ensaio edométrico, mas o cálculo é feito como se estivesse normalmente adensada na linha de fim da compressão secundária (AF na Figura 5.17 (a)). Aplica-se então um fator μ para $OCR = 1$ e o FS desejado. A justificativa dessa construção foi mostrada no item 4.3.

2ª – Faz-se o cálculo como se o solo estivesse normalmente adensado na linha de fim da compressão secundária. Subtrai-se do total a parcela da compressão secundária (DF na Figura 5.17 (a)). Aplica-se o fator μ , para a parcela do recalque por adensamento primário, referente ao $OCR = 1,6$ em relação à linha de 24 h e ao FS desejado. Essa hipótese equivale ao caminho ACDF na Figura 5.17 (a).

3ª – Considera-se os OCRs da Tabela 5.6 dados por MASSAD (1999). Calculam-se os recalques por adensamento primário da forma convencional, considerando que $\sigma'_{vm} = OCR \times \sigma'_{v0}$ e aplica-se o valor de μ referente ao OCR e ao FS desejado. Calcula-se a parcela de compressão secundária pelo OCR_{sec} de 1,6 (EG na Figura 5.17 (b)). Essa hipótese equivale ao caminho BCEG na Figura 5.17 (b).

A adoção de um $OCR_{sec} = 1,6$ se baseia na semelhança da época de formação das Argilas de Santos e do Sarapuí.

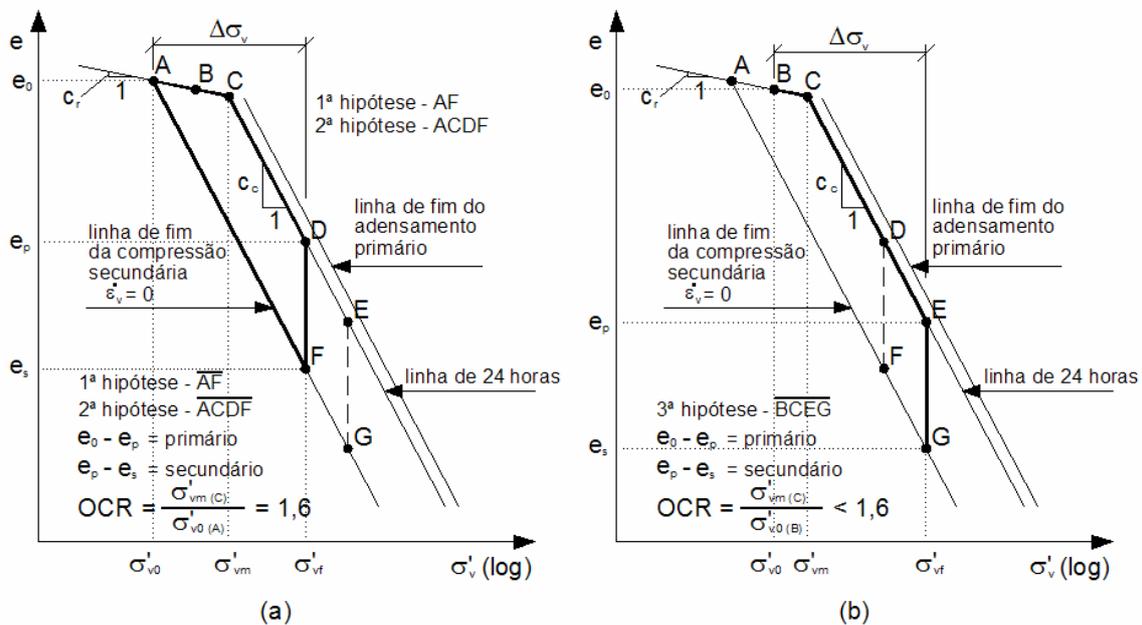


Figura 5.17 – Hipóteses de cálculo e OCR para avaliação dos recalques dos edifícios de Santos

5.3.5 Estimativa dos recalques utilizando o Método de Skempton e Bjerrum Modificado

Para a construção do ábaco que correlaciona OCR , a e μ , foram empregados os valores médios de $C_r/(1+e_0)$ e C_r / C_c para SFL (Tabela 5.5). Os valores dos ângulos de atrito para a argila normalmente adensada e sobreadensada são respectivamente $\phi'_{NA} = 24^\circ$ e $\phi'_{SA} = 19^\circ$. Esses valores correspondem aos apresentados na Tabela 5.5 para as SFL e AT, bem de acordo com a faixa de OCR s apresentados para essas argilas e com os ângulos de atrito para a Argila do Sarapuí. O valor de e_0 foi obtido a partir dos perfis de umidade apresentados na Figura 5.14 e na Figura 5.15, aplicando a expressão 5.3 com $G = 2,6$.

$$e_0 = \frac{w(\%)}{100} G \quad (5.3)$$

onde:

w (%) – umidade em porcentagem;

G – densidade real dos grãos.

Dividindo os valores de C_c e C_r por 2,3 chega-se a um $\lambda = 0,53$ e $\kappa = 0,05$ que, juntos com os ângulos de atrito ϕ'_{NA} e ϕ'_{SA} , são os parâmetros de entrada para construção do ábaco da Figura 5.18.

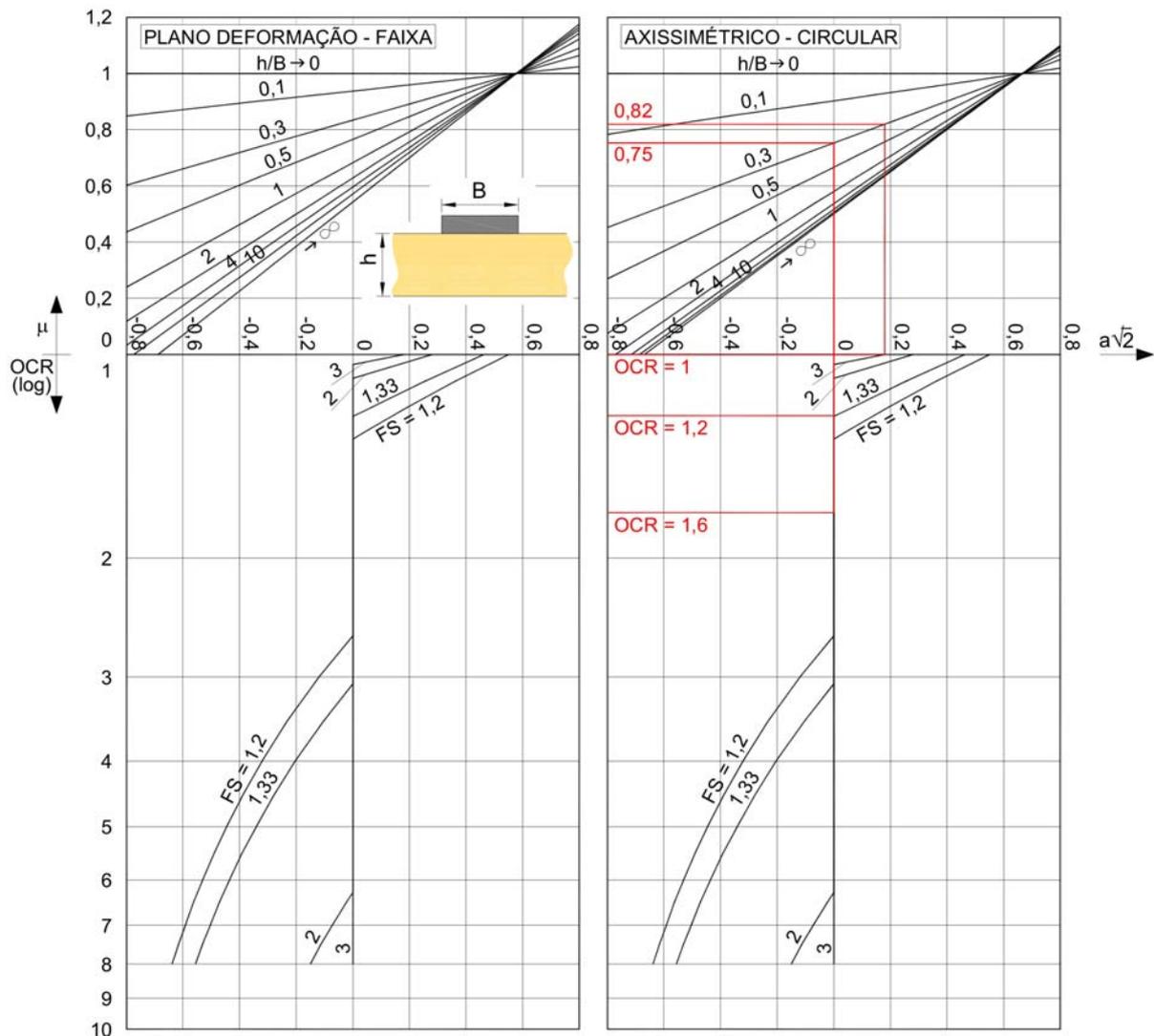


Figura 5.18 – Ábaco para as Argilas de Santos. Fator μ para os edifícios B e C - Método de Skempton e Bjerrum Modificado

5.3.6 Recalques calculados e comparações com as medições de campo

A Tabela 5.7 apresenta o resumo dos resultados para as três hipóteses de cálculo (item 5.3.4), bem como os valores de recalques máximos e mínimos calculados por MACHADO (1958, 1961), que considerou a argila como sendo normalmente adensada e a condição unidimensional. A Tabela 5.8 mostra os valores de c_v para a avaliação da evolução dos recalques no tempo. A escolha dos valores de c_v foi feita testando-se diferentes valores, dentro da faixa encontrada por AGUIAR (2008), buscando ajustar a curva de evolução dos recalques no tempo pela teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) com as medições de campo. A Tabela 5.9 resume os parâmetros e as tensões médias para cálculo dos recalques.

Tabela 5.7 – Recalques estimados pela aplicação do Método Skempton e Bjerrum Modificado – Edifícios B, C e D

Edifício	B			C			D			
Hipóteses	1 ^a	2 ^a	3 ^a	1 ^a	2 ^a	3 ^a	1 ^a	2 ^a	3 ^a	
$h/B_{equiv.}$	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	
μ	0,86	0,84	0,84	0,82	0,75	0,75	0,82	0,75	0,75	
$r = \rho_{oed} / (\rho_{oed} + \rho_{oed-s})$	1,00	0,10	0,25	1,00	0,10	0,25	1,00	0,10	0,25	
Recalque (cm)	ρ_i	2,4	2,4	2,4	4,9	4,9	4,9	5,0	5,0	5,0
	ρ_{oed}	41,5	4,2	20,8	78,2	7,8	32,4	78,7	7,9	32,9
	ρ_a	35,7	3,5	17,5	64,1	5,9	24,3	64,5	5,9	24,7
	ρ_{f3D}	38,1	5,9	19,9	69,0	10,8	29,2	69,5	10,9	29,7
	ρ_{oed-s}	0,0	37,3	62,0	0,0	70,4	96,4	0,0	70,8	96,4
	ρ_t	38,1	43,2	81,9	69,0	81,2	125,6	69,5	81,7	126,1
	ρ_{min}	20,1			30,5			25,1		
	$\rho_{máx}$	43,6			71,4			65,3		

Tabela 5.8 – Valores de c_v para estimativa da evolução dos recalques no tempo

Edifício	B			C			D			
Hipóteses	1 ^a	2 ^a	3 ^a	1 ^a	2 ^a	3 ^a	1 ^a	2 ^a	3 ^a	
c_v ($\times 10^{-8}$) (m^2/s)	Retroanálise do presente trabalho	5,0	50,0	5,0	2,5	25,0	5,0	2,5	25,0	3,5
	MACHADO (1958,1961)	11,3			14,1			14,1		

Da Figura 5.20 à Figura 5.22 mostram-se as curvas de isorecalques observados na última medição a qual o autor teve acesso (MACHADO, 1961). Da Figura 5.23 à Figura 5.31 mostram-se as curvas recalque x tempo para as três hipóteses de cálculo, para os três edifícios. Nessas figuras foram colocadas as curvas teóricas de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) e de TAYLOR e MERCHANT (1940), para carregamento instantâneo e a correção de Terzaghi-Gilboy para o tempo de construção, bem como as medições de campo dos pilares de menor e maior recalque.

Tabela 5.9 – Parâmetros e tensões médios para cálculo dos recalques

Edifício	Hipótese	OCR	$\sigma'_{vm} (*)$ (kPa)	$\Delta\sigma'_v (*)$ (kPa)	$\sigma'_{v0} (*)$ (kPa)	$\sigma'_{vf} (*)$ (kPa)	$\Delta\sigma'_v / \sigma'_{v0} (*)$	B _{equiv.} (m)	h _{argila} (m)	h/B _{equiv.}	$\epsilon_{s0} (*)$	$C_r (*)$	$C_{\alpha} (*)$
B	1 ^a	1,00	-										
	2 ^a	1,60	257,67	52,42	161,04	213,46	0,33	34,71	7,85	0,23	1,82	0,12	1,21
	3 ^a	1,17	188,42										
C	1 ^a	1,00	-										
	2 ^a	1,60	214,00	55,46	133,75	189,21	0,42	36,78	10,80	0,29	1,82	0,14	1,36
	3 ^a	1,25	167,18										
D	1 ^a	1,00	-										
	2 ^a	1,60	214,00	55,96	133,75	189,71	0,43	36,89	10,80	0,29	1,82	0,14	1,36
	3 ^a	1,25	167,18										

(*) Valores médios na camada de argila.

TEIXEIRA (2003) cita GONÇALVES e CARDOZO (2002) que estudaram medidas de velocidades de recalques em 14 edifícios da orla de Santos no período de outubro de 2000 a agosto de 2001. Os edifícios tinham idades entre 31 e 40 anos e apresentavam velocidades de recalques de 25 μ /dia a 43 μ /dia. Avaliando esses estudos TEIXEIRA (2003) observou que, após o período construtivo, a relação $\log v_\rho$ versus $\log t$ poderia ser ajustada por uma reta que, quando projetada para 12.000 dias (\approx 31 anos), estaria dentro da faixa de velocidades de recalques medidas por GONÇALVES e CARDOZO (2002). O mesmo conceito foi aplicado aos recalques medidos por MACHADO (1961) para os Edifícios *B* e *D*, evidenciando que as retas são paralelas, ou seja, há a mesma variação da velocidade de recalque com o tempo (Figura 5.19).

