

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL
MELHORADO ATRAVÉS DE TÉCNICAS MECÂNICAS E FÍSICO-
QUÍMICAS E SUA APLICAÇÃO À ANÁLISE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS**

por

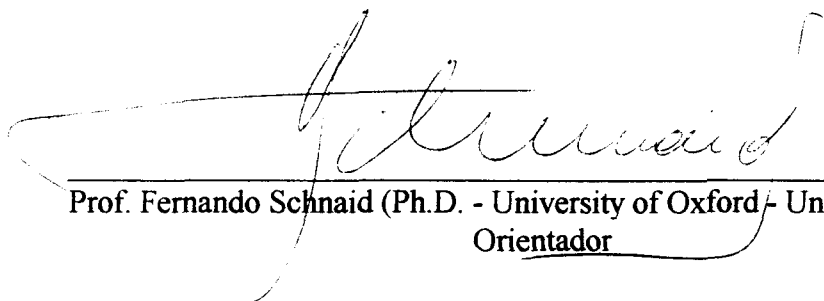
JOSÉ ANTONIO ROHLFES JÚNIOR

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**

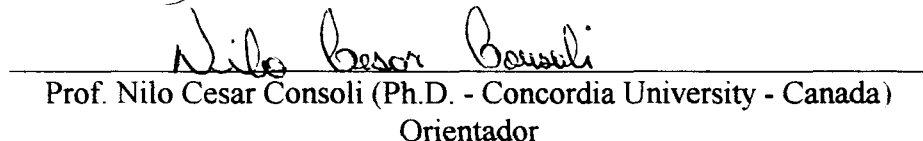
Porto Alegre
Setembro de 1996

**ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA**

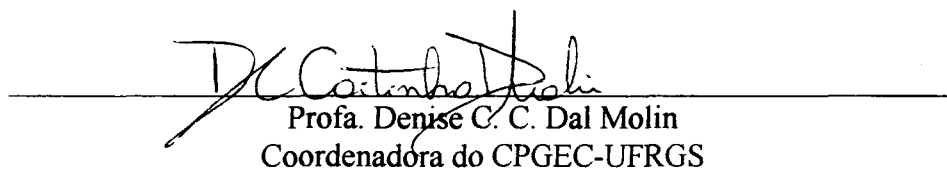
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - CPGEC



Prof. Fernando Schnaid (Ph.D. - University of Oxford - United Kingdom)
Orientador



Prof. Nilo Cesar Consoli (Ph.D. - Concordia University - Canada)
Orientador



Profa. Denise C. C. Dal Molin
Coordenadora do CPGEC-UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alberto Sayão (examinador externo)
Ph.D. - University of British Columbia - Canada

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Ph.D. - University of Surrey - UK

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. - COPPE /UFRJ - Brasil

Dedico esta dissertação a meus pais que nunca mediram esforços na educação dos seus filhos e a meu irmão que sempre me acompanhou e incentivou.

AGRADECIMENTOS

Desejo agradecer as seguintes pessoas e instituições:

Aos professores orientadores pela atenção que dedicaram e ensinamentos transmitidos.

Ao prof. Nilo Cesar Consoli e ao prof. Fernando Schnaid, orientadores deste trabalho, pela amizade, interesse, críticas e incentivo nos momentos alegres e nos difíceis, os mais sinceros agradecimentos.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos ensinamentos ministrados.

Ao professor e amigo Washington Peres Núñez, pelo incentivo, amizade e exemplo seguido.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em especial a Jair Floriano da Silva e a João Diniz pela colaboração nos trabalhos de laboratório e de campo.

Aos auxiliares de pesquisa do Laboratório de Mecânica dos Solos do CPGEC/UFRGS, em especial a Claudia, Fernanda e Giovani pela colaboração na realização dos ensaios de laboratório e pela amizade.

Aos colegas do CPGEC/UFRGS, em especial ao Pedro, ao Paulo, a Claudia, ao Alexandre, ao Adair, ao João, ao Antonio, ao João Antônio, ao Márcio, ao Luís Fernando, ao Luís Otávio, a Bibiana, a Márcia, e ao Dante, pela amizade, solidariedade, críticas, compreensão e pelo carinho demonstrados.

A CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro concedido.

A Ana Lúcia Becker, minha querida namorada, pela compreensão, paciência, apoio e carinho, fundamentais para a realização deste trabalho, além do auxílio na revisão e montagem desta dissertação.

E a Deus por conceder-me a capacidade de desenvolver este trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE QUADROS	XII
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	XIII
RESUMO	XIV
ABSTRACT	XV

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Problema de pesquisa e objetivos.....	1
1.2 - Conceitos	2
1.2.1 - Melhoramento de solos	2
1.2.2 - Modelos e métodos numéricos	3
1.3 - Programa de pesquisa	4
1.4 - Organização da dissertação	5

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução.....	6
2.2 - Características dos solos residuais lateríticos	6
2.2.1 - Cimentação.....	7
2.3 - Compactação de solos	8
2.4 - Reações solo-cimento.....	9
2.4.1 - Solos compatíveis com a adição de cimento.....	13
2.4.2 - Alterações das propriedades mecânicas dos solos com a adição de cimento	14
2.5 - Casos históricos de fundações assentes sobre camadas de solo melhorado.....	17
2.6 - Método dos Elementos Finitos	20
2.6.1 - Generalidades	20
2.6.2 - Formulações do Método dos Elementos Finitos.....	20
2.6.3 - Modelos constitutivos para solos.....	24
2.6.3.1 - Modelos elásticos	25
2.6.3.2 - Modelos elásto-plásticos	26
2.6.3.3 - O modelo pseudo-elástico não-linear (hiperbólico).....	28
2.6.3.4 - Exemplos de estudos com o modelo hiperbólico.....	33
2.6.4 - Possibilidades do MEF para o estudo de fundações superficiais	36

2.6.5 - Estudos de fundações superficiais pelo Método dos Elementos Finitos	37
---	----

3 - MÉTODOS DE ENSAIO UTILIZADOS NA ETAPA EXPERIMENTAL

3.1 - Coleta e preparação do solo	41
3.2 - Dosagem da mistura solo-cimento	41
3.3 - Mistura dos materiais para moldagem dos corpos de prova	42
3.4 - Ensaio de compactação	43
3.5 - Moldagem dos corpos de prova.....	43
3.6 - Cura	44
3.7 - Densidade real dos grãos.....	44
3.8 - Limites de consistência.....	44
3.9 - Análise granulométrica.....	44
3.10 - Ensaio de resistência à compressão simples e diametral.....	44
3.11 - Ensaio de resistência à compressão triaxial.....	45
3.11.1 - Medição de deformação axial	45
3.11.2 - Calibração dos transdutores de deformação axial.....	47
3.11.3 - Medição da poro-pressão e da pressão confinante	48
3.11.4 - Medição da força axial	48
3.11.5 - Medição da variação volumétrica	48
3.11.6 - Interface equipamento triaxial-computador	49
3.11.7 - Leitura zero dos transdutores.....	49
3.11.8 - Montagem do equipamento.....	49
3.11.9 - Execução do Ensaio.....	50
3.12 - Difratoograma de Raios-X	51

4 - CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL E MATERIAIS UTILIZADOS

4.1 - O solo.....	52
4.2 - Caracterização do solo.....	53
4.2.1 - Análise granulométrica.....	53
4.2.2 - Limites de consistência.....	55
4.2.3 - Peso específico real do grãos.....	55
4.2.4 - Ensaio físico-químico.....	55
4.3 - Classificação do solo	59
4.4 - Características de compactação do solo.....	60

4.5 - O cimento	60
4.6 - A água.....	60
5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	
5.1 - Dosagem de solo-cimento	61
5.2 - Ensaio de resistência à compressão simples.....	61
5.3 - Ensaio de resistência à compressão diametral.....	63
5.4 - Ensaio de resistência à compressão triaxial	64
5.4.1 - Trajetórias de tensões	64
5.4.2 - Curvas tensão deformação e de variação volumétrica	67
5.4.3 - Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência.....	71
5.4.4 - Variação da coesão.....	81
5.4.5 - Variação do ângulo de atrito	81
6 - MODELAGEM E SIMULAÇÃO NUMÉRICA	
6.1 - Relações constitutivas	83
6.1.1 - Parâmetros do modelo hiperbólico para o solo natural.....	83
6.1.2 - Parâmetros do modelo hiperbólico para o solo compactado.....	87
6.1.3 - Parâmetros do modelo hiperbólico para o solo-cimento (5%).....	90
6.1.4 - Parâmetros do modelo hiperbólico para o solo-cimento (7%).....	92
6.2 - Previsão das curvas carga x recalque de ensaios de placa através do Método dos Elementos Finitos	95
6.2.1 - O Método dos Elementos Finitos	95
6.2.2 - Descrição do programa CRISP90.....	96
6.2.3 - Verificação do programa CRISP90	97
6.2.4 - Análise numérica de ensaios de placa	98
6.2.4.1 - Variáveis estudadas	98
6.2.4.2 - Malhas, incrementos e tensões “In Situ”	98
6.2.5 - Apresentação de resultados e análises.....	100
7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	
7.1 - Conclusões.....	109
7.2 - Sugestões	111
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Representação hiperbólica idealizada da curva tensão x deformação	31
Figura 2.2 - Representação hiperbólica em escala transformada	32
Figura 2.3 - Obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico	32
Figura 3.1 - Medidor de deformação axial a base de sensores de efeito Hall (Soares, 1992)	46
Figura 4.1 - Curvas granulométricas Prof. = 0.50 m	53
Figura 4.2 - Curvas granulométricas Prof. = 1.20 m	54
Figura 4.3 - Curvas granulométricas Prof. = 1.80 m	54
Figura 4.4 - Arranjo de elementos irradiados por feixe monocromático de Raios-X.....	57
Figura 4.5 - Difratoograma sobre amostra orientada do solo natural (Z=1,20m).....	58
Figura 4.6 - Difratoograma sobre amostra glicolada do solo natural (Z=1,20m).....	58
Figura 4.7 - Difratoograma sobre amostra calcinada do solo natural (Z=1,20m).....	59
Figura 4.8 - Ensaio de compactação - Z=1,20m (Proctor Normal)	60
Figura 5.1 - Curva de dosagem de cimento pelo método físico-químico	61
Figura 5.2 - Evolução da resistência à compressão simples com o teor de cimento.....	63
Figura 5.3 - Trajetórias de tensões efetivas (solo natural).....	65
Figura 5.4 - Trajetórias de tensões efetivas (solo compactado).....	65
Figura 5.5 - Trajetórias de tensões efetivas (solo + 5% cimento)	66
Figura 5.6 - Trajetórias de tensões efetivas (solo + 7% cimento)	66
Figura 5.7 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo natural)	68
Figura 5.8 - Curvas def. volumétrica x def. axial (solo natural).....	68
Figura 5.9 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo compactado).....	69
Figura 5.10 - Curvas def. volumétrica x def. axial (solo compactado)	69
Figura 5.11 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo natural) - 1,0%.....	70
Figura 5.12 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo compactado) - 1,0%.....	70
Figura 5.13 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo + 5% cimento).....	72
Figura 5.14 - Curvas def. volumétrica x def. axial (solo + 5% cimento)	72
Figura 5.15 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo + 7% cimento).....	73
Figura 5.16 - Curvas def. volumétrica x def. axial (solo + 7% cimento)	73
Figura 5.17 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo + 5% cimento) - 1,0%	74

Figura 5.18 - Curvas tensão desvio x def. axial (solo + 7% cimento) - 1,0%	74
Figura 5.19 - Curvas tensão desvio x def. axial (tensão confinante = 20 kPa).....	75
Figura 5.20 - Curvas def. volumétrica x def. axial (tensão confinante = 20 kPa).....	75
Figura 5.21 - Curvas tensão desvio x def. axial (tensão confinante = 60 kPa).....	76
Figura 5.22 - Curvas def. volumétrica x def. axial (tensão confinante = 60 kPa).....	76
Figura 5.23 - Curvas tensão desvio x def. axial (tensão confinante = 100 kPa).....	77
Figura 5.24 - Curvas def. volumétrica x def. axial (tensão confinante = 100 kPa).....	77
Figura 5.25 - Envoltória de ruptura (solo natural).....	78
Figura 5.26 - Envoltória de ruptura (solo compactado).....	78
Figura 5.27 - Envoltória de ruptura (solo + 5% cimento).....	79
Figura 5.28 - Envoltória de ruptura (solo + 7% cimento).....	79
Figura 5.29 - Envoltórias de ruptura.....	80
Figura 5.30 - Variação da coesão com o teor de cimento.....	81
Figura 5.31 - Variação do ângulo de atrito com o teor de cimento	82
Figura 6.1 - Relação tensão-deformação dos ensaios triaxiais drenados no solo estruturado em escala transformada $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$	84
Figura 6.2 - Variação do módulo tangente inicial com a pressão de confinamento em ensaios triaxiais no solo estruturado	85
Figura 6.3 - Malha de elementos finitos utilizada para a simulação do ensaio pressiométrico.....	85
Figura 6.4 - Comparação entre a resposta do ensaio pressiométrico medida em campo e simulada pelo Método dos Elementos Finitos implementado com o modelo hiperbólico - Mántaras (1995)	87
Figura 6.5 - Curvas $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ para o solo compactado	88
Figura 6.6 - Parâmetros hiperbólicos K e n do solo compactado	88
Figura 6.7 - Curvas tensão-deformação experimentais e calculadas para solo compactado.....	89
Figura 6.8 - Curvas $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ para o solo com 5% cimento	91
Figura 6.9 - Parâmetros hiperbólicos K e n do solo com 5% cimento	91
Figura 6.10 - Curvas tensão-deformação experimentais e calculadas para solo com 5% cimento	92
Figura 6.11 - Curvas $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ para o solo com 7% cimento	93

Figura 6.12 - Parâmetros hiperbólicos K e n do solo com 7% cimento	93
Figura 6.13 - Curvas tensão-deformação experimentais e calculadas para solo com 7% cimento	94
Figura 6.14 - Verificação do programa CRISP90 [MÁNTARAS (1995)] Caso 1: $c = 20 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 0$, $\varphi = 0^0$	97
Figura 6.15 - Verificação do programa CRISP90 [MÁNTARAS (1995)] Caso 2: $c = 20 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 0$, $\varphi = 10^0$	98
Figura 6.16 - Malha de Elementos Finitos.....	99
Figura 6.17 - Comparação entre as curvas carga x recalque para placa $\phi = 0.60 \text{ m}$ realizada em campo e a simulada numericamente através do Método dos Elementos Finitos.....	100
Figura 6.18 - Relação tensão x recalque normalizado para solo natural ensaios de placa - prof.=1,20m.....	101
Figura 6.19 - Relação tensão x recalque normalizado para solo compactado ensaios de placa - prof.=1,20m.....	102
Figura 6.20 - Influência da razão H/B no comportamento de camadas de solo compactado.....	103
Figura 6.21 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0.60 \text{ m}$ e diferentes espessuras de camadas para solo com 5% cimento	104
Figura 6.22 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0.60 \text{ m}$ e diferentes espessuras de camadas para solo com 7% cimento	104
Figura 6.23 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0.60 \text{ m}$, com camadas melhoradas por diferentes materiais e razão $H/B=0,5$	105
Figura 6.24 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0.60 \text{ m}$, com camadas melhoradas por diferentes materiais e razão $H/B=1,0$	106
Figura 6.25 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0.60 \text{ m}$, com camadas melhoradas por diferentes materiais e razão $H/B=2,0$	106
Figura 6.26 - Variação da tensão aplicada na placa para atingir o recalque de B/30 com o tipo de melhoramento e relação H/B	107
Figura 6.27 - Relação tensão vertical / tensão na placa x profundidade (Z/B) para solo natural homogêneo	108

Figura 6.28 - Relação (tensão vertical / tensão nas placas) x profundidade (Z/B) para camadas superiores rígidas de solo-cimento com diferentes razões de H/B 108

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 - Resumo da análise granulométrica.....	55
Quadro 4.2 - Ensaio de limites de liquidez e de plasticidade	55
Quadro 4.3 - Classificação do solo	59
Quadro 5.1 - Resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento (7 dias de cura).....	56
Quadro 5.2 - Resistência à compressão diametral de misturas de solo-cimento (7 dias de cura).....	57
Quadro 5.3 - Parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento.....	72
Quadro 6.1 - Quadro resumo dos parâmetros hiperbólicos	86

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AASHTO = American Association of State Highway and Transport Officials

ABCP = Associação Brasileira de Cimento Portland

CSH = Silicato Hidratado de Cálcio

CAH = Aluminato Hidratado de Cálcio

IP = Índice de Plasticidade

LL = Limite de Liquidez

LP = Limite de Plasticidade

LC = Limite de Contração

ME/DNER = Método de Ensaio / Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

PVA = Podzólico Vermelho-Amarelo

RCS = Resistência à Compressão Simples

RCD = Resistência à Compressão Diametral

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de um solo residual melhorado através do uso de técnicas mecânicas de compactação e da adição de cimento. Complementarmente foram realizadas análises numéricas destes materiais tratados quando utilizados como base de fundações superficiais. O programa experimental incluiu a retirada de amostras intactas e de material amolgado para a execução de ensaios triaxiais saturados drenados com medida interna de deformações, a fim de estudar o comportamento do solo natural e do solo tratado, quer por compactação, quer por adição de cimento e compactação. Além disto, tais ensaios são determinantes na obtenção de parâmetros constitutivos para a realização de simulações numéricas. O Método dos Elementos Finitos foi utilizado para simular o comportamento carga versus recalque de placas assentes sobre o solo natural e sobre camadas de solo melhorado. O modelo Hiperbólico foi empregado na análise numérica para modelar o comportamento tensão-deformação dos materiais. Os resultados das simulações dos ensaios de placa sobre camadas de solo melhorado demonstraram que houve um aumento significativo da capacidade de suporte, além de uma redução considerável dos recalques, quando comparados ao comportamento do solo natural.

ABSTRACT

The aim of this research is to study the behavior of a residual soil improved through compaction and cement addiction. The experimental programme comprises sampling of residual soil in the field and laboratory drained triaxial tests with internal measurement of deformation. These tests were valuable for examining several aspects of the behavior of the naturally structured residual soil and the improved material. Besides that, results were interpreted for the assessment of constitutive parameters for performing numerical simulations. The Finite Element Method was used to predict the load-settlement behavior of plates in which the Hyperbolic model was employed to describe the stress-strain behavior of the materials. The results of the simulated plate load tests resting on layers of treated soil have shown that there was a significant improvement in bearing capacity and a reduction in settlements when compared to the behavior of the natural residual soil deposits.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Problema de Pesquisa e Objetivos

Fundação é o elemento construtivo responsável pela transmissão das cargas das construções para o solo. O solo onde uma fundação será assente deve ter boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade. Os projetos de fundações são condicionados por critérios de ruptura e de recalque admissíveis. Portanto, denomina-se comumente pressão admissível como sendo a pressão média de contato do elemento de fundação com o solo que ofereça um adequado fator de segurança à ruptura do terreno e provoque recalques cuja magnitude não cause danos estruturais ou estéticos à superestrutura.

Existem na natureza, solos com as mais diversas características geotécnicas, sejam boas ou não. Os solos com características geotécnicas limitadas são geralmente muito compressíveis e com baixa capacidade de suporte. Os solos da região metropolitana de Porto Alegre se enquadram em sua grande maioria neste espectro, sendo um deles objeto deste estudo. Para estes solos a viabilidade de um projeto geralmente impõe o uso de fundações profundas, que podem ser, muitas vezes, economicamente inviáveis. Um exemplo, é o assentamento de conjuntos habitacionais, nos quais o custo das fundações pode constituir-se em uma parcela significativa do custo total da obra.

O tratamento de solos, visando melhorar as suas propriedades geotécnicas, é um recurso utilizado pelos engenheiros geotécnicos quando estes se deparam com solos de baixa qualidade. Suas propriedades podem ser alteradas por meios químicos, térmicos, mecânicos e outros (Kédzi, 1979). O tipo de tratamento escolhido em qualquer projeto depende da natureza da estrutura e das propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo envolvido.

Assim, o presente trabalho visa estudar o comportamento de um solo através do seu melhoramento com compactação mecânica e também com a adição de cimento, fornecendo-lhe características de capacidade de suporte e estabilização volumétrica. Posteriormente, através de simulação numérica, é analisado o seu emprego no uso de fundações diretas.

Dentro do objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos da pesquisa:

- Determinar a influência da compactação e da adição de cimento sobre o comportamento mecânico de um solo residual através de ensaios triaxiais.
- Avaliar o comportamento sob carregamento externo de uma camada de solo melhorado com simples compactação e com a compactação de solo com adição de cimento através da realização de simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos.
- Avaliar a influência da espessura da camada de solo melhorado no comportamento carga-recalque de uma fundação superficial.
- Verificar a influência de diferentes teores de cimento adicionados à mistura no comportamento de uma fundação superficial assente sobre uma camada de solo melhorado.

1.2 - Conceitos

Nesta seção serão dados os principais conceitos referentes aos assuntos que envolvem a dissertação.

1.2.1 - Melhoramento de Solos

A melhoria das propriedades físicas dos solos pode ser atingida de várias formas. Essas formas podem ser classificadas em três categorias especiais (Kédzi, 1979):

- **Técnicas mecânicas:** asseguram estabilidade ao solo sem mistura de aditivos. Assim, as propriedades do solo podem ser melhoradas por compactação, drenagem e/ou pela

mistura de diferentes tipos de solos. Deve-se salientar que essas técnicas são geralmente combinadas, uma vez que a compactação quase sempre é necessária;

- Técnicas físicas: as reações físicas que conduzem à estabilização incluem mudança de temperatura, a hidratação, evaporação e adsorção;
- Técnicas químicas: as reações químicas que proporcionam a estabilização do solo são: a troca de íons, a precipitação, a polimerização e a oxidação.

Do ponto de vista técnico e econômico, várias das técnicas acima podem ser, freqüentemente, adaptadas para solucionar um problema. Em relação ao solo, os seguintes fatores devem ser considerados de forma a selecionar o método mais adequado: as propriedades do solo estabilizado e os efeitos do solo após estabilização. Nesta última categoria o papel mais importante é desempenhado pelo caráter e magnitude das solicitações e pelos efeitos meteorológicos, tais como secagem, umedecimento, congelamento e lixiviação, etc...

1.2.2 - Modelos e Métodos Numéricos

Modelos e métodos numéricos são propostos para descrever o comportamento tensão x deformação do solo, e posteriormente prever o comportamento carga x recalque de fundações. Diversos modelos têm sido propostos na literatura, tais como modelos elásticos lineares, modelos elásticos não lineares, modelos elasto-plásticos, entre outros. As formulações são baseadas em conceitos clássicos da mecânica dos meios contínuos, as teorias da elasticidade e da plasticidade (e.g. Zienkiewicz, 1977)

Métodos numéricos são técnicas desenvolvidas para solução de sistemas de equações diferenciais submetidas a condições iniciais e de contorno. O método dos elementos finitos consiste em dividir o domínio do problema em um número finito de sub-domínios (elementos) e escolher, para cada sub-domínio, esquemas apropriados de interpolação entre os valores das variáveis de campo dentro do elemento e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos, usualmente nos contornos do elemento (pontos

nodais). Com o sistema de interpolações estabelecido, é possível transformar o sistema de equações diferenciais em um sistema de equações algébricas em que são desconhecidos os valores das variáveis nos pontos nodais.

1.3 - Programa de Pesquisa

O trabalho consiste em duas fases de pesquisa distintas. A primeira consiste em atividades de laboratório (experimentais) e a segunda em atividades computacionais.

A etapa experimental envolve a coleta e preparação de amostras deformadas e indeformadas e de ensaios de laboratório sobre o solo natural, solo compactado e solo tratado com cimento. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com exceção dos ensaios de difratometria de raios-X, realizados pelo Instituto de Geociências da UFRGS.

A caracterização dos materiais utilizados se deu através de ensaios de análise granulométrica, Limites de Atterberg, densidade real dos grãos, difratogramas de raios X e compactação. A determinação do comportamento tensão x deformação do solo natural, compactado e melhorado com cimento foi obtida através de ensaios triaxiais consolidados e drenados, submetidos a baixas tensões de confinamento.

A etapa computacional consiste de duas fases, a primeira envolvendo a modelagem do comportamento tensão x deformação do solo natural, do solo compactado e das misturas de solo-cimento, e a segunda envolvendo simulações numéricas de fundações circulares assentes sobre o solo natural, solo compactado e mistura de solo cimento. O modelo adotado para representar o comportamento tensão x deformação foi o pseudo elástico não-linear (modelo hiperbólico) proposto por Duncan e Chang(1970).

1.4 - Organização da Dissertação

A dissertação está estruturada em sete capítulos. No presente capítulo é apresentada uma introdução onde são definidos o problema de pesquisa e os objetivos, os principais conceitos e o programa de pesquisa.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica que abrange desde as características dos Solos Residuais, tratamento de solos, casos históricos e o Método dos Elementos Finitos e Modelos Constitutivos.

No capítulo 3 são apresentados os métodos empregados na etapa experimental.

No capítulo 4 são descritas a caracterização e classificação dos materiais utilizados.

No capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados de ensaios de laboratório realizados com solo natural, solo compactado e misturas de solo e cimento.

No capítulo 6 são apresentados a modelagem e a simulação numérica de ensaios de placa sobre solo natural, solo compactado e solo melhorado com cimento, com a análise da influência da espessura da camada de solo tratado

As conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras são discutidas no capítulo 7.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução

Uma revisão dos principais tópicos abordados nesta pesquisa é descrita a seguir. O estudo inicia com uma verificação das características dos solos residuais lateríticos e a influência da cimentação. A seguir é realizada uma revisão sobre a importância da compactação, as reações que ocorrem em misturas de solo-cimento, e as alterações das propriedades físicas do solo pela adição de cimento. Casos históricos do uso de fundações assentes sobre camadas de solos melhorados são verificados. Conceitos básicos do Método dos Elementos Finitos, de modelos constitutivos, em especial o modelo hiperbólico, utilizado neste estudo são revisados, bem como o seu uso no estudo de fundações superficiais.

2.2 - Características dos Solos Residuais Lateríticos

Os processos de hidrólise são intensos nos trópicos e sub-trópicos. As temperaturas elevadas e as fortes precipitações provocam a decomposição dos minerais a grandes profundidades, possibilitando a formação de espessas camadas de solos chamados lateríticos. Estes solos contém argilas formadas por caolinita e sesquióxidos de ferro e alumínio. Os solos lateríticos sofreram o processo de laterização em que quantidades de sílica e cátions foram lixiviados, resultando concentrações de ferro e alumínio e de minerais argilosos do grupo da caolinita.

Segundo Dias (1987), ocorrem variações nas características geotécnicas obtidas de ensaios em amostras indeformadas (densidade, resistência ao cisalhamento e compressibilidade) devido a concentrações de óxidos de ferro e alumínio dentro da massa de solo.

Os solos residuais lateríticos apresentam, em geral, uma condição de saturação parcial. Devido à grande heterogeneidade e às condições climáticas, os perfis de variação do teor de umidade, e conseqüentemente a sucção, apresentam uma considerável variabilidade no tempo e no espaço.

Solos residuais lateríticos podem ser muito compressíveis, mas apresentam deslocamentos praticamente instantâneos, após a colocação do carregamento. Segundo Fownsend (1985), este mecanismo ocorre devido ao valor do coeficiente de permeabilidade ser da ordem de 10^{-4} cm/s.

A pressão de pré-adensamento dos solos lateríticos origina-se de forma diferente dos solos sedimentares tradicionais. Vargas (1971) foi o primeiro a argumentar o emprego do termo pressão de pré-adensamento, no caso de argilas residuais, devido a que o conceito é diferente daquele aplicado ao caso de solos sedimentares tradicionais. Segundo o mesmo autor esta pressão pode ser originada através dos seguintes processos:

- Secamento das camadas superiores, havendo um efeito de carregamento prévio, devido à pressão capilar.
- Cimentação dos grãos pela coagulação dos colóides de argila, ao redor dos grãos mais grossos.
- Compressibilidade dos solos, devido ao peso das camadas superiores, durante o processo de formação.

De acordo com Dias (1987) estes solos apresentam colapsividade. A magnitude do recalque com a inundação depende do grau de saturação e do nível de tensões existentes no momento do colapso.

2.2.1 - Cimentação

A cimentação, também denominada coesão verdadeira, é a parcela da resistência ao cisalhamento que depende das forças de adesão existentes entre as partículas que compõem um material determinado. Vaughan (1988) diz que a cimentação pode ser definida como a parcela da resistência ao cisalhamento que independe das tensões efetivas e da porosidade. Assim, quando a resistência ao cisalhamento é comandada pela cimentação das partículas e não pelo atrito existente entre as mesmas, o material é definido como rocha. Porém, a maioria dos solos em seu estado natural também possui

estruturas cimentadas em maior ou menor grau. No caso dos solos residuais lateríticos, esta cimentação tem sua origem no processo de intemperização química e sua influência no comportamento do solo no seu estado natural é comparável ao efeito da história de tensões ou ao índice de vazios.

Nos solos residuais, o efeito da cimentação na resistência ao cisalhamento é similar ao efeito da sucção, isto é, incorpora uma parcela coesiva. A identificação das duas parcelas coesivas (devidas à cimentação e à sucção) pode ser avaliada, ao menos qualitativamente, através dos seguintes ensaios:

1. ensaios triaxiais de amostras indeformadas na umidade natural: o intercepto coesivo será a soma das parcelas correspondentes à sucção e à cimentação.
2. ensaios triaxiais de amostras indeformadas na condição saturada: o intercepto coesivo deveria ser somente devido à cimentação, se durante o processo de saturação a estrutura não foi alterada.

Os solos cimentados, submetidos a deformações crescentes, apresentam uma mudança brusca do comportamento quando a cimentação é destruída (Vaughan, 1988). Na compressão uniaxial, o solo se comporta como pré-adensado até o momento no qual ocorre a ruptura da cimentação. Posteriormente, o índice de vazios se aproxima cada vez mais ao valor correspondente ao solo amolgado.

2.3 - Compactação de Solos

Conforme Burmister (1962), os princípios fundamentais e práticas para compactação de solos, para trabalhos com solos e aterros, foram estabelecidos por R. R. Proctor em 1933. A aplicação prática destes princípios foi feita durante o período de guerra entre 1939 e 1945 para um programa emergencial de construção de aeroportos.

