

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**UMA NOVA ABORDAGEM SIMPLES PARA  
SIMULAR O COMPORTAMENTO DE SOLOS  
EM CONDIÇÕES UNIDIMENSIONAIS: UM  
ESTUDO ANALÍTICO E EXPERIMENTAL**

**ROBINSON ANDRÉS GIRALDO ZULUAGA**

**ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D.**  
**CO-ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-193/11**

**BRASÍLIA / DF: MAIO DE 2011**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**UMA NOVA ABORDAGEM SIMPLES PARA SIMULAR O  
COMPORTAMENTO DE SOLOS EM CONDIÇÕES  
UNIDIMENSIONAIS: UM ESTUDO ANALÍTICO E  
EXPERIMENTAL**

**ROBINSON ANDRÉS GIRALDO ZULUAGA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

**APROVADA POR:**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc. (UnB)  
(CO-ORIENTADOR)**

---

**HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**NILO CÉSAR CONSOLI, Ph.D. (UFRGS)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, MAIO DE 2011.**

# FICHA CATALOGRÁFICA

GIRALDO-ZULUAGA, ROBINSON ANDRÉS

Uma Nova Abordagem Simples para Simular o Comportamento de Solos em Condições Unidimensionais: Um Estudo Analítico e Experimental.

xxi 99 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2011)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Modelagem Constitutiva

2. Ensaio Compressão Unidimensional

3. Elastoplasticidade

4. Subcarregamento

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GIRALDO-ZULUAGA, R. A. (2011). Uma Nova Abordagem Simples para Simular o Comportamento de Solos em Condições Unidimensionais: um Estudo Analítico e Experimental. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-193/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Robinson Andrés Giraldo Zuluaga

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Uma Nova Abordagem Simples para Simular o Comportamento de Solos em Condições Unidimensionais: um Estudo Analítico e Experimental

GRAU / ANO: Mestre / 2011

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

**Robinson Andrés Giraldo Zuluaga**  
roangizu@gmail.com

## **DEDICATÓRIA**

Aos meus pais, Orlando e Marina, por confiarem sempre em meus projetos e incentivarem o desejo de prosseguir não importando as dificuldades encontradas no caminho.

# AGRADECIMENTOS

A Deus, por me ajudar em todos os momentos frente às adversidades encontradas nesta fase de minha vida, sendo a maior fonte de ânimo e fortaleza nos momentos de fraqueza.

Agradeço a toda minha família, por seu apoio incondicional durante os melhores e os piores momentos, em especial a minha tia Ruth e a minha avó Marujita, que me toleraram durante minha estadia com elas, sendo de grande aprendizagem e essenciais na formação da pessoa que sou hoje.

Ao professor Márcio Muniz de Farias pela orientação, disponibilidade a qualquer inquietude, por mais simples que fosse, e por seu exemplo como docente e pesquisador na engenharia geotécnica.

Ao Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) do CEFTRU-UnB pelo grande apoio logístico, de infraestrutura e talento humano. Em especial agradeço ao senhor Gilson por sua colaboração técnica, que facilitou consideravelmente a realização deste trabalho.

Ao Iván Otálvaro, pelos conselhos e sugestões permanentes durante a realização desta pesquisa, sendo muito valiosas para minha aprendizagem.

À Claudia Villarraga, por sua grande colaboração no laboratório, sendo o principal motor na fase inicial, e por me brindar sua amizade.

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e a seu corpo de professores, que transmitiram seus conhecimentos na minha formação como Engenheiro Geotécnico.

Ao professor Hernán Eduardo Martínez Carvajal, que desde a graduação me incentivou a seguir o mundo fascinante da Geotecnia, sendo o principal motivador para a realização do mestrado.

Aos colegas da Geotecnia pela colaboração e amizade, sendo de grande ajuda tanto no acadêmico, como no emocional. Sem esta cooperação, o processo realmente teria sido muito difícil.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio econômico.

Para todas as pessoas que de uma ou outra forma participaram deste processo,

**MUITO OBRIGADO!!**  
**MUCHAS GRACIAS!!**

## RESUMO

A modelagem na engenharia geotécnica é de fundamental importância para o entendimento do comportamento das obras, podendo-se adotar soluções de melhor qualidade técnica e viabilidade econômica. Para alcançar isso deve-se entender o comportamento do material de trabalho, que no caso de solos apresenta grande complexidade. Ao longo do tempo foram formulados modelos constitutivos que superaram estas adversidades, mas a maioria destes modelos são complexos, e/ou as condições em que podem ser aplicados são ainda restritas. Entre os avanços encontram-se os realizados pelo grupo de pesquisa do Instituto de Tecnologia de Nagoya (NIT, Japão). Este propôs recentemente um modelo constitutivo simples e unificado para solos que pode considerar vários efeitos importantes, como a influência da densidade, da cimentação e do comportamento dependente do tempo. A introdução de uma variável interna de estado ( $r$ ), relacionada à densidade, descreve o comportamento de solos pré-adensados. Esta formulação pode ser interpretada como uma representação unidimensional do conceito de superfície de subcarregamento. Além disso, se introduz outra variável de estado ( $w$ ) que representa o efeito de cimentação, podendo representar o comportamento de solos estruturados. Adicionalmente, pode ser considerado efeitos que desloquem a posição da NCL, tais como a taxa de deformação, a temperatura, a sucção etc., mediante a definição de uma nova variável de estado ( $\gamma$ ), estabelecendo assim um método geral para o comportamento de geomateriais. Neste trabalho é validada esta formulação mediante ensaios de compressão confinada unidimensional de deformação controlada, usando dois tamanhos de microesferas de vidro e diferentes índices de vazios inicial para verificar a influência da densidade. O efeito da cimentação é verificado através da mistura das microesferas com diferentes quantidades de cimento epóxi. Finalmente, os efeitos do tempo são investigados usando uma mistura de microesferas com asfalto mediante testes a diferentes taxas de deformação. O modelo possui uma precisão excelente para a simulação de todos os casos aplicados nesta pesquisa, mostrando facilidade na calibração os parâmetros extra exigido pelo modelo generalizado.

## ABSTRACT

The modeling in geotechnical engineering is fundamental to understand the behavior of the soil structures, since the designer can be able to adopt solutions with better technical quality and economic viability. To achieve this, is necessary understanding the geomaterial response when you want to solve specific geotechnical problems which are of great complexity. In the last decades, constitutive models were formulated to overcome these adversities, but most of these models are complex and their applications in determined conditions are still restricted. Some of the advances that have been achieved by the research group of Nagoya Institute of Technology (NIT, Japan), are related with this topic, there is a recent proposal of a simple and unified constitutive model for soils, that consider several important effects, like the density influence, bonding and time-dependent behavior. The inclusion of an internal variable of state ( $r$ ) related to density, describes the over consolidated soils behavior. This formulation can be interpreted as a one-dimensional representation of the concept of subloading surface. Furthermore, this model introduces another state variable ( $w$ ), showing the effect of bonding, which may represent the structured soil behavior. Additionally, some effects can be considered too, such as the displacement NCL's position, strain rate, temperature, suction, etc., with the definition of a new state variable ( $y$ ), thus it can be established like a general method for geomaterials behavior. This study validate this formulation, through one-dimensional confined compression test with controlled strain, using two sizes of glass microsphere and different initial void ratios to determine the density influence. The effect of bonding is achieved by mixing the microspheres with different amounts of epoxy cement. Finally, the effects of time are considered using a mixture of microspheres with asphalt, by means of tests under different strain rates. The model has an excellent fit for the simulation of all cases used in this research, showing a easy calibration of the parameters required by the generalized model.

# ÍNDICE

DEDICATÓRIA.....	IV
AGRADECIMENTOS.....	V
RESUMO .....	VI
ABSTRACT .....	VII
ÍNDICE .....	VIII
ÍNDICE DE TABELAS .....	X
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XI
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	XV
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 MOTIVAÇÃO .....	2
1.2 OBJETIVO.....	2
1.3 ESCOPO DO TRABALHO .....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS .....	5
2.2 MODELOS ELÁSTICOS .....	5
2.2.1 MODELOS DE CAUCHY .....	6
2.2.2 HIPERELASTICIDADE .....	7
2.2.3 HIPOELASTICIDADE.....	8
2.2.4 MODELOS QUASE-LINEARES.....	9
2.3 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS .....	10
2.3.1 FUNÇÃO DE PLASTIFICAÇÃO .....	11
2.3.2 LEI DE FLUXO .....	11
2.3.3 LEI DE ENDURECIMENTO.....	11
2.3.4 MODELO ELASTOPLASTICO CAM-CLAY .....	13
2.3.5 SUBCARREGAMENTO.....	15
2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS NA GEOTECNIA .....	18
3 MODELO DE SUBCARREGAMENTO .....	22
3.1 INFLUÊNCIAS INTERNAS .....	24

3.1.1	DENSIDADE .....	26
3.1.2	CIMENTAÇÃO .....	28
3.2	INFLUÊNCIAS EXTERNAS .....	30
3.2.1	INFLUÊNCIA DO TEMPO.....	33
3.2.2	OUTRAS INFLUÊNCIAS.....	34
3.3	VALIDAÇÕES PRÉVIAS.....	34
4	MATERIAIS E MÉTODOS .....	37
4.1	MATERIAIS .....	37
4.1.1	ESFERAS DE VIDRO.....	37
4.1.2	AGENTES CIMENTANTES .....	39
4.2	PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS.....	41
4.2.1	AMOSTRAS NÃO CIMENTADAS .....	43
4.2.2	AMOSTRAS CIMENTADAS COM EPÓXI.....	46
4.2.3	AMOSTRAS CIMENTADAS COM ASFALTO.....	48
4.3	ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL.....	51
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS .....	52
5.1	AMOSTRAS NÃO CIMENTADAS.....	52
5.2	AMOSTRAS CIMENTADAS COM EPÓXI.....	55
5.3	AMOSTRAS CIMENTADAS COM ASFALTO .....	60
6	SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	71
6.1	EFEITO DA DENSIDADE.....	71
6.1.1	OBTENÇÃO DE PARÂMETROS .....	71
6.1.2	SIMULAÇÕES .....	74
6.1.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	79
6.2	EFEITO DA ESTRUTURA .....	81
6.2.1	OBTENÇÃO DE PARÂMETROS .....	81
6.2.2	SIMULAÇÕES .....	82
6.2.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	87
6.3	EFEITO DA VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO .....	89
6.3.1	OBTENÇÃO DE PARÂMETROS .....	89
6.3.2	SIMULAÇÕES .....	89
6.3.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	94
7	CONCLUSÕES.....	95
7.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	97

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Capacidade dos modelos constitutivos (Modificado - Lade, 2005). .....	21
Tabela 4.1 Propriedades padrões das microesferas de vidro.....	37
Tabela 4.2 Propriedades físicas das microesferas .....	38
Tabela 4.3 Dados técnicos da resina epóxi Sikadur 32.....	40
Tabela 4.4 Especificações do cimento asfáltico de trabalho (Souza, 2010). .....	41
Tabela 5.1 Condições iniciais para os ensaios das amostras não cimentadas.....	52
Tabela 5.2 Condições iniciais para os ensaios das amostras cimentadas com epóxi. ....	55
Tabela 5.3 Condições iniciais para os ensaios das amostras cimentadas com asfalto. ....	62
Tabela 6.1 Parâmetros para avaliação do $G(r)$ . .....	72
Tabela 6.2 Parâmetros obtidos para a simulação dos corpos com epóxi. ....	82

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Modelos constitutivos elásticos. ....	6
Figura 2.2. Representação da abordagem dos módulos variáveis.....	10
Figura 2.3 Comportamentos mecânico: (a) Comportamento elastoplástico perfeito e (b) elastoplástico com endurecimento (Pedroso, 2002). ....	11
Figura 2.4 Superfície de plastificação e de potencial plástico. ....	12
Figura 2.5 Endurecimento: Aumento do tamanho da superfície de plastificação (a) e lei de endurecimento (b). ....	12
Figura 2.6 Tipos de endurecimento plástico: (a) Isotrópico; (b) Cinemático (Ibañez,2003) ...	13
Figura 2.7 (a) Índice de vazios crítico; (b) Resistência residual. ....	13
Figura 2.8 Linha de estado crítico nos planos $p-q$ e $\ln p - e$ para ensaios: (a, c) CU e (b, d) CD, respectivamente. ....	14
Figura 2.9 Superfícies limite de estado no espaço $p-q-e$ . ....	15
Figura 2.10 Relação tensão-deformação de modelos convencionais e com subcarregamento, (a) material normalmente-adensado e (b) pré-adensado (Pedroso, 2006). ....	16
Figura 2.11 Conceito de Subcarregamento ou “ <i>Subloading</i> ” (Modificado Pedroso, 2006). ...	16
Figura 2.12 Leis de endurecimento para modelos convencionais e modelos com o conceito de subcarregamento (modificado de Pedroso, 2006). ....	17
Figura 2.13 Superfície de Subcarregamento (a), mudança da relação de vazios(b). (Modificado de Pedroso, 2005).....	17
Figura 2.14 Algumas relações constitutivas para superar as limitações do modelo Cam-Clay (Kyokawa, 2010). ....	20
Figura 3.1 Modelo constitutivo para geomateriais do Instituto Tecnológico de Nagoya (NIT). ....	22
Figura 3.2 Mudança de índice de vazios para uma argila normalmente adensada. ....	24
Figura 3.3 Curvas de compressão unidimensional: (a) areia de Quiou; (b) areia de Monoquartzo (Mesri & Vardhanabhuti, 2009). ....	25
Figura 3.4 Curvas de compressão unidimensional para amostras indeformadas de argila mole e amostras desestruturadas no laboratório: (a) argila da cidade de Mexico; (b) argila de Grande Baleine (Leroueil e Vaughan, 1990). ....	25
Figura 3.5 Mudança da relação de vazios para um solo com o estado de tensões. ....	27
Figura 3.6 Função $G(r)$ da lei de evolução da variável interna $r$ . ....	28

Figura 3.7 Mudança da relação de vazios para um solo estruturado.....	29
Figura 3.8 Funções $G(r)$ e $Q(w)$ para as leis de evolução das variáveis de estado $r$ e $w$ .....	30
Figura 3.9 Influência das magnitudes das variáveis de estado no comportamento do solo estruturado.....	30
Figura 3.10 (a) Compressão isotrópica de uma ilita remodelada com controle de temperatura (Campanella & Mitchell, 1968 apud François, 2008); (b) ensaio edométrico com controle de sucção para solo coluvionar laterítico (Benatti, 2010).....	31
Figura 3.11 Comparação dos resultados de diferentes ensaios de relaxação de tensões para diferentes taxas de deformação (Tanaka <i>et al.</i> , 2006).....	31
Figura 3.12 Mudança da relação de vazios para um solo influenciado por fatores externos...	32
Figura 3.13 Características do <i>creep</i> de uma argila normalmente adensada. ....	33
Figura 3.14 Análise paramétrica para solos pré-adensados e cimentados, mostrando o efeito da densidade inicial (a), a cimentação inicial (b) e o parâmetro de degradação da cimentação_(c). (Nakai <i>et al.</i> 2009a) .....	35
Figura 3.15 Efeito da taxa de deformação para uma argila pré-adensada (a) e uma argila estruturada (b). (Shahin <i>et al.</i> , 2010).....	36
Figura 4.1 Curva Granulométrica das microesferas.....	38
Figura 4.2 Microesferas de vidro. ....	39
Figura 4.3 Cimentante epóxi SIKADUR 32. ....	40
Figura 4.4 Molde típico para a confecção dos corpos de prova. ....	42
Figura 4.5 Sistema para a diminuição do atrito lateral em amostras não cimentadas.....	43
Figura 4.6 Processo de preparação de amostras não cimentadas. ....	45
Figura 4.7 Corpo de prova de microesferas não cimentadas.....	45
Figura 4.8 Processo de confecção dos corpos de prova cimentados com epóxi. ....	47
Figura 4.9 Corpo de prova de microesferas cimentadas com epóxi.....	48
Figura 4.10 Processo para a confecção dos corpos de prova cimentados com epóxi. ....	49
Figura 4.11 Corpo de prova de microesferas cimentadas com asfalto. ....	50
Figura 4.12 Equipamento de compressão unidimensional com deformação controlada. ....	51
Figura 5.1 Curvas de compressibilidade experimentais para as microesferas tipo AA. ....	53
Figura 5.2 Curvas de compressibilidade experimentais para as microesferas tipo AH. ....	53
Figura 5.3 Comparação entre as curvas de compressibilidade das microesferas tipo AA e AH. ....	54
Figura 5.4 Ensaios de compressibilidade do material AA cimentados com epóxi. ....	56
Figura 5.5 Ensaios de compressibilidade do material AH cimentados com epóxi. ....	57

Figura 5.6 Ensaio de compressibilidade do material AA com e sem epóxi. ....	58
Figura 5.7 Ensaio de compressibilidade do material AH com e sem epóxi. ....	58
Figura 5.8 Ensaio de compressibilidade normalizados do material AA com e sem epóxi. ....	59
Figura 5.9 Ensaio de compressibilidade normalizados do material AH com e sem epóxi. ....	60
Figura 5.10 Amostras com asfalto para o material (a) AA e (b) AH para um teor de 5%. ....	61
Figura 5.11 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com 1,5% de asfalto. ....	63
Figura 5.12 Ensaio de compressibilidade do material AA com 1,5% de asfalto e sem asfalto. ....	63
Figura 5.13 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com 3% de asfalto. ....	64
Figura 5.14 Ensaio de compressibilidade do material AA com 3% de asfalto e sem asfalto. ....	64
Figura 5.15 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com 5% de asfalto. ....	65
Figura 5.16 Ensaio de compressibilidade do material AA com 5% de asfalto e sem asfalto. ....	65
Figura 5.17 Avaliação do efeito da porcentagem de asfalto na linha NCL para o material AA. .....	66
Figura 5.18 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com 1,5% de asfalto. ....	67
Figura 5.19 Ensaio de compressibilidade do material AH com 1,5% de asfalto e sem asfalto. ....	67
Figura 5.20 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com 3% de asfalto. ....	68
Figura 5.21 Ensaio de compressibilidade do material AH com 3% de asfalto e sem asfalto. ....	68
Figura 5.22 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com 5% de asfalto. ....	69
Figura 5.23 Ensaio de compressibilidade do material AH com 5% de asfalto e sem asfalto. ....	69
Figura 5.24 Avaliação do efeito da porcentagem de asfalto na linha NCL para o material AH. .....	70
Figura 6.1 Avaliação dos parâmetros $k$ e $\lambda$ . ....	71
Figura 6.2 Avaliação experimental da função $G(r)$ . ....	73
Figura 6.3 Obtenção de parâmetros do modelo hiperbólico para $G(r)$ . ....	74
Figura 6.4 Avaliação de diferentes modelos da função $G(r)$ para o material AA. ....	75
Figura 6.5 Avaliação de diferentes modelos da função $G(r)$ para o material AH. ....	75
Figura 6.6 Influência da função $G(r)$ na curva de compressibilidade do material AA. ....	76
Figura 6.7 Influência da função $G(r)$ na curva de compressibilidade do material AH. ....	77
Figura 6.8 Comparação do modelo constitutivo versus ensaios laboratoriais do material AA. .....	78
Figura 6.9 Comparação do modelo constitutivo versus ensaios laboratoriais do material AA. .....	78
Figura 6.10 Análise paramétrica para observar a influência de $a$ com $b=1,0$ constante. ....	79

Figura 6.11 Análise paramétrica para observar a influência de $b$ com $a=40$ constante.....	80
Figura 6.12 Modelo NIT sob diferentes condições de índice de vazios iniciais.....	80
Figura 6.13 Análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo com cimentação. ....	81
Figura 6.14 Simulação para o corpo de prova de material AA com epóxi. ....	83
Figura 6.15 Simulação para o corpo de prova de material AH com epóxi. ....	84
Figura 6.16 Ensaio do material AA cimentado com epóxi. Resultados experimentais (a); simulações numéricas (b). ....	85
Figura 6.17 Ensaio do material AH cimentado com epóxi. Resultados experimentais (a); simulações numéricas (b). ....	86
Figura 6.18 Relação entre o ganho de rigidez inicial e variável $V_{\text{vazios}}/V_{\text{cimentante}}$ : (a) material AA, (b) material AH.....	86
Figura 6.19 Análises paramétricas da variável $w_0$ para o efeito da cimentação.....	87
Figura 6.20 Análise paramétrica da variável $b$ para o efeito da cimentação. ....	88
Figura 6.21 Modelo NIT com cimentação para diferentes de índice de vazios iniciais. ....	88
Figura 6.22 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AA com 1,5% de asfalto. .....	90
Figura 6.23 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AA com 3% de asfalto.	91
Figura 6.24 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AA com 5% de asfalto.	91
Figura 6.25 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AH com 3% de asfalto.	92
Figura 6.26 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AH com 5% de asfalto.	92
Figura 6.27 Variação $l_a$ com a velocidade para o material AA. ....	93
Figura 6.28 Variação $l_a$ com a velocidade para o material AH. ....	93
Figura 6.29 Variação $l_a$ com o teor de asfalto para o material AA.....	93
Figura 6.30 Variação $l_a$ com o teor de asfalto para o material AH.....	94
Figura 6.31 Análise paramétrica do efeito da taxa de deformação com índice de vazios inicial constante.....	94

# LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

## ABREVIATURAS

<i>NCL<sub>AA</sub></i>	Linha normalmente adensada do material AA
<i>NCL<sub>AH</sub></i>	Linha normalmente adensamento do material AH
1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAP	Cimento asfáltico de petróleo
CD	Consolidado drenado
CEFTRU	Centro Interdisciplinar de Estudos em Transportes
CU	Consolidado não drenado
DF	Distrito Federal
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
LEC	Linha do estado crítico
LVDT	linear variable differential transformer
MG	Minas Gerais
NCL	Linha de Adensamento Normal
NIT	Instituto de Tecnologia de Nagoya
OCR	Over Consolidation Ratio Razão de pré-adensamento
PVC	Cloreto de polivinila
rpm	Rotações por minuto
SMP	Plano espacialmente mobilizado
UnB	Universidade de Brasília
<i>LCI</i>	Linha de Consolidação Isotrópica
<i>TTE</i>	Trajectoria de Tensões Efetivas
<i>TTT</i>	Trajectoria de Tensões Totais

# SÍMBOLOS

## Letras Arábicas

$Z_{\text{00}}^n$	Tamanho da superfície de plastificação normal
$Z_{\text{00}}^{\text{sub}}$	Tamanho da superfície de plastificação de subcarregamento
$Z_{\text{00}}^c$	Tamanho da superfície de plastificação convencional
$Z_{\text{00}}$	Tamanho da superfície de plastificação
$dE_{\text{00}}$	Diferencial do tensor desvio de deformações
$F(\underline{s}_{\text{00}})$	Função de plastificação
$Q(\underline{s}_{\text{00}})$	Função de potencial plástico
$r_{\text{00}}$	Gradiente da função potencial plástica
$H_{\text{00}}$	Módulo plástico
$d\mathbf{e}_{\text{00}}$	Tensor de incremento de deformação
$d\mathbf{e}_{\text{00}}^p$	Tensor de incremento de deformação plástico
$d\mathbf{s}_{\text{00}}$	Tensor de incremento de tensão
$E_{\text{00}}$	Tensor desviador de deformações
$S_{\text{00}}$	Tensor desviador de tensões
$^{\circ}C$	Grau Celsius
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
$C^e$	Compressibilidade elástica
$C_i$	Constantes do material
$C^p$	Compressibilidade plástica
$D_{50}$	Diâmetro médio
$G^{(i)}$	Módulo de cisalhamento para um estado de tensão $\underline{s}_{\text{00}}^{(i)}$
$G(r)$	Lei evolutiva do $r$
$G_s$	Massa específica dos graus

$G_t$	Módulo cisalhante tangencial
$I_k$	Intercepto da linha de expansão
$I_l$	Intercepto da linha de compressão
$K^{(i)}$	Módulo de deformação volumétrica para um estado de tensão $S_{\frac{1}{6}}^{(i)}$
$K_t$	Módulo volumétrico tangencial
$P_i$	Tensões normais últimas
$Q(w)$	Lei evolutiva do $w$
$Q_i$	Tensões cisalhantes últimas
$S_r$	Grau de saturação
$Y_0$	Tensão de plastificação
$a_n$	Tensor da normal SMP
$d\mathbf{e}^p$	Diferencial de deformação plástica
$e_{N0}$	Índice de vazios inicial no estado normalmente adensado
$e_N$	Índice de vazios no estado normalmente adensado
$e_{NCL}$	Índice de vazios da linha de adensamento normal
$P_c$	Tensão normal máxima
$P_s$	Tensão normal atual
$t_{ij}$	Tensor modificado
$tr$	Traço do tensor de tensões
A	Componente endurecedor do Sikadur
AA	Tipo de esferas <i>Potters</i> com diâmetro médio de 0,45 mm
AH	Tipo de esferas <i>Potters</i> com diâmetro médio de 0,063
B	Componente resina do Sikadur
cm	Centímetro
cm <sup>3</sup>	Centímetro cúbico
g	Gramma
GPa	Giga Pascal
h	Hora
kN	Kilo Newton
kPa	Kilo Pascal

mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
s	Segundo
T	Temperatura
t	Tempo
$\Delta e$	Acréscimo do índice de vazios
$AF$	Fluxo associado
$Al$	Alumínio
$Ca$	Cálcio
$F$	Termo de variação de tensão
$G$	Módulo cisalhante
$H$	Termo de variação de vazios plástico
$IC$	Compressão isotrópica
$K$	Módulo volumétrico
$M$	Inclinação da linha de estado crítico
$O$	Oxigênio
$Si$	Silício
$U$	Energía
$a$	Parâmetro relacionado com a inclinação inicial da curva $G(r)$
$b$	Parâmetro que define a assíntota da hipérbole
$dL$	Constante de proporcionalidade
$dT$	Diferencial de temperatura
$df$	Diferencial da função de plastificação
$dt$	Diferencial de tempo
$dy$	Diferencial de $y$
$e$	Índice de vazios
$f$	Função de plastificação
$l$	Parâmetro de proporcionalidade
$p$	Invariante de tensão normal média (Cambridge)
$q$	Invariante de tensão cisalhante

### Letras Gregas

$\underline{e}$	Tensor de deformação
-----------------	----------------------

$\mathbf{s}$	Tensor de tensão total
$e_{critico}$	Índice de vazios no estado crítico
$e_{denso}$	Índice de vazios no estado denso
$e_{fofo}$	Índice de vazios no estado fofo
$a_i$	Coefficientes função dos invariantes das tensões
$b_i$	Coefficientes função dos invariantes das deformações
$g_{max}$	Peso específico máximo
$g_{min}$	Peso específico mínimo
$d_0$	Variável interna do tipo tensão no estado inicial
$e_a$	Deformação axial
$e_v$	Deformação volumétrica
$k_T$	Coefficiente de expansão térmico
$l_T$	Coefficiente de contração térmico
$l_a$	Coefficiente de compressão secundário
$r_0$	Variável interna do tipo deformação para a densidade no estado inicial
$s_N$	Tensão normal
$s_{res}$	Tensão residual
$\infty$	Infinito
$\mathbf{de}$	Diferencial de tensor de deformação
$e^p$	Tensor de deformação plástica
$d$	Variável interna do tipo tensão
$k$	Índice de expansão
$l$	Índice de compressão
$r$	Variável interna do tipo deformação do efeito da densidade
$s$	Tensão
$y$	Variável interna de tipo deformação que controla o efeito do tempo
$w$	Variável interna de estado que controla a estrutura do material

# 1 INTRODUÇÃO

A modelagem constitutiva dos solos é de fundamental importância para o entendimento e previsão do comportamento das obras de engenharia geotécnica, de modo a se adotar soluções de melhor qualidade técnica e viabilidade econômica. Para se alcançar este objetivo deve-se entender o comportamento do material de trabalho, que no caso de solos, apresenta grande complexidade devida tanto aos fatores de sua gênese, como do ambiente no qual se encontra. Dentre esses fatores podem-se citar: a estrutura, a cimentação, os vazios, a composição mineralógica, a distribuição granulométrica, o histórico de tensões, a umidade, entre outros.

As teorias clássicas utilizadas para a formulação dos modelos constitutivos são baseadas em conceitos das teorias da mecânica dos meios contínuos, elasticidade, plasticidade e viscosidade, apoiadas em observações experimentais. Cada um dos modelos estabelecidos tem suas vantagens e desvantagens, e, portanto, deve-se ter muito cuidado na hora de serem utilizados.

Um dos modelos com mais popularidade na área de geotecnia é o modelo Cam-Clay, desenvolvido na década de 1960 e que ganhou crescente aceitação no meio acadêmico e na prática corrente, devido ao fato de ser simples e apresentar um pequeno número de parâmetros com significado físico muito claro para cada um deles. Embora esse modelo seja simples, ele tem suas limitações, e devido a esse fato, surgiram ao longo do tempo outros modelos que superaram algumas delas, mas muitos desses novos modelos são complexos e/ou as condições em que podem ser aplicados são ainda restritas (Nakai *et al.*, 2009a).

Uma grande variedade de leis constitutivas tem sido desenvolvida para a avaliação do comportamento dos geomateriais sobre diferentes condições de contorno, trajetórias de carregamento, composições mineralógicas e assim por diante. A construção destas leis constitutivas é impulsionada por duas tendências rivais: a tendência de uma lei unificadora que descreve o comportamento do material sob as condições mais gerais e outra que aborda a descrição de comportamentos particulares de uma forma eficiente na prática (Papamichos, 1999). A última proposta é a mais utilizada pelos engenheiros, onde dependendo das necessidades do problema, deve-se avaliar qual é o modelo mais adequado.

Até agora existiram muitos avanços nos modelos, entre os quais se encontram os feitos pelo grupo do Instituto de Tecnologia de Nagoya (NIT, Japão) que, sob a liderança do professor Teruo Nakai, desenvolveu recentemente um novo esquema teórico a partir do qual é possível representar importantes características comportamentais do solo. Essas incluem o efeito provocado na deformabilidade e na resistência dos solos devido a fatores tais como

densidade (pré-adensamento), estrutura (cimentação), taxa de deformação (fluência), temperatura e teor de água (sucção). Este arcabouço teórico resume anos de pesquisa e está formulado de maneira simples, com base apenas na relação tensão efetiva versus índice de vazios, observada em ensaios de compressão unidimensional. Por uma questão de simplicidade e para facilitar o entendimento teórico, este trabalho apresenta o modelo em condições unidimensionais, embora possa ser facilmente estendido para condições tridimensionais por meio da introdução do conceito de tensor de tensões modificado  $t_{ij}$  (Nakai & Mihara, 1984).

## **1.1 MOTIVAÇÃO**

A motivação da pesquisa fundamenta-se na possível utilidade prática de um modelo simples, que pode descrever diversas características do comportamento mecânico que outros modelos não conseguem reproduzir ou avaliam de uma forma complexa. A versatilidade que possui o modelo frente aos outros, com respeito ao seu embasamento teórico simples e a sua facilidade de aplicação, pode colocá-lo numa posição atrativa para uso da engenharia geotécnica. Entre as possíveis utilidades, no contexto local, está a modelagem de solos com características complexas, produto de um forte processo de alteração, na qual fatores como cimentação, sucção, colapso, entre outros, são muito importantes no comportamento, como é o caso das argilas porosas que são comuns em todo o Planalto Central Brasileiro (Cardoso, 2002).

## **1.2 OBJETIVO**

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a abordagem desenvolvida pelo grupo de pesquisa do NIT, para condições unidimensionais, verificando a aplicabilidade aos solos sob condições controladas de laboratório. Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Entender a capacidade do modelo frente a várias características de possível simulação;
- Validação paramétrica do modelo, para cada característica comportamental que ele é capaz de representar, por meio de uma análise puramente analítica;
- Avaliação experimental do modelo, mediante a execução de ensaios de compressão unidimensional para as diferentes condições: densidade, cimentação e taxa de deformação.

### **1.3 ESCOPO DO TRABALHO**

Este trabalho é dividido em três partes gerais, a primeira trata da modelagem constitutiva, incluindo uma descrição detalhada do modelo de subcarregamento utilizado. Posteriormente é feita uma análise paramétrica do modelo e finalmente a sua avaliação experimental. A seguir se apresenta um breve resumo dos capítulos componentes deste trabalho.

No presente Capítulo faz-se uma introdução da importância da modelagem constitutiva na solução de problemas geotécnicos e do potencial da abordagem do subcarregamento para a simulação de diferentes fenômenos que ocorrem nos geomateriais.

No Capítulo 2 se apresenta uma breve revisão bibliográfica dos modelos constitutivos, mostrando os conceitos básicos da mecânica do meio contínuo, da teoria da elasticidade e da elastoplasticidade.

O Capítulo 3 expõe o modelo desenvolvido pelo grupo de pesquisa do NIT, desenvolvido com o arcabouço teórico da elastoplasticidade e com o conceito de subcarregamento (subloading).

O Capítulo 4 descreve os diferentes materiais, equipamentos e procedimentos utilizados na campanha de ensaios de laboratório.

O Capítulo 5 contém os resultados experimentais e as análises dos comportamentos observados para cada um dos efeitos (densidade, cimentação e taxa de deformação).

A avaliação do modelo, mediante os resultados obtidos em laboratório e a observação da eficiência para a predição do comportamento são expostos no Capítulo 6. Além disso, é feita uma análise paramétrica do modelo, na qual é avaliada a importância de todos os parâmetros que influenciam os comportamentos representados pelo o modelo do NIT.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Ao longo do tempo, a engenharia tem formulado diferentes modelos matemáticos, chamados de modelos constitutivos, para representar o comportamento dos materiais utilizados nas obras de infra-estrutura, tendo como objetivo a previsão da resposta de materiais o melhoramento da concepção do projeto e/ou entendimento dos erros cometidos.

Tradicionalmente, para a geração dos modelos constitutivos tem se utilizado os fundamentos da mecânica do meio contínuo, na qual o comportamento é analisado em nível macroscópico, sem considerar a estrutura granular ou cristalina do material. Em outras palavras, é gerado um esquema matemático da relação causa-efeito sem detalhar o que acontece no interior.

Para os materiais de origem geológica têm-se desenvolvido nas últimas décadas uma série de modelos, tanto simples como avançados, fundamentados em princípios mecânicos básicos, alguns mais rigorosos que outros, todos esses com base em evidências experimentais ou em princípios teóricos (Lade, 2005).

A abordagem mais tradicional na mecânica de sólidos, incluindo os solos e as rochas, é a teoria da elasticidade, na qual as deformações são proporcionais às tensões aplicadas, onde as trajetórias de carregamentos, descarregamento e recarregamento são coincidentes. No entanto, essa teoria possui limitações na capacidade de prever deformações permanentes (plásticas) e de simular a discordância nas trajetórias de carregamento, o que conduziu à busca por teorias com um melhor desempenho. A teoria da plasticidade, em princípio utilizada para metais, foi aplicada no desenvolvimento de modelos para geomateriais obtendo maiores sucessos, levando a um maior desenvolvimento de pesquisa nos últimos anos. Também têm aparecido técnicas alternativas para a obtenção da relação tensão-deformação, dentro das quais pode-se citar a técnica de redes neurais artificiais, que gera um operador constitutivo com base na aprendizagem de resultados experimentais prévios (Martinez-Carvajal, 2006).

A seguir, será feita uma breve revisão bibliográfica sobre as diferentes abordagens existentes para a realização de uma modelagem constitutiva, descrevendo os conceitos básicos da teoria da elasticidade e da plasticidade e citando os principais modelos de aplicação. Apresenta-se de uma forma geral o modelo Cam-Clay, por ser o de maior divulgação no meio técnico e acadêmico. Por último é descrito o conceito de subcarregamento, de grande importância para a compressão do modelo a ser validado nesta pesquisa.

## 2.1 DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS

Para a previsão de tensões e deformações em qualquer problema geotécnico, devem-se adotar modelos constitutivos para os materiais existentes, tendo como principal foco a representatividade do comportamento do material sobre carregamentos de compressão e cisalhantes. Os modos de deformação observados nessas duas condições são diferentes, implicando no primeiro caso, uma compressão contínua sem levar o material à ruptura, enquanto na outra se conduz até a ruptura. O único caminho razoável para a determinação dos parâmetros de qualquer lei constitutiva é mediante a execução de ensaios de laboratório e/ou de campo apropriados (Desai, 1984). Os experimentos a serem programados dependerão das trajetórias de carregamentos requeridas pelo modelo utilizado. Os resultados experimentais mais convenientes e mais simples que contém a informação disponível são aqueles correspondentes aos ensaios de compressão triaxial convencional e de compressão isotrópica, tornando-se mais complicada a obtenção de parâmetros se o modelo requer resultados que não podem ser realizados no equipamento triaxial (Lade, 2005). Outro ensaio utilizado para a obtenção de parâmetros é o de compressão unidimensional, que pode substituir o ensaio de compressão isotrópica, subministrando assim características de deformabilidade do material. Independente do tipo, sofisticação e utilidade do ensaio, deve-se ter em conta na execução os seguintes pontos: a) as amostras devem representar as condições do solo no campo, b) simular as condições do terreno (drenagem, tensões etc.), e, c) monitorar todas as quantidades físicas durante a execução, tais como, cargas, pressão, deformação, mudança de volume, entre outros.

## 2.2 MODELOS ELÁSTICOS

A teoria da elasticidade é a área da física que estuda o comportamento de corpos materiais com capacidade de recuperação de suas formas originais depois de experimentarem uma deformação provocada por uma força exterior. Outra definição clássica considera o material elástico como aquele que recupera seu estado inicial depois de submetido a um ciclo completo de carregamento e descarregamento sem sofrer deformações permanentes (Timoshenko, 1970). Expressando em termos de energia, os materiais elásticos são conservativos, já que a energia interna acumulada no carregamento é liberada na totalidade no descarregamento.

Existem vários tipos de modelos elásticos na literatura, apresentando como principal diferença o tipo de concepção utilizada na dedução. Os mais clássicos apresentam as tensões como função direta das deformações (Modelos de *Cauchy*), em que, para o caso particular de

uma função linear é deduzida à lei de Hooke generalizada. Quando é assumida a existência de uma função de energia de deformações, os modelos são chamados de “*Hiperelásticos*”, recebendo esse nome pelo fato de a energia ser uma função de ordem superior, na qual as derivadas com respeito às deformações correspondem às tensões. Por outra parte, quando o problema é colocado em termos incrementais, recebem o nome de “*Hipoelásticos*”. Por último, tem-se um grupo de modelos que utilizam a lei generalizada de Hooke incremental com parâmetros variáveis, sendo chamados de “*Quase-Lineares*”. Na Figura 2.1 pode-se observar uma classificação dos tipos de modelos existentes de uma forma geral.



Figura 2.1 Modelos constitutivos elásticos.

A seguir são descritas as formulações matemáticas dos principais modelos elásticos. Neste trabalho será utilizada uma notação simbólica em que a ordem de um tensor é indicada pelo número de “~” sob a letra, como por exemplo, “ $\underset{\sim}{s}$ ” para o tensor de tensões de segunda ordem.

### 2.2.1 MODELOS DE CAUCHY

Neste modelo se estabelece que o estado de tensão “ $\underset{\sim}{s}$ ” é função unicamente do estado de deformação “ $\underset{\sim}{e}$ ”, ou vice-versa, compreendendo-se, portanto, que as trajetórias de carregamento, descarregamento ou recarregamento são coincidentes.

$$\underset{\sim}{s} = f(\underset{\sim}{e}) \quad (2.1)$$

Estes modelos supõem que as tensões são funções polinomiais das deformações ou vice-versa, como pode ser visto nas equações gerais a seguir.

$$\underset{\sim}{s} = a_0 \underset{\sim}{1} + a_1 \underset{\sim}{e} + a_2 \underset{\sim}{e}^2 + a_3 \underset{\sim}{e}^3 + L + a_n \underset{\sim}{e}^n \quad (2.2)$$

$$\underset{\sim}{e} = b_0 \underset{\sim}{1} + b_1 \underset{\sim}{s} + b_2 \underset{\sim}{s}^2 + b_3 \underset{\sim}{s}^3 + L + b_n \underset{\sim}{s}^n \quad (2.3)$$

Onde “ $a_i$  e  $b_i$ ” são constantes. Estes polinômios podem ser expressos como um polinômio de segunda ordem cujos coeficientes ( $f_i$ ) são funções polinomiais dos invariantes

das deformações, mediante a manipulação matemática (Desai, 1984), levando à seguinte expressão:

$$\underline{s} = f_0 \underline{1} + f_1 \underline{e} + f_2 \underline{e}^2 \quad (2.4)$$

Para o caso de primeira ordem, ou seja, a lei de Hooke generalizada, tem-se:

$$\underline{s} = f_0 \underline{1} + f_1 \underline{e} \quad (2.5)$$

em que os coeficientes  $f_0$  e  $f_1$  estão dados seguintes polinômios:

$$f_1 = a_2 \quad (2.6)$$

$$f_0 = a_0 + a_1 I_{1e} \quad (2.7)$$

Onde “ $I_{1e}$ ” é o primeiro invariante de deformações, dado pelo traço do tensor “ $\underline{e}$ ”. As constantes  $a_0$ ,  $a_1$ , e  $a_2$  são encontradas mediante a aplicação de condições de carregamento conhecidas, obtendo um sentido físico para cada uma delas. A equação final resultante para o caso do modelo de primeira ordem é:

$$\underline{s} = (K - \frac{2}{3}G) \underline{e}_v \underline{1} + 2G \underline{e} \quad (2.8)$$

na qual  $K$  é o módulo de deformação volumétrica e  $G$  é o módulo de cisalhamento do material e “ $\underline{1}$ ” é o tensor identidade ou unitário de segunda ordem.

Um modelo de Cauchy de uma ordem superior sempre deve convergir para os modelos de ordens inferiores, no caso de serem cortados os termos do polinômio correspondentes à ordem superior.

Os modelos de Cauchy de ordens superiores podem representar comportamentos mais complexos, no entanto isso significa um maior número de parâmetros, que dificilmente têm um significado físico claro.

## 2.2.2 HIPERELASTICIDADE

Os modelos hiperelásticos ou de Green correspondem a uma dedução a partir do conhecimento do comportamento da energia interna de deformação do material, expressa em termos das deformações ou dos invariantes das deformações. Pode ser demonstrado mediante o uso da primeira lei da termodinâmica e da lei de conservação da energia cinética que o tensor de tensões é representado pelo gradiente da energia interna de deformação, como é ilustrado na equação a seguir:

$$\underline{s} = \frac{\nabla U}{\nabla \underline{e}} \quad (2.9)$$

A função da energia (U) deve ter uma ordem superior à da relação tensão deformação, de forma tal, que uma vez feita a derivação, seja obtida a lei desejada. Para o modelo elástico de Green de primeira ordem, utiliza uma função de termos quadráticos que pode ser escrita como:

$$U = C_1 I_{2e} + C_2 I_{1e}^2 \quad (2.10)$$

com  $C_1$  e  $C_2$  sendo as constantes do material, e “ $I_{2e}$  e  $I_{1e}$ ” representam o primeiro e segundo invariantes do tensor de deformações, respectivamente. Aplicando a regra da cadeia para derivar a Equação 2.10 com respeito aos invariantes, obtém-se:

$$\underline{s} = 2C_2 I_{1e} \underline{1} + C_1 \underline{e} \quad (2.11)$$

Esta expressão é idêntica à Equação 2.8, a qual representa a lei generalizada de Hooke. As constantes  $C_1$  e  $C_2$  são interpretadas de forma análoga, tendo as seguintes equivalências:

$$C_1 = \frac{3K - 2G}{6} \quad (2.12)$$

$$C_2 = 2G \quad (2.13)$$

De forma similar são feitas as deduções para ordens superiores, não obstante, a analogia com os modelos de Cauchy não prevaleça. Estes tipos de modelos apresentam duas grandes vantagens com respeito aos modelos de Cauchy. A primeira corresponde à virtude de possuir matrizes constitutivas simétricas e a segunda a capacidade de terem um número menor de parâmetros a serem determinados mediante ensaios de laboratório (Ibañez, 2003).

### 2.2.3 HIPOELASTICIDADE

O conceito de hipoeelasticidade é representado por meio de uma lei constitutiva incremental generalizada, que simula o comportamento mecânico de incremento a incremento ao invés de toda a carga ou tensão em um dado instante (Desai, 1984). Apesar de os incrementos terem características elásticas, eles podem representar outros tipos de comportamentos, dependendo da ordem, como deformações inelásticas (plásticas), influência da história e da trajetória de tensões, anisotropia, efeito de temperatura e dilatância.

Os incrementos de tensões são função do estado atual de tensões e dos incrementos de deformações. De uma forma geral para materiais isotrópicos, esta expressão é dada por:

$$\begin{aligned} d\underline{s} = & a_0 \text{tr}(\underline{de}) \underline{1} + a_1 \underline{de} + a_2 \text{tr}(\underline{de}) \underline{s} + a_3 \text{tr}(\underline{s} \cdot \underline{de}) \underline{1} + a_4 (\underline{s} \cdot \underline{de} + \underline{de} \cdot \underline{s}) + \\ & a_5 \text{tr}(\underline{de}) \underline{s}^2 + a_6 \text{tr}(\underline{s} \cdot \underline{de}) \underline{s} + a_7 \text{tr}(\underline{s}^2 \cdot \underline{de}) \underline{1} + a_8 (\underline{s}^2 \cdot \underline{de} + \underline{de} \cdot \underline{s}^2) + \\ & a_9 \text{tr}(\underline{s} \cdot \underline{de}) \underline{s}^2 + a_{10} \text{tr}(\underline{s}^2 \cdot \underline{de}) \underline{s} + a_{11} \text{tr}(\underline{s}^2 \cdot \underline{de}) \underline{s}^2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

em que  $\mathbf{a}_0, \mathbf{a}_1, \mathbf{a}_2, \dots, \mathbf{a}_{11}$  são funções dos invariantes de tensão.

Para o modelo de grau zero os coeficientes  $\mathbf{a}_2, \dots, \mathbf{a}_{11}$  são iguais a zero, resultando assim em uma independência do estado de tensão, como se observa a seguir.

$$d\mathbf{s} = \mathbf{a}_0 d\mathbf{e}_v + \mathbf{a}_1 d\mathbf{e} \quad (2.15)$$

com  $\mathbf{a}_0 = \left( K_t - \frac{2}{3} G_t \right)$  e  $\mathbf{a}_1 = 2G_t$ , sendo  $K_t$  e  $G_t$  os parâmetros que representam os módulos volumétrico e cisalhante tangenciais, válidos para os incrementos  $d\mathbf{e}$  e  $d\mathbf{s}$ .

O modelo de primeiro grau é uma função linear do estado de tensão, pelo qual os coeficientes  $\mathbf{a}_5, \dots, \mathbf{a}_{11}$  são iguais a zero, obtendo-se a seguinte expressão:

$$d\mathbf{s} = \mathbf{a}_0 \text{tr} \left( \frac{d\mathbf{e}}{\mathbf{e}} \right) \mathbf{1} + \mathbf{a}_1 d\mathbf{e} + \mathbf{a}_2 \text{tr} \left( \frac{d\mathbf{e}}{\mathbf{e}} \right) \mathbf{s} + \mathbf{a}_3 \text{tr} \left( \frac{\mathbf{s} \cdot d\mathbf{e}}{\mathbf{e}} \right) \mathbf{1} + \mathbf{a}_4 \left( \frac{\mathbf{s} \cdot d\mathbf{e}}{\mathbf{e}} + d\mathbf{e} \cdot \frac{\mathbf{s}}{\mathbf{e}} \right) \quad (2.16)$$

em que as funções polinomiais para os coeficientes são  $\mathbf{a}_0 = a_0 + 3a_2 \mathbf{s}_{\text{oct}}$ ,  $\mathbf{a}_1 = a_1 + 3a_3 \mathbf{s}_{\text{oct}}$ ,  $\mathbf{a}_2 = a_4$ ,  $\mathbf{a}_3 = a_6$  e  $\mathbf{a}_4 = a_5$ , sendo  $a_1, a_2, \dots, a_6$  os parâmetros do material, obtidos mediante um processo de ajuste de mínimos quadrados ou de técnicas de otimização para ensaios em diferentes trajetórias de carregamento. Deve ser ressaltado que o aumento da ordem leva a um menor entendimento do sentido físico dos parâmetros.