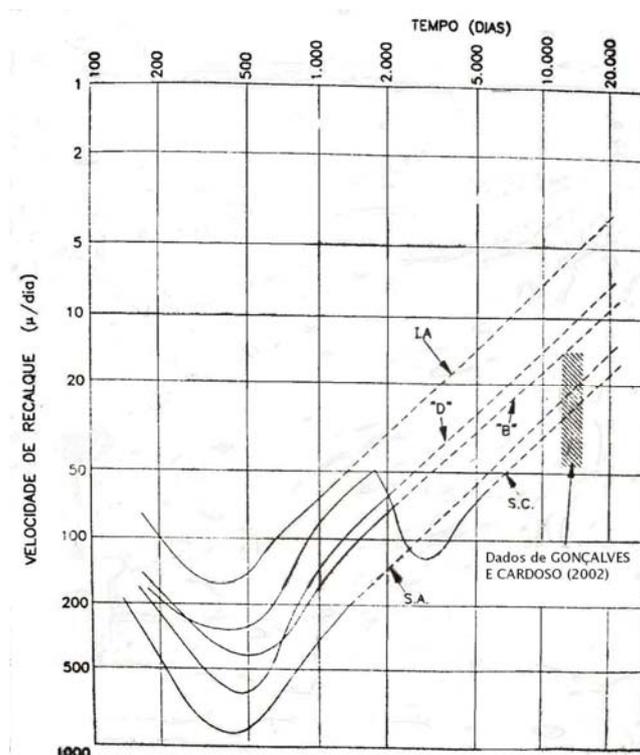


Figura 5.19 – Curvas log velocidade de recalques x log tempo (TEIXEIRA, 2003)

Das retas para os Edifícios *B* e *D* na Figura 5.19 resultam as seguintes expressões:

$$\log v_\rho = -0,96 \log t + 5,08 \quad (\text{Edifício B}) \quad (5.4)$$

$$\log v_\rho = -0,97 \log t + 5,06 \quad (\text{Edifício D}) \quad (5.5)$$

onde:

v_ρ é a velocidade de recalque.

Rearranjando as expressões 5.4 e 5.5 em função de v_ρ calcula-se a integral num intervalo de tempo desejado, o que corresponde ao recalque nesse período.

$$\rho_t = \int_{t_0}^{t_1} v_\rho dt \quad (5.6)$$

Aplicando a expressão 5.6 do tempo de 2.800 dias, que corresponde aproximadamente à última medição feita por MACHADO (1961), até o presente (em torno de 17.600 dias), e somando os valores encontrados aos observados por MACHADO (1961) tem-se uma estimativa de quanto seriam os recalques totais, caso as observações de TEIXEIRA (2003) estejam corretas (Tabela 5.10).

Tabela 5.10 – Estimativa dos recalques totais no presente nos Edifícios B e D pelas velocidade de recalque.

	PILAR	Recalques (cm)									
		Medições de campo	Estimativa pela velocidade de recalque	TAYLOR e MERCHANT (1940) – Teórico e hipóteses							
				MACHADO (1961) ≈ 2.800 dias	TEIXEIRA (2003) ≈ 17.600 dias	2.800 dias			17.600 dias		
						1ª	2ª	3ª	1ª	2ª	3ª
Edifício B	P1	29,7	61,4	33,2	36,0	38,1	38,1	43,2	77,3		
	P8	36,5	68,2								
	P20	42,2	73,9								
Edifício D	P1	33,0	59,6	36,7	38,1	36,8	67,3	76,3	86,4		
	P13	41,4	68,0								
	P17	42,6	69,2								

Da Figura 5.23 a Figura 5.25 e da Figura 5.29 a Figura 5.31 estão circuladas as estimativas de recalque para os pilares, conforme explicado no parágrafo anterior.

Outra forma de validação seria através da análise da velocidade de recalque teórica. Da teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) chega-se à seguinte expressão:

$$v_\rho = \frac{d\rho_t}{dt} = \rho_t \cdot \frac{c_v}{H_d^2} \cdot \sum_0^{\infty} 2r \exp(-r M^2 T) \quad (5.7)$$

A Tabela 5.11 resume os resultados das velocidades de recalques calculadas pelas expressões 5.4, 5.5 e 5.7.

Tabela 5.11 – Comparações entre velocidades de recalques teóricas e observadas nos Edifícios B e D para um tempo aproximado de 17.600 dias após início da construção

	Hipótese	v_p (μ /dia)	
		TAYLOR e MERCHANT (1940)	TEIXEIRA (2003)
Edifício B	1 ^a	0,0	10,1
	2 ^a	0,0	
	3 ^a	6,7	
Edifício D	1 ^a	3,8	8,7
	2 ^a	7,4	
	3 ^a	20,5	

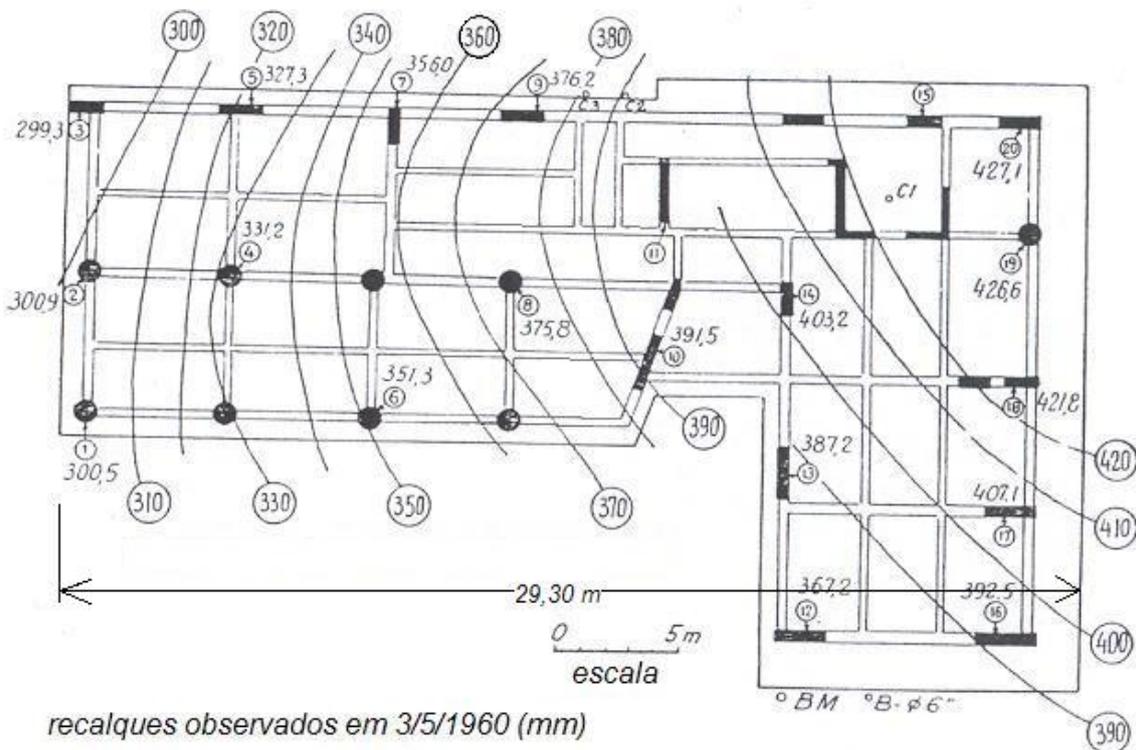


Figura 5.20 – Curvas de isorecalques no Edifício B (MACHADO, 1961)

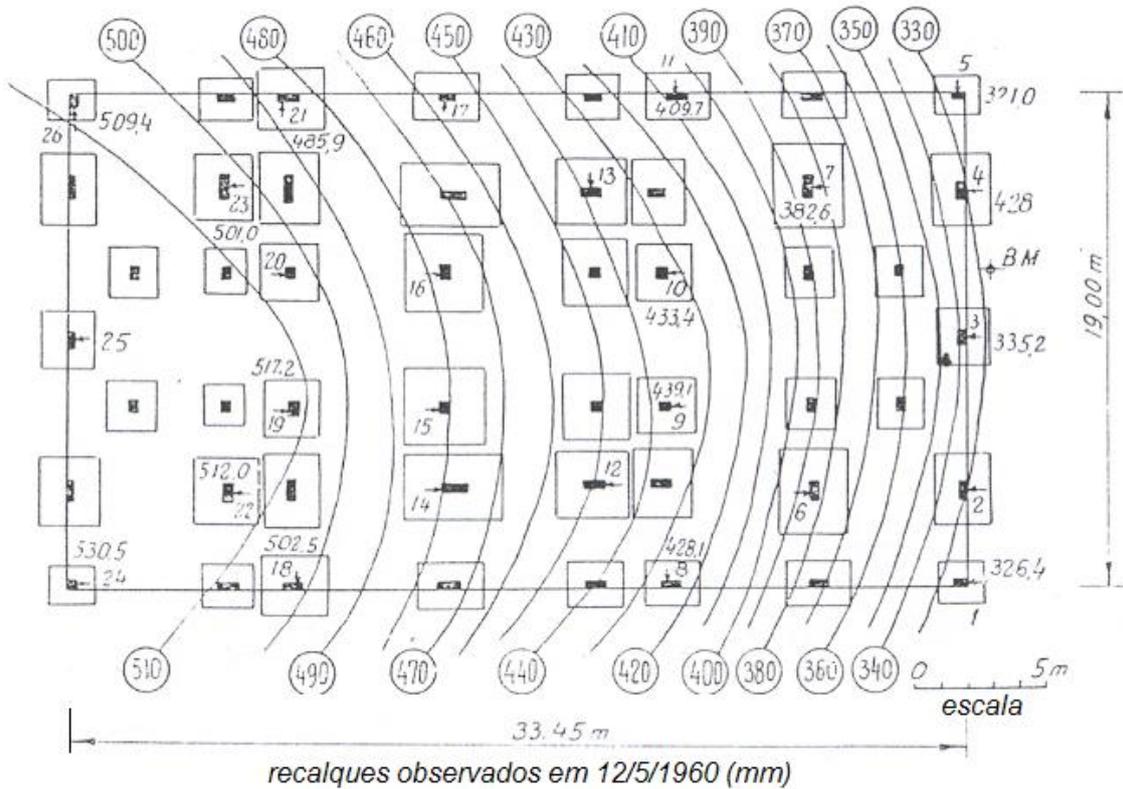


Figura 5.21 – Curvas de isorecalques no Edifício C (MACHADO, 1961)

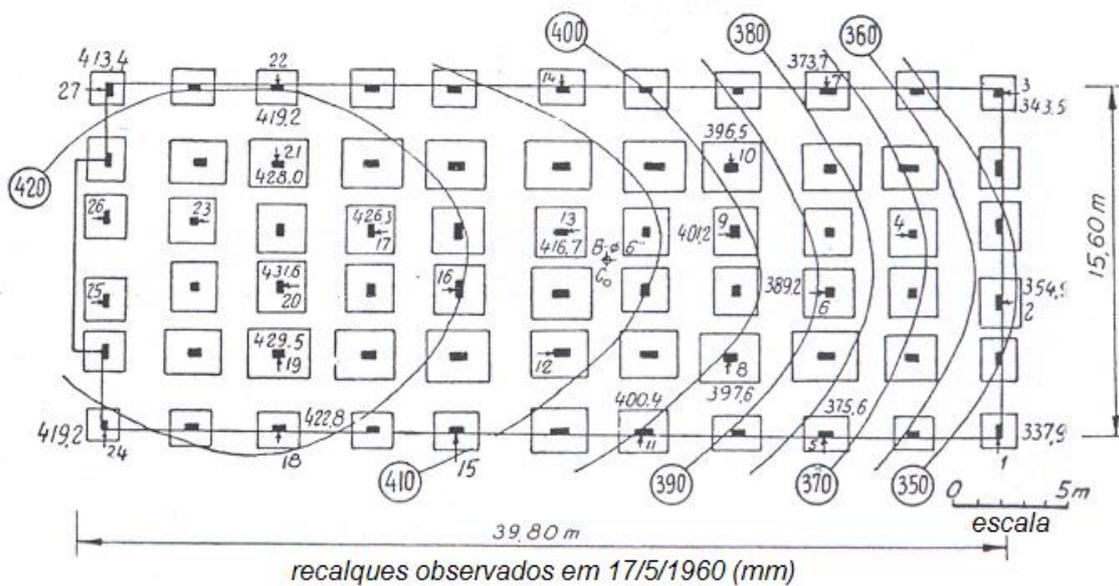


Figura 5.22 – Curvas de isorecalques no Edifício D (MACHADO, 1961)