Em princípio o método é planejado e organizado para estabilização de solos, para melhoramento de suas performances de capacidade de suporte, recalque, incorporação de densidade pré-definida e de propriedades de resistência.

Existem métodos para compactação de solos superficiais e em profundidade. Para a compactação de solos superficiais geralmente é realizada a remoção a camada superficial e recolocação em camadas com controle de umidade e energia de compactação, sendo que pode ser utilizada tanto para solos argilosos quanto para solos arenosos.

Os métodos que são utilizados para compactação ou densificação profunda, para solos arenosos, incluem explosões, vibrocompactação e impacto (“tamping”). A compactação profunda feita pela detonação de explosivos enterrados pode, em alguns casos, significar um meio rápido e de baixo custo para o melhoramento de solos. A vibrocompactação é caracterizada pela inserção de um cilindro vibrador no interior do solo. A compactação de solos por impacto envolve a queda repetida de blocos pesados sobre a sua superfície.

Para solos argilosos (argila mole) o melhoramento pode ser feito através da aplicação de pré-carregamento antes do início da construção sendo um dos mais antigos e mais utilizados métodos para melhoramento de solos. É particularmente vantajoso o uso deste método para solos que sofrerão grandes decréscimos de volume e aumento de resistência sob aplicação de carregamentos estáticos.

2.4 - Reações Solo-Cimento

Handy (1958) enfatizou que as ligações químicas que se desenvolvem entre o cimento e as superfícies minerais são mais importantes nas misturas de granulação mais fina, como a do solo-cimento, do que em misturas de graduação grosseira, tal qual o concreto.

Esse autor explicou o desenvolvimento de resistência a longo prazo, em certas misturas solo-cimento, a partir de uma hipótese que segue as propostas de polarização de íons próximos às superfícies de sílica, formuladas por Weyl em 1953. Essa polarização se destinaria a compensar o desequilíbrio de forças naquelas superfícies.

Segundo Weyl, quando um mineral entra em contato com um gel cimentante inorgânico, as ligações que se desenvolvem tendem a reduzir aquele desequilíbrio. A redução da polarização permite, desta maneira, a melhoria das ligações químicas na superfície do mineral, o que por sua vez, permite uma redução adicional da polarização. Assim, uma ligação apresenta aumento gradual de resistência ao longo do tempo; a camada polarizada, relativamente inerte, é dissolvida no meio alcalino e convertida em gel silicato, o qual se liga diretamente ao mineral ativo.

Para Nishida e Kawamura (1971), o conceito de Handy (1958) é aplicável a misturas de solo-cimento, produzidas a partir de solos que incluam silte e areia como principais constituintes (assim sendo, os minerais predominantes são o quartzo e feldspatos).

Os mesmos autores sugeriram que a resistência do solo-cimento seria principalmente originada por ligações químicas secundárias, tais como Forças de Van der Waals, que atuam entre as partículas de quartzo ou feldspato e as de gel de cimento hidratado.

Contudo, para Nishida e Kawamura (1971), as propriedades químicas coloidais das partículas de gel de cimento (quase unicamente tobermorita-gel) devem ser consideradas ao discutir-se ligações entre partículas de quartzo e cimento. Os processos físico-químicos em desenvolvimento, na zona de contato entre as partículas desse gel, devem ser de maior importância para o desenvolvimento de resistência de misturas solo-cimento.

Os produtos de reação entre pozolanas e cimento foram pesquisados por Benton (1960), que afirmou que esses produtos são difíceis de identificar, devido às complicações decorrentes da presença de fases hidratadas adicionais, assim como de minerais clínquer não hidratados.

Benton (1960) observou que em uma mistura de caolinita e cimento, o aluminato formado é de composição intermediária, ou constituído por camadas mistas de aluminatos hidratados. Também salientou que, a julgar pela quantidade de clínquer não hidratado, parece que as pozolanas geralmente retardam a hidratação do silicato dicálcico. Esse efeito

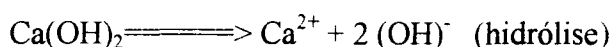
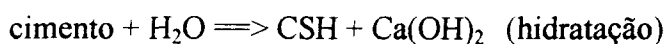
é parcialmente responsável pelo desenvolvimento mais lento de resistência das misturas de agregados e cimento pozolânico.

A formação de produtos de reações secundárias pela reação da cal liberada durante a hidratação, com caolinita e montmorilonita, foi demonstrada por Herzog e Mitchell (1963). Eles sugeriram que o processo de endurecimento do solo-cimento se deve à cimentação de partículas de argila pelos produtos de hidratação e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento foram atribuídas à formação de um esqueleto composto desses materiais, através da massa do solo.

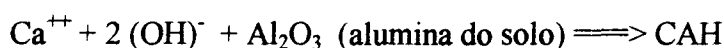
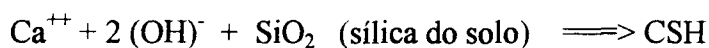
Moh (1965) estudou a natureza dos produtos de reações secundárias formadas a partir de quartzo, caolinita e silicato tricálcico e identificou silicatos e aluminatos de cálcio. Observou reduções nos picos de difração do quartzo e do hidróxido de cálcio, bem como a formação de CSH fracamente cristalizado. Essas observações parecem provar que as superfícies das partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

Moh (1965) apresentou o seguinte esquema de reação para um sistema solo-cimento:

Reações primárias:



Reações secundárias:



Também Noble (1967) explicou o mecanismo de reação de argilominerais com o cimento portland. Atribuiu o ganho de resistência, observado em corpos de prova curados por sete dias, à:

- a) Flocculação inicial das partículas de argila que facilita a cimentação.
- b) Hidratação do cimento, com geração de partículas cimentantes de grande superfície específica, e possível combinação química de sílica e alumina com hidróxido de cálcio para produção adicional de partículas cimentantes.
- c) Cristalização do hidróxido de cálcio, que cimenta as partículas discretas e as floccula.

Observou, entretanto, que a hidratação de grãos de cimento pode ser inibida pelo encapsulamento do cimento por argilas de granulação muito fina e por géis de CSH e/ou CAH, recém formados.

A influência de vários componentes mineralógicos do solo na estabilização com cimento foi pesquisada por Croft (1967). Esse autor observou que a hidratação do cimento resulta na rápida formação de cal e na elevação do pH da fase aquosa para aproximadamente 12,2. Também constatou que os produtos formados, após curtos períodos de cura, são muito gelatinosos e amorfos, mas que para períodos adicionais de cura, variedades fracamente organizadas de CSH e aluminato tetracálcico cristalizam.

Ainda de acordo com Croft (1967), durante os estágios iniciais de hidratação, produtos gelatinosos se formam em torno de núcleos de cimento anidro e se precipitam nos vazios entre as partículas. O endurecimento dos produtos se deve à dissecação gradual dos produtos gelatinosos e à cristalização de novos minerais.

Croft (1967) concluiu que alguns argilominerais interferem com a ação estabilizante do cimento. Solos caolíníticos ou ilíticos são mais apropriados para estabilização com cimento do que solos que contêm grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação do cimento nos argilominerais é reduzir o IP e aumentar o LC, e a estabilidade do solo-cimento ao intemperismo depende da composição do solo.

Ao apresentarem um método físico-químico de dosagem do solo-cimento, Ceratti e Casanova (1988) igualmente analisaram o processo de estabilização com esse aditivo, diferenciando duas fases. A primeira consiste na hidrólise do cimento, durante a qual é gerada cal (In-situ), o pH aumenta até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida

é diminuída. Após alguns minutos se observa forte flocculação. Na segunda fase substâncias cimentantes são formadas sobre as superfícies das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando cimentação dos grãos de argila flocculados nos pontos de contato. Ligações fortes ainda podem ser criadas entre o cimento hidratado e partículas de argila localizadas sobre grãos de cimento.

2.4.1 - Solos Compatíveis com a Adição de Cimento

A princípio, qualquer solo inorgânico pode ser processado e tratado para formar um material de aterro estrutural aceitável. Para a estabilização de um solo com cimento, a textura e a plasticidade podem servir como indicativo de sua aptidão.

De acordo com o que afirmaram Epps, Dunlap e Gallaway (1971), deve-se utilizar o cimento como estabilizante de materiais com menos de 35% do seu peso seco passando na peneira 200, e com Índice de Plasticidade (IP) inferior a 20, ou seja, solos dos grupos A-1, A-2 e A-3 da classificação da AASHTO.

Croft (1967) observou que argilas muito expansivas, tais como a montmorilonita, são difíceis de estabilizar com cimento.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) adotou os critérios da AASHTO e estipulou que, para fins de pavimentação em geral podem ser empregados, na execução do solo-cimento, os solos com as seguintes características:

- diâmetro máximo dos grãos = 75 mm;
- passando na peneira 4 (4,8 mm) \geq 50%
- passando na peneira 40 (0,42 mm) de 15% a 100%
- passando na peneira 200 (0,075 mm) \leq 50%
- limite de liquidez \leq 40%
- índice de plasticidade \leq 18%

Conforme observa o National Institute for Transport and Road Research (1986) o cimento é particularmente eficiente na estabilização de materiais de baixa a média plasticidade, para o emprego na pavimentação. De acordo com essa instituição, areias finas ou de dunas exigem altos teores de cimento (10 a 14 %) para atingirem a RCS exigida em camadas de pavimentos (em torno de 2,5 MPa).

A presença de matéria orgânica e/ou sulfatos, bem como um pH ácido, são fatores que podem inibir o desenvolvimento de resistência em um solo tratado com cimento.

2.4.2 - Alteração das Propriedades Mecânicas dos Solos com a Adição de Cimento

As propriedades mecânicas das misturas compactadas de solo e cimento dependem em primeiro lugar da quantidade de cimento e em segundo lugar do grau de compactação. A importância da compactação reside não apenas no grau, mas também no tempo, visto que se realizada após a hidratação do cimento é ineficiente.

As propriedades naturalmente mudam com o aumento no teor de cimento; a resistência, a capacidade de suporte e a durabilidade aumentam. A tendência à contração pode aumentar em solos granulares, mas em compensação há redução na expansibilidade de solos argilosos. As formas mais comuns de se avaliar a eficiência da estabilização com cimento são a Resistência a Compressão Simples (RCS), Índice de Suporte Califórnia (ISC) e a resistência a ciclos de congelamento e degelo ou molhagem e secagem.

Geralmente a resistência aumenta linearmente com o teor de cimento, embora com diferentes velocidades para diferentes solos. Quase tão importante quanto o teor de cimento é a densidade. Ingles e Frydman (1966) demonstraram que o logaritmo da resistência é linearmente proporcional à densidade, numa função do tipo :

$$S = Ae^{bD} \quad (2.1)$$

onde S é a resistência, D a densidade e A e b são constantes.

A demora na compactação, que permite que a hidratação se complete e que os grumos adquiram resistência, é a causa principal de perda de resistência, pois a mistura se torna mais difícil de compactar. Assim a densidade alcançada será menor.

O tempo também é importante porque a resistência aumenta gradualmente com a idade de cura. Akpokodje (1985) estudou o comportamento de alguns solos da Austrália estabilizados com cimento e concluiu que a textura e a composição mineralógica influenciam a relação entre resistência e idade de misturas de solo-cimento.

O tipo de cura também afeta a resistência, mas a única generalização que pode ser feita é que a maiores temperaturas aumenta a velocidade de ganho de resistência. A imersão reduz a resistência, particularmente em solos argilosos. As especificações convencionais estipulam perdas de RCS, devidas à imersão, não superiores a 20%. Conforme Akpokodje (1985) o quantum de perda de resistência está relacionado à granulometria do solo e ao tipo de argilomineral presente. A maior perda em solos argilosos foi atribuída à maior capacidade de absorção de água por parte da fração argila.

Akpokodje (1985) afirmou que a contração é geralmente maior do que a expansão nos solos estabilizados com cimento. Isso se deve ao fato de que a hidratação do cimento é susceptível à contração durante a secagem, enquanto não se expande necessariamente quando imerso. De fato, a adição de cimento reduz a permeabilidade do solo, retardando assim a absorção de água.

Se um solo plástico for tratado com cimento seu IP diminuirá. Deve-se observar que essa redução é ocasionada principalmente pelo aumento do LP. Pode ocorrer, entretanto, que o LL sofra mudança semelhante e o IP permaneça inalterado.

Em relação à curva de compactação, Kédzi (1979) observou que a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo não variam muito com a adição de cimento. O peso específico máximo aumenta se o solo estabilizado for arenoso, não se modifica no caso de argilas médias e leves, aumenta ligeiramente no caso de argilas gordas e sofre pequena redução no caso de siltes. Pequenas mudanças também são observadas no teor de umidade ótimo para compactação.

Para esse autor outra consequência da adição de cimento é que o solo se torna muito mais sensível aos efeitos da água, ou seja, os dois ramos da curva de compactação se aproximam muito em relação à curva do solo estabilizado. Assim, pequenas variações no teor de umidade podem alterar acentuadamente o peso específico aparente seco.

Ao estudar um solo residual de arenito e sua estabilização, Nuñez (1991) verificou que a RCS evolui linearmente com o teor de aditivo e com o logaritmo do tempo de cura, qualquer que fosse o estabilizador. O autor ainda conclui que a demora na compactação reduz o valor da RCS em até 60% para misturas de solo e cimento.

Segantini e Carvalho (1994) citam que o solo-cimento é um material de grande potencialidade para aplicação em fundações diretas para obras de pequeno porte. Entretanto, alguns cuidados devem ser observados em locais que apresentam solos superficiais colapsíveis. Para esse caso, os autores recomendam as seguintes providências: impermeabilizar as áreas molháveis (banheiros, cozinhas e lavanderias); utilizar tubulações enterradas em PVC; proteger as laterais de fachada (pingadeiras); e executar calçadas externas com largura mínima de 1,0 m e caimento de 2% para o lado externo da edificação.

Prietto (1996) investigou o comportamento mecânico de um solo arenoso artificialmente cimentado, frente a variação do grau de cimentação (0, 1, 3 e 5 % de adição de cimento) e tensão efetiva média inicial (20, 60, 100 kN/m²). O autor verificou que o comportamento foi influenciado pelas duas variáveis, com uma forte interação entre elas. Entretanto para a faixa de tensões efetivas estudada, o comportamento foi comandado basicamente pelo grau de cimentação.

Consoli e outros (1996) descrevem as propriedades de dois solos residuais derivados de arenito e de argilito quando misturados com cimento. Ensaios de compressão simples e de resistência a tração bem como o comportamento tensão-deformação medidos em ensaios de compressão triaxial para três tensões de confinamento e com 7 dias de cura foram realizados. O efeito do valor de cimentação sobre a resposta do solo é fundamental e significativo. Uma expressão matemática é proposta para estimar a resistência ao

cisalhamento do material arenoso cimentado, expresso como função da magnitude da pressão de confinamento, da tensão desviatória do solo não cimentado e de resistência a tração.

2.5 - Casos Históricos de Fundações Assentes sobre Camadas de Solo Melhorado

A utilização da técnica de melhoramento de solos sob fundações superficiais tem aumentado progressivamente. Diversos casos são descritos pelo Committee on Placement and Improvement of Soils (1978).

Uma opção de remoção e relocação foi utilizada para eliminar o perigo de liquefação do substrato composto por areia da Usina Nuclear de Koeberg na África do Sul. Uma camada de 17 m de espessura de uma areia com potencial de liquefação alto foi removida e tratada com 5% de cimento resistente a sulfato em uma planta de usinagem, e recompactada em camadas usando equipamentos convencionais. Um sumário das propriedades estáticas e dinâmicas da areia-cimento foi apresentado por Dupas e Pecker (1979).

Colchões de solo-cimento são largamente utilizados na Bulgária para suporte de estruturas sobre depósitos de solos siltosos colapsíveis. A torre de TV mais alta da Bulgária (altura \cong 190 m) foi construída em Rousse, em uma região cujo subsolo é constituído por uma camada de solo siltoso colapsível de 22 m de espessura. Uma escavação de 12,5 m foi executada abaixo da superfície e o seu fundo foi compactado com a técnica de compactação por impacto. Posteriormente um colchão de 4,5 m de espessura foi construída em camada compactadas com uma mistura de solo-cimento com teor de cimento em torno de 5%. Minkov, Evstatiev e Donchev (1980) descreveram a fundação adotada e verificaram a melhoria da estabilidade sísmica de estruturas com fundações assentes sobre estes colchões de solo tratado. Evstatiev, Milev e Karachorov (1985) apresentaram uma comparação entre os recalques previstos para diversos métodos e os recalques medidos durante a construção da torre, sendo que ambos se aproximaram.

Mitchell e Katti (1981) descreveram as fundações de uma Usina de Energia no estado de Illinois nos Estados Unidos, as quais foram executadas sobre um solo siltoso

estabilizado usando 3 % de cal hidratado e 2 a 5 % de cinza volante, formando uma camada tratada com 7,6 m de espessura. Equipamento de estabilização convencional foi utilizado, e sistemas de pulverização do solo, mistura e controle de compactação cuidadosos foram implementados. A resistência a compressão simples alcançou de 1,0 a 1,4 MPa depois de 4 dias de cura a 38 graus Celsius.

Mitchell e Katti (1981) também descrevem a utilização de uma camada de solo-cimento de 3,66 m de espessura para suportar um edifício de 38 pavimentos em Tampa, no estado da Flórida nos Estados Unidos, ao invés da utilização de fundações profundas (o mais usual tipo de fundação para a área). Areia e argila foram escavados até expor uma camada de calcário cavernoso, a qual foi preenchida com nata de cimento e coberta por camadas compactadas de misturas de solo-cimento.

Minkov e outros (1981) descrevem ensaios de placas circulares e quadradas com áreas variando de 0,04 a 4,0 m², realizados sobre um solo silto-argiloso e sobre um solo siltoso estabilizado com cimento. As tensões nas profundidades abaixo da placa foram determinadas por meio de células de pressão. Concluiu-se que a camada estabilizada muda o modelo mecânico do subsolo, redistribui as tensões e aumenta consideravelmente a capacidade de suporte. Os recalques da placa assente sobre o substrato em duas camadas são de 3 a 6 vezes menores quando a altura da camada estabilizada é 1,5 m e de 5 a 11 vezes menores quando a altura é 2,0 m, para cargas de 140 e 180 KPa, comparadas com aquelas sobre o solo natural.

Decourt (1983) relata sucintamente o desenvolvimento de um projeto de fundações de um edifício de 2 pavimentos em um local onde o subsolo era constituído por uma camada de aterro de 1 m de espessura sobreposta a uma camada espessa (mais de 20 m) de uma argila marinha fofa ($N_{SPT} = \text{zero}$). Como solução, foi apontada a substituição de parte do aterro original por uma camada de aterro de solo-cimento, com a utilização de sapatas sobre esta camada, com pressões aplicadas de 1,0 kg/cm². As misturas de solo-cimento recomendadas na situação foram na proporção de 10 volumes de solo para 1 volume de cimento.

Stefanoff e outros (1983) realizaram ensaios de placas em laboratório e em campo. Placas circulares e quadradas de grandes dimensões sobre uma camada de solo-cimento de 1,5 m de espessura assente sobre solo natural foram testadas. Foi concluído que a camada de solo-cimento possui considerável capacidade de distribuição de cargas, sendo que, dependendo do grau de cimentação e da espessura da camada, as tensões sob o sub-leito podem ser reduzidas a valores desejados.

Hilmer e outros (1983) descrevem o procedimento adotado para o desenvolvimento do projeto de fundações de uma planta industrial na cidade de Passau na Alemanha em uma área de 350 m x 450 m. Para que o projeto de fundações fosse considerado seguro, foi necessário constituir um subsolo competente. Para realizar o melhoramento do solo, 600.000 m³ de um solo siltoso existente foram removidos e substituídos por um macadame compactado em camadas de 60 cm de espessura. Foram apresentados os métodos de ensaios para controle do solo melhorado, sendo que os mais importantes da avaliação foram os ensaios de placa e de sapatas em verdadeira grandeza.

Segantini e Carvalho (1995) citam um exemplo clássico de aplicação do solo-cimento no Brasil: a construção do Hospital Adriano Jorge, em Manaus-AM, em 1950, descrito por ABCP (1979). As fundações foram executadas em sapatas de solo-cimento compactado e sobre estas foi executada uma cinta de concreto com 5 cm de espessura com taxa de armadura de 0.3 %. Segundo ABCP (1979), 26 anos após a execução, o desempenho do sistema adotado foi considerado excepcional.

Vendruscolo (1996) estudou o comportamento de um solo argiloso melhorado com estabilização mecânica (compactação) e com estabilização físico-química (adição de cimento), através da realização de ensaios de placa assentes sobre estas camadas. O autor verificou uma grande aumento na rigidez e na capacidade de suporte do solo melhorado.

Estes exemplos são citados neste trabalho com o objeto de ilustrar as inúmeras potencialidades de uso de solos melhorados na engenharia de fundações. Esta prática, de crescente importância nos cenários nacional e internacional, vem sendo objeto de várias conferências e livros técnicos, motivando a realização da presente pesquisa. Busca-se com

isto, aperfeiçoar técnicas e procedimentos, bem como validá-las para casos que envolvam o uso de solos regionais.

2.6 - O Método dos Elementos Finitos

2.6.1 - Generalidades

Nas últimas décadas tem-se verificado um considerável crescimento da utilização de métodos numéricos para solução de problemas na ciência da engenharia. A popularidade e versatilidade destas técnicas tem sido grandemente melhoradas pela disponibilidade de computadores mais rápidos e de maior capacidade de memória.

As enormes complexidades encontradas nos estados naturais do meio geológico, como meio não-homogêneo, comportamento não-linear do material, condições de tensões “In-situ”, variações espaciais e temporais das propriedades do solo, geometrias arbitrárias e descontinuidades, tornam muito complexa a obtenção de soluções analíticas fechadas.

Conforme Frank (1991), apesar da existência de diversos estudos realizados até o momento, atualmente existem dificuldades na aplicação do Método dos Elementos Finitos à Geotecnia, pois não está ainda, incorporado à prática comum da Engenharia Geotécnica.

2.6.2 - Formulação do Método dos Elementos Finitos

O estudo de um problema através do Método dos Elementos Finitos pode ser abordado a partir de três procedimentos diferentes: Método dos Deslocamentos (ou da Rigidez), Método do Equilíbrio (ou das Tensões), e Método Misto. No primeiro método, os deslocamentos são escolhidos como incógnitas e as equações são derivadas com base no Princípio da Energia Potencial Mínima. No segundo, as tensões são escolhidas como incógnitas e o Princípio de Energia Complementar Mínima é aplicado. Tensões e deslocamentos são escolhidos como incógnitas no terceiro procedimento. A maioria dos problemas da Engenharia Geotécnica têm sido resolvidos usando-se o Método dos Deslocamentos.

A resolução de um problema geotécnico através do Método dos Elementos Finitos envolve cinco etapas básicas:

1 - Discretização do Contínuo - Consiste na divisão do contínuo em elementos. Diferentes tipos de elementos podem ser usados. Assim, triângulos e quadriláteros são utilizados em problemas bidimensionais, e tetraedros e hexaedros em problemas tridimensionais. Os elementos estão interligados por um número de pontos, chamados nós, situados no contorno dos mesmos. Três condições devem ser cumpridas a nível local, dentro do elemento, e a nível global, em toda a região discretizada:

- a. Equilíbrio de forças
- b. Compatibilidade dos deslocamentos
- c. Lei constitutiva do material

2 - Seleção de Funções de Forma - Consiste em adotar uma função para representar as variáveis incógnitas dentro do elemento. Pelo método dos deslocamentos, a relação entre o deslocamento em um ponto arbitrário (δ) dentro do elemento e aqueles correspondentes aos nós do mesmo (δ_i) pode ser expressa como:

$$\{\delta\} = [N] \{\delta_i\} \quad (2.2)$$

onde $[N] = [N_1, N_2, \dots, N_n]$ contém as funções de forma ou funções de interpolação ($n =$ número de nós do elemento).

3 - Derivação das equações correspondentes ao elemento - Existem diferentes procedimentos para deduzir as equações matriciais que definem as propriedades de um elemento (método da rigidez direta, métodos variacionais, métodos residuais, etc.). Em geral, as equações do elemento podem ser representadas simbolicamente:

$$[k] \{\delta\} = \{f\} \quad (2.3)$$

A matriz $[k]$, denominada matriz de rigidez do elemento, relaciona as variáveis nodais ($\{\delta\}$ é o vetor de deslocamento nodais e $\{f\}$ o vetor de forças nodais, por exemplo), e pode ser calculada através da seguinte integral:

$$[k] = \int [B]^T [D][B]dV \quad (2.4)$$

onde a matriz $[D]$ contém a Lei constitutiva do material e a matriz $[B]$ é a matriz de relações geométricas. A integral é calculada no volume (V) do elemento.

4 - Montagem do sistema global de equações - Esta etapa consiste na combinação das equações que expressam o comportamento de cada elemento, para montar um sistema de equações que expressam o comportamento da região em sua totalidade.

O sistema de equações globais pode ser representado por:

$$[K] \{\Delta\} = \{F\} \quad (2.5)$$

onde $[K]$ é a matriz de rigidez global, $\{\Delta\}$ é o vetor de deslocamentos globais e $\{F\}$ é o vetor de forças nodais.

5 - Resolução do sistema de equações - Como resultado da etapa anterior, obtém-se um sistema de equações que deve ser resolvido para determinar o valor das incógnitas nodais. Finalmente, a partir dos valores das variáveis nodais podem ser calculadas outras magnitudes secundárias tais como tensões e deformações. Matematicamente, podemos escrever:

$$\{\Delta\} = [K]^{-1} \{F\} \quad (2.6)$$

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\Delta\} \quad (2.7)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (2.8)$$

Uma descrição detalhada, das etapas acima resumidas, pode ser encontrada em Zienkiewicz (1977). Exemplos de implementação computacional das mesmas foram apresentada por Hinton e Owen (1977).

Se nas expressões anteriores, as matrizes $[B]$ e/ou $[D]$ são funções, direta ou indiretamente, do vetor deslocamento $\{\Delta\}$, teremos uma formulação não-linear. O primeiro caso é chamado não linearidade geométrica, e aplica-se a grandes deformações e deslocamentos, enquanto que, o segundo caso, refere-se a não linearidade do material, e aplica-se a modelos de comportamento tensão-deformação não lineares.

As soluções de problemas não lineares pelo método dos elementos finitos usualmente são obtidas através de três procedimentos: 1 - Processo Iterativo; 2 - Processo Incremental; 3 - Processo Misto (combinação dos dois primeiros).

Para a aplicação do Processo Iterativo no Método dos Elementos Finitos, escolhe-se, inicialmente, um conjunto de valores de módulos tangentes para todos os elementos. No primeiro passo aplica-se carga ao sistema e calculam-se deslocamentos, deformações e tensões para cada elemento. Como é utilizada uma rigidez constante, as condições de equilíbrio não são satisfeitas:

$$[K] \{\Delta\} - \{F\} = \{R\} \quad (2.9)$$

onde $\{R\}$ é o vetor resíduo das cargas externas. No segundo e subsequentes passos, os resíduos são aplicados como cargas ao sistema até as equações convergirem.

No Processo Incremental a carga total a ser aplicada é dividida em uma série de parcelas, não necessariamente iguais. A técnica mais utilizada é o método da rigidez tangencial, que consiste em calcular a matriz de rigidez para cada incremento com as propriedades correspondentes ao estado de tensões no início de incremento.

Durante a aplicação de cada incremento i , é resolvido o sistema de equações lineares:

$$\{d\Delta\}_i = [K]_{i-1}^{-1} \{dF\}_i \quad (2.10)$$

Com a matriz de rigidez constante a cada incremento.

Dessa forma, a técnica incremental aproxima o problema não-linear a uma série de incrementos lineares e, conseqüentemente, quanto maior o número de incrementos, mais aproximada é a solução.

No Processo Misto, a carga total é aplicada em incrementos, nos quais para cada carregamento se fazem iterações. Uma descrição mais aprofundada da aplicação do Método dos Elementos Finitos à resolução de problemas não lineares pode ser consultada em Owen e Hinton (1980).

Neste trabalho o comportamento não-linear devido as características dos solos existentes na região é considerado. Torna-se necessário então, a utilização do Processo Incremental como procedimento para a realização de simulações numéricas.

2.6.3 - Modelos Constitutivos para Solos

Um modelo rigoroso para descrever o comportamento tensão-deformação no solo deveria representar analiticamente o estado de tensões, o estado de deformações e os deslocamentos nas três fases constitutivas do solo (sólida, líquida e gasosa) para qualquer sistema de carregamento.

O solo, ao contrário de outros materiais, como o concreto e o aço, que podem ser facilmente representados como meios contínuos, é um material granular desagregado trifásico (ou quadrifásico se considerarmos a água absorvida como outro material), cujo comportamento macroscópico depende da natureza do contato entre as partículas e dos movimentos e deformações dos grãos nestes contatos.

Devido à complexidade do comportamento tensão-deformação do solo e a variedade de solos existentes, não existe um modelo único capaz de representá-los. Nos últimos anos porém, inúmeros modelos matemáticos têm sido propostos para representar a relação tensão-deformação de alguns solos. Estes modelos podem ser separados em dois grupos: modelos elásticos (lineares e não-lineares) e modelos elasto-plásticos.

Basicamente o que caracteriza a diferença entre os modelos elásticos e os elasto-plásticos é que nos primeiros as deformações são função unicamente do incremento de tensões, enquanto que no segundo, as deformações são função, além do incremento de tensões, do nível de tensões atingido.

2.6.3.1 - Modelos Elásticos

Um material é considerado elástico quando o estado de tensões é função unicamente de seu estado de deformação. O trabalho feito pelas forças externas atuando em um corpo elástico é armazenado como energia elástica, completamente recuperável, desde que as cargas sejam removidas (Timoshenko e Goodier, 1951).

Baseado nesta definição, a equação fundamental de um corpo elástico pode ser escrita da seguinte forma:

$$d\varepsilon_{ij}^e = D_{ijkl}d\sigma_{kl} \quad (2.11)$$

onde:

$d\varepsilon_{ij}^e$ incremento de deformação

D_{ijkl} é a matriz constitutiva de um material elástico e

$d\sigma_{kl}$ é incremento de tensão

significando que:

- Qualquer incremento de tensão $d\sigma_{kl}$ provoca um incremento de deformação $d\varepsilon_{ij}^e$
- A deformação é recuperável se o corpo for descarregado sendo portanto um sistema conservativo.