#### 2.2.4 MODELOS QUASE-LINEARES

Neste tipo de modelos aproxima-se o comportamento não linear mediante a consideração de uma série de trechos com comportamento linear. Para todos os trechos empregam-se a lei de Hooke incremental ou lei hipoeelástica de grau zero para descrição do comportamento. Esses também são conhecidos como modelos de módulos variáveis, já que são estabelecidas funções para os parâmetros ( $K$  e  $G$ , por exemplo) que dependem do estado de tensões. De forma análoga à Equação 2.15, pode-se expressar de uma forma geral a formulação quase-linear como:

$$d\mathbf{s} = K^{(i)} \mathbf{e}_v \mathbf{1} + 2G^{(i)} d\mathbf{E} \quad (2.17)$$

Sendo  $K^{(i)}$  e  $G^{(i)}$  os módulos de deformação volumétrica e de cisalhamento para um estado de tensão  $\mathbf{s}^{(i)}$ . O tensor desvio de deformações ( $\mathbf{E}$ ) é dado por  $\mathbf{E} = \mathbf{e} - \frac{1}{3} \mathbf{e}_v \mathbf{1}$ . A Figura 2.2 ilustra a abordagem dos módulos variáveis, onde  $p$ ,  $\mathbf{e}_v$ ,  $\mathbf{s}$  são o invariante de tensão normal média, a deformação volumétrica e o tensor desvio de tensões, respectivamente.

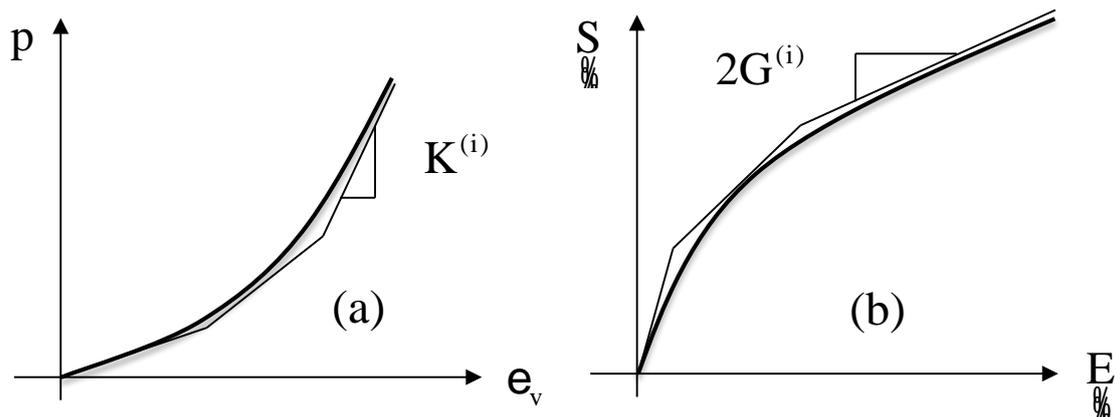


Figura 2.2. Representação da abordagem dos módulos variáveis.

As funções que descrevem os módulos podem ser abordadas diretamente pelo estado de tensões, no entanto, para facilitar obtenção das mesmas são utilizados os invariantes das tensões, que dependem de cada modelo. Os principais modelos quase-lineares utilizados para simular o comportamento mecânico de solos são o modelo K-G (Nelson & Baron, 1971; Naylor & Pande, 1981), modelo C- $K_0$  (Veiga Pinto, 1983) e modelo hiperbólico (Duncan & Chang, 1970).

### 2.3 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

O material que se comporta de forma a sofrer deformações recuperáveis seguidas de deformações permanentes, ao ser submetido a esforços externos, é denominado material elastoplástico (Naylor & Pande, 1981). O entendimento do comportamento desse tipo de material se fundamenta na teoria da elasticidade e da plasticidade. Diz-se que o material está em regime elástico se ele está abaixo de um nível de tensões tal que não sofra nenhum tipo de deformações plásticas. Superado esse limite o material começa a experimentar tanto deformações elásticas como plásticas, onde a deformação total é a soma das duas partes obtidas de forma independente, ou seja, a decomposição aditiva das deformações fundamentada na teoria das pequenas deformações.

Os materiais elastoplásticos podem ser divididos em dois grandes grupos: os materiais elastoplásticos perfeitos (Figura 2.3-a), que não sofrem endurecimento após a plastificação e os materiais elastoplásticos com endurecimento (Figura 2.3-b). Para o entendimento de qualquer modelo elastoplástico devem-se ter claros os três conceitos básicos em que se baseia a teoria da plasticidade: (a) Função de Plastificação, (b) Lei de Fluxo e (c) Lei de Endurecimento.

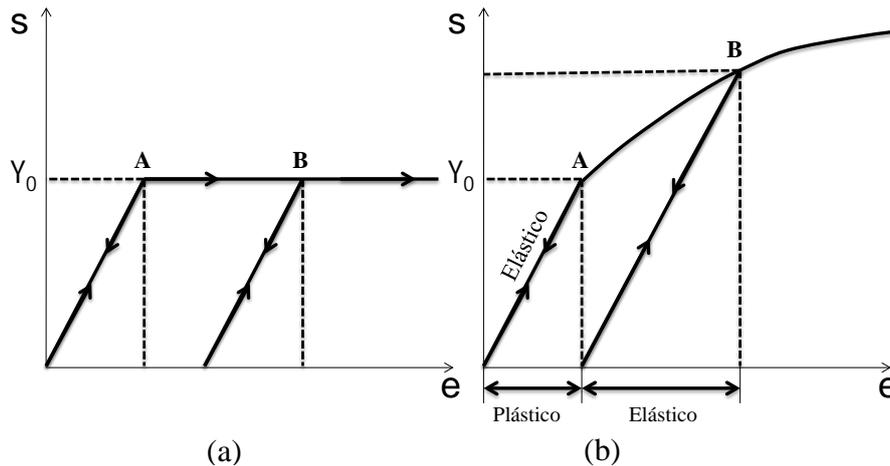


Figura 2.3 Comportamentos mecânico: (a) Comportamento elastoplástico perfeito e (b) elastoplástico com endurecimento (Pedroso, 2002).

### 2.3.1 FUNÇÃO DE PLASTIFICAÇÃO

A função de plastificação indica, no espaço de tensões, a separação das combinações de tensões que diferenciam o comportamento de tipo elástico do elastoplástico. Em outras palavras, é o limite no qual começa a acontecer deformações plásticas. Essa função é expressa matematicamente em termos das componentes do tensor de tensão,  $F(\underline{s})$ , ou, no caso de o material ser isotrópico, podem-se utilizar os invariantes, como as tensões principais, conforme Figura 2.4.

### 2.3.2 LEI DE FLUXO

A lei de fluxo fornece o vetor de deformação plástica, onde a direção é dada por meio do gradiente da função de Potencial Plástico,  $Q(\underline{s})$ , e a magnitude por um escalar ou constante de proporcionalidade ( $dL$ ). Se a função coincide com a própria função de plastificação, diz-se que a lei de fluxo é associada; caso contrário é denominada de não associada, como ilustrado na Figura 2.4. A dilatância é controlada pela lei de fluxo, já que esta determina a direção das deformações plásticas (Naylor & Pande, 1981). A lei de fluxo é dada pela equação:

$$d\underline{e}^p = dL \frac{\nabla Q}{\nabla \underline{s}} \quad (2.18)$$

### 2.3.3 LEI DE ENDURECIMENTO

Esta lei preconiza como é o aumento (endurecimento) ou diminuição (amolecimento) do limite do estado de tensões que indica a plastificação com a ocorrência de deformações

plásticas. Para o caso unidimensional, observado na Figura 2.3-b, representa-se pela mudança da tensão de plastificação ( $Y_0$ ). Outra forma de perceber esse fenômeno é interpretando-o como uma lei que controla a variação do tamanho, forma e posição da superfície de plastificação. Na Figura 2.5-a é mostrado esquematicamente o aumento do tamanho da superfície de plastificação ( $z$ ). A lei de endurecimento relaciona as deformações plásticas ( $e^p$ ) com o tamanho da superfície de plastificação mediante o módulo de endurecimento ( $H$ ), como se ilustra na Figura 2.5-b.

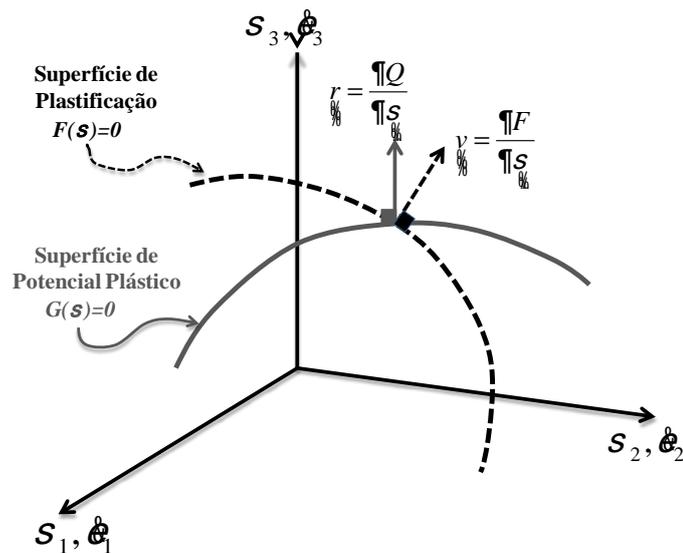


Figura 2.4 Superfície de plastificação e de potencial plástico.

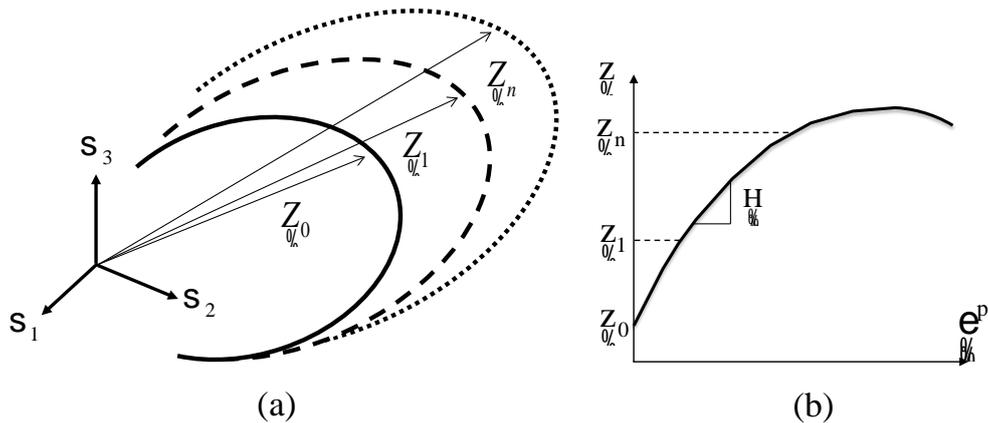


Figura 2.5 Endurecimento: Aumento do tamanho da superfície de plastificação (a) e lei de endurecimento (b).

O endurecimento pode ser concebido de duas formas, isotrópico quando a superfície de plastificação aumenta ou diminui com o nível de tensões, conservando sua forma e origem no espaço de tensões, ou cinemático quando a superfície de plastificação se translada e/ou rotaciona com a história de tensões mantendo o tamanho e a forma (ver Figura 2.6). Esses dos

tipos também podem ser utilizados simultaneamente, obtendo modelos com expansão, translação e rotação da superfície de plastificação.

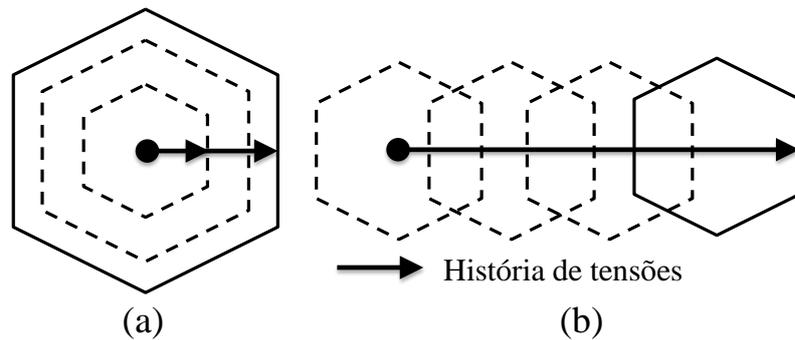


Figura 2.6 Tipos de endurecimento plástico: (a) Isotrópico; (b) Cinemático (Ibañez,2003)

### 2.3.4 MODELO ELASTOPLASTICO CAM-CLAY

O modelo elastoplástico Cam-Clay foi desenvolvido por Roscoe *et al.* (1958), fundamentando-se na teoria do estado crítico, definido como o estado no qual não há variação de volume nem de resistência última ao cisalhamento. Qualquer material, independente do estado inicial, tende a um estado crítico com o acúmulo de deformações cisalhantes plásticas, no qual os índices de vazios finais tendem a um índice de vazios crítico (ver Figura 2.7-a) e as resistências a um valor residual ( $s_{res}$ ), visto na Figura 2.7-b. Isto foi observado mediante ensaios de compressão triaxial convencional, tanto para argilas pré-adensadas (e também em areias densas) quanto em argilas normalmente adensadas (e areias fofas).

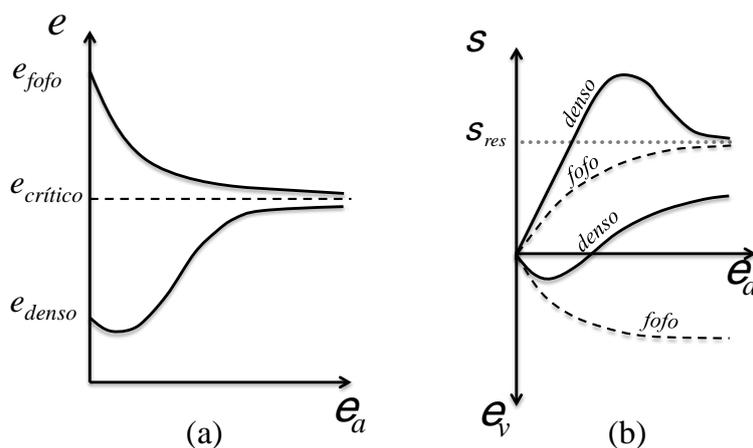


Figura 2.7 (a) Índice de vazios crítico; (b) Resistência residual.

Dentre os resultados encontrados tem-se: (a) as trajetórias de tensão são geometricamente semelhantes e os estados de tensão críticos ( $Q_i$ ), tanto em condições não drenadas (CU) quanto de drenadas (CD), situam-se aproximadamente sobre uma linha reta de

inclinação  $M$  no plano  $p$ - $q$  (ver Figura 2.8-a-b), conhecida como linha de estado crítico (LEC) e (b) no plano  $e$ - $\ln(p)$  os pontos  $Q_i$  se situam sobre uma linha similar e paralela à linha de consolidação isotrópica (LCI), tanto para condições CU e CD, como o ilustrado na Figura 2.8-c-d, respectivamente. Baseado nessas observações foi estabelecido o conceito da superfície limite de estado (Figura 2.9), definida no espaço  $p$ - $q$ - $e$ , permitindo a visualização sob o ponto de vista da mecânica dos solos clássica, onde o comportamento de solos é normalmente representado no plano  $p$ - $q$ , no caso de ensaios triaxiais, ou no plano  $e$ - $p$ , para resultados de ensaios de compressão isotrópica (ou adensamento). A quantidade  $p$  e  $q$  são invariantes relacionados com uma medida de tensão normal média e tensão cisalhante, respectivamente, de acordo com:

$$p = \frac{s_x + s_y + s_z}{3} = \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3} \quad (2.19)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{\hat{e}}{\hat{u}} (s_1 - s_2)^2 + (s_2 - s_3)^2 + (s_3 - s_1)^2} \quad (2.20)$$

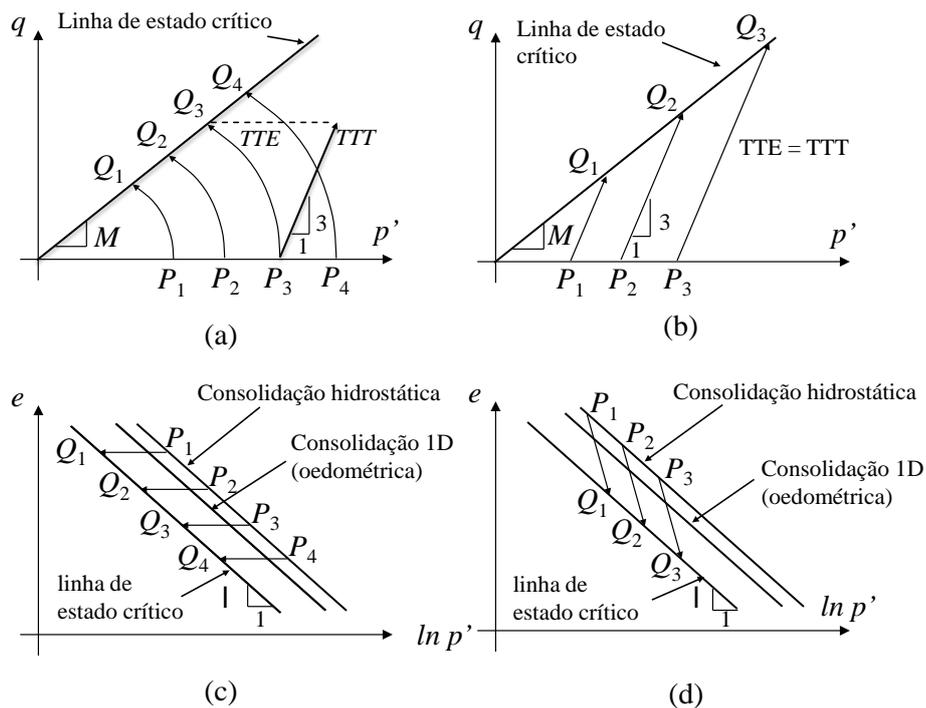


Figura 2.8 Linha de estado crítico nos planos  $p$ - $q$  e  $\ln p$ - $e$  para ensaios: (a, c) CU e (b, d) CD, respectivamente.

O modelo Cam Clay é desenvolvido dentro da teoria da elastoplasticidade mediante o uso do conceito de envoltória de ruptura fixa dos modelos convencionais (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager), através da projeção da linha de estado crítico (LEC) no plano  $p$ - $q$  e de

superfícies de plastificação adicionais, fechadas, que são também utilizadas para representar a ocorrência de deformações plásticas contínuas do solo com a imposição do carregamento (Ibañez, 2003). O critério de ruptura do modelo Cam-Clay é baseado na definição de estado crítico, no qual a variação de volume é nula. Esse critério diz que a ruptura ocorre quando a razão  $q/p$  atinge um valor constante igual à inclinação  $M$  da linha de estado crítico. Além disso, a função potencial plástica é a própria função de plastificação (lei de fluxo associada). Assim:

$$de^p = dL \frac{\nabla F}{\nabla s} \quad (2.21)$$

A função de plastificação é dada de acordo com:

$$F(s, p_0) = M^2 \cdot p \cdot (p - p_0) + q^2 \quad (2.22)$$

Onde  $p_0$  é a variável interna de endurecimento tipo tensão utilizada para representar o tamanho da superfície de plastificação. Sendo a deformação volumétrica plástica,  $e_v^p$ , a variável interna de endurecimento tipo deformação. A lei de endurecimento é dada por:

$$\frac{dp_0}{de_v^p} = \frac{p_0}{c} = H \quad (2.23)$$

Em que:

$$c = \frac{1 - k}{1 + e_0} \quad (2.24)$$

Onde,  $H$  é o Modulo de plástico, e  $e_0$  é o índice de vazios correspondente à tensão normal  $p_0$ .

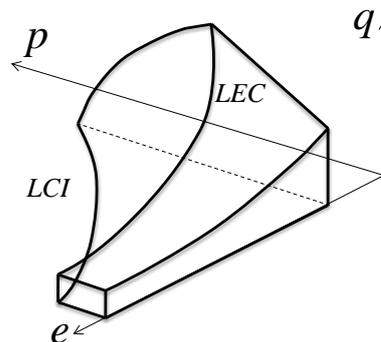


Figura 2.9 Superfícies limite de estado no espaço  $p$ - $q$ - $e$ .

### 2.3.5 SUBCARREGAMENTO

O conceito de subcarregamento (*Sub-loading*) ou subplastificação refere-se à introdução de uma nova superfície de plastificação, de tal forma que se gera uma transição suave entre o

comportamento elástico e o elasto-plástico. Este fenômeno pode ser observado na Figura 2.10-a onde após o recarregamento, observa-se novamente o surgimento de deformações elastoplásticas e na Figura 2.10-b tem-se uma resposta suave para o amolecimento de um material pré-adensado (ou denso). Com a utilização deste conceito se obtém modelos elastoplásticos com duas superfícies de plastificação, uma externa dita convencional (ou normal) e outra interna dita de subcarregamento, Figura 2.11.

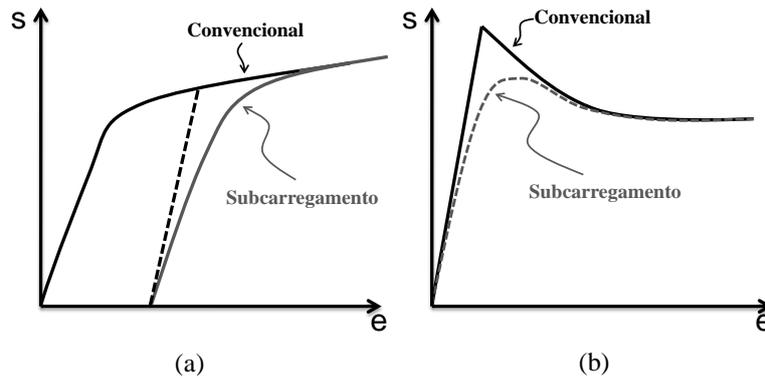


Figura 2.10 Relação tensão-deformação de modelos convencionais e com subcarregamento, (a) material normalmente-adensado e (b) pré-adensado (Pedroso, 2006).

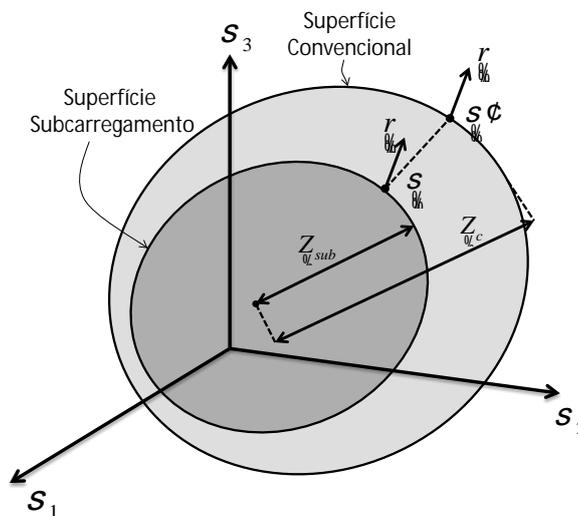


Figura 2.11 Conceito de Subcarregamento ou “Subloading” (Modificado Pedroso, 2006).

O uso de duas superfícies, uma que registra a tensão máxima a que o material esteve submetido (“memória do material”) e outra sobre a qual se encontra o estado de tensões atual, é a essência dos conceitos de “sub-loading” (Hashiguchi, 1980) e “bonding surface” (Dafalias & Popov, 1975). A distância entre as duas curvas é controlada por uma variável interna do tipo tensão (como  $\phi$ ) ou do tipo deformação (como  $r$ ), as quais são interrelacionadas. Na Figura 2.12 mostra-se esquematicamente como a diferença entre as leis de endurecimento do

modelo convencional e o modelo com subcarregamento define a variável do tipo tensão ( $d$ ), a qual tem uma tendência a diminuir com o aumento das deformações plásticas.

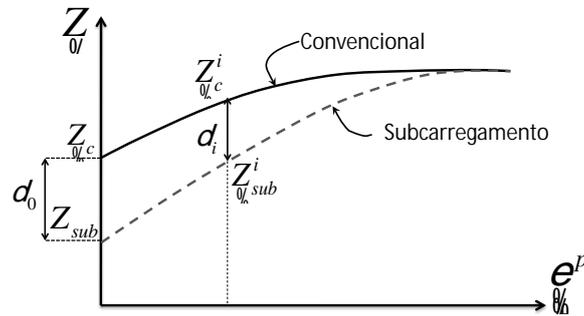


Figura 2.12 Leis de endurecimento para modelos convencionais e modelos com o conceito de subcarregamento (modificado de Pedroso, 2006).

Outra forma de visualizar o conceito de subcarregamento é mostrada na Figura 2.13-a, na qual é plotado no espaço de tensões  $p$ - $q$  os estados de tensão máxima e atual por meio de duas superfícies, sendo que a externa (chamada superfície normal) teria como “tamanho” a tensão máxima ( $p_c$ ) a que o solo foi submetido, ou seja, a tensão de pré-adensamento; enquanto que a superfície interna, sobre a qual situa-se o ponto representante do estado de tensões atuais ( $p_s$ ), representaria a superfície de subcarregamento.

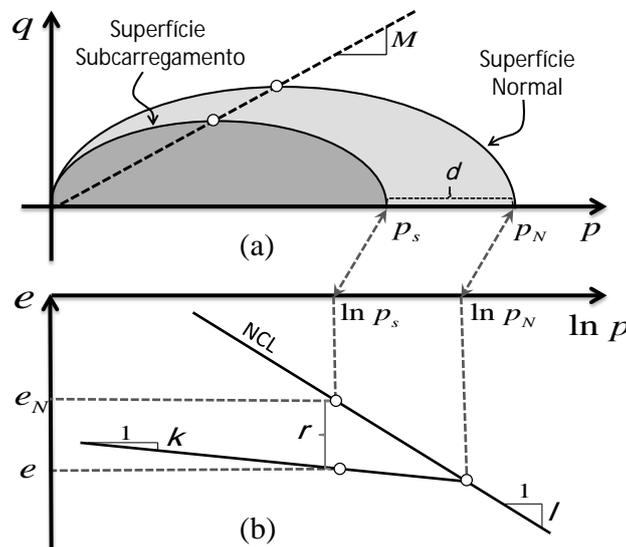


Figura 2.13 Superfície de Subcarregamento (a), mudança da relação de vazios(b). (Modificado de Pedroso, 2005)

A “distância” ( $d = p_c - p_s$ ) entre essas duas curvas no espaço de tensões é uma medida do pré-adensamento,  $d = p_s(1 - OCR)$  e  $OCR = p_c/p_s$ . A representação mediante a variável interna do tipo deformações ( $r$ ) é esquematizada na Figura 2.13-b, sendo essa definida como a diferença entre o índice vazios no estado normalmente adensado ( $e_N$ ) e o índice de vazios real do solo

( $e$ ), para um mesmo estado de tensões. É possível estabelecer a seguinte relação simples entre a variável de estado  $r$  e o  $OCR$  (Pedroso *et al.*, 2005):

$$r = (1 - k) \ln \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = (1 - k) \ln(OCR) \quad (2.25)$$

Seja qual for a variável escolhida, é necessário definir uma lei de evolução para a mesma, dando origem a diferentes modelos e interpretações do conceito de subcarregamento. A implementação computacional destes tipos de modelos é até mais fácil que a de um modelo convencional, pois como o estado de tensões sempre está na superfície de subcarregamento, a determinação de um eventual estado de tensões que intercepta a superfície de plastificação não é necessária (Pedroso, 2005).

## 2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS NA GEOTECNIA

Engenheiros geotécnicos devem escolher o modelo mais adequado na modelagem numérica, portanto, deve haver a compreensão aprofundada sobre os conceitos, vantagens, limitações e a finalidade dessa representação de comportamento no problema que está sendo modelado. Brinkgreve (2005) cita cinco aspectos fundamentais que se deve ter em conta para ser representado o comportamento do solo. O primeiro aspecto discutido é a influência da água sobre o comportamento do solo. O segundo aspecto é fato de a rigidez do solo não ser constante, dependendo do nível de tensões, da trajetória de tensões, da densidade do solo, da permeabilidade do solo etc. O terceiro aspecto é ter deformações plásticas como resultado do carregamento, considerando que o domínio elástico dos solos é realmente pequeno. O quarto aspecto está relacionado com as tensões no solo, que podem depender da taxa de aplicação da carga, tempo (duração), densidade (pré-adensamento), comportamento não drenado, anisotropia, etc. Por último, o aspecto relacionado com a influência do tempo no comportamento, tais como adensamento, relaxamento de tensões etc. Além disso, têm-se comportamentos especiais para alguns materiais ou influências externa, tais como: materiais com minerais expansivos ou graus fortes de alteração (laterização), e ambientes com alterações de temperatura significativas (incêndio em um túnel) e alterações químicas (transporte de contaminantes). O primeiro caminho na busca de representar o desempenho de geomateriais foi mediante o uso da teoria da elasticidade, tendo maior êxito os modelos quase-lineares por representar várias características dos solos, utilizando a teoria generalizada de Hooke (amplamente conhecida), empregando parâmetros com sentido físico e de fácil obtenção. Não obstante, a experiência mostrou que estas relações constitutivas não lineares

simples, como o modelo hiperbólico, não são capazes de modelar diferentes aspectos do comportamento real do solo. Esses podem modelar o comportamento não linear e sua dependência das tensões mediante a variação dos módulos, cisalhante e volumétrico, com as mudanças das tensões. Além disso, pode representar o comportamento inelástico usando diferentes valores de módulos para o carregamento primário, descarregamento e recarregamento. Mas esses não conseguem modelar o comportamento real de solos antes da ruptura e não usa para o cálculo pressões de poros acuradamente (Duncan, 1994). Também são incapazes de simular dilatância.

Por outra parte, a plasticidade começou a ser empregada na geotecnia com Coulomb (1773) mediante a apresentação de um critério de plastificação para solos, seguida pela aplicação feita por Rankine (1853) para empuxos de terra em muros de contenção. No entanto, o estudo científico da plasticidade foi iniciado mediante os critérios de rupturas gerados para metais durante os séculos XVIII e XIX (Hill, 1971), destacando-se pesquisadores como Tresca, Von Mises, Drucker e Prager que foram fundamentais na criação do arcabouço teórico da plasticidade. Nos últimos 50 anos têm-se formulado vários modelos plásticos para serem aplicados na geotecnia, gerando diferentes conceitos, que visaram melhorar a representação do comportamento, tais como plasticidade com e sem endurecimento, estado crítico (Schofield & Wroth, 1968), plasticidade de superfícies múltiplas (Prevost, 1978; Prevost, 1979), conceito de superfície limite (Dafalias & Popov, 1975), conceito de subcarregamento (Hashiguchi, 1980) e hipoplasticidade (Kolymbas, 1991).

Destaca-se o modelo Cam-Clay desenvolvido na década de 1960, baseado na teoria dos estados críticos, que ganhou aceitação no meio acadêmico e na prática corrente devido ao fato de ser muito simples e apresentar um pequeno número de parâmetros do material com significado claro. Até hoje continua servindo como base para o desenvolvimento de modelos mais avançados. Alguns modelos desenvolvidos para superar as limitações do modelo Cam-Clay são apresentadas esquematicamente Figura 2.14, mostrando as principais teorias da literatura para a solução. Lade (2005) fez uma recompilação dos modelos constitutivos, dividindo esses em grupos segundo o embasamento teórico, mostrando os atributos e capacidades. Na Tabela 2.1 mostra-se um resumo desse trabalho indicando os tipos de materiais que podem modelar e comportamentos que se conseguem simular. Por outra parte, têm surgido métodos não convencionais para a representação da relação tensão-deformação, tais como as redes neurais, que consistem na calibração de um operador constitutivo com base na aprendizagem de uma base de dados existente, obtendo resultados satisfatórios (Martínez-Carvajal, 2006).

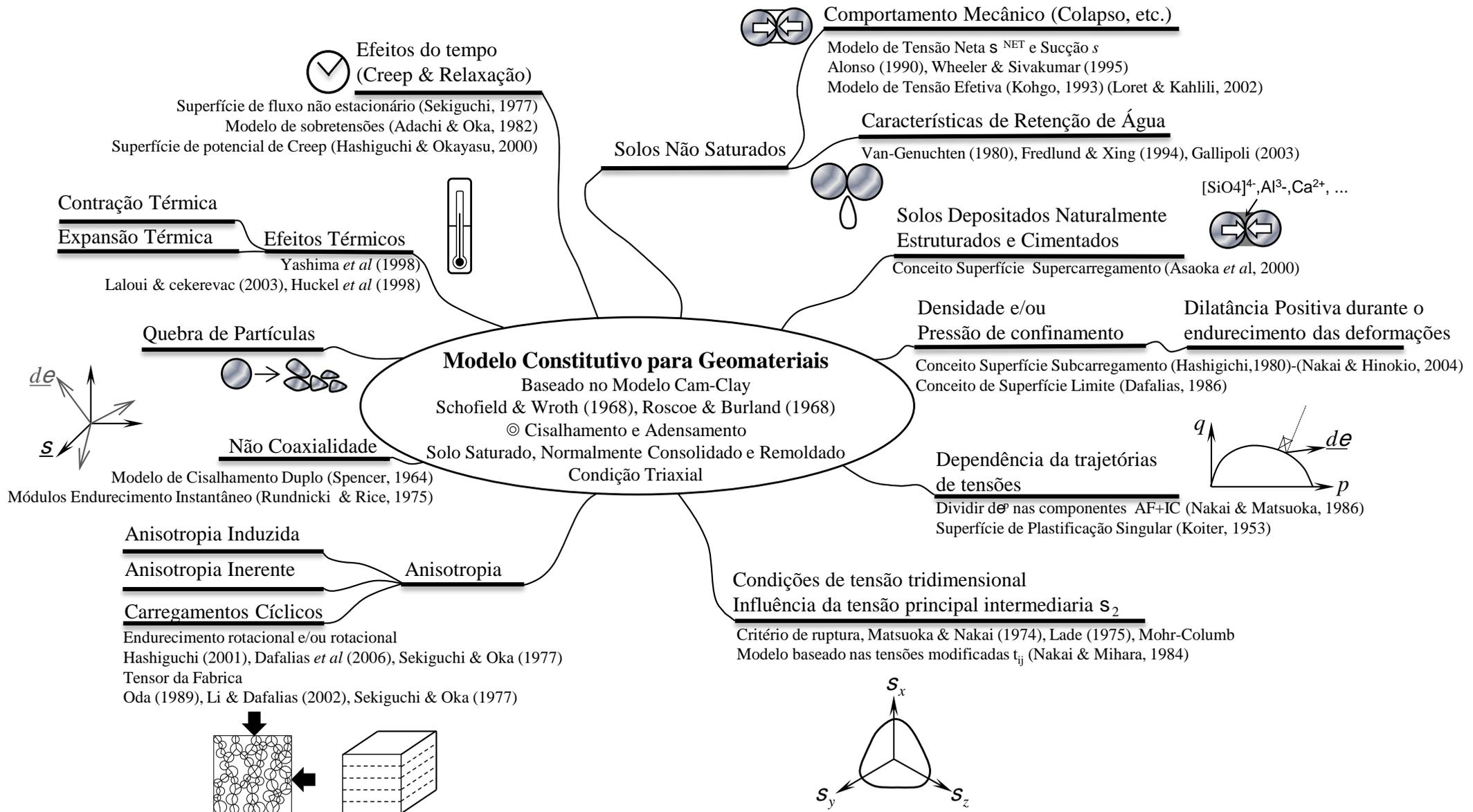


Figura 2.14 Algumas relações constitutivas para superar as limitações do modelo Cam-Clay (Kyokawa, 2010).

\* As referências presentes na figura encontram-se na referência citada.

Tabela 2.1 Capacidade dos modelos constitutivos (Modificado - Lade, 2005).

Tipo de Modelo	Modelo	Tipo de Solo			Amolecimento Drenado	Grandes inversões tensões	Carregamento Cíclico	Pressões poros realista	Comportamento 3D realista
		Areia	Argila	Cimentado					
Elástico	Lei de Hooke	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim, longe da ruptura
	Hiperbólico Duncan & Chang (1970)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim, longe da ruptura
Elastoplásticos Simples	Drucker-Prager Drucker & Prager (1952)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
	Cap de Drucker Drucker <i>et al.</i> (1957)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
	Dilatância de tensões Rowe (1962)	Sim	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não, unicamente para condições discretas
	Mohr-Coulomb Smith & Griffiths (1982), Brinkgreve & Vermeer (1997)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
	DiMaggio-Sandler Dimaggio & Sandler (1971) Sandler <i>et al.</i> (1976)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
	Plaxis-Soft Soil Brinkgreve & Vermeer (1997)	Não	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim
	Lade & Duncan Lade & Duncan (1975)	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Sim
	Cam-Clay Modificado Roscoe & Burland (1967)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Não	Não	Sim	Não
Estado Crítico	Elasto-ViscoPlástico Adachi & Oka (1982)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Não	Não	Sim	Sim
	Cam-Clay Estruturado Liu & Carter (2002)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Não	Não	Sim	Não
	Cam-Clay Anisotrópico Sekiguchi & Ohta (1977)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Não	Não	Sim	Sim
	Plasticidade Anisotrópica Dafalias <i>et al.</i> (2003)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Não	Não	Sim	Não
	Nord-Sand Jefferies (1993)	Sim	Sim	Não	Sim, para solos pré-adensadas	Não	Sim, não drenada	Sim	Sim
	SMP unificado Matsuoka <i>et al.</i> (1999)	Sim	Sim	Não	Sim, para solos pré-adensadas	Não	Não	Sim	Sim
	Conceito $t_{ij}$ Nakai & Matsuoka (1986), Nakai (1989)	Sim	Sim	Não	Sim, para solos pré-adensadas	Não	Não	Sim	Sim
	Darve Darve (1982)	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Não
Não Linear Incremental	Hiplástico Kolymbas (1991), Gudehus (1996), Bauer (1996)	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	Superfícies Múltiplas	Superfícies Aninhadas Iwan (1967), Mroz (1967), Prevost (1978)	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim
Plasticidade com Conjuntos Fuzzy Klisinski <i>et al.</i> (1987), Klisinski (1988)		Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Endurecimento Duplo	Lade Lade (1977)	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Não	Sim	Sim
	Plaxis Hardening Brinkgreve & Vermeer (1997)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
	Monot Molenkamp (1981), Griffiths <i>et al.</i> (1982), Hichs (2003)	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Superfície Limite	Dafalias Defalias <i>et al.</i> (1982), Kaliakin and Dafalias (1989)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Sim	Sim	Sim	Sim
	MIT-E3 Whittle (1993), Genendra & Potts (1995)	Não	Sim	Não	Sim, para argilas pré-adensadas	Sim	Sim	Sim	Sim
	MIT-S1 Pestana & Whittle (1999), Pestana (2002 a,b)	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Superfície de plastificação Única	Endurecimento Único Kim & Lade (1988), Lade & Kim (1988a), Lade & Kim (1988b)	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim, ver Lade & Inel (1997)	Sim	Sim	Sim
	Sinfonietta clássica Nova (1988), Nova <i>et al.</i> (2003)	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
	Estado Perturbado / Hierárquico Desai <i>et al.</i> (1986), Desai <i>et al.</i> (2001)	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim, requiere de ensaios 3D
	Plasticidade Generalizada Pastor <i>et al.</i> (1990), Ling & Liu (2003)	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim

\* As referências presentes na tabela encontram-se na referência citada.

### 3 MODELO DE SUBCARREGAMENTO

Este modelo é baseado em um novo esquema teórico, a partir do qual é possível representar importantes características comportamentais do solo, fundamentando-se na teoria da elastoplasticidade e no uso implícito do conceito da superfície de subcarregamento proposto por Hashiguchi (1980). Os principais efeitos que esse modelo pode considerar são a densidade, estrutura, taxa de deformação, temperatura e sucção (Nakai *et al.*, 2008; Nakai *et al.*, 2009a; Nakai *et al.*, 2009b; Shahin *et al.*, 2010; Kyokawa *et al.*, 2010; Kyokawa, 2010), como é ilustrado na Figura 3.1.

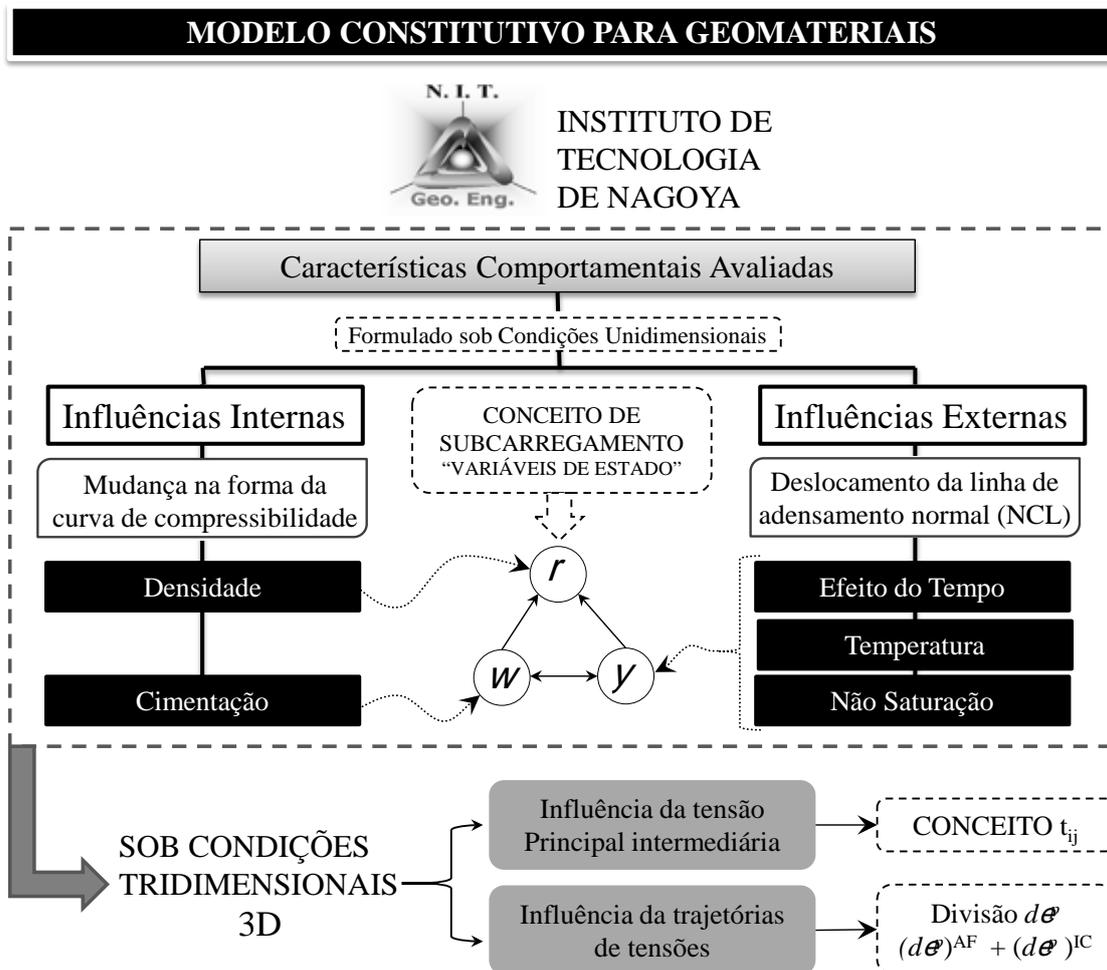


Figura 3.1 Modelo constitutivo para geomateriais do Instituto Tecnológico de Nagoya (NIT).

Esta nova abordagem é formulada sob condições unidimensionais, com base na relação tensão efetiva ( $s$ ) versus índice de vazios ( $e$ ), para facilitar o entendimento do comportamento elastoplástico do solo, podendo considerar os diferentes efeitos que interferem. A Figura 3.1 apresenta a concepção do modelo, ilustrando que esse pode ser dividido em duas partes. A primeira com relação às influências internas (densidade e cimentação) que modificam a forma

da curva de compressibilidade e a segunda com relação aos efeitos externos (taxa de deformação, temperatura e não saturação) que deslocam a linha normalmente adensada (NCL – Normally Consolidated Line). As variáveis internas que representam essas características são do tipo deformação, sendo possível a combinação destas para representar vários aspectos ao mesmo tempo.

Nakai *et al.* (2009b) mostra como formular todos os aspectos concebidos sob condições unidimensionais, para um estado tridimensional. Este objetivo é alcançado mediante o uso do conceito do tensor modificado  $t_{ij}$  (Nakai & Mihara, 1984) e das hipóteses de decomposição aditiva do incremento de deformação plástica (Nakai & Matsuoka, 1986), para ter em conta a influência da tensão principal intermediária e da trajetória de tensão nas características de resistência e deformabilidade do solo, respectivamente.

O modelo normalmente utilizado para descrever a relação entre índice de vazios ( $e$ ) e tensões normais efetivas ( $s$ ) em uma argila normalmente adensada, em escala logarítmica natural, é mostrado na Figura 3.2. Nessa, ilustra-se a mudança no índice de vazios com o estado de tensões, variando o ponto inicial I ( $e_o, s_o$ )= $(e_{No}, s_o)$  para o ponto final P ( $e, s$ )= $(e_N, s)$ , com  $e=e_o+d(-e)$  e  $s=s_o+ds$ . O sub-índice “N” indica que o ponto está sobre a reta normalmente adensada (NCL). A inclinação  $\lambda$  da reta de compressão virgem (NCL) e a inclinação  $k$  da reta de descarregamento-recarregamento denotam os índices de compressão e expansão, respectivamente. Para essas condições, a formulação da variação plástica do índice de vazios com o acréscimo de tensões no espaço unidimensional, baseado na Figura 3.2, é dada por:

$$(-De)^p = (-De) - (-De)^e = (I - k) \ln \frac{s}{s_0} \quad (3.1)$$

A seguir definem-se as funções F e H para denotar os termos da variação da tensão e do índice de vazios plástico como:

$$F = (I - k) \ln \frac{s}{s_0} \quad (3.2)$$

$$H = (-De)^p \quad (3.3)$$

Considerando que a variável de endurecimento do tipo deformações é a variação plástica no índice de vazio,  $(-De)^p$ , a função de plastificação ( $f$ ) para o solo pode ser expressa da seguinte forma:

$$f = F - H \quad (3.4)$$

aplicando a condição de consistência ( $df = 0$ ), obtém-se:

$$df = dF - dH = (1 - k) \frac{ds}{s} - d(-e)^p = 0 \quad (3.5)$$

assim,

$$d(-e)^p = (1 - k) \frac{ds}{s} \quad (3.6)$$

Portanto, adicionando a componente elástica, mediante o uso da hipótese da decomposição aditiva das deformações, o incremento total da variação no índice de vazios é representado por:

$$d(-e) = d(-e)^p + d(-e)^e = \left( \frac{1-k}{\lambda} + k \right) \frac{ds}{s} \quad (3.7)$$

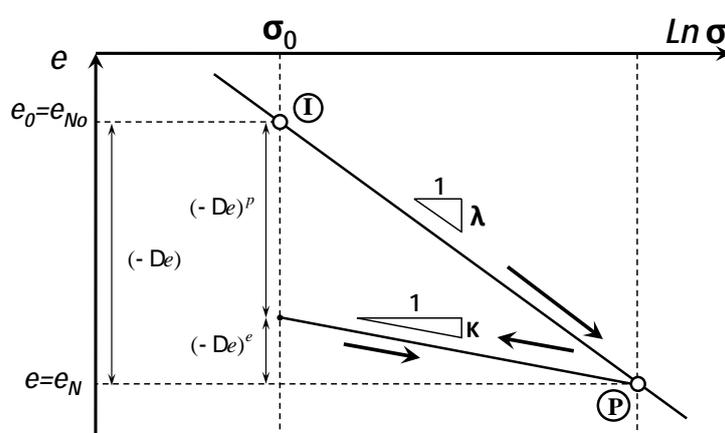


Figura 3.2 Mudança de índice de vazios para uma argila normalmente adensada.