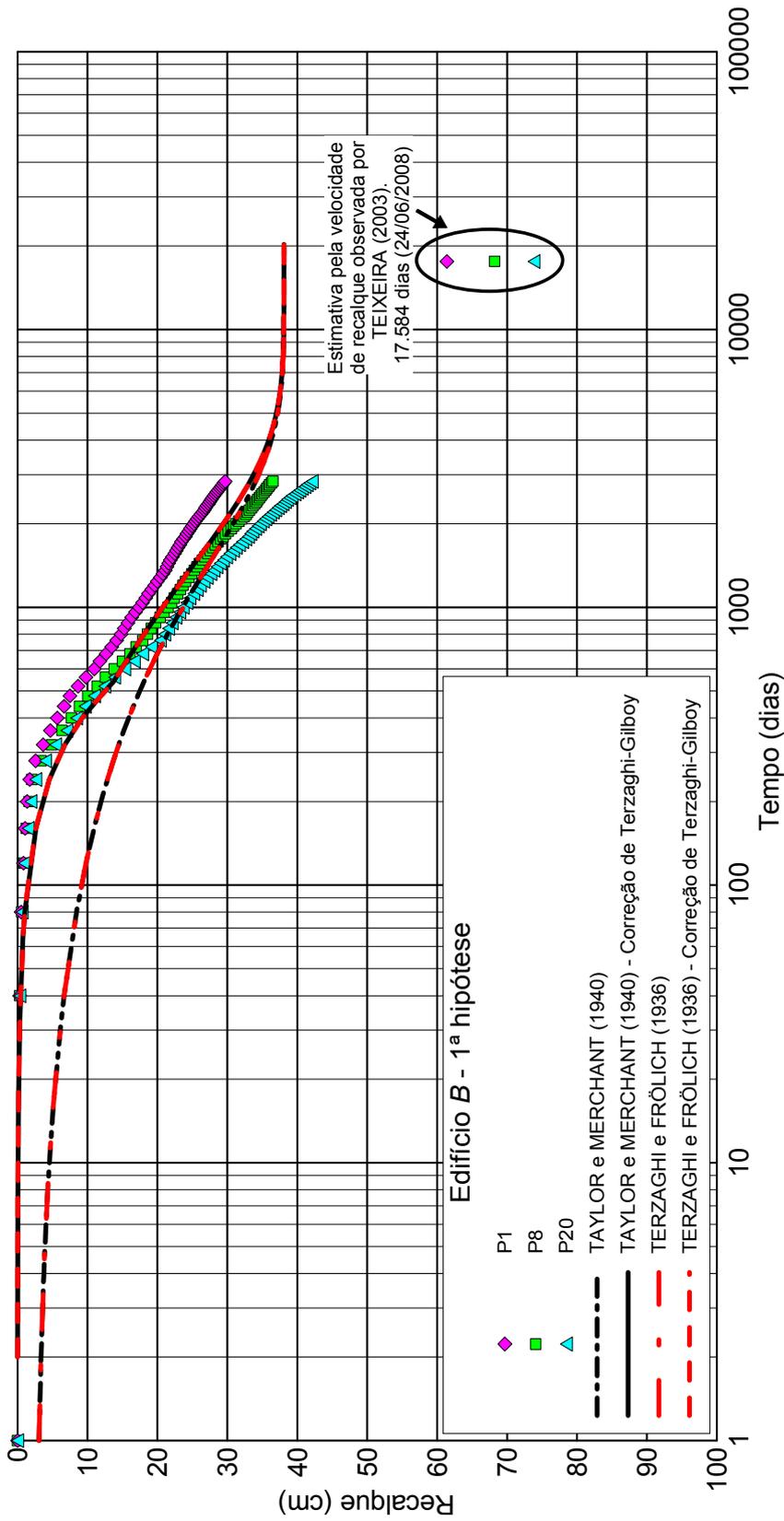


Figura 5.23 – Curvas recalque x tempo – Edifício B, 1ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

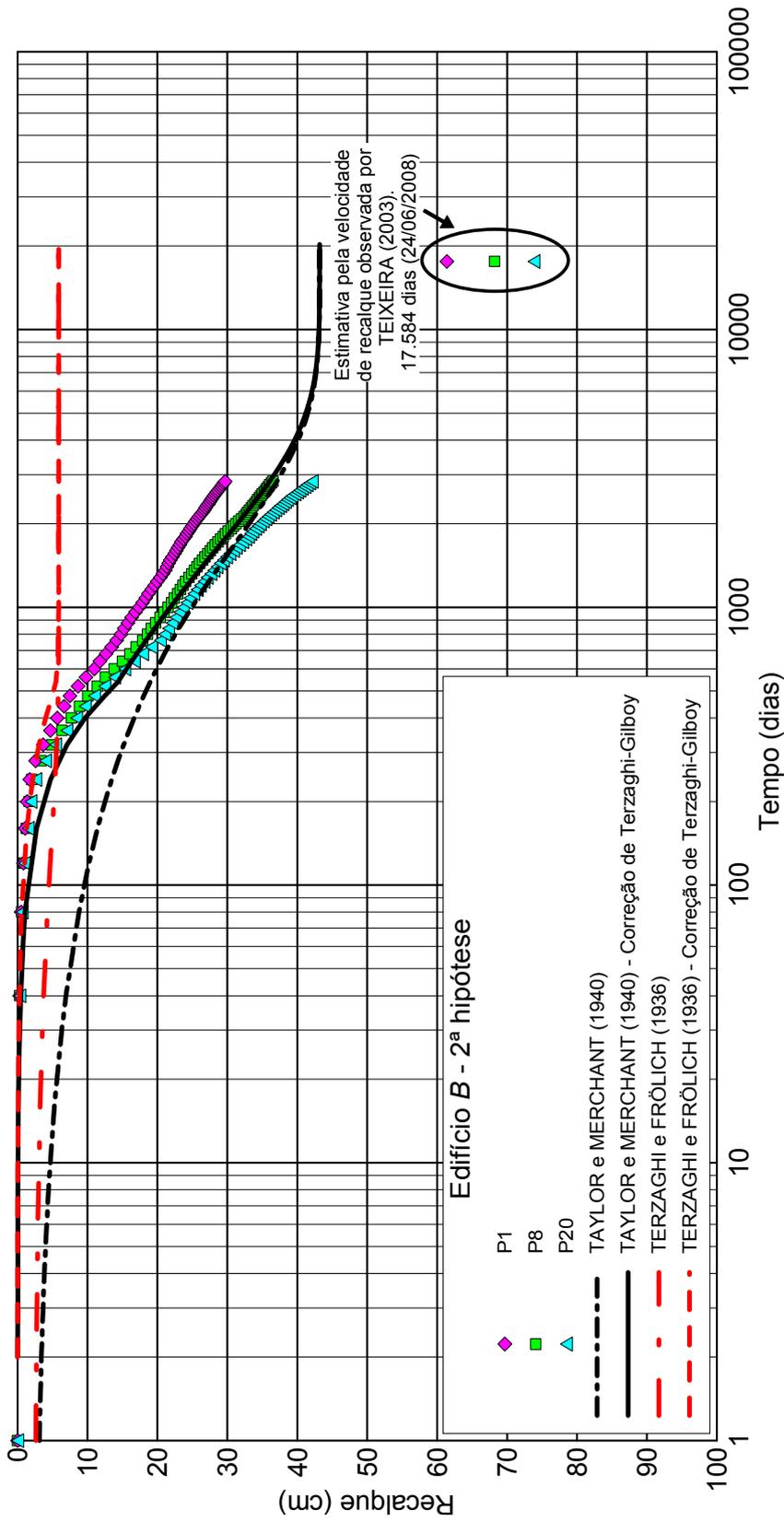


Figura 5.24 – Curvas recalque x tempo – Edifício B, 2ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

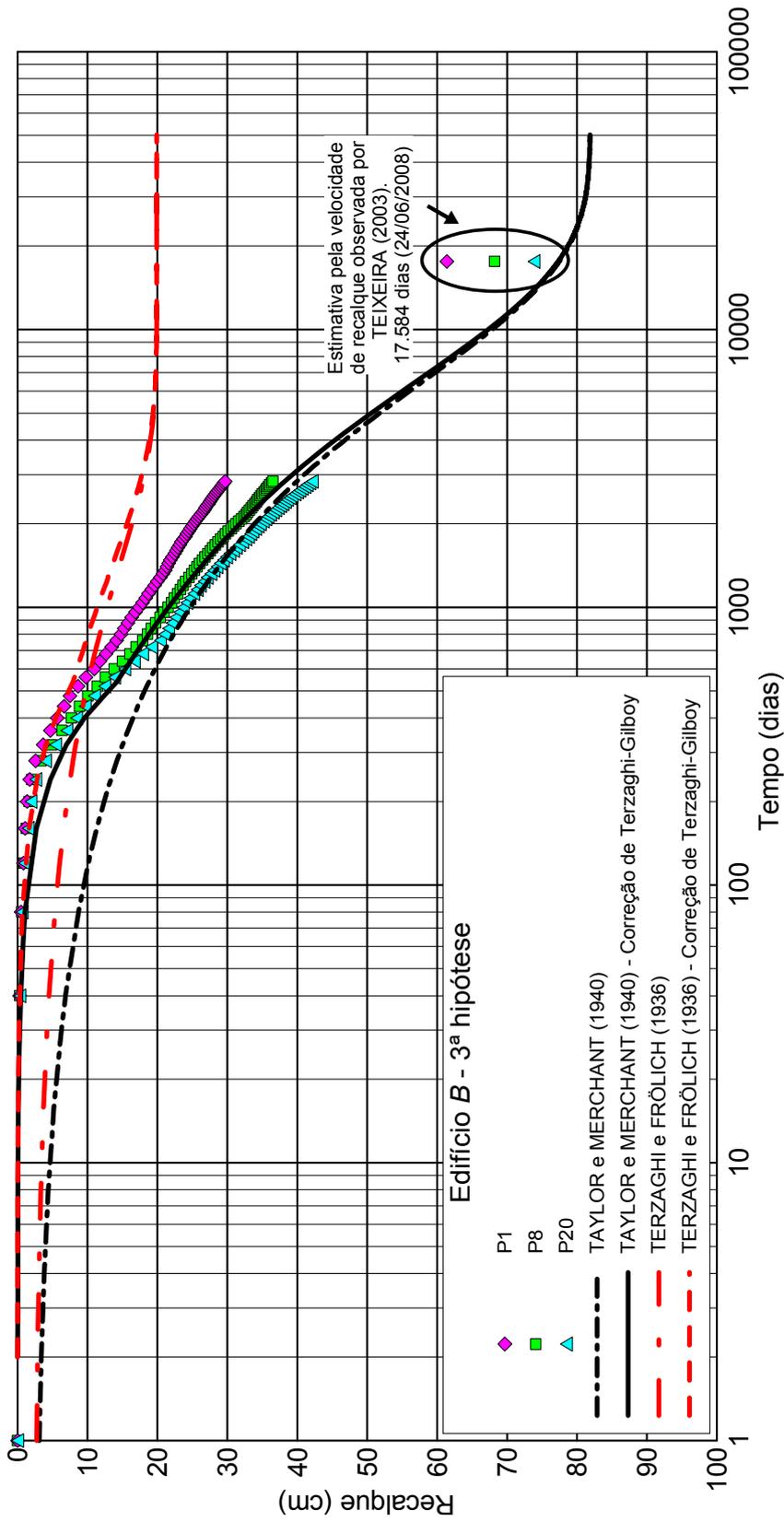


Figura 5.25 – Curvas recalque x tempo – Edifício B, 3ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

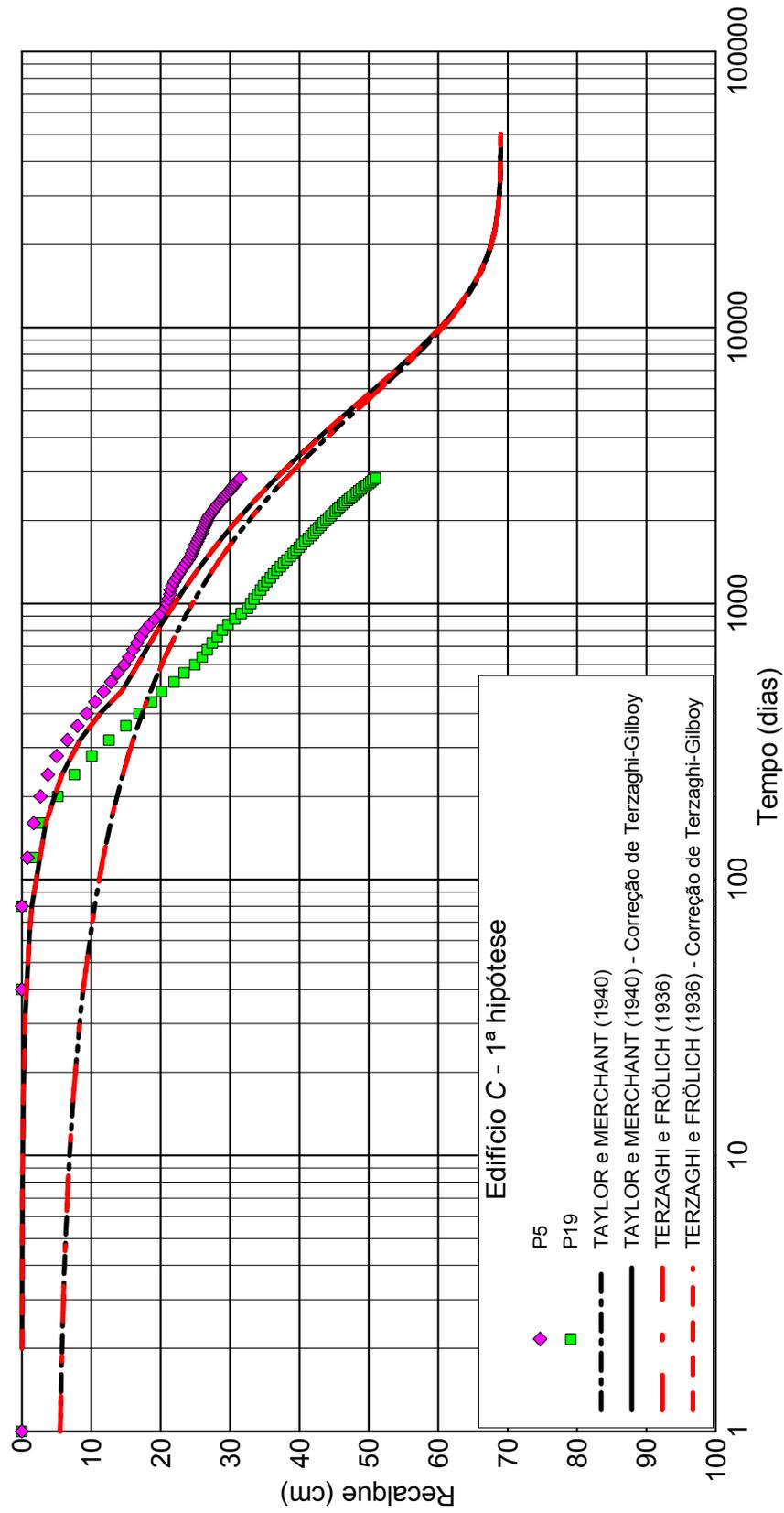


Figura 5.26 – Curvas recalque x tempo – Edifício C, 1ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