Os modelos elásticos utilizados na Geotecnia podem ser divididos em lineares e não-lineares.

Modelo Elástico Linear

O comportamento elástico linear constitui, sem dúvida, no modelo mais simples, sendo uma aproximação suficiente para um grande número de problemas, do ponto de vista prático. O modelo implica na avaliação da matriz constitutiva de um material através de dois parâmetros do solo, por exemplo: Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (μ).

Modelo Elástico Não-Linear

Basicamente, estes modelos aproximam o comportamento não-linear observado por sucessivas análises lineares. Existem dois grupos distintos de modelos elásticos não-lineares:

- os iterativos, que utilizam módulos secantes, e
- os incrementais, que utilizam módulos tangentes.

A não linearidade é introduzida através dos termos da matriz de elasticidade, os quais tornam-se dependentes do estado de tensões.

2.6.3.2 - Modelos Elasto-Plásticos

Os modelos elasto-plásticos consideram o comportamento não linear e inelástico dos solos. Estes modelos são mais variados e complexos que os modelos elásticos e para sua definição, é necessário especificar:

- Uma condição de escoamento inicial, definindo o limite elástico do material.
- Uma lei de enrijecimento, para estabelecer as condições de estado plástico subsequentes.
- Uma lei de escoamento plástico, que relaciona os incrementos de deformações com o estado de tensões e incrementos de tensões.

A primeira especificação é necessária para caracterizar a transição da fase elástica para a fase plástica. Tal condição, definida por uma função de plastificação, é dependente do estado de tensões do material e pode ser expressa em função dos invariantes de tensões:

$$f(J_1, J_2, J_3, k_1, k_2, \dots) = 0 \quad (2.12)$$

No espaço de tensões, a função de plastificação f representa o lugar geométrico dos estados de tensões correspondentes ao início das deformações plásticas. A lei de enrijecimento é necessária para representar as novas superfícies de escoamento subsequentes, correspondentes aos diversos carregamentos ocorridos.

A lei de escoamento plástico é necessária para descrever as relações constitutivas entre incrementos de deformações plásticas, tensões e incrementos de tensões. A definição da lei de escoamento plástico parte da hipótese da existência de uma função de potencial plástico $g(\sigma_{ij})$ e da proporcionalidade entre o gradiente da função de potencial plástico e as deformações plásticas:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.13)$$

A equação anterior indica que os vetores de fluxo plástico plotados em espaço de tensões são normais à superfície de potencial plástico.

De grande importância é o caso no qual a função de escoamento f e a função de potencial plástico g coincidem. Para este caso:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.14)$$

Analogamente ao caso anterior, o fluxo plástico é normal à superfície de plastificação f .

A equação 2.13 é chamada de Lei de Escoamento não Associada, enquanto que a equação 2.14 é conhecida como Lei de Escoamento Associada.

O tensor de incremento de deformações totais será igual à soma dos tensores incrementais correspondentes às deformações elásticas e plásticas:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (2.15)$$

O primeiro e o segundo termo do lado direito da equação 2.15 são calculados usando as equações 2.11 e 2.13, respectivamente.

2.6.3.3 - O Modelo Pseudo-Elástico Não-Linear (Hiperbólico)

Duncan e Chang (1970) propuseram uma relação tensão x deformação não-linear (hiperbólica) para solos, a qual pode ser implementada em conjunto com o método dos elementos finitos. Os autores objetivaram desenvolver um procedimento simples e prático, com fácil obtenção de parâmetros, para representar a dependência de tensões, a não linearidade e o comportamento não elástico dos solos.

Neste trabalho, optou-se pela utilização do modelo pseudo-elástico não linear (Duncan e Chang, 1970) para representar o comportamento não linear do solo natural, do solo compactado e do solo tratado com cimento. A opção por este modelo é justificada em função das características do modelo, acima citadas, e em função da possibilidade da utilização de um único modelo para os tipos de materiais considerados.

Este modelo propõe uma relação tensão-deformação não-linear, através da consideração de um módulo tangente variável com a faixa de tensões desviatórias e da variação do módulo de elasticidade inicial (E_i) com a pressão de confinamento (σ_3).

Konder e Zelasko (1963) propuseram que a não-linearidade das curvas tensão-deformação seja representada segundo uma hipérbole:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \quad (2.16)$$

onde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a diferença entre as tensões principais, ε_a é a deformação axial e a e b são parâmetros determinados empiricamente. Ao considerar $a = 1 / E_i$ e $b = 1 / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}}$ onde E_i é o módulo de elasticidade inicial e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}}$ é o valor assintótico da diferença de tensões relacionado a resistência do solo (Figura 2.1), a equação (2.16) pode ser rescrita da seguinte forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}}}} \quad (2.17)$$

Transformando a equação (2.17), obtém-se:

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}}} \quad (2.18)$$

que representa uma linha reta no espaço $\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a$, sendo $1/E_i$ a interseção da linha reta com o eixo das ordenadas e $1 / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}}$ é a inclinação da reta, conforme ilustrado na figura (2.2).

O valor assintótico da diferença de tensões $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}}$, é em geral, ligeiramente maior que a diferença de tensões na ruptura, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rup}}$. Estes valores podem ser relacionados segundo um parâmetro R_f , onde:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultimo}} \quad (2.19)$$

O valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ pode ser expresso pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi + 2 \cdot \sigma \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.20)$$

onde c é a coesão e φ é o ângulo de atrito interno (parâmetros de resistência Mohr-Coulomb).

O módulo de elasticidade (E_i) varia com a tensão de confinamento (σ_3), e segundo Janbu(1963), pode ser expressa como:

$$E_i = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.21)$$

onde p_a é a pressão atmosférica expressa nas mesmas unidades de E_i e σ_3 , e K e n são parâmetros adimensionais obtidos pela plotagem dos valores de E_i / p_a x σ_3 / p_a em escala logarítmica, onde K é a interseção da linha reta ajustada com eixo vertical passando por $\sigma_3 / p_a = 1$ e n é a inclinação desta reta, como ilustrado na figura (2.3).

Ao assumir a tensão de confinamento (σ_3) constante, o módulo de Elasticidade tangente pode ser expresso por:

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon} \quad (2.22)$$

Diferenciando a equação (2.16), obtém-se:

$$E_t = \frac{a}{(a + b \cdot \varepsilon_a)^2} \quad (2.23)$$

Substituindo a por $1 / E_i$ e b por $R_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$, a equação (2.23) pode ser rescrita como:

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \cdot \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}} \right]^2} \quad (2.24)$$

Pode-se então substituir as equações (2.20) e (2.21) na equação (2.24), e obter a equação proposta por Duncan e Chang (1970):

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \text{sen } \varphi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \varphi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \text{sen } \varphi} \right]^2 \cdot K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.25)$$

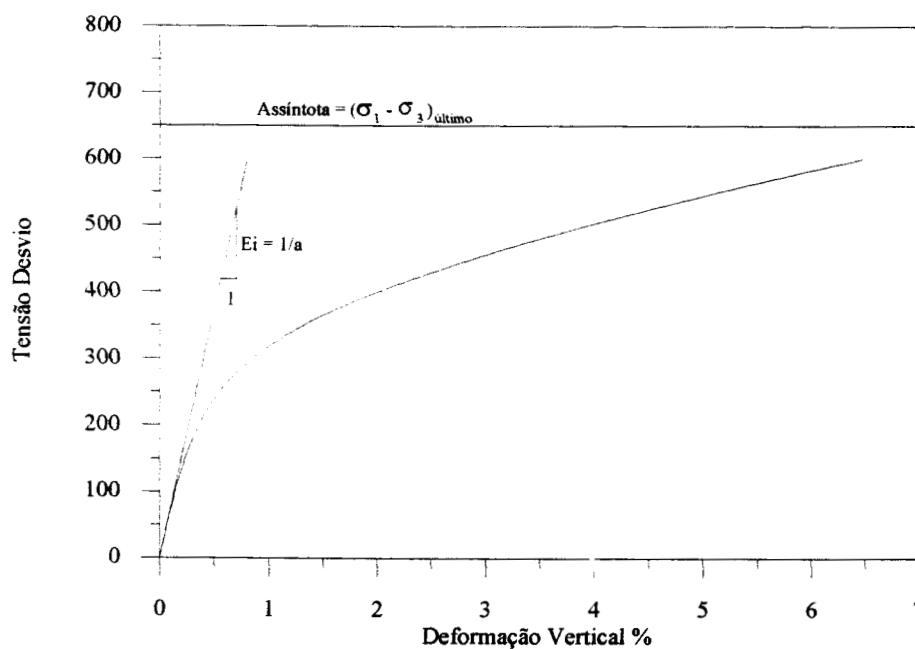


Figura 2.1 - Representação hiperbólica idealizada da curva tensão x deformação

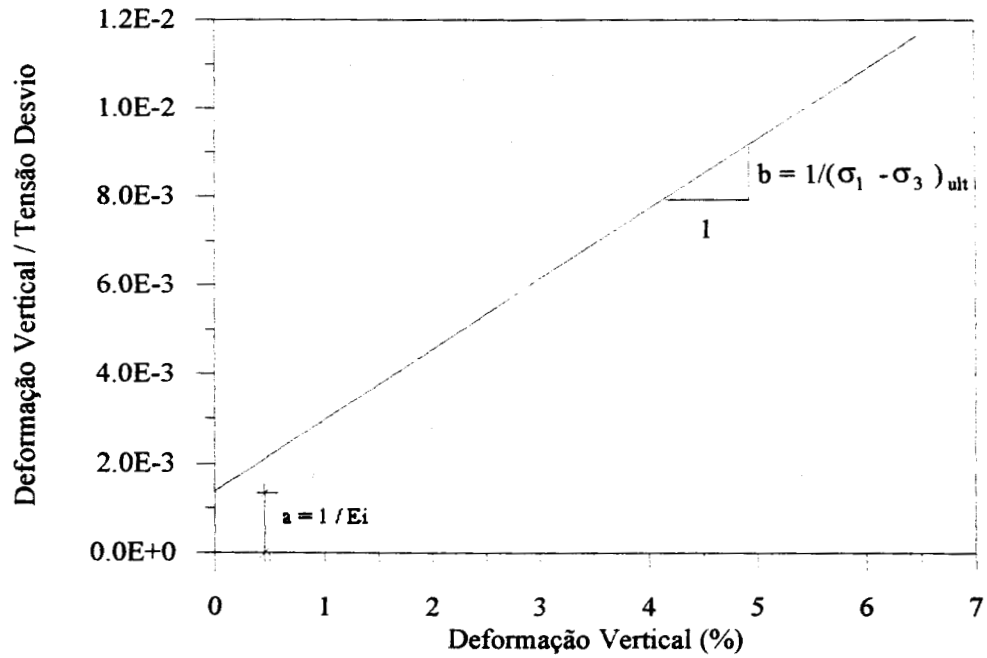


Figura 2.2 - Representação hiperbólica em escala transformada

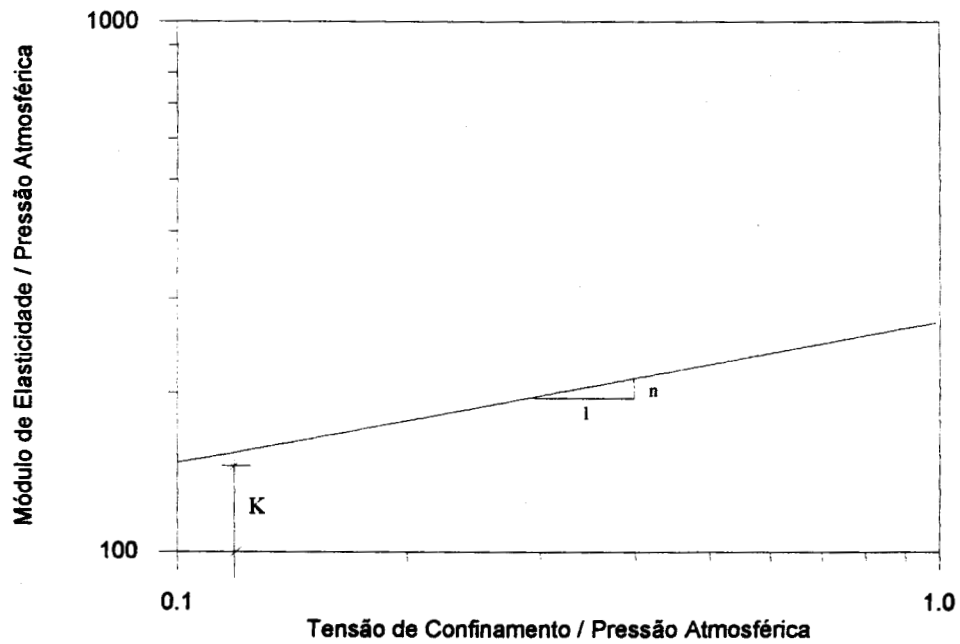


Figura 2.3 - Obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico

2.6.3.4 - Exemplos de Estudos com o Modelo Hiperbólico

Duncan e Chang (1970) analisaram o comportamento de areias fofas ou densas. Comparações de deformações calculadas e medidas mostraram que a relação hiperbólica é capaz de representar precisamente o comportamento das areias sob condições de carregamentos triaxiais complexos. Análises do comportamento de sapatas sobre areia e argila também mostraram boa concordância desta relação com o observado em campo.

Chang e Duncan (1970) realizaram a simulação numérica de uma escavação de mais de 60 m de profundidade no estado da Califórnia nos Estados Unidos. Esta análise foi feita baseada na relação tensão-deformação não-linear elástica (modelo hiperbólico). Os resultados obtidos na simulação com respeito a magnitude dos movimentos do solo e o desenvolvimento de regiões de ruptura local correspondem ao comportamento observado na escavação.

Peixoto (1976) utilizou o modelo hiperbólico para modelar o comportamento tensão x deformação de um solo arenoso, ensaiado em compressão triaxial nas condições drenadas e não drenadas. O autor concluiu que a formulação hiperbólica representa muito bem o comportamento tensão x deformação sob condições de carregamento primário e drenagem livre. Já para o caso não drenado, as curvas tensão x deformação não foram bem representadas por hipérbolos.

Schnaid (1983) estudou o comportamento tensão x deformação do solo coluvionar compactado da barragem de Nova Avanhandava a partir do modelo hiperbólico. O autor não conseguiu reproduzir com eficiência as curvas tensão x deformação quando utilizou o critério de obtenção dos parâmetros $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{último}}$ e E_1 proposto por Duncan & Chang (1970), onde diz que a reta deveria passar pelos pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão de ruptura. O melhor critério de ajuste encontrado pelo autor, foi o de que a reta passasse pelos pontos correspondentes a 1% e 5% da deformação axial. O autor concluiu, portanto, que a formulação hiperbólica apresenta uma concordância razoável com as curvas experimentais obtidas em ensaios não adensados e não drenados.

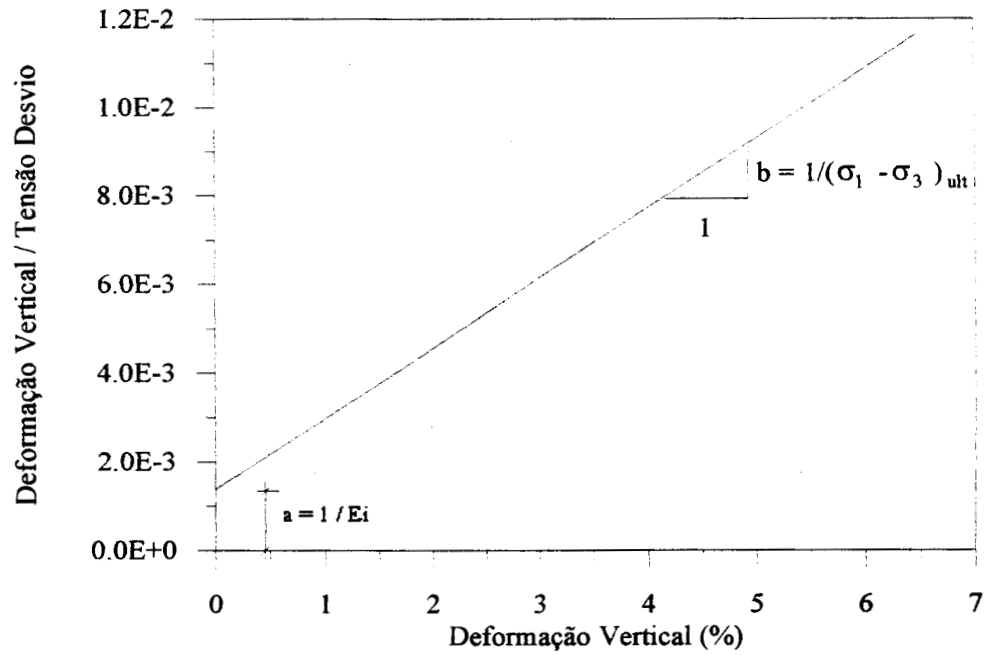


Figura 2.2 - Representação hiperbólica em escala transformada

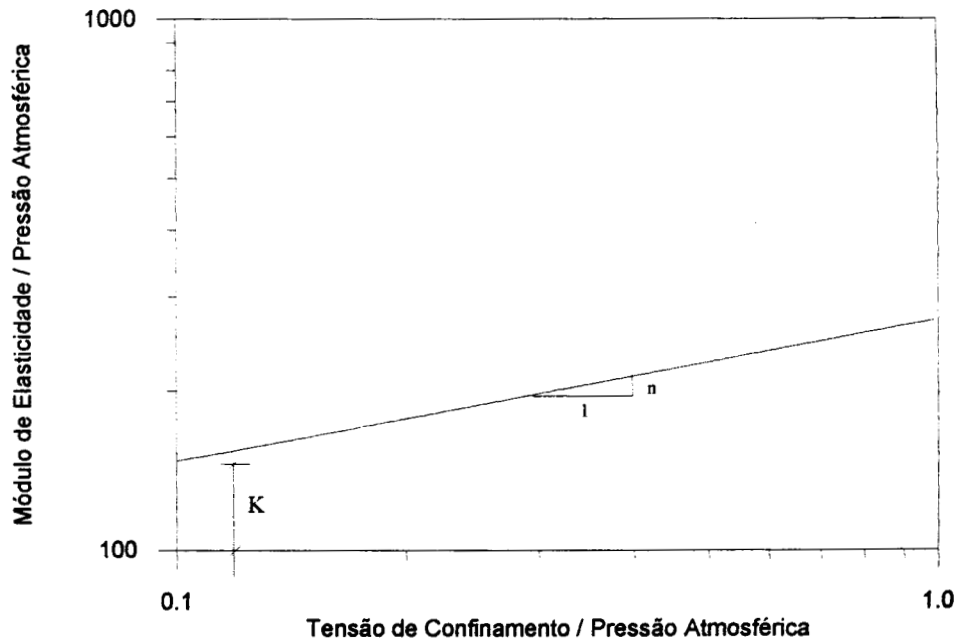


Figura 2.3 - Obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico

2.6.3.4 - Exemplos de Estudos com o Modelo Hiperbólico

Duncan e Chang (1970) analisaram o comportamento de areias fofas ou densas. Comparações de deformações calculadas e medidas mostraram que a relação hiperbólica é capaz de representar precisamente o comportamento das areias sob condições de carregamentos triaxiais complexos. Análises do comportamento de sapatas sobre areia e argila também mostraram boa concordância desta relação com o observado em campo.

Chang e Duncan (1970) realizaram a simulação numérica de uma escavação de mais de 60 m de profundidade no estado da Califórnia nos Estados Unidos. Esta análise foi feita baseada na relação tensão-deformação não-linear elástica (modelo hiperbólico). Os resultados obtidos na simulação com respeito a magnitude dos movimentos do solo e o desenvolvimento de regiões de ruptura local correspondem ao comportamento observado na escavação.

Peixoto (1976) utilizou o modelo hiperbólico para modelar o comportamento tensão x deformação de um solo arenoso, ensaiado em compressão triaxial nas condições drenadas e não drenadas. O autor concluiu que a formulação hiperbólica representa muito bem o comportamento tensão x deformação sob condições de carregamento primário e drenagem livre. Já para o caso não drenado, as curvas tensão x deformação não foram bem representadas por hiperboles.

Schnaid (1983) estudou o comportamento tensão x deformação do solo coluvionar compactado da barragem de Nova Avanhandava a partir do modelo hiperbólico. O autor não conseguiu reproduzir com eficiência as curvas tensão x deformação quando utilizou o critério de obtenção dos parâmetros $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{último}}$ e E_1 proposto por Duncan & Chang (1970), onde diz que a reta deveria passar pelos pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão de ruptura. O melhor critério de ajuste encontrado pelo autor, foi o de que a reta passasse pelos pontos correspondentes a 1% e 5% da deformação axial. O autor concluiu, portanto, que a formulação hiperbólica apresenta uma concordância razoável com as curvas experimentais obtidas em ensaios não adensados e não drenados.

Naylor e outros (1986) utilizaram o modelo hiperbólico para prever o comportamento de um solo granular que foi utilizado no corpo de uma barragem, localizada ao sul de Portugal. Segundo os autores, os resultados obtidos foram bons quando comparados com os dados de instrumentação de campo.

Stancati e Giacheti (1986) verificaram a aplicabilidade da teoria hiperbólica a três solos compactados de características distintas, ou seja, um solo arenoso, um solo argiloso de baixa plasticidade e um solo argiloso de alta plasticidade. Observaram que para o solo arenoso a teoria hiperbólica se ajusta bem, tanto para análise de projetos em termos de ruptura como em termos de deformabilidade, ou seja, foi possível reproduzir bem o módulo inicial e a ruptura da curva tensão x deformação. Para o solo argiloso de baixa plasticidade, as curvas teóricas e reais se ajustam melhor para deformações específicas maiores que 5%. No solo argiloso de elevada plasticidade, a concordância entre as curvas reais e teóricas ocorre sob deformações específicas em faixas variáveis. Segundo os autores, o estudo permitiu verificar que à medida que a plasticidade dos solos aumenta, a adaptação entre a teoria e os resultados práticos diminui.

Consoli (1987) utilizou o modelo hiperbólico para prever o comportamento de um solo arenoso e de uma argila mole em condições drenadas e não drenadas. A reprodução das curvas obtidas em ensaios triaxiais com os materiais anteriormente citados foi, segundo o autor, razoável para o solo arenoso e boa para a argila mole em ambas condições, drenada e não drenada.

Consoli e Azevedo (1987) realizaram uma análise do comportamento de uma escavação experimental levada a ruptura próximo a cidade do Rio de Janeiro, através da Teoria Acoplada de Biot de Deformação e Adensamento, implementada em elementos finitos. Para tanto, os autores utilizaram modelos constitutivos linear-elástico, não-linear elástico e elasto-plástico, entre eles o Modelo Hiperbólico.

Cambou e outros (1990) obtiveram os parâmetros do Modelo Pseudo-Elástico Não Linear através de ajuste de curvas pressiométricas mediante simulação numérica.

Boscardin e outros (1990) obtiveram parâmetros hiperbólicos para três tipos distintos de solos compactados (uma areia, um silte e uma argila). Segundo os autores estes dados fornecem uma base para estimativas razoáveis do comportamento destes solos.

Ghionna e outros (1991) apresentaram uma formulação para avaliação de recalques de depósitos granulares uniformes usando dados de ensaios de placa. Esta formulação permite levar em conta a dependência da rigidez do solo em função dos níveis de tensão e de deformação conforme o modelo hiperbólico elástico não-linear proposto por Duncan & Chang (1970).

Stark e outros (1994) estudaram a influência do tipo e teor de argila e do peso específico aparente máximo seco de amostras compactadas sobre os parâmetros hiperbólicos.

Thomé (1994), Thomé e outros (1994) e Thomé e outros (1995) estudaram o comportamento de um solo mole tratado com cal simulando o seu comportamento tensão deformação utilizando como modelo constitutivo o modelo hiperbólico. Os autores conseguiram representar bem as curvas tensão x deformação experimentais, obtidas nos ensaios triaxiais .

Mántaras e outros (1995) discutiram um método de interpretação do ensaio pressiométrico de Menárd para determinar parâmetros de resistência e de deformação em um solo tropical não-saturado. A expansão de cavidade do ensaio pressiométrico é simulada mediante o Método dos Elementos Finitos utilizando o modelo pseudo-elástico não-linear proposto por Duncan e Chang (1970). Os parâmetros do solo representativos das condições "In-situ" são obtidos ajustando a curva simulada à curva Pressão Aplicada x Volume obtida dos ensaios pressiométricos.

Estes exemplos demonstram a aplicabilidade do uso do modelo hiperbólico na descrição do comportamento tensão x deformação dos solos. Este procedimento é portanto utilizado no presente trabalho, onde resultados de ensaios triaxiais são utilizados como base para determinação de parâmetros constitutivos de comportamento de solos melhorados.

2.6.4 - Possibilidades do Método dos Elementos Finitos para o Estudo de Fundações Superficiais

Frank (1991) faz um estado da arte referente ao estudo do comportamento de fundações superficiais, destaca a adequabilidade do Método dos Elementos Finitos para o estudo de problemas de interação solo-estrutura, e, em particular, para o cálculo de recalques em fundações superficiais.

O Método dos Elementos Finitos permite a consideração da deformação do solo em duas e três dimensões. Esta modelagem contrasta com a forma de abordagem “unidimensional” através de molas independentes (modelo de Winkler), linear ou não linear, a qual ignora qualquer interação entre camadas de solo. Estas interações possibilitam definir um Módulo de Reação do terreno (ou rigidez unidimensional das molas) que sejam representativas do solo. O método também permite a consideração de heterogeneidades macroscópicas do solo (camadas com diferentes características, ou heterogeneidades em planta). O mesmo se aplica a solos apresentando um comportamento não-linear.

A superfície de contato entre o solo e a estrutura que suporta pode ser representada com as mais variadas características físicas (lisa, rugosa, junta, etc.).

A estrutura pode ser representada com sua verdadeira rigidez, a qual, em princípio, governa a distribuição de cargas e deslocamentos em igual medida que a rigidez do solo. Isto conduz ao cálculo de recalques diferenciais mais realísticos que os obtidos sob a hipótese de fundações infinitamente rígidas ou infinitamente flexíveis.

O Método dos Elementos Finitos possibilita a consideração de qualquer geometria de carregamento, como também, o estudo da interação entre múltiplas estruturas adjacentes.

2.6.5 - Estudos de Fundações Superficiais pelo Método dos Elementos Finitos

O uso do método dos elementos finitos para prever o comportamento carga x recalque de fundações teve início na década de sessenta. O primeiro trabalho conhecido foi descrito por Cheung e Zienkiewicz (1965) onde os autores estudaram o comportamento de tanques sobre uma fundação elástica através do método dos elementos finitos.

D'Appolonia e outros (1971) fizeram análises numéricas de fundações superficiais considerando um modelo tensão x deformação elástico perfeitamente plástico e o efeito da anisotropia na resistência ao cisalhamento.

Desai (1971) e Desai & Reese (1979) realizaram análises numéricas e experimentais de sapatas assentes na superfície de um solo argiloso. Nestas análises foram consideradas várias hipóteses, tais como: comportamento de solo elástico não linear, subsolo composto de camadas, carregamento incremental, sapata rígida e utilização de vários modelos constitutivos (hiperbólico, spline, etc.). O estudo mostrou que o Método dos Elementos Finitos fornece resultados satisfatórios para a previsão de tensões e deformações em fundações no nível do solo e a pequenas profundidades, quando comparados com resultados experimentais obtidos em verdadeira grandeza.

Majid (1982) estudou o problema de interação solo-estrutura de um prédio de 50 andares de forma irregular, que utiliza radier e está assente sobre um solo argiloso. A finalidade deste estudo foi a avaliação dos procedimentos simplificados utilizados na prática e o estudo da influência de aspectos relacionados ao solo, à fundação, e a estrutura, no comportamento global do sistema.

Stefanoff e outros (1983) utilizaram o Método dos Elementos Finitos para simular ensaios de placas circulares e quadradas assentes sobre camadas de solo cimento sobrepostas ao solo natural. Concluíram que estas camadas de solo-cimento possuem considerável capacidade de distribuição de carregamentos.

Wang e Badie (1985) estudaram a influência de cavidades localizadas abaixo de fundações superficiais quadradas e contínuas através do método dos elementos finitos.

Este é um exemplo do uso do método, para um estudo paramétrico de um problema de interação solo-estrutura de difícil análise através de métodos analíticos.

Jardine e outros (1986) utilizaram o método para estudar a não-linearidade a pequenas deformações, das curvas carga x recalque de fundações superficiais.

Giani e outros (1988) apresentaram um exemplo da utilização do Método dos Elementos Finitos na análise de danos estruturais em monumentos antigos e o estudo de possíveis soluções. O monumento em questão é a Igreja de Santa Maria della Consolazione localizada em Todi, na Itália. Foi construída entre os anos de 1508 e 1606 e o dano aconteceu pouco depois de ser completada a obra. Na simulação numérica foi utilizado um modelo tridimensional de 100 m de altura e 105 m de comprimento e largura.

Pruffier e Mahler (1989) simularam o comportamento de placas e fundações superficiais submetidas ao esforço de tração. Verificaram que os deslocamentos, carga de ruptura e forma de ruptura previstos pelo Método dos Elementos Finitos se aproximam aos resultados das provas de carga, concluindo que o método é uma ferramenta que pode ser utilizada em projetos de fundações solicitadas a tração.

Schnaid e outros (1991) utilizaram o programa de elementos finitos CRISP para uma análise tridimensional de uma fundação superficial de plataforma de petróleo. Os autores comprovaram, através deste trabalho, a validação do programa CRISP na determinação de capacidade de carga e recalques de fundações superficiais, pela comparação de resultados numéricos obtidos pelo programa com soluções fechadas.

Lopes e Gusmão (1991) aplicaram o Método dos Elementos Finitos para estudar o efeito benéfico da interação solo-estrutura na redução dos recalques diferenciais. Os autores analisaram particularmente o efeito da rigidez relativa solo-estrutura, número de andares e dimensões em planta. Assim, foi determinado, por exemplo, que a rigidez estrutural tem um importante efeito na redução dos recalques diferenciais.