Nos itens a seguir mostram-se como são levadas em consideração as influências internas e externas que modificam o comportamento do solo, apresentado as variáveis de estado acrescentadas, o significado físico e as leis de evolução para cada uma delas.

### 3.1 INFLUÊNCIAS INTERNAS

As influências internas do material, tais como densidade e estrutura (cimentação), tornam o material mais ou menos rígido, obtendo assim comportamentos mecânicos diferentes dependendo das condições iniciais. Do ponto de vista da compressibilidade, seja no ensaio unidimensional (oedométrico) ou no de compressão isotrópica, obtém-se mudanças na forma da curva  $e-\ln s$ . Para o caso do efeito da densidade é observado experimentalmente que, para materiais pré-adensados (densos), a transição entre o comportamento elástico e elastoplástico é dada de uma forma suave (ver Figura 3.3), sem concordar com o modelo bi-linear assumido convencionalmente (ver Figura 3.2). Dessa forma, conclui-se que existem deformações plásticas no material para condições anteriores ao alcance da linha de adensamento normal.

Por outro lado, o efeito da cimentação gera um aumento da rigidez, mesmo em estados nos quais o índice de vazios do material estruturado (cimentado) é maior que o mesmo material normalmente adensado. Esse efeito desaparece com o aumento do nível de tensões na medida em que a cimentação começa a ser destruída até voltar na linha NCL do material normalmente adensado, como é observado na Figura 3.4. Solos como a argila porosa de Brasília podem existir em um estado mais fofo do que quando desestruturado e, com o passar do tempo, exibir uma maior rigidez devido à cimentação.

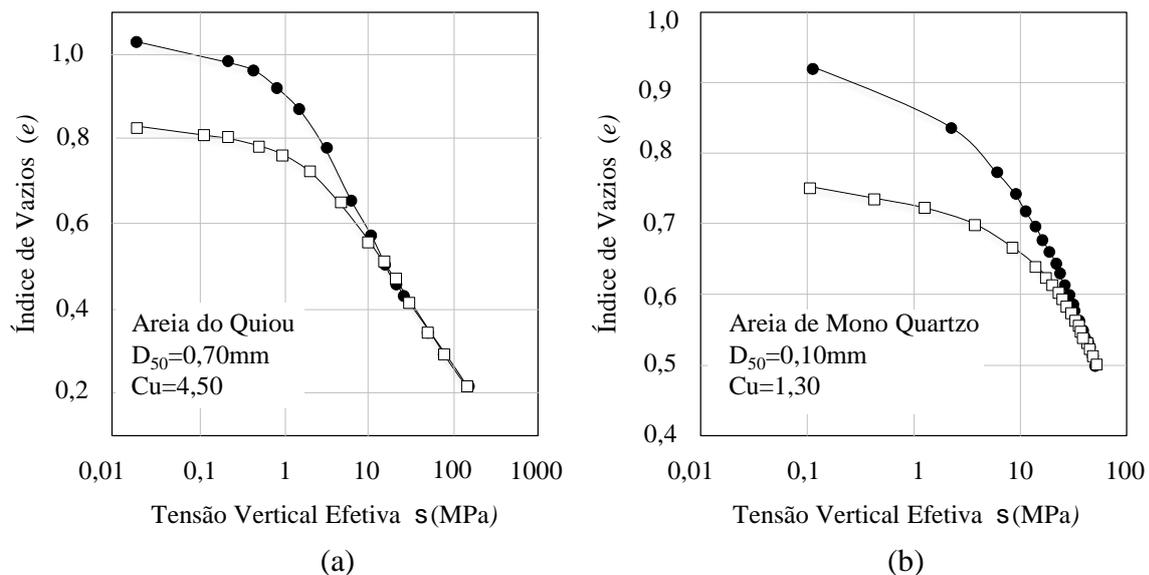


Figura 3.3 Curvas de compressão unidimensional: (a) areia de Quiou; (b) areia de Monoquartzo (Mesri & Vardhanabhuti, 2009).

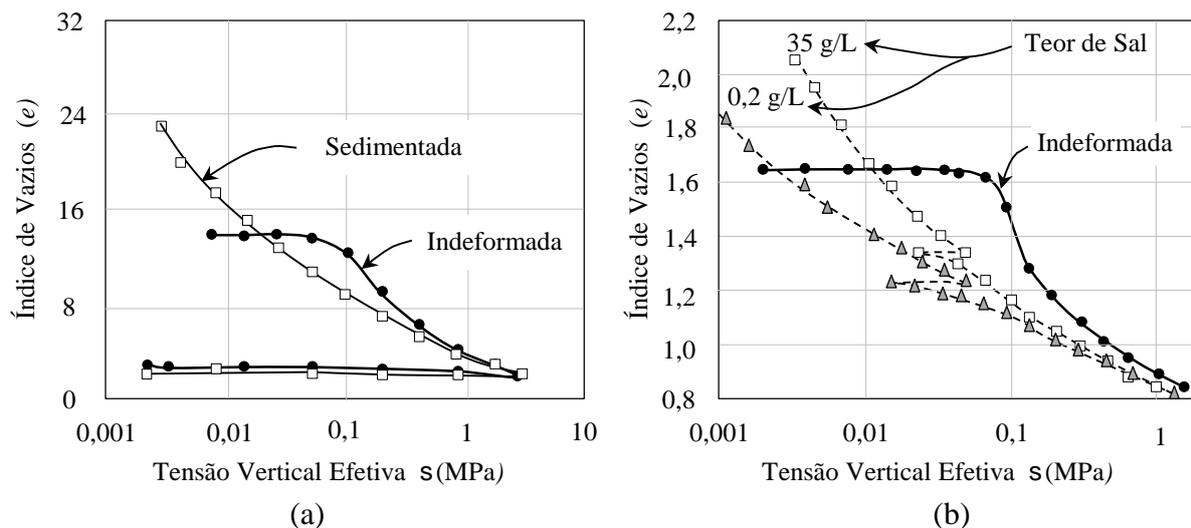


Figura 3.4 Curvas de compressão unidimensional para amostras indeformadas de argila mole e amostras desestruturadas no laboratório: (a) argila da cidade de Mexico; (b) argila de Grande Baleine (Leroueil e Vaughan, 1990).

### 3.1.1 DENSIDADE

Para a avaliação do efeito da densidade, no modelo do NIT é introduzida uma nova variável interna de estado ( $r$ ) que representa a influência da densidade (ou do pré-adensamento) do solo. Esta variável representa a diferença entre o índice de vazios ( $e$ ) do solo no estado atual pré-adensado e o índice de vazios  $e_N$  (ver Figura 3.5), correspondente à mesma tensão, caso o solo fosse normalmente adensado (sobre a linha NCL). Essa nova variável  $r$  é, portanto, adimensional e tem o significado físico de um acréscimo relativo de índice de vazios em relação a condição desestruturada e em um estado normalmente adensado, acréscimo esse devido ao pré-adensamento, a carregamentos cíclicos ou a processos geológicos. Um valor nulo de  $r$  significa que o material está normalmente adensado e um valor elevado de  $r$  informa que o material se encontra em uma situação muito mais densa (menor índice de vazios), que estaria se fosse um material desestruturado normalmente adensado, sob as mesmas condições de tensão. Dessa forma a variável  $r$  inclui o efeito da densificação devido ao pré-adensamento.

Na Figura 3.5 mostra-se como é a mudança do índice de vazios do estado inicial I ( $e_o, s_o$ ) para o ponto final P ( $e, s$ ), com  $e = e_o + d(-e)$  e  $s = s_o + ds$  em um solo pré-adensado. Quando as tensões passam de  $s_o$  para  $s$ , a mudança do índice de vazios plástico  $(-De)^p$  é obtida baseada na Figura 3.5, como:

$$(-De)^p = (-De) - (-De)^e = (e_{N0} - e_N) - (r_o - r) - (-De)^e = l \ln \frac{s}{s_o} - (r_o - r) - k \ln \frac{s}{s_o} \quad (3.8)$$

em que  $(-De)^e$  é a mudança do índice de vazios elásticos. Desta equação, a função de plastificação ( $f$ ) para o solo pode ser expressa da seguinte forma:

$$f = F - eH + (r_o - r) = 0 \quad (3.9)$$

Sendo  $F = (l - k) \ln(s / s_o)$  e  $H = (-De)^p$ , os termos da variação da tensão e do índice de vazios plástico, respectivamente. Aplicando a condição de consistência ( $df = 0$ ) na Equação (3.9), obtém-se:

$$df = dF - [dH - dr] = (l - k) \frac{ds}{s} - \{d(-e)^p - dr\} \quad (3.10)$$

A variável interna  $r$  precisa de uma “lei de evolução” (ou endurecimento). O grupo do NIT sugere que a variação ( $dr$ ) seja proporcional à variação de índice de vazios plástico,  $d(-e)^p$ , e também proporcional ao estado de densidade atual ( $r$ ), por meio de uma função  $G(r)$ . Matematicamente escreve-se:

$$dr = -G(r).d(-e)^p \quad (3.11)$$

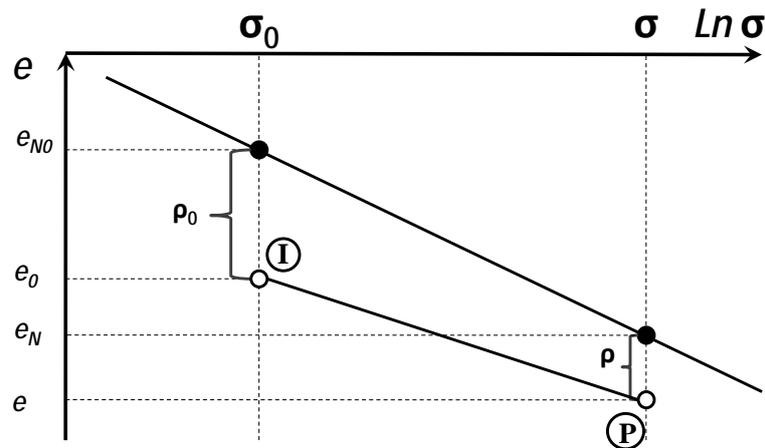


Figura 3.5 Mudança da relação de vazios para um solo com o estado de tensões.

Substituindo a lei de evolução de  $r$  na Equação (3.11) e adicionando a componente elástica, a mudança total do índice de vazios para as condições pré-adensadas é dada por:

$$d(-e) = \frac{\alpha}{C} \frac{1 - \kappa}{1 + G(r)} + k \frac{\ddot{o}ds}{\dot{o} s} \quad (3.12)$$

A função  $G(r)$  deve ser monotonicamente crescente e deve atender à condição de que  $G(0)=0$ , de forma que a evolução de  $r$  cessa quando o solo se torna novamente normalmente adensado, isto é, quando o estado de tensão atinge a linha NCL. Nakai *et al.* (2009b) sugerem uma função simples do tipo linear,  $G(r)=a \cdot r$ , sendo  $a$  o único parâmetro adicional do modelo (ver Figura 3.6). Esse parâmetro controla a taxa de decaimento da variável  $r$  à medida que o material se torna normalmente consolidado (quando  $r$  se anula).

O valor da função  $G(r)$  pode ser interpretado como um aumento relativo na rigidez plástica do material em relação à que este apresentaria caso fosse normalmente adensado. De fato, escrevendo-se a Equação (3.12) em termos de deformações volumétrica (dividindo por  $1+e_0$ ), obtém-se:

$$de_v = \left[ C^p + C^e \right] ds, \text{ com } C^p = \frac{1 - \kappa}{(1 + G(r))(1 + e_0)s}; C^e = \frac{k}{(1 + e_0)s} \quad (3.13)$$

O termo  $C^p$  na Equação (3.13) corresponde à compressibilidade plástica e fica exatamente igual à expressão utilizada no modelo Cam Clay, quando  $G(r)=0$  e se substitui a tensão  $s$  pela tensão média  $p$ . O inverso de  $C^p$  é a medida de rigidez plástica e  $G(r)$  representa o aumento nesta quantidade quando o solo fica pré-adensado (Zuluaga & Farias, 2011).

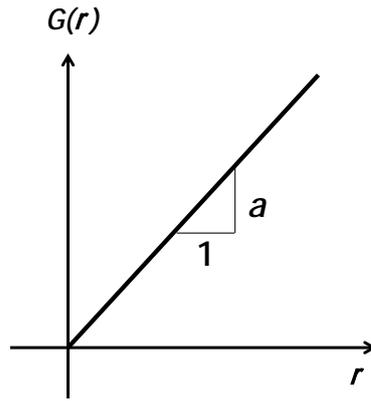


Figura 3.6 Função  $G(r)$  da lei de evolução da variável interna  $r$ .

### 3.1.2 CIMENTAÇÃO

Aumentos de rigidez em solos estruturados devido a efeitos de cimentação (“bonding”) e a degradação desta com o nível de tensões podem ser simulados de forma similar ao exposto anteriormente por meio da inclusão de uma nova variável de estado ( $w$ ), que pode ser interpretada como uma “densidade imaginária” adquirida por tal efeito.

Na Figura 3.7 mostra-se a mudança do índice de vazios do estado inicial  $I(e_o, s_o)$  para o ponto final  $P(e, s)$ , com  $e = e_o + d(-e)$  e  $s = s_o + ds$  em um solo estruturado (cimentado), quando as tensões passam de  $s_o$  para  $s$ . Observando-se que a variável de estado ( $r$ ) pode tornar-se negativa para solos estruturados, tem-se assim um comportamento mais rígido que o de um solo normalmente adensado.

De forma similar ao feito anteriormente, a função de plastificação ( $f$ ) para o solo estruturado pode ser expressa da seguinte forma:

$$f = F - \frac{d}{s} H + (r_o - r) \frac{d}{s} = 0 \quad (3.14)$$

Aplicando a condição de consistência ( $df = 0$ ) na Equação (3.14), obtém-se:

$$df = dF - \left[ dH - dr \right] = (1 - k) \frac{ds}{s} - \left\{ d(-e)^p - dr \right\} \quad (3.15)$$

Considera-se que a lei de evolução de  $r$  com o desenvolvimento de deformações plásticas é determinada não unicamente pela densidade real ( $r$ ), mas também pela densidade imaginária ( $w$ ) devida ao efeito da estrutura. Assim, na regra de evolução de  $r$  deve ser usada a função  $G(r)$  em adição com uma função  $Q(w)$ , a qual descreve a evolução da variável  $w$  com as deformações plásticas e satisfaz a condição de  $Q(0)=0$ . Matematicamente escreve-se:

$$dr = - \frac{d}{s} G(r) + Q(w) \frac{d}{s} d(-e)^p \quad (3.16)$$

De uma maneira simples, a lei de evolução de  $w$  é igualmente dada pela mesma função  $Q(w)$ , a qual deve diminuir monotonicamente com o desenvolvimento das deformações plásticas, como:

$$dw = -Q(w).d(-e)^p \quad (3.17)$$

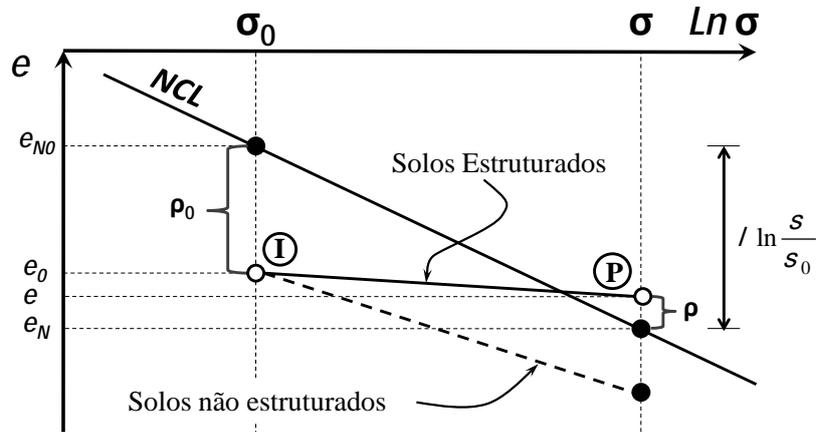


Figura 3.7 Mudança da relação de vazios para um solo estruturado.

Substituindo a Equação (3.16) em (3.15) e adicionando a componente elástica, a mudança total do índice de vazios é dada por:

$$d(-e) = \frac{\alpha}{c} \frac{l - \kappa}{1 + G(r) + Q(w)} + k \frac{\ddot{o}ds}{\phi s} \quad (3.18)$$

A evolução do aumento da rigidez proporcionada pela cimentação fica representada pela função  $Q(w)$ . Em termos volumétricos pode-se expressar a compressibilidade plástica de uma forma similar ao apresentado na Equação 3.13, como:

$$C^p = \frac{l - \kappa}{(1 + G(r) + Q(w))(1 + e_o) s} \quad (3.19)$$

A lei de evolução para  $G(r)$  no caso de um material cimentado é dada de forma similar ao apresentado no efeito da densidade, sendo considerada também a região negativa ( $r < 0$ ); para  $Q(w)$  é assumida uma função linear simples  $Q(w) = b.w$ , considerando unicamente os valores positivos. A forma de ambas as funções é apresentada na Figura 3.8.

A curva de compressibilidade de um solo estruturado pode ser dividida em 3 regiões de acordo com a influência das variáveis internas no comportamento (ver Figura 3.9). Na primeira região ambas variáveis de estado ( $r, w$ ) são positivas, aumentando significativamente a rigidez. Na segunda fase a variável  $r$  torna-se negativa, decrescendo sua contribuição na rigidez, enquanto  $w$  continua positivo e predominante no comportamento da rigidez. Por

último, o comportamento começa ser dominado pela variável  $r$ , que assume valores negativos, diminuindo a rigidez adquirida pela cimentação até atingir a NCL.

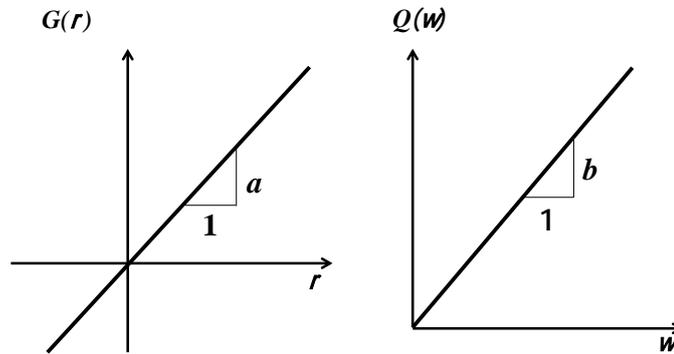


Figura 3.8 Funções  $G(r)$  e  $Q(w)$  para as leis de evolução das variáveis de estado  $r$  e  $w$ .

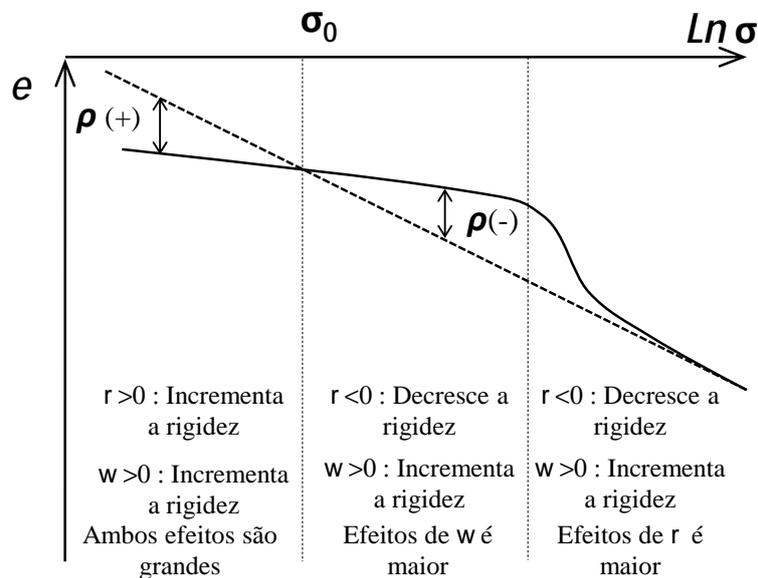


Figura 3.9 Influência das magnitudes das variáveis de estado no comportamento do solo estruturado.

### 3.2 INFLUÊNCIAS EXTERNAS

Influências externas ao material tais como taxa de deformação, temperatura e não saturação geram mudanças no comportamento que devem ser consideradas nas análises. No caso da compressibilidade unidimensional (ou isotrópica, para o caso triaxial), o efeito gerado está relacionado com o deslocamento da linha NCL, como pode ser constatado de experiências laboratoriais para geomateriais. Na Figura 3.10 observa-se que este deslocamento: (a) é descendente com o aumento da temperatura; (b) é ascendente com o aumento da sucção. No

caso do efeito do tempo é observado que, com o aumento da taxa de deformação a linha NCL é deslocada de forma ascendente (ver Figura 3.11).

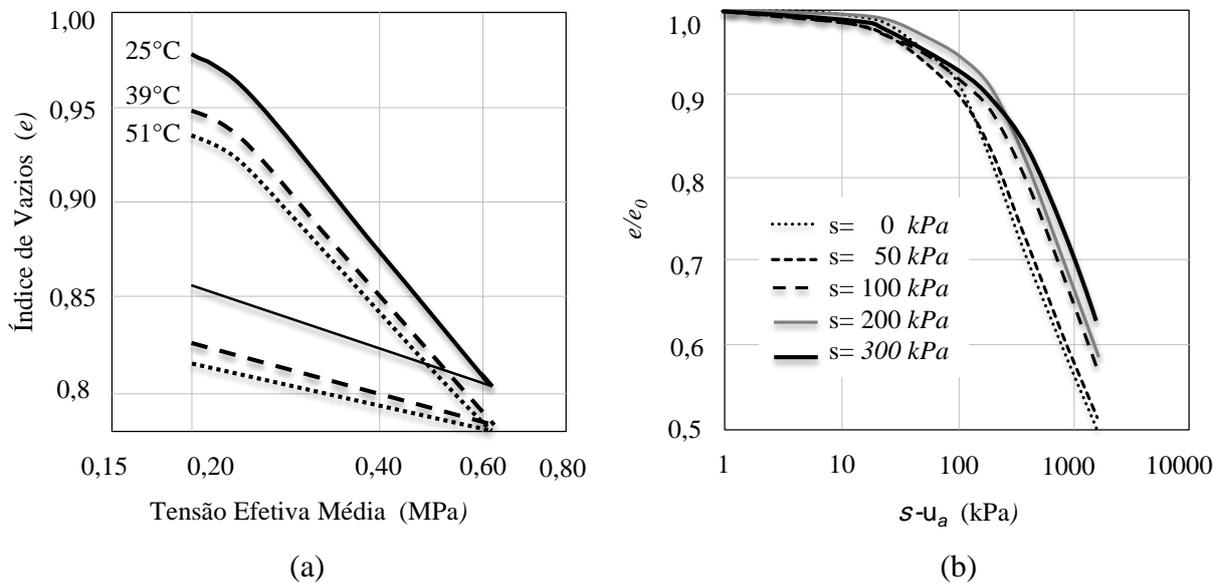


Figura 3.10 (a) Compressão isotrópica de uma ilita remodelada com controle de temperatura (Campanella & Mitchell, 1968 apud François, 2008); (b) ensaio edométrico com controle de sucção para solo coluvionar laterítico (Benatti, 2010).

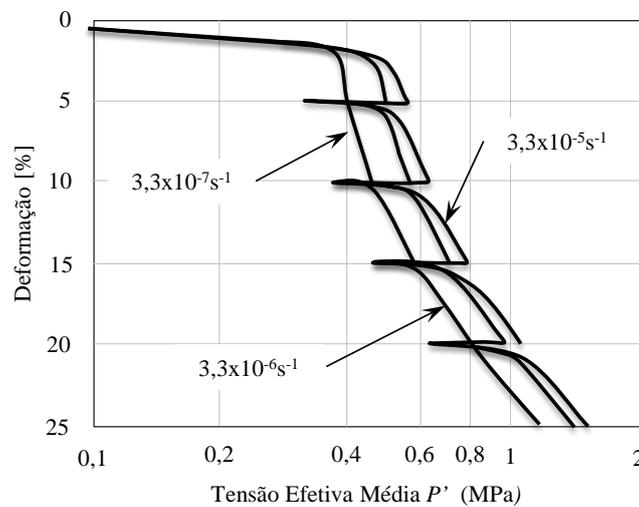


Figura 3.11 Comparação dos resultados de diferentes ensaios de relaxação de tensões para diferentes taxas de deformação (Tanaka *et al.*, 2006).

Todos estes efeitos podem ser avaliados de um modo simples mediante a inclusão de uma nova variável de estado ( $\gamma$ ), que está relacionada com o deslocamento da linha de adensamento normal (NCL).

Na Figura 3.12 é ilustrada de forma geral a mudança do índice de vazios para um solo que está sendo influenciado por algum fator externo, mostrando a alteração do estado inicial I

$(e_o, s_o)$  para o estado final P  $(e, s)$ , podendo ser obtida uma expressão para a mudança do índice de vazios, como:

$$(-De)^p = (-De) - (-De)^e = \frac{e}{e_o} (e_{N0} - e_N) - (r_o - r) - (y_o - y) - (-De)^e$$

$$= (l - k) \ln \frac{s}{s_o} - (r_o - r) - (y_o - y) - k \ln \frac{s}{s_o} \quad (3.20)$$

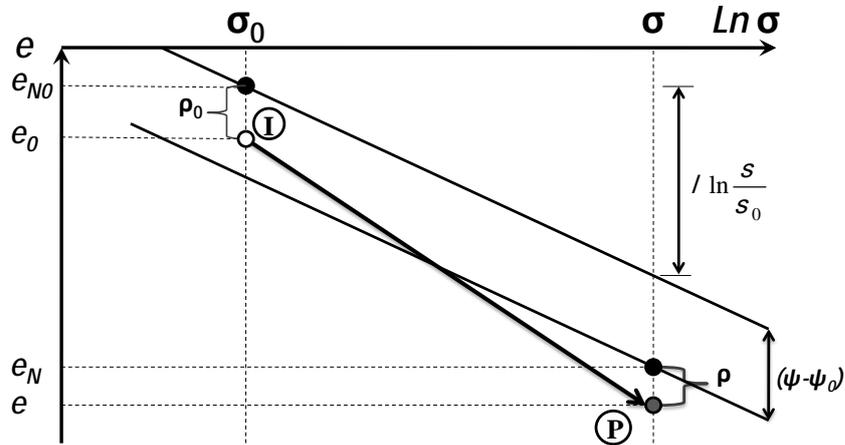


Figura 3.12 Mudança da relação de vazios para um solo influenciado por fatores externos.

Da Equação (3.20), a função de plastificação ( $f$ ) para o solo pode ser expressa da seguinte forma:

$$f = F - \frac{e}{e_o} H + (r_o - r) - (y_o - y) - (-De)^e = 0 \quad (3.21)$$

Sendo  $F = (l - k) \ln(s/s_o)$  e  $H = (-De)^p$  os termos da variação da tensão e do índice de vazios plástico, respectivamente. Aplicando a condição de consistência ( $df = 0$ ) na Equação (3.21), obtém-se:

$$df = dF - [dH - dr - dy] = (l - k) \frac{ds}{s} - \left\{ d(-e)^p - dr - dy \right\} = 0 \quad (3.22)$$

Substituindo a lei de evolução de  $r$ , que considera só o efeito da densidade, e adicionando a componente elástica, a mudança total do índice de vazios, de uma forma geral, para solos afetados por qualquer fator externos é dada por:

$$d(-e) = \frac{\alpha}{\zeta} \frac{l - \kappa}{1 + G(r)} + k \frac{\ddot{o} ds}{\varnothing s} + \frac{\alpha}{\zeta} \frac{1}{1 + G(r)} \frac{\ddot{o} dy}{\varnothing} \quad (3.23)$$

considerando o efeito da cimentação,

$$d(-e) = \frac{\alpha}{\zeta} \frac{l - \kappa}{1 + G(r) + Q(w)} + k \frac{\ddot{o} ds}{\varnothing s} + \frac{\alpha}{\zeta} \frac{1}{1 + G(r) + Q(w)} \frac{\ddot{o} dy}{\varnothing} \quad (3.24)$$

na qual  $y$  é a variável interna que inclui a influência de fatores externos, sendo função da temperatura ( $T$ ), a taxa de deformação, o tempo ( $t$ ), o grau de saturação ( $S_r$ ) e qualquer tipo de efeito a avaliar. O incremento  $dy$  é dado como  $dy = (\partial y / \partial t) dt$  (tempo),  $dy = (\partial y / \partial T) dT$  (temperatura),  $dy = (\partial y / \partial S_r) dS_r$  (não saturação) e de forma similar para qualquer efeito.

### 3.2.1 INFLUÊNCIA DO TEMPO

Para introduzir o efeito do tempo no comportamento do solo, parte-se do fato de que a reta de adensamento normal (NCL) se desloca devido à taxa de deformação e à mudança linear do índice de vazios contra o tempo em escala logarítmica ( $\ln t$ ) sob condições de *creep*, como é observado na Figura 3.13. Em outras palavras, a mudança de volume devido ao *creep* é uma alteração direta da variação da localização da reta NCL. Portanto, a mudança do índice de vazios devido ao *creep*  $(-De)^{pt}$  estabelece o deslocamento da NCL mediante a seguinte expressão:

$$y - y_0 = (-De)^{pt} = I_a \ln \frac{t}{t_0} \quad (3.25)$$

Onde  $I_a$  é coeficiente de compressão secundária do material. A derivada em relação ao tempo de  $(-De)^{pt}$  é dada por:

$$(-De)^{pt} = \frac{\partial y}{\partial t} = I_a \frac{1}{t} \quad (3.26)$$

Podendo expressar o tempo como:

$$t = I_a \frac{1}{(-De)^{pt}} \quad (3.27)$$

Assim a Equação (3.25) pode ser escrita como:

$$y - y_0 = -I_a \ln \frac{(-e)_0^p}{(-e)^p} \quad (3.28)$$

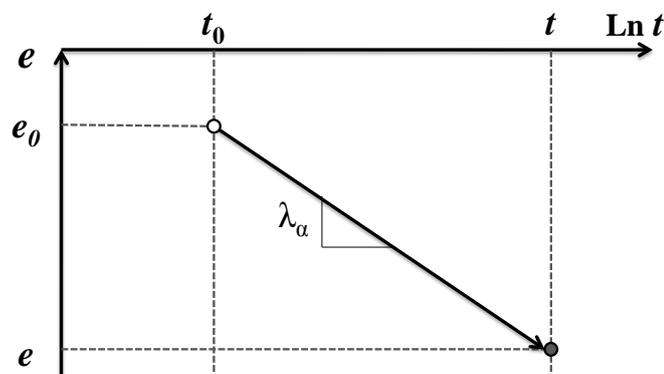


Figura 3.13 Características do *creep* de uma argila normalmente adensada.

O incremento  $dy$  é expresso como:

$$d(-e) = \frac{(1 - \kappa) \frac{dS}{S} + dy}{1 + G(r) + Q(w)} + k \frac{dS}{S} = \frac{(1 - \kappa) \frac{dS}{S} + (-\dot{\epsilon})^{pt} dt}{1 + G(r) + Q(w)} + k \frac{dS}{S} \quad (3.29)$$

Onde  $(-\dot{\epsilon})^{pt}$  é a taxa de deformação (em termo da relação de vazios) com relação ao tempo. Para efeitos do cálculo é utilizada a taxa do passo imediatamente anterior,  $(-\dot{\epsilon})^{pt*}$ . O erro causado mediante esta aproximação é insignificante, devido aos incrementos de cada passo serem muito pequenos, causando uma correção automática do erro no passo seguinte.

### 3.2.2 OUTRAS INFLUÊNCIAS

Para a avaliação de outras influências externas deve-se estabelecer qual é a variável que representa o fenômeno e que gera deslocamento da reta NCL, para assim definir a variável  $y$ , de forma similar ao feito no item anterior.

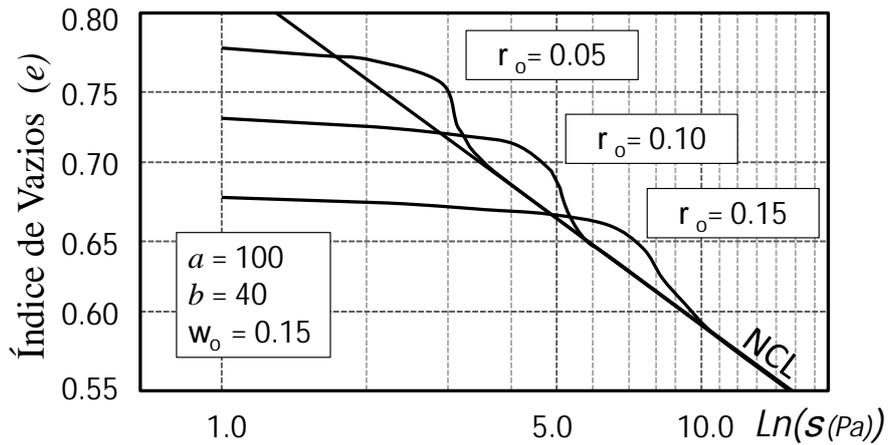
Para o caso da não saturação, Kiokawa *et al.* (2010) propõe uma função  $y=l(I-S_r)$ , proporcional à variação do grau de saturação do solo ( $S_r$ ), utilizando um parâmetro de proporcionalidade  $l$ , que depende do material. Por outra parte, uma proposta para avaliar o efeito da temperatura é proposto por Kiokawa (2010), propondo que  $y= (I_T - k_T)(T-20)$ , onde  $I_T$  e  $k_T$  são os coeficientes de contração e expansão térmicos do solo, respectivamente.

### 3.3 VALIDAÇÕES PRÉVIAS

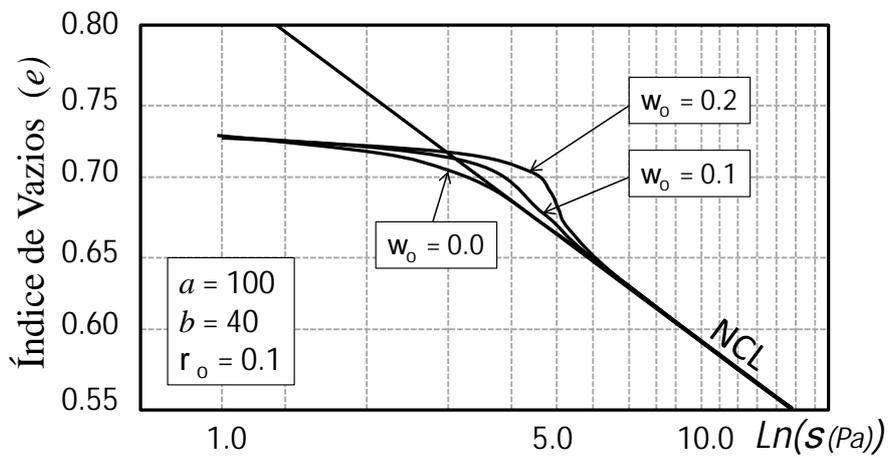
As validações do modelo proposto feitas até agora são quase sempre teóricas, mas elas coincidem com resultados encontrados na literatura de comportamentos dos solos. Os resultados concordam em termos gerais qualitativamente com observações experimentais.

Alguns desses resultados teóricos são mostrados na Figura 3.14, mostrando-se uma análise paramétrica do modelo com a consideração das influências da densidade (pré-adensamento) e a estrutura (cimentação). O efeito da mudança das condições iniciais de índice de vazios ( $r_0$ ) é mostrado na Figura 3.14-a, indicando um aumento na rigidez. Por outra parte, é visto a afetação da cimentação inicial ( $w_0$ ) e do parâmetro de controle da degradação desta com o nível de tensões ( $b$ ) mediante a Figura 3.14 (b) e (c) respectivamente.

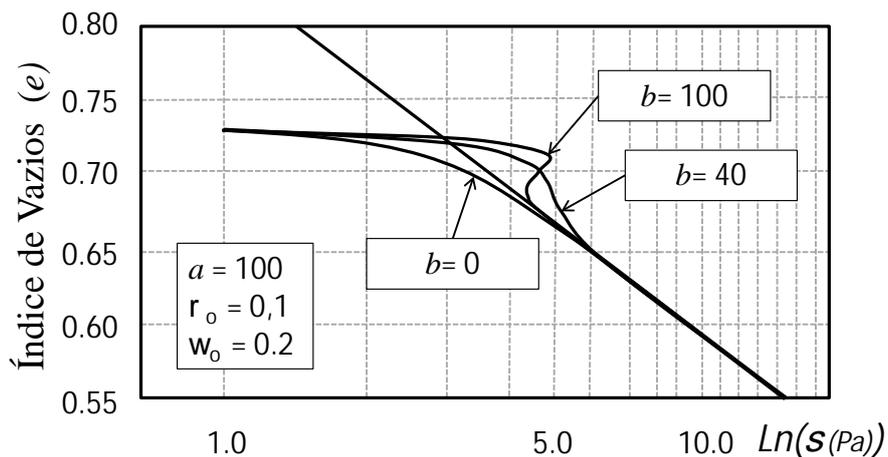
Na Figura 3.15 podem ser vistas simulações para uma argila pré-adensada (a) e uma argila estruturada (b) considerando diferentes taxas de deformações, utilizando parâmetros da argila Fujinomori do Japão, feita por Shahin *et al.* (2010). Deve-se destacar que mediante esta abordagem constitutiva pode-se incluir ao mesmo tempo várias características dos solos.



(a)

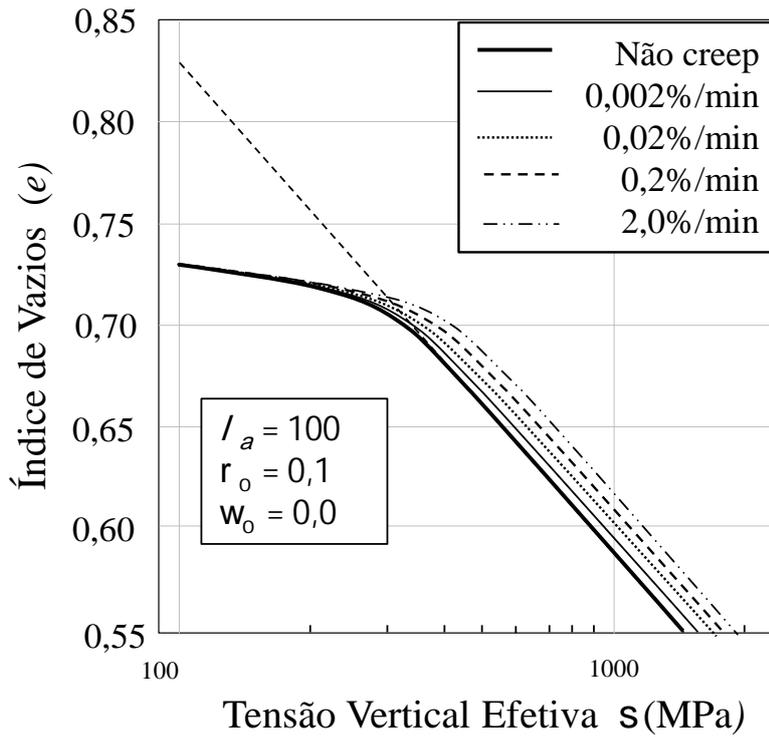


(b)

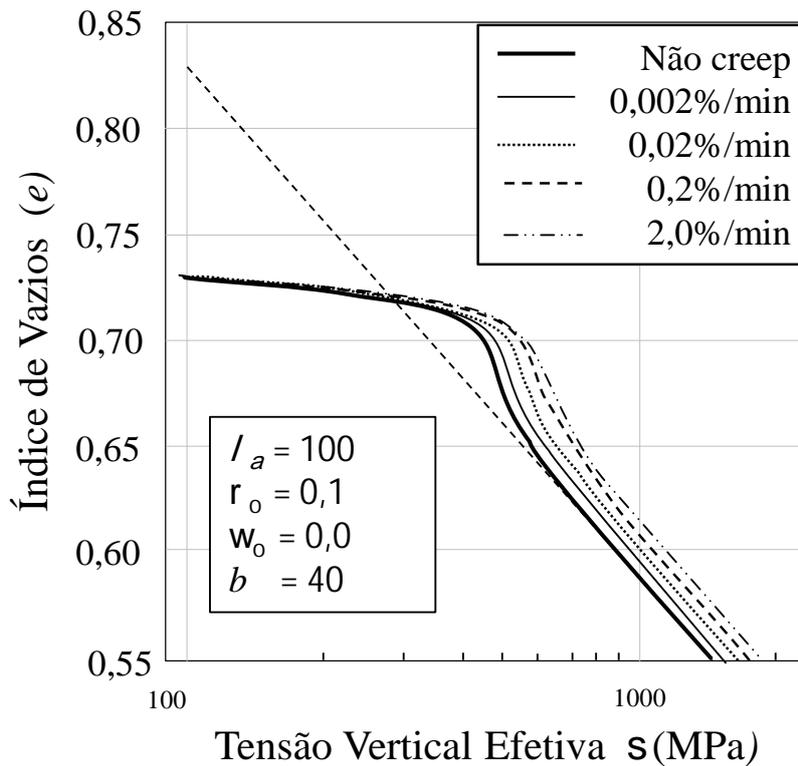


(c)

Figura 3.14 Análise paramétrica para solos pré-adensados e cimentados, mostrando o efeito da densidade inicial (a), a cimentação inicial (b) e o parâmetro de degradação da cimentação (c). (Nakai *et al.* 2009a)



(a)



(b)

Figura 3.15 Efeito da taxa de deformação para uma argila pré-adensada (a) e uma argila estruturada (b). (Shahin *et al*, 2010)

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritas as principais informações sobre as avaliações experimentais feitas para o entendimento do comportamento à compressão unidimensional de geomateriais sobre diferentes condições de densidade e cimentação. Em uma primeira parte são apresentados os materiais utilizados, mostrando as principais características físicas, químicas e mecânicas; destacando o uso de materiais artificiais para simular diferentes condições no laboratório, tendo assim um maior controle das variáveis envolvidas. Posteriormente são expostas as diferentes metodologias para a preparação de amostras sobre as diferentes condições. Por último, é descrito o ensaio de compressão unidimensional, apresentando suas características e limitações.

### 4.1 MATERIAIS

#### 4.1.1 ESFERAS DE VIDRO

Nos ensaios foram utilizadas microesferas de vidro para simular o solo, visando ter um melhor entendimento do modelo constitutivo, por tratar-se de um material “bem comportado”. É importante ressaltar que o diâmetro das partículas é suficientemente pequeno para não introduzir efeitos de escala no ensaio de compressão unidimensional. As microesferas utilizadas foram do tipo AH e AA, segundo classificação da empresa fornecedora (Potters Industrial Ltda.), compostas por vidro do tipo soda cal sem nenhuma sílica livre. Algumas propriedades típicas deste tipo de material são apresentadas Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Propriedades padrões das microesferas de vidro.

Propriedade	Valor
Gravidade Específica	2,5
Índice de Refração	1,51
Ferro livre (% max)	0,1
Módulo de Young (GPa)	68,95
Dureza (Mohs)	6,0
Resistência à compressão (MPa)	96-248
Coefficiente de Atrito	0,9-1,0
Ponto de amolecimento (°C)	704

Para caracterização do material foram feitos ensaios de granulometria (NBR 7181/84), índice de vazios máximo e mínimo (MB 3324/90, MB 3388/91) e massa específica aparente (NBR 10838/88), sendo classificadas, segundo o tamanho, com a classificação ABNT. Os

resultados da caracterização das microesferas são mostrados na Tabela 4.2 e a curva granulométrica é mostrada na Figura 4.1 Curva Granulométrica das microesferas.

Tabela 4.2 Propriedades físicas das microesferas

Propriedade	Valor	
Tipo de esferas <i>Potters</i>	AA	AH
Massa Específica Máxima ( $\rho_{\max}$ )	1,58 g/cm <sup>3</sup>	1,54 g/cm <sup>3</sup>
Massa Específica Mínimo ( $\rho_{\min}$ )	1,50 g/cm <sup>3</sup>	1,36 g/cm <sup>3</sup>
Índice de Vazios Máximo $e_{\max}$	0,75	0,84
Índice de Vazios Mínimo $e_{\min}$	0,64	0,63
Massa Específica dos grãos $G_s$	2,53	2,51
Esfericidade (% min)	70	80
Coefficiente de Uniformidade ( $C_u$ )	1,60	1,47
Coefficiente de Curvatura ( $C_c$ )	0,95	1,02
Diâmetro Médio ( $D_{50}$ )	0,45	0,063
Numero das Peneiras	30-70	170-325
Fração ABNT	Areia média	Fino Granular Areia Fina

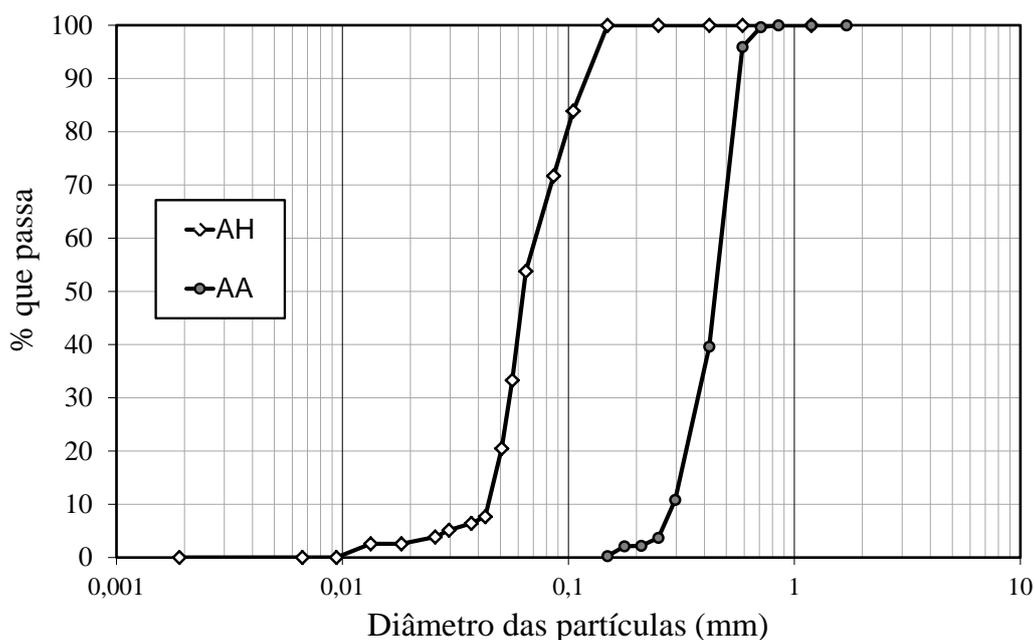


Figura 4.1 Curva Granulométrica das microesferas.