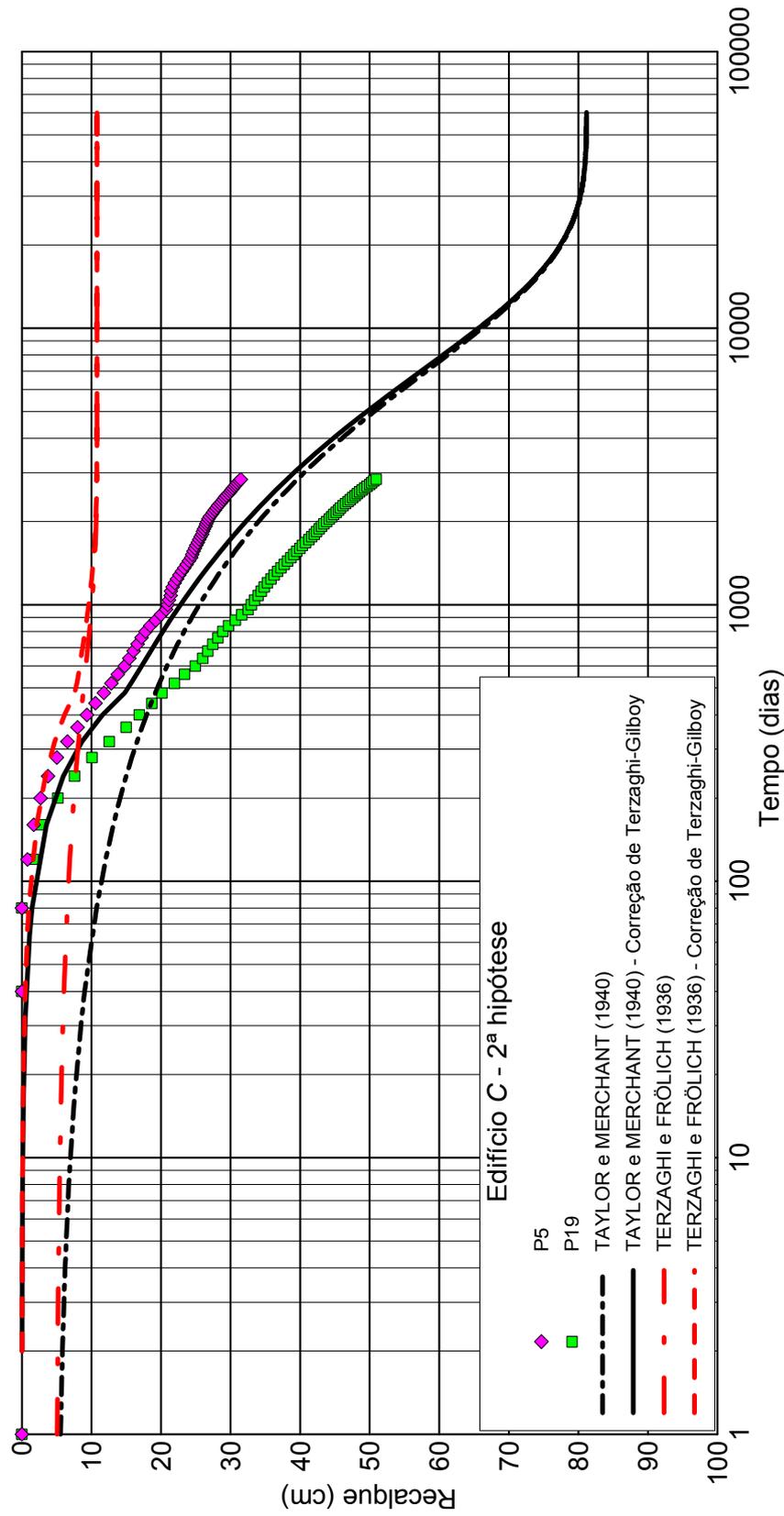


Figura 5.27 – Curvas recalque x tempo – Edifício C, 2ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

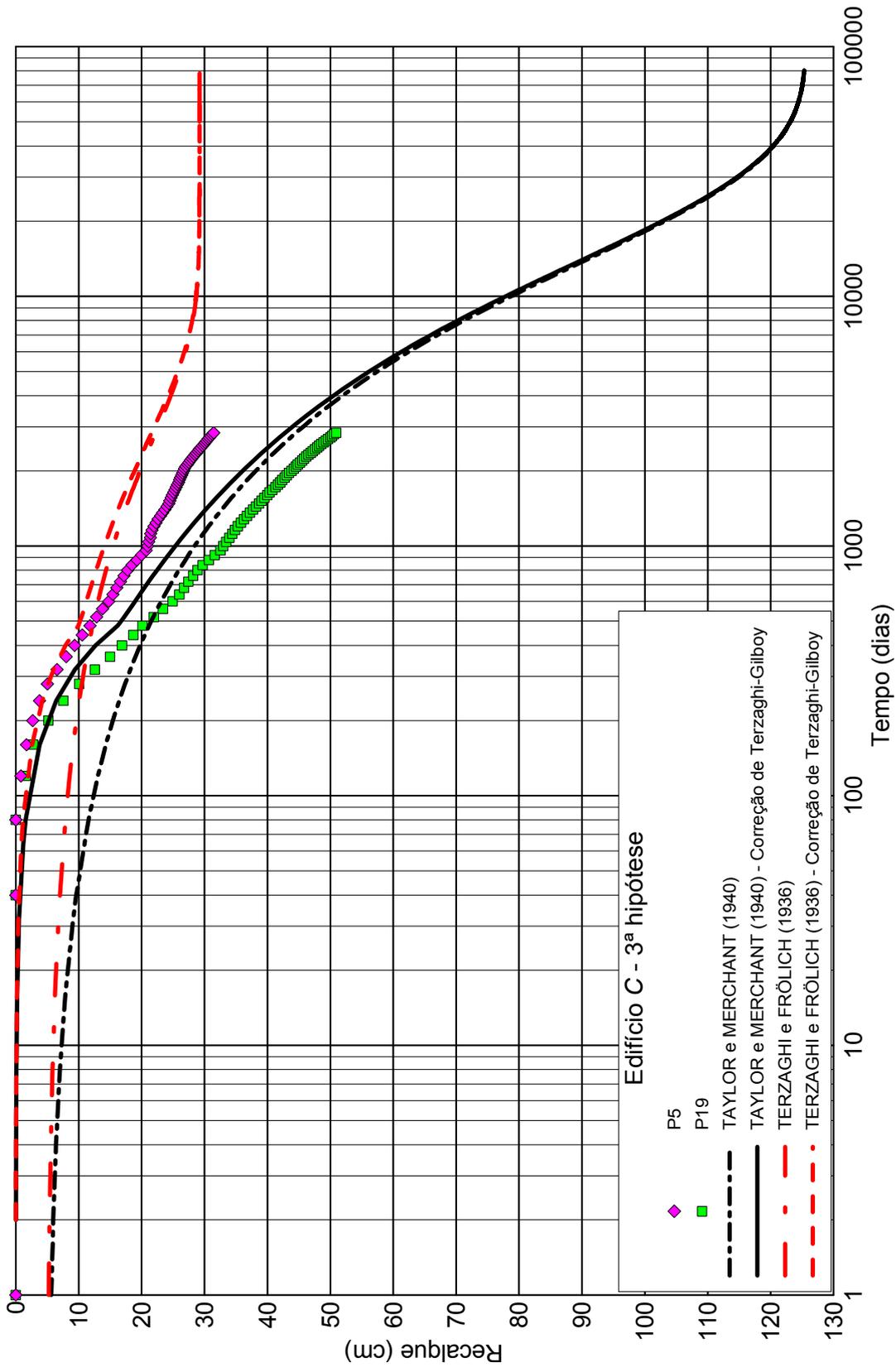


Figura 5.28 – Curvas recalque x tempo – Edifício C, 3ª hipótese – $c_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

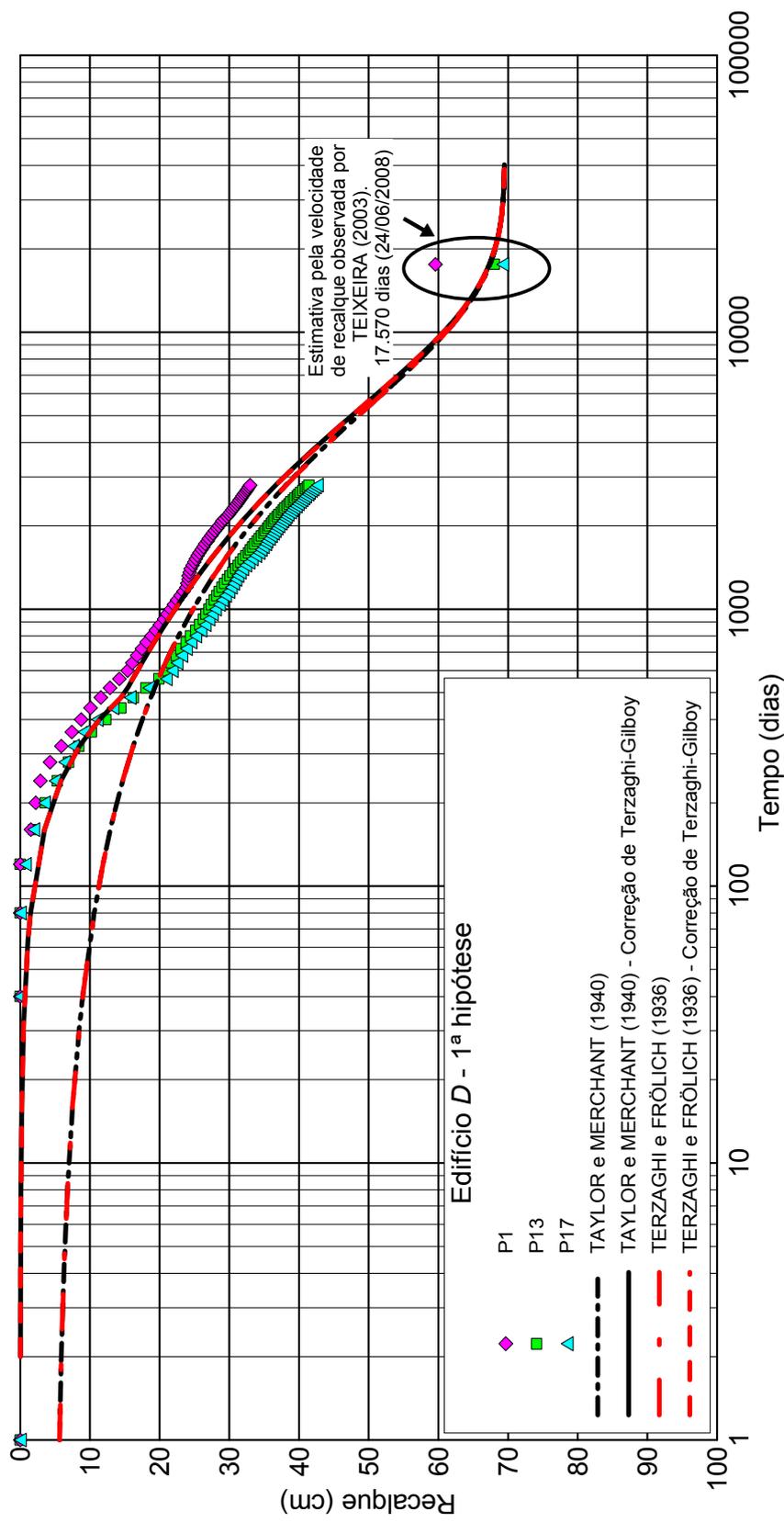


Figura 5.29 – Curvas recalque x tempo – Edifício D, 1ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

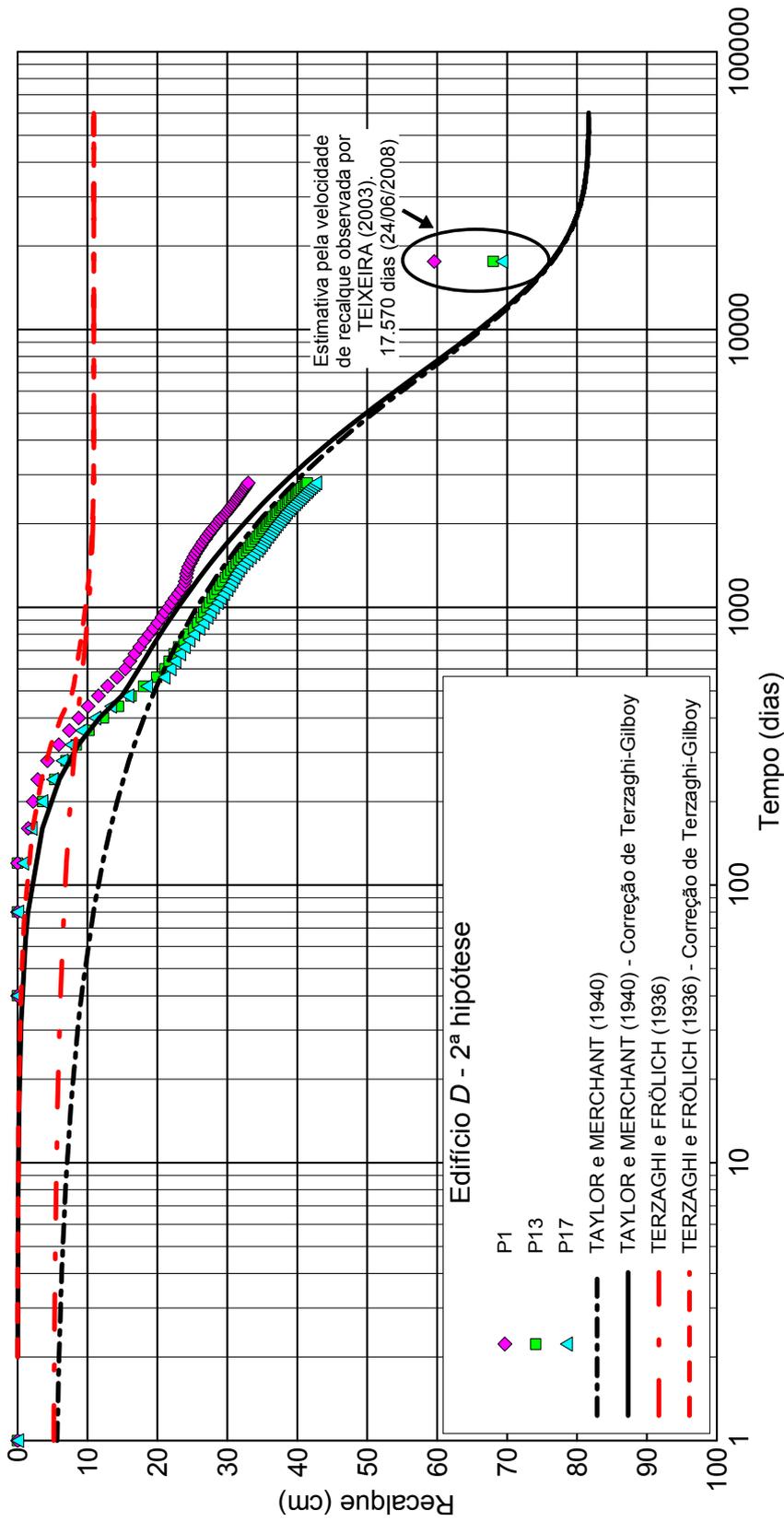


Figura 5.30 – Curvas recalque x tempo – Edifício D, 2ª hipótese – $c_v = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