Gatti e outros (1991) analisam duas provas de carga em tanques de grande diâmetro (67m) pelo Método dos Elementos Finitos. Os deslocamentos verticais e horizontais são

medidos na superfície e a várias profundidades com diferentes instrumentos. A análise foi realizada utilizando o modelo elástico linear e isotrópico, com Módulo de Elasticidade variando com a profundidade.

Ghionna e outros (1991) realizaram a previsão dos recalques das sapatas de fundação do estádio de futebol “Delle Alpi” em Torino na Itália, construído para a Copa do Mundo de 1990. Os autores revelam que os resultados obtidos possuem boa concordância com a performance obtida em campo e pelas formulações analíticas.

Thomé (1994), Thomé e outros (1994) e Thomé e outros (1995) realizaram simulações (através do Método dos Elementos Finitos) de fundações superficiais flexíveis assentes sobre o solo natural e sobre camadas de solo estabilizado com diversas espessuras.

Cudmani (1994), Cudmani e outros (1995) e Schnaid e outros (1995), baseados em ensaio de placa e no Método dos Elementos Finitos, apresentaram a análise do comportamento carga-recalque de fundações superficiais. A simulação dos ensaios de placa permitiu-lhes o acesso ao ângulo de atrito, intercepto coesivo e módulo de deformação. Parâmetros de solo representativos foram então utilizados para prever o comportamento de fundações diretas. Comparações da previsão e performance demonstraram o potencial de aplicação da técnica proposta, encorajando o seu uso como uma ferramenta poderosa para a previsão da resposta carga-recalque de fundações superficiais sobre solos estruturados não-saturados.

Mántaras (1995), Mántaras e outros (1995) fizeram a simulação numérica do comportamento de fundações superficiais submetidas ao arrancamento através do Método dos Elementos Finitos. Para tanto foi apresentada uma metodologia para determinar os parâmetros de solos não-saturados a partir da interpretação numérica de ensaios pressiométricos empregando um modelo pseudo-elástico não-linear, combinada com ensaios de laboratório. O procedimento proposto permite determinar os valores dos parâmetros de resistência (c e ϕ), e de deformabilidade (E ou G) para cada camada.

Consoli e outros (1995) e Schnaid e outros (1995) propuseram o uso de ferramentas numéricas na análise e projeto de obras geotécnicas. A otimização de parâmetros constitutivos adaptados à modelagem do comportamento de um solo não saturado é apresentada, baseada na interpretação de ensaios pressiométricos através do Método dos Elementos Finitos. Os parâmetros assim otimizados são usados na simulação do comportamento de fundações superficiais submetidas a esforços de tração e compressão. Comparações entre previsões e medidas In-situ do comportamento carga x recalque de fundações superficiais demonstram o potencial da metodologia proposta para projetos em solos estruturados não saturados.

Vendruscolo (1996) realizou simulações numéricas através do Método dos Elementos Finitos de ensaios de placa assentes sobre camadas de solo melhorado através de compactação e de compactação de solo com cimento. Utilizou o modelo hiperbólico com parâmetros retirados de ensaios de compressão triaxial realizados em amostras retiradas do campo. Obteve resultados expressivos, sendo as simulações dos ensaios de placa coerentes com os obtidos no campo.

Estes exemplos ilustram a ampla gama de possibilidades de uso de solos melhorados na engenharia de fundações, bem como o potencial dos métodos numéricos em prever o comportamento de fundações superficiais assentes sobre estes materiais. Deve-se notar que não é objetivo desta pesquisa realizar comparações entre casos reais e previsões numéricas. Objetiva-se aqui utilizar técnicas numéricas consagradas para demonstrar a viabilidade de uso de melhoramento de solos regionais aplicado à problemas de fundações.

3 - MÉTODOS DE ENSAIO UTILIZADOS NA ETAPA EXPERIMENTAL

Descreve-se neste capítulo os diversos procedimentos experimentais utilizados na presente pesquisa, desde a coleta de amostras à realização de ensaios de laboratório convencionais e especiais.

3.1 - Coleta e preparação do solo

Amostras deformadas foram colhidas no Campo Experimental da UFRGS, em Cachoeirinha - RS, do solo na profundidade de 1,20m e armazenadas em sacos plásticos. Posteriormente, foram deixadas secar ao ar. Uma vez secas, foram destorroadas e passadas na peneira N° 4 (4.8 mm) para o ensaio de compactação e para a moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial e peneira N° 40 (0.42 mm) para os ensaios de Limites de Atterberg. As amostras foram então novamente ensacadas hermeticamente até o momento de sua utilização. Durante este processo foi determinada a umidade higroscópica e natural do solo.

Foram amostrados também dois blocos de amostras indeformadas na profundidade de 1,20 m. Para tanto foi escavada uma trincheira até a profundidade de 1,0 m com auxílio de uma retroescavadeira. Posteriormente a escavação foi executada manualmente, procurando-se preservar a integridade da amostra e realizado a moldagem dos blocos nas dimensões de 0,30 m x 0,30 m x 0,30 m. A seguir estes foram parafinados e colocados dentro de caixas de madeira preenchidas com serragem umedecida para o perfeito condicionamento.

3.2 - Dosagem da mistura de solo-cimento

A determinação do teor de cimento a ser utilizada para a dosagem foi feita através do método físico-químico, descrito por Ceratti e Casanova (1988).

Para a dosagem do solo cimento por esse método físico-químico, foram utilizadas seis provetas graduadas nas quais se colocou 20 gramas de solo seco ao ar, pulverizado e

passado na peneira N° 10; 100 ml de água destilada e quantidades crescentes de cimento nos teores de 0, 3, 5, 7, 9 e 11%.

O método consiste em agitar as misturas de solo cimento durante 30 segundos uma vez por dia e medir os volumes após 2 horas, repetindo esta operação todos os dias até obter leituras constantes ou decrescentes. O teor mínimo de cimento requerido para a satisfação físico-química do solo é aquele que possui a máxima variação volumétrica, a qual é calculada em relação àquela do solo puro (0 %). De acordo com Chadda (1970), citado por Ceratti e Casanova (1988), qualquer adição de cimento acima deste teor pode aumentar a resistência da amostra compactada, mas não irá reagir físico-quimicamente com as partículas do solo.

Para a confirmação do teor de cimento adotado pelo método físico-químico foram executados ensaios de resistência à compressão simples em corpos de prova de mistura de solo-cimento. O procedimento desenvolvido consistiu das seguintes etapas:

- a) adoção de nove teores de cimento (1%, 3%, 5%, 7%, 9%, 11%, 13%, 15%, 17%);
- b) moldagem de corpos de prova de mistura de solo e cimento em triplicata (3 corpos de prova para cada teor de cimento);
- c) cura dos corpos de prova em câmara úmida, à temperatura de 22 ± 3 graus centígrados durante 7 dias;
- d) ensaio de resistência à compressão simples, precedido por imersão de 24 horas em água potável
- e) análise da evolução da resistência com o teor de cimento.

3.3 - Mistura dos materiais para moldagem dos corpos de prova

Os materiais (solo, aditivo e água) foram pesados com precisão de 0.01 g. Solo e aditivo foram inicialmente misturados a mão durante 3 minutos. A seguir a água foi acrescentada aos poucos, cuidando-se para garantir a homogeneidade da mistura e evitando-se grandes perdas por evaporação. Quando não se empregou aditivo (solo não estabilizado) o tempo total de mistura foi de três minutos. As proporções de água e aditivo

foram relacionadas com o peso do solo seco, misturando-se e moldando-se material suficiente para um corpo de prova de cada vez.

3.4 - Ensaio de compactação

A fim de determinar o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima do solo natural, foi realizado ensaio de compactação na energia Proctor Normal, segundo a NBR 7182/84. Para uma melhor distribuição e homogeneização da umidade, optou-se em compactar os corpos de prova 24 horas após a mistura.

3.5 - Moldagem dos corpos de prova

De posse dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, foram moldados corpos de prova, utilizando cilindros com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os corpos de prova de solo cimento foram moldados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtidos para solo natural, pois segundo Kédzi (1979) estes não variam muito com a adição de cimento.

A moldagem foi realizada logo após a mistura dos materiais, procurando-se obter um teor de umidade aproximadamente igual ao ótimo. Durante a moldagem, visando evitar grandes perdas de água por evaporação, as misturas foram cobertas com um pano úmido ou mantidas em sacos plásticos fechados.

Após compactados, os corpos de prova foram cuidadosamente retirados dos moldes (previamente lubrificados), pesados com precisão de 0,01 g e medidos com precisão de 0,01 cm. Em seguida, foram colocados em sacos plásticos hermeticamente fechados, identificados e levados à cura em câmara úmida.

Os corpos de prova de amostras indeformadas do solo foram confeccionados a partir dos blocos de amostra indeformada coletados conforme descrito no item 3.1. Os corpos de prova foram cortados e moldados nas dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Após serem moldados, os corpos de prova foram pesados em balança com

resolução de 0,01 gramas e medidos com o auxílio de um paquímetro de 0,10 mm de precisão.

3.6 - Cura

Os corpos de prova moldados, foram curados à temperatura de 22 ± 3 graus centígrados durante sete dias em uma câmara úmida onde o grau de saturação se manteve em 92 ± 3 %.

3.7 - Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos foi determinada conforme o método descrito pela NBR 6508/84.

3.8 - Limites de consistência

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) do solo natural e da mistura solo-cimento foram determinados de acordo com a NBR 6459/84.

3.9 - Análise granulométrica

Foi realizada a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (com e sem defloculante), conforme método descrito pela NBR 7181/84. Foi empregado o hexa-metafosfato de sódio como defloculante, de forma a obter-se a real porcentagem de finos na massa do solo.

3.10 - Ensaio de resistência a compressão simples e diametral

A resistência à compressão simples (RCS) do solo natural, solo compactado e de misturas de solo-cimento e a resistência à compressão diametral (RCD) foram determinadas respectivamente conforme os métodos ME/DNER 180-87 e ME/DNER 181-87 transcrito por Fraenkel (1980).

Os corpos de prova foram rompidos em triplicata, com exceção do teor de 1%. Foram tomados valores médios das tensões de ruptura alcançadas admitindo-se uma tolerância de $\pm 10\%$ em torno da média. Se um dos corpos de prova se afastasse desse intervalo calculava-se nova média com os dois restantes. Antes da ruptura os corpos de prova eram imersos na água por um período de 24 horas.

Foi utilizada uma prensa da marca WYKEHAM FARRANCE, com carga máxima de 5000 kgf e anéis dinamométricos com capacidade de 300 e 650 kgf. A velocidade de deformação foi mantida constante em 1,14 mm/min.

3.11 - Ensaios de resistência a compressão triaxial

Foram realizados ensaios triaxiais em amostras de solo natural, solo compactado e misturas de solo-cimento em dois teores. Os ensaios executados foram do tipo consolidado isotropicamente e drenados (CID) a baixas tensões de confinamento, com drenagem simples de topo. Seguiu-se os procedimentos descritos por Bishop e Henkel (1962) e Baldi et al. (1988). Devido às limitações do equipamento não foi possível reproduzir as tensões confinantes “In-situ”, que são muito pequenas. Portanto, as tensões adotadas foram de 20, 60 e 100 kN/m². Utilizou-se o equipamento triaxial da marca GEONOR com as características gerais descritas por Andersen & Simons (1960), com anel dinamométrico com capacidade de 400 kgf. Foram feitas medidas de deformações axiais internamente à câmara triaxial através da utilização de sensores de efeito Hall os quais permitem medidas precisas a pequenas deformações.

3.11.1 - Medição de deformação axial

As deformações axiais foram medidas, durante os ensaios triaxiais, por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall, para a medição das deformações axiais diretamente sobre o corpo de prova; (2) um sistema externo convencional, constituído por um micrômetro com resolução de 0,001 mm, fixado ao anel dinamométrico, que mediu os deslocamentos relativos da câmara triaxial.

Os transdutores de deformação axial utilizados neste trabalho foram construídos no Laboratório de Mecânica dos solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tendo sido descritos por Soares (1992), conforme mostra a Figura 4.4. Este sistema de medição interna de deformação também é descrito por Clayton e Khatrush (1986), Clayton et Al (1989). Cada transdutor consiste de um sensor de efeito Hall (Micro-Switch, modelo 92SS12-2) encapsulado em um recipiente metálico o qual é preenchido com resina epóxi e vedado por uma lamínula de vidro a fim de impedir a entrada de água. Os ímãs permanentes são fixos a uma pequena barra metálica, e esta a uma sapata que se apoia diretamente sobre o corpo de prova.

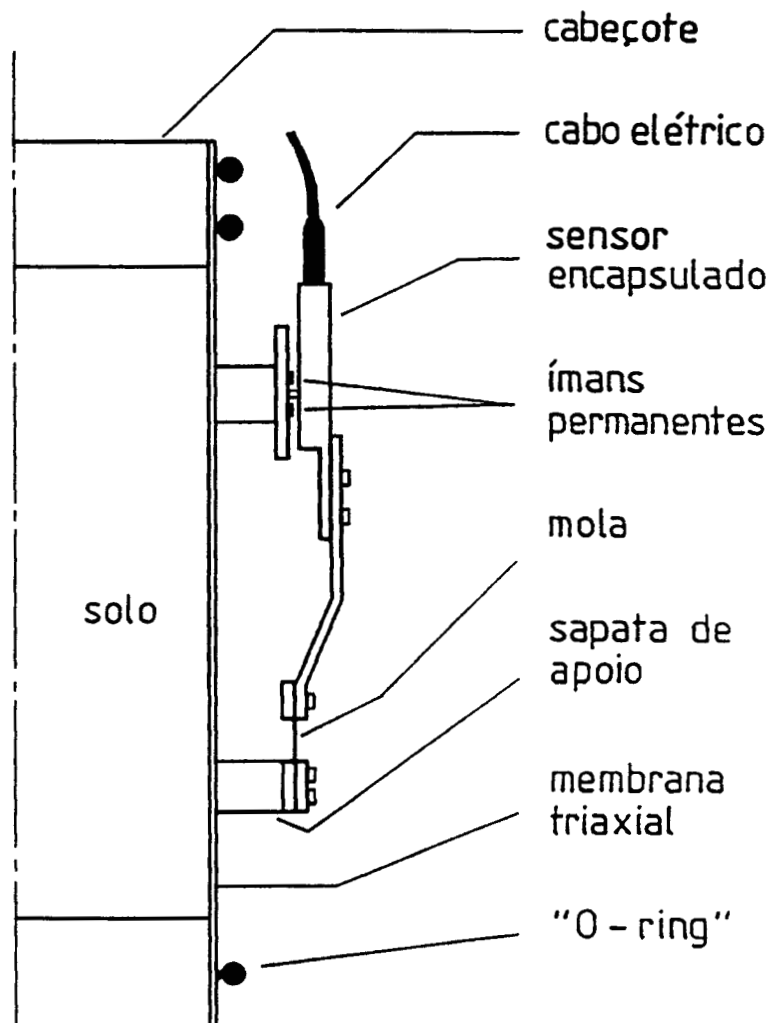


Figura 3.1 - Medidor de deformação axial a base de sensores de efeito Hall (Soares, 1992)

Uma haste presa a uma mola exerce uma pequena pressão de contato entre a lamínula de vidro que protege o sensor e os ímãs permanentes. A haste possui um rasgo que permite ajustar a posição do sensor em relação aos ímãs permanentes ao longo de um curso de 10 mm para o posicionamento do sensor dentro do intervalo linear de calibração. A mola da haste contém um suporte o qual é fixo a uma sapata, que por sua vez, é colada à membrana do corpo de prova. Os ímãs (Micro-Switch, modelo MG-103) e o pino de teflon são fixos a outra sapata que também é colada à membrana do corpo de prova.

3.11.2 - Calibração dos transdutores de deformação axial

A calibração é importante para a determinação do intervalo linear dos sensores de efeito Hall. Um calibrador também foi desenvolvido para realizar esta aferição no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, descrito por Soares e outros (1994). O calibrador é constituído por uma placa de aço inoxidável com uma canaleta por onde se desloca, com folga muito reduzida, um bloco maciço de aço inoxidável. Este bloco é movimentado pelo eixo de um micrômetro fixado a uma das extremidades da placa. O bloco móvel encontra-se em contato com a haste de um defletômetro (com resolução de 1 μm), o qual é fixo a outra extremidade da placa. Durante a calibração, o micrômetro permite o avanço ou recuo suave do bloco móvel, ao passo que o defletômetro fornece o deslocamento padrão. A própria mola do defletômetro desloca o bloco móvel na direção do recuo, minimizando assim, a histerese na calibração do transdutor. A haste contendo o sensor encapsulado é colada sobre a placa do calibrador. O suporte contendo o par de ímãs permanentes é colado sobre o bloco móvel.

Após a calibração, um sensor de efeito Hall apresentou um intervalo linear de deslocamento de 2,0 mm, enquanto o outro apresentou uma linearidade de 2,5 mm. Não foi constatada histerese significativa nas curvas de calibração dos transdutores de deslocamento.

3.11.3 - Medição da poro-pressão e da pressão confinante

A poro-pressão é medida através de um transdutor de pressão, da marca SODMEX, do tipo HP200, ligado à base do corpo de prova. A capacidade deste transdutor de pressão é de 5 kgf/cm^2 . A voltagem de alimentação do transdutor é de 8 V, o qual é conectado a um multímetro (marca LEADER 856 G) que mede a voltagem de saída do transdutor. Como o transdutor foi calibrado previamente, a leitura do multímetro (Volts) é multiplicada pela constante de calibração (0,0616483) resultando na medida da poro-pressão em kgf/cm^2 .

A pressão confinante e a contrapressão é aplicada através de um sistema de potes de óleo, a qual é medida através de um manômetro da marca GEONOR com precisão de $0,1 \text{ kgf/cm}^2$. A pressão confinante pode também ser medida pelo mesmo transdutor de pressão que mede a poro-pressão. Um conjunto de válvulas conectado a este transdutor permite medir ora a poro-pressão, ora a pressão de confinamento.

3.11.4 - Medição da força axial

A medição da força axial é feita através de um anel dinamométrico com capacidade de 400 kgf. Este anel foi calibrado previamente e sua constante de calibração é 0,5062. A leitura do anel dinamométrico multiplicada pela constante de calibração resulta na força axial aplicada em kgf.

3.11.5 - Medição da variação volumétrica

A partir da hipótese de saturação completa, a variação volumétrica do corpo de prova foi medida através de uma dupla bureta graduada com um volume de 25 ml conectada ao topo do corpo de prova. O instrumento permite medir a variação volumétrica de um sistema sob pressão pelo deslocamento da superfície de contato de dois líquidos não miscíveis (querosene com corante e água). A resolução da bureta é de 0,1 ml.

3.11.6 - Interface equipamento triaxial - computador

A interface entre o microcomputador e o equipamento triaxial pode ser realizada através da utilização de um conversor de sinal analógico/digital, comumente chamado de “datalogger”, do tipo CIL 6580, e de um programa computacional especialmente desenvolvido para esta finalidade.

A cada leitura dos sensores de efeito Hall, o “datalogger” converte o sinal analógico (Volts) em um sinal digital que pode ser reconhecido pelo micro-computador (bits). A leitura dos sensores foi realizada por um sistema de aquisição automática de dados seguindo, com pequenas adaptações, o arranjo utilizado e descrito por Martins (1994).

3.11.7 - Leitura zero dos transdutores

Estando o corpo de prova montado e os transdutores de deslocamentos (sensores de efeito Hall) ajustados no intervalo linear de calibração, são tomadas as leituras zero. Estas leituras servirão como referência para o cálculo dos parâmetros do ensaio. Assim, por exemplo, a deformação será calculada em função da diferença entre a leitura do medidor de deformação em um instante qualquer do ensaio e a leitura zero. O mesmo procedimento é adotado para os transdutores de pressão. A leitura zero do transdutor de pressão é feita isolando este transdutor do sistema e abrindo para a atmosfera através do conjunto de válvulas.

3.11.8 - Montagem do equipamento

Os corpos de prova foram colocados no pedestal da câmara triaxial sobre o papel filtro e a pedra porosa. No topo do corpo de prova foi colocado o papel filtro, a pedra porosa e o top-cap. Posteriormente, o corpo de prova foi coberto pela membrana, tendo sido a mesma, fixada por anéis de vedação (orings).

A membrana foi previamente marcada com as posições onde os sensores de efeito Hall deveriam ser colados. Os sensores foram posicionados em pontos diametralmente

opostos e sobre o terço médio do corpo de prova. Como os corpos de prova tinham 100 mm de altura, a distância vertical entre as sapatas ficou em 66 mm. Na colagem dos medidores de deformação axial deve-se assegurar o alinhamento dos mesmos em relação às marcas feitas na membrana, ou seja, deve-se garantir a verticalidade dos medidores. Optou-se em colar o par de ímãs permanentes à sapata superior e a haste de fixação dos sensores à sapata inferior. Este procedimento tem como inconveniente que o peso dos sensores tende a girar a sapata de apoio, deslocando a membrana do corpo de prova (Martins, 1994). Para contornar este problema, Bressani (1990) sugere a aplicação de vácuo no interior do corpo de prova durante a montagem e a utilização de uma tira de borracha para pressionar as sapatas contra o corpo de prova. Este procedimento se mostrou eficiente e foi utilizado nos ensaios com medição local de deformação.

Após o alinhamento e a colagem dos sensores, é feito o ajuste do início do intervalo linear da calibração através do monitoramento das leituras no micro-computador.

3.11.9 - Execução do ensaio

Após o ajuste dos sensores, a câmara triaxial foi preenchida com água. Em seguida, realizou-se o processo de saturação da amostra através de duas etapas: (1) percolação da água, da base para o topo do corpo de prova, enquanto fosse percebido a saída de bolhas de ar em uma proveta conectada ao topo do corpo de prova; e (2) aplicação de uma contrapressão no topo do corpo de prova no valor de 400 kN/m², mantida constante durante todo o ensaio.

A aplicação da contrapressão foi feita em incrementos de 50 kN/m², ao mesmo tempo que um aumento ligeiramente superior na pressão da câmara triaxial era aplicado. Quando a poro-pressão monitorada na base do corpo de prova equalizava, um novo incremento era aplicado. A saturação do corpo de prova foi monitorada através da medição do parâmetro de poro-pressão B (Skempton, 1954) em intervalos de tempo sucessivos após a aplicação da contrapressão.

O último passo antes de romper os corpos de prova era a fase de consolidação, a qual consistiu de duas etapas: (1) aplicação da pressão de confinamento; (2) dissipação do excesso de poro-pressão induzido.

A drenagem completa durante o cisalhamento foi garantida pela utilização de uma velocidade suficientemente baixa (0.0298 mm/min), calculada com base no tempo de adensamento do solo natural, e foi monitorada através da medição da poro-pressão na base do corpo de prova durante todo o ensaio.

Em todos os ensaios realizados, foram aplicadas as correções de área e de membrana. Neste procedimento foi seguida estritamente a abordagem proposta por La Rochelle et al. (1988). Nos corpos de prova cimentados, a correção de membrana foi aplicada somente após a ruptura.

3.12 - Difratoograma de Raios-X

A análise mineralógica qualitativa do solo natural foi realizada por meio de difratogramas de raios-X. Realizou-se ensaio sobre a amostra total, sendo preparada a lâmina com o solo e também sobre amostra orientada, onde a lâmina foi preparada com material menor que 2 μm . Esta última para uma melhor identificação dos argilominerais predominantes no solo.

Os ensaios foram realizados pelo Departamento de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e a análise dos resultados é apresentada no capítulo 4.

4 - CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E MATERIAIS UTILIZADOS

4.1 - O solo

O solo utilizado nesta pesquisa é oriundo de uma área situada no município de Cachoeirinha, região metropolitana de Porto Alegre, na qual está localizado o campo experimental do Laboratório de Mecânica do Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, dentro da subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica.

Geologicamente o local está situado na formação Gravataí, da idade triássica pertencente à série São Bento. A região é caracterizada, geologicamente, por uma alternância de arenitos médios a finos, siltitos argilosos e argilitos. As litologias de formação representam uma deposição em planícies. Associadas com estes depósitos ocorrem crostas ferruginosas.

Pedologicamente este solo é classificado como Podzólico Vermelho-Amarelo (PVA), pertencente a Unidade de Mapeamento Gravataí., conforme Lemos (1973). Os solos podzólicos vermelho-amarelo caracterizam-se por apresentarem diferentes texturas entre os horizontes A e B, onde o horizonte A é mais arenoso e o horizonte B é mais argiloso.

O horizonte A contém solos areno-argilosos, ligeiramente plásticos e pegajosos, sendo que a espessura varia entre 0,7 e 1,0 m e a cor é marrom-avermelhada escura. O horizonte B caracteriza-se por solos argilosos de cores marrom-avermelhada escura e vermelha escura, e a sua espessura pode variar entre 1,5 e 2,0 m. Ambos horizontes são bem drenados. Já o horizonte C é formado por solos que mantêm claro as características das rochas-mães argilitos e siltitos, sendo que o lençol freático ocorre neste horizonte.

A descrição da área onde se encontra o Campo Experimental é apresentado por Dias (1987) e por Cudmani (1994).

4.2 - Caracterização do solo

Foram realizados ensaios de análise granulométrica, limites de consistência, peso específico real dos grãos e ensaios físico-químicos do solo para caracterizá-lo.

4.2.1 - Análise granulométrica

Foram realizados ensaios de análise granulométrica em amostras de solo extraídas das profundidades de 0,5 m (horizonte A), 1,2 e 1,8 m (horizonte B) conforme observado nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3. O Quadro 4.1 apresenta o resumo das curvas granulométricas para as três profundidades, com 3 ensaios para cada profundidade.

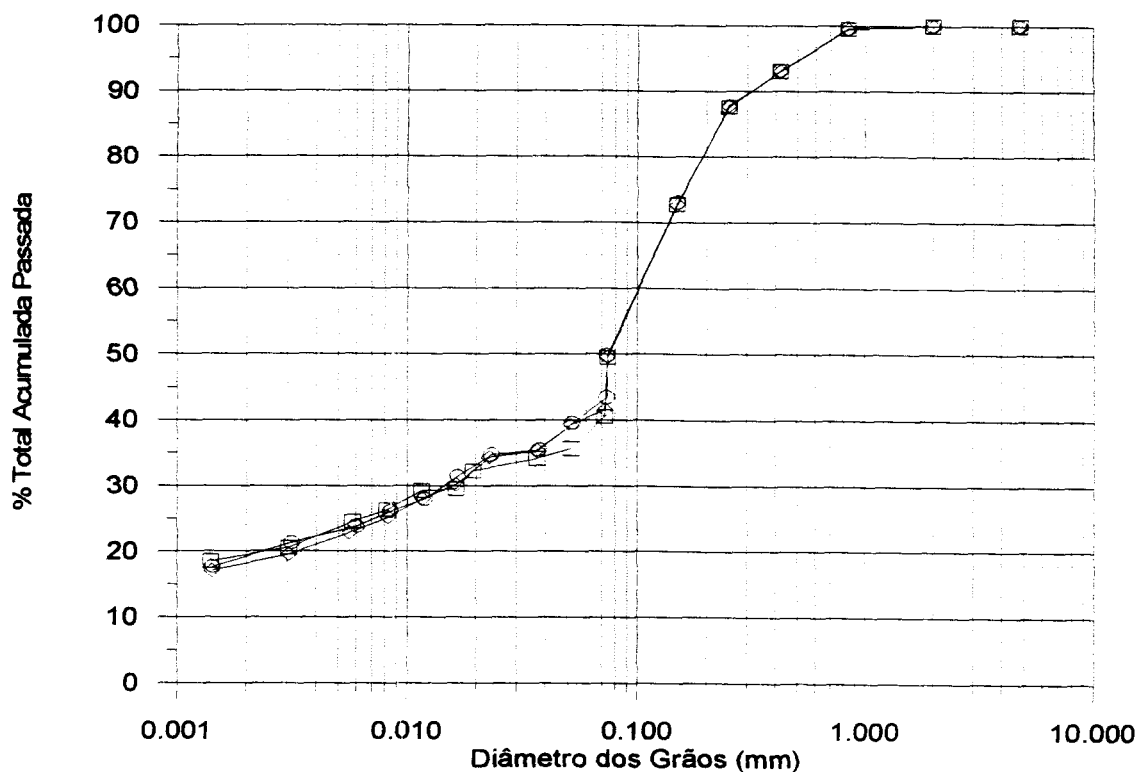


Fig. 4.1 - Curvas Granulométricas Prof. = 0.5 m

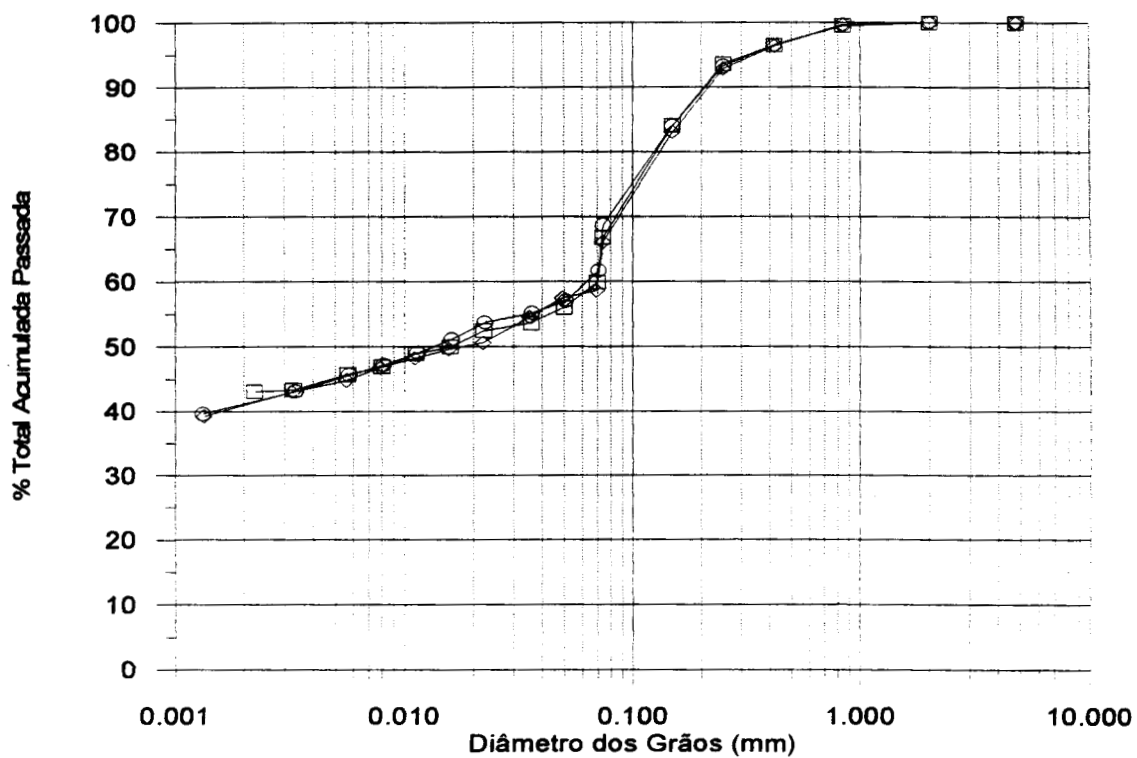


Fig. 4.2 - Curvas granulométricas - prof. = 1.20 m

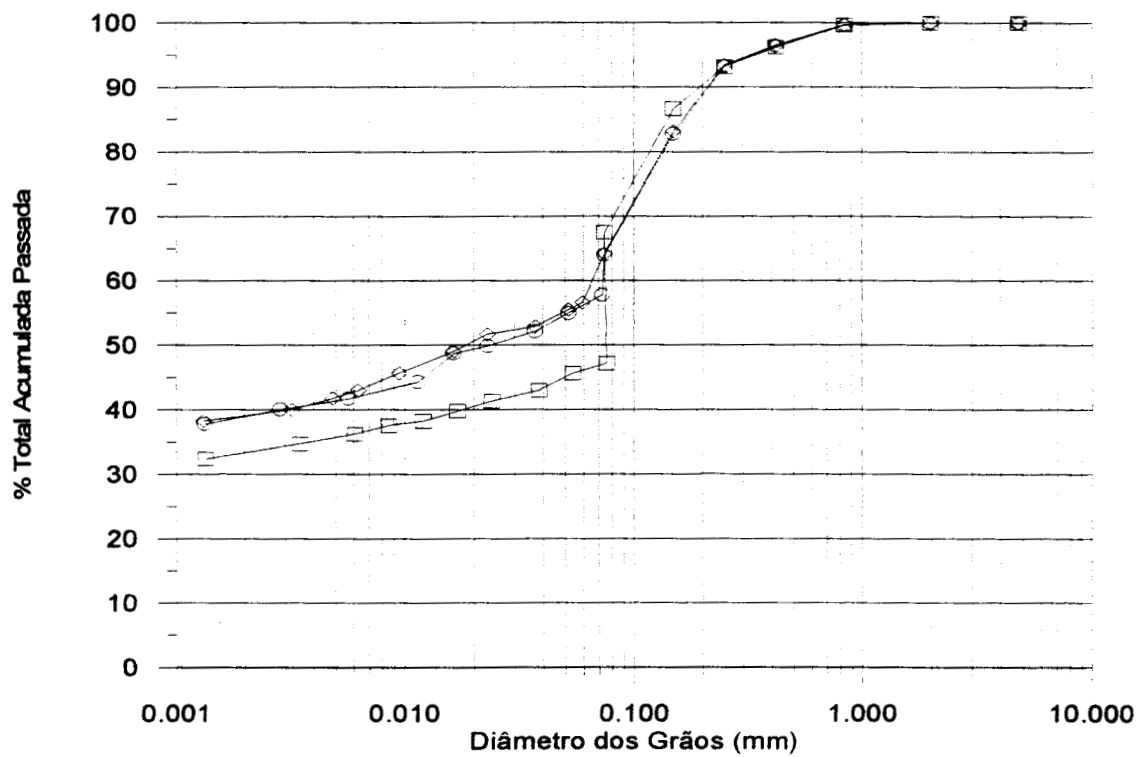


Fig. 4.3 - Curvas granulométricas - prof. = 1.80 m

Quadro 4.1 - Resumo da análise granulométrica

Tipo de Solo\ Prof.	0.50 m	1.20 m	1.80 m
Areia (%)	62	43	44
Silte (%)	15	12	14
Argila (%)	23	45	42

4.2.2 - Limites de consistência

Os limites de consistência auxiliam a identificação e classificação dos solos. O Quadro 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de limites de liquidez (LL), limites de plasticidade (LP) e respectivos índices de plasticidade (IP) para as profundidades de 0.50 m, 1.20 m e 1.80 m.