Na Figura 4.2 mostram-se imagens das microesferas de vidro obtidas mediante um microscópio de alta resolução para ampliações de 200 e 400 vezes, observando-se as características de uniformidade e esfericidade.

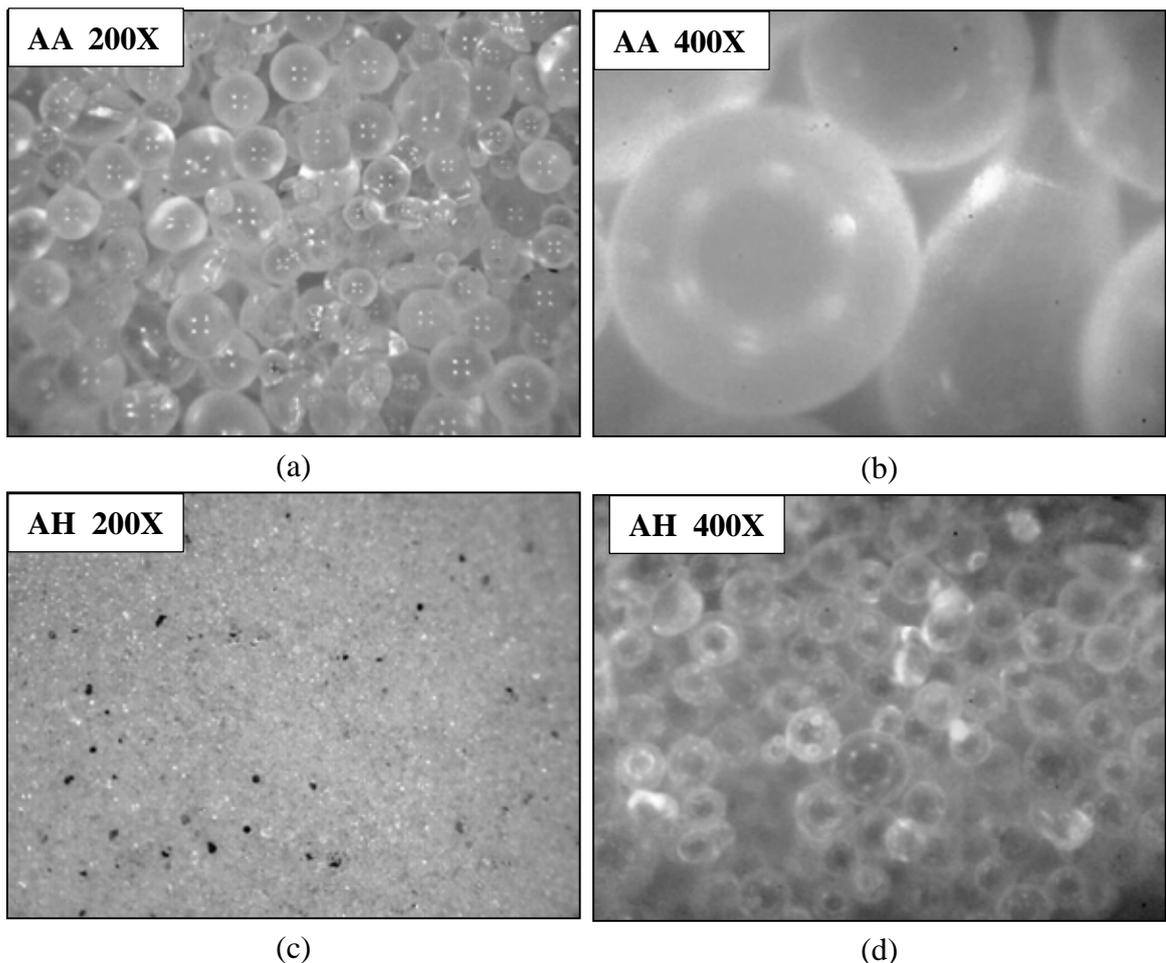


Figura 4.2 Microesferas de vidro.

#### 4.1.2 AGENTES CIMENTANTES

Entre os comportamentos que se pretendem avaliar na presente pesquisa encontra-se o efeito da estrutura, típica de solos residuais, e do tempo, gerada em materiais tais como argilas. Para isso foram aplicados dois produtos cimentantes na geração das amostras no laboratório, o primeiro corresponde a uma resina epóxi, e o segundo a um cimento asfáltico de petróleo (CAP), simulando uma estrutura frágil e dúctil, respectivamente. A seguir serão descritos os agentes cimentantes utilizados, suas características e a utilização na simulação de efeitos reais de geomateriais.

##### EPÓXI

Este material é um adesivo estrutural de elevada resistência mecânica que possui características de endurecimento rápido, tendo diferentes aplicações dentro da indústria da construção. Uma aplicação encontrada normalmente em pesquisa de geotecnia é o emprego como material aglomerante na fabricação de pedras porosas artificiais, utilizadas em ensaios laboratoriais (Gomes, 2007). Nesta pesquisa, esse material foi utilizado para simular as condições de solos

cimentados, mediante a mistura epóxi-microesferas, sendo avaliado o efeito da cimentação no comportamento de compressão unidimensional para diferentes quantidades de cimentantes mantendo constante a velocidade de deformação aplicada.

O tipo de resina epóxi empregada na confecção de corpos de prova cimentados é o Sikadur 32 fornecido pela empresa SIKA, mostrado na Figura 4.3, composta por uma componente A (endurecedor) e por uma componente B (resina). Esse material vem pré-dosado, devendo-se inicialmente efetuar a homogeneização dos componentes A e B, em separado. Posteriormente, é feita a mistura de ambos em sua totalidade, sendo agitada manualmente durante 5 min, até obter uma cor uniforme, tomando-se o cuidado para não elevar excessivamente a temperatura da mistura, tornando a resina pronta para a utilização. As características técnicas fornecidas pelo fabricante da resina Sikadur 32 são mostradas na Tabela 4.3. Destaca-se a relação de mistura das componentes A:B que por recomendação da empresa deve ser 2:1, a qual foi respeitada nessa pesquisa.



Figura 4.3 Cimentante epóxi SIKADUR 32.

Tabela 4.3 Dados técnicos da resina epóxi Sikadur 32.

Características	Especificação
Relação de Mistura, em peso	(A:B)=2:1
Vida útil da mistura (Pot-life)	35 min (20°C /50% UR)
Massa específica	1,43 g/cm <sup>3</sup>
Cura inicial	5 horas
Cura final	7 dias
Temperatura de aplicação	+10°C a 30°C
Resistencia à compressão	60 MPa após 24h (20°C /50% UR)

## **LIGANTE ASFALTO**

O cimento asfáltico de petróleo (CAP) utilizado nesta pesquisa é proveniente da refinaria da Petrobrás em Betim/MG, disponibilizados pela Centro-Oeste Asfaltos (Brasília/DF). Esse material é classificado como do tipo CAP 50/70, devido a suas condições de penetração, as quais estão na faixa de 50 a 70 décimos de mm a uma temperatura ambiente de 25°C. As características típicas usadas para descrever o comportamento desse tipo de material foram estudadas por Souza (2010), e são apresentadas na Tabela 2.1. Nessa pesquisa, esse material foi utilizado para avaliar o efeito da velocidade de deformação aplicada, mediante a mistura asfalto-microesferas, sendo avaliado o efeito da cimentação asfáltica no comportamento de compressão unidimensional para diferentes quantidades de cimentantes e diferentes velocidades de deformação.

Tabela 4.4 Especificações do cimento asfáltico de trabalho (Souza, 2010).

<b>Características</b>	<b>Unidades</b>	<b>Limites (ANP N°19/2005)</b>	<b>CAP trabalho</b>
Penetração, 100g 5s, 25°C	0,1mm	50-70	55
Ponto de amolecimento, min	°C	46	46
Viscosidade BrookFiel			
a 135°C, Sc21,20 rpm, min	cP	274	385
a 150°C, Sc21,20 rpm, min	cP	112	165
a 175°C, Sc21,20 rpm, min	cP	57 - 285	60
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	-	1,07
Índice de susceptibilidade térmica	-	(-1,5 a +0,7)	-2,0
Ponto de fulgor, min.	°C	235	382
Recuperação elástica	%	-	9,8
Ductibilidade, 25°C, mínimo	cm	60	>100
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163°C, 85min			
Variação em massa, max	%	0,5	0,26
Ductibilidade, 25°C, mínimo	CM	20	>100
Aumento do ponto amolecimento, max	°C	8	2
Penetração retida, mín.	%	55	67

## **4.2 PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS**

Para a avaliação dos diferentes efeitos a serem validados nessa pesquisa foi feita uma campanha de ensaios de laboratório para amostras sob diferentes condições. Os procedimentos para a obtenção dos corpos de prova dependeram das características dos elementos envolvidos na sua obtenção, e os quais são explicados em itens posteriores.

Na hora de serem confeccionadas as amostras, foram considerados três condicionantes delimitantes do processo de execução e dos materiais empregados. O primeiro refere-se à relação entre o diâmetro do corpo de prova e o maior diâmetro das partículas, a qual deve ser suficientemente grande para garantir as condições da mecânica do meio contínuo de avaliação do comportamento macroscópico do material, já que se essa fosse pequena seria avaliado desempenho da partícula. Para as microesferas utilizadas, essa condição é garantida com o uso de um cilindro de diâmetro interno de 25mm, obtendo assim valores para a relação maiores que 40 (Marsal & Resendiz, 1975). Na Figura 4.4 é mostrado o molde de trabalho utilizado, com suas respectivas dimensões, destacando-se que é garantida as deformações laterais nulas mediante uma parede grossa de 10mm.

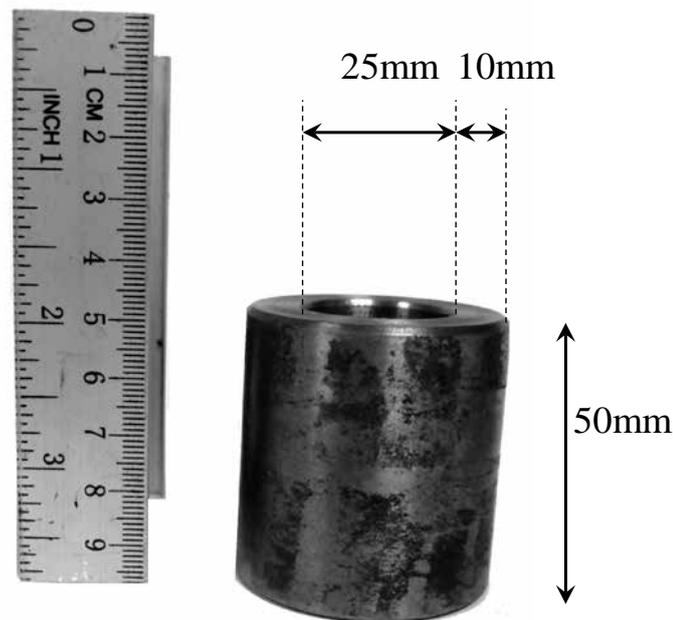


Figura 4.4 Molde típico para a confecção dos corpos de prova.

O segundo condicionante é a tensão aplicada ao material, a qual deve garantir que a curva de compressibilidade alcance o trecho de compressão normal (linha NCL). Para materiais similares ao utilizado na pesquisa é observado experimentalmente que os níveis de tensão são da ordem de 50MPa a 100MPa, como é apresentado por Mesri & Vardhanabhuti (2009) para diferentes tipos de materiais granulares. Para o diâmetro do molde de trabalho e a capacidade da célula de carga do equipamento de trabalho (50kN) a condição é satisfeita podendo aplicar tensões até 80 MPa.

Por último, deve-se evitar ao máximo o atrito lateral gerado nas paredes do corpo de prova, para garantir as condições de deformação unidimensionais. Este fenômeno é normalmente tratado no caso de solos coesivos mediante o uso de corpos de provas com

relação de diâmetro/altura maiores a 2,5 (ASTM International, 2006). No trabalho foi estabelecida uma relação diâmetro/altura igual a 0,5 para garantir deformações perceptíveis às medições devido ao material de trabalho ser microesferas de vidro. No entanto, o problema foi minimizado utilizando lubrificante nas paredes do cilindro e filmes de plástico. Os procedimentos de minimização do atrito lateral depende de cada tipo de amostra, os quais serão explicados com detalhe nos itens referentes ao processo de execução dos corpos de prova. A seguir são descritos os procedimentos utilizados para cada uns dos tipos de amostras feitas.

#### 4.2.1 AMOSTRAS NÃO CIMENTADAS

Este tipo de amostras buscou simular condições no laboratório que proporcionaram um melhor entendimento do comportamento de materiais com a influência da densidade (pré-adensamento por vibração). Para isso foram feitos corpos de prova constituídos unicamente por microesferas de vidro sobre diferentes condições iniciais de compactidade.

Para evitar o atrito lateral das paredes das amostras foram colocadas duas camadas de vaselina e plástico intercaladas entre si, entre a parede do cilindro e as microesferas, como é detalhado na Figura 4.5. O plástico utilizado foi o mais fino possível sem perder a trabalhabilidade, de modo a quantidade de ar entre o plástico e parede fosse mínima. Deve ser destacado que, por se tratar de corpos de prova unicamente de microesferas, o cilindro que servia como molde era o mesmo utilizado na execução do ensaio.

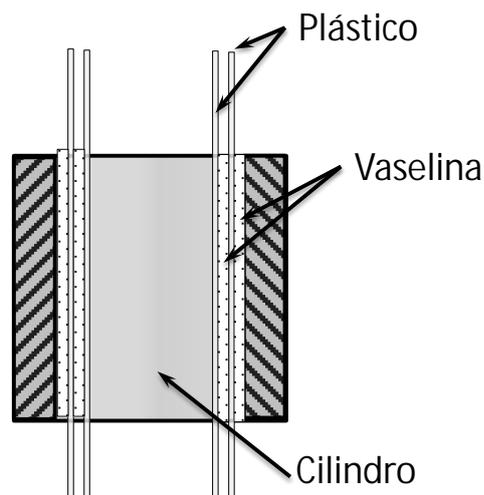


Figura 4.5 Sistema para a diminuição do atrito lateral em amostras não cimentadas.

Outra peculiaridade para esse tipo de amostras foi a obtenção da compactidade inicial desejada, a qual foi obtida mediante vibração, sendo realizado por tentativa e erro, já que as

dimensões do cilindro dificultaram a geração de um procedimento padrão dependente do tempo de vibração. A obtenção de diferentes índices de vazios iniciais ao longo do intervalo de variação, mediante o uso do cilindro típico de trabalho, teve grandes dificuldades, optando-se pelo uso de um cilindro de 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Dessa forma, foram utilizados os resultados do cilindro grande para estudar as diferentes condições iniciais e o cilindro pequeno para traçar adequadamente a linha de compressão normal (NCL). Para ambos cilindros os processos de fabricação das amostras e de realização do ensaio foram iguais.

O processo para a preparação das amostras se descreve com detalhe mediante os seguintes passos:

- 1) Colocar duas camadas de vaselina e plástico intercaladas entre si, ver Figura 4.6-a;
- 2) Cortar os extremos dos plásticos longitudinalmente em várias secções, de modo que facilite a fixação das pontas resultantes no cilindro mediante o uso de algum tipo de fita adesiva. Durante fixação a entrada de ar entre a parede do cilindro e os plásticos deve ser evitada ao máximo. Um esquema do processo é mostrado na Figura 4.6-b;
- 3) Ao cilindro do passo anterior é superposto outro cilindro, sendo fixados os dois mediante um sistema mecânico. Depois é feita a deposição das microesferas mediante um funil até atingir a metade da altura do cilindro superior, de forma que o processo de enchimento leve ao material ao estado mais fofo possível (Figura 4.6-c);
- 4) Colocar um sobrepeso maciço no interior do cilindro superior, o qual deve possuir o mesmo diâmetro que o cilindro. Logo é levado à mesa vibratória do ensaio de índice de vazios mínimo, sendo deixado pelo tempo suficiente para atingir o índice de vazios desejado, ver Figura 4.6-d;
- 5) Tendo o nível de densificação desejado, é retirado o cilindro superior e posteriormente o sobrepeso. A seguir, o material excedente é rasado com ajuda com uma régua de aço biselada. Para um melhor entendimento ver a Figura 4.6-e;
- 6) Assim o corpo de prova estaria pronto para a execução do ensaio, como mostra a Figura 4.7. A seguir, medem-se os dados iniciais do corpo de prova, tais como peso, dimensões etc.

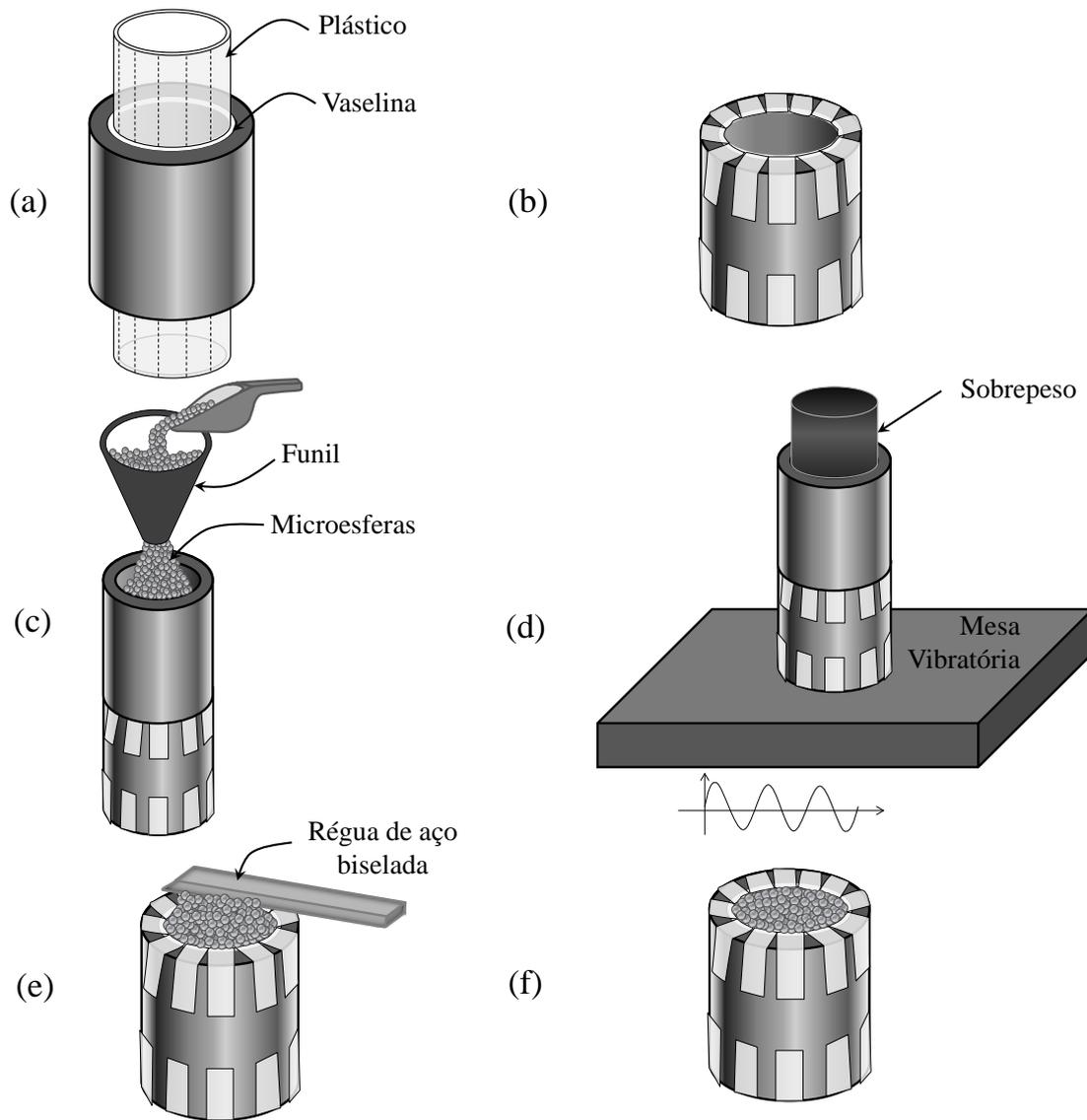


Figura 4.6 Processo de preparação de amostras não cimentadas.

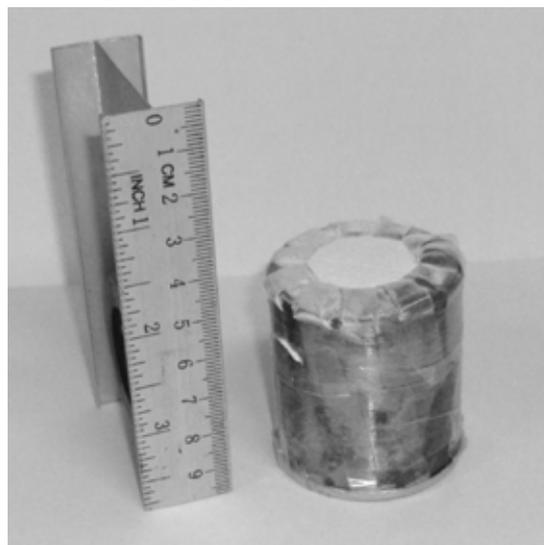


Figura 4.7 Corpo de prova de microesferas não cimentadas.

## 4.2.2 AMOSTRAS CIMENTADAS COM EPÓXI

O efeito da estrutura, observado numa grande gama de solos naturais e rochas brandas, como em solos artificialmente cimentados, foi simulado mediante a mistura de microesferas com cimento epóxi. O procedimento de fabricação envolveu, de forma resumida, a preparação do aglomerante (epóxi), sua aplicação às microesferas e o repouso dos corpos de prova recém-moldados por um tempo de cura.

Os passos do processo para a preparação das amostras são descritos com detalhe a seguir:

- 1) Colocar as componentes do cimento epóxi numa cápsula de porcelana (Figura 4.8-a), segundo o nível de cimentação planejado na dosagem, conservando a relação de mistura das componentes A:B recomendada pela empresa fornecedora de 2:1;
- 2) Misturar as duas componentes em sua totalidade (Figura 4.8-b), agitando manualmente durante 5 min, até obter uma cor uniforme, quando a resina estará pronta para sua utilização. Deve-se ter cuidado para não elevar excessivamente a temperatura da mistura;
- 3) Colocar a quantidade de microesferas pré-estabelecida na dosagem (Figura 4.8-c).
- 4) Homogeneizar a mistura microesferas-epóxi (Figura 4.8-d) mediante um processo de agitação;
- 5) A preparação do molde do corpo de prova, consistente em colocar nas paredes internas do cilindro uma camada de vaselina e um papel manteiga, que funcionam como antiaderente, como pode ser observado na Figura 4.8-e. Deve-se ressaltar que foram utilizados cilindros de PVC com as mesmas dimensões para agilizar a confecção dos corpos de prova;
- 6) Enchimento do corpo de prova com a mistura e sua compactação, processo dividido em três fases:
  - a) Colocar material até a metade do cilindro, compactando-o mediante a imposição de uma sobrecarga (~190g) por um minuto, sem impor nenhum tipo de pressão adicional (Figura 4.8-g-h);
  - b) Colocar material até a totalidade do cilindro, impondo posteriormente a sobrecarga por um minuto, sem aplicar nenhum tipo de pressão adicional (Figura 4.8-i-j);
  - c) Colocar 1cm de material excedente no cilindro, impondo uma sobrecarga por um minuto, sem aplicar nenhum tipo de pressão adicional, culminando com o rasamento da superfície (Figura 4.8-k-l);

- 7) Cura do corpo de prova por 48 horas;
- 8) Extrair o corpo de prova do cilindro de PVC (Figura 4.8-m). Na Figura 4.9 mostra-se uma imagem de uma amostra de microesferas cimentada com epóxi.
- 9) Recobrir o corpo de prova com filme plástico (Figura 4.8-n);
- 10) Lubricar as paredes do cilindro de aço com vaselina e colocar o corpo de prova recoberto com o filme plástico dentro desse (Figura 4.8-o-p). Assim, o corpo de prova estará pronto para a execução do ensaio.

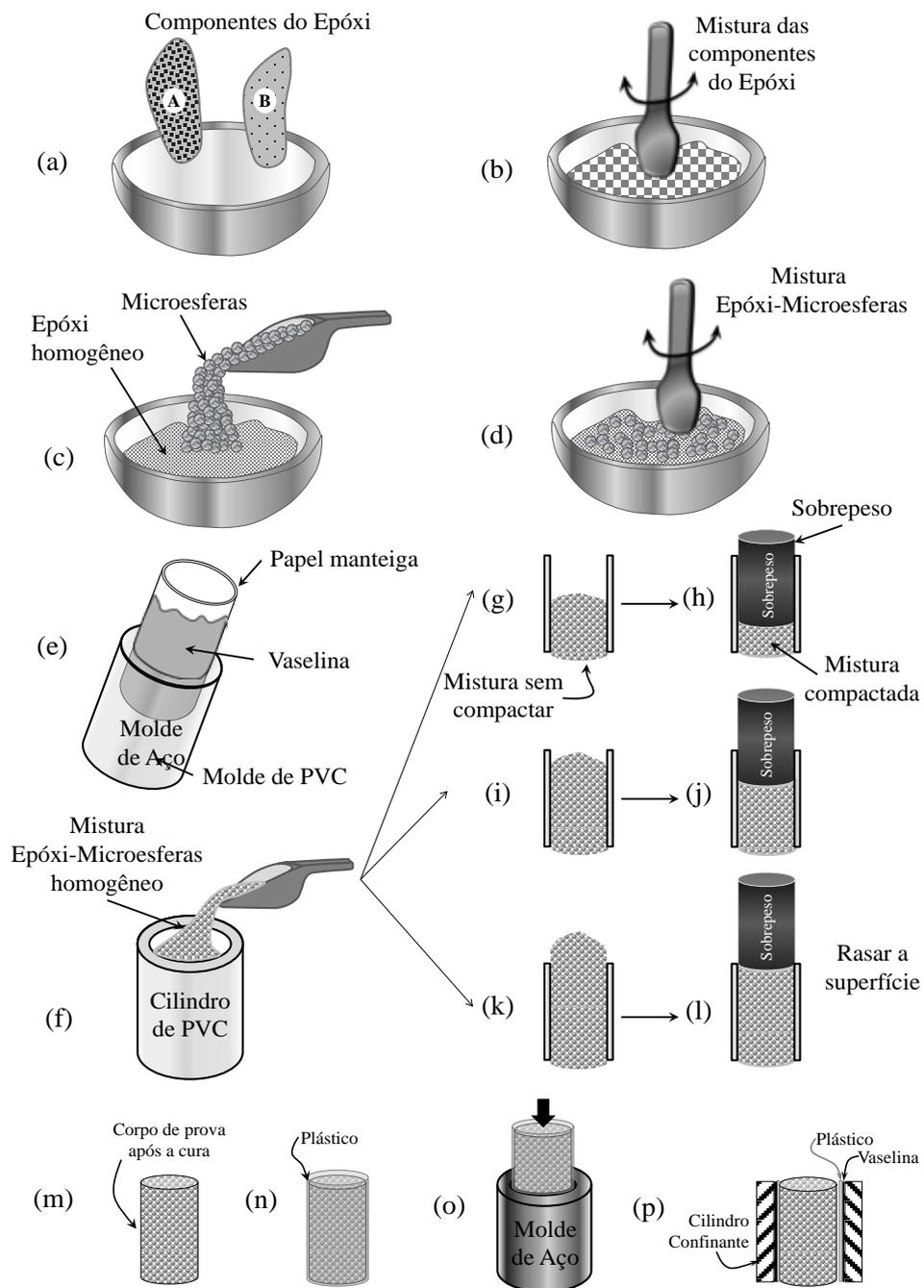


Figura 4.8 Processo de confecção dos corpos de prova cimentados com epóxi.



Figura 4.9 Corpo de prova de microesferas cimentadas com epóxi.

### 4.2.3 AMOSTRAS CIMENTADAS COM ASFALTO

Para a simulação de comportamento dependente do tempo, observado principalmente em solos argilosos e misturas asfálticas, foram confeccionadas amostras de microesferas-asfalto, tendo como principal foco a avaliação da influência da velocidade de deformação, garantida pela componente viscosa do asfalto.

Os passos do processo para a preparação das amostras são descritos com detalhe a seguir:

- 1) Pesar as esferas de acordo com as proporções estabelecidas;
- 2) Esquentar os materiais na estufa de acordo com o especificado em asfaltos para as misturas de areia asfalto (DNIT 032/2005). As temperaturas são:
  - a) 160°C - 165°C para as microesferas, os aparelhos e o molde;
  - b) 150°C - 155°C para o asfalto.
- 3) Retirar as microesferas da estufa e colocá-las num recipiente à mesma temperatura.
- 4) Colocar o recipiente numa balança e zerar para logo colocar a quantidade de asfalto desejada (Figura 4.10-a);
- 5) Levantar o recipiente a um fogão de prancha quente e misturar até recobrir todas as esferas com asfalto de uma forma uniforme (Figura 4.10-b), a temperatura de mistura é de 140°C;
- 6) A preparação do molde de aço do corpo de prova, consistente em colocar nas paredes internas do cilindro uma camada de vaselina e um papel manteiga, que funcionam como antiaderente, como pode ser observado na Figura 4.10-c;

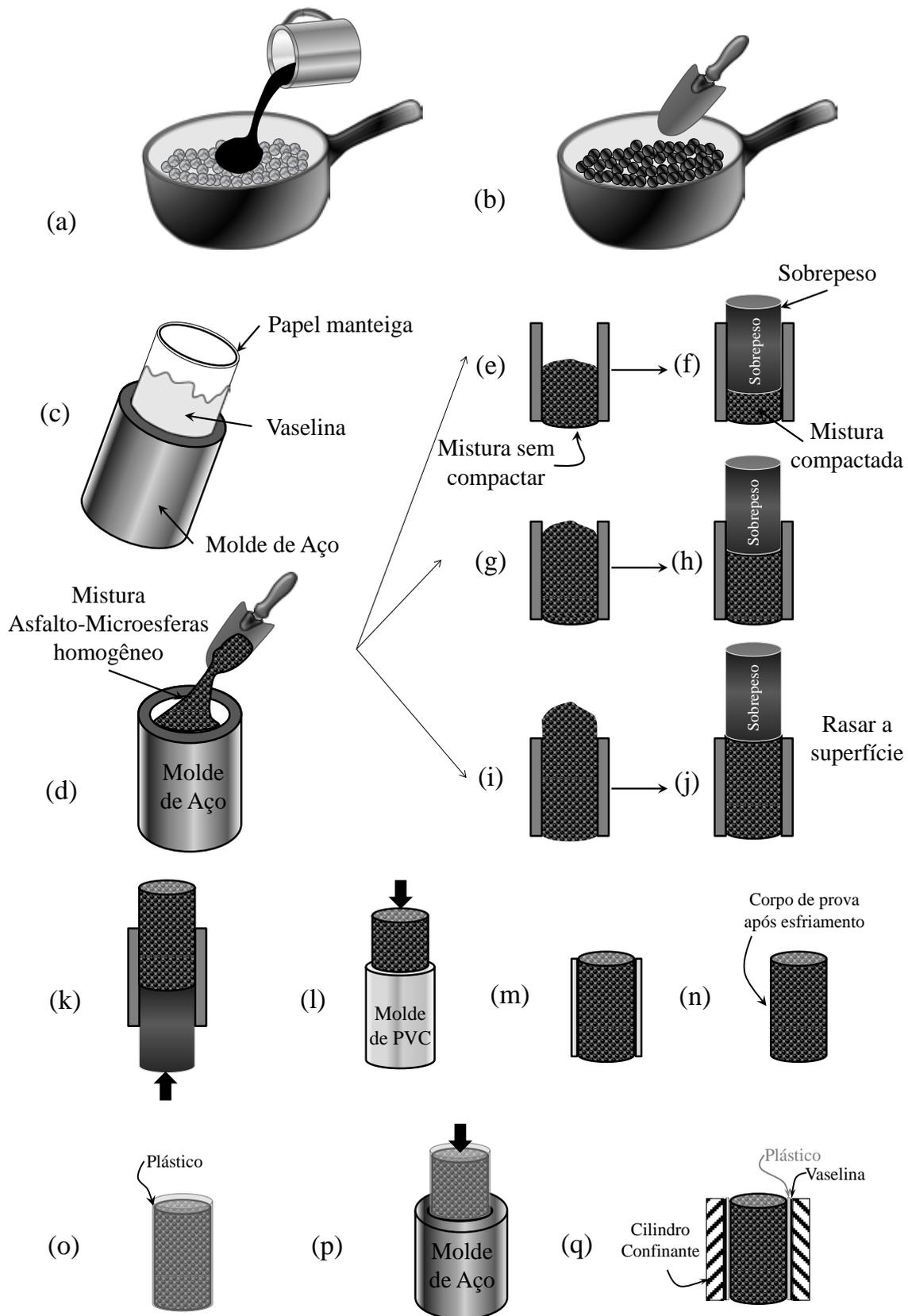


Figura 4.10 Processo para a confecção dos corpos de prova cimentados com epóxi.

7) Enchimento do corpo de prova com a mistura e sua compactação, feita a uma temperatura de 120°C, na qual o material pode ser compactado com uma boa

homogeneidade e com um índice de vazios intermediário. O processo é dividido em três fases:

- a) Colocar material até a metade do cilindro, compactando-o mediante a imposição de uma sobrecarga (~190g) por um minuto, sem impor nenhum tipo de pressão adicional (Figura 4.10-e-f). A sobrecarga se encontra a mesma temperatura do material;
  - b) Colocar material até a totalidade do cilindro, impondo posteriormente a sobrecarga por um minuto, sem aplicar nenhum tipo de pressão adicional (Figura 4.10-g-h);
  - c) Colocar 1cm de material excedente no cilindro, impondo posteriormente uma sobrecarga por um minuto, sem aplicar nenhum tipo de pressão adicional, culminando com o rasamento da superfície (Figura 4.10-i-j);
- 8) Esfriar o corpo de prova até 30°C para a seguir extrair o corpo de prova (Figura 4.10-k).
  - 9) Colocar o corpo de prova num cilindro de PVC para evitar deformação. Deixando por 24 horas numa sala climatizada a 25°C para garantir que o corpo apresente a mesma temperatura em toda sua massa (Figura 4.10-l-m).
  - 10) Extrair o corpo de prova do cilindro de PVC (Figura 4.10-n) e recobrir o corpo de prova com filme plástico (Figura 4.10-o);
  - 11) Lubrificar as paredes do cilindro de aço com vaselina e colocar o corpo de prova recoberto com o filme plástico dentro desse (Figura 4.10-p-q). Assim, o corpo de prova estará pronto para a execução do ensaio.



Figura 4.11 Corpo de prova de microesferas cimentadas com asfalto.

### 4.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL

Foram feitos ensaios de compressão confinada unidimensional a deformação controlada (Constant Rate of Strain, CRS) tendo como objetivo a determinação da curva tensão-deformação no estado unidimensional. Algumas vantagens da metodologia em relação à convencional são as seguintes: a) determina o valor da tensão de pré-adensamento com mais rapidez e precisão; b) obtém-se uma boa quantidade de dados para a definição da curva tensão-deformação; c) há uma diminuição do tempo de realização do ensaio, com relação ao ensaio convencional que para argilas moles é da ordem de uma semana (Wissa *et al.*, 1971).

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviário (LER - Ceftru – UnB), mediante a utilização de uma prensa do tipo Multiplex-50-E, fabricada pela empresa ELE International. Suas principais características são a capacidade de aplicar velocidades de deformação de 0,50mm/min a 50,80mm/min e de resistir uma carga máxima de 50kN.

O ensaio consiste na aplicação de carga na amostra, como resultado da imposição de uma velocidade de deformação constante pré-estabelecida, registrando a força e o deslocamento vertical mediante sensores do tipo LVDT. Na Figura 4.12 está ilustrado equipamento utilizado para a execução do ensaio, o qual em termos gerais possui um marco de reação, um dispositivo de aplicação do deslocamento, uma célula de carga e um sensor de deslocamento (LVDT).

A velocidade da imposição do deslocamento nas amostras não cimentadas e cimentadas com epóxi foi de 1 mm/min. Para as amostras cimentadas com asfalto foram utilizadas velocidades de 1, 10, 30 e 50 mm/min, a uma temperatura de 25°C. O critério de parada para todos os ensaios foi o atendimento de uma carga máxima de 40 kN, em função da capacidade da célula de carga disponível.

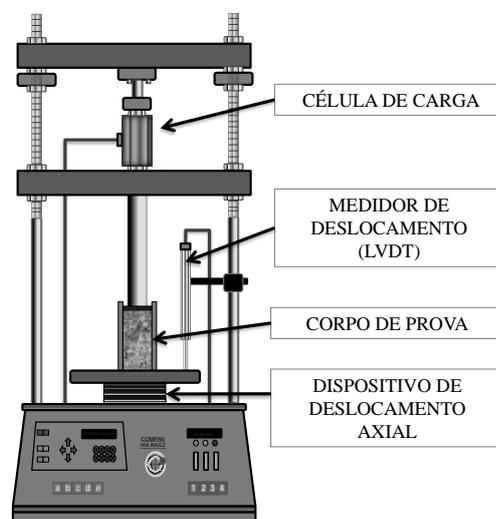


Figura 4.12 Equipamento de compressão unidimensional com deformação controlada.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Aqui são apresentados os resultados obtidos durante a execução dos ensaios de compressão confinada unidimensional para os diferentes tipos de amostras, confeccionadas a partir dos procedimentos descritos no capítulo anterior. Inicialmente são mostrados os resultados dos corpos de prova feitos unicamente com microesferas. Posteriormente, aqueles moldados com uma mistura de epóxi e microesferas. Por último, as amostras feitas com uma mistura de asfalto e microesferas, sendo feita para cada um deles a respectiva discussão.

### 5.1 AMOSTRAS NÃO CIMENTADAS

Com as amostras compostas unicamente por microesferas foram obtidas diferentes curvas de compressibilidade com diferentes condições de compactação inicial. Desta forma obtém-se uma avaliação do efeito da densidade (pré-adensamento) no comportamento à compressão do material. As condições iniciais de tensão e compactação para os diferentes corpos de prova não cimentados ensaiados são apresentadas na Tabela 5.1.

Deve ser destacado que para o material AA, com diâmetro médio de 0,45mm, a geração de curvas sob condições muito fofas teve bastante dificuldade de moldagem. Por outro lado, para o material tipo AH, de diâmetro médio de 0,063mm, não foi possível a obtenção de corpos de prova bem densos mediante a metodologia proposta. Na Tabela 5.1 é apresentada a variável interna ( $r$ ) do modelo do NIT nas condições iniciais, mostrando um aumento de  $r$  com a diminuição do índice de vazios, proporcionando assim uma medida da densidade (pré-adensamento) do material.

Tabela 5.1 Condições iniciais para os ensaios das amostras não cimentadas.

Tipo de Material	$s_0$	$e_0$	$r_0$
AA	100 kPa	0,74	1,19
		0,67	1,24
		0,66	1,27
		0,65	1,28
		0,64	1,30
AH	100 kPa	0,88	0,51
		0,85	0,54
		0,81	0,58
		0,79	0,60
		0,77	0,62
		0,76	0,63
		0,72	0,66

Os resultados das curvas de compressibilidade para os materiais AA e AH são apresentadas na Figura 5.1 e na Figura 5.2, respectivamente.

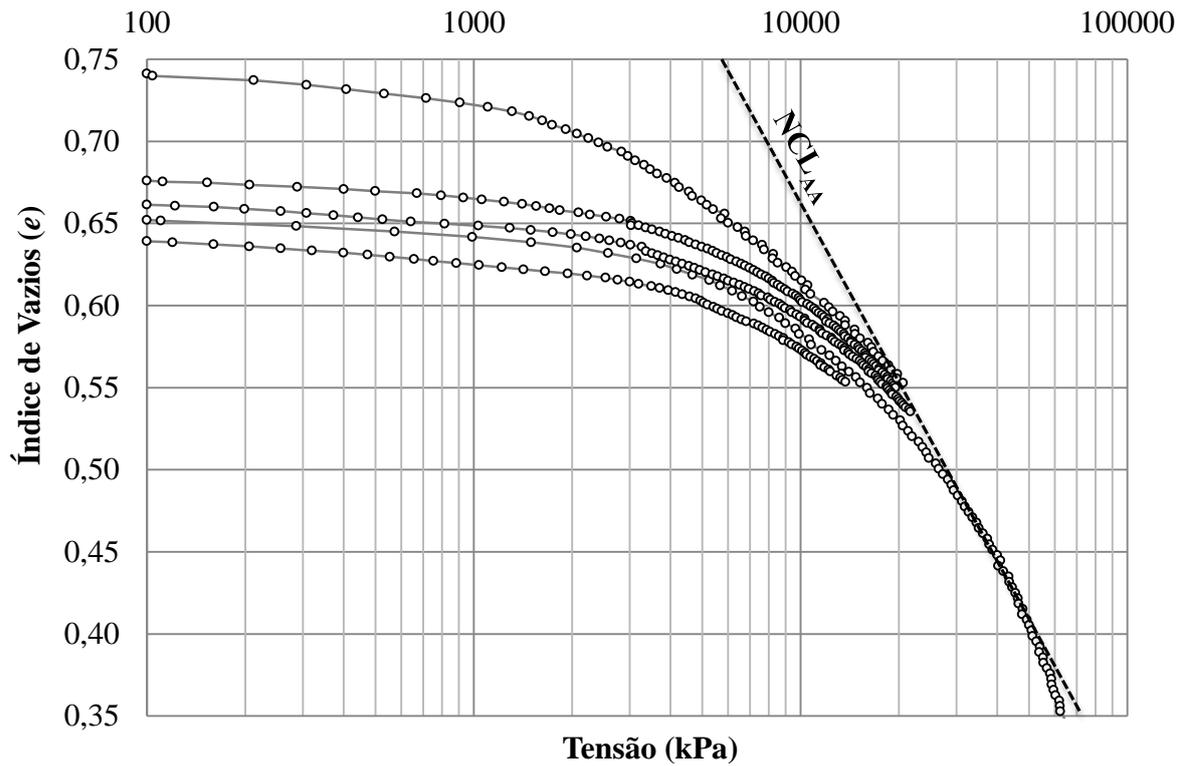


Figura 5.1 Curvas de compressibilidade experimentais para as microesferas tipo AA.

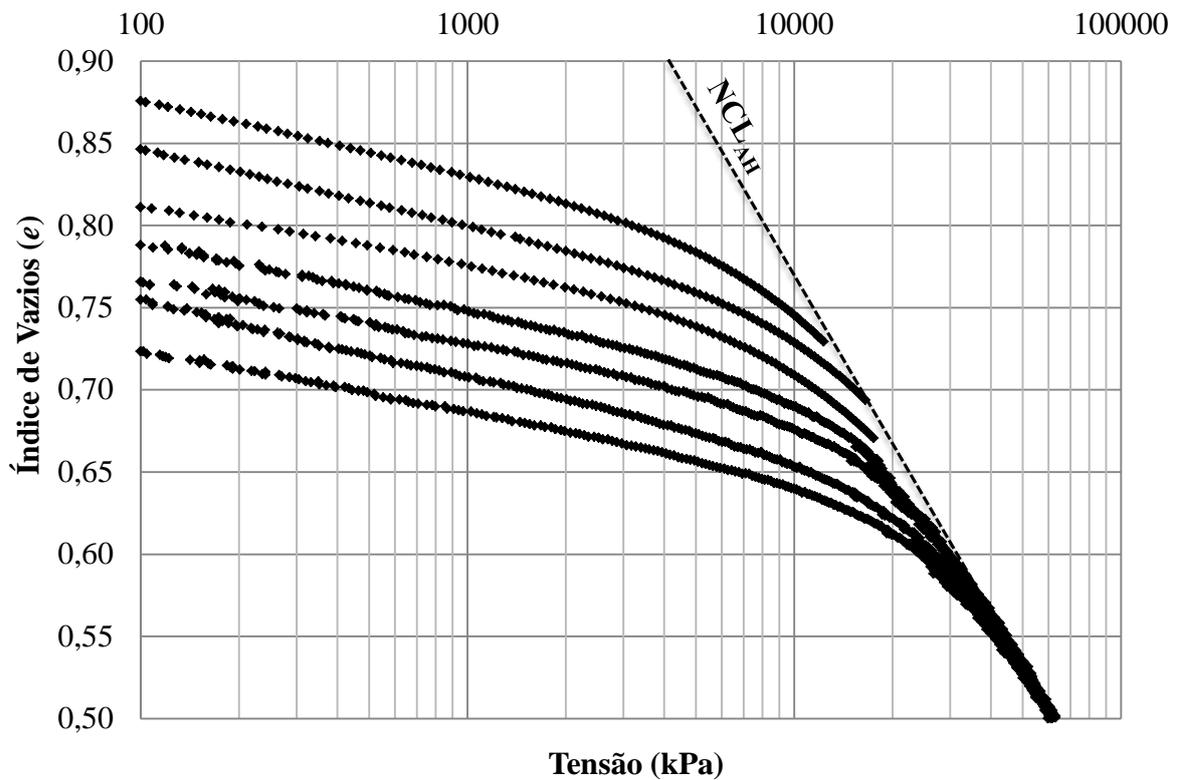


Figura 5.2 Curvas de compressibilidade experimentais para as microesferas tipo AH.

O trecho inicial das curvas de compressão para os estados mais fofos de ambos os materiais, apresentaram aumento na inclinação ( $k$ ) com o aumento índice de vazios inicial.

Este efeito tem maior impacto no material de diâmetro maior. Na Figura 5.3 é feita uma comparação entre as curvas de compressibilidade dos materiais AA e AH, mostrando-se que, para diâmetros menores, as tensões de pré-adensamento são maiores. Em outras palavras, com a diminuição do diâmetro, a linha NCL desloca-se para a direita, corroborando o que tem sido observado na literatura (Lambe & Whitman, 1979; Mesri & Vardhanabhuti, 2009).

O comportamento da compressibilidade para as tensões máximas mostra que para materiais com diâmetros maiores (AA) o fenômeno de quebra de partículas começa a ser bem significativo. A Figura 5.3 mostra que o trecho final da curva para o material AA começa a inclinar mais, enquanto, para o material AH se mantém. Este fenômeno se deve ao tamanho das partículas, já que para materiais menores o número de contatos aumenta, obtendo-se assim um nível de tensões entre as partículas menor.

O fenômeno de quebra de partículas esta fora do alcance da pesquisa, mas do ponto de vista qualitativo verificou-se mediante uma lupa que, para os níveis de tensão e tamanho dos corpos de prova adotados, esse efeito foi o mínimo possível.