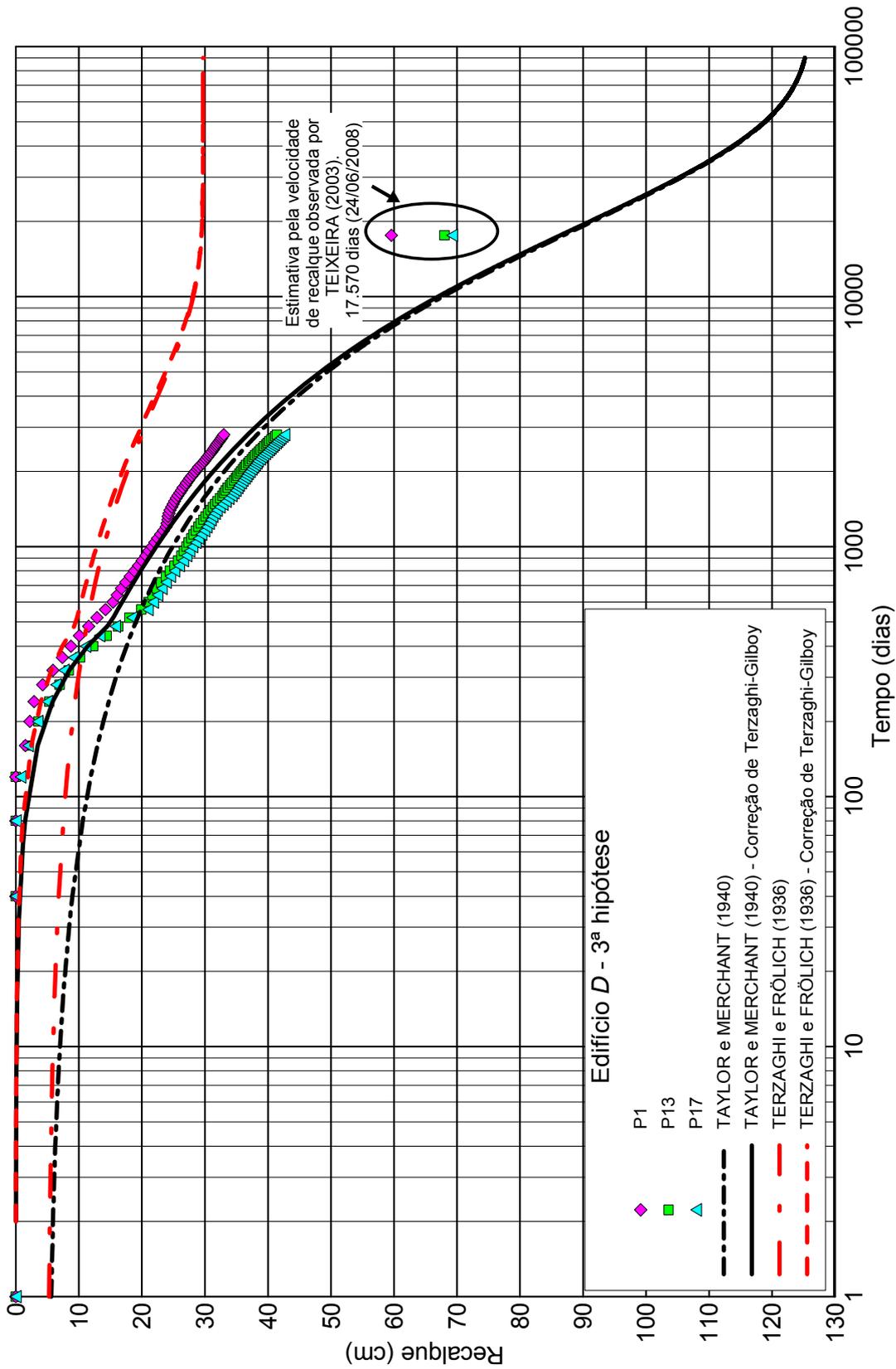


Figura 5.31 – Curvas recalque x tempo – Edifício D, 3ª hipótese – $c_v = 3,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo são discutidos os resultados obtidos no Capítulo 5. Para uma questão de organização, apresentam-se primeiramente as análises para o Aterro do IPR/DNER (Argila do Sarapuí) e, em seguida, as discussões dos resultados obtidos para os Edifícios de Santos.

6.2 O ATERRO EXPERIMENTAL II DO IPR

No que diz respeito à avaliação do método proposto nesta dissertação para o cálculo de recalques, o estudo dos recalques do Aterro Experimental do IPR (Sarapuí) não é o mais ilustrativo de condições tridimensionais, porque para este caso as condições de campo são, sob o centro do aterro, francamente unidimensionais ($h/B = 0,3$).

Apesar das condições de compressão serem praticamente unidimensionais (verticais), o caso do Aterro Experimental do IPR se presta à avaliação da capacidade da Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) em prever a evolução dos recalques com o tempo. Sob este aspecto, os resultados mostrados na Figura 5.9 e Figura 5.10 são excepcionalmente bons por duas razões:

1 – A retroanálise usando a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) prevê os recalques com o tempo de forma acurada durante o tempo em que os recalques foram medidos no campo;

2 – A retroanálise usando a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) fornece um valor do coeficiente de adensamento vertical (c_v) dentro da faixa de valores encontrados em laboratório para o domínio de tensões verticais efetivas (tanto no campo como no laboratório) de interesse. Isto contraria a vertente que acredita que os valores de c_v de campo são maiores que os medidos no laboratório.

6.3 EDIFÍCIOS DE SANTOS

As análises dos resultados dos Edifícios de Santos serão feitas pela ordem das hipóteses adotadas para a estimativa da evolução dos recalques com o tempo utilizando a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940).

Os recalques totais calculados pela 1ª hipótese estão entre os recalques máximos e mínimos calculados por MACHADO (1958, 1961), exceto no caso do Edifício *D*, onde se encontrou um valor superior ao máximo calculado por MACHADO (1958, 1961). Deve-se chamar atenção para o fato da 1ª hipótese considerar implicitamente a compressão secundária como fazendo parte da primária (ver Figura 4.10). O fato da 1ª hipótese considerar a compressão secundária fazendo parte da primária conduz aos mesmos valores de recalques caso seja considerado a argila normalmente adensada e apenas compressão primária, hipótese esta admitida por MACHADO (1958, 1961).

A 1ª hipótese, por considerar a compressão secundária embutida na primária, faz com que as curvas teóricas de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) e de TAYLOR e MERCHANT (1940), bem como suas respectivas correções para o período construtivo, se superponham (ver Figura 5.23, Figura 5.26 e Figura 5.29).

Como dito acima, a 1ª hipótese equivale a considerar a argila normalmente adensada e a compressão secundária nula. Entretanto, para o Edifício *B*, os valores dos recalques medidos no campo mostram que não se podem fazer previsões acuradas de recalques sem a consideração do adensamento secundário. Este aspecto é reforçado pelo recalque estimado para 17.584 dias, baseado nos dados de velocidade de recalque de TEIXEIRA (2003) (ver Figura 5.23).

Para os Edifícios *C* e *D*, a 1ª hipótese fornece resultados que se ajustam bem às medições de campo. Dentre os Edifícios *C* e *D*, as previsões de recalque feitas para o Edifício *D* para 17.570 dias, também baseadas nos dados de velocidade de recalque de TEIXEIRA (2003), são bastante boas (ver Figura 5.29). O Edifício *C* não foi analisado por TEIXEIRA (2003).

Fato digno de nota, com o uso da 1ª hipótese, é o intervalo de valores do coeficiente de adensamento (c_v) entre $2,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, valores esses bem inferiores aos recomendados por MASSAD (1999) para estimativa de recalques

de campo (ver Tabela 5.5). Isso se deve à utilização do artifício de considerar a compressão secundária embutida na primária. Isto obriga, para o cálculo de recalque no tempo, ao uso a expressão 4.23 fazendo-se $r = 1$. Com isso, como explicado anteriormente, a porcentagem média de adensamento pela Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) se torna igual à porcentagem média de adensamento pela Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936). O uso de $r = 1$ faz com que o valor de c_v obtido pela retroanálise seja subestimado e, de todas as hipóteses estudadas, o c_v da 1ª hipótese, por tudo que foi dito, é o que mais deve se afastar do valor real.

A hipótese 2 separa o recalque primário do recalque secundário. O recalque primário é obtido a partir do recalque unidimensional convencional multiplicando-se-o pelo fator de correção μ . Já o recalque secundário é calculado pela diferença de ordenadas existentes entre a curva de fim do primário e a curva de fim do secundário (tomada como sendo uma paralela à curva de compressão virgem e correspondente a um OCR de 1,6). Na 2ª hipótese, a parcela do recalque secundário não é, contrariamente à 1ª hipótese, multiplicada pelo fator μ . Tal fato resulta em recalques totais maiores que os obtidos com a 1ª hipótese. Como na 2ª hipótese a compressão secundária é explicitamente separada da primária, o uso da expressão 4.23 requer um valor de r menor do que 1 (ver Tabela 5.7). Isto faz com que $T = c_v t / H_d^2$ seja maior. Como t e H_d^2 são os mesmos da 1ª hipótese, o valor de c_v obtido na retroanálise com o uso da 2ª hipótese tem que ser maior do que o obtido na retroanálise com o uso da 1ª hipótese. Os valores de c_v obtidos com o uso da 2ª hipótese são, como se pode observar da Figura 5.23, Figura 5.24, Figura 5.26, Figura 5.27, Figura 5.29 e Figura 5.30, dez vezes maiores do que os obtidos com o uso da 1ª hipótese (Tabela 5.8).

No que concerne à previsão dos recalques com o tempo, levando-se em consideração as observações de velocidade de recalque feitas por TEIXEIRA (2003), a 2ª hipótese subestima os valores dos recalques para o caso do Edifício *B* e os superestima para o caso do Edifício *D*. Quanto ao Edifício *C*, não estudado por TEIXEIRA (2003), nada se pode concluir além dos 2.800 dias de observação de MACHADO (1961).

A 3ª hipótese por considerar valores de OCR de 1,17; 1,25 e 1,25 (respectivamente para os Edifícios *B*, *C* e *D*) conduz a valores de recalques totais superiores aos das 1ª e 2ª hipóteses. Os valores de r da 3ª hipótese (ver Tabela 5.7) são, para os três edifícios, 0,25, o que faz com que a tensão vertical efetiva final esteja francamente dentro do trecho de compressão virgem. Este dado está inteiramente de

acordo com os valores de c_v encontrados pelas retroanálises dos Edifícios *B*, *C* e *D* usando-se a 3ª hipótese, visto que os valores obtidos estão dentro da faixa de valores de c_v de laboratório dada por MASSAD (1999) e AGUIAR (2008), porém, inteiramente em desacordo com a faixa de valores de c_v de campo dada também por MASSAD (1999) (ver Tabela 5.5). No que concerne à evolução dos recalques com o tempo, observa-se que nos casos dos Edifícios *B* e *D*, as estimativas de recalque pela 3ª hipótese são sempre maiores do que os valores estimados utilizando-se as observações de TEIXEIRA (2003) (ver Figura 5.25 e Figura 5.31). Isso sugere que os OCRs utilizados na 3ª hipótese tenham sido menores que os reais. No que concerne ao Edifício *C*, nada pode ser concluído além da boa concordância obtida com o uso da 3ª hipótese até cerca de 2.800 dias (ver Figura 5.28).

A falta de medições ao longo tempo não permite uma conclusão segura a respeito da acurácia da previsão dos recalques fornecida pela Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940). Porém, percebe-se que em quaisquer hipóteses as medições de campo acompanham as curvas teóricas, corrigidas para o período construtivo, de TAYLOR e MERCHANT (1940), evidenciando a importância da parcela de recalque por compressão secundária.

A complexidade do estado de tensões gerado pelas tensões nas sapatas, bem como a heterogeneidade e superposição dos bulbos de tensões em edificações adjacentes, explicam as diferenças entre as velocidades de recalque no campo, para pilares de um mesmo Edifício, e as estimativa teóricas.

Apesar da complexidade do problema no que diz respeito ao estado de tensões a ser considerado na camada de argila mole, às hipóteses de cálculo e à mecânica do fenômeno propriamente dito, conseguem-se estimativas aceitáveis de recalque para fins de Engenharia utilizando-se a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940).

A discussão acima permite que seja usada a mesma metodologia para que se chegue a um refinamento maior na análise dos resultados, particularmente nos Edifícios de Santos. Para isso, seria conveniente estudar hipóteses de diferentes OCRs e diferentes índices de compressão. Esta sugestão se baseia na ausência de informações a respeito da qualidade das amostras referidas por MASSAD (1999) em comparação aos dados obtidos por AGUIAR (2008) que mostram, para amostras de boa qualidade, valores de C_c superiores aos recomendados por MASSAD (1999).

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1 CONCLUSÕES

7.1.1 Quanto ao Método Proposto

A utilização do *Método de Skempton e Bjerrum Modificado* parece ser mais realista que o método original de SKEMPTON e BJERRUM (1957), já que o método original usa valores do parâmetro A na ruptura, condição não representativa das fundações de obras reais. Já o método proposto utiliza o parâmetro a de HENKEL (1958) nas condições de serviço (e não de ruptura) além de levar em conta a tensão principal intermediária, não se restringindo, portanto, aos casos de axissimetria.

Pode-se dizer que, para os carregamentos em que a tensão vertical efetiva final não ultrapasse a tensão de sobreadensamento, os recalques tridimensionais dependem do estado de tensões inicial, dos acréscimos de tensões devidos ao carregamento, dos parâmetros elásticos do solo, da espessura h de argila e da relação h/B . Assim, fixando-se as demais condições, se o OCR for maior do que 1,3 e o Fator de Segurança maior que 1,2, o fator de correção do recalque tridimensional μ é função exclusiva da relação h/B , porque, nesses casos o parâmetro a de HENKEL (1958) vale zero. Em outras palavras, mesmo as argilas ditas normalmente adensadas, encontram-se no campo com algum sobreadensamento (em geral com OCR > 1,3). Por outro lado, as normas de fundações sempre recomendam Fatores de Segurança bem superiores a 1,2. Assim, nesses casos, entrando-se nos ábacos da Figura 3.24, com OCR > 1,3 e FS > 1,2, obtém-se o valor zero para o parâmetro a de HENKEL (1958), o que faz com que o coeficiente μ dependa apenas da relação h/B .