Quadro 4.2 Ensaio de limites de liquidez e de plasticidade

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
0.50	23.5	14	10
1.20	40	24	16
1.80	37	27	10

4.2.3 - Peso específico real dos grãos

O peso específico real dos grãos do perfil de solo é 26.20 kN/m^3 para a profundidade de 0.50 m, 26.30 kN/m^3 para 1.20 m e 26.40 kN/m^3 para 1.80 m.

4.2.4 - Ensaio físico-químicos

O ensaio de difração de raios-X pode ser utilizado como um método de identificação mineralógica. As partículas dos minerais têm uma complexa mas bem

conhecida composição, sendo que cada mineral possui suas próprias características de arranjo dos átomos.

A Figura 4.4 mostra um arranjo de elementos difratantes espaçados regularmente e irradiados por um feixe monocromático de raios-X. Em cada elemento o feixe será difratado; entretanto ao incidir sobre a amostra o feixe de raio-X ABC percorre um trajeto menor do que o feixe DEF. É visível, então, a existência de uma diferença de fase entre os dois feixes de raios-X. Esta diferença de trajetória entre os feixes de raios-X formados pelas linhas ABC e DEF é igual a $XE + EY$. Se dois feixes têm uma diferença de trajetória igual a um número inteiro (n) de comprimentos de onda (λ), os feixes difratantes estarão em fase e reforçarão um ao outro. É fácil demonstrar que esta condição é encontrada se:

$$n \cdot \lambda = 2 \cdot d \cdot \text{sen } \theta \quad (4.1)$$

onde d = espaçamento dos elementos difratantes e θ = ângulo do feixe incidente.

Rearranjando a equação 4.1 tem-se:

$$d = \frac{n \cdot \lambda}{2 \cdot \text{sen } \theta} \quad (4.2)$$

Se λ é mantido constante e o ângulo θ é variado, existirão “picos” no feixe difratado quando d (calculado pela equação 4.2) se igualar ao espaçamento regular dos átomos na amostra. Os picos de primeira ordem (001) são obtidos quando $n = 1$, enquanto o segundo pico (002) e o terceiro (003), etc., picos de ordem são obtidos quando $n = 2, 3, \dots$.

Sabendo que os minerais têm suas próprias características de espaçamento d , é possível identificá-los pela determinação dos ângulos θ nos quais os picos de reflexão estão presentes.

A magnitude de cada pico é proporcional ao número de elementos difratantes alinhados naquela direção particular. Atribuindo-se o valor 100 à intensidade mais forte

(designada por I_0). A intensidade relativa de uma reflexão de intensidade I é dada por $100 \cdot I/I_0$.

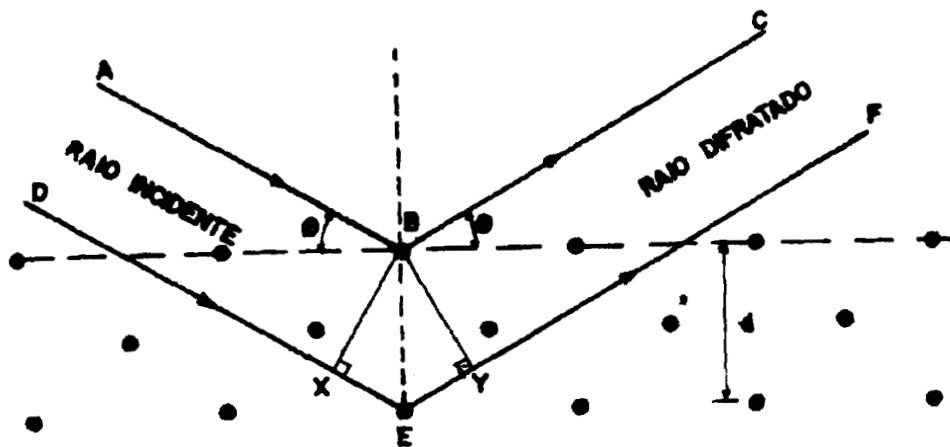


Figura 4.4 - Arranjo de elementos irradiados por feixe monocromático de raios-X

Conforme Santos (1975), a identificação dos grupos de argilominerais pode ser obtida pelo emprego da difração de raios-X a partir do valor medido para a distância interplanar basal do argilomineral (d), separando a fração argila em suspensão aquosa, orientada por secagem desta em uma lâmina de vidro. O uso da difração de raios-X com registro gráfico (difratogramas de raios-X), combinado com as propriedades específicas de expansão da distância interplanar basal pela adição de substâncias orgânicas, como etilenoglicol e de transformações térmicas de cada argilomineral, permite uma diferenciação satisfatória dentro dos grupos de mesma distância interplanar ou dentro de um mesmo grupo.

As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam os resultados do ensaio de difração de raios-X de amostras natural, glicolada e calcinada de solo na profundidade de 1,20 m.

Os picos pronunciados para às distâncias interplanares (d) iguais a 3,57 e 7,18 Angstroms (correspondentes respectivamente à 29 e 14 graus para o ângulo 2θ), são característicos da caolinita, conforme Tovey (1986). Esses picos se mantêm na amostra glicolada, pois a caolinita não é expansiva. Por outro lado, na amostra calcinada os picos desaparecem, pois ocorre a perda da água interreticular quando a temperatura chega a 550 graus centígrados.

O pico observado para a distância interplanar (d) igual à 14,36 Amstrongs ($2\theta = 71,4$ graus) é característico da clorita. Na amostra glicolada ocorre um aumento na distância interplanar (d) deslocando o pico para a esquerda, caracterizando o comportamento expansivo do argilomineral.

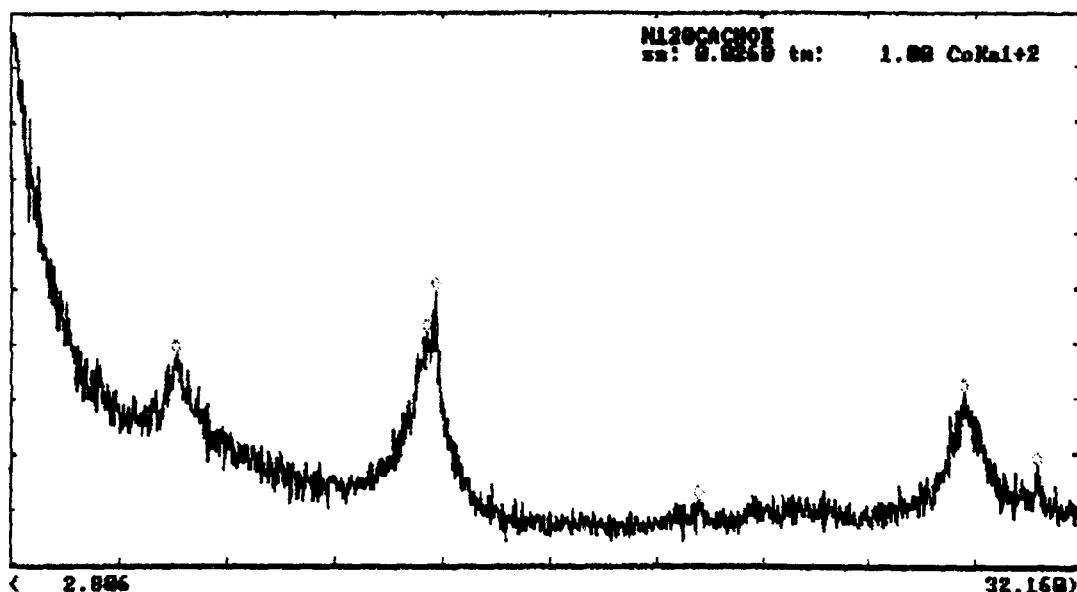


Figura 4.5 - Difratoograma sobre amostra orientada do solo natural (Z=1,20 m)

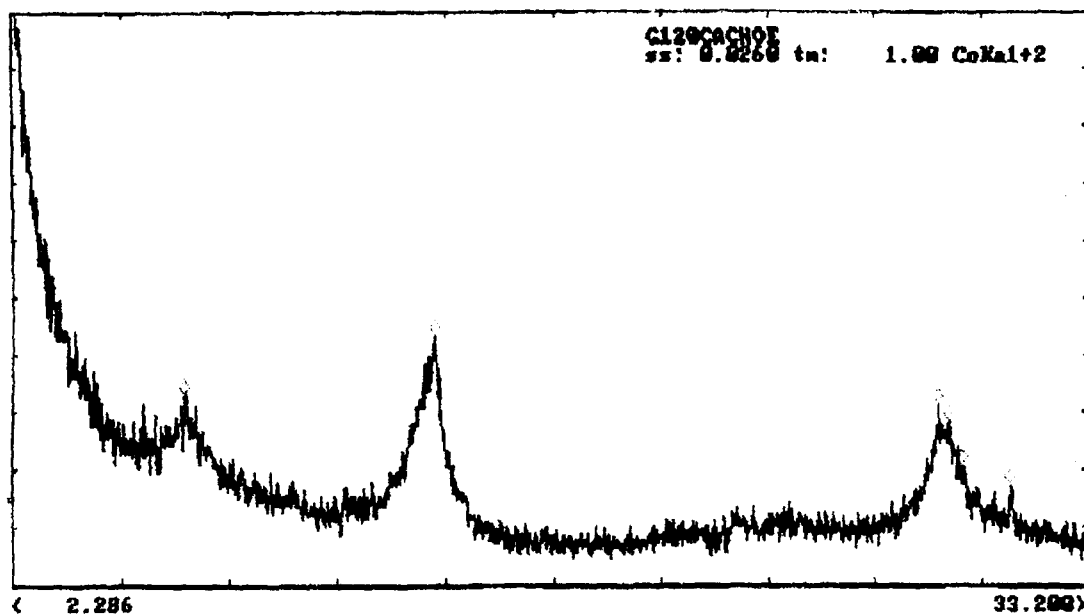


Figura 4.6 - Difratoograma sobre amostra glicolada do solo natural (Z=1,20m)

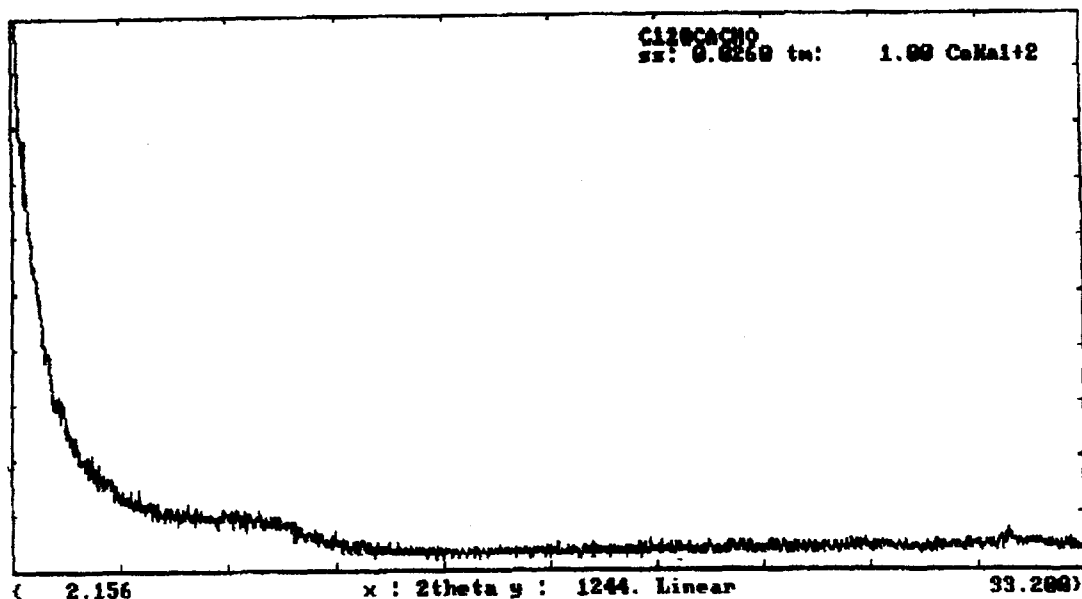


Figura 4.7 - Difratoograma sobre amostra calcinada do solo natural (Z=1,20m)

4.3 - Classificação do solo

Foi realizada a classificação do solo nas profundidades de 0.50 m , 1.20 m , 1.80 m através do Sistema Trilinear dos Solos, descrito por Vargas (1977), que leva em conta somente a granulometria, do Sistema Unificado e da Highway Research Board descritos por Lambe e Whitman.0 (1979) apresentada no Quadro 4.3 abaixo.

Quadro 4.3 - Classificação do solo

Profundidade (m)	Sistema Trilinear	Sistema Unificado	HRB
0.50	Solo Arenoso	Areia Argilosa (SC)	Solo Siltoso (A4)
1.20	Solo Argiloso	Argila Inorgânica (CL)	Solo Argiloso (A6)
1.80	Solo Argiloso	Argila Inorgânica (CL)	Solo Siltoso (A4)

4.4 - Características de compactação do solo

A Figura 4.8 apresenta a curva de compactação resultante do ensaio realizado na energia de Proctor Normal do solo a 1,20m de profundidade. O peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) é 16.2 kN/m³ e a umidade ótima (ω) é 19.0 %.

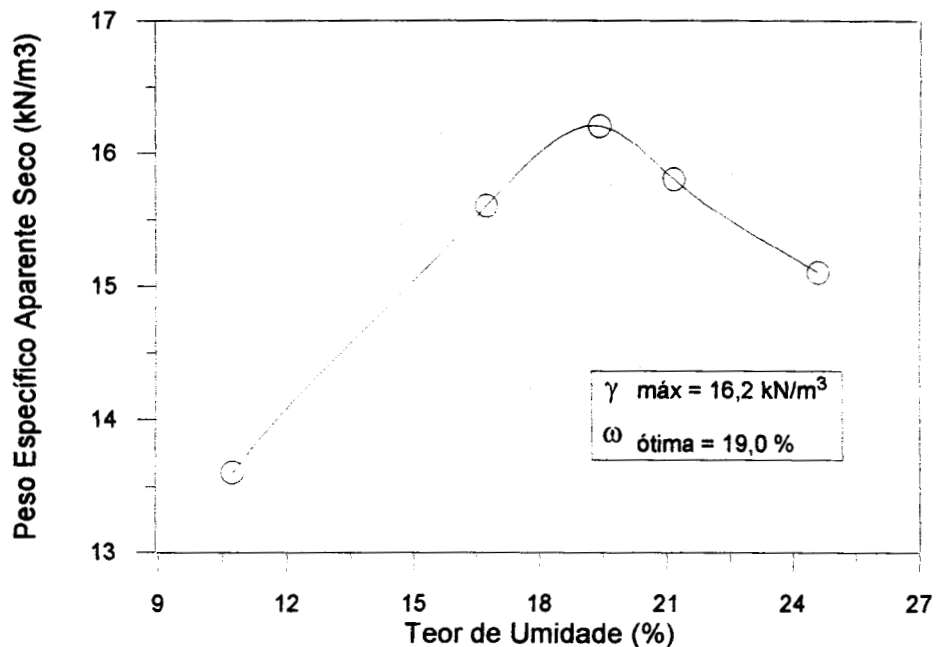


Figura 4.8 - Ensaio de compactação Z=1,20 m (Proctor Normal)

4.5 - O cimento

O cimento utilizado na preparação dos corpos de prova de misturas solo-cimento foi o Cimento Portland tipo CP IV , classe 32, marca comercial “Eldorado”, adquirido no comércio local.

4.6 - A água

Somente água destilada foi utilizada para a moldagem dos corpos de prova de solo compactado e misturas de solo-cimento e para a realização dos ensaios feitos no laboratório.

5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1 - Dosagem de solo-cimento

O método físico-químico descrito anteriormente fornece o teor de cimento no qual as partículas do solo reagem físico-quimicamente com o cimento, sendo que qualquer quantidade de cimento acima desta somente irá acrescentar resistência à mistura. A figura 5.1 mostra a relação entre as variações máximas de volume e teores de cimento dos ensaios feitos conforme Ceratti e Casanova (1988).

A partir da relação entre variações máximas de volume e teores de cimento, determinou-se o teor de 7% de cimento como sendo o ideal do ponto de vista físico-químico.

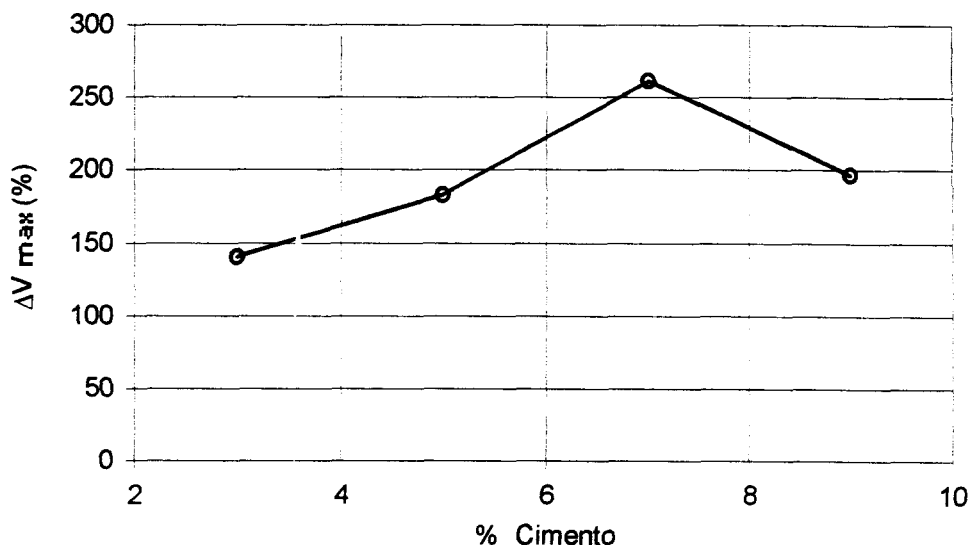


Figura 5.1 - Curva de dosagem de cimento pelo método físico-químico

5.2 - Ensaio de compressão simples

No quadro 5.1 são apresentados os resultados de ensaios de compressão simples (RCS) para diversos teores de cimento em corpos de prova curados em um período de 7 dias em câmara úmida e colocados em imersão durante 24 horas antes de serem rompidos.

Os corpos de prova de solo natural e solo compactado sem cimento se desagregam ao serem colocados em imersão. Adicionando-se pequenos teores de cimento (1% e 3%) já se observa resistência após imersão.

Quadro 5.1 - Resistência à compressão simples - misturas de solo-cimento(7 dias de cura)

teor de cimento (%)	RCS (kN/m ²)			média (kN/m ²)
1	141			141
3	194	234		214
5	451	446		448
7	1024	1106		1065
9	1660	1458		1559
11	1838	1962	2067	1956
13	2473	2722	2330	2508
15	2601	2846		2723
17		2941	2834	2887

Analisando-se a figura 5.2, onde é apresentada a evolução da resistência à compressão simples com o teor de cimento, observa-se um baixo gradiente de aumento de resistência até o teor de 5% de cimento. A partir deste teor o gradiente aumenta e permanece constante até o teor de 12% de cimento, quando a tendência de crescimento decresce.

Como o objetivo do trabalho é verificar não só o comportamento do solo estabilizado mas também, o comportamento do solo tratado ou melhorado, optou-se pela adoção de dois teores de cimento para o prosseguimento do trabalho: 5% e 7% de cimento.

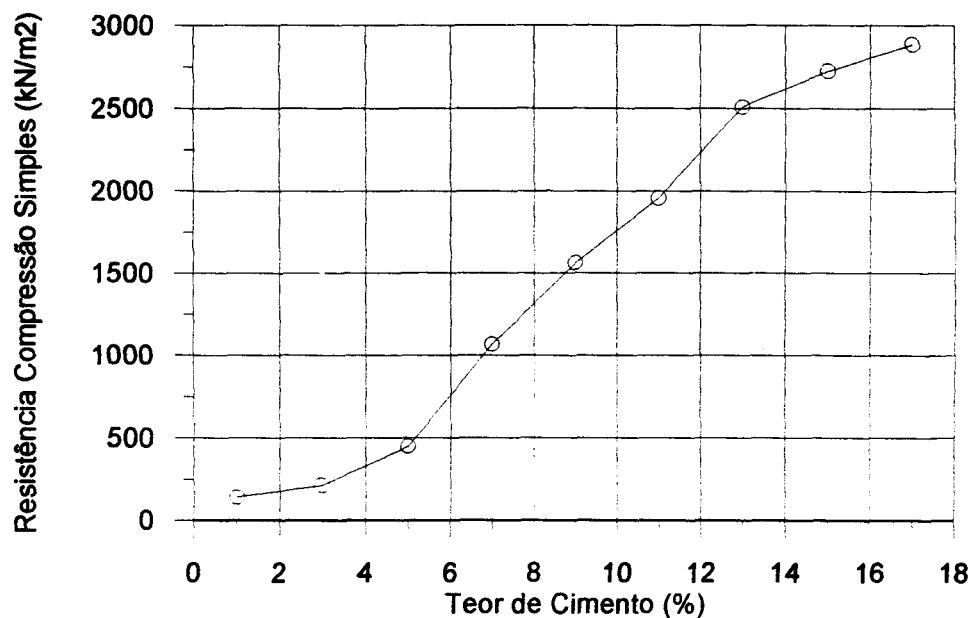


Figura 5.2 - Evolução da resistência à compressão simples com o teor de cimento

5.3 - Ensaio de compressão diametral

Os ensaios de resistência à compressão diametral foram executados somente para os teores de 5% e 7% de cimento e são apresentadas no quadro 5.2. Observou-se que a resistência à tração alcançou 8,58 % da resistência à compressão simples para o teor de 5% de cimento e 11,98 % para o teor de 7 % de cimento.

Quadro 5.2 - Resistência à compressão diametral de misturas solo-cimento (7 dias de cura)

teor de cimento (%)	RCD (kN/m ²)		média (kN/m ²)
5	32	45	38
7	117	139	128

Núñez (1991) realizou ensaios de compressão diametral para misturas de solo-cimento e obteve valor médio de 0,135 para a relação RCD/RCS, ou seja 13,5%. Esse

valor é semelhante ao de 0,13 citado pelo National Institute for Transportation and Road Research (1986).

A ruptura dos corpos de prova de solo cimento foi frágil, tanto para compressão simples como para compressão diametral.

5.4 - Ensaio de compressão triaxial

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados realizados em amostras de solo natural, solo compactado e solo compactado com cimento nos teores de 5% e 7% determinados anteriormente no procedimento de dosagem.

São analisadas as trajetórias de tensões, as curvas tensão-deformação e de variação volumétrica, as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência, as variações da coesão e do ângulo de atrito com o teor de cimento.

5.4.1 - Trajetórias de tensões

As figuras 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, apresentadas a seguir, indicam as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais realizados respectivamente, nas amostras de solo natural, solo compactado e solo compactado com teores de 5% e 7% de cimento.

Foi feito o monitoramento de possíveis excessos de poro-pressão através de medições realizadas por um transdutor de pressão colocado na base dos corpos de prova. Foi verificado que, para a velocidade de carregamento adotada, não houve excesso de poro-pressão significativo, correspondendo a condição completa de drenagem durante todos os ensaios até a máxima tensão desvio.

As amostras de solo-cimento (teores de 5 % e 7 % de cimento) apresentaram a geração de excesso de poro-pressão após a ruptura dos corpos de prova. Este comportamento é devido a ruptura frágil ocorrida nos ensaios.