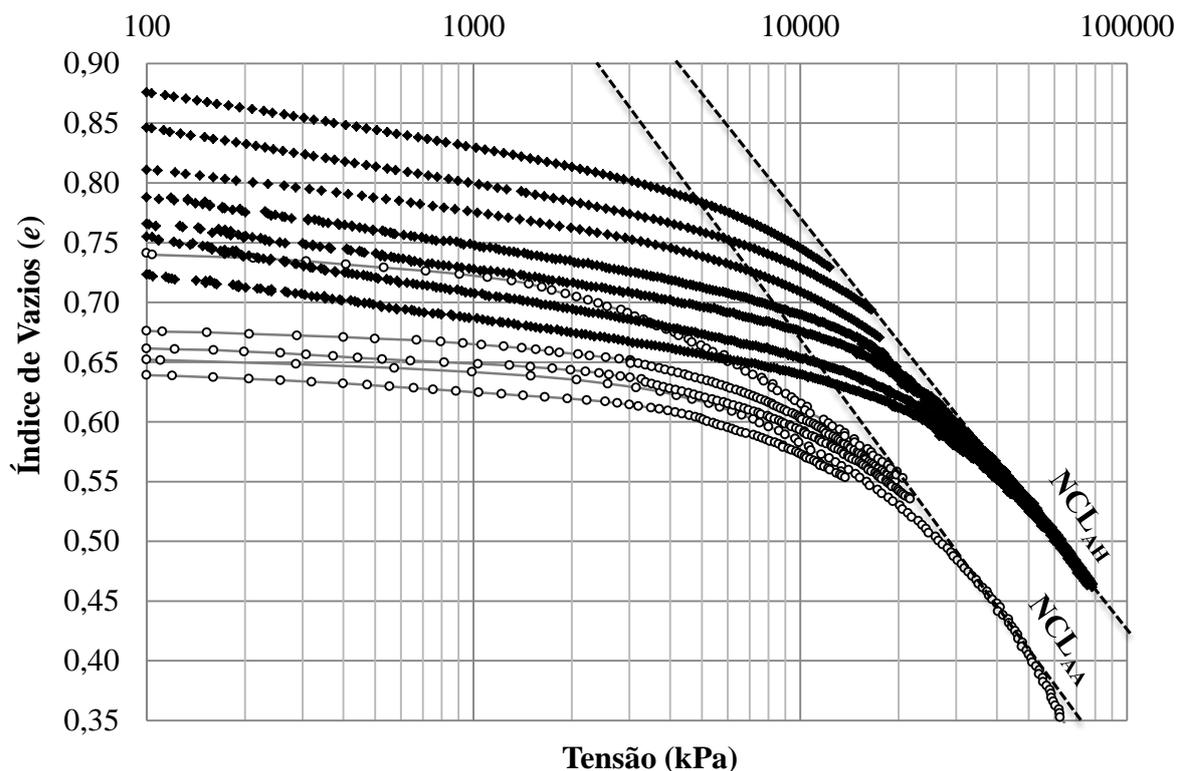


Figura 5.3 Comparação entre as curvas de compressibilidade das microesferas tipo AA e AH.

## 5.2 AMOSTRAS CIMENTADAS COM EPÓXI

Para este tipo de amostras foram geradas curvas de compressibilidade para diferentes níveis de cimentação, sendo avaliada sua influência no comportamento à compressão confinada. As porcentagens de epóxi agregadas foram calculadas em relação ao peso das microesferas, sendo correspondentes a 6%, 12%, 18%, 24% e 32%. As condições iniciais de tensão e compactidade para os diferentes corpos de prova ensaiados são apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 Condições iniciais para os ensaios das amostras cimentadas com epóxi.

Tipo de Material	$s_0$	$e_0$	% Cimentante
AA	100 kPa	0,88	6
		0,70	12
		0,54	18
		0,43	24
		0,44	32
AH	100 kPa	0,99	6
		1,0	12
		0,86	18
		0,76	24
		0,54	32

O ideal para o entendimento do comportamento é ter vários níveis de cimentação para as mesmas condições iniciais de índice de vazios e tensão. Não obstante, o índice de vazios inicial diminuiu com o aumento do cimentante nos ensaios executados (Tabela 5.2). Isto ocorre devido ao fato de ter-se mantido o mesmo processo de compactação, já que, com o aumento do epóxi se tem um maior preenchimento dos espaços, precisando-se de uma energia de compactação menor para obter o mesmo índice de vazios.

Na Figura 5.4 e a Figura 5.5 são apresentados os ensaios de compressibilidade para os diferentes níveis de cimentação dos materiais AA e AH, respectivamente. Observa-se que o comportamento é do tipo estruturado, no qual o material adquire uma rigidez inicial maior podendo ultrapassar a linha NCL e voltando posteriormente para as condições de um material desestruturado. Pode ser observado que este fenômeno é controlado tanto pelo nível de cimentação como pelo índice de vazios inicial da amostra. Os comportamentos observados no estudo experimental coincidem com os registrados por autores como Burland (1989), Leroueil & Vaughan (1990), Cuccovillo & Coop (1999) entre outros.

Por outro lado, observa-se que o tamanho das partículas também influencia no comportamento à compressibilidade, sendo o efeito de estruturação mais evidente no material de diâmetro menor. Uma possível explicação deste fato é que, quanto menor o diâmetro da partícula, maior o número de contatos e consequentemente tem-se um aumento de rigidez.

Este aumento de rigidez está associado com a cimentação dos contatos, já que se o cimentante fica por fora dos contatos, não proporciona nenhum ganho significativo de rigidez.

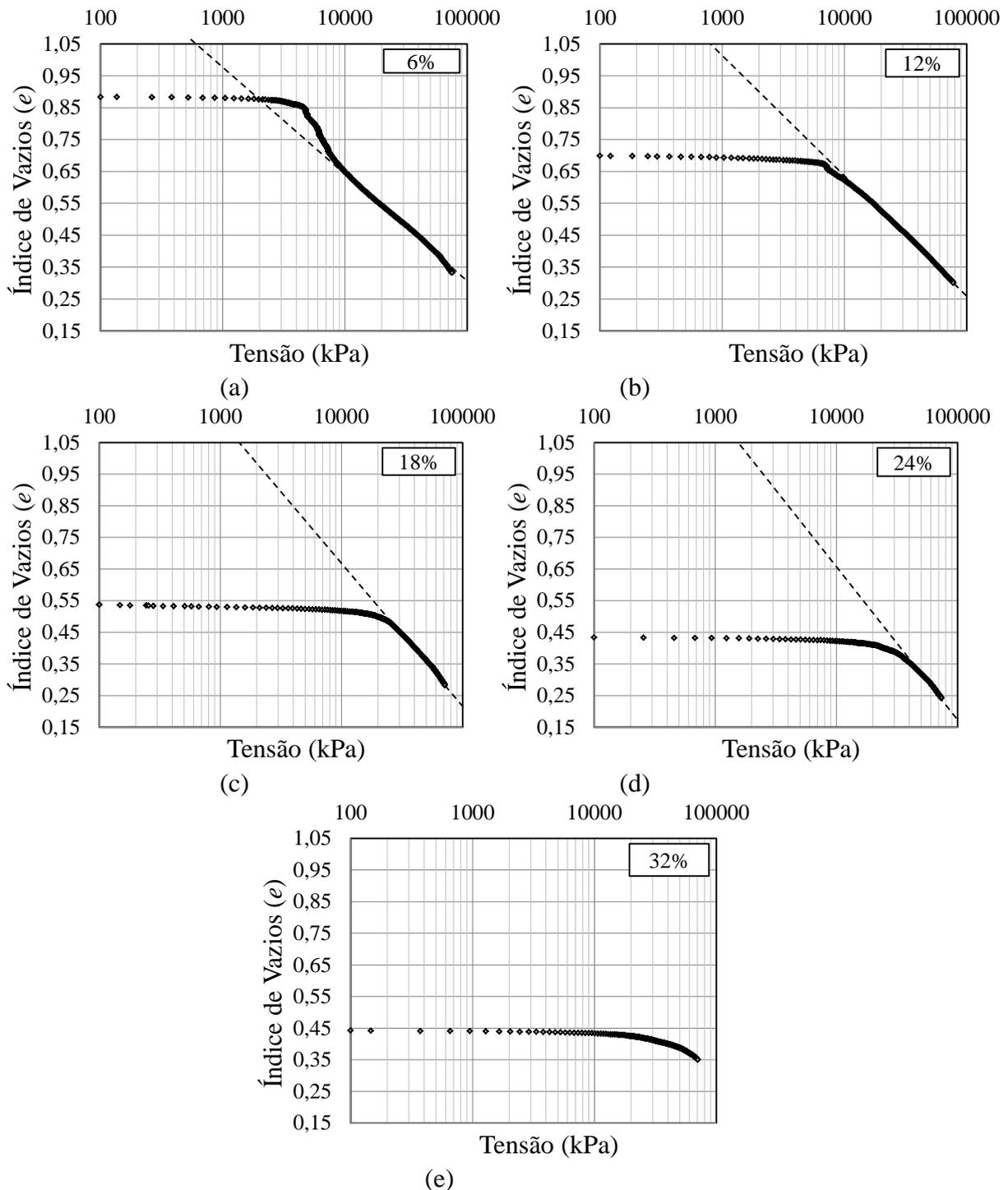


Figura 5.4 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com epóxi.

As linhas de adensamento normal (NCL) de cada um dos níveis de cimentação não coincidem entre si, como é observado na Figura 5.6 e na Figura 5.7 para os materiais AA e AH, respectivamente. Uma possível explicação é o fato de as partículas mudarem de forma quando ocorre a quebra da cimentação, resultados em comportamentos diferentes em relação

às partículas esféricas originais. Além disso, para porcentagens altas de cimentante (na faixa de 24%-32%) se estaria gerando outro material.

As inclinações das linhas NCL de cada um dos níveis de cimentação, de uma forma geral, aumentam com o aumento da porcentagem de cimentante adicionado. Destaca-se que as inclinações tornam-se similares à inclinação do material sem cimentação para porcentagens baixas, como é observado nas Figura 5.6 e Figura 5.7 para o material AA e AH, respectivamente.

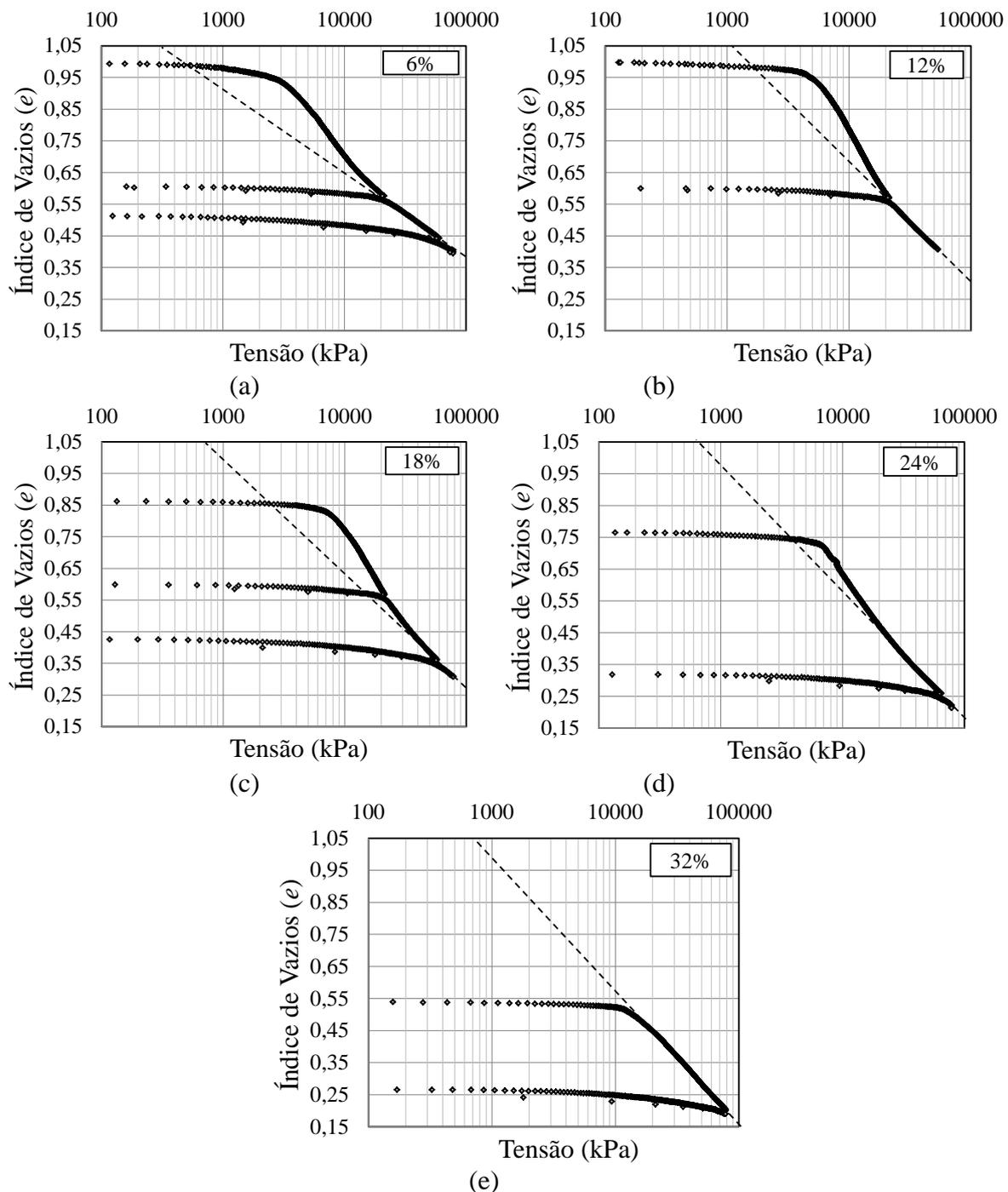


Figura 5.5 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com epóxi.

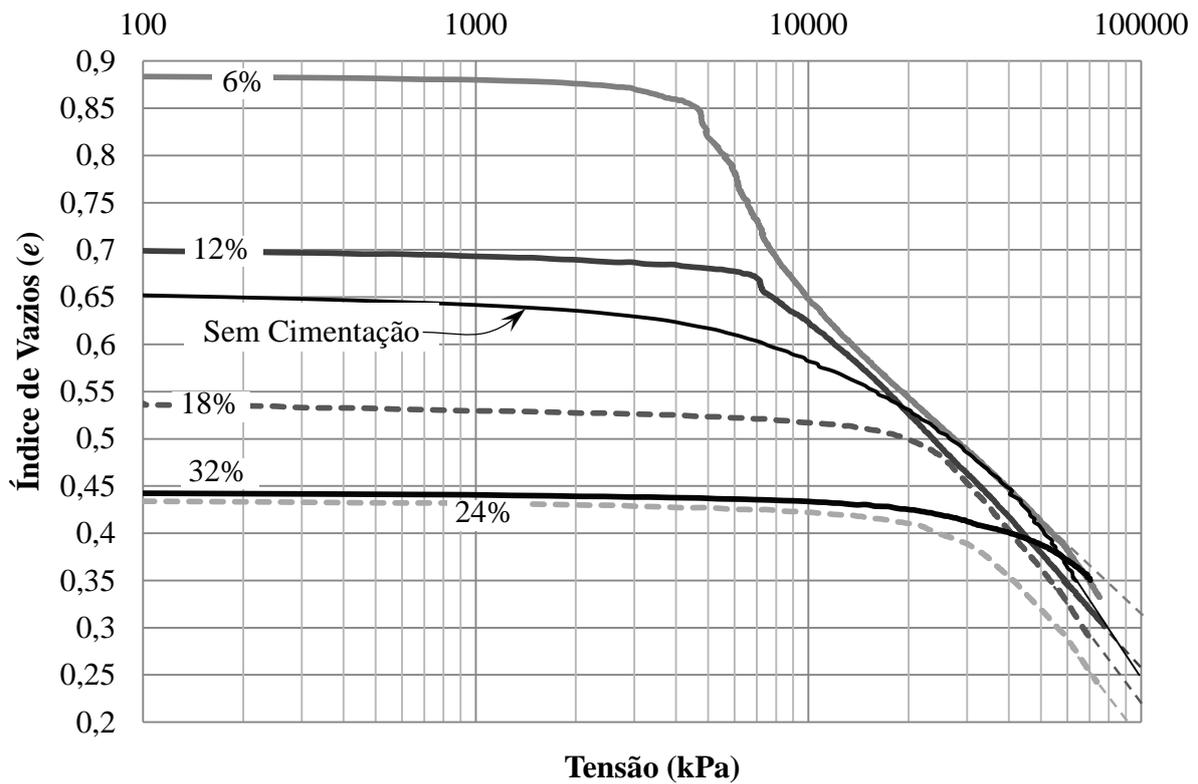


Figura 5.6 Ensaio de compressibilidade do material AA com e sem epóxi.

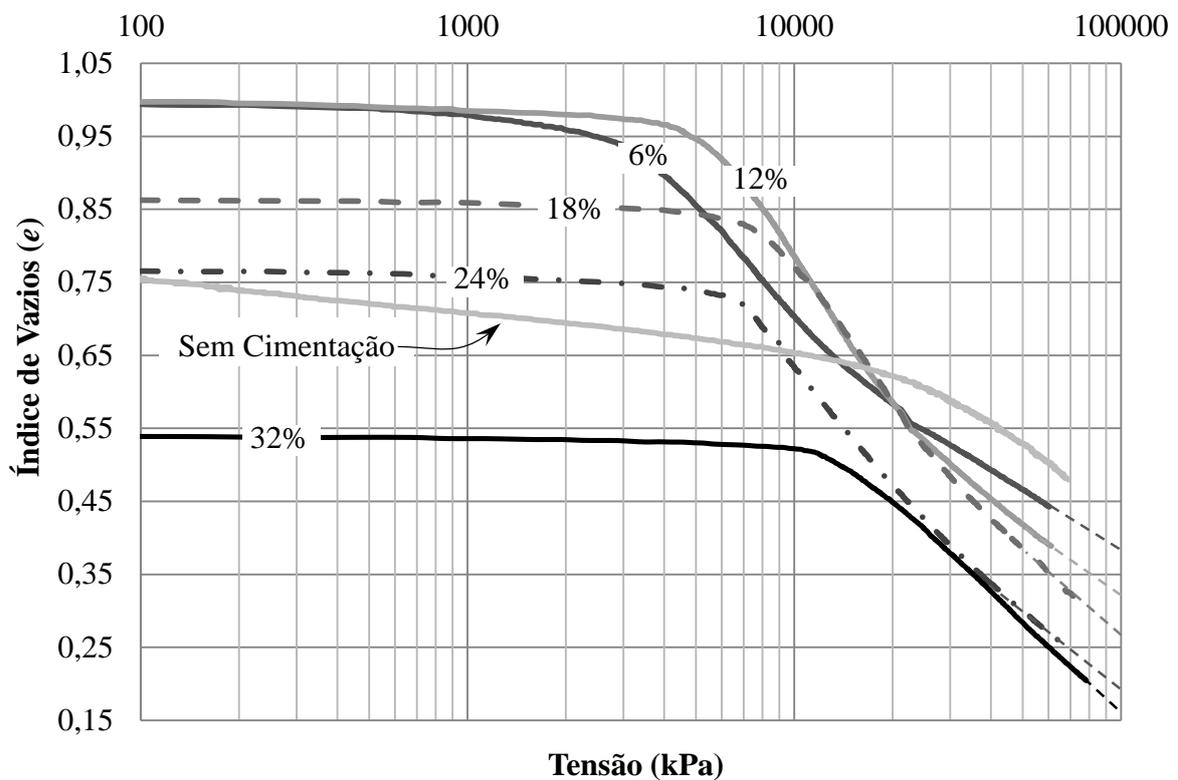


Figura 5.7 Ensaio de compressibilidade do material AH com e sem epóxi.

Pode-se associar as inclinações das linhas NCL maiores, observadas na Figura 5.7, com um estado parcial de quebra da cimentação para os níveis de tensão aplicados. Possivelmente

quando o material alcança um estado de quebra total do cimentante, o trecho pode aproximar-se da inclinação do material não cimentado, enquanto a quantidade de cimentante não tenha o transformado em outro material.

A curva de compressibilidade do material AA para 32% de epóxi difere do comportamento típico, tendo características similares ao material sem cimentação. Esta mudança de comportamento possivelmente pode ser associada com o fato de a deformabilidade depender unicamente dos contatos entre as microesferas, devido à alta compacidade. Este caso particular deve ser entendido como um fenômeno influenciado tanto pelo cimentante quanto pela compacidade, onde o material sob certas condições muda radicalmente seu comportamento.

Na Figura 5.8 e Figura 5.9 são mostradas as curvas de compressibilidade normalizando-se o índice de vazios em relação ao índice de vazios inicial, esclarecendo o aumento na rigidez do material com o acréscimo do cimentante.

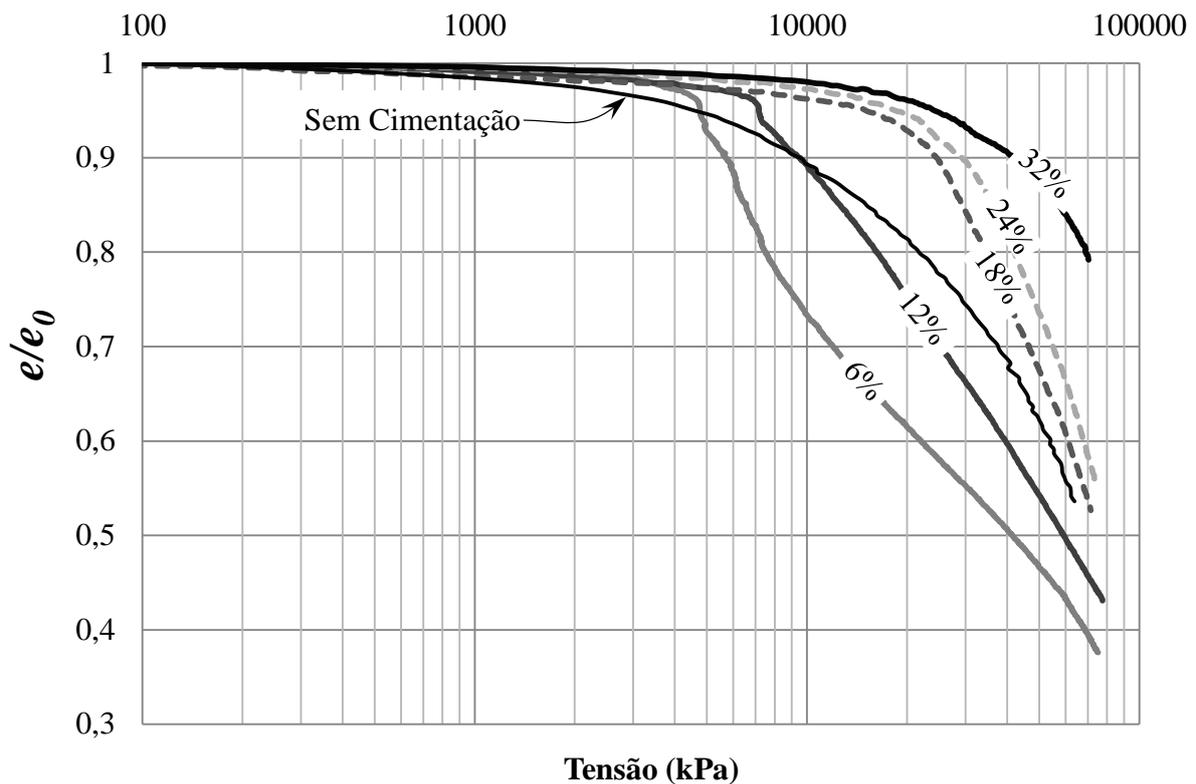


Figura 5.8 Ensaio de compressibilidade normalizados do material AA com e sem epóxi.

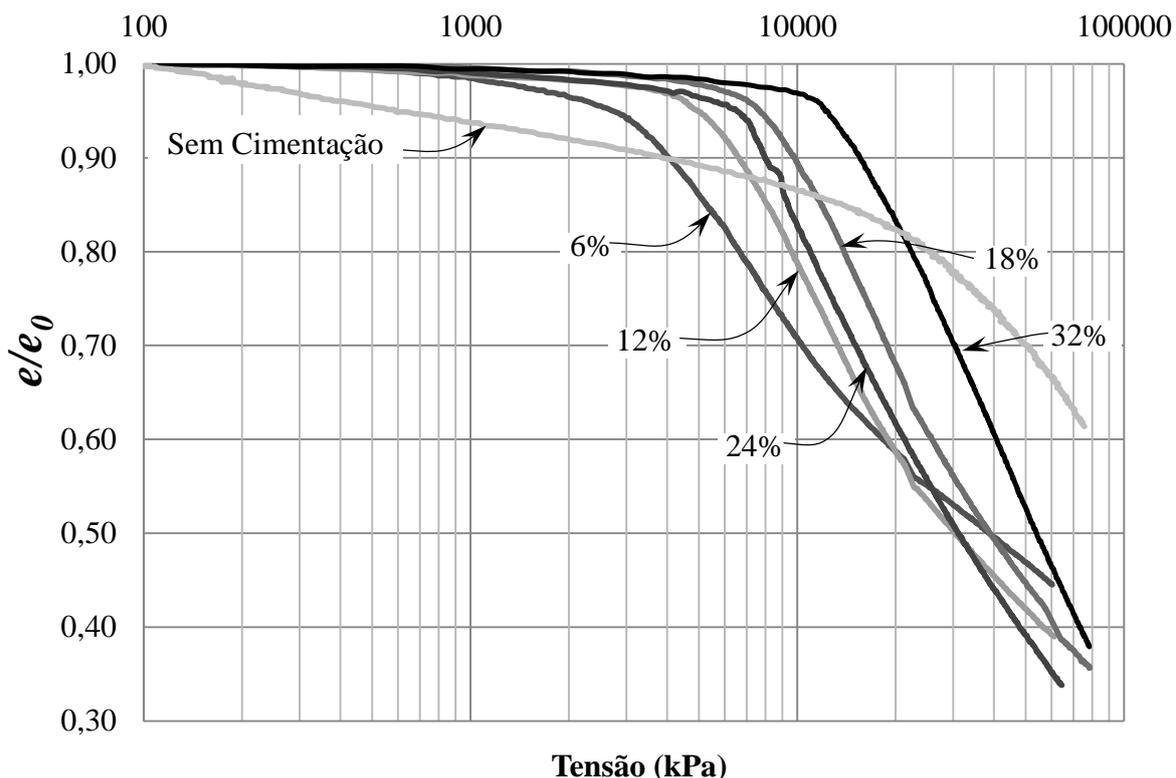


Figura 5.9 Ensaio de compressibilidade normalizados do material AH com e sem epóxi.

### 5.3 AMOSTRAS CIMENTADAS COM ASFALTO

Para este tipo de amostras foram geradas curvas de compressibilidade para três teores de asfaltos e para três velocidades de deformação, sendo avaliada a influência de ambas condições no comportamento quanto à compressão confinada.

Os teores de asfalto utilizados foram 1,5%, 3% e 5%. Por outro lado, as velocidades escolhidas para a execução do ensaio foram de 1, 10 e 50 mm/min, com base nas características da prensa e num critério de aumento da velocidade de 5 a 10 vezes maior que a anterior para ter diferenças significativas do deslocamento da linha NCL, como é reportado na literatura (Leroueil *et al.*, 1985; Tanaka *et al.*, 2006). As condições iniciais dos diferentes corpos de prova ensaiados são apresentadas na Tabela 5.3.

De forma análoga ao apresentado nas amostras cimentadas com epóxi, o tamanho das partículas também influencia o comportamento, tendo uma maior componente viscosa com a diminuição do tamanho da partícula. Para um mesmo teor de asfalto, tem-se um filme mais espesso de material viscoso envolvendo as microesferas maiores devido à superfície específica ser menor. Para cada tipo de material com uma dada curva granulométrica existe uma espessura ideal de filme de ligante que maximiza as características de densidade, rigidez e resistência. Ultrapassado em limite ótimo, o excesso de ligante é prejudicial ao comportamento

mecânico da mistura (Bernucci *et al.*, 2006). Portanto, conjectura-se que, para uma mesma percentagem de ligante, atingiu-se uma condição mais próxima da ótima nas partículas de menor dimensão, conforme ilustrado nas fotos da Figura 5.10 com um aumento de 400 vezes.

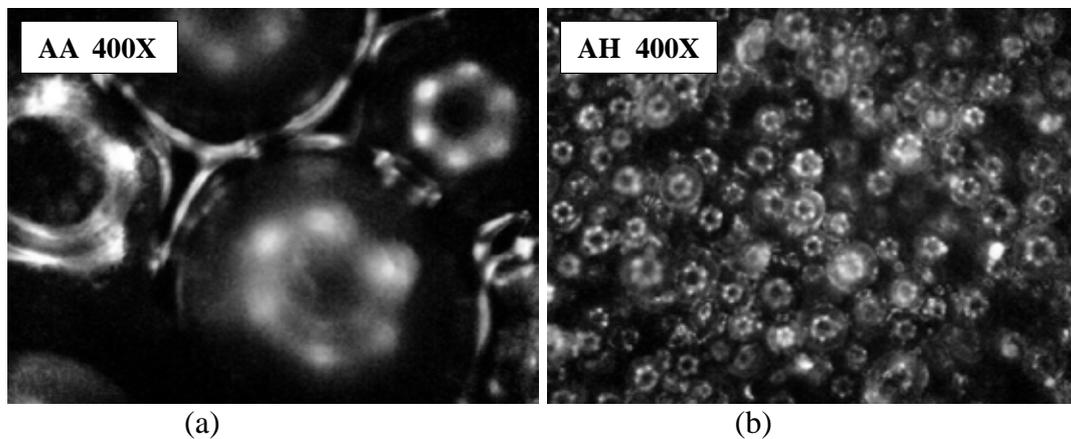


Figura 5.10 Amostras com asfalto para o material (a) AA e (b) AH para um teor de 5%.

Os comportamentos para as diferentes condições avaliadas são mostrados entre as Figura 5.11 a Figura 5.16, para o material AA, e entre as Figura 5.18 a Figura 5.23, para o material AH. Para ambos os materiais se observa que no trecho final da curva há uma maior inclinação, estando associado com o início da quebra dos grãos. Isto é mais evidente para o material de diâmetro maior onde o número de contatos entre partículas é menor. Para o caso das análises posteriores foram descartados os trechos finais nos quais começam a existir o fenômeno de quebra de grãos. Desta forma utilizou-se as inclinações do trecho mais linear da curva, como é indicado em cada uma das figuras mediante uma linha tracejada.

Foi observado um comportamento similar ao dos solos estruturados, para o material AH, que adquiriu uma rigidez inicial maior e posterior dissipação até voltar num estado normalmente adensado. Esta característica, segundo as observações experimentais, depende tanto da velocidade de aplicação da carga como do índice de vazios inicial, sendo mais notória para teores de asfalto maiores. Uma explicação para isto é que a componente viscosa, fornecida pelo asfalto, gera uma resistência inicial à deformação dependendo da velocidade de deformação aplicada.

Com relação ao índice de vazios inicial, é notado que há uma mudança de comportamento de um material do tipo estruturado para o de um material normalmente adensado com o aumento da compacidade (Figura 5.20-a). Em termos gerais, as linhas de adensamento normal (NCL) obtidas dos experimentos são paralelas entre si, coincidindo com uma das hipóteses do modelo a validar e das experiências normalmente observadas em solos coesivos.

Tabela 5.3 Condições iniciais para os ensaios das amostras cimentadas com asfalto.

Tipo de Material	$s_0$	$e_0$	% Asfalto	Velocidade (mm/min)
AA	100 kPa	0,66	1,5	1
		0,68		1
		0,70		10
		0,70		10
		0,70		50
		0,70		50
		0,63	3	1
		0,66		1
		0,64		10
		0,67		10
		0,65		50
		0,67		50
		0,62	5	1
		0,63		1
0,59	10			
0,637	10			
0,59	50			
0,62	50			
0,66	50			
AH	100 kPa	0,85	1,5	1
		0,88		1
		0,86		10
		0,91		10
		0,87		50
		0,96		50
		0,74	3	1
		0,79		10
		0,80		50
		0,82		50
		0,87		50
		0,69		1
		0,73	5	10
		0,82		10
0,76	50			
0,83	50			

Nas Figura 5.16, Figura 5.19 e Figura 5.21 são mostradas todas as curvas de compressibilidade em relação ao material não cimentado, evidenciando-se que a mistura sempre é mais deformável. Além disso, é visto que as inclinações da mistura no trecho final, onde o material está com menos vazios, são menores que a do material não cimentado, sendo resultado da componente viscosa que esta preenchendo os vazios.

Na Figura 5.17 e Figura 5.24 mostra-se o efeito do teor de asfalto, observando-se que com o aumento do cimentante viscoso a linha NCL se desloca para a esquerda do gráfico, indicando um aumento da deformabilidade do material com a inclusão do asfalto.

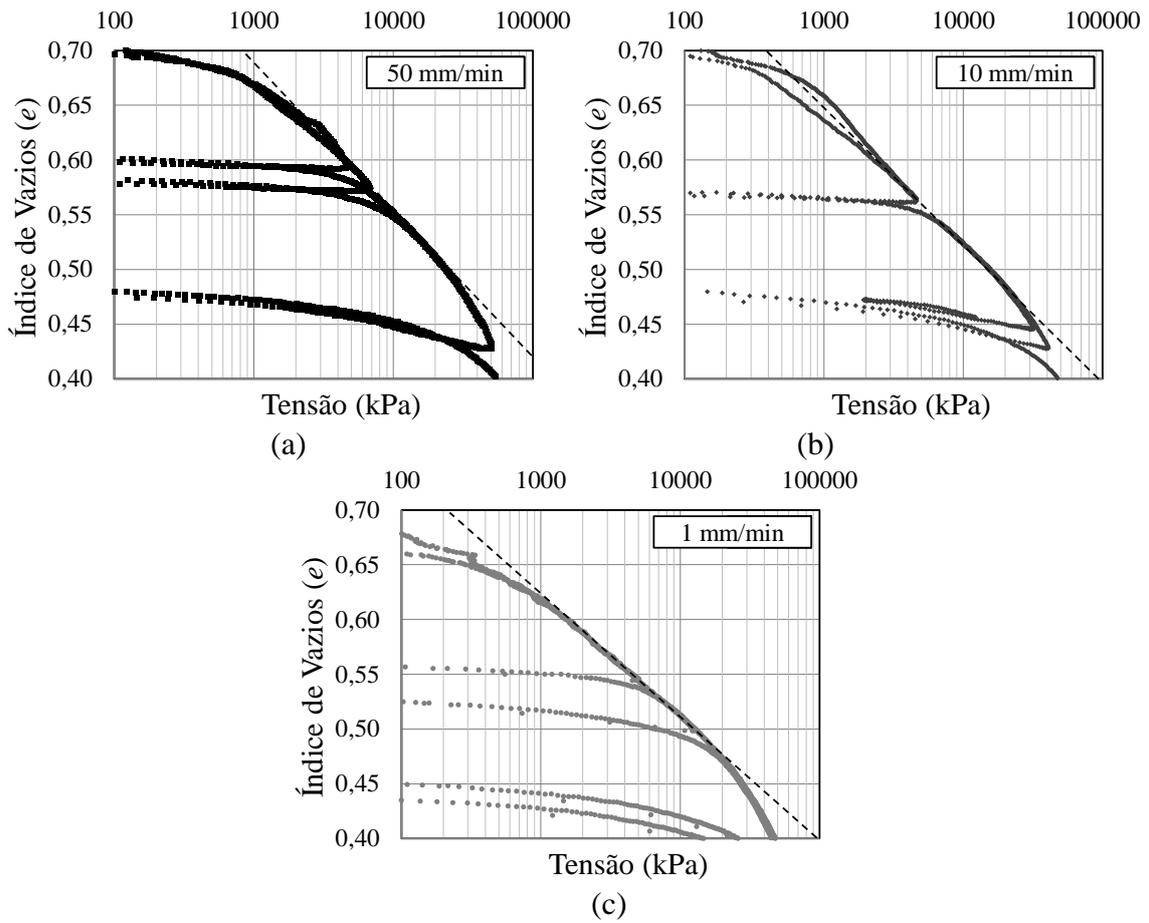


Figura 5.11 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com 1,5% de asfalto.

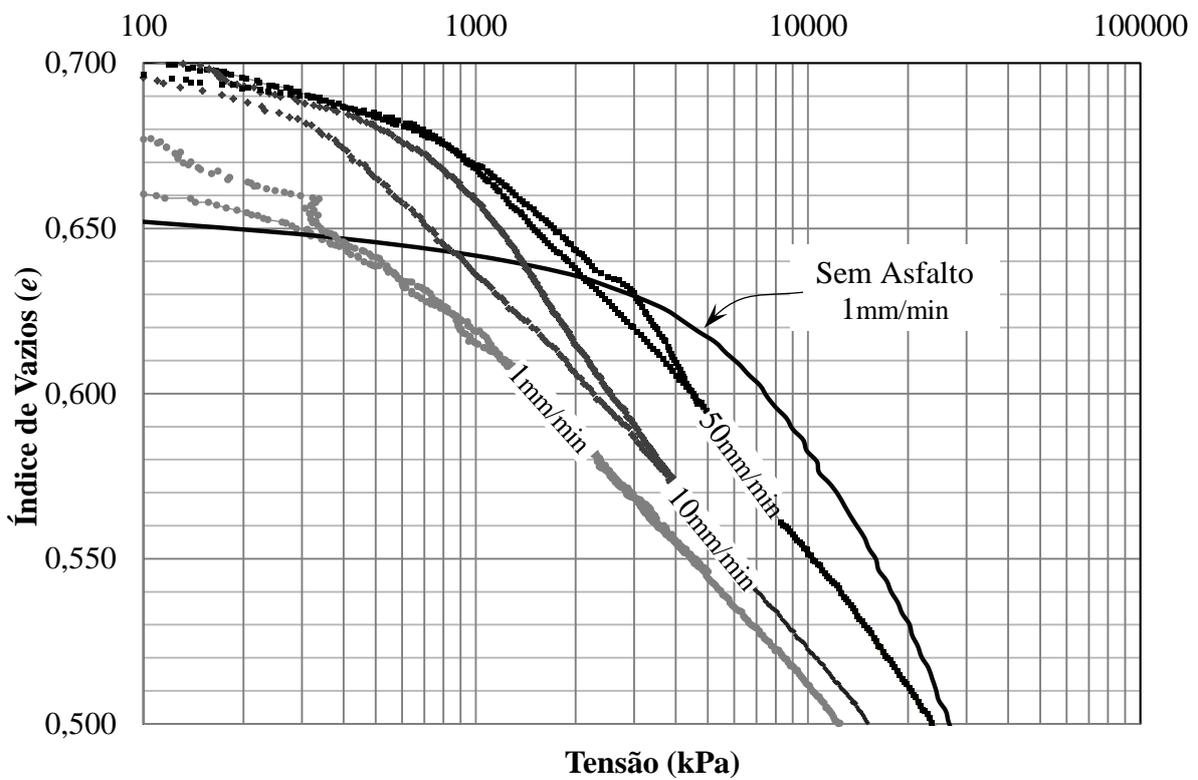


Figura 5.12 Ensaio compressibilidade do material AA com 1,5% de asfalto e sem asfalto.

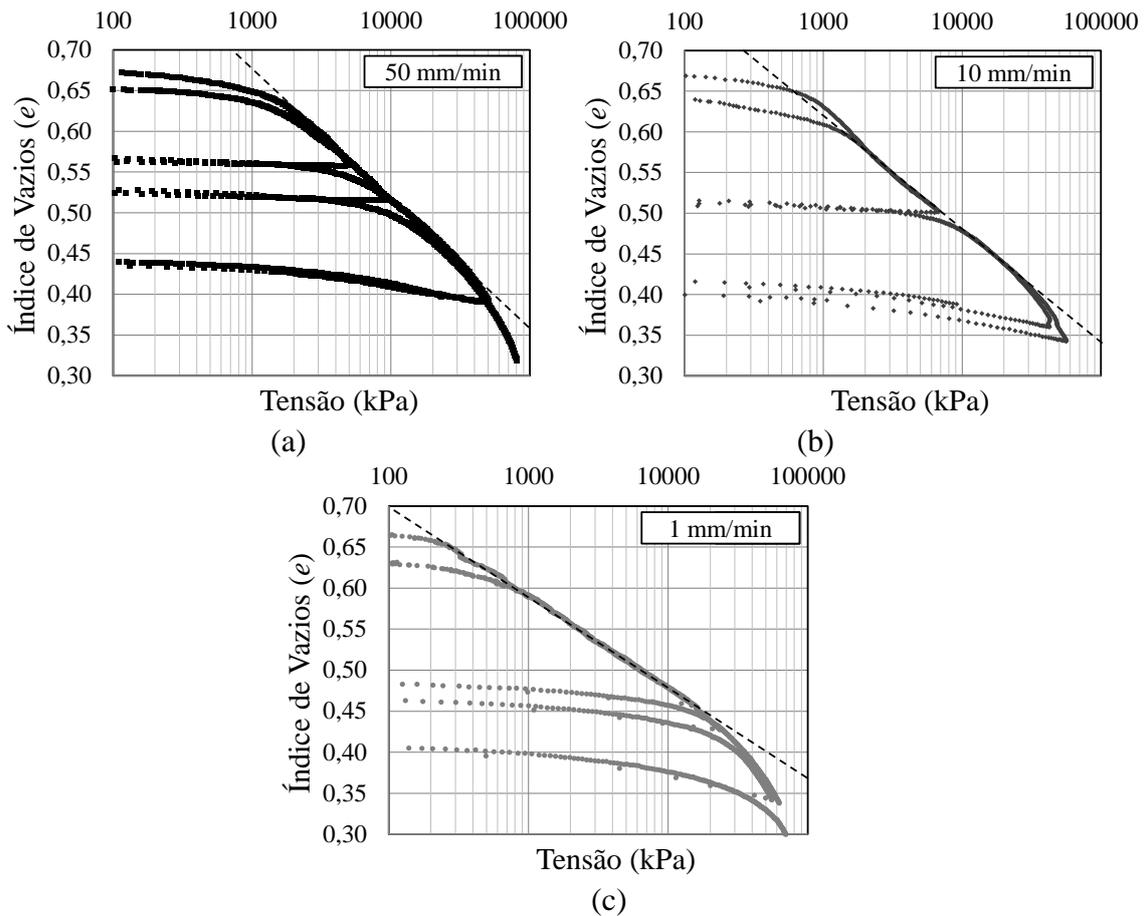


Figura 5.13 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com 3% de asfalto.

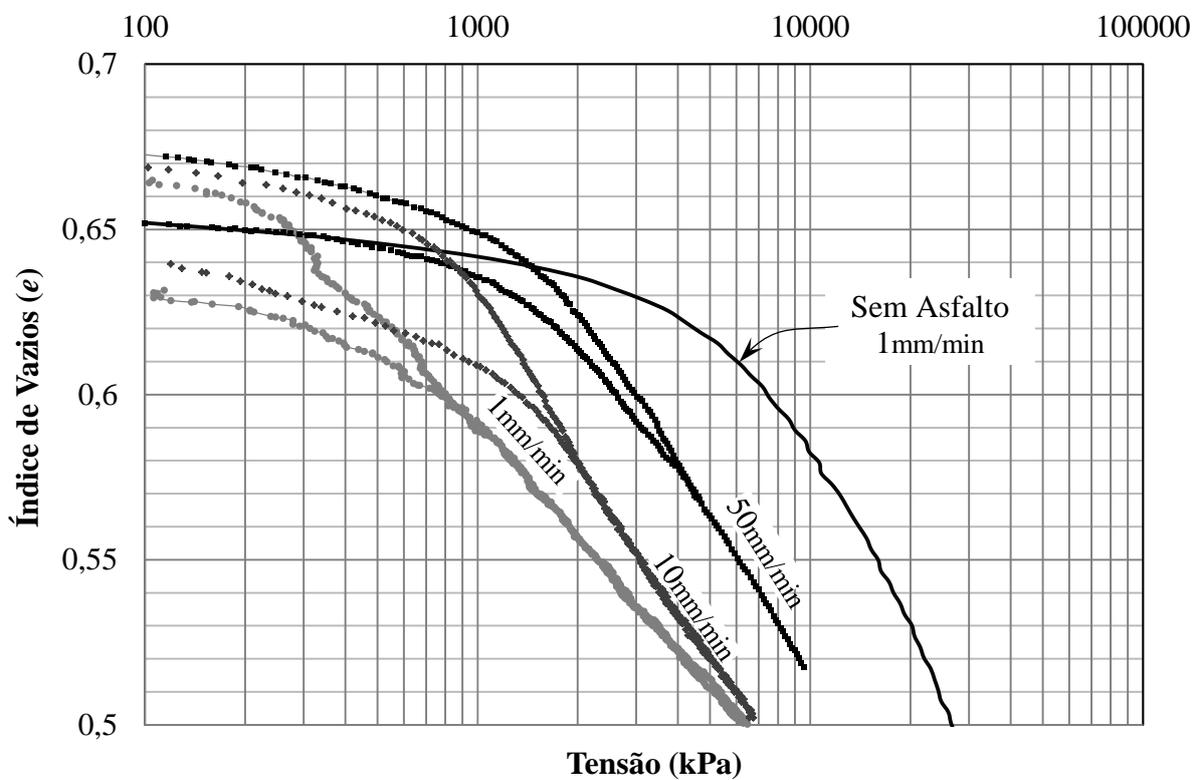


Figura 5.14 Ensaio de compressibilidade do material AA com 3% de asfalto e sem asfalto.

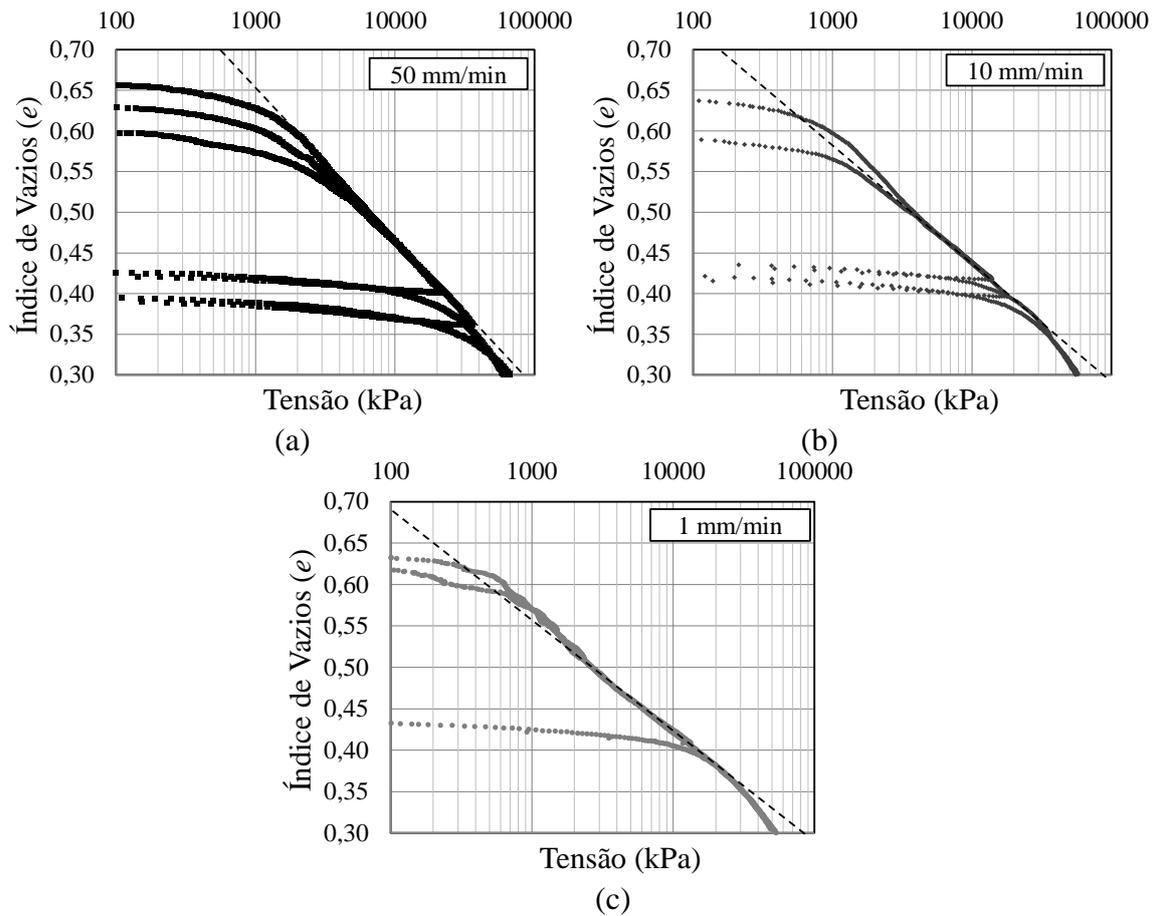


Figura 5.15 Ensaio de compressibilidade do material AA cimentados com 5% de asfalto.