7.1.2 Quanto às Avaliações do Método Proposto

Existe uma dificuldade em se avaliar o efeito da tridimensionalidade nos casos estudados, visto que os mesmos possuem relações h/B ou h/B_{equiv} muito pequenas e, portanto, próximas da condição unidimensional.

Considerando que todos os dados de entrada para estimativa dos recalques estão coerentes (parâmetros de compressibilidade, acréscimos de tensões, OCR, etc.), o estudo realizado sugere que, para os casos analisados, os recalques por compressão secundária não podem ser desconsiderados. Além disso, o uso da Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) não conduz a um bom ajuste das medições de campo, contrariamente à Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940).

7.1.2.1 Caso dos Aterros do IPR

Apesar de corresponder a situação de compressão unidimensional e não se prestar à avaliação do desempenho do método de cálculo de recalques proposto nesta dissertação, a retroanálise da evolução dos recalques no tempo dos Aterros do IPR, permite concluir que:

1 – Até a data em que se tem medições de campo, a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) foi capaz fornecer uma curva recalque x tempo que se ajustou de forma acurada à curva recalque x tempo de campo;

2 – A retroanálise usando a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (190) fornece um valor do coeficiente de adensamento vertical c_v de campo que está dentro da faixa de valores encontrados no laboratório para o mesmo intervalo de tensões verticais efetivas;

3 – A conclusão do item 2 acima contraria a vertente que acredita que os valores de c_v de campo são maiores que os medidos no laboratório;

4 – É a tentativa de ajuste da Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) aos dados de campo que resulta em valores de c_v obtidos por retroanálise superiores aos de laboratório.

7.1.2.2 Casos dos Edifícios de Santos

A 1ª hipótese, que admite a compressão secundária embutida na compressão primária, equivale a considerar apenas a compressão primária na curva de compressão virgem (compressão secundária zero). Esta hipótese não forneceu bons resultados para o Edifício *B*, cujos recalques medidos ultrapassam o valor do recalque total estimado (ver Figura 5.23). Este fato demonstra que, no caso do Edifício *B*, é impossível um bom ajuste da curva teórica aos dados de campo sem se considerar a compressão secundária.

No caso do Edifício *C*, considerando a 1ª hipótese, o melhor ajuste aos dados de campo é conseguido com a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) e a aplicação do artifício de Terzaghi-Gilboy para levar em conta o período construtivo. Neste caso, a curva ajustada se situa entre as curvas recalque x tempo disponíveis para dois pilares. Como só se tem a curva recalque x tempo para o intervalo de 2.800 dias, não se pode garantir que a curva teórica de TAYLOR e MERCHANT (1940) produza um bom ajuste até a estabilização dos recalques. Entretanto, para o intervalo de tempo em que os recalques foram medidos, não há dúvidas de que a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) com a correção de Terzaghi-Gilboy se ajustam bem aos dados disponíveis (ver Figura 5.26).

No caso do Edifício *D*, ainda considerando a 1ª hipótese, a Figura 5.29 mostra que o melhor ajuste aos dados de campo se dá, também, com o uso da Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) com a correção de Terzaghi-Gilboy.

No que concerne ao coeficiente de adensamento, o uso da 1ª hipótese, conduz ao intervalo de valores de c_v entre $2,5 \times 10^{-8}$ m²/s e 5×10^{-8} m²/s. Esses valores, que são considerados baixos, se devem à utilização do artifício de considerar a compressão secundária embutida na primária, o que equivale a considerar a compressão secundária nula. Por esta razão, esses valores, possivelmente, devem se afastar dos valores de c_v reais de campo.

A hipótese 2 separa o recalque primário do recalque secundário. O recalque primário é obtido a partir do recalque unidimensional convencional multiplicando-se-o pelo fator de correção μ . Já o recalque secundário é calculado pela diferença de ordenadas existentes entre a curva de fim do primário e a curva de fim do secundário (tomada como sendo uma paralela à curva de compressão virgem e correspondente a

um OCR de 1,6). Na 2ª hipótese, a parcela do recalque secundário não é, contrariamente à 1ª hipótese, multiplicada pelo fator μ . Tal fato resulta, para os Edifícios *B*, *C* e *D*, em recalques totais maiores que os obtidos com a 1ª hipótese.

A Figura 5.24, Figura 5.27 e Figura 5.30 mostram que não se podem obter bons ajustes das curvas de campo recalque x tempo, desconsiderando-se os recalques por compressão secundária. Mais uma vez, para os Edifícios *B*, *C* e *D*, no intervalo de tempo em que os recalques foram observados é notável o ajuste proporcionado pela Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) com a correção de Terzaghi-Gilboy se comparado ao ajuste proporcionado pela Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936).

Os valores de c_v obtidos com o uso da 2ª hipótese são, como se pode observar da Figura 5.23, Figura 5.24, Figura 5.26, Figura 5.27, Figura 5.29 e Figura 5.30, dez vezes maiores do que os obtidos com o uso da 1ª hipótese (Tabela 5.8). Isso se deve ao fato de, na 2ª hipótese, a compressão secundária ser considerada separadamente da primária, o que deve ser mais realista que a 1ª hipótese. Ainda assim, os valores obtidos de c_v para os Edifícios *B*, *C* e *D*, usando-se a 2ª hipótese, estão aquém dos valores sugeridos por MASSAD (1999) para c_v de campo.

Como MASSAD (1999) provavelmente usou a Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) para as suas retroanálises, ele não pôde atribuir os recalques medidos a outro fenômeno que não à compressão primária. Daí serem precisos valores altos de c_v para explicar recalques primários que provavelmente devem ser atribuídos à compressão secundária.

A Figura 5.25, Figura 5.28 e Figura 5.31 mostram que não se podem obter bons ajustes das curvas de campo recalque x tempo, desconsiderando-se os recalques por compressão secundária. Mais uma vez, para os Edifícios *B*, *C* e *D*, no intervalo de tempo em que os recalques foram observados é notável o ajuste proporcionado pela Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940) com a correção de Terzaghi-Gilboy se comparado ao ajuste proporcionado pela Teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936).

A 3ª hipótese por considerar valores de OCR de 1,17; 1,25 e 1,25 (respectivamente para os Edifícios *B*, *C* e *D*) conduz a valores de recalques totais superiores aos das 1ª e 2ª hipóteses e estimativas de recalque com o tempo, para os

Edifícios *B* e *D*, superiores aos valores estimados utilizando-se as observações de TEIXEIRA (2003) (ver Figura 5.25 e Figura 5.31). Isso sugere que os OCRs utilizados na 3ª hipótese tenham sido menores que os reais.

A falta de medições ao longo tempo não permite uma conclusão segura a respeito da acurácia da previsão dos recalques fornecida pela Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940). Porém, percebe-se que em quaisquer hipóteses as medições de campo acompanham as curvas teóricas, corrigidas para o período construtivo, de TAYLOR e MERCHANT (1940), evidenciando a importância da parcela de recalque por compressão secundária.

Apesar da complexidade do problema no que diz respeito ao estado de tensões a ser considerado na camada de argila mole, às hipóteses de cálculo e à mecânica do fenômeno propriamente dito, conseguem-se estimativas aceitáveis de recalque para fins de Engenharia utilizando-se a Teoria de TAYLOR e MERCHANT (1940).

7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Diante dos resultados obtidos e das intenções inicialmente pensadas para essa dissertação, propõe-se as seguintes:

- (1) Estudo do efeito tridimensional para relações h/B maiores, através do uso de modelos reduzidos capazes de simular tal situação;
- (2) Estudo da influência do IP com o objetivo de identificar a importância dos recalques por compressão secundária de solos argilosos em função de sua plasticidade;
- (3) Usar a mesma metodologia para que se chegue a um refinamento maior na análise dos resultados dos Edifícios de Santos. Para isso, sugere-se estudar diferentes valores de OCR combinados com diversos valores de índices de compressão (C_c), verificando-se os valores de c_v que forneçam os melhores ajustes. Esta sugestão se baseia na ausência de informações a respeito da qualidade das amostras referidas por MASSAD (1999) em comparação aos dados obtidos por AGUIAR (2008) que mostram, para

amostras de boa qualidade, valores de C_c superiores aos recomendados por MASSAD (1999);

- (4) Aplicação a um estudo de caso em uma argila de baixa compressão secundária, a fim de inibir a parcela de compressão secundária e assim avaliar o *Método de Skempton e Bjerrum Modificado*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, V. N. (2008). **Comunicação pessoal**.
- ALEXANDRE, G. F. (2006), **Contribuição ao Entendimento da Fluência Não-drenada**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- ALMEIDA, M. S. S. (1982), "The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories", **Revista Solos e Rochas**, Vol. 5, Nº 2, pp. 3-24.
- ALMEIDA, M. S. S. (1985), "Discussion of Embankment Failure on Clay Near Rio de Janeiro", **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, Vol. 111, Nº 2, pp. 253-256.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., LACERDA, W. A., FUTAI, M. M. (2005), "Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí", **Revista Solos e Rochas**, Vol. 28, Nº 1, pp. 3-20.
- ANTUNES, F. (1978), **Ensaio Geológicos, Pedológicos e Mineralógicos nas Argilas Moles do Rio de Janeiro**, Relatório IPR/DNER (2019-02.02-2/10/42), Rio de Janeiro, Brasil.
- ASAOKA, A. (1978), "Observational Procedure of Settlement Prediction", **Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 18, Nº 4, pp. 87-101.
- ATKINSON, J. H. e BRANSBY, P. L. (1978), **The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. 1º ed., Londres, MacGraw-Hill.
- BISHOP, A. W., e HENKEL, D. J. (1957), **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**. 2º ed., Londres, Ed. Edward Arnold.

- BJERRUM, L. (1973), "Problems of Soil Mechanics and Construction of Soft Clays and Structurally Unstable Soils", **Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Moscou, URSS.
- BRUGGER, P. J. (1996), **Análise de Deformações em Aterros Sobre Solos Moles**. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- COSTA, R. S. (2005), **Um Novo Equipamento Triaxial para Ensaios de Solos na Condição de Deformação Plana**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- 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, Brasil.
- DAVIS, E. H., POULOS, H. G. (1963). "Triaxial Testing and Three-dimensional Settlement Analysis", **Proc. Fourth Aust. - N.Z. Conf. Soil Mech.**, pp. 233.
- DAVIS, E. H., POULOS, H. G. (1968). "The Use of Elastic Theory for Settlement Prediction under Three-dimensional Conditions", **Géotechnique**, Nº 18, pp. 67-91.
- DIAZ-RODRIGUEZ, J. A., LEROUEIL, S., ALEMAN, J. D. (1992), "Yielding of Meico City and Other Natural Clays", **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, Vol. 118, Nº 7, pp. 981-995.
- DNER/IPR (1984), **Relatório sobre a pesquisa de aterro sobre solos compressíveis – 2ª Fase – Aterro II sobre diversos tipos de elementos drenantes verticais**, DNER, Rio de Janeiro, Brasil.
- FEIJO, R. L., MARTINS, I. S. M. (1993), "Relação entre Compressão Secundária, OCR e K_0 ", **COPPEGEO 93 – Simpósio Geotécnico em Comemoração aos 30 Anos da COPPE/UFRJ**, Rio de Janeiro, pp. 27-40.

- FRYDMAN, S., TALESNICK, M., PUZRIN, A. (1995), "Colinearity of Stresses, Strains and Strain Increments During Shearing of Soft Clay". **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE**, Vol. 121, SM2, pp. 174-184.
- FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., LACERDA, W. A. (2001), "Propriedades Geotécnicas das Argilas do Rio de Janeiro", **Anais do Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras**, pp. 138-165.
- GONÇALVES, H. H. S., CARDOZO, D. L. S. (2002), "Conseqüências Técnicas e Sociais da Utilização de Fundações Diretas Rasas para Prédios Construídos em Santos", **XII COBRAMSEG**, São Paulo, Vol. 3, pp. 1713 -1721.
- GOOGLE EARTH (2008), <http://earth.google.com/>, Junho de 2008.
- HENKEL, D. J. (1958), **The correlation between deformation, pore water pressure and volume change characteristics of saturated clays**. Tese de Ph. D, Universidade de Londres, Londres, Inglaterra.
- HENKEL, D. J. (1959), "The relationships between the strength, pore-water pressure, and volume-change characteristics of saturated clays", **Géotechnique**, Vol. 9, N° 3, pp. 119-135.
- HENKEL, D. J. (1960), "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays", **ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils**, Boulder, Colorado, pp. 533-554
- HOLTZ, R. D., JAMIOLKOWSKI, M. B. (1985), "Discussion on Time Dependence of Lateral Earth Pressure". **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, Vol. 111, N° 10, pp. 1239-1242.
- HVORSLEV, M. J. (1937), "Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden", **København: Danmarks Naturvidenskabelige Samfund Ingeniørvidenskabelige Skrifter A 45**. English translation (1969), "Physical Properties of Remoulded Cohesive Soils", Vicksburg, Miss, U.S. Waterways Experimental Station, N° 69-5.

- JANBU, N., BJERRUM, L., KJAERNSLI, B. (1956), "Veiledning ved LØSNING av Fundamenteringsoppgaver", **N.G.I. Publication**, N° 16, 93 p.
- KAVAZANJIAN, E., MITCHELL, J. K. (1984), "Time Dependence of Lateral Earth Pressure". **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE**, Vol. 110, SM4, pp. 530-533.
- LACERDA, W. A. (1976), **Stress Relaxation and Creep Effects on Soil Deformation**. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, USA.
- LACERDA, W. (1977), "Discussion of the Evaluation of K_0 During Drained Creep in One-dimensional Compression Test", **Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 3, pp. 347-348.
- LACERDA, W., MARTINS, I. S. M. (1985), "Discussion of Time Dependence of Lateral Earth Pressure", **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, Vol. 111, N° 10, pp. 1242-1244.
- LADD, C. C., VARALLYAY, J., (1965), "The Influence of Stress System on the Behavior of Saturated Clays During Undrained Shear". Research in Earth Physics Phase, Report N° 1, Part II, Report R65-11, **MIT- Department of Civil and Sanitary Engineering**, Serial N° 82, 147 p.
- LADD, C. C. (1971), "Strength Parameters and Stress-strain Behavior of Saturated Clays", **MIT Research Report R17-23**, Soils Publication 278.
- LADD, C. C., FOOTT, R. (1974), "New Design Procedure for Stability of Soft Clays". **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE**, Vol. 100, SM7, pp. 763-786.
- LAMBE, T. W. (1964), "Methods of Estimating Settlement". **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE**, Vol. 90, SM5, pp. 43-67.
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. (1979), **Soil Mechanics, SI Version**. 1° ed., New York, John Wiley and Sons.