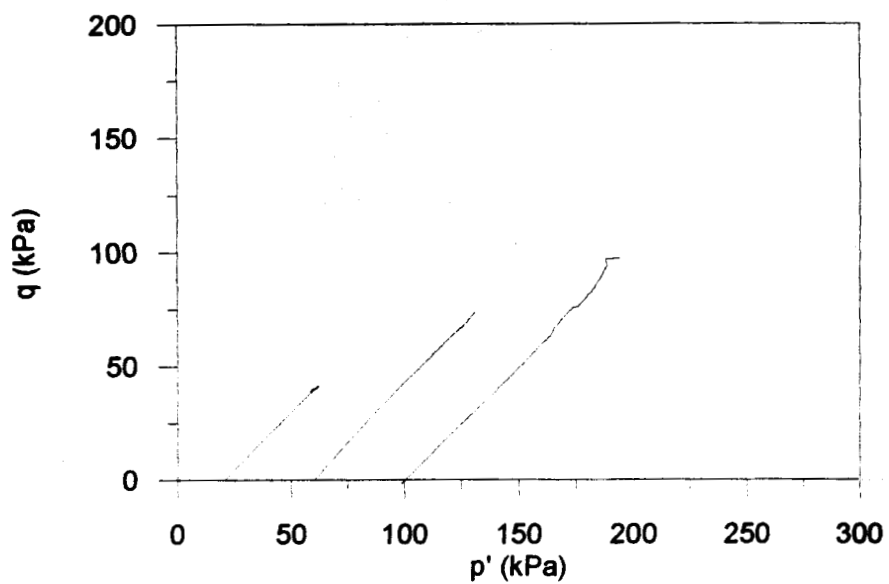


Figura 5.3 - Trajetórias de tensões efetivas (solo natural)

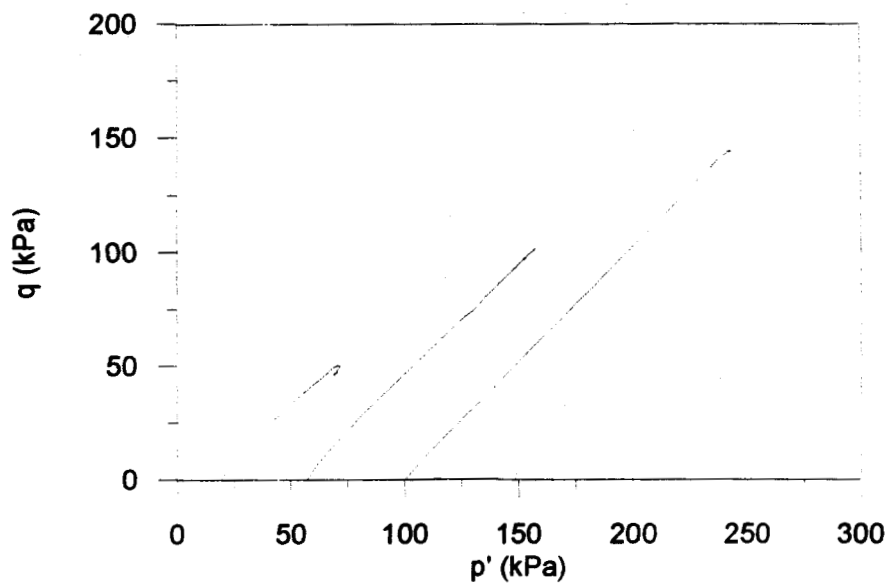


Figura 5.4 - Trajetórias de tensões efetivas (solo compactado)

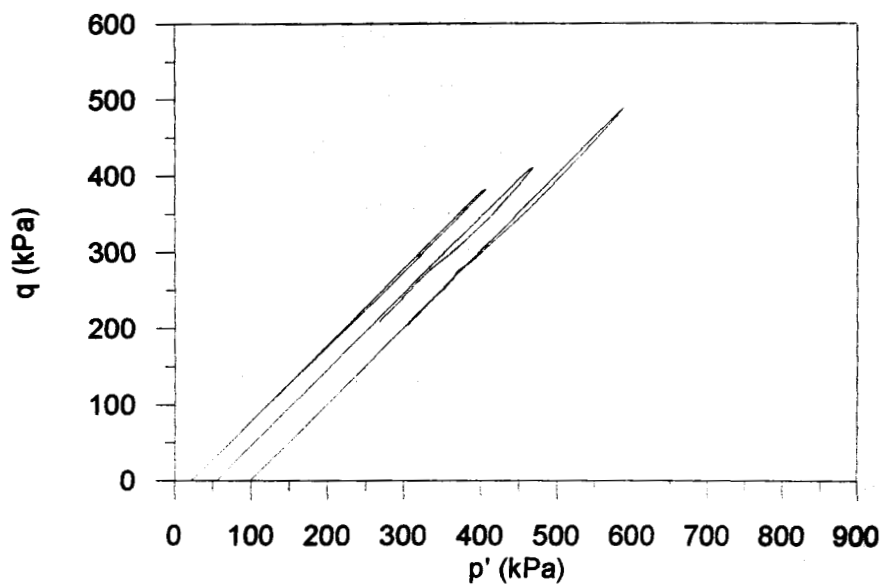


Figura 5.5 - Trajetórias de tensões efetivas (solo + 5% cimento)

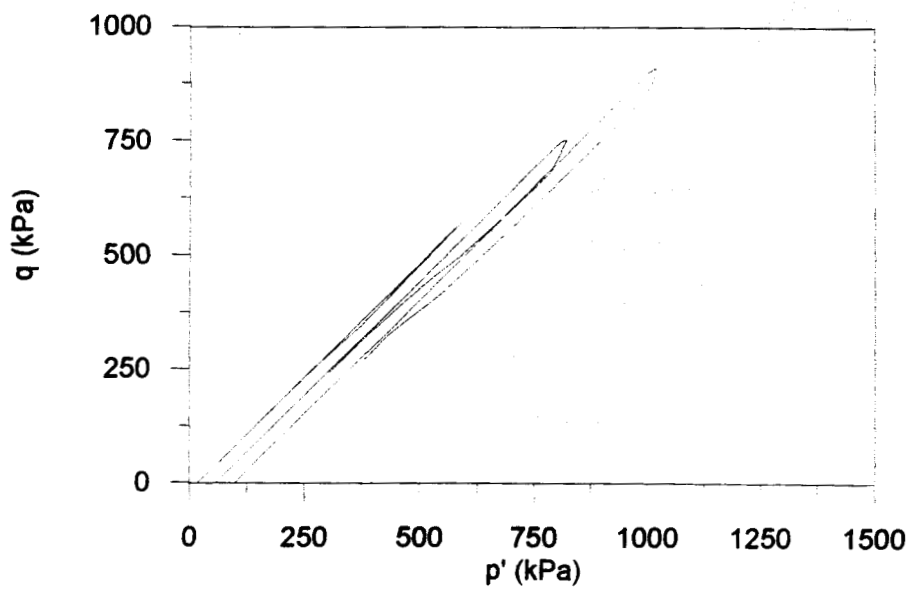


Figura 5.6 - Trajetórias de tensões efetivas (solo + 7% cimento)

5.4.2 - Curvas tensão-deformação e de variação volumétrica

Nas figuras 5.7 e 5.11, 5.9 e 5.12, 5.13 e 5.17, 5.15 e 5.18, são apresentadas as curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados realizados em amostras de solo natural, solo compactado e solo com adição de 5% e 7% de cimento. Também são apresentadas as curvas deformação volumétrica x deformação axial destes ensaios através das figuras 5.8, 5.10, 5.13, 5.16.

Na análise das curvas tensão x deformação das amostras de solo natural (figura 5.7 e figura 5.11), pode-se observar uma diminuição da rigidez inicial das curvas com o aumento da tensão de confinamento. Isto ocorre devido a quebra da estrutura ou cimentação natural presente no solo anteriormente a aplicação da tensão de confinamento. Quanto a variação volumétrica das amostras de solo natural apresentadas na figura 5.8, observa-se a ocorrência de compressão das amostras sendo esta mais acentuada com o aumento da tensão de confinamento.

As curvas tensão x deformação das amostras de solo compactado apresentadas na figura 5.9 e na figura 5.12, demonstram a tendência de aumento de rigidez das curvas com o aumento da tensão de confinamento.

A análise das curvas de variação volumétrica das amostras de solo compactado (figura 5.10) indica ocorrência de compressão das amostras similarmente as amostras de solo natural para as tensões confinantes de 60 kPa e 100 kPa. Entretanto, para a tensão de confinamento de 20 kPa, ocorre inicialmente pequena compressão e posteriormente ocorre uma inversão de tendência e a amostra apresenta expansão.

As amostras compactadas possuem um considerável aumento de resistência em relação as amostras de solo natural. Constata-se também, uma sensível diminuição da deformação volumétrica, apontando uma melhor estabilidade volumétrica

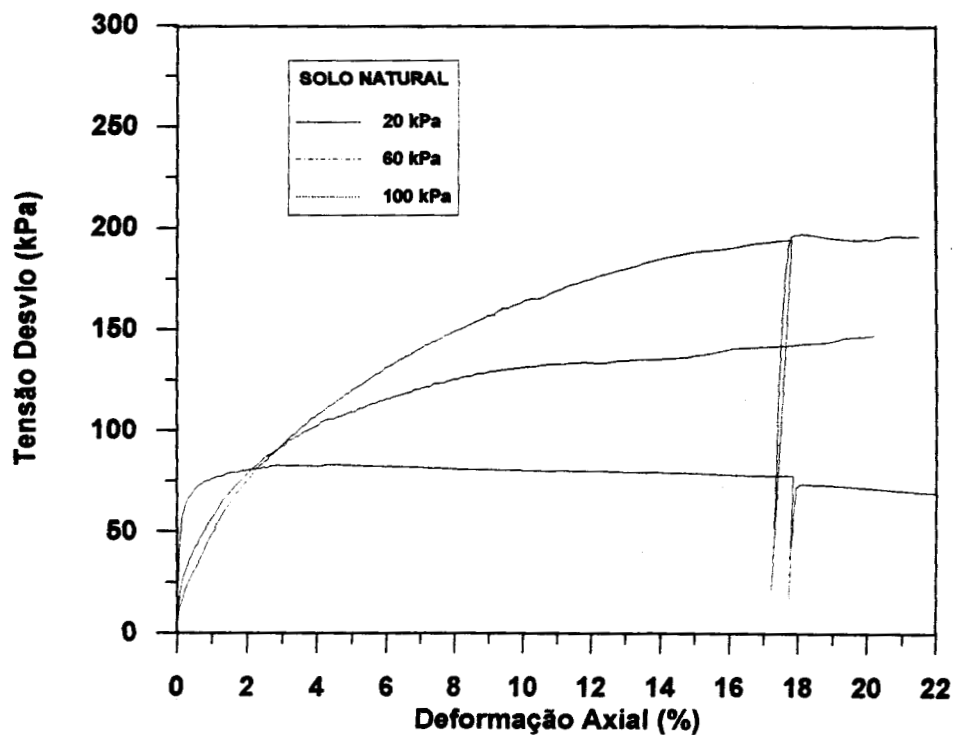


Figura 5.7 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo natural)

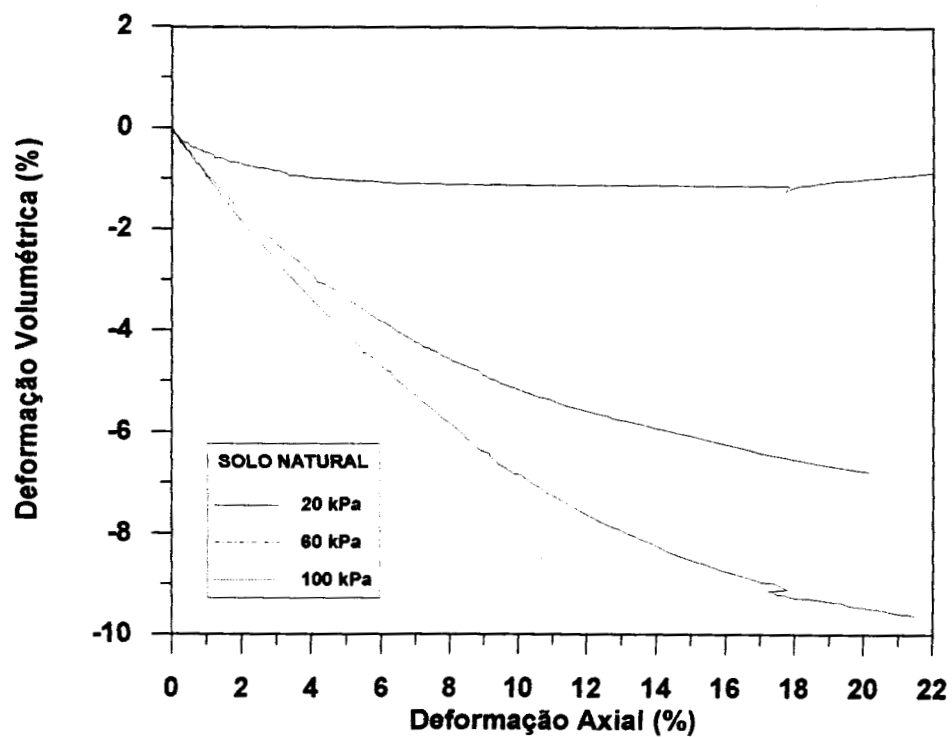


Fig 5.8 - Curvas deformação volumétrica x deformação Axial (solo natural)

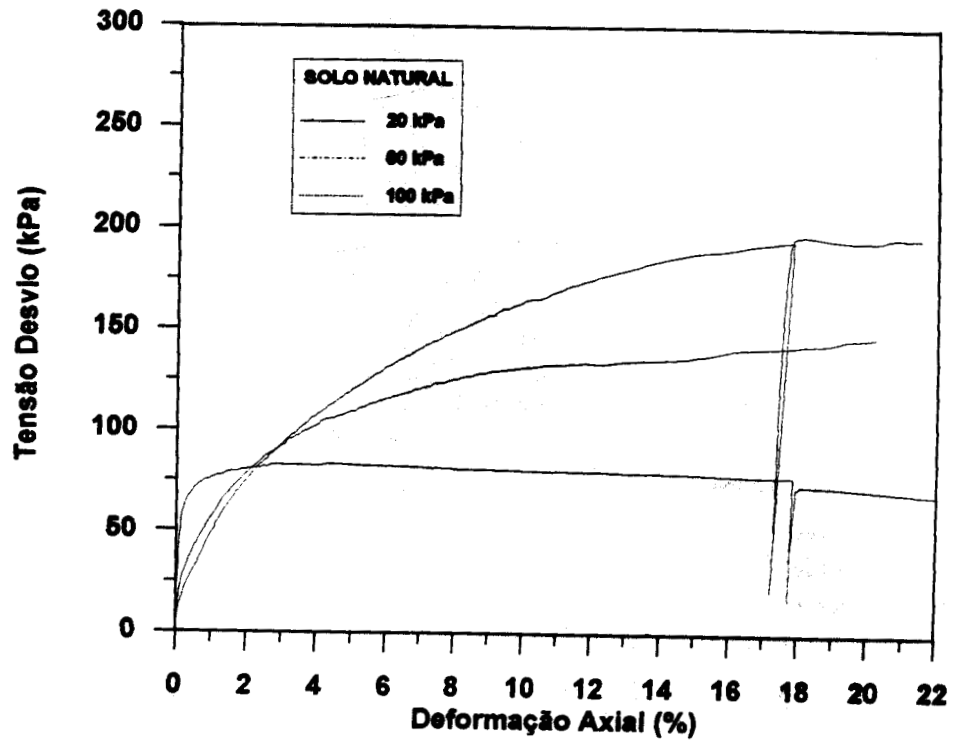


Figura 5.7 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo natural)

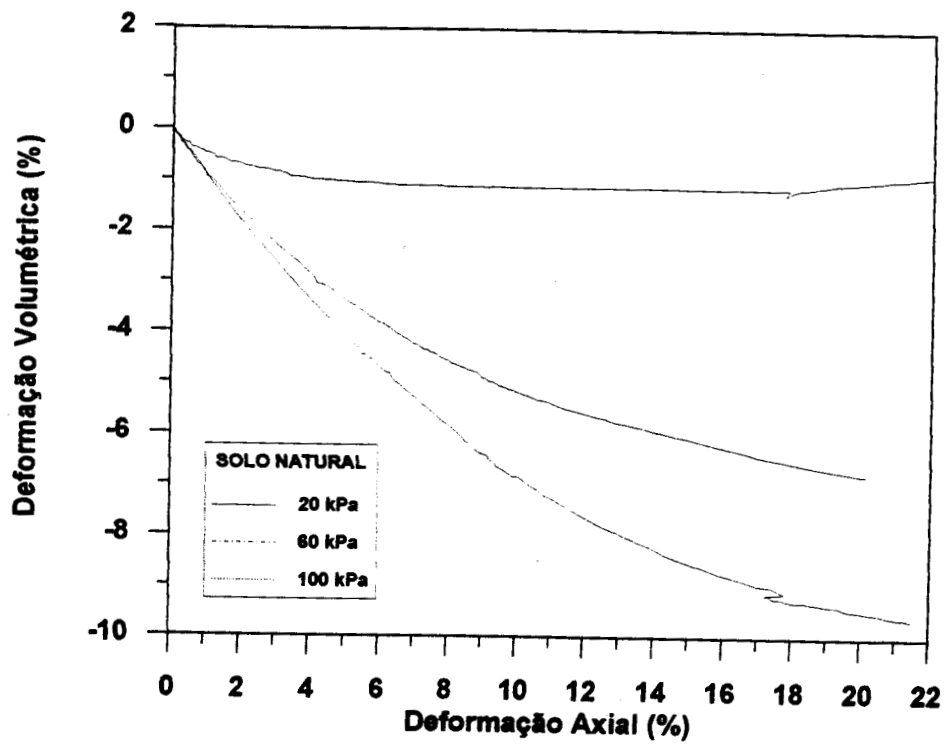


Fig 5.8 - Curvas deformação volumétrica x deformação Axial (solo natural)

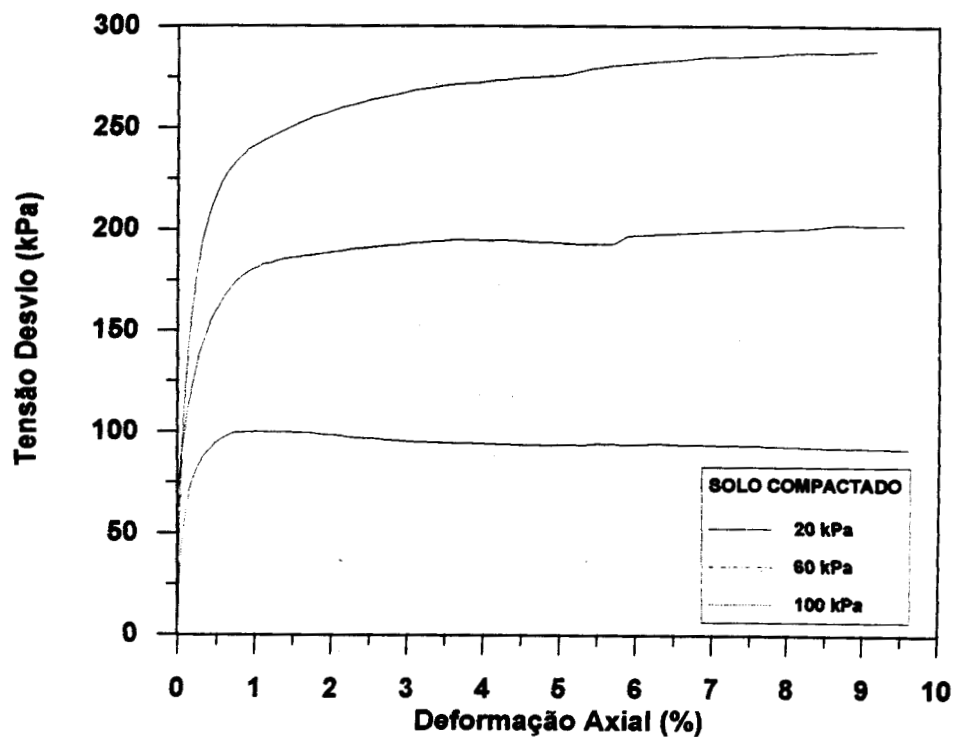


Figura 5.9 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo compactado)

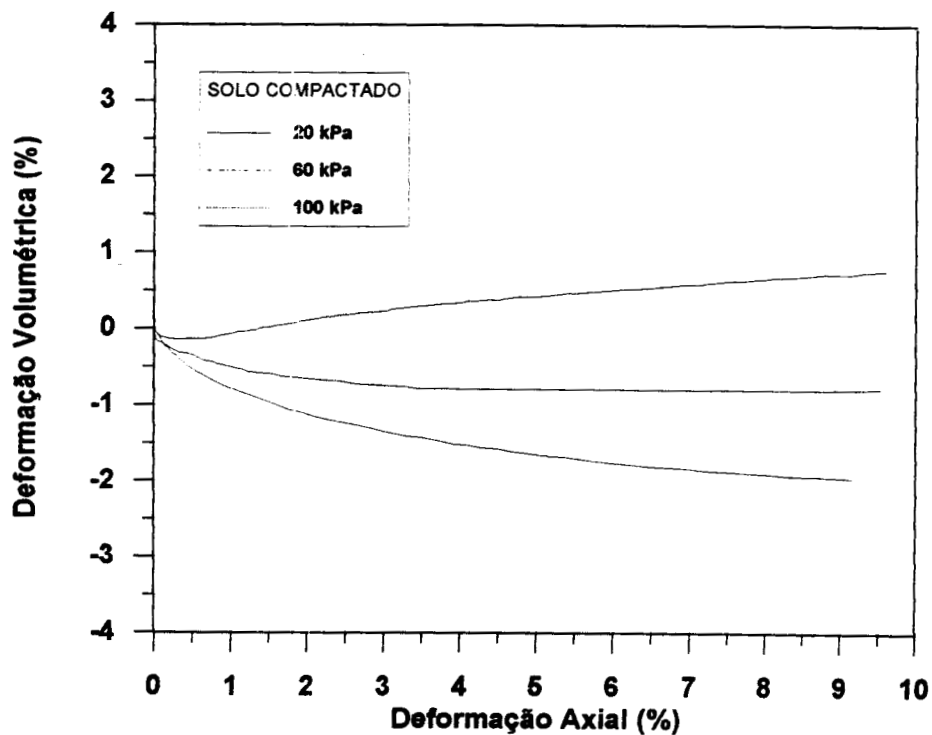


Fig 5.10 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial (solo compactado)

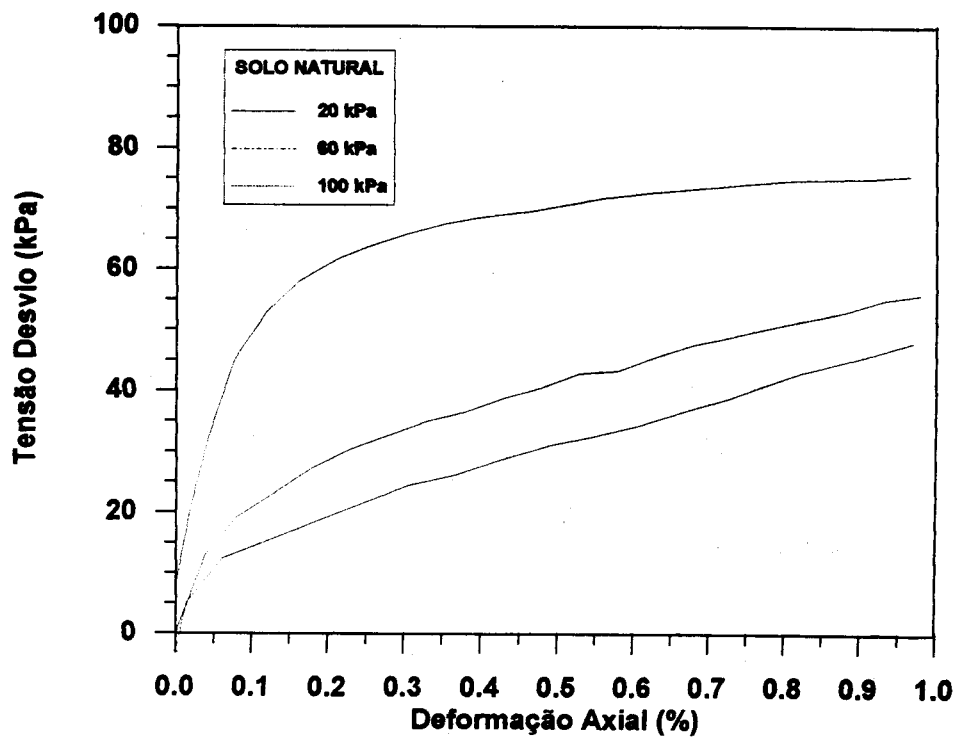


Figura 5.11 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo natural) - 1,0 %

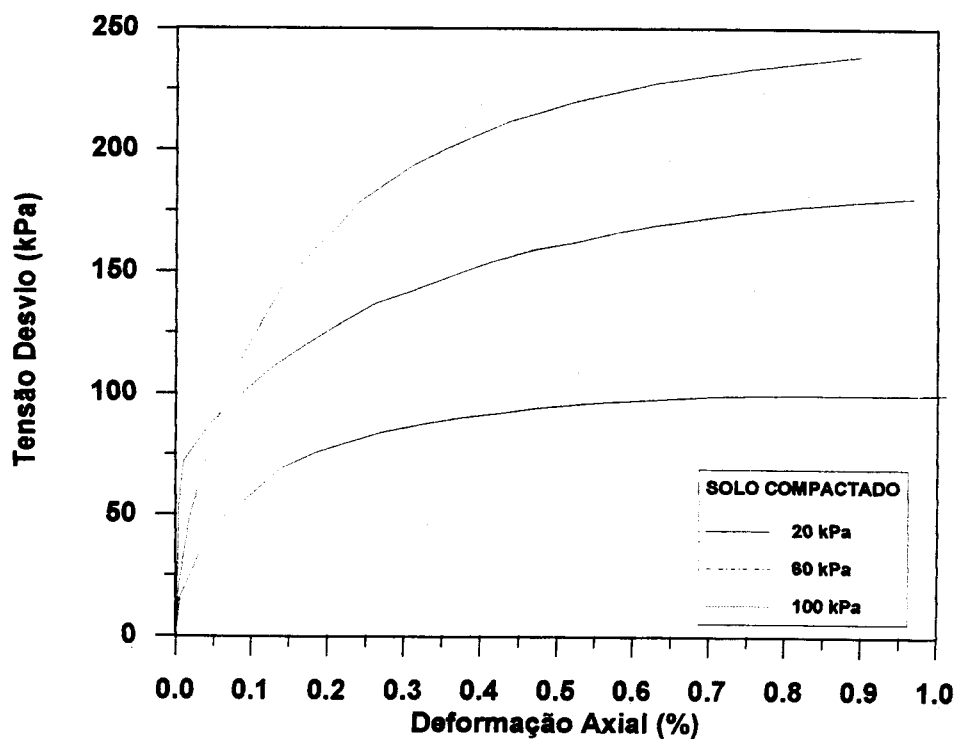


Figura 5.12 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo compactado) - 1,0 %

As curvas tensão-deformação das amostras cimentadas demonstram que para o nível de tensões adotados, a rigidez inicial das curvas diminui levemente com o aumento das tensões de confinamento. As tensões desvio máximas nos ensaios não ultrapassam a 0.5% da deformação axial. Após a ruptura, as curvas são caracterizadas por uma queda acentuada da tensão desvio indicando um comportamento frágil.

As curvas de variação volumétrica das amostras cimentadas indicam uma pequena compressão das amostras até a ruptura, quando ocorre expansão das amostras, sendo que o teor de cimento pouco influencia o comportamento até a ruptura.

Nas figuras 5.19 a 5.24 são feitas comparações entre as curvas tensão-deformação e variação volumétrica para níveis de tensão de confinamento iguais. Na análise das curvas, observa-se que as amostras que contém cimento possuem resistências muito maiores que as amostras compactadas e as amostras naturais, porém atingindo cargas de ruptura a pequenas deformações.

As curvas tensão-deformação das amostras cimentadas demonstram que para o nível de tensões ensaiadas a rigidez inicial das curvas diminui levemente com o aumento das tensões de confinamento. As tensões desvio máximas nos ensaios não ultrapassam a 0.5% da deformação axial . Após a ruptura, as curvas são caracterizadas por uma queda acentuada da tensão desvio indicando um comportamento frágil.

5.4.3 - Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência

Nas figuras 5.25, 5.26, 5.27, 5.28 e 5.29 são apresentadas as envoltórias de ruptura nos ensaios triaxiais respectivamente das amostras de solo natural, solo compactado e solo compactado com misturas de 5% e 7% de cimento e de todos em comum.