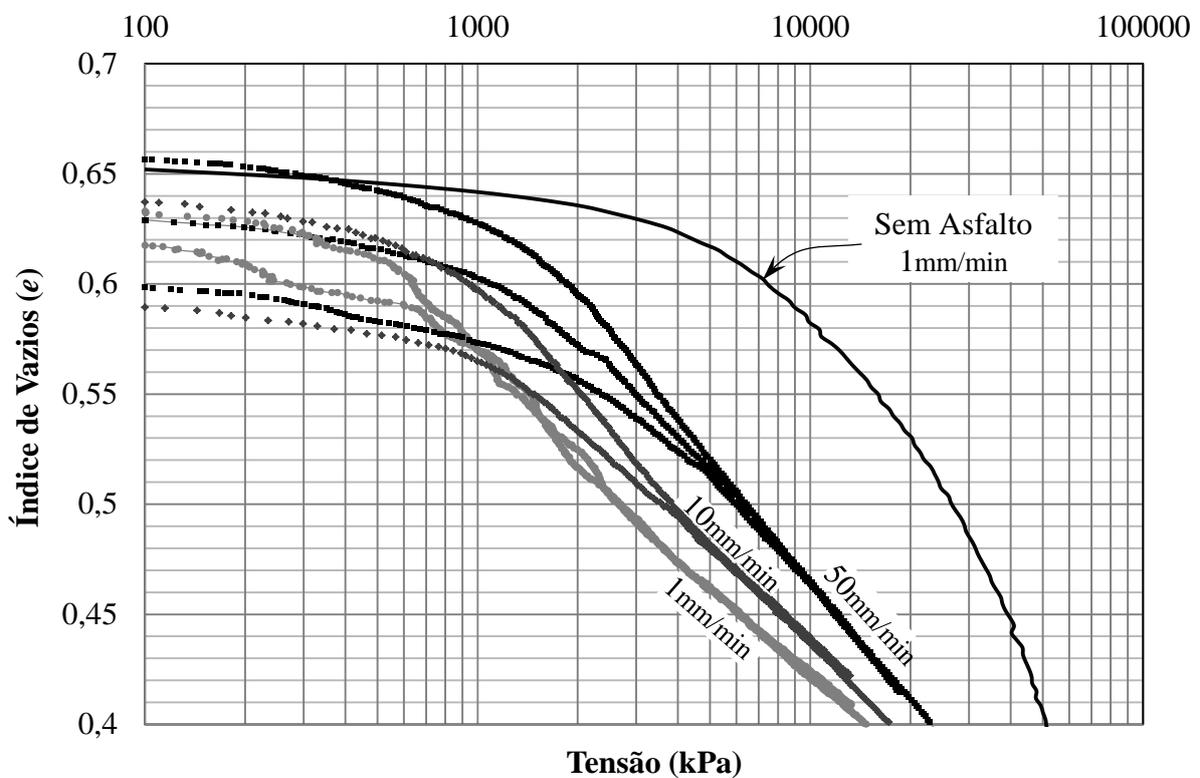
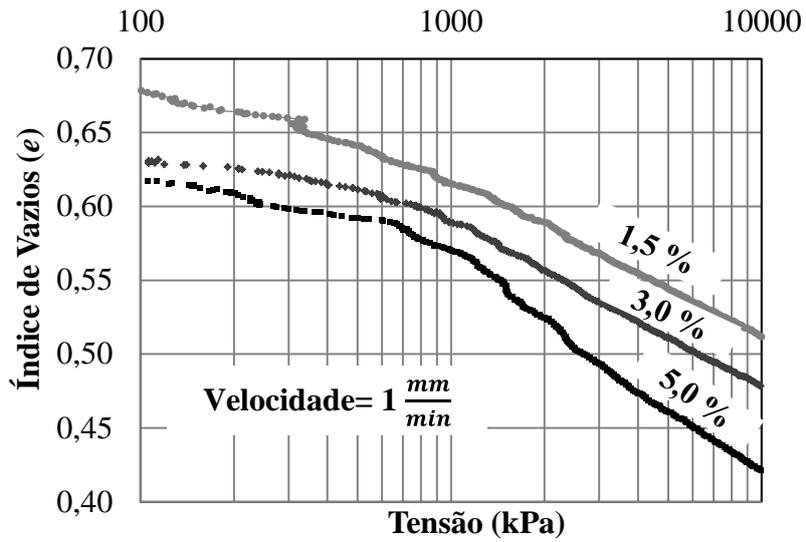
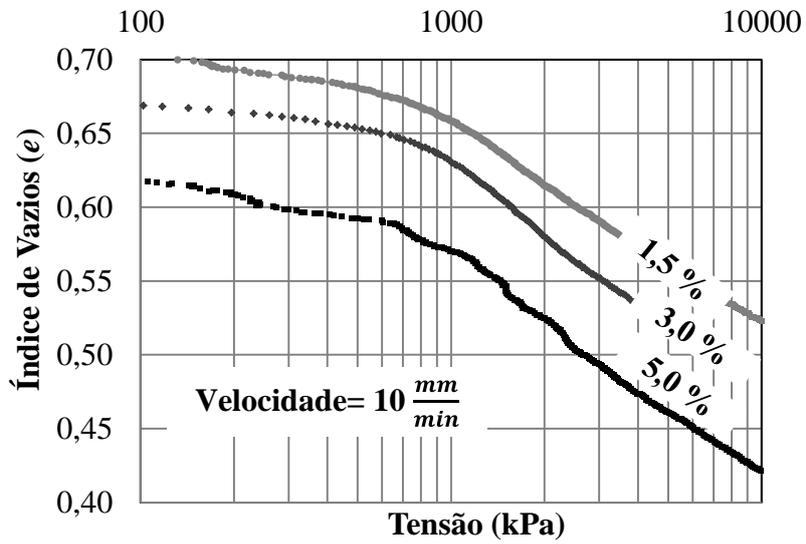


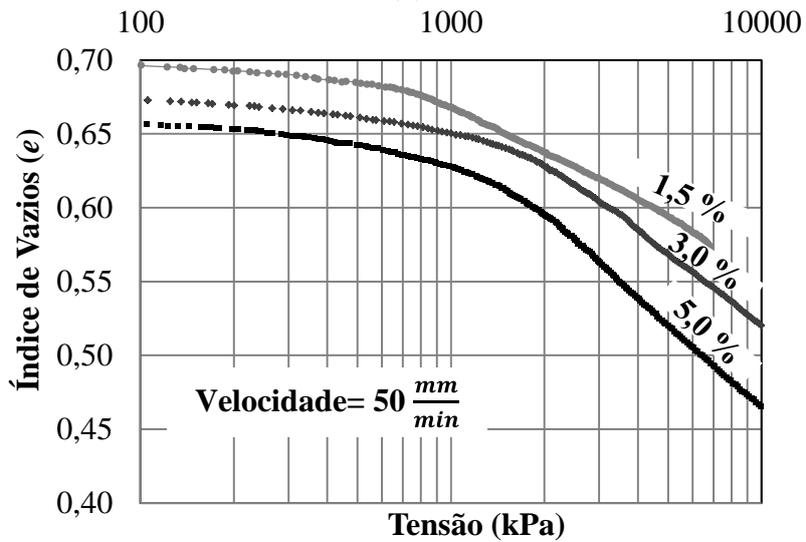
Figura 5.16 Ensaio de compressibilidade do material AA com 5% de asfalto e sem asfalto.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.17 Avaliação do efeito da porcentagem de asfalto na linha NCL para o material AA.

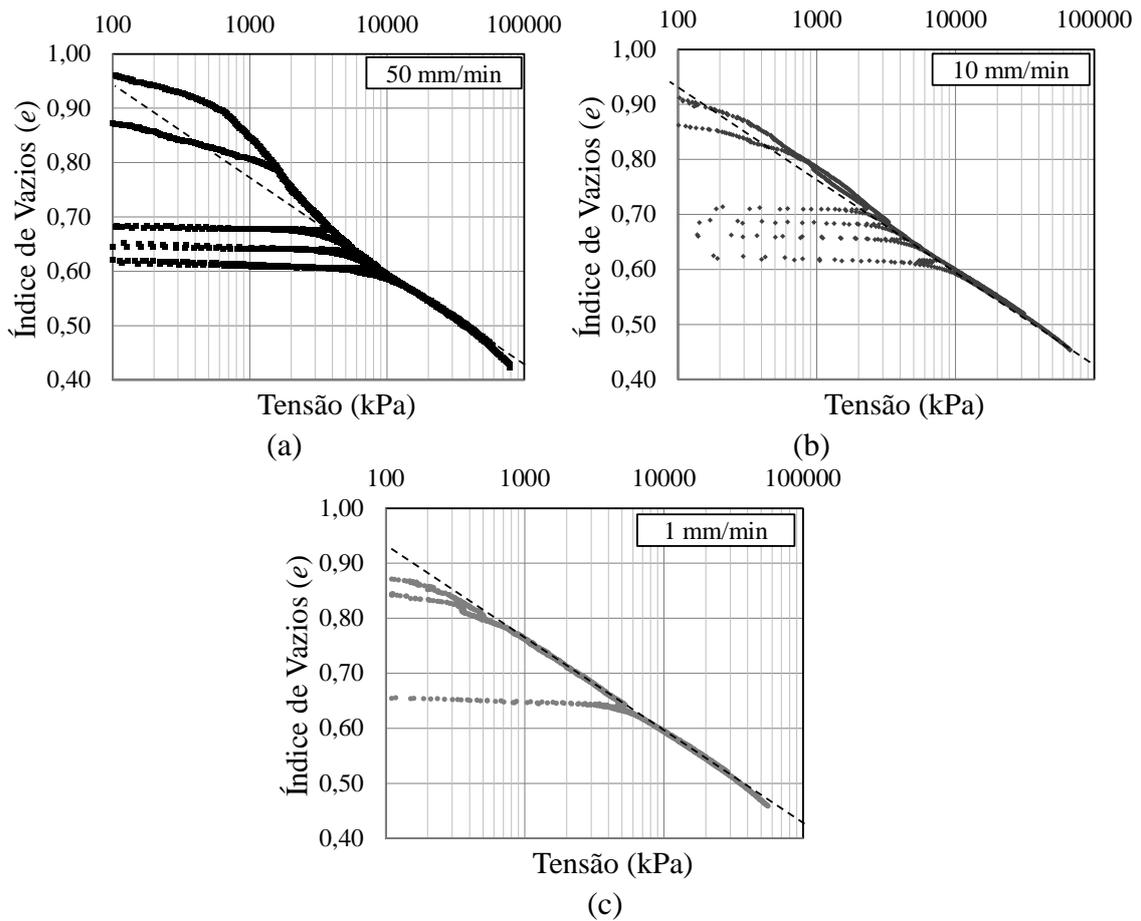


Figura 5.18 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com 1,5% de asfalto.

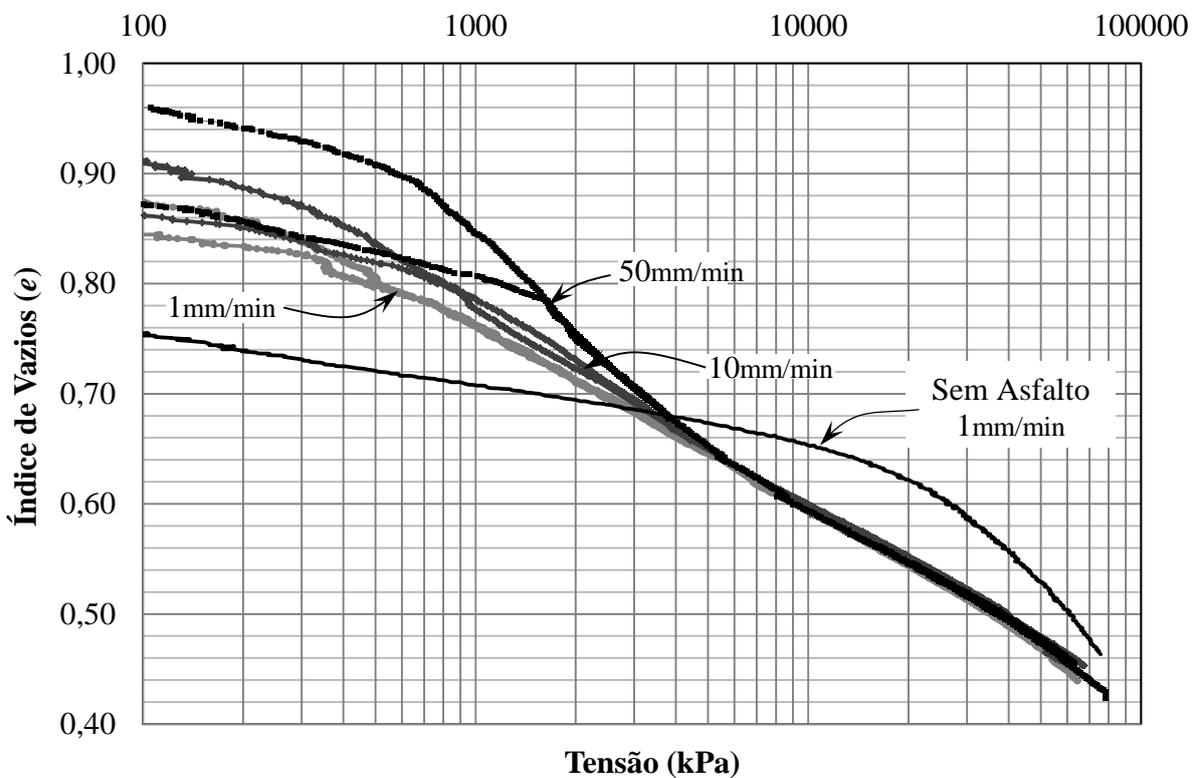


Figura 5.19 Ensaio de compressibilidade do material AH com 1,5% de asfalto e sem asfalto.

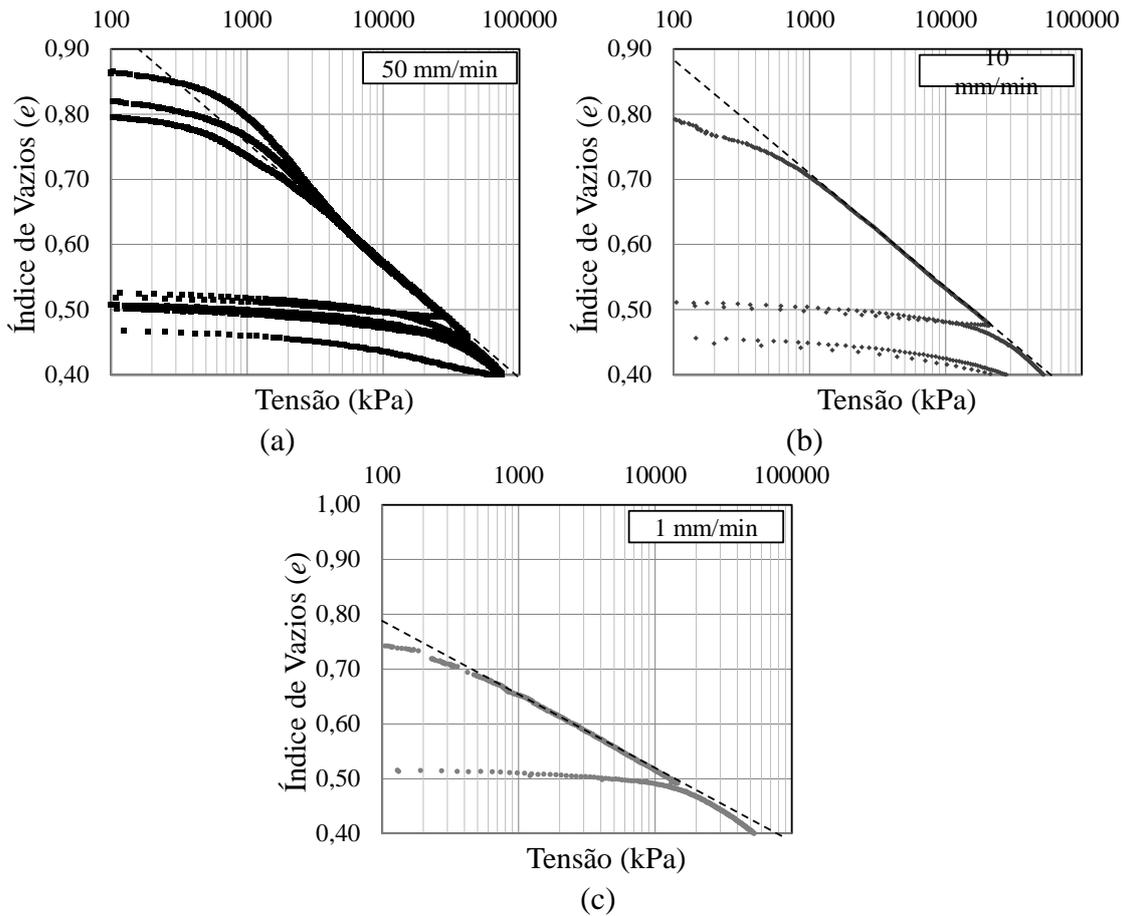


Figura 5.20 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com 3% de asfalto.

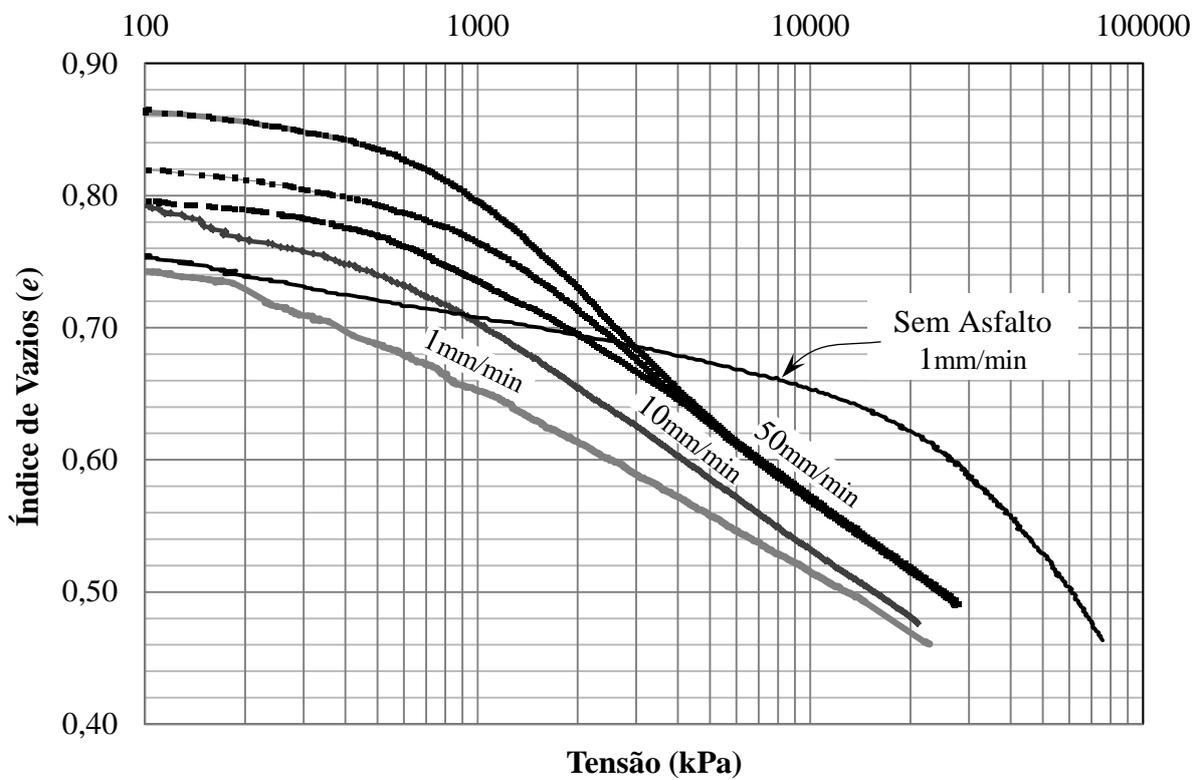


Figura 5.21 Ensaio de compressibilidade do material AH com 3% de asfalto e sem asfalto.

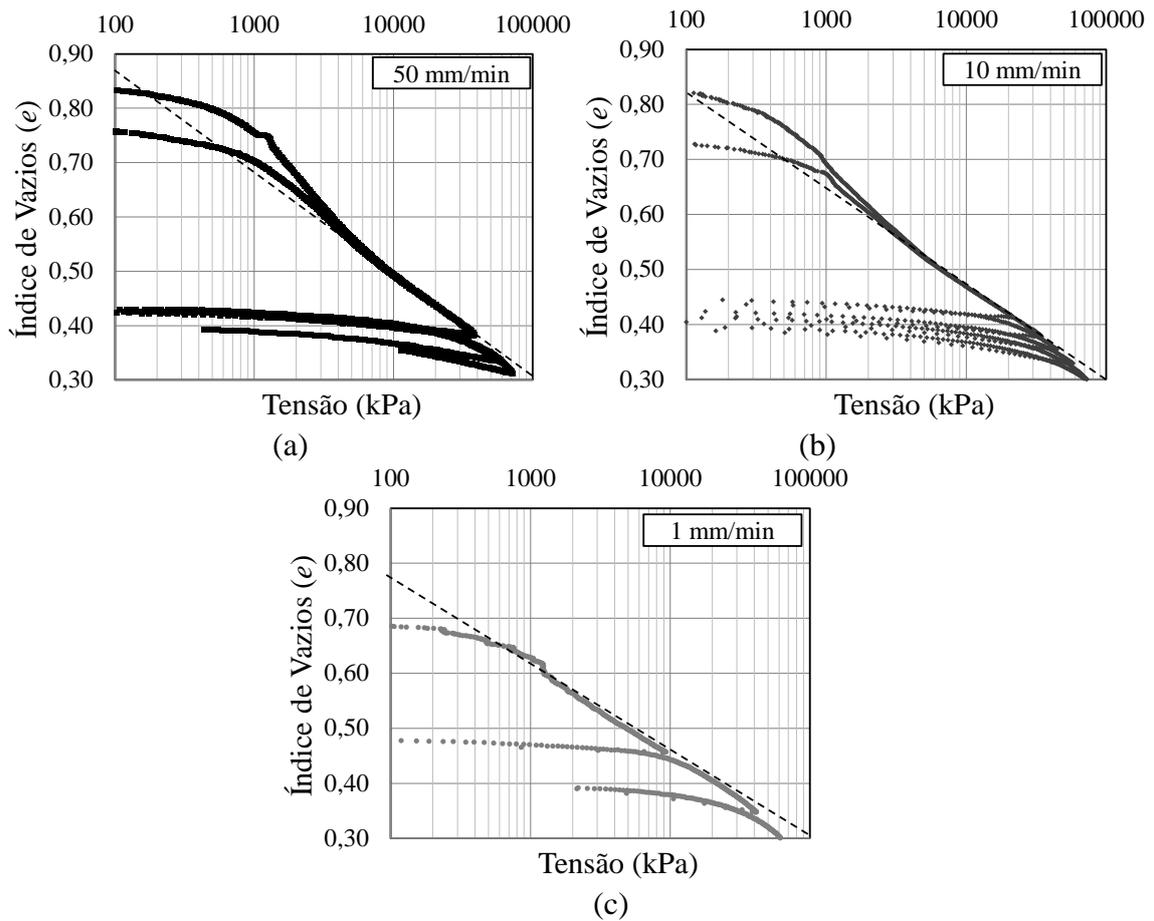


Figura 5.22 Ensaio de compressibilidade do material AH cimentados com 5% de asfalto.

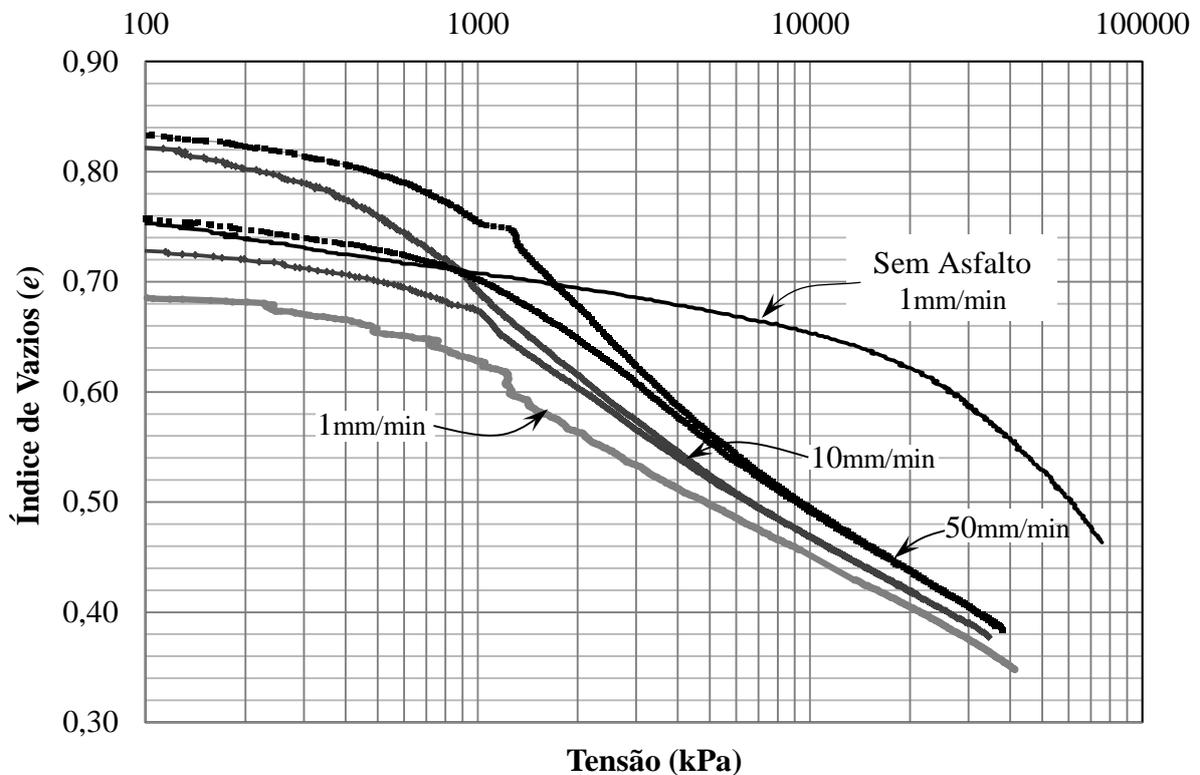
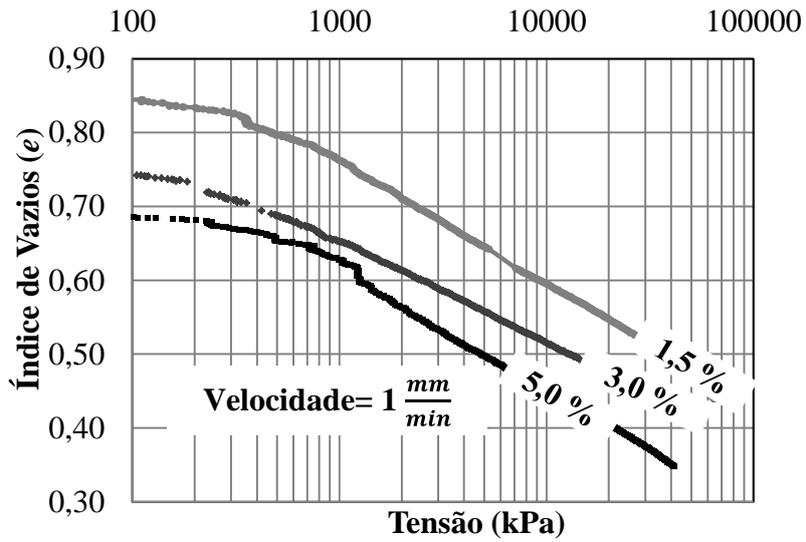
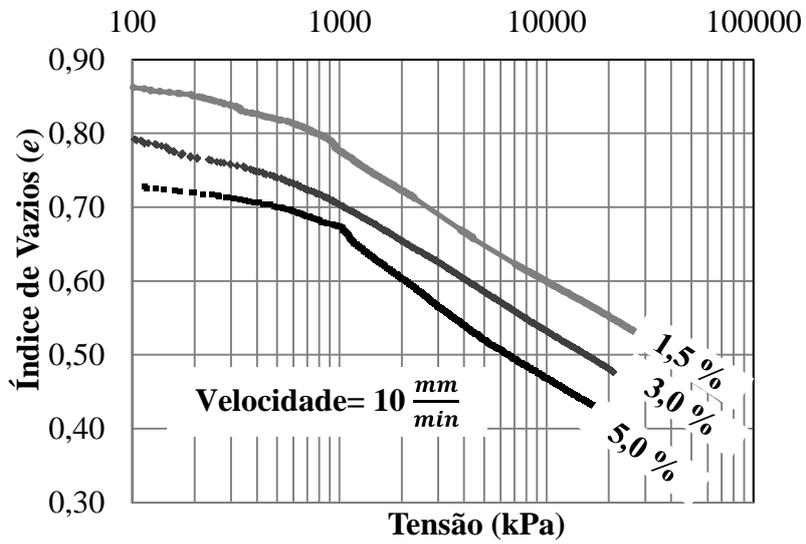


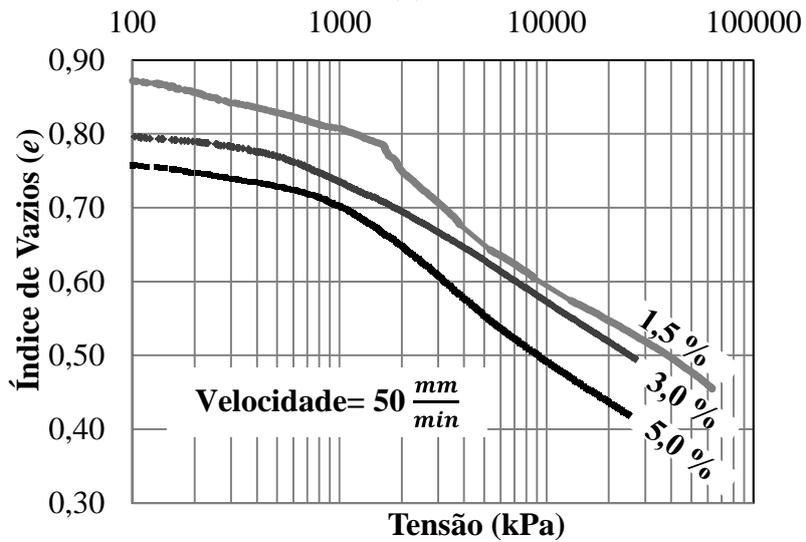
Figura 5.23 Ensaio de compressibilidade do material AH com 5% de asfalto e sem asfalto.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.24 Avaliação do efeito da porcentagem de asfalto na linha NCL para o material AH.

## 6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Neste capítulo são apresentados os resultados das simulações numéricas dos experimentos laboratoriais executados neste trabalho, ajudando assim à avaliação do modelo proposto pelo Instituto de Tecnologia de Nagoya (NIT). São explicados os procedimentos para a obtenção dos parâmetros e os resultados obtidos, fazendo uma análise que destaca as vantagens e desvantagens do modelo. Além disso, é feita uma análise paramétrica para cada um dos efeitos de interesse nesta pesquisa (densidade, cimentação e taxa de deformação).

### 6.1 EFEITO DA DENSIDADE

A seguir são mostradas as avaliações do modelo para os dois tipos de esferas sob diferentes graus de compactação.

#### 6.1.1 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS

Os índices de compressão ( $\lambda$ ) e expansão ( $k$ ) são parâmetros de obtenção simples, correspondentes às inclinações dos trechos retos da curva de compressibilidade, como se pode observar na Figura 6.1. Para a determinação destes parâmetros, basta realizar um ajuste de mínimos quadrados em cada um dos segmentos lineares.

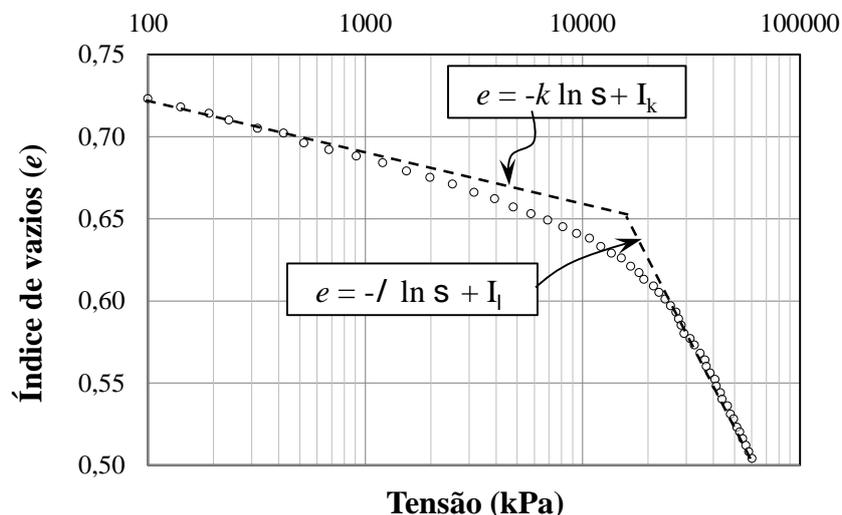


Figura 6.1 Avaliação dos parâmetros  $k$  e  $\lambda$ .

Para avaliação dos parâmetros introduzidos pelo modelo proposto pelo NIT, é necessária a obtenção da função  $G(r)$  experimental. Para isso é proposta a seguinte metodologia:

- Geração de uma curva  $e$ - $\ln S$  ajustada, colocando a tensão em função do índice de vazios. Pode-se utilizar, por exemplo, um polinômio de grau elevado ou uma curva do tipo *spline* desde que se ajuste bem aos dados experimentais. A utilidade desta função ajustada é fornecer uma curva para valores de índice de vazios controlados, sendo estes distanciados entre si de um espaçamento constante;
- Para todos os pontos da curva de compressibilidade, avaliar a variável de estado ( $r$ ), as deformações elásticas  $(-e)^e$  e as deformações plásticas  $(-e)^p$ . Detalhes do cálculo são mostrados na Tabela 6.1;
- Calcular as variações da variável  $r$  e das deformações plásticas,  $dr$  e  $d(-e)^p$ ;
- O valor de  $G(r)$  pode ser calculado para cada ponto da curva de compressibilidade pela seguinte equação:

$$G(r) = \frac{dr}{d(-e)^p} \quad (6.1)$$

Tabela 6.1 Parâmetros para avaliação do  $G(r)$ .

Variável	Função
Índice de Vazios ( $e$ )	Espaçamento constante
Tensão ( $S$ )	Função de ajuste $S = f(e)$
Deformação Elástica $(-e)^e$	$(-e)^e = -k \ln(S) + I_k$
Deformação plástica $(-e)^p$	$(-e)^p = e - (-e)^e$
Deformação na NCL ( $e_{NCL}$ )	$e_{NCL} = -\lambda \ln(S) + I_\lambda$
Variável interna	$\rho = e_{NCL} - e$

Com a avaliação da função  $G(r)$ , a partir dos resultados de ensaios laboratoriais das esferas não cimentadas pôde-se concluir que as funções linear e quadrática, propostas por Nakai et al. (2009b), não são as que melhor descrevem o comportamento da variável  $r$ , como pode ser observado na Figura 6.2. Nesta figura, as curvas teóricas foram obtidas pela melhor regressão de ajuste aos dados experimentais.

Nota-se na Figura 6.2, que a função  $G(r)$  apresenta uma inclinação inicial não nula, o que é captado por uma relação linear, mas não o é pela relação quadrática (parabólica). Por outro lado, os dados experimentais mostram que a curva  $G(r)$  é claramente não linear, mas ao contrário de uma parábola, tende a um valor limite assintótico para um valor crítico de  $r$ . Portanto, neste trabalho propõe-se a utilização de uma função hiperbólica dada por:

$$G(r) = \frac{a \times r}{b - r} \quad (6.2)$$

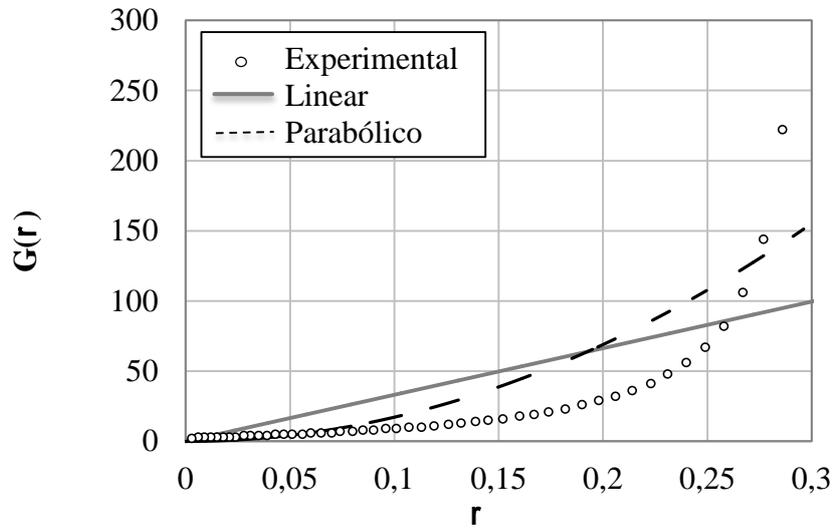


Figura 6.2 Avaliação experimental da função  $G(r)$ .

O valor  $b$  é o parâmetro que define a assíntota da hipérbole, isto é, o valor de  $r$  para o qual o denominador da Equação (6.2) zera e  $G(r)$  tende a  $\pm\infty$ . Este parâmetro pode ser interpretado como o valor da variável  $r$ , para o qual começam a existir deformações plásticas, em outras palavras, onde a curva de compressibilidade se separa da linha reta de inclinação  $k$ . O parâmetro  $a$  está relacionado com a inclinação inicial da curva  $G(r)$  e controla como é a transição entre os estados elástico e o elastoplástico: para valores menores de  $a$  se obtêm maiores deformações plásticas, e uma transição suave antes de se atingir a NCL; para valores maiores de  $a$ , o comportamento tenderá a uma curva bi-linear, como a utilizada pelo modelo Cam clay. Para a obtenção dos parâmetros  $a$  e  $b$  basta re-escrever a Equação (6.2), como:

$$\frac{r}{G(r)} = \frac{b}{a} - \frac{1}{a} r \quad (6.3)$$

Fornecendo, portanto, uma reta quando se plota a relação  $r/G$  contra o valor da variável de estado  $r$ . Assim, fazendo-se uma regressão linear pelos pontos experimentais  $(r, r/G)$  obtém-se o intercepto e a inclinação da reta, sendo o parâmetro  $a$  dado pela inversa da inclinação da linha de tendência, e o parâmetro  $b$  pela multiplicação entre o parâmetro  $a$  e o intercepto (Figura 6.3).

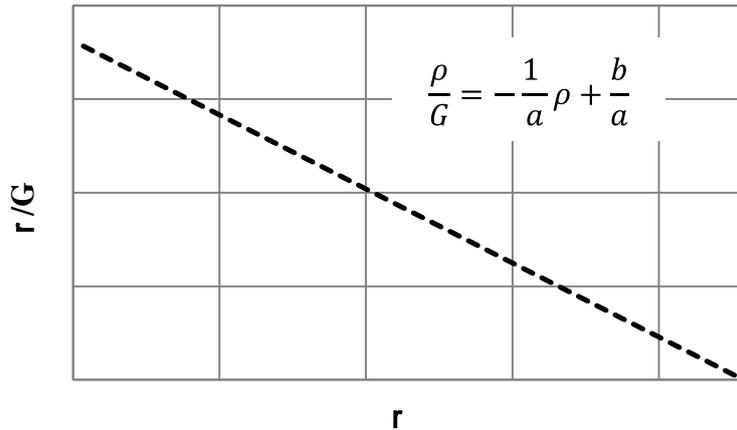


Figura 6.3 Obtenção de parâmetros do modelo hiperbólico para  $G(r)$ .

Outra formulação possível para a avaliação da função  $G(r)$  é a utilização de uma função exponencial do tipo:

$$G(r) = (e^{bx} - 1) \times a \quad (6.4)$$

Neste caso, as variáveis  $a$  e  $b$  não são conseguidas mediante um procedimento analítico como o feito com o modelo hiperbólico, requerendo-se do uso de algum método numérico. Para isto o se reorganiza a equação (6.4), de forma tal  $b$  possa ser calculada, se é assumindo um valor para  $a$ , mediante a seguinte equação:

$$\ln \frac{G+a}{a} = bx \quad (6.5)$$

onde,  $b$  é obtida mediante um regressão linear. Posteriormente, é feita uma iteração na qual se muda o valor de  $a$  até chegar num coeficiente de correlação ( $R^2$ ) aceitável.

A busca de uma melhor descrição da função  $G(r)$  pode levar a um modelo com mais parâmetros, não obstante, deve ser considerada a proposta linear e quadrática de Nakai *et al.* (2009-b), como uma alternativa simples e de fácil uso.

### 6.1.2 SIMULAÇÕES

Seguindo o procedimento descrito no item anterior foi avaliado o modelo para os dois materiais de trabalho. O resultado da avaliação da função  $G$  é apresentado nas Figura 6.4 e Figura 6.5, para o material AA e AH, respectivamente. Observa-se que o modelo hiperbólico é o que melhor descreve o comportamento de  $G(r)$ , seguido pelo modelo exponencial e finalizando com os ajustes quadrático e linear.

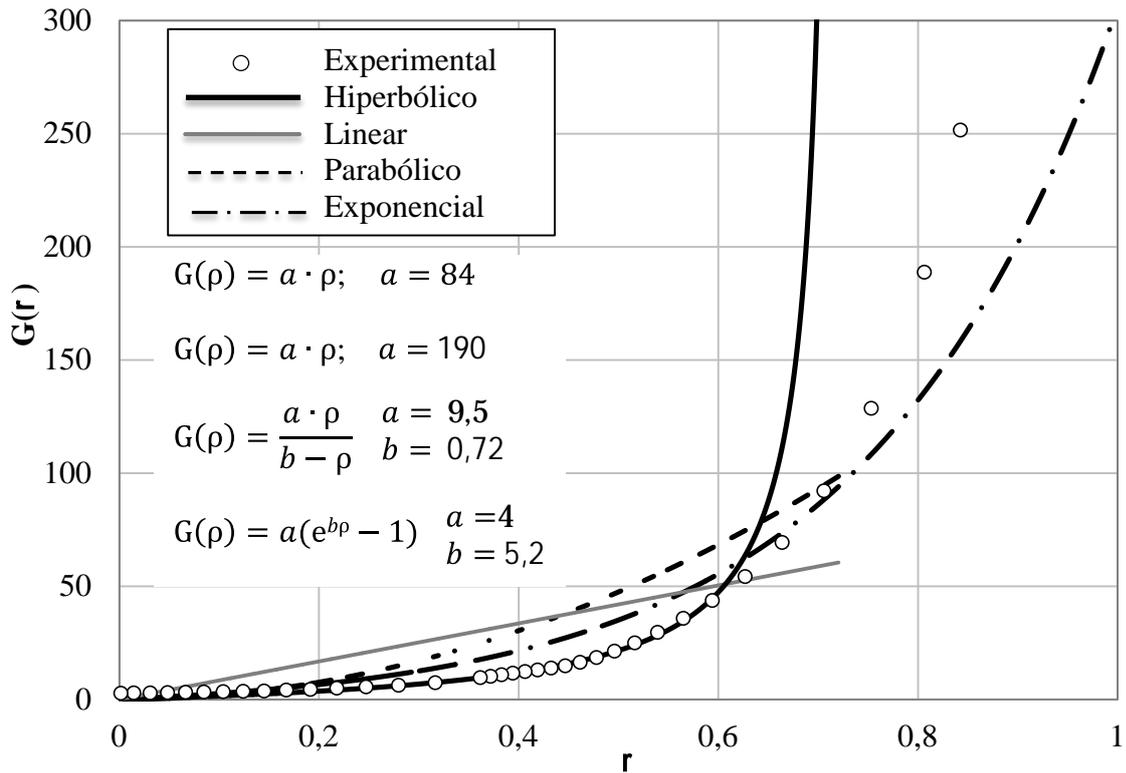


Figura 6.4 Avaliação de diferentes modelos da função  $G(r)$  para o material AA.

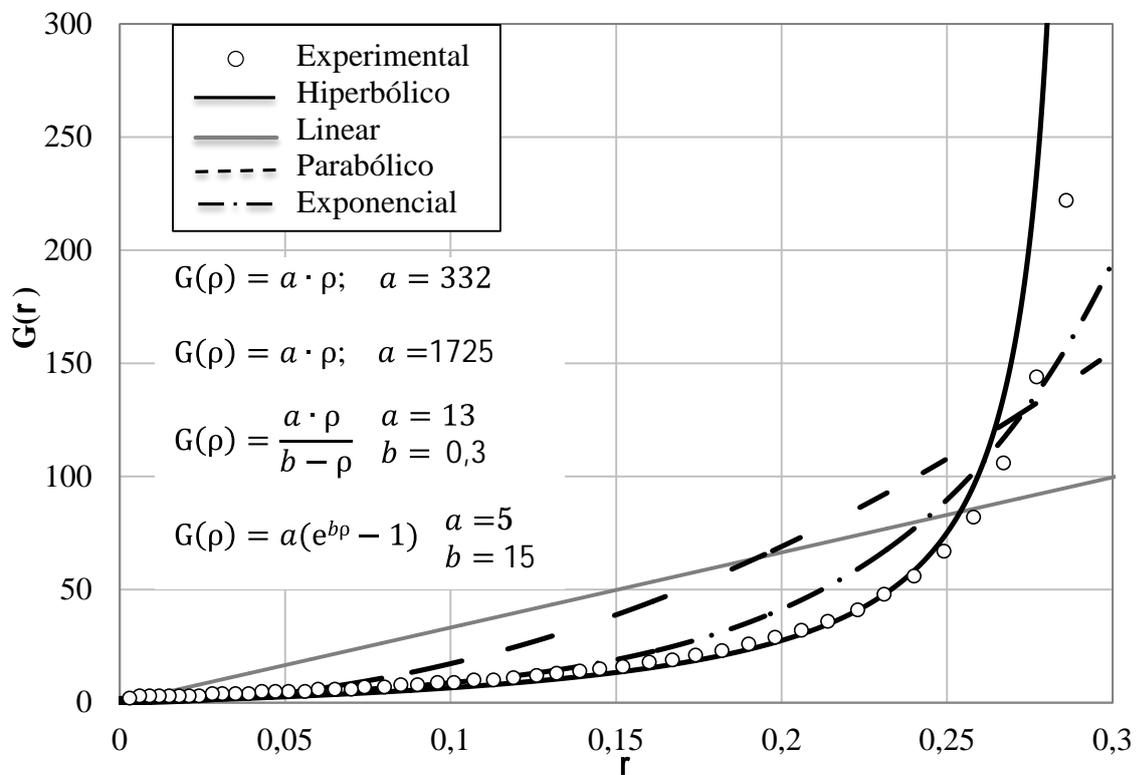


Figura 6.5 Avaliação de diferentes modelos da função  $G(r)$  para o material AH.