- LEROUEIL, S., KABBAJ, M., TAVENAS, F., BOUCHARD, R. (1985), "Stress-strain-Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays", **Géotechnique**, Vol. 35, Nº 2, pp. 159-180.
- LEROUEIL, S. (1997), "Critical State Soil Mechanics and the Behavior of Real Soils" In: Almeida, M. S. S. (editor), **Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**, Balkema, Rotterdam, pp. 41-80.
- LIMA, G. P. (1993), **Estudo de uma Teoria Não-Linear Para o Adensamento Unidimensional**. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- LINS, A. H. P. (1980), **Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo**. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MACHADO, J. (1958), "Estudo Comparativo de Recalques Calculados e Observados em Fundações Diretas em Santos", **Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos**, Vol. 1, pp. 21-36.
- MACHADO, J. (1961), "Settlement of Structures in the City of Santos, Brazil", **Proceedings of the Fifty International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 1, pp. 719-725.
- MARTINS, I. S. M. (1987), **Relatório de Pesquisa (não-publicado)**, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MARTINS, I. S. M. (1992), **Fundamentos de Um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados**. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MARTINS, I. S. M., SANTA MARIA, P. E. L., LACERDA, W. A. (1997), "A Brief Review About the Most Significant Results of COPPE Research on Rheological Behavior of Saturated Clays Subjected to One-dimensional Strain" In: Almeida, M. S. S. (editor), **Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**, Balkema, Rotterdam, pp. 255-264.
- MARTINS, I. S. M. (2008). **Comunicação pessoal**.

- MASSAD, F. (1999), “Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações”, **Revista Solos e Rochas**, Vol. 22, Nº 1, pp. 3-49.
- MAYNE, P. W., KULHAWY, F. H. (1982), “ K_0 -OCR Relationships in Soil”, **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, Vol. 118, Nº GT6, pp. 851-872.
- MESRI, G., CASTRO, A. (1987), “ C_α/C_c Concept and K_0 During Secondary Compression”. **Journal of Geotechnical Engineering - ASCE**, Vol. 113, Nº 3, pp. 230-247.
- ORTIGÃO, J. A. R. (1980), **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. Tese de D.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- PERLOFF, W. H. (1975), “Pressure Distribution and Settlement” In: Winterkorn, H. F., Fang, H.Y. (editores), **Foundation Engineering Handbook**. 1º ed., Capítulo 4, New York, Van Nostrand Reinhold Company.
- PINTO, C. S. (2000), **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 1º ed., São Paulo, Oficina de Textos.
- PINTO, C. S. (2001), “Considerações Sobre o Método de Asaoka”, **Revista Solos e Rochas**, Vol. 24, Nº 1, pp. 95-100.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1974), **Elastics Solutions for Soil and Rock Mechanics**. 1º ed., New York, John Wiley and Sons.
- ROSCOE, K. H., POOROOSHASB, P. B. (1963), “A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays”, **Géotechnique**, Vol. 13, Nº 1, pp. 12-38.
- ROSCOE, K. H., BURLAND, P. B. (1968), “On the Generalised Stress-strain Behavior of Wet Clay” In: Heyman, J., Leckie, F. A. (eds.), **Engineering Plasticity**, Cambridge, University Press, pp. 535-609.
- SAGUIO, K., MARTIN, L. (1981), “Progress in Reserch on Quaternary Sea Level Changes and Coastal Evolution in Brazil”, **Symposium on Variations in Sea Level in the Last 15.000 Years**, University South Caroline, USA.

- SANDRONI, S. S., LACERDA, W. A., BRANDT, J. R. T. (2004), "Método dos Volumes para Controle de Campo da Estabilidade de Aterros Sobre Argilas Moles", **Revista Solos e Rochas**, Vol. 27, Nº 1, pp. 25-35.
- SANTA MARIA, F. C. M. (2002), **Estudo Reológico-Experimental do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K_0** . Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- SCHMIDT, C. A. B. (1992), **Uma Análise de Recalques pelo Método de Asaoka Modificado com Enfoque Probabilístico**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- SIMONS, N. E., MENZIES, B. K. (1969), "The Influence of Lateral Stresses on the Stress Deformation Characteristics of London Clay", **Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 1, pp. 369-377.
- SIMONS, N. E., MENZIES, B. K. (1981), **Introdução à Engenharia de Fundações**. 1º ed., Rio de Janeiro, Editora Interciência.
- SKEMPTON, A. W. (1954), "The Pore-pressure Coefficients A and B", **Géotechnique**, Vol. 4, Nº 4, pp. 143-147.
- SKEMPTON, A. W., BJERRUM, L. (1957), "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay", **Géotechnique**, Vol. 7, Nº 4, pp. 168-178.
- TAYLOR, D. W., MERCHANT, W. (1940), "A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression", **Journal of Mathematics and Physics**, Vol. 19, Nº 3, pp. 166-185.
- TAYLOR, D. W. (1942), "Research on Consolidation of Clays", **MIT- Department of Civil and Sanitary Engineering**, Serial Nº 82, 147 p.
- TAYLOR, D. W. (1948), **Fundamentals of Soil Mechanics**. 1º ed., New York, John Wiley and Sons.

- TEIXEIRA, A. H. (1960), "Condições Típicas do Subsuelo y Problemas de Asiento en Santos, Brasil", **Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones**, Vol. 1, pp. 149-177.
- TEIXEIRA, A. H. (2003), "Proposição de Método para Permitir uma Análise Completa das Curvas Tempo x Recalques das Fundações de Edifícios na Orla Praiana de Santos", **Anais do Workshop Passado, Presente e Futuro dos Edifícios da Orla Marítima de Santos**, pp. 25-38, Santos, Novembro.
- TERZAGHI, K. (1936), "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle Between the Planes of Shear", **Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 1, pp. 54-56.
- TERZAGHI, K., FRÖLICH, O. K. (1936), "Theorie der Setzung von Tonschichten", **F. Deutiche**, Viena, Austria.
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. (1967), **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2º ed., New York, John Wiley and Sons.
- VELOSO, D. A., e LOPES, F. R. (2004), **Fundações, Volume 1 : critérios de projeto – investigações do subsolo – fundações superficiais** . 1º ed., São Paulo, Oficina de Textos.
- VIEIRA, L. O. M. (1987), **Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- WOOD, D. M. (1990), **Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics**. 1º ed., Cambridge, Cambridge University Press.

APÊNDICE 1

DEMONSTRAÇÃO DO MÉTODO DE SKEMPTON E BJERRUM (1957)

A1.1 DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O método é proposto para o cálculo de recalques em argilas saturadas, sendo feito em duas etapas: cálculo do recalque imediato ρ_i , que ocorre de forma não-drenada e, portanto, sem variação de volume. Cálculo do recalque por adensamento ρ_a , devido à dissipação da poro-pressão gerada no carregamento e com conseqüente redução de volume (SKEMPTON e BJERRUM, 1957).

A1.2 CÁLCULO DO RECALQUE IMEDIATO

O recalque imediato pode ser calculado pela expressão da Teoria da Elasticidade:

$$\rho_i = q_0 \cdot B \cdot \frac{1 - \nu_u^2}{E_u} \cdot I \quad (\text{A1.1})$$

onde:

ρ_i – recalque imediato (não-drenado);

q_0 – carga aplicada por unidade de área;

B – largura ou diâmetro da base da área carregada;

ν_u – coeficiente de Poisson na condição não-drenada (0,5);

E_u – módulo de elasticidade não-drenado;

I – fator de influência, dependente da forma e confinamento da fundação e da espessura da camada de argila.

A1.3 CÁLCULO DO RECALQUE POR ADENSAMENTO

No ensaio edométrico não existe deformação lateral e a compressão vertical total da argila é dada por:

$$\rho_{oed} = m_v \Delta \sigma'_1 h \quad (\text{A1.2})$$

onde:

ρ_{oed} – recalque obtido no ensaio edométrico (adensamento unidimensional);

m_v – coeficiente de compressibilidade;

$\Delta\sigma'_1$ – variação da tensão principal maior efetiva (tensão efetiva vertical);

h – espessura da camada compressível.

Sabe-se que, no ensaio edométrico, a variação da tensão principal maior efetiva, ao fim do adensamento primário⁸, é igual ao excesso de poro-pressão gerado no carregamento. Assim, a expressão A1.2 pode ser reescrita como:

$$\rho_{oed} = m_v \Delta u h \quad (A1.3)$$

onde:

Δu = excesso de poro pressão gerado pelo carregamento.

Se o adensamento de um elemento de argila, abaixo do centro de uma fundação, acontece sem apreciável deformação lateral, a compressão vertical desse elemento pode ser expressa, aproximadamente, de forma semelhante à equação A1.3.

$$d\rho_a \approx d\rho_{oed}$$

$$d\rho_a = m_v \Delta u dh \quad (A1.4)$$

e integrando a expressão A1.4, temos:

$$\rho_a = \int_0^h m_v \Delta u dh \quad (A1.5)$$

onde:

ρ_a – recalque por adensamento no centro da fundação;

dh – espessura do elemento infinitesimal de argila abaixo do centro da fundação.

SKEMPTON (1954) definiu que o excesso de poro-pressão gerado pelo carregamento num elemento do solo saturado, abaixo do centro da fundação, é dado por:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (A1.6)$$

que pode ser colocada da seguinte forma:

⁸ Considere aqui que nenhum efeito de compressão secundária esteja ocorrendo concomitantemente ao adensamento.

$$\Delta u = \Delta \sigma_1 \left[\frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} + A \left(1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right]$$

$$\Delta u = \Delta \sigma_1 \left[A + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (1 - A) \right] \quad (A1.7)$$

Substituindo (A1.7) em (A1.5):

$$\rho_a = \int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \left[A + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (1 - A) \right] \cdot dh \quad (A1.8)$$

No ensaio edométrico, ao fim do adensamento, $\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1$ e para um elemento infinitesimal abaixo do centro da fundação a expressão A1.2 fica:

$$d\rho_{oed} = m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot dh \quad (A1.9)$$

e integrando na espessura h, tem-se:

$$\rho_{oed} = \int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot dh \quad (A1.10)$$

Define-se:

$$\mu = \frac{\rho_a}{\rho_{oed}} \quad (A1.11)$$

logo, substituindo (A1.8) e (A1.10) em (A1.11):

$$\mu = \frac{\int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \left[A + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (1 - A) \right] \cdot dh}{\int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot dh}$$

$$\mu = \frac{A \int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot dh}{\int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot dh} + \frac{(1 - A) \int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_3 \cdot dh}{\int_0^h m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot dh}$$

$$\mu = A + \left(\frac{\int_0^h \Delta\sigma_3 \cdot dh}{\int_0^h \Delta\sigma_1 \cdot dh} \right) \cdot (1 - A)$$

$$\mu = A + \alpha \cdot (1 - A)$$

(A1.12)

onde:

ρ_a – recalque tridimensional por adensamento da fundação;

ρ_{oed} – recalque unidimensional por adensamento;

μ – fator de correção;

α – razão entre as integrais dos acréscimos de tensão total $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$.

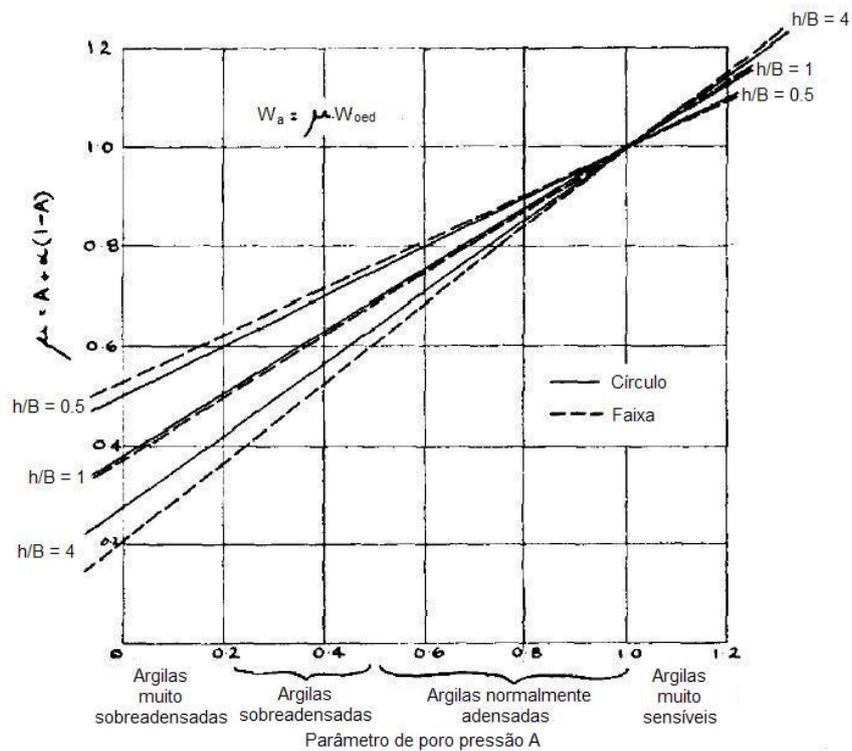


Figura A1.1 – Valores do fator μ (SKEMPTON e BJERRUM, 1957)

A1.4 O MÉTODO NA PRÁTICA

Os seguintes passos devem ser seguidos na aplicação do método:

- (1) Calcular os acréscimos de tensão vertical total ($\Delta\sigma_1$) devido à carga q_0 no meio de subcamadas na espessura Δh_0 da camada compressível;
- (2) Calcular o recalque unidimensional para cada acréscimo de tensão vertical total ($\Delta\sigma_1$), em cada subcamada, da seguinte forma:

$$\Delta\rho_{oed} = m_v \Delta\sigma_1 \Delta h_0$$
$$\Delta\rho_{oed} = \frac{\Delta h_0}{1 + e_0} \left[C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_1}{\sigma'_{vm}}\right) \right] \quad (A1.13)$$

onde:

e_0 – índice de vazios inicial na subcamada;

C_r – índice de recompressão;

C_c – índice de compressão;

Δh_0 – espessura da subcamada;

σ'_{v0} – tensão vertical efetiva inicial;

σ'_{vm} – tensão vertical de sobreadensamento;

- (3) O somatório dos recalques nas subcamadas é igual recalque total unidimensional:

$$\rho_{oed} = \sum \Delta\rho_{oed} \quad (A1.14)$$

- (4) Com a geometria do problema (B e h, já definidos) e o parâmetro de poro pressão A adequado, entra-se no ábaco da Figura A.1.1, achando o fator μ ;

- (5) Multiplicando μ por ρ_{oed} tem-se o recalque por adensamento tridimensional ρ_a (ver expressão A1.11);

- (6) O recalque total final tridimensional será:

$$\rho_{3D} = \rho_i + \rho_a \quad (A1.15)$$

APÊNDICE 2

NORMALIZAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE HVORSLEV E DE ROSCOE

A2.1 SUPERFÍCIE DE ROSCOE

A Figura A2.1 mostra um plano não-drenado de volume específico v_e , associado a uma tensão equivalente de adensamento na LAH, p'_e , no plano $v \times \ln p'$ referente à Figura 3.13.