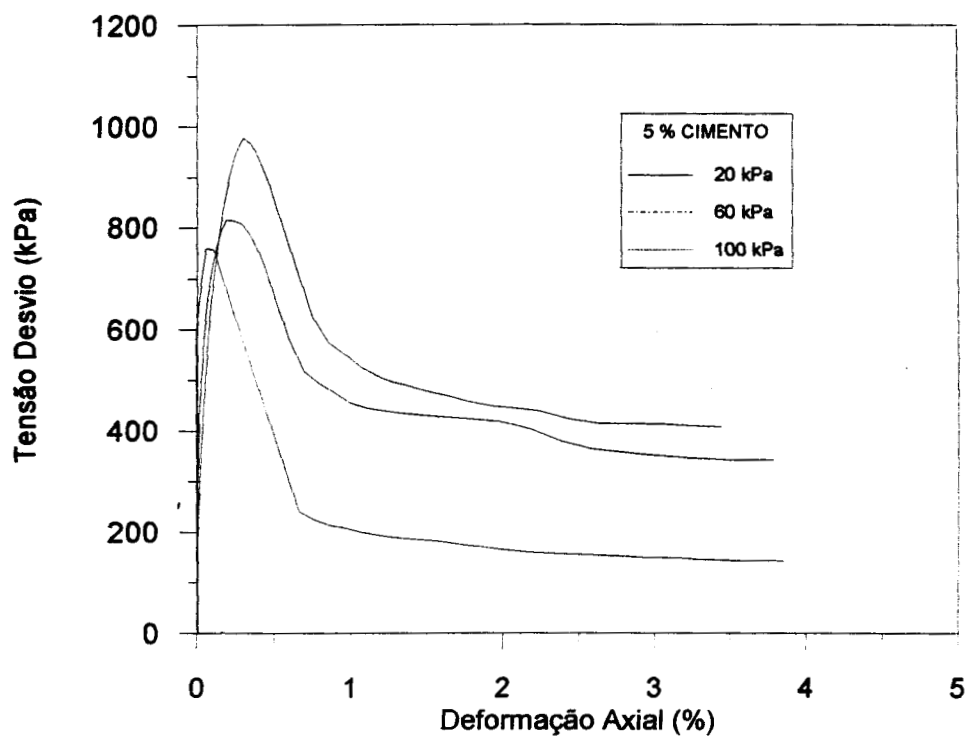


Fig 5.13 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo + 5% cimento)

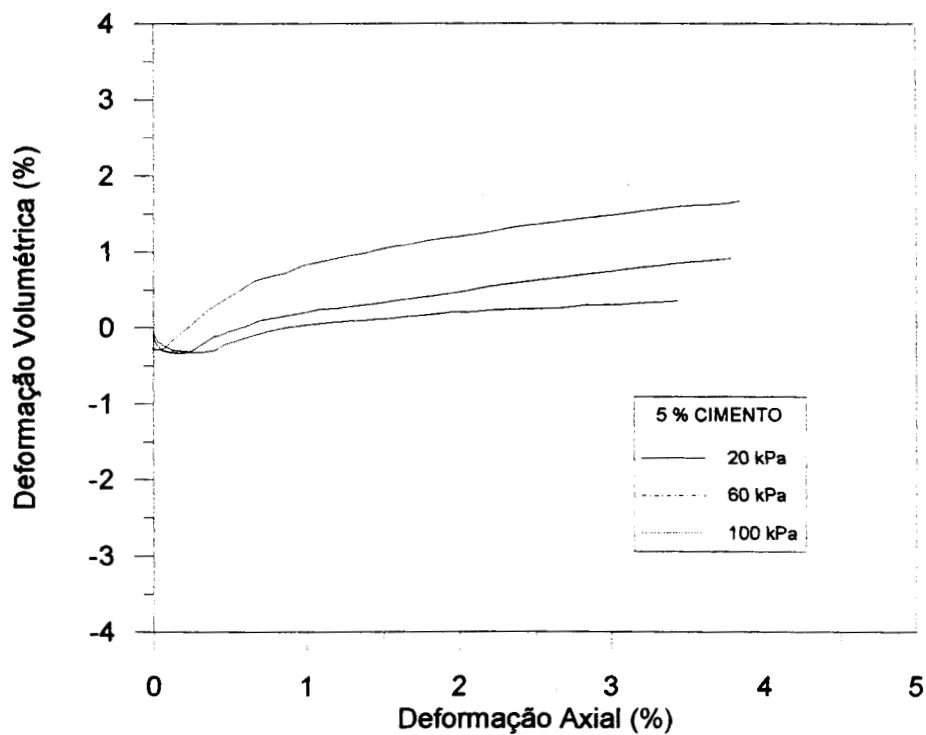


Fig 5.14 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial (solo + 5% cimento)

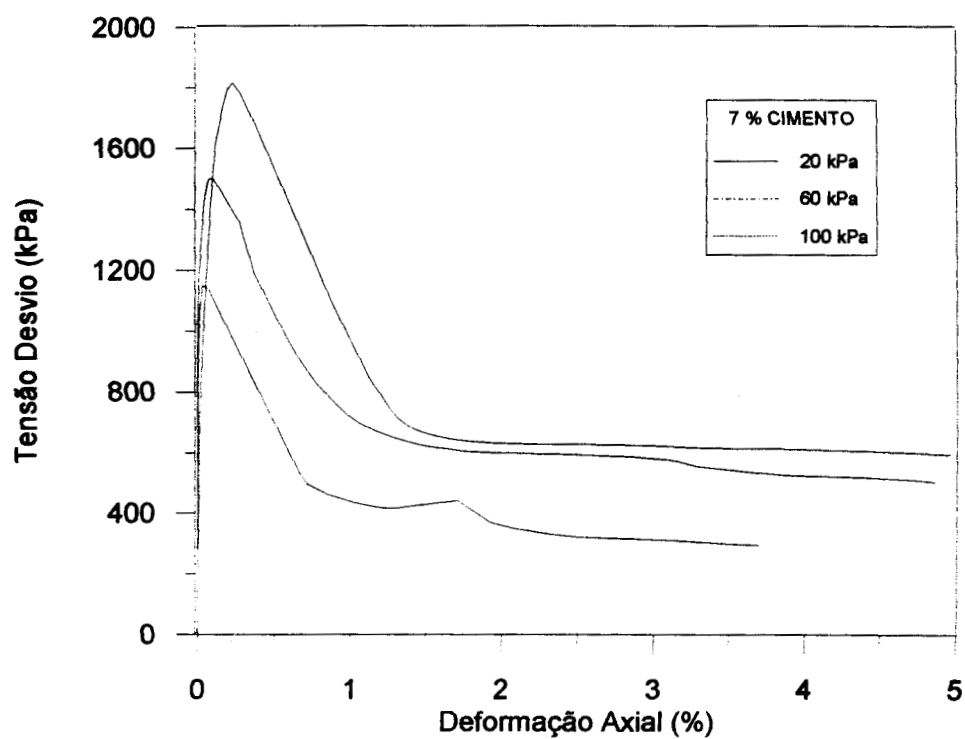


Fig 5.15 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo + 7% cimento)

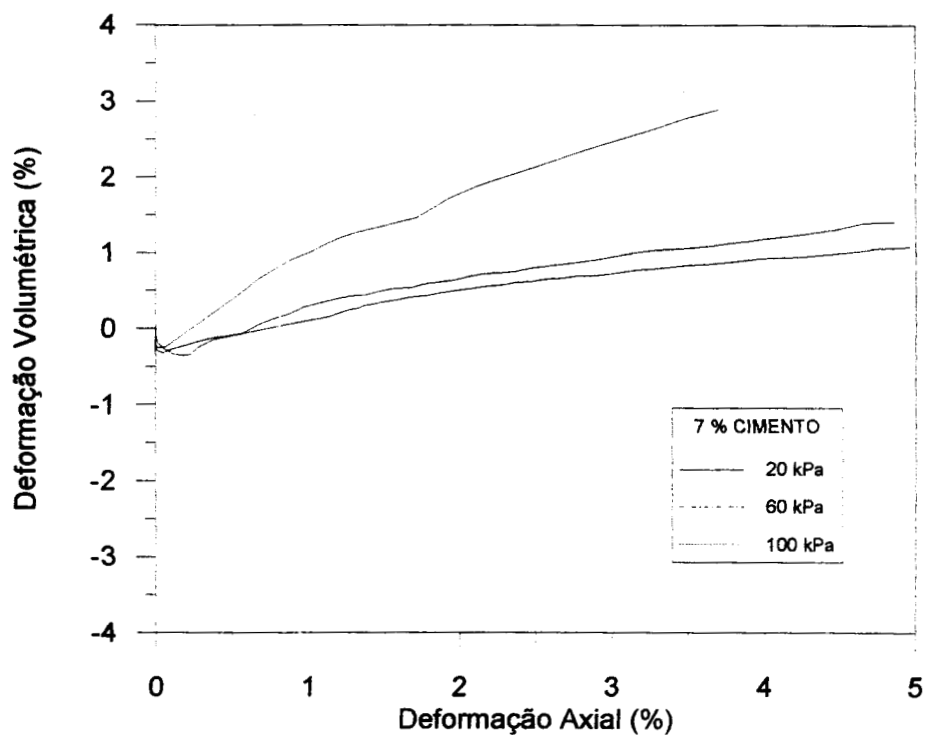


Fig. 5.16 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial (solo + 7% cimento)

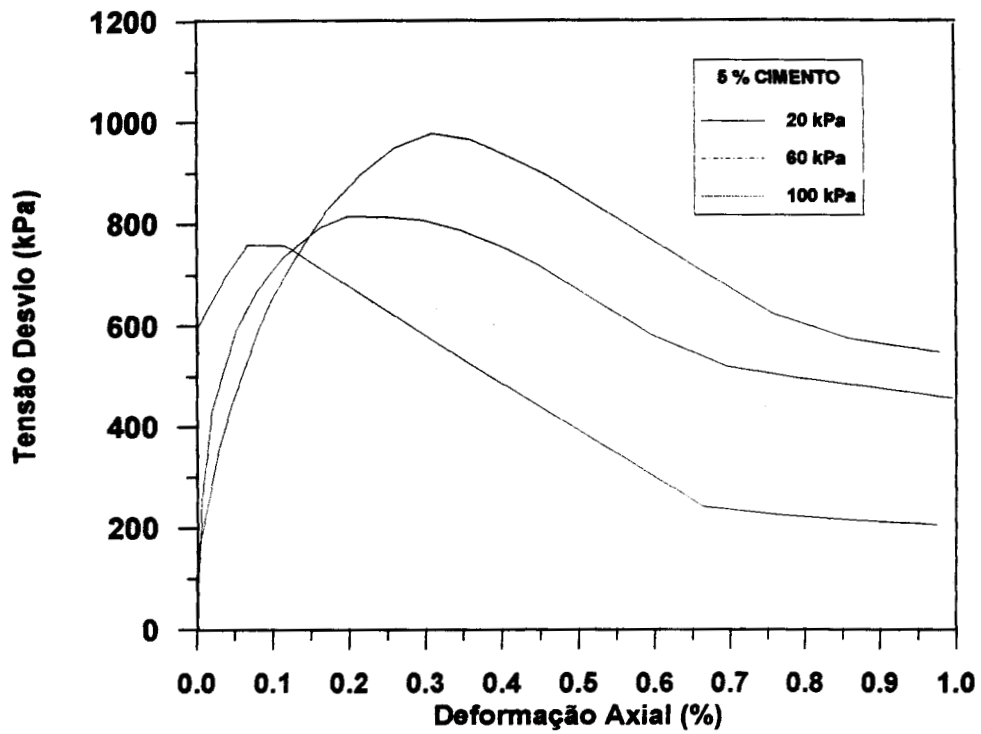


Fig 5.17 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo + 5% cimento) - 1%

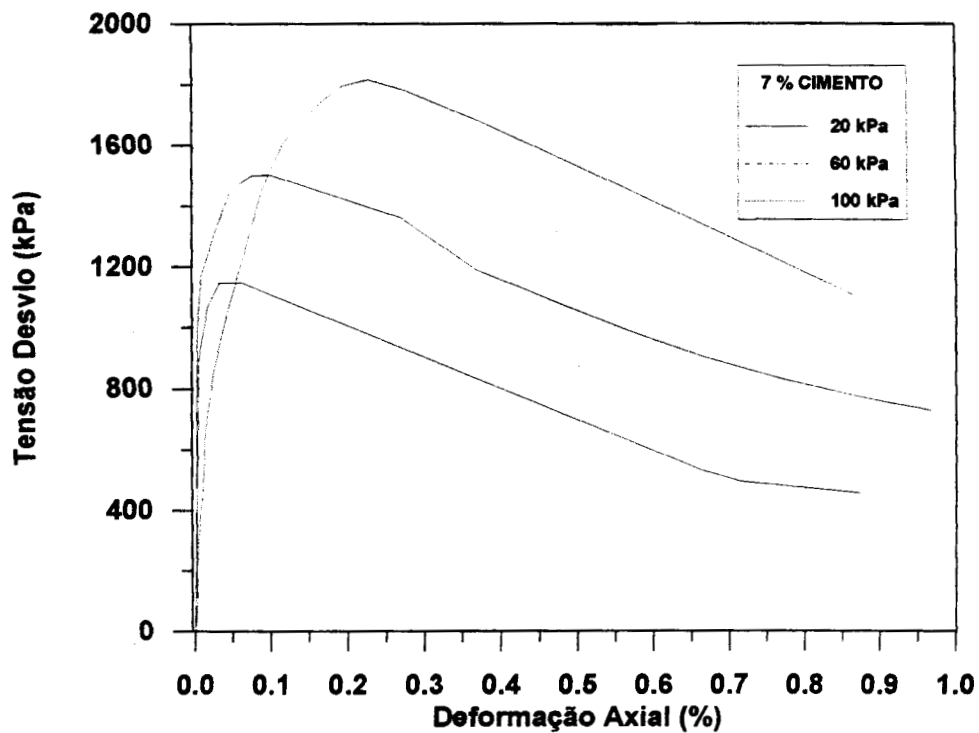


Fig 5.18 - Curvas tensão desvio x deformação axial (solo + 7% cimento) - 1%

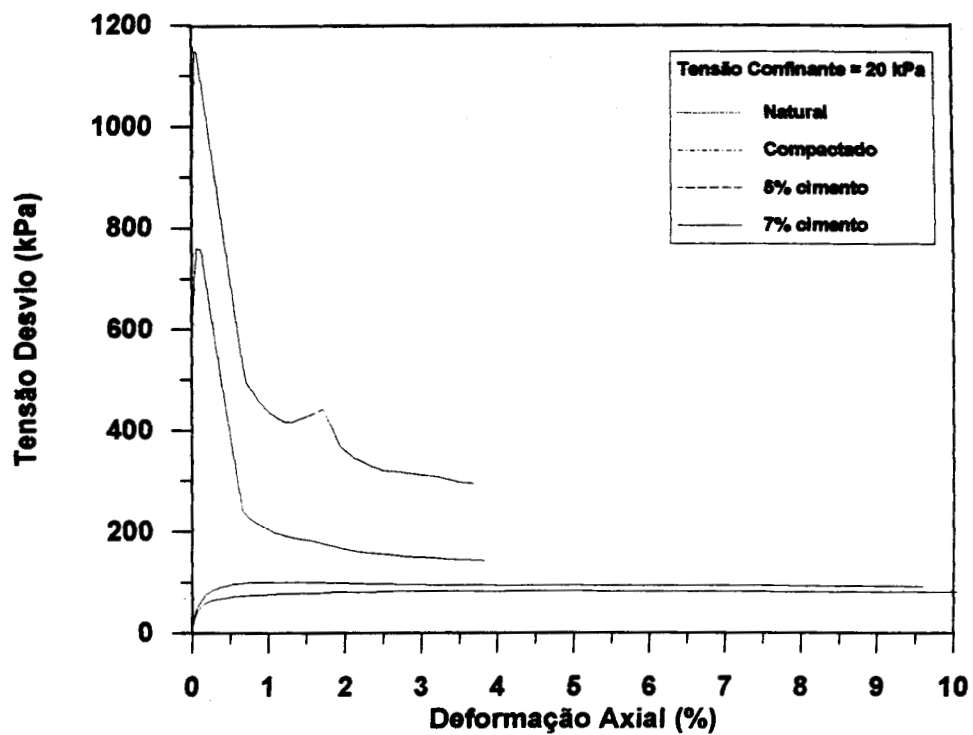


Figura 5.19 - Curvas tensão desvio x deformação axial (tensão confinante = 20 kPa)

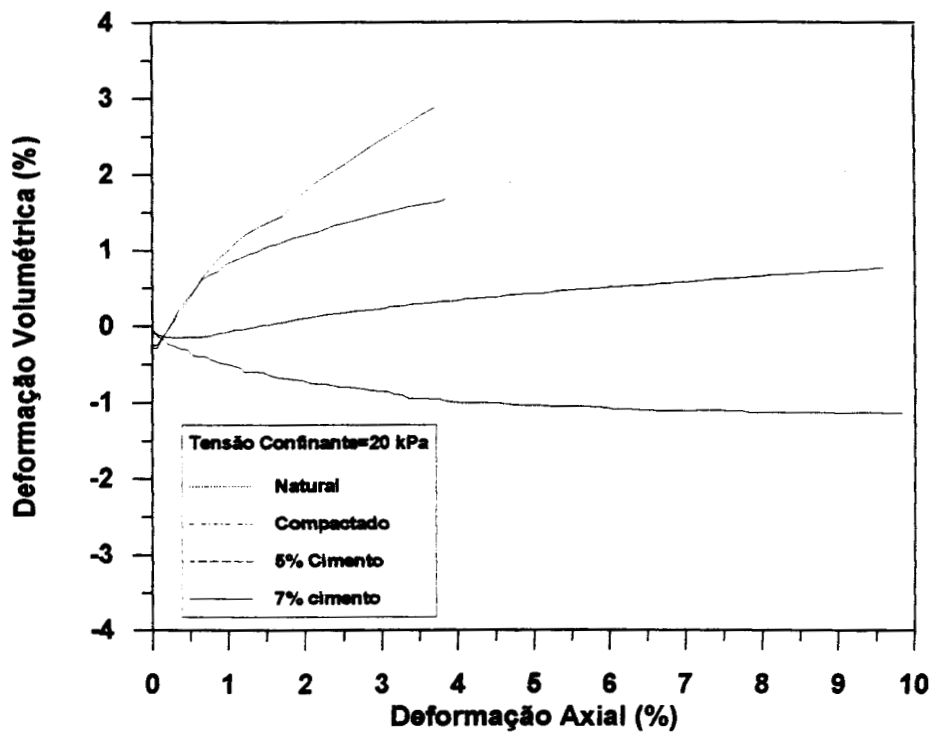


Figura 5.20 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial
(tensão confinante = 20 kPa)

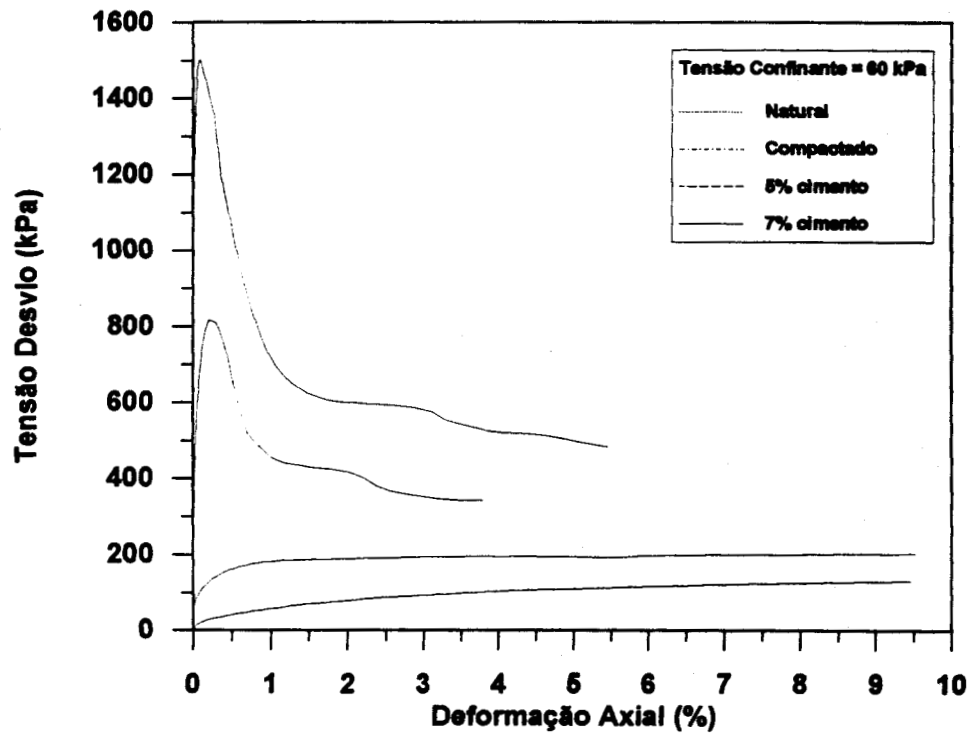


Figura 5.21 - Curvas tensão desvio x deformação axial (tensão confinante = 60 kPa)

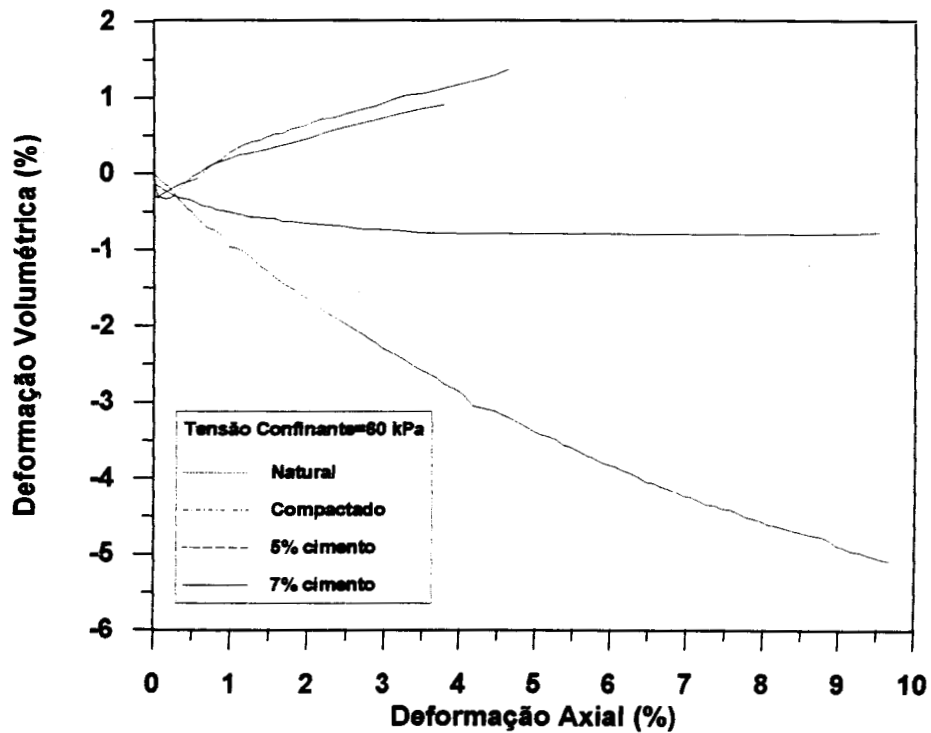


Figura 5.22 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial
(tensão confinante = 60 kPa)

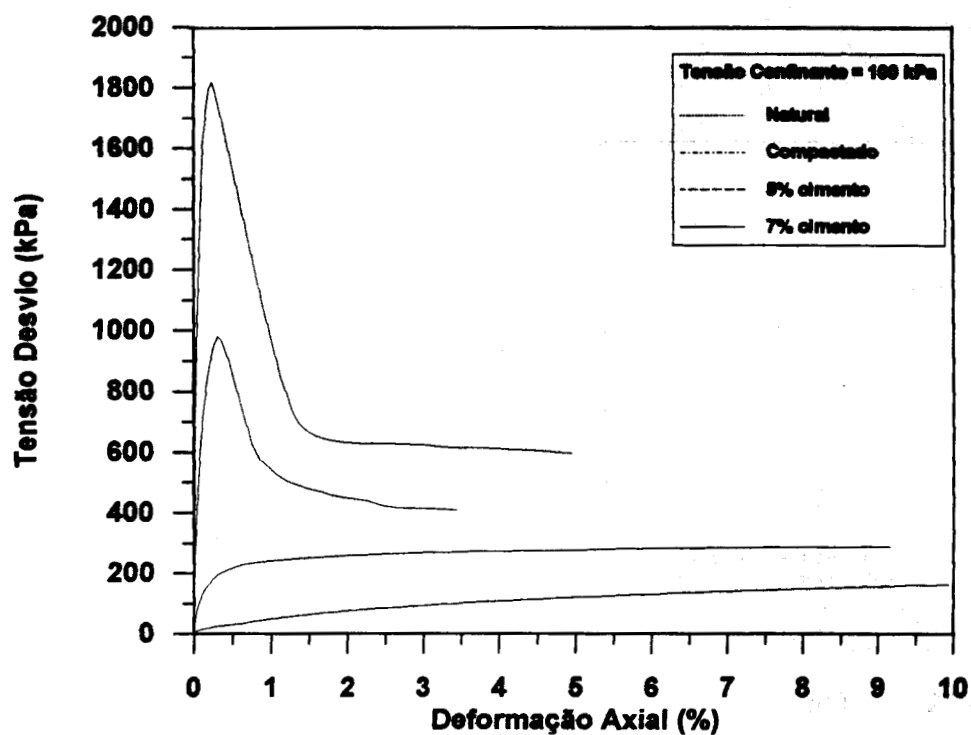


Figura 5.23 - Curvas tensão desvio x deformação axial (tensão confinante = 100 kPa)

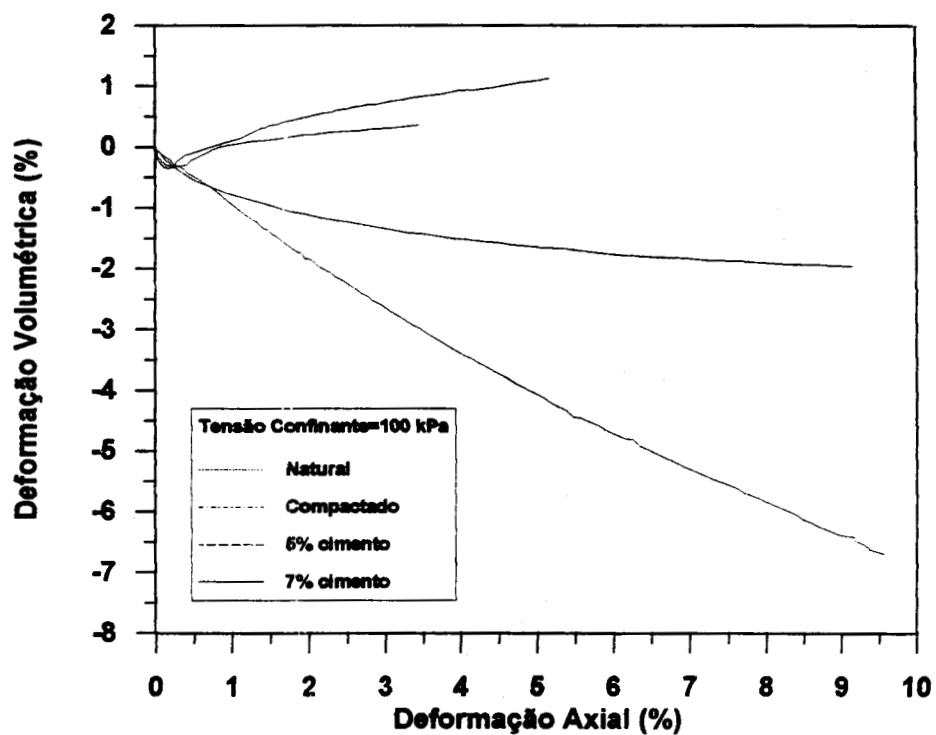


Figura 5.24 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial (tensão confinante = 100 kPa)

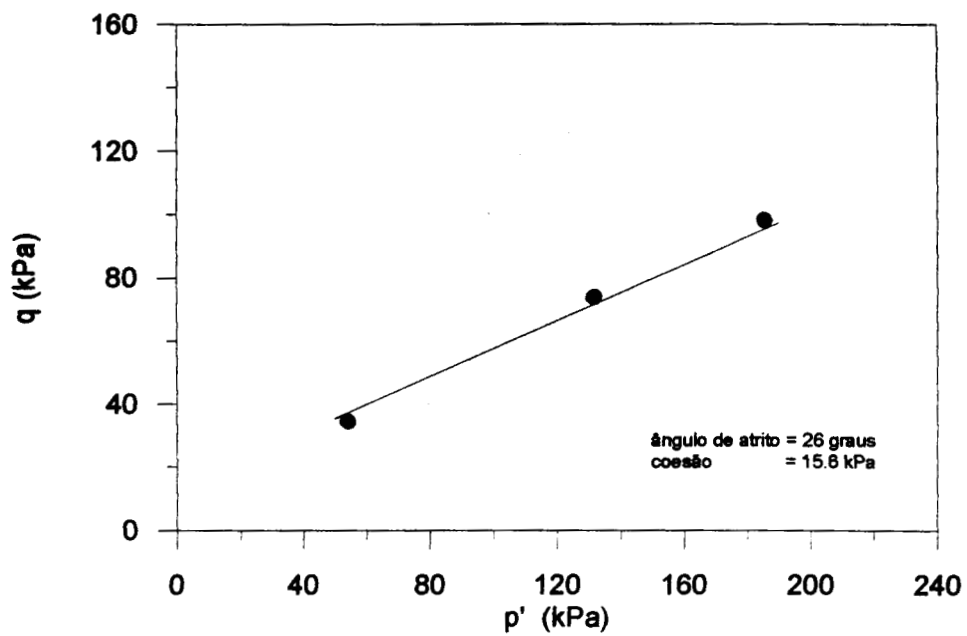


Figura 5.25 - Envoltória de ruptura (solo natural)

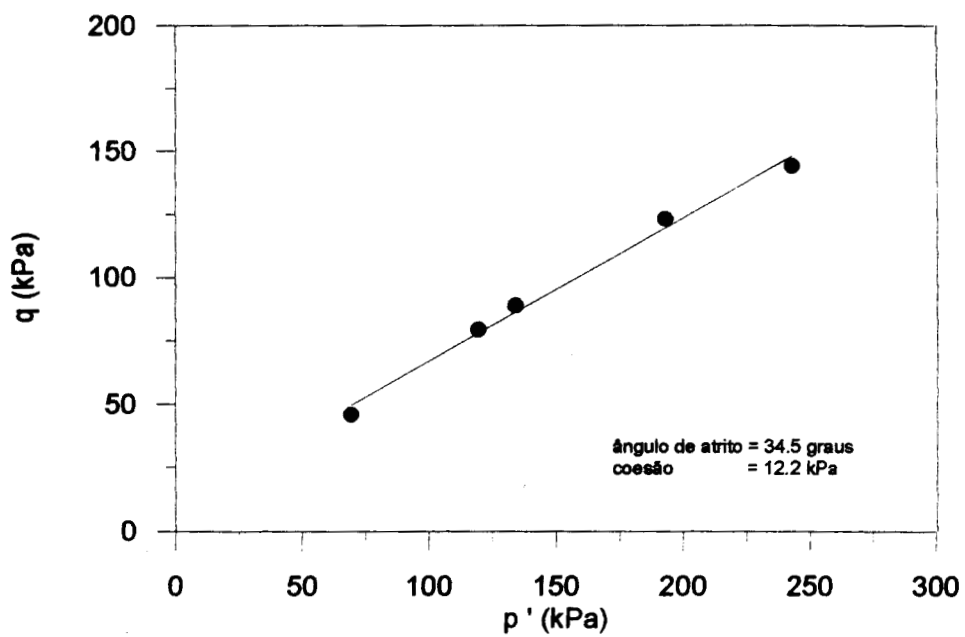


Figura 5.26 - Envoltória de ruptura (solo compactado)

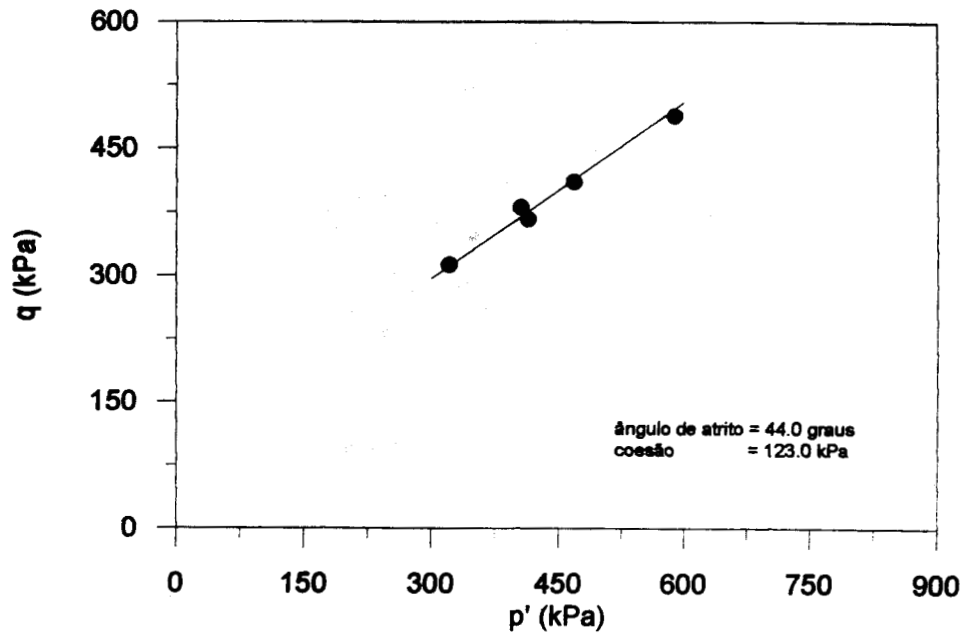


Figura 5.27 - Envoltória de ruptura (solo + 5% cimento)

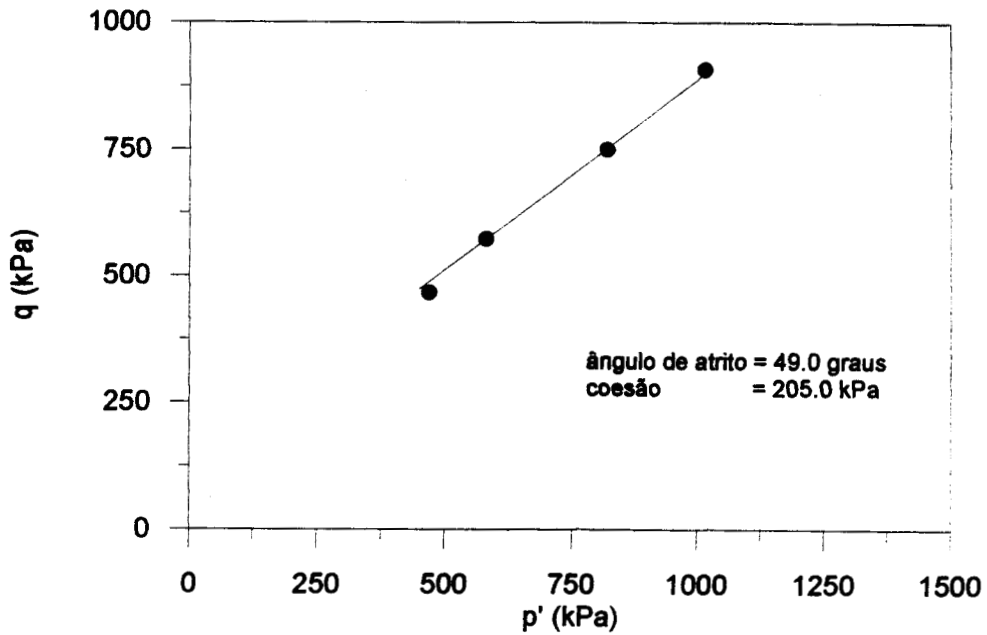


Figura 5.28 - Envoltória de ruptura (solo + 7% cimento)

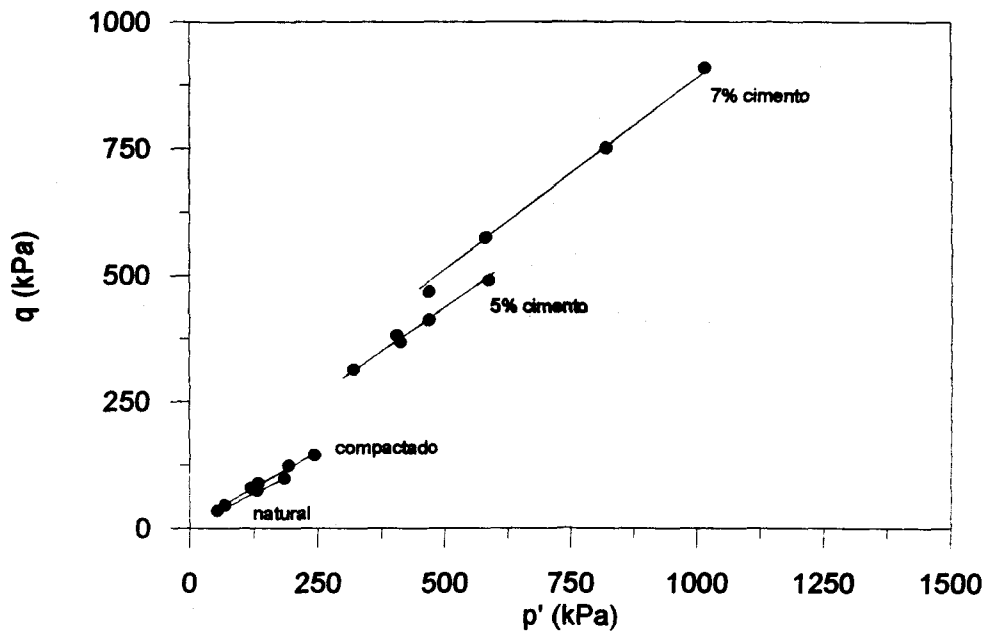


Figura 5.29 - Envoltórias de ruptura

O quadro 5.3 apresenta um quadro resumo dos parâmetros de resistência do solo natural, solo compactado, solo + 5% de cimento e solo + 7% de cimento.