O efeito gerado no modelo, pela escolha do tipo de função de  $G(r)$  é mostrado nas Figura 6.6 e Figura 6.7. Ressalta-se que até mesmo para o material AA, que apresentou dificuldades experimentais, tem-se uma boa descrição. Para o material AH, é observado que todas as funções de  $G(r)$  ajustam-se satisfatoriamente, destacando-se as aproximações hiperbólica e exponencial.

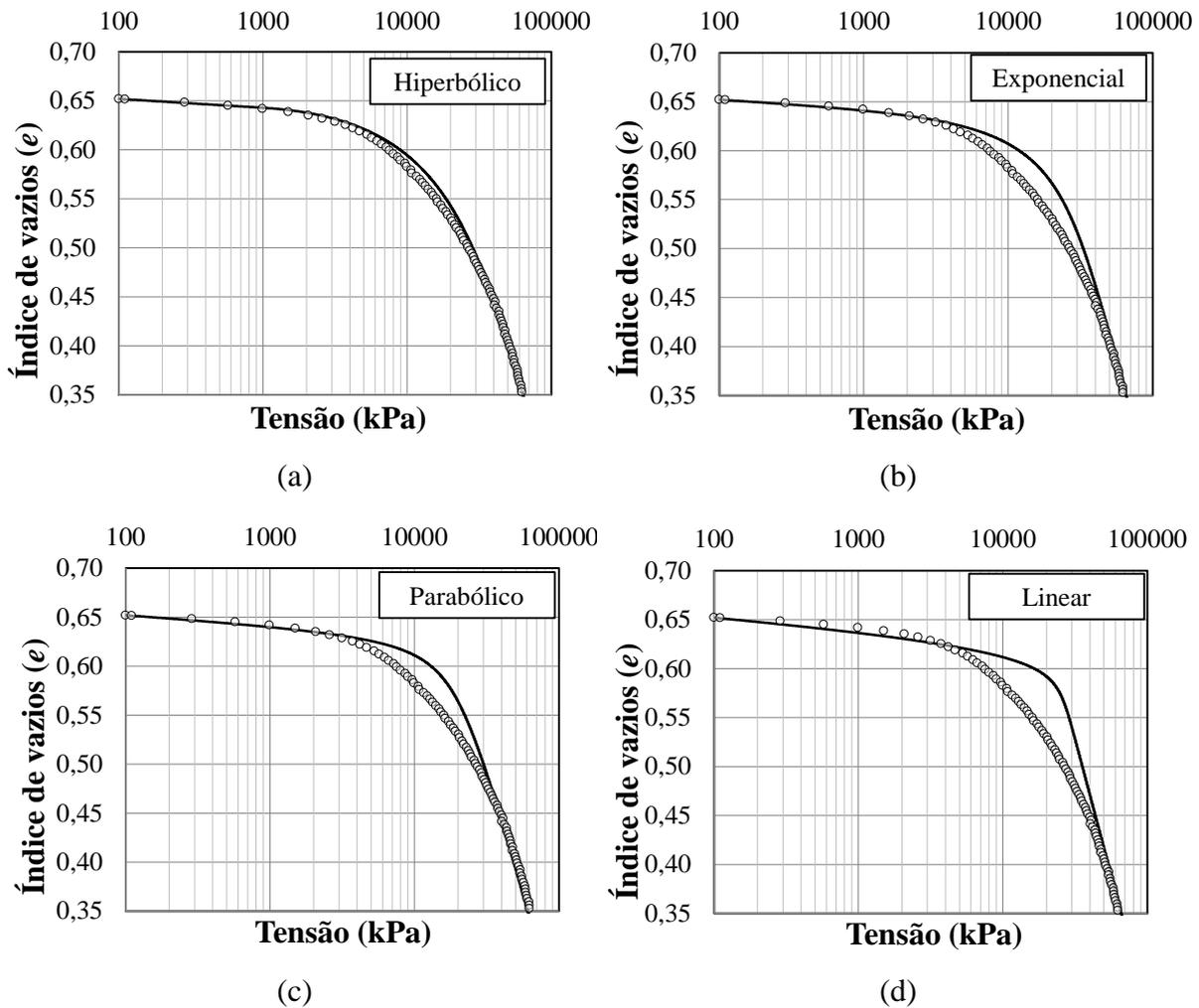


Figura 6.6 Influência da função  $G(r)$  na curva de compressibilidade do material AA

Com base nas Figura 6.6 e Figura 6.7 foi escolhido o modelo hiperbólico para as simulações do efeito da densidade das microesferas. Deve esclarecer que este modelo tem uma desvantagem, correspondente a uma descontinuidade matemática quando a variável  $r$  atinge o valor  $b$ . Neste ponto a função  $G(r)$  assume um valor infinito e posteriormente assume valores negativos se  $r > b$ . Portanto, o domínio da variável  $r$  deve ficar limitado a  $0 \leq r < b$ .

Os parâmetros de as funções analisadas foram achados do melhor ajuste da curva  $G(r)$ . Os modelos linear e quadrático simulam o trecho inicial da curva de compressibilidade como se fosse um material menos rígido que o observado nos dados experimentais. A transição

suave entre o comportamento elástico e elastoplástico é bem simulada pelo modelo hiperbólico, embora o modelo quadrático também forneça uma transição suave antes de entrar na NCL.

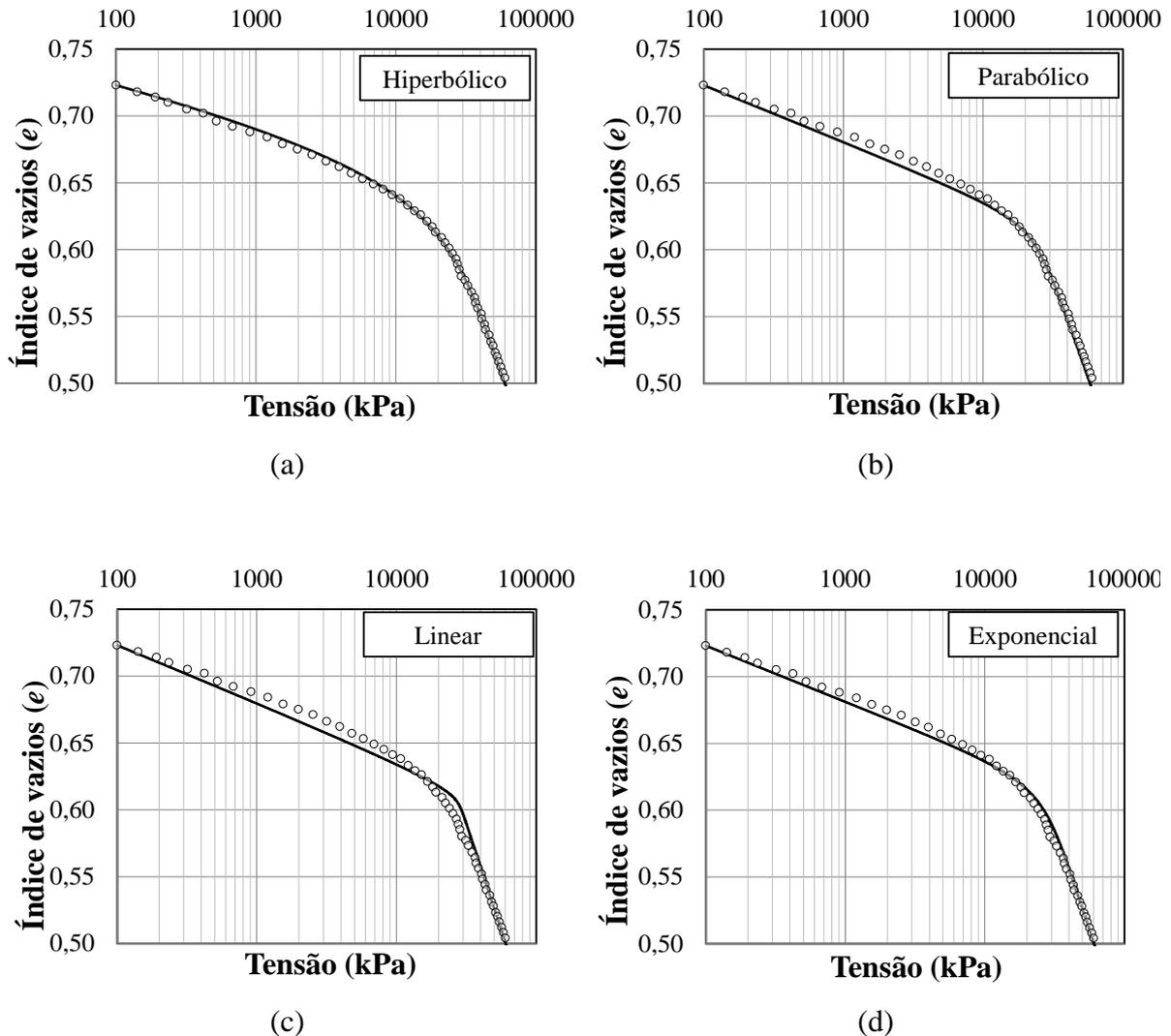


Figura 6.7 Influência da função  $G(r)$  na curva de compressibilidade do material AH.

A avaliação do modelo para todos os resultados experimentais de ensaios de compressão unidimensional são mostrados na Figura 6.8e Figura 6.9 para os materiais AA e AH, respectivamente. Vale ressaltar que foi utilizado o mesmo grupo de parâmetros para todos os ensaios, tendo como única variação o índice de vazios inicial ( $e_0$ ). Observa-se que as curvas correspondentes aos índices de vazios iniciais maiores apresentam menor acurácia, que as curvas de índices de vazios iniciais menores, devido à variação dos parâmetros com as condições iniciais.

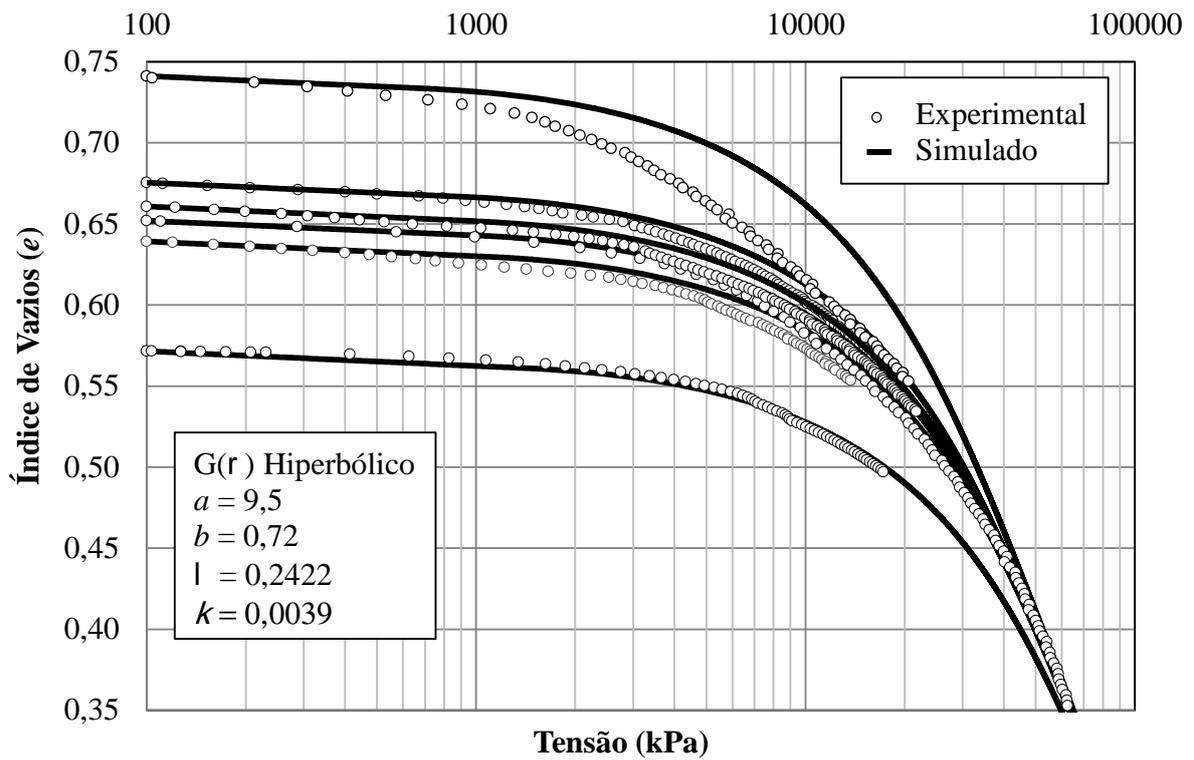


Figura 6.8 Comparação do modelo constitutivo versus ensaios laboratoriais do material AA.

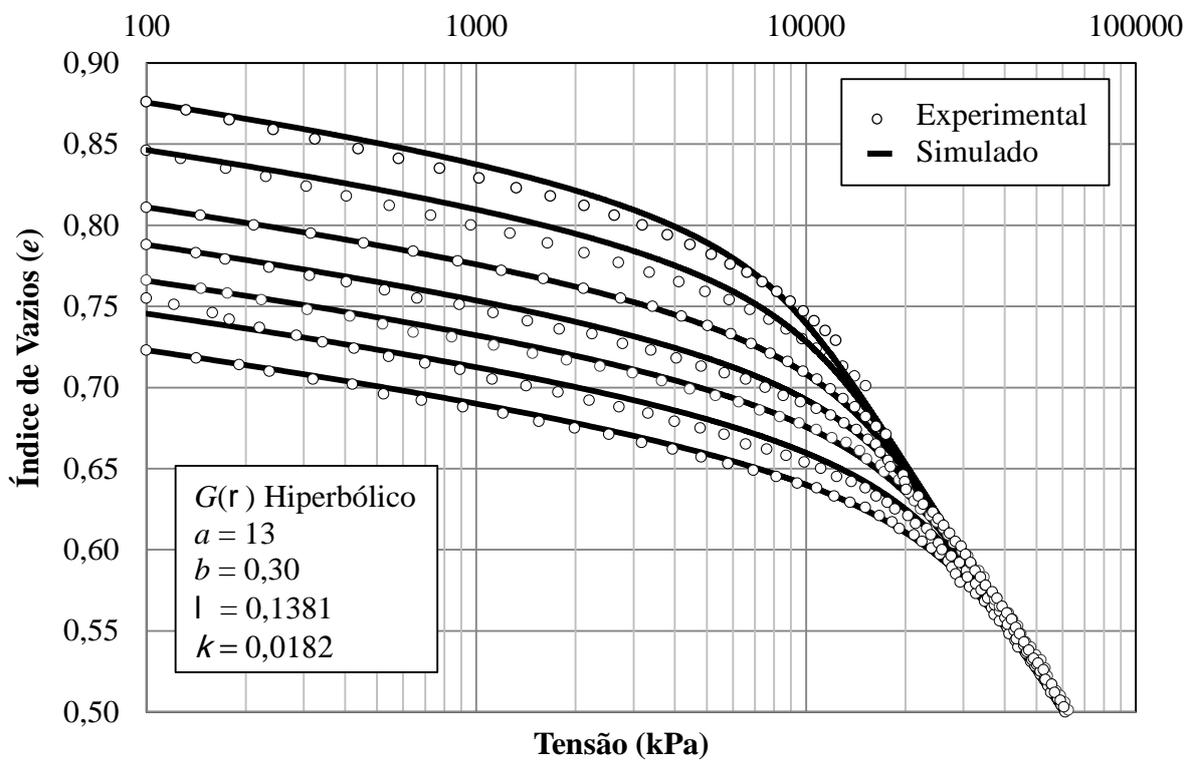


Figura 6.9 Comparação do modelo constitutivo versus ensaios laboratoriais do material AA.

### 6.1.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Nas Figura 6.10 e Figura 6.11 mostra-se uma análise paramétrica que ilustra a influência dos parâmetros  $a$  e  $b$  na curva  $e-\ln(s)$  do modelo hiperbólico utilizado. Nestas simulações foi adotado um valor de  $e_0=1,0$  para  $s_0=100$  kPa,  $l=0,1381$  e  $k=0,018$ .

O parâmetro  $a$  está relacionado com a inclinação inicial da curva  $G(r)$  e controla como é a transição entre os estados elástico e o elastoplástico: para valores menores de  $a$  se obtêm maiores deformações plásticas, e uma transição suave antes de se atingir a NCL; para valores maiores de  $a$ , o comportamento tenderá a uma curva bi-linear, como a utilizada pelo modelo Cam-Clay.

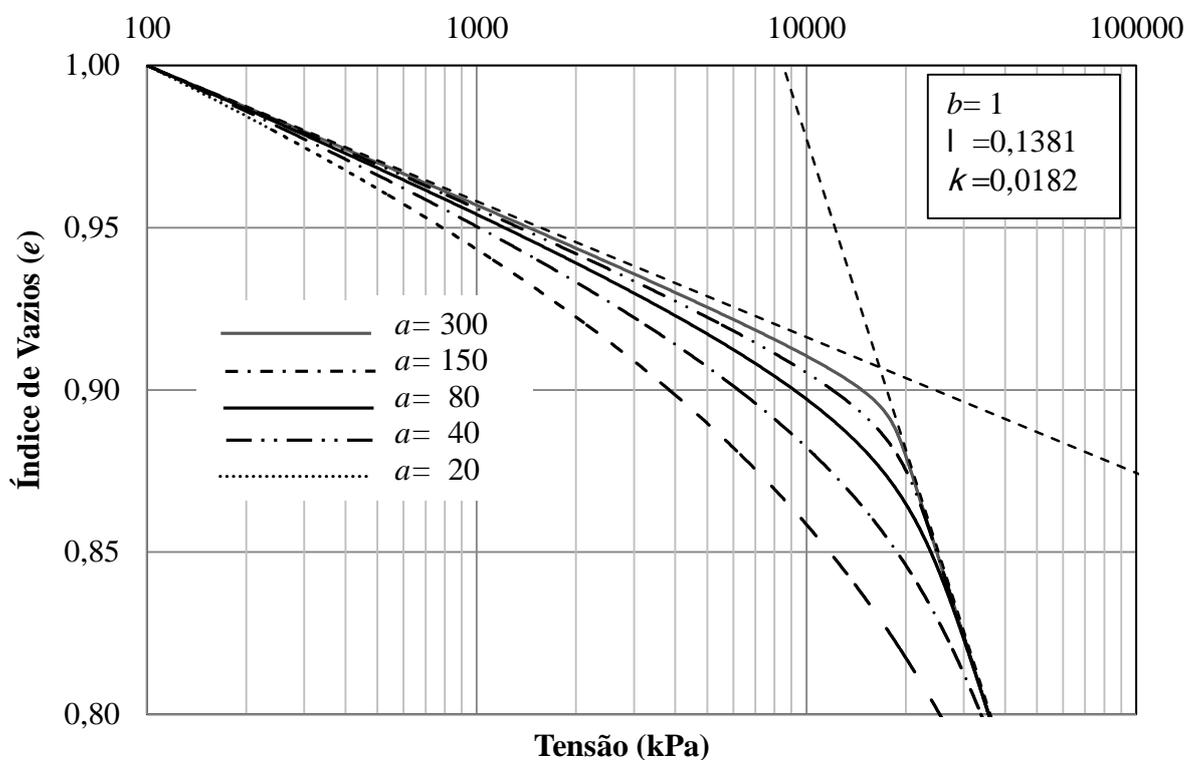


Figura 6.10 Análise paramétrica para observar a influência de  $a$  com  $b=1,0$  constante.

Na Figura 6.12 é ilustrada a capacidade do modelo para simular o comportamento à compressão confinada de materiais com diferentes compacidades iniciais. Mostra-se também a geração de uma transição suave até alcançar a NCL, a qual possibilita prever deformações plásticas num trecho considerado tradicionalmente como elástico.

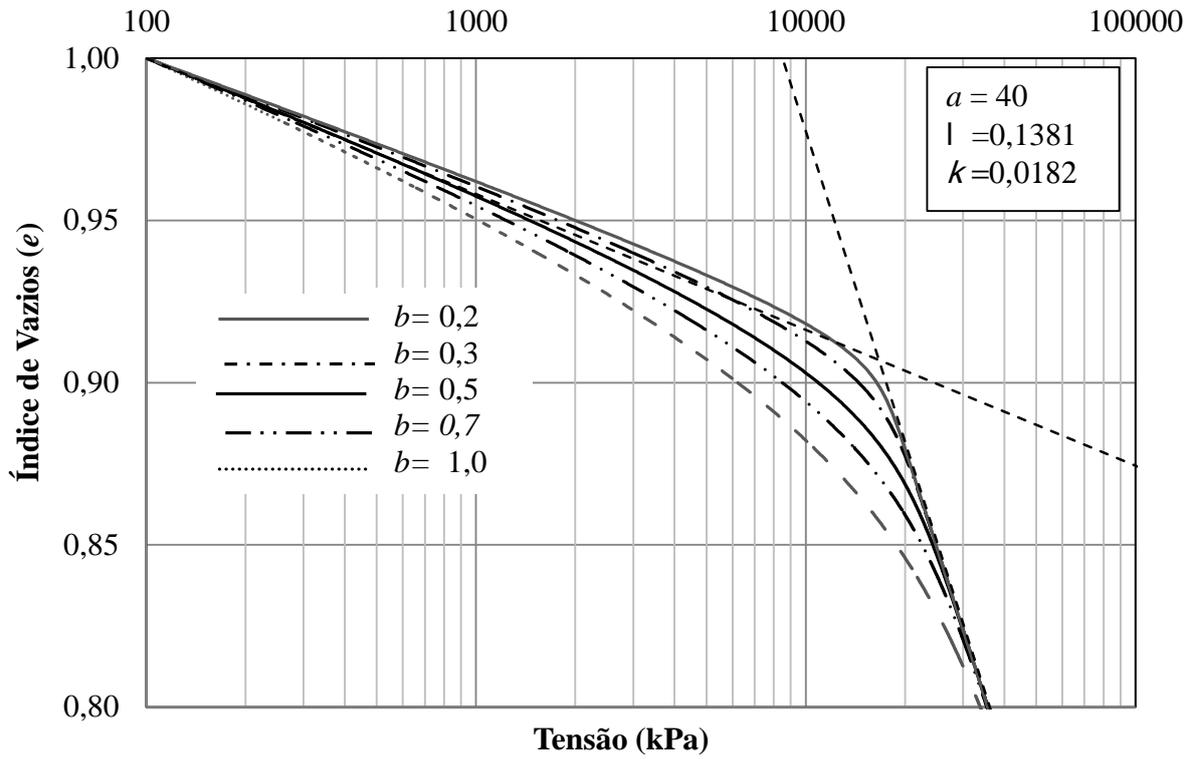


Figura 6.11 Análise paramétrica para observar a influência de  $b$  com  $a=40$  constante.

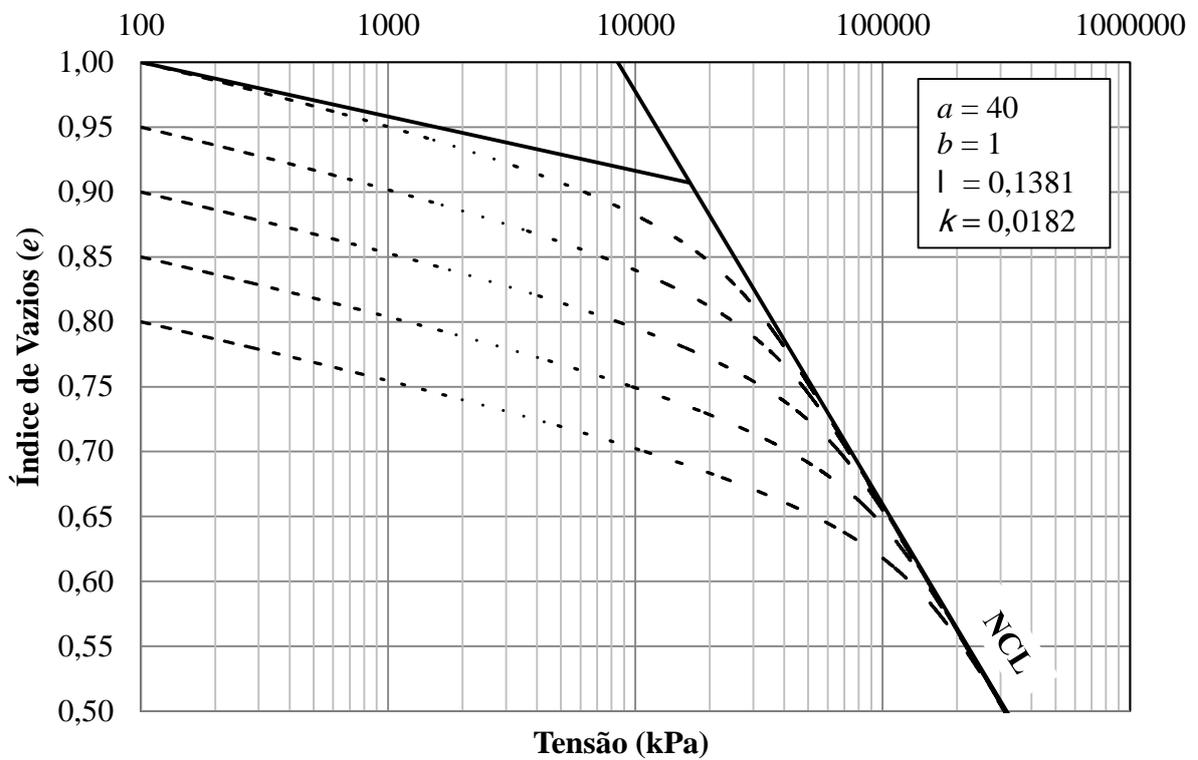


Figura 6.12 Modelo NIT sob diferentes condições de índice de vazios iniciais.

## 6.2 EFEITO DA ESTRUTURA

Neste item apresentam-se as simulações obtidas para os ensaios das amostras cimentadas como epóxi, mostrando a capacidade de utilização no comportamento de materiais estruturados (cimentados).

### 6.2.1 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS

Neste caso não foi possível à elaboração de uma metodologia mais racional para a aquisição dos parâmetros, devendo-se optar pela obtenção dos parâmetros mediante um procedimento de tentativa e erro. Não obstante, para se ter sensibilidade da ordem de grandeza das variáveis a serem assumidas, foi feita uma análise paramétrica.

O principal motivo de não se poder estabelecer um procedimento racional, deve-se à forma como foi formulado o efeito da estrutura. A variável interna escolhida pelo grupo do Instituto de Tecnologia de Nagoya baseou o efeito da cimentação em uma variável imaginária ( $w$ ). Esta não pode ser obtida experimentalmente, ao contrário da variável  $r$ , como foi visto anteriormente. Outro ponto negativo é a dificuldade de se definir uma condição inicial para a variável do tipo deformação que controla a cimentação ( $w_0$ ).

Na Figura 6.13 mostram-se duas ilustrações do efeito de cada variável no modelo com cimentação. A condição inicial da variável de estado ( $w$ ) que leva em consideração a estrutura, está relacionada distanciamiento que se tem da curva com respeito à linha NCL. Com o aumento  $w_0$ , a curva de compressibilidade se modifica, levando o material a um comportamento mais frágil, como se vê na Figura 6.13-a.

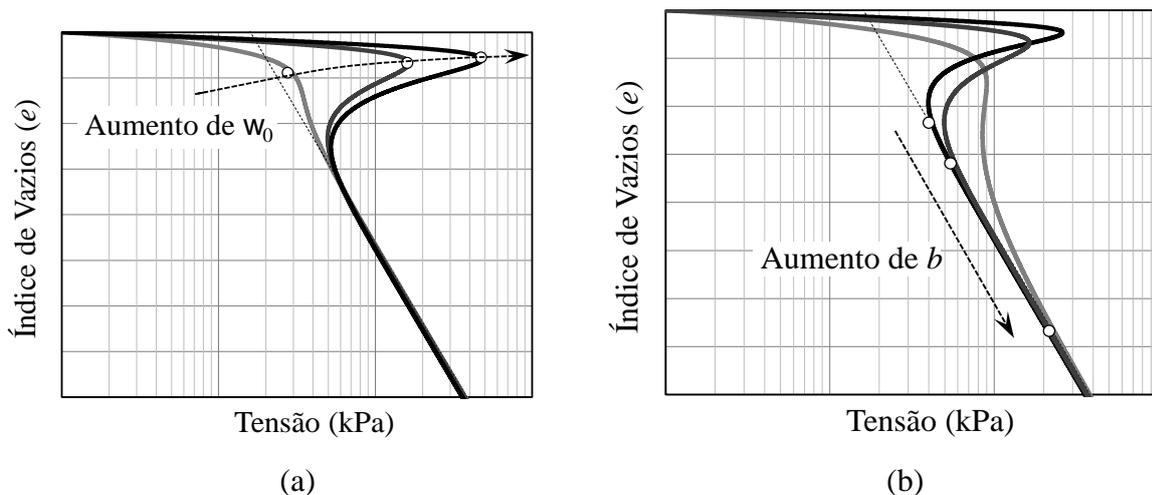


Figura 6.13 Análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo com cimentação.

No caso do parâmetro  $b$ , observa-se uma mudança no ponto de entrada da curva de compressibilidade na NCL, o qual ocorrerá para índices de vazios cada vez menores. Na Tabela 6.2 mostra-se os parâmetros obtidos para a simulação dos ensaios executados nas amostras de microesferas cimentadas com epóxi.

Para o desenvolvimento destas modelagens foram usados os índices de compressão de cada uma das curvas, em quanto aos parâmetros de evolução da variável  $r$  foram únicos para cada um dos materiais. No caso do material AA, foi utilizada a mesma curva de calibração do modelo da densidade, devido a sua concordância com o material de mínimo teor de cimentante. Em relação ao material AH, os parâmetros foram obtidos da curva de mínimo teor de cimentante após da última recarga, tendo como hipóteses a quebra total do cimentante.

Tabela 6.2 Parâmetros obtidos para a simulação dos corpos de prova cimentados com epóxi.

Tipo de Material	% Cimentante	Densidade		Cimentação		Índices de compressão	
		$a$	$b$	$w_0$	$b$	$l$	$k$
AA	6	9,5	0,40	0,45	20	0,1373	0,0016
	12	9,5	0,40	0,25	200	0,1573	0,0019
	18	9,5	0,40	0,20	100	0,2023	0,0030
	24	9,5	0,40	0,13	50	0,2077	0,0015
	32	-	-	-	-	-	-
AH	6	7,0	1,10	1,1	7,0	0,1260	0,0011
	12	7,0	1,10	2,1	7,0	0,1395	0,0046
	18	7,0	1,10	1,9	8,5	0,1301	0,0014
	24	7,0	1,10	1,0	10	0,1522	0,0014
	32	7,0	1,10	0,65	350	0,1728	0,0020

## 6.2.2 SIMULAÇÕES

A seguir são apresentadas as simulações dos corpos de prova cimentados com epóxi, mostrando as qualidades e restrições do modelo do NIT para a predição do comportamento deste tipo de materiais. Na Figura 6.14 e na Figura 6.15 são apresentadas as simulações e curvas experimentais para os materiais AA e AH, respetivamente. As curvas extras nas figuras mostram o comportamento simulado sem o efeito da cimentação. De uma forma geral, o modelo consegue simular o comportamento de solos cimentados satisfatoriamente, apesar de algumas deficiências.

Nas esferas do tipo AH, o modelo previu uma perda de cimentação mais brusca que a observada experimentalmente para os graus de cimentação intermediários, com 12% e 18% de epóxi, como mostrado nas Figura 6.15-b e c. Esse desvio pode ser devido a dificuldades na calibração dos parâmetros que afetam a cimentação, ou devido a problemas de integração numérica com a rápida perda de rigidez e possível amolecimento embutido no modelo.

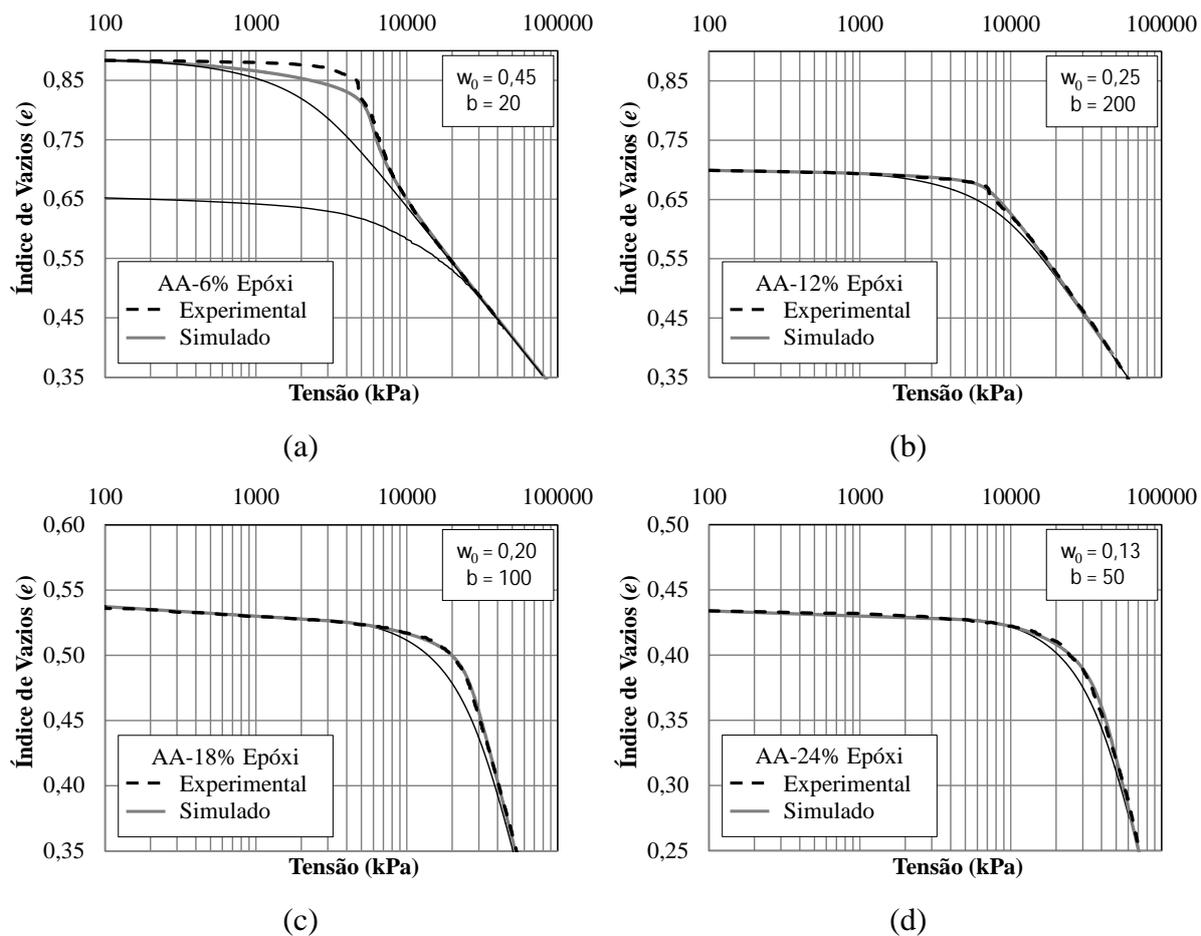


Figura 6.14 Simulação para o corpo de prova de material AA com epóxi.

Para um elevado grau de cimentação, com 32% de epóxi, o material passa a ter um comportamento bi-linear, típico de um material com alta coesão. Neste caso forma-se um novo material com esferas numa matriz de epóxi. O modelo também consegue prever bem esse comportamento, se for devidamente calibrado.

O modelo é formulado de uma maneira simples para parâmetros constantes sob diversas condições, não obstante nas evidências experimentais encontram-se variações nos diferentes parâmetros. Estas variações podem ser incluídas de uma forma simples.

Na Figura 6.16 e na Figura 6.17 são mostrados tanto os resultados experimentais (a) como os das simulações (b) para os materiais AA e AH, respectivamente, colocando-se todos os graus de cimentação testados. Os resultados, de uma forma geral, constataam a potencialidade do modelo.

Na literatura, registra-se que materiais granulares cimentados artificialmente podem ser descritos mediante a relação do volume de vazios e o volume de cimentante ( $V_{\text{vazios}}/V_{\text{cimentante}}$ ), sendo correlacionadas com propriedades de resistência e deformabilidade (Consoli *et al* ,2009). Portanto, foi considerada a possibilidade de existir alguma correlação

entre tal relação e  $Q(w_0)$  que expressa o ganho inicial de rigidez devido à cimentação no modelo proposto pelo NIT. Os resultados são mostrados na Figura 6.18. As curvas apresentam um pico em torno da relação  $V_{\text{vazios}}/V_{\text{cimentante}}=5\%$ , sugerindo a existência de um teor ótimo de cimentante para uma dada densidade, pelo menos com relação à rigidez máxima do material cimentado.

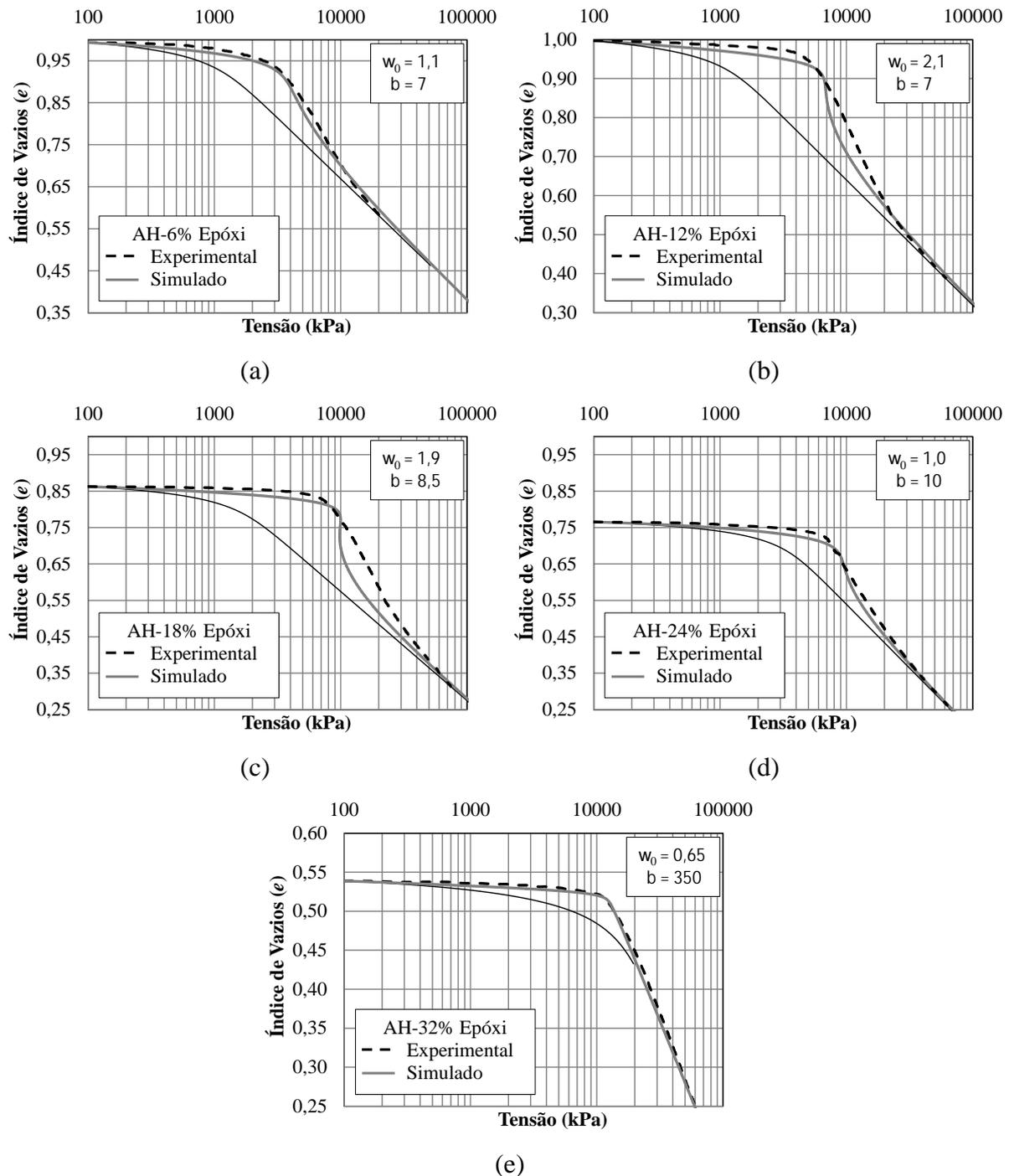
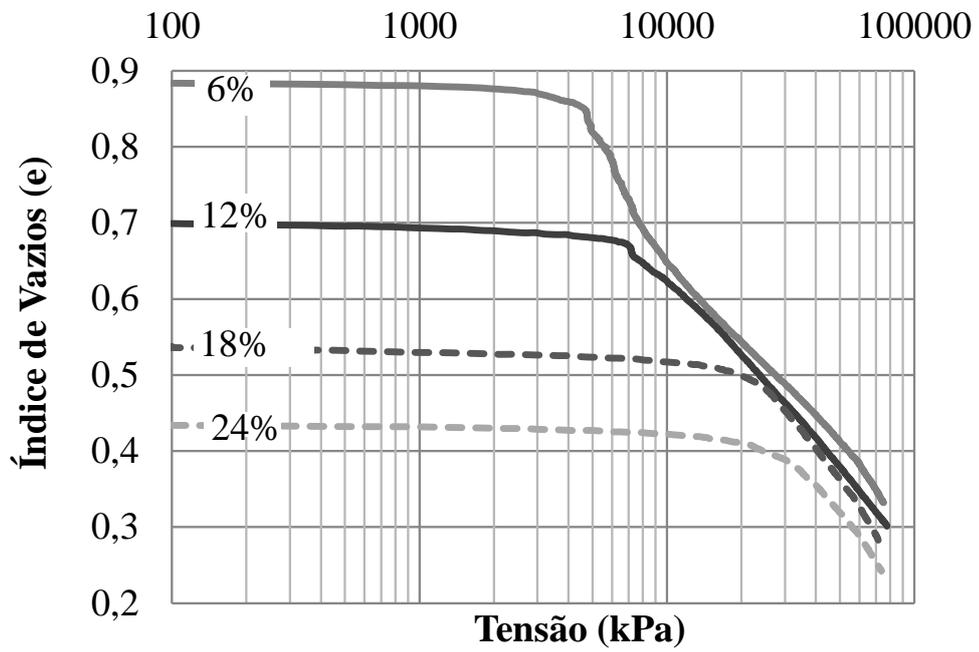
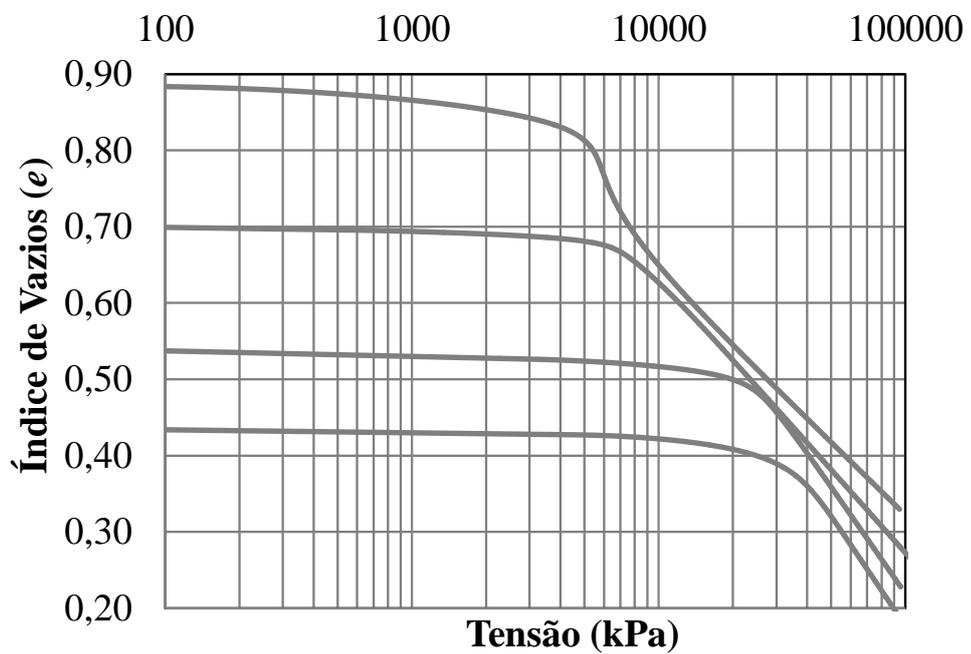


Figura 6.15 Simulação para o corpo de prova de material AH com epóxi.

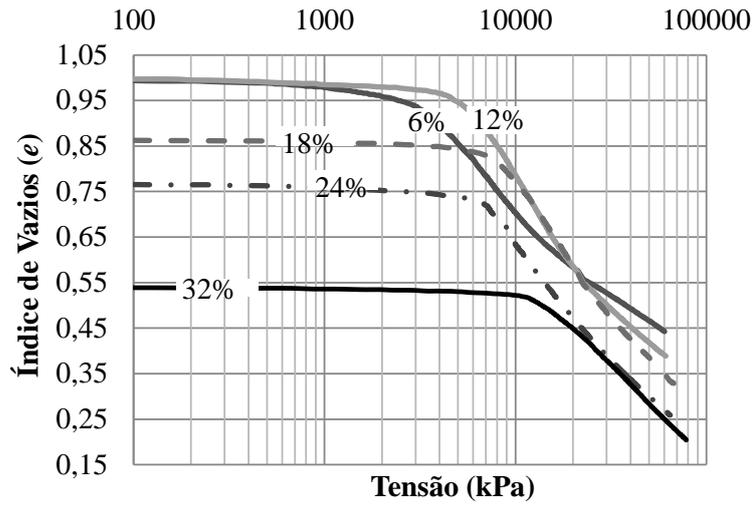


(a)

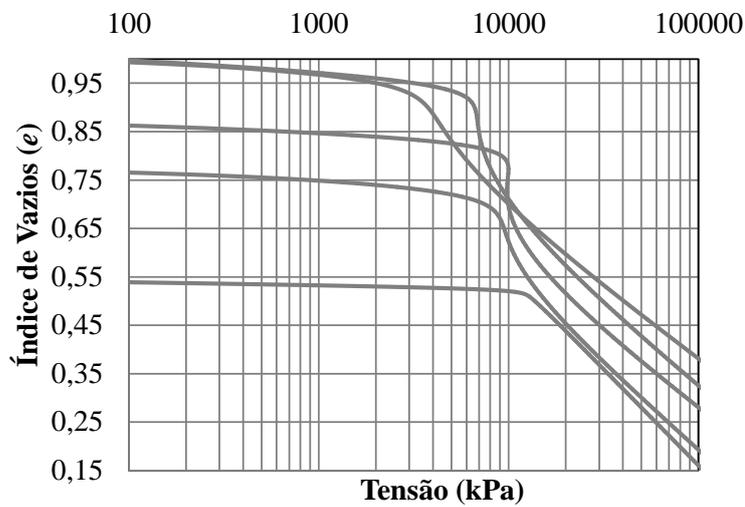


(b)

Figura 6.16 Ensaio do material AA cimentado com epóxi. Resultados experimentais (a); simulações numéricas (b).