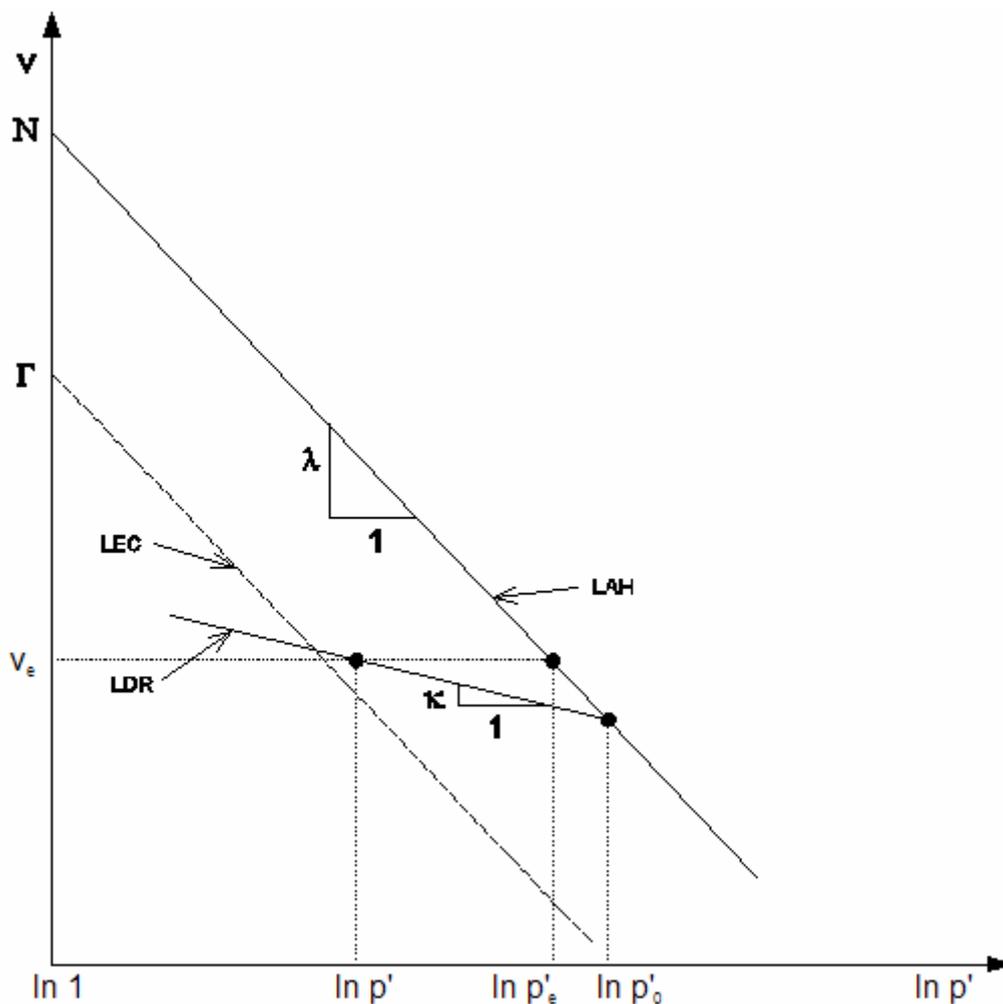


Figura A2.1 – Normalização da Superfície de Roscoe – $\ln p' \times v$

Na LAH escreve-se que:

$$v_e = N - \lambda \ln p'_e \quad (\text{A2.1})$$

Carregando até $p'_o > p'_e$ na LAH e descarregando para $p' < p'_e$ no plano não-drenado de volume específico v_e , temos:

$$v_e = N - \lambda \ln p'_o + \kappa (\ln p'_o - \ln p') \quad (\text{A2.2})$$

Pela normalização obrigatoriamente tem-se que:

$$p' \leq p'_e \quad (\text{A2.3})$$

Rearranjando a expressão A2.2:

$$v_e = N - \lambda \ln p'_o + \kappa \ln \left(\frac{p'_o}{p'} \right) \quad (\text{A2.4})$$

Rearranjando a expressão A2.1:

$$p'_e = \exp \left(\frac{N - v_e}{\lambda} \right) \quad (\text{A2.5})$$

Substituindo A2.4 em A2.5 tem-se:

$$p'_e = \exp \left(\frac{N - N + \lambda \ln p'_o - \kappa \ln \left(\frac{p'_o}{p'} \right)}{\lambda} \right) \quad (\text{A2.6})$$

$$p'_e = \exp \left(\frac{\lambda \ln p'_o - \kappa \ln \left(\frac{p'_o}{p'} \right)}{\lambda} \right) \quad (\text{A2.7})$$

$$p'_e = \exp \left(\frac{\lambda \ln p'_o - \kappa \ln p'_o + \kappa \ln p'}{\lambda} \right) \quad (\text{A2.8})$$

$$p'_e = \exp\left(\left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \ln p'_o + \left(\frac{\kappa}{\lambda}\right) \ln p'\right) \quad (\text{A2.9})$$

$$p'_e = \exp\left(\left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \ln p'_o\right) \times \exp\left(\left(\frac{\kappa}{\lambda}\right) \ln p'\right) \quad (\text{A2.10})$$

$$p'_e = p'_o \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \times p' \left(\frac{\kappa}{\lambda}\right) \quad (\text{A2.11})$$

$$\frac{p'_e}{p'} = \frac{p'_o \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \times p' \left(\frac{\kappa}{\lambda}\right)}{p'} \quad (\text{A2.12})$$

$$\frac{p'_e}{p'} = \frac{p'_o \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \times p' \left(\frac{\kappa}{\lambda}\right)}{p'} \quad (\text{A2.13})$$

$$\frac{p'_e}{p'} = \frac{p'_o \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right)}{p' \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right)} \quad (\text{A2.14})$$

$$\frac{p'_e}{p'} = \left(\frac{p'_o}{p'}\right) \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \quad (\text{A2.15})$$

Do desenvolvimento de A2.6 a A2.15 chega-se a:

$$\frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{p'}{p'_o}\right)^\lambda \quad (\text{A2.16})$$

onde:

$$\lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda}$$

Da Figura A2.1 observa-se que:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{1}{OCR} \quad (A2.17)$$

para a condição de adensamento hidrostático.

Matematicamente prova-se que:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (A2.18)$$

é a equação da elipse no plano $p'q$. q está no eixo que sai da origem da Figura A2.1 em direção a quem observa.

Substituindo A2.18 em A2.16 temos:

$$\frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \right)^A \quad (A2.19)$$

onde:

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{p'_e}{p'}$$

e

$$\frac{q}{p'_e} = \eta \cdot \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \right)^A, \quad (A2.20)$$

sendo η a razão q/p' no ensaio, partindo de $\eta = 0$, estado hidrostático de tensões, e atingindo o estado crítico para $\eta = M$.

As expressões A2.19 e A2.20 dão as equações paramétricas da *Superfície de Roscoe* normalizada.

A2.2 SUPERFÍCIE DE HVORSLEV

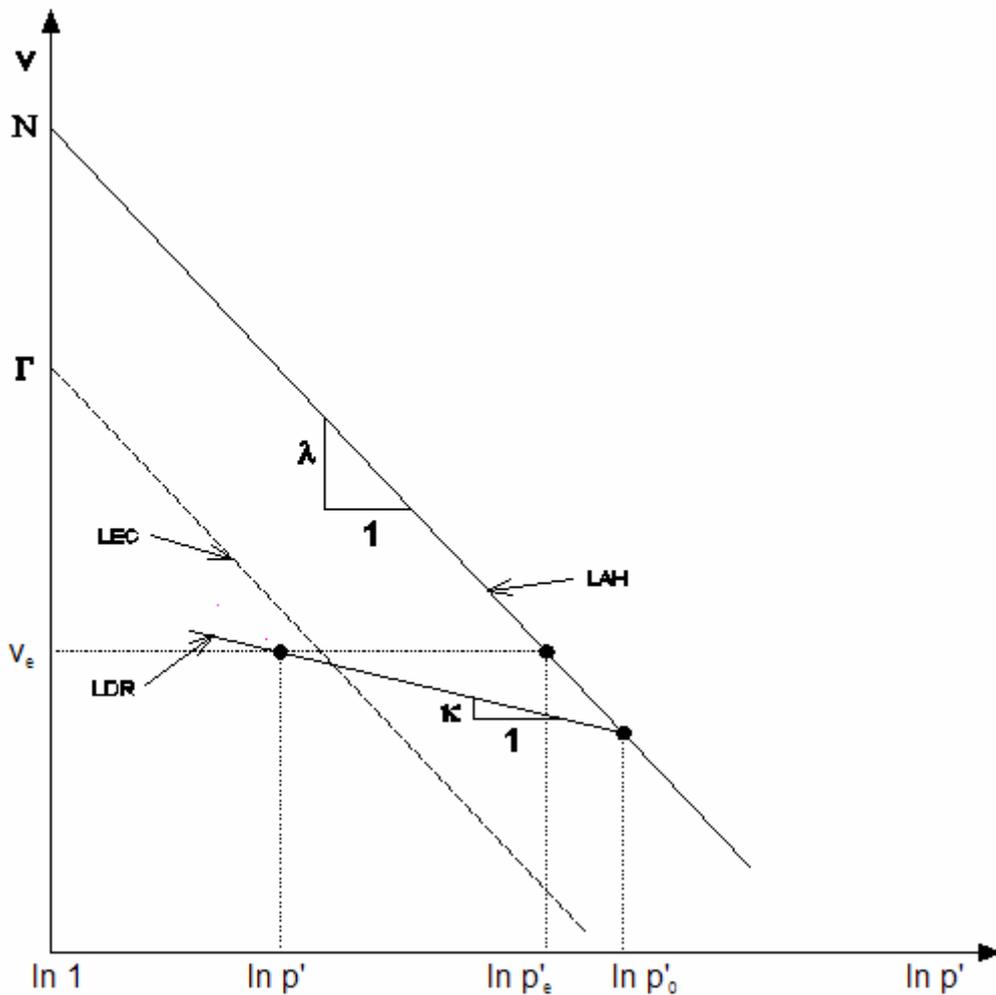


Figura A2.2 – Normalização da Superfície de Hvorslev – $\ln p' \times v$

Em um plano não-drenado, a Superfície de Hvorslev é representada por uma reta que tem um intercepto de coesão c' . O valor de c' é proporcional à tensão de adensamento associada (na Figura 3.13 c'_o está para $p'_o \Rightarrow c'_{on}/p'_{on} = cte.$). O coeficiente angular h_c é função do ângulo de atrito para solos muito sobreadensados (expressão 3.11). A equação da reta será:

$$q = c' + h_c p' \quad (\text{A2.21})$$

Dividindo a expressão A2.21 por p'_e temos:

$$\frac{q}{p'_e} = c'_e + h_c \frac{p'}{p'_e} \quad (\text{A2.22})$$

onde c'_e é o intercepto de coesão no plano normalizado. c'_e é constante.

Multiplicando tudo por p'_e temos:

$$q = c'_e p'_e + h_c p' \quad (\text{A2.23})$$

Substituindo A2.5 em A2.23 temos:

$$q = c'_e \exp\left(\frac{N - v_e}{\lambda}\right) + h_c p' \quad (\text{A2.24})$$

A LEC é a interseção das superfícies de *Hvorslev* e de *Roscoe*. Dessa forma, pode-se escrever:

$$q_f = M p'_f ; v_e = \Gamma - \lambda \ln p'_f \quad (\text{A2.25})$$

onde q_f e p'_e são a tensão cisalhante e a tensão efetiva média na LEC.

Substituindo as expressões A2.25 em A2.24 temos:

$$M p'_f = c'_e \exp\left(\frac{N - \Gamma + \lambda \ln p'_f}{\lambda}\right) + h_c p'_f \quad (\text{A2.26})$$

$$M p'_f = c'_e \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda} + \ln p'_f\right) + h_c p'_f \quad (\text{A2.27})$$

$$M p'_f = c'_e \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right) \exp(\ln p'_f) + h_c p'_f \quad (\text{A2.28})$$

$$M p'_f = c'_e \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right) p'_f + h_c p'_f \quad (\text{A2.29})$$

$$M p'_f = \left[c'_e \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right) + h_c \right] p'_f \quad (\text{A2.30})$$

Do desenvolvimento de A2.26 a A2.30 chega-se a:

$$c'_e = (M - h_c) \exp\left(\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right) \quad (\text{A2.31})$$

Prova-se, pela construção da Figura A2.2, que:

$$\Gamma - N = (\kappa - \lambda) \ln(2) \quad (\text{A2.32})$$

que substituindo em A2.31 dá:

$$c'_e = (M - h_c) \left(\frac{1}{2}\right)^\Lambda \quad (\text{A2.33})$$

A *Superfície de Hvorslev* normalizada será:

$$\frac{q}{p'_e} = (M - h_c) \left(\frac{1}{2}\right)^\Lambda + h_c \frac{p'}{p'_e} \quad (\text{A2.34})$$

onde:

$$\frac{p'}{p'_e} = \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2}\right)^\Lambda \quad (\text{A2.19 bis})$$

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{\frac{q}{p'_e}}{\frac{p'}{p'_e}}$$

e

$$\frac{q}{p'_e} = (M - h_c) \left(\frac{1}{2}\right)^\Lambda + h_c \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2}\right)^\Lambda \quad (\text{A2.35})$$

As expressões A2.19 e A2.35 dão as equações paramétricas da *Superfície de Hvorslev* normalizada.

Livros Grátis

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

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)