Os parâmetros coesão e ângulo de atrito variam significativamente em função das mudanças mecânicas e físico-químicas impostas ao solo. A seguir discutem-se estes aspectos.

Quadro 5.3 - Parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento

Amostra	ângulo de atrito (graus)	coesão (kPa)
natural	26.0	15.6
0 % cimento (compactado)	34.5	12.2
5 % cimento	44.0	123.0
7 % cimento	49.0	205.0

5.4.4 - Variação da Coesão

O intercepto coesivo das amostras natural e compactada é da ordem de 15 kN/m² e crescem consideravelmente com a adição de cimento. A variação da coesão com o incremento de cimento é apresentada na figura 5.30, sendo possível observar que a correlação entre estas grandezas pode ser expressa segundo uma correlação linear. Observação experimental semelhante foi mostrada por Prietto (1996).

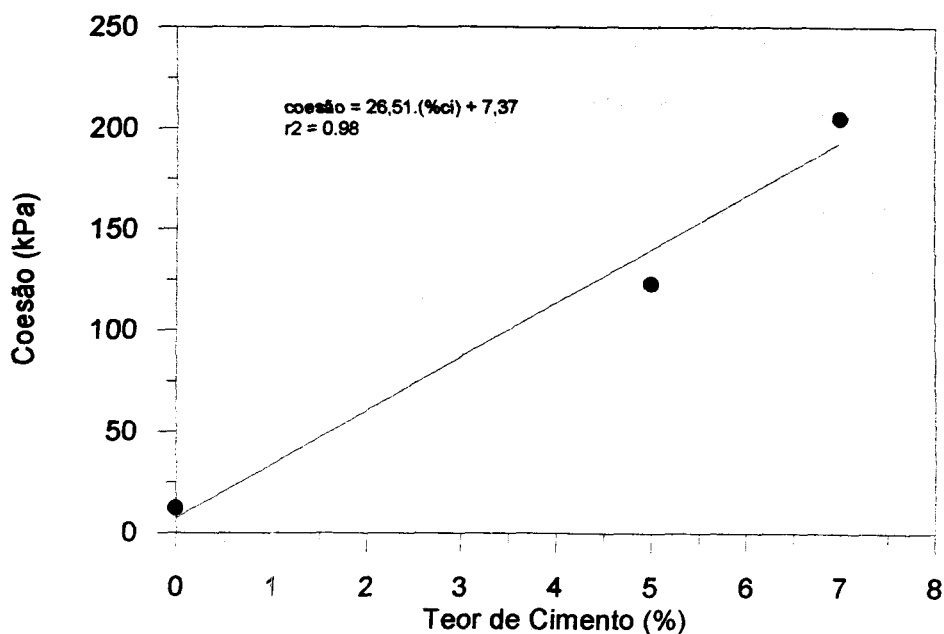


Figura 5.30 - Variação da coesão com o teor de cimento

5.4.5 - Variação do ângulo de atrito

A Figura 5.31 apresenta a variação do ângulo de atrito com o teor de cimento. Pode-se verificar a existência de uma pequena variação do ângulo de atrito com o incremento do teor de cimento. Esta observação é também concordante com estudos anteriores, sendo usual assumir um valor de ângulo de atrito constante, independente do teor de cimentação (Prietto, 1996).

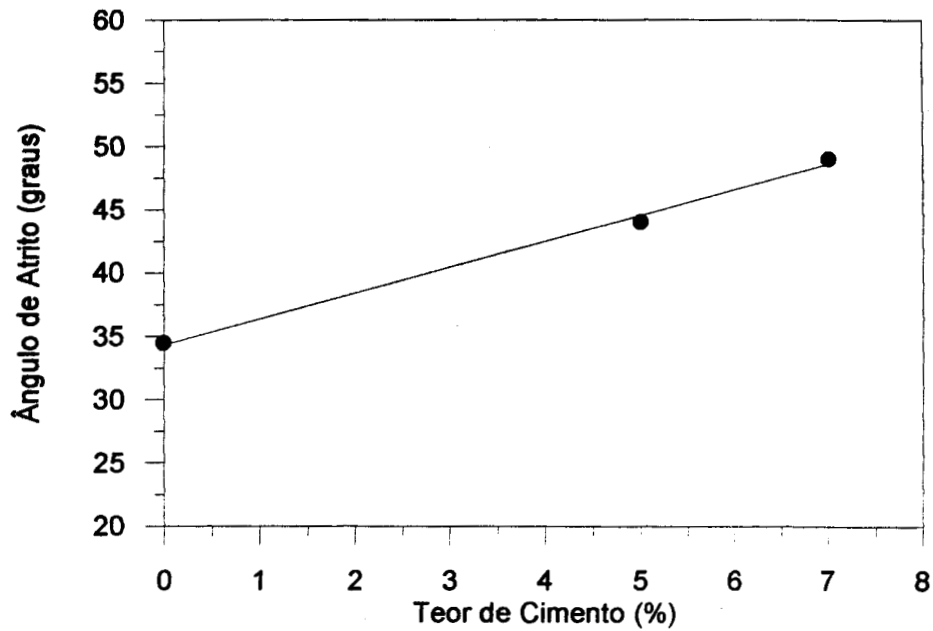


Figura 5.31 - Variação do ângulo de atrito com o teor de cimento

6 - MODELAGEM E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

6.1 - Relações constitutivas

O modelo constitutivo adotado neste trabalho, tanto para solo natural como solo compactado e melhorado com cimento, é o Pseudo-Elástico Não-Linear (Hiperbólico) proposto por Duncan e Chang (1970).

O modelo hiperbólico utiliza 6 parâmetros para a sua representação:

K = Intercepto da reta no espaço $\ln(E_i/p_a) \times \ln(\sigma_3/p_a)$

n = Inclinação da reta no espaço $\ln(E_i/p_a) \times \ln(\sigma_3/p_a)$

R_f = Relação entre tensão última e tensão de ruptura

c = Coesão

φ = Ângulo de Atrito Interno

ν = Coeficiente de Poisson

Estes parâmetros são obtidos a partir das curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais saturados tipo CID realizados em laboratório.

6.1.1 - Parâmetros do modelo hiperbólico para o solo natural

Para solos sedimentares, a forma mais precisa de investigação geotécnica consiste na retirada de amostras indeformadas para a realização de ensaios triaxiais, a diversas tensões de confinamento. A obtenção dos parâmetros do modelo hiperbólico se dá através da replotagem das curvas tensão x deformação axial dos ensaios triaxiais na forma $\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a$, das quais aproximam-se retas cujos coeficientes são o módulo de elasticidade inicial (E_i) e a resistência última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$. A experiência com solos estruturados tem demonstrado que os resultados de ensaios triaxiais não permitem a obtenção de informações realísticas em termos de rigidez, uma vez que as amostras de solo, quando da aplicação das tensões confinantes, têm suas características alteradas pela quebra da estrutura existente [Consoli e outros (1995); Mántaras e outros (1995) e

Mántaras (1995)]. Este aspecto é demonstrado para o solo estruturado analisado nesta dissertação. Os ensaios triaxiais são apresentados em escala transformada $\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a$ na Figura 6.1, através da relação entre a variação do módulo tangente inicial (E_i) e a pressão de confinamento em ensaios realizados neste trabalho e dados de Mántaras(1995), conforme apresentado na Figura 6.2. O resultado demonstra a perda de rigidez (expressa por valores negativos de n) para tensões confinantes de até 100 kN/m². Para tensões confinantes superiores, o material se comporta de modo semelhante a um solo de origem sedimentar, isto é, a rigidez aumenta com o aumento da tensão de confinamento.

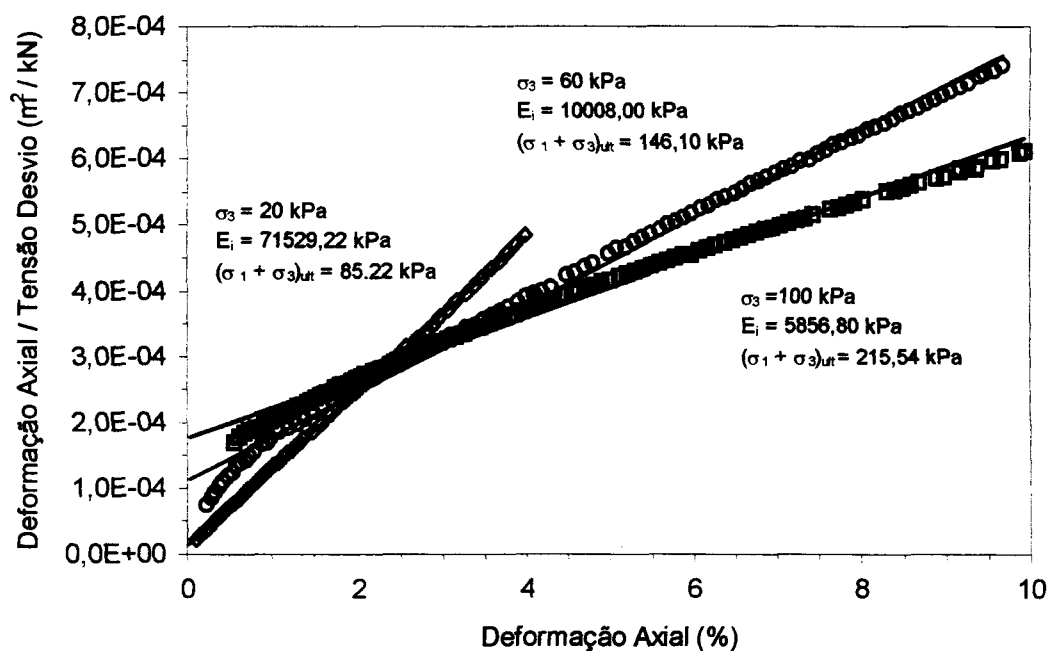


Figura 6.1 - Relação tensão-deformação dos ensaios triaxiais drenados no solo estruturado em escala transformada $\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a$

Uma forma de contornar este problema, proposta e testada por Consoli e outros (1995) e Mántaras (1995) para o solo estruturado do campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha, foi a de obter as medidas das propriedades do solo através de ensaios pressiométricos “In situ” e proceder a determinação dos parâmetros do modelo através da simulação do próprio ensaio de campo pelo Método dos Elementos Finitos, pela técnica da melhor aproximação possível. Tal procedimento elimina as dificuldades relacionadas à determinação dos parâmetros K e n representativos das equações das condições de campo.

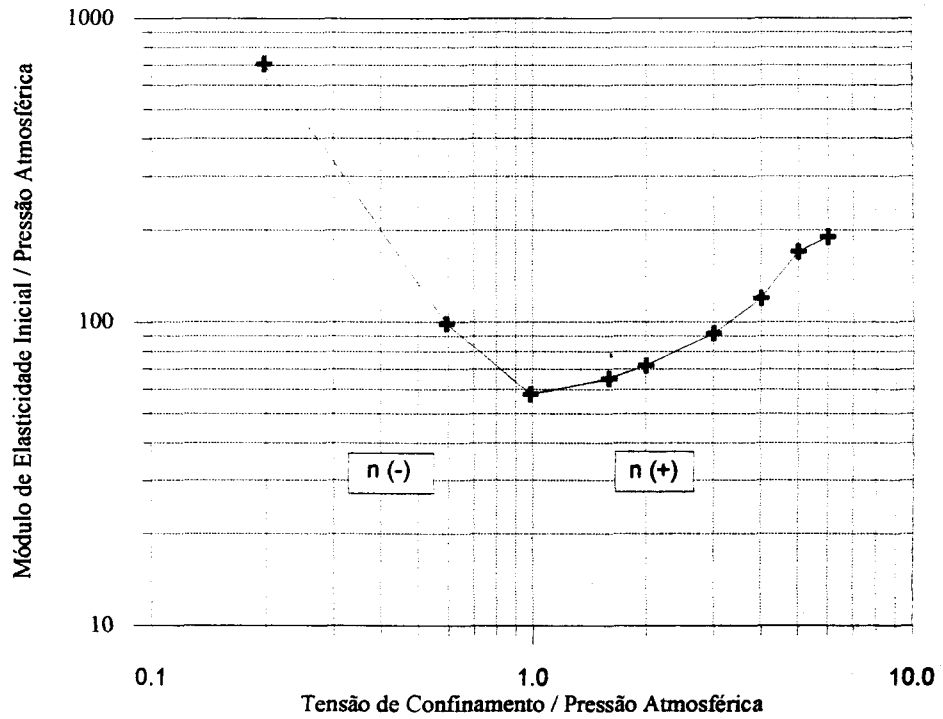


Figura 6.2 - Variação do módulo tangente inicial com a pressão de confinamento em ensaios triaxiais no solo estruturado

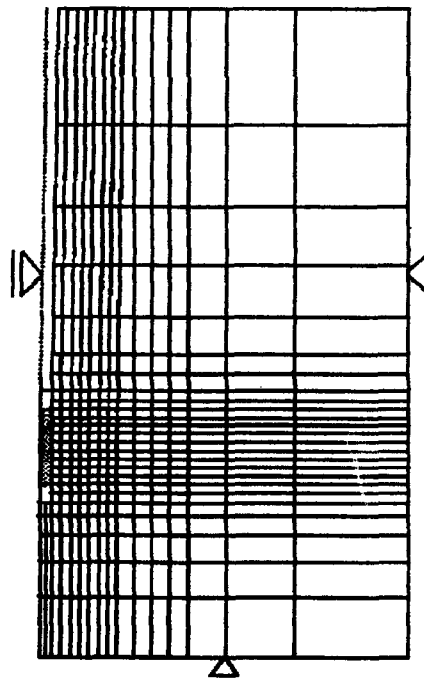


Figura 6.3 - Malha de elementos finitos utilizada para a simulação de ensaio pressiométrico - Mántaras (1995)

Segundo Mántaras (1995), a simulação numérica do ensaio pressiométrico com Pressiômetro tipo Menard é feita através da aplicação dos incrementos de pressão na célula pressiométrica, empregando a malha axissimétrica de elementos finitos apresentada na Figura 6.3. Depois de uma análise paramétrica, Mántaras concluiu que os parâmetros n , ν e R_f apresentam pequena influência na simulação e podem ser fixados a seus valores usuais (conforme obtido em laboratório e observado na literatura internacional), enquanto K , c e φ mostram uma grande influência nos resultados.

Para o caso específico de solos não saturados, o ângulo de atrito (φ) é independente do valor de sucção [e.g. Alonso e outros (1990); Wheeler e outros (1992)] e pode ser estimado de ensaios triaxiais drenados em amostradas saturadas. Após a determinação de φ , a análise paramétrica passa a verificar somente a influência de duas constantes no processo de ajuste (K e c). No início do processo os valores dos parâmetros K e c podem ser estimados através de ensaios triaxiais.

A aplicabilidade do método é apontada por Mántaras (1995) e é ilustrada na Figura 6.4, a qual apresenta a curva pressão-expansão de um ensaio pressiométrico, bem como o ajuste numérico obtido com os respectivos parâmetros do modelo hiperbólico otimizados.

Mántaras (1995) observou que o parâmetro K interfere na fase inicial da curva (fase pseudo elástica) e o parâmetro c na pressão limite (ruptura). O conjunto completo de parâmetros constitutivos que melhor descreve o comportamento do solo é $K = 100$, $n = 0,8$, $R_f = 0,75$, $c = 17$ kPa, $\varphi = 26^\circ$ e $\nu = 0,20$, os quais foram utilizados neste dissertação, conforme apresentado na Quadro 6.1.

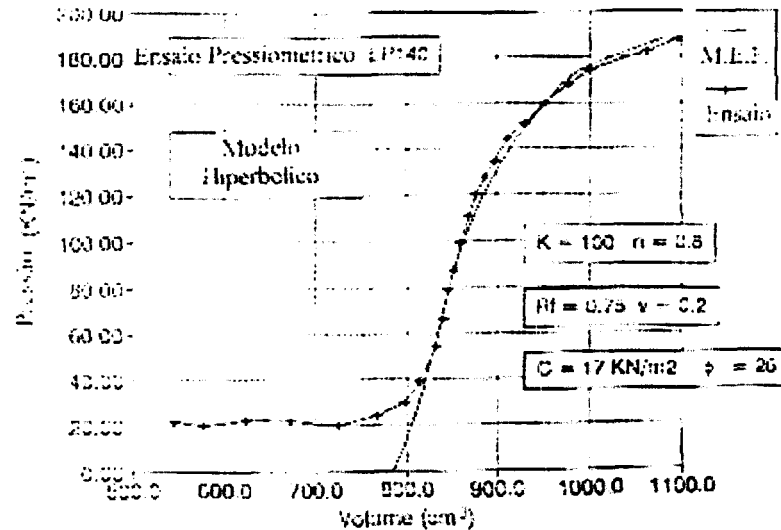


Figura 6.4 - Comparação entre resposta do ensaio pressiométrico medida em campo e simulada pelo método dos elementos finitos implementado com modelo hiperbólico - Mántaras (1995).

6.1.2 - Parâmetros do modelo hiperbólico para o solo compactado

Os parâmetros do modelo hiperbólico para o solo compactado foram obtidas a partir das curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados (CID) realizados em laboratório.

Inicialmente, os dados experimentais da curva tensão-deformação do solo compactado plotados na forma $\varepsilon_a / ((\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a)$, como pode ser observado na Figura 6.5. Na representação transformada, as pretensas hipérboles são representadas por retas, cujos parâmetros são representados por E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

A relação entre os módulos tangente iniciais (E_i) e as tensões de confinamento para o solo compactado são apresentados na Figura 6.6, com $K = 2790$ e $n = 0,28$. O valor de $R_{f\text{médio}} = 1,0$.

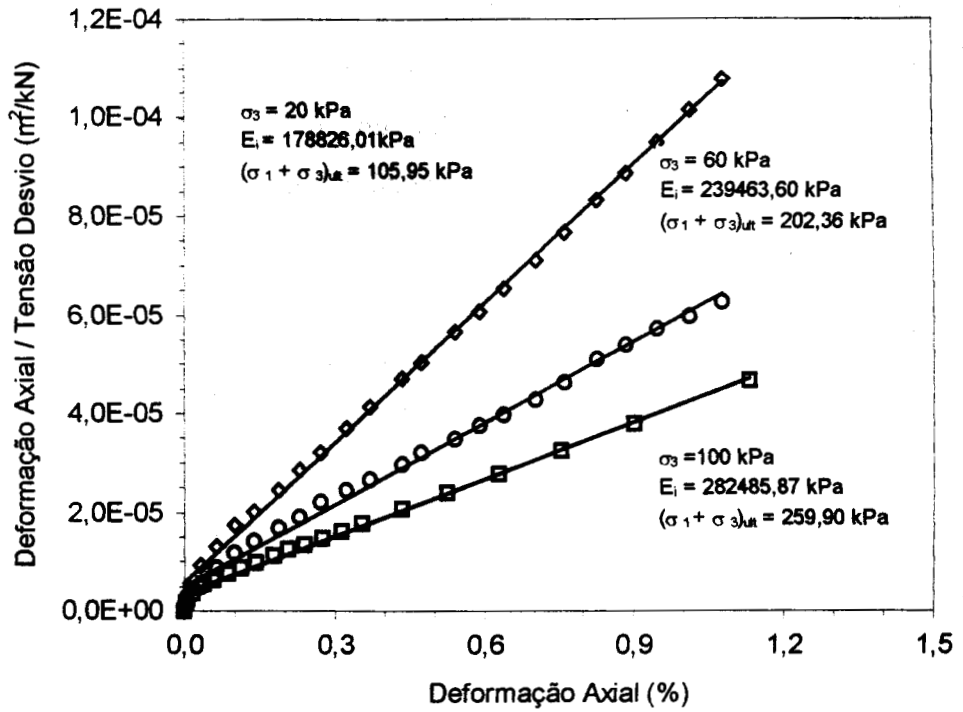


Figura 6.5 - Curvas $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ para o solo compactado

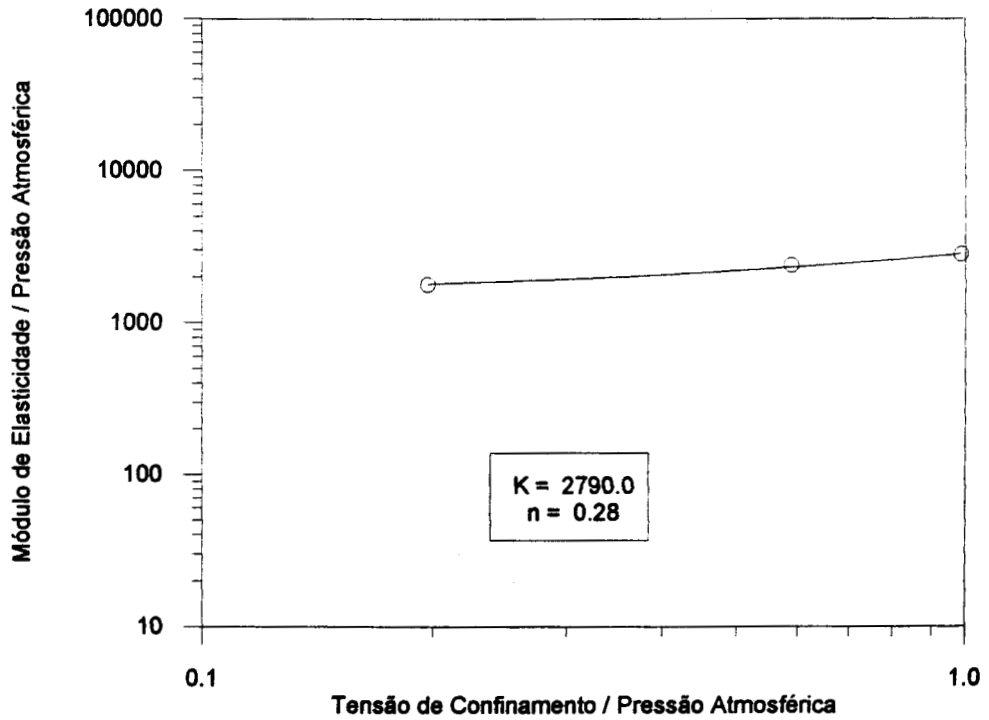


Figura 6.6 - Parâmetros hiperbólicos K e n do solo compactado

Os parâmetros de resistência $c = 12,2$ kPa e $\varphi = 34,5^\circ$ utilizados são obtidos diretamente da Envoltória de Ruptura para o solo compactado apresentada na figura 5.22, no capítulo 5. O coeficiente de Poisson = 0,44 médio, foi determinado a partir das curvas Deformação Axial x Deformação Volumétrica dos ensaios triaxiais no solo compactado apresentadas na Figura 5.10.

A totalidade dos parâmetros hiperbólicos do solo compactado, encontram-se no Quadro 6.1 - Quadro resumo dos parâmetros hiperbólicos.

De posse dos parâmetros e com o auxílio do software CRISP90 que utiliza o Método dos Elementos Finitos, no qual Thomé (1994) implementou uma subrotina contendo o modelo hiperbólico, foram reconstituídas as curvas tensão x deformação obtidas nos ensaios triaxiais (Figura 6.7).

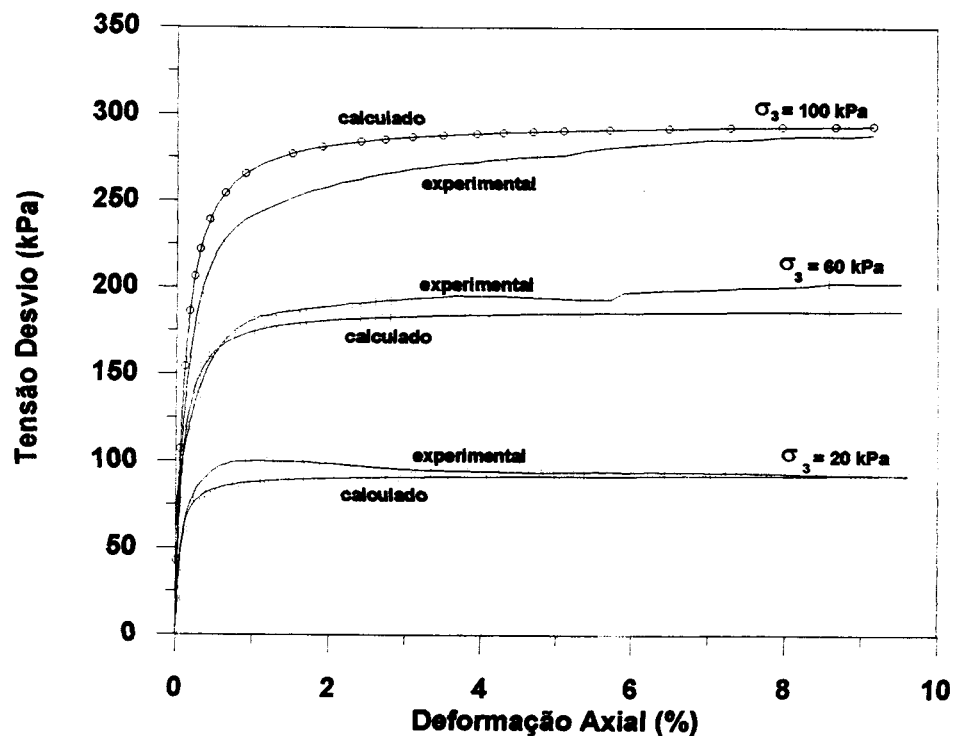


Figura 6.7-Curvas tensão-deformação experimentais e calculadas para solo compactado

6.1.3 - Parâmetros do modelo hiperbólico para solo-cimento (5%)

Os parâmetros do modelo hiperbólico para a mistura solo-cimento (5%) foram obtidos a partir das curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais drenados realizados em laboratório. Para tanto, os dados experimentais das curvas são plotados na forma transformada (Figura 6.8), obtendo os módulos (E_i) e tensão de ruptura última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

A relação logarítmica entre E_i e σ_3 para o solo com 5% de cimento é apresentada na Figura 6.9, com parâmetros $K = 56850$ e $n = 0,0$. Segundo Prietto (1996), valores usuais do parâmetro n para solos cimentados são muito próximos de zero. No caso da mistura de solo com 5% de cimento o valor de n também é considerado nulo. Tais valores de n significam que o módulo inicial (E_i) não varia com a tensão confinante (σ_3).

O coeficiente de Poisson = 0,2 para solo com 5% de cimento foi determinado através