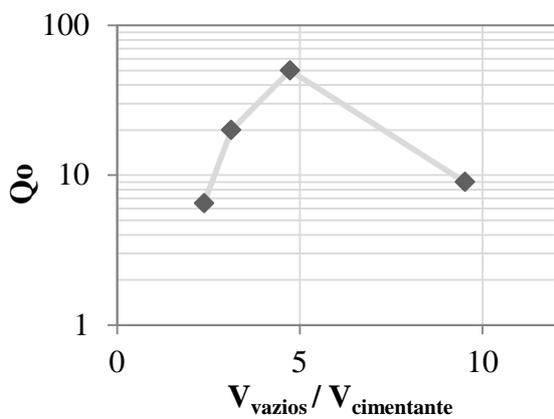


(a)

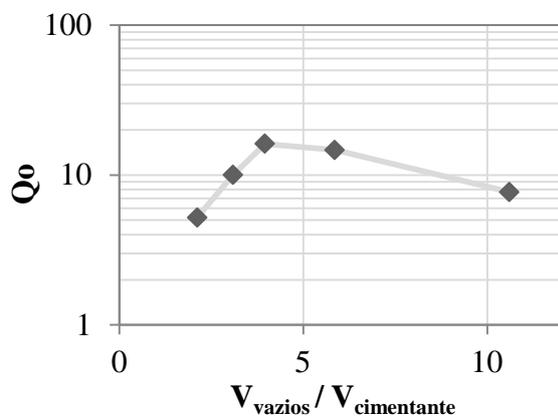


(b)

Figura 6.17 Ensaio do material AH cimentado com epóxi. Resultados experimentais (a); simulações numéricas (b).



(a)



(b)

Figura 6.18 Relação entre o ganho de rigidez inicial e variável  $V_{\text{vazios}}/V_{\text{cimentante}}$ : (a) material AA, (b) material AH.

### 6.2.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

O efeito da estrutura é considerado no modelo mediante a inclusão de um parâmetro  $b$  e uma condição inicial para a variável interna do tipo deformação  $w_0$ , que controla a estrutura inicial do material.

Na Figura 6.19 mostra uma análise paramétrica da condição inicial  $w_0$ , observando-se que o aumento dessa leva ao aumento da rigidez inicial decorrente da cimentação. Isto se vê refletido em um aumento da tensão na qual se inicia fortemente a quebra do cimentante. Destaca-se que esta condição não muda o ponto de volta da curva de compressibilidade após o processo de desestruturação.

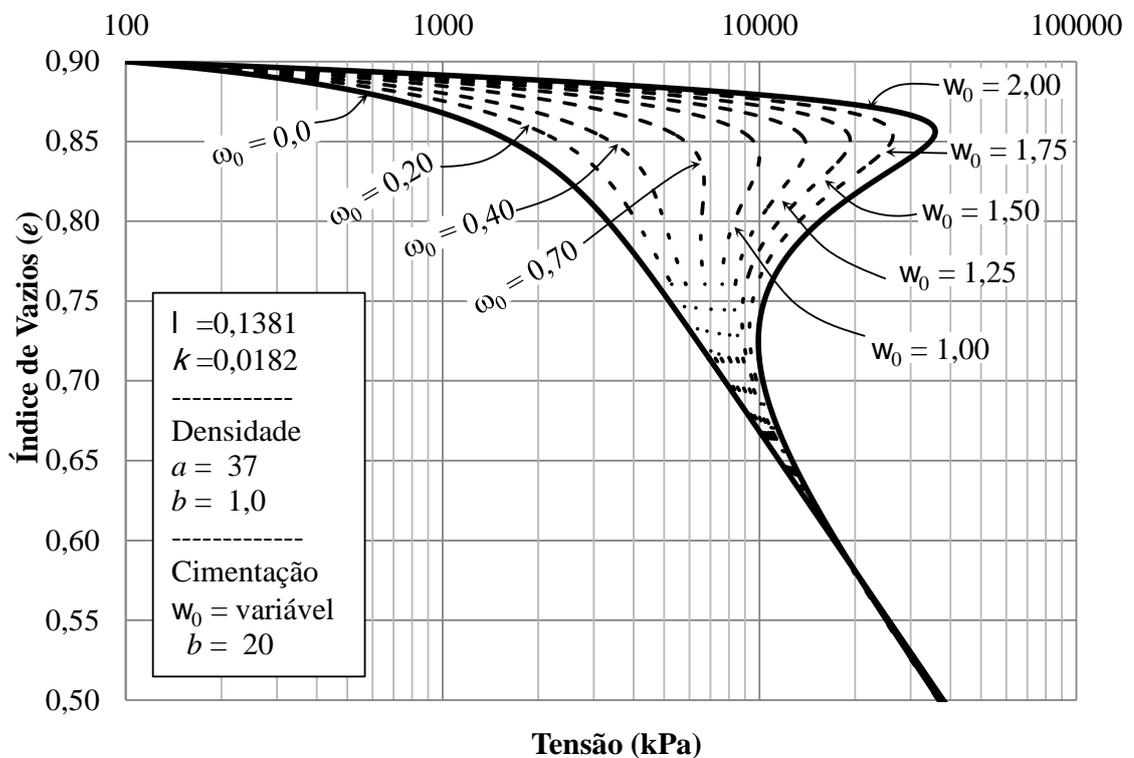


Figura 6.19 Análises paramétricas da variável  $w_0$  para o efeito da cimentação.

Por outro lado, o parâmetro  $b$  está relacionado com a forma de degradação da estrutura e com o ponto de entrada após a perda do efeito da cimentação na linha de adensamento normal, como pode ser visto na Figura 6.20. O aumento de  $b$  leva a um ponto de entrada na curva de compressibilidade para índices de vazios elevados, obtendo assim, a simulação de um comportamento mais frágil. De forma inversa, com a diminuição o ponto de entrada da curva começa a descer, levando a comportamento mais suave. Ressalta-se que variável  $b$  também tem influencia sob a condição inicial  $w_0$ , podendo diminuir a tensão onde começa a

quebra da estrutura. Na Figura 6.21 apresenta-se o modelo NIT com cimentação para diferentes índices de vazios iniciais.

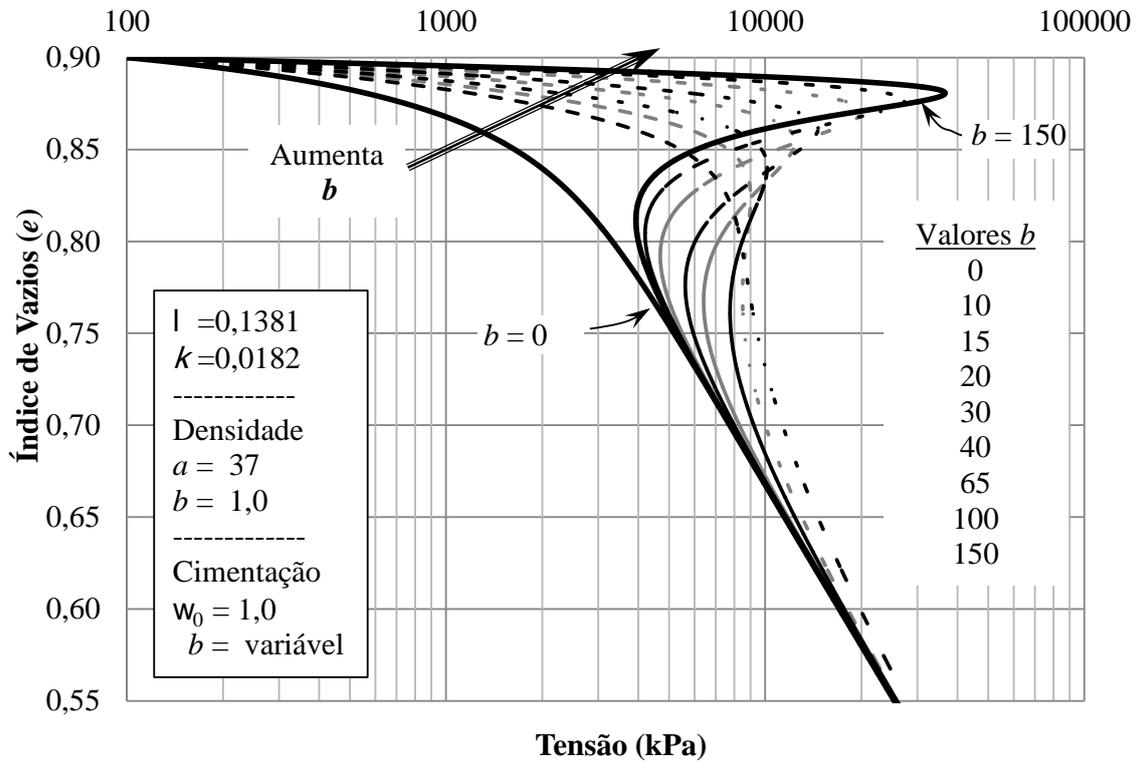


Figura 6.20 Análise paramétrica da variável  $b$  para o efeito da cimentação.

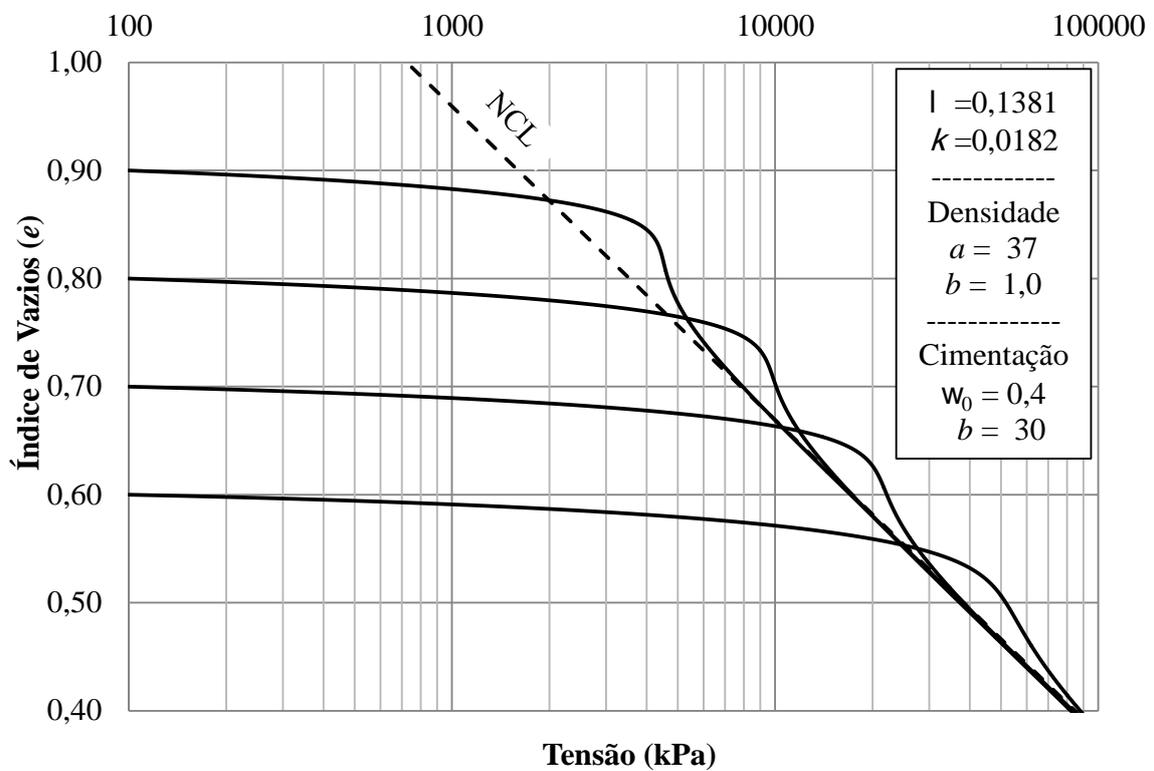


Figura 6.21 Modelo NIT com cimentação para diferentes de índice de vazios iniciais.

## 6.3 EFEITO DA VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO

Os resultados das simulações dos ensaios dos corpos de prova da mistura de microesferas e asfalto são apresentados no presente item, sendo avaliada a capacidade de reproduzir o efeito da taxa de deformação para três teores de asfalto no comportamento sob compressão confinada unidimensional.

### 6.3.1 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS

O efeito da taxa de deformação, manifestada no deslocamento da linha NCL de acordo com a Equação (3.28) que estabelece a mudança da variável interna do tipo deformação  $y$ , como função do índice de compressão secundário  $I_a$ , e expressada como:

$$dy = - I_a \ln \frac{(-\dot{\epsilon})_0^{pt}}{(-\dot{\epsilon})^{pt}} \quad (6.6)$$

Esta última expressão é utilizada em cada iteração da simulação para atualizar a posição da linha NCL, sendo assim  $I_a$  o parâmetro que controla a quantidade do deslocamento. Assim, o procedimento para a obtenção do parâmetro responsável do efeito da taxa de deformação é a busca do valor de  $I_a$  que leve à melhor concordância entre as previsões do modelo com os resultados experimentais. Para isto pode ser usada uma ferramenta como o Solver no Excel, que procure o valor de  $I_a$  até minimizar o erro entre a curva real e a simulada.

### 6.3.2 SIMULAÇÕES

A seguir são apresentados os resultados das simulações do modelo constitutivo para a avaliação da capacidade de reproduzir o efeito da taxa de deformação no comportamento do material. Para cada teor de asfalto foram escolhidas três curvas, correspondentes a cada uma das velocidades de deformação impostas.

Os resultados das simulações são apresentados entre as Figura 6.22e Figura 6.29, mostrando-se em termos gerais bastante satisfatórios. A curva do material AH para um teor de 3% e uma velocidade de 1 mm/mim apresenta uma maior diferença na inclinação da linha NCL (ver Figura 6.25 ). Não obstante, a seleção não adequada de parâmetros para a descrição do comportamento de um material, não pode ser considerada para a avaliação de um modelo.

Na simulação dos ensaios foi encontrado que a função  $G(r)$  que melhor se comportava para a mistura microesferas-asfalto foi a linear, tendo um único parâmetro por definir. A

curva de compressibilidade utilizada para a calibração dos parâmetros de cada um dos grupos de ensaios, foi aquela correspondente à velocidade de 1mm/mim.

A componente viscosa devida à cimentação com asfalto das microesferas gera um aumento da rigidez inicial da curva de compressibilidade com o aumento da velocidade. Para os dois materiais de trabalho foi necessária a utilização de parâmetros do efeito da cimentação, com o objetivo de melhorar a reprodutibilidade das curvas experimentais.

O parâmetro  $l_a$  é função do incremento da velocidade de deformação, como pode ser observado na Figura 6.27 e na Figura 6.28. Esse parâmetro pode ser interpretado como um ganho de rigidez do material devido ao deslocamento da linha NCL. Nas Figura 6.29 e Figura 6.30 apresenta-se a variação do parâmetro  $l_a$  com respeito aos diferentes teores de asfaltos para cada uma das velocidades. Nestas figuras é observado que o parâmetro  $l_a$  não é diretamente proporcional à porcentagem de asfalto.

O modelo proposto pelo NIT realmente mostra sua versatilidade na simulação de amostras cimentadas com asfalto, conseguindo simular o efeito da densidade, a cimentação e a taxa de deformabilidade com o uso do mesmo arcabouço teórico.

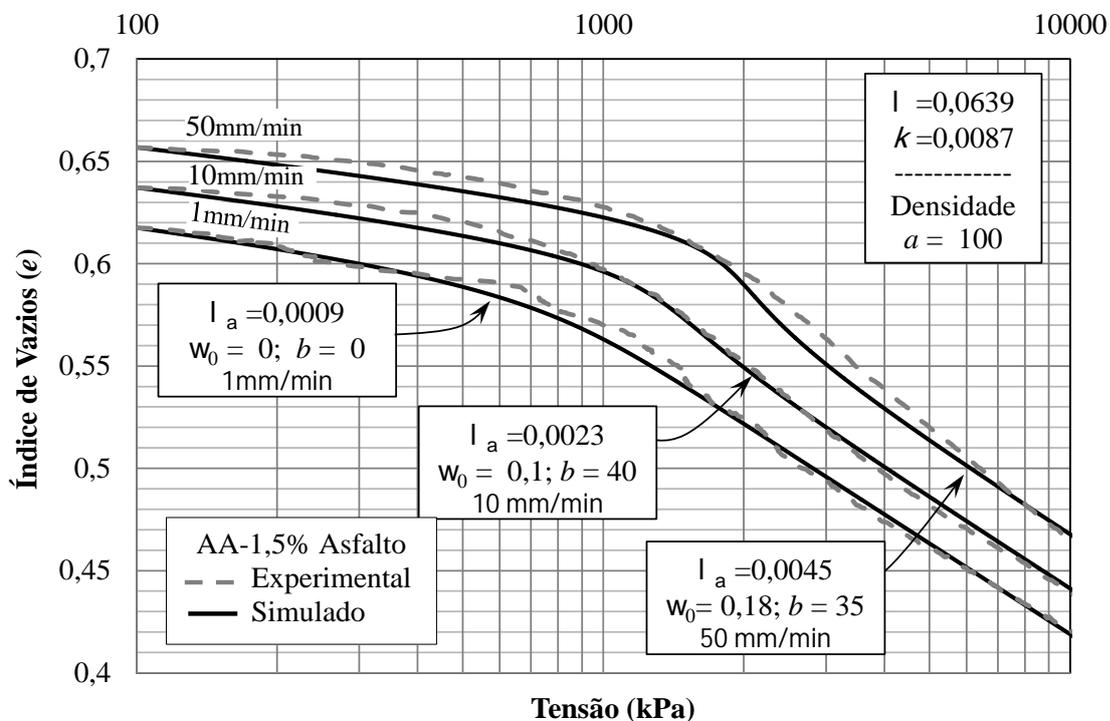


Figura 6.22 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AA com 1,5% de asfalto.

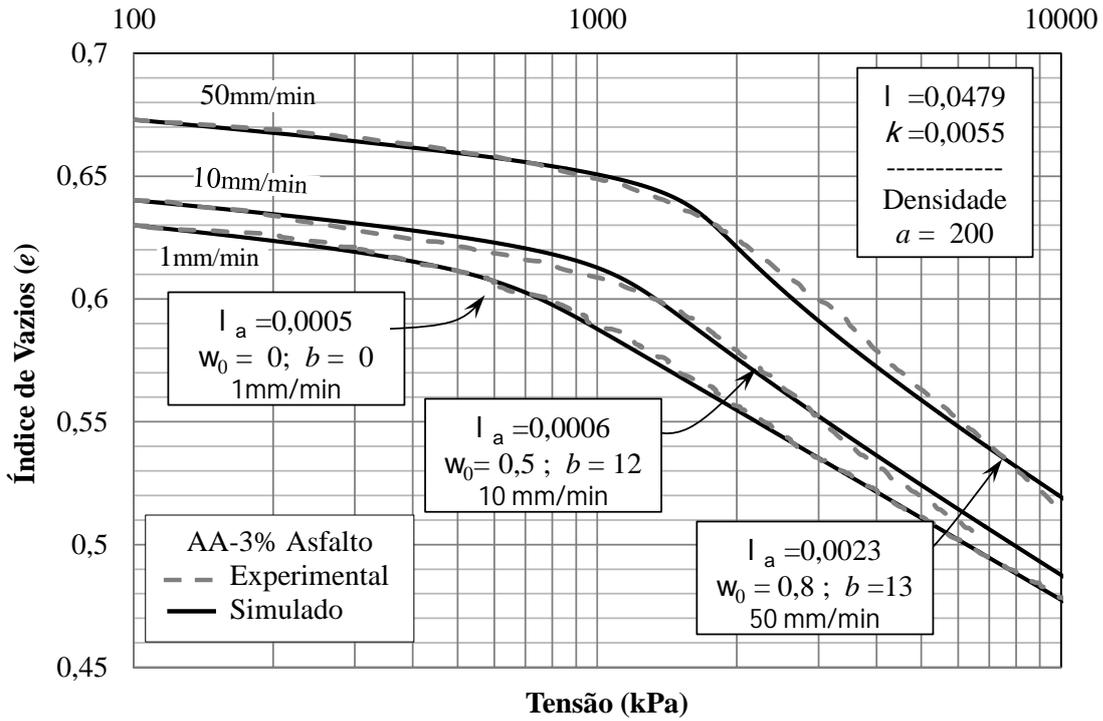


Figura 6.23 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AA com 3% de asfalto.

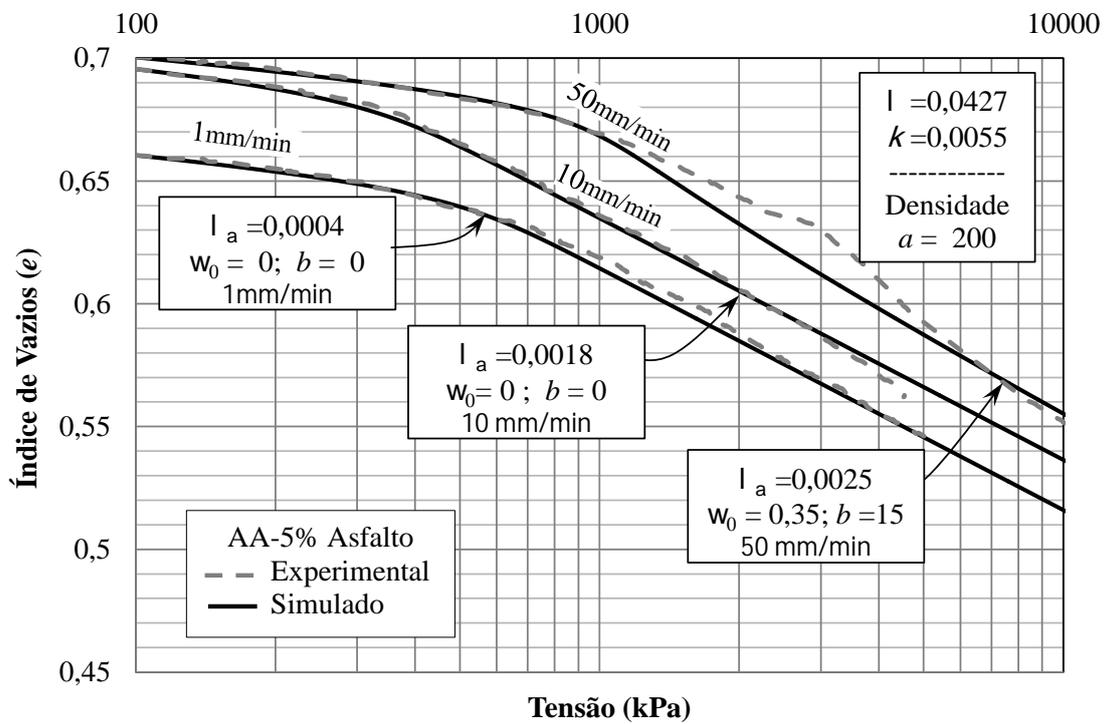


Figura 6.24 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AA com 5% de asfalto.

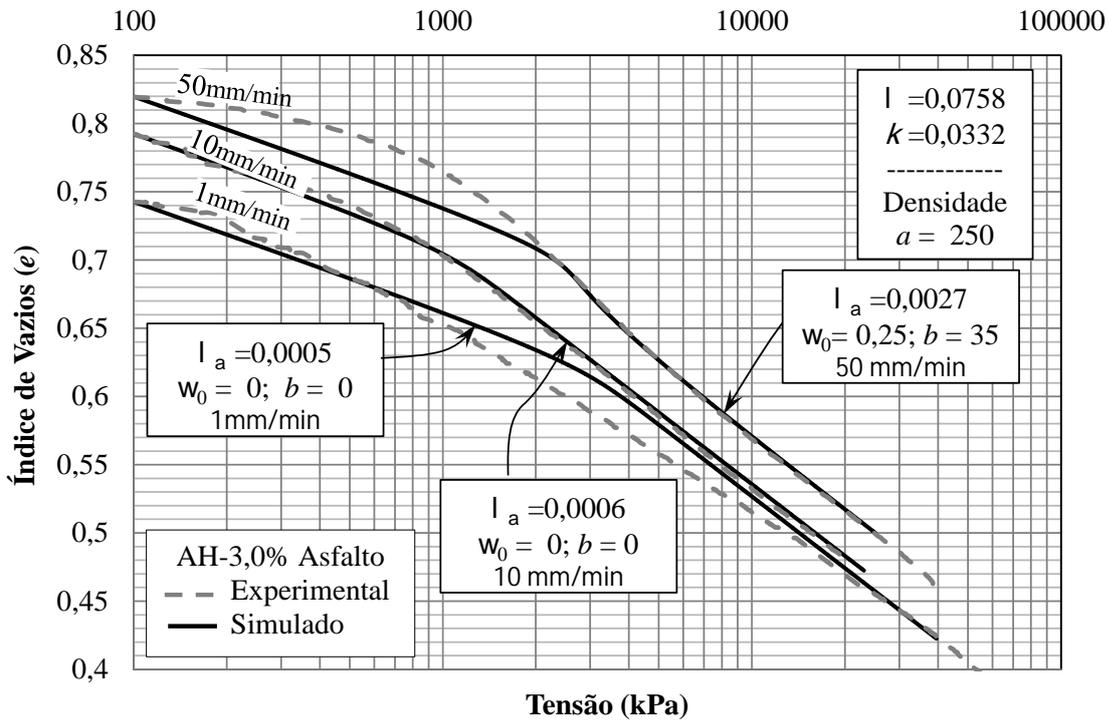


Figura 6.25 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AH com 3% de asfalto.

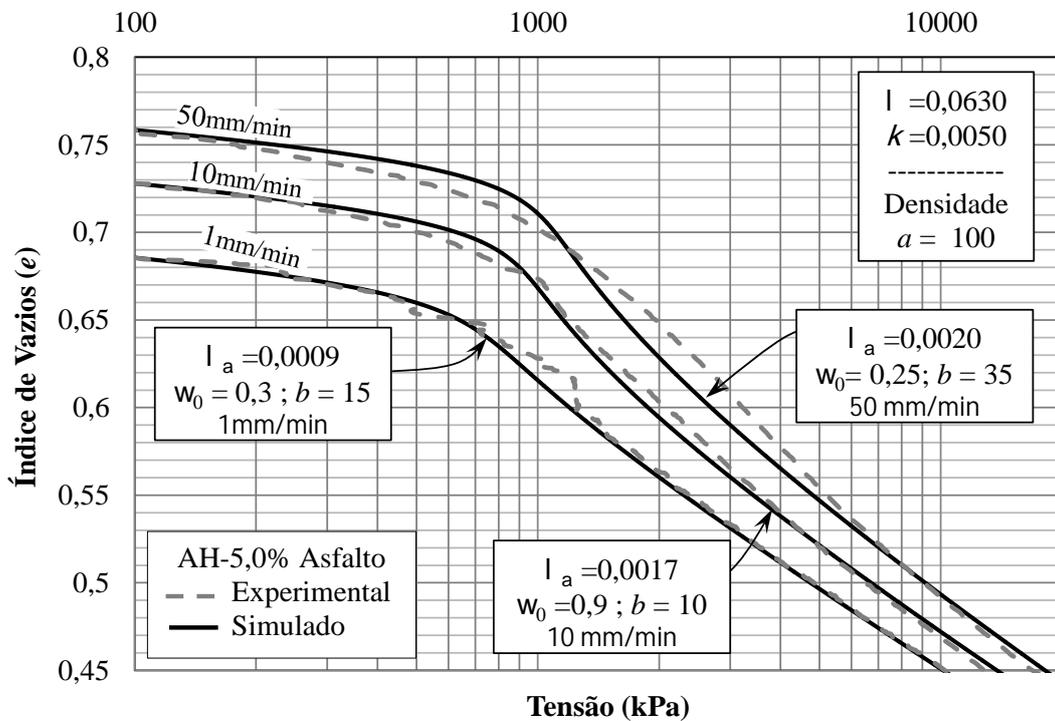


Figura 6.26 Simulação do efeito da taxa de deformação do material AH com 5% de asfalto.

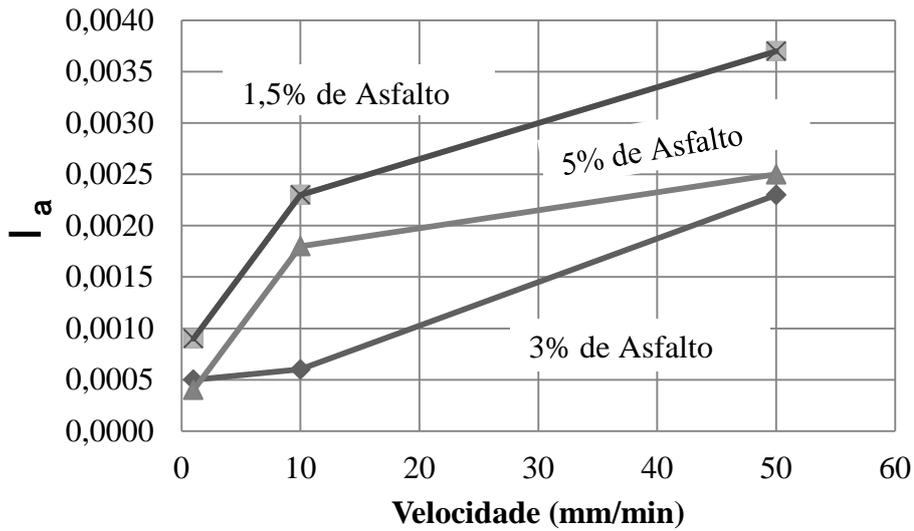


Figura 6.27 Variação  $I_a$  com a velocidade para o material AA.

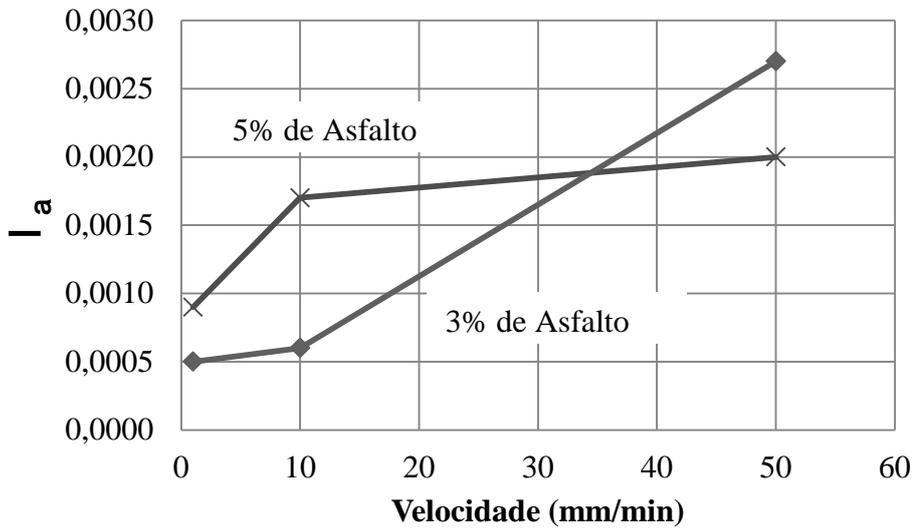


Figura 6.28 Variação  $I_a$  com a velocidade para o material AH.

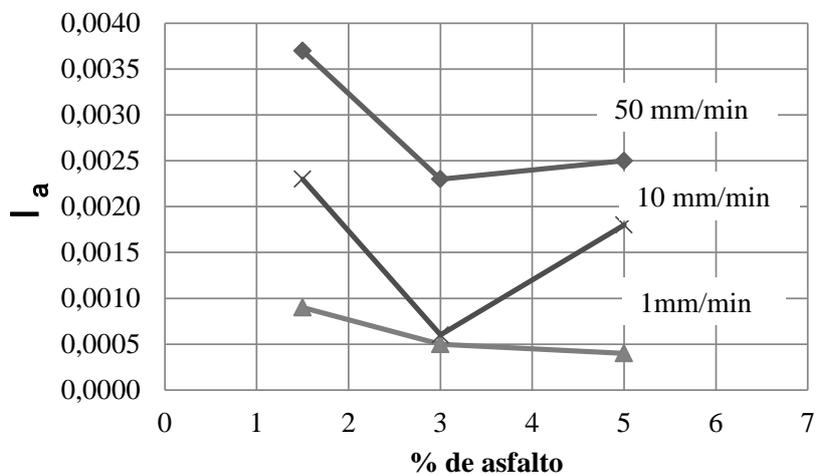


Figura 6.29 Variação  $I_a$  com o teor de asfalto para o material AA.

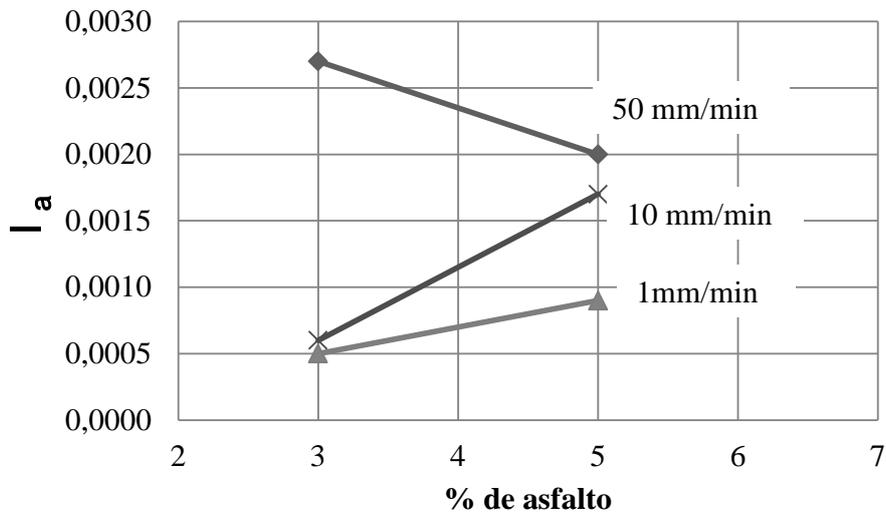


Figura 6.30 Variação  $I_a$  com o teor de asfalto para o material AH.

### 6.3.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

O efeito da taxa de deformação é considerado no modelo mediante a inclusão da variável  $y$ , gerando assim o deslocamento da linha NCL. Nas Figura 6.31 são mostradas as análises paramétricas do modelo considerando o efeito da taxa de deformação. Observa-se que a linha NCL desloca-se para a direita com o aumento do parâmetro  $I_a$ .

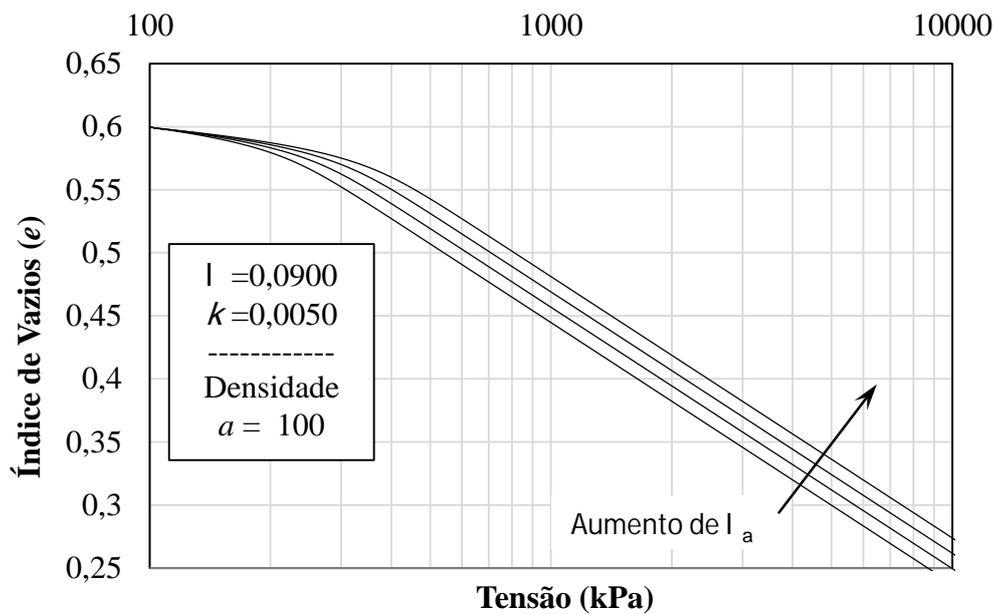


Figura 6.31 Análise paramétrica do efeito da taxa de deformação com índice de vazios inicial constante.

## 7 CONCLUSÕES

Neste trabalho descreveu-se o modelo proposto pelo grupo do Instituto de Tecnologia de Nagoya, o qual possui uma formulação simples e versátil, com uma precisão excelente para a simulação de ensaios de compressão unidimensional.

Para validação do efeito da densidade, medido pela variável interna  $r$  do tipo deformação no modelo do NIT, foram realizados ensaios de compressão unidimensional em amostras com dois diâmetros de esferas de vidro em diferentes condições de índice de vazios iniciais.

As evidências experimentais aqui apresentadas, mostram que a função de evolução da variável de densidade,  $G(r)$ , para as microesferas de vidro, não possui um comportamento linear nem quadrático, como foi proposto por Nakai et al. (2009b). Seu comportamento é simulado mais apropriadamente por uma curva hiperbólica ou por uma função exponencial. A função hiperbólica proposta proporciona resultados acurados do comportamento, com parâmetros de significado claro e de fácil obtenção a partir de um único ensaio de compressão unidimensional. Por outro lado, a função exponencial também proporciona resultados bastante satisfatórios.

A formulação do modelo para descrever comportamentos de solos cimentados proposta pelo NIT evidencia que possui dificuldade para sua avaliação experimental. O principal motivo do problema é a forma como foi estabelecida a variável interna ( $w$ ), a qual carece de um significado físico claro, o que não possibilita a sua avaliação experimental. Para a obtenção dos parâmetros que avaliam o efeito da cimentação utilizou-se uma metodologia de tentativa e erro.

As avaliações do modelo nos experimentos com as microesferas cimentadas com epóxi mostram resultados satisfatórios. Considera-se que o modelo para o efeito da cimentação do NIT pode ser de grande utilidade na simulação de ensaios de compressão confinada com tais características. Este possui grande simplicidade e boa acurácia nos seus resultados.

Os resultados experimentais dos corpos de prova das misturas asfalto-microesferas, forneceram uma grande possibilidade para a validação do modelo. Nestes foram observados juntos os três fenômenos propostos a avaliar nesta pesquisa, densidade, cimentação e velocidade de deformação. O resultado das simulações obtidas para as misturas com asfálticas foram bastante satisfatórias.

## **7.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Estudo de uma variável de estado que descreva o comportamento de solos cimentados, que inclua de uma forma implícita o conceito de subcarregamento, de forma tal que permita a avaliação experimental dos parâmetros que a descrevem.

Avaliar experimentalmente o efeito da quebra de grãos com o uso das microesferas de vidro, fornecendo dados que ajudem ao entendimento do fenômeno. Posteriormente, tentar formular um modelo baseado no conceito de subcarregamento para sua descrição.

Avaliação experimental detalhada de misturas com asfalto, que possibilitem a avaliação do modelo proposto pelo NIT para casos específicos. Podendo avaliar diferentes fenômenos, tais como: temperatura, cimentação, tempo e densidade. Este seria de grande ajuda para diferentes obras de engenharia.

Avaliar experimentalmente o efeito da sucção para a validação analítica posterior.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. NBR 7181 (1984). Solo - Análise Granulométrica, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT. NBR 10838 (1988). Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática, Rio de Janeiro, RJ, 4 p.
- ABNT. MB 3324 (1990). Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ABNT. MB 3388 (1991). Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos, Rio de Janeiro, RJ, 14 p.
- ASTM International (2006). Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading. D4186-06.
- Bernucci, L. B., Motta, L. M. G., Ceratti, J. A. P. & Soares, J. B (2006). Pavimentação Asfáltica-Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS & ABEDA.
- Brinkgreve, RBJ. (2005) “Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application”. In: Yamamuro, JA and Kaliakin, VN, editors. Geotechnical Special Publication, ACSE, (128) 69-98.
- Cardoso, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico De Solos Do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- Consoli, N.C. ; Fonseca, A. V. ; Cruz, R. C. & Heineck, K. S. (2009). Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(9) 1347-1353.
- Cuccovillo, T. & Coop, M. R. (1999). On the mechanics of structured sands. Géotechnique, London, 49 (6), 741-760.
- Dafalias, Y.F. & Popov, E.P. (1975). A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. Acta Mechanica, 21:173-192.
- Desai, C.S. & Siriwardane, H. J. (1984). Constitutive Laws for Engineering Materials. Prentice-Hall, New Jersey.
- DNIT 032/2005 (2005). Pavimentos flexíveis – areia-asfalto a quente – especificação de serviço. Departamento nacional de infra-estrutura de transporte. Instituto de pesquisas rodoviárias. Rio de Janeiro.
- Duncan, J. M. & Chang, Y. C., (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE, SM5, Vol 96. pp 1629-1653.
- Duncan, J.M. (1994). The role of advanced constitutive relations in practical applications. State-of-the-art paper, Proceeding of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India. (5) 31-48.
- François, B. (2008). Thermo-plasticity of fine-grained soils at various saturation states: application to nuclear waste disposal. PhD thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Swiss, 363p.
- Gomes, J.E.S. (2007). Estudo sobre fatores que influenciam a acurácia do método do papel-filtro. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.
- Hashiguchi, K. (1980). Constitutive equation of elastoplastic materials with elasto-plastic transition, Jour. of Appli.Mech. ASME, 102(2), 266-272.
- Ibañez, J.P. (2003). Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 241p.

- Kolymbas, D. (1991). Computer-aided design of constitutive laws. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, (15) 593-604.
- Kyokawa, H., Kikumoto, M., Nakai, T. & Shahin, H.M. (2010). Simple Modeling of stress-strain relation for unsaturated soil. *GeoShanghai-International Conference, Shanghai, China, (GSP 202)*17-25.
- Kyokawa, H. (2010). Elastoplastic constitutive model for saturated and unsaturated soils considering the deposited structure and anisotropy . Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, Nagoya Institute of Technology, Nagoya, Japan, 149p.
- Lade, P.V.,(2005). Overview of constitutive models for soils. *Geotechnical Special Publication N°128: Soil Constitutive Model Evaluation, Selection and Calibration*. ASCE, 1-34.
- Lambe, T.W. & Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, 553p.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. (1985). Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Geotechnique*, 35(2): 159–180.
- Leroueil, S. & Vaughan, P. R. (1990).The congruent effects of structure on the behavior of natural soils. *Geotechnique*, London, 40(3) 467–488.
- Martínez-Carvajal, H. E. (2006). Modelagem Constitutiva de Areias Usando Redes Neurais Artificiais. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 247 p.
- Marsal, R.J. & Resendiz, D. (1975). *Earth and Earth-Rock Dams (in Spanish)*. Limusa, Ciudad de Mexico, Mexico, 546 p.
- Mesri, G. & Vardhanabhuti, B. (2009) Compression of Granular Materials. *Canadian Geotechnical Journal*. 46 (4) 369-392.
- Nakai, T. & Mihara, Y. (1984). A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models. *Soil and Foundations*, 24(2):82-94.
- Nakai, T. & Matsuoka, H. (1986). A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses. *Soil and Foundations*, 26(3):81-98.
- Nakai, T. & Hinokio, M. (2004). A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters. *Soil and Foundations*, 44(2):12-30.
- Nakai, T, Zhang, F, Kyokawa, H, Kikumoto, M. & Shahin, H.M. (2008): Modeling the influence of density and bonding on geomaterials, *Proc. of 2nd International Symposium on Geotechnics of Soft Soils, Keynote Paper, Glasgow*, 65-76.
- Nakai, T., Kyokawa, H., Kikumoto, M., Shahin, H.M. & Zhang, F. (2009-a). One-dimensional and three-dimensional descriptions of elastoplastic behavior in structured clays, *Proc. of 4th International Workshop on New Frontiers in Computational Geotechnics, IWS-Pittsburgh, Zhang et al. (ed.)*, 3-12.
- Nakai, T., Shahin, H.M., Kikumoto, M., Kyokawa, H. & Zhang, F. (2009-b): Simple and unified method for describing various characteristics of geomaterials – Influences of density, bonding, time effects and others, *Journal of Applied Mechanics JSCE*, (12) 371-382.
- Naylor, D. J. & Pande, G. N., (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*. Swansea, UK: Pineridge Press.
- Nelson, J. & Baron, M.L., (1971). Application of variable moduli to soil behavior. *Int. J. Solids and Structures*. V7, pp 399-417.
- Papamichos, E. (1999). Constitutive Laws for Geomaterials. *Oil Gas Science and Technology*, 54 (6) 759-771.
- Pedroso, D. M. (2002). Modelos Elastoplásticos para Solos Argilosos: Capacidade de Previsão de Comportamento e Integração da Relação Constitutiva. *Dissertação de*

- Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 171 p.
- Pedroso, D.M., Farias, M.M. & Nakai, T. (2005). An Interpretation of subloading  $t_{ij}$  model in the context of conventional elastoplasticity theory. *Soil and Foundation*, 45(4):61-77.
- Pedroso, D. M. (2006). Representação Matemática do Comportamento Mecânico Cíclico de Solos Saturados e não Saturados. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 224 p.
- Prevost, J.H., 1978. Plasticity theory of soil stress–strain relations. *ASCE Journal for Geotechnical Engineering* 104(EM5) 1177–1194.
- Prevost, J.H., 1979. Mathematical Modeling of Soil-Strain-Strength Behavior. *International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen*, (1) 347-361.
- Roscoe, K. H.; A. N. Schofield & Wroth, C.P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, (8) 22-53.
- Schofield, A. & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill, 218 p.
- Shahin, H.M., Nakai, T., Kikumoto, M., Kyokawa, H. & Miyahara, Y. (2010). Modeling of Time dependent behavior of clay in one-dimensional consolidation. *Proc. Of the 4th Sino-Japan Geotechnical Symposium*, 54-61.
- Tanaka H., Udaka, K. & Nosaka, T. (2006). Strain rate dependency of cohesive soils in consolidation settlement. *Soils and Foundations* 46(3), 315–322.
- Timoshenko, S. P. & Goodier, J. N.,(1970). *Theory of Elasticity*. New York:McGraw-Hill Book Company.
- Veiga Pinto, A. A., (1983). Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento. Tese de Doutorado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H. & Heiburg, S. (1971). Consolidation at constant rate of strain. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(10), 1393 – 1409.
- Zuluaga, R. A. G. & Farias, M. M. (2011). Validação Experimental de um Modelo Simples para Solos. In: VI Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, Brasília. Desenvolvimentos e Aplicações de Métodos Computacionais em Geotecnia. Brasília : Robinson Andres, 2011. v. 1. p. 11-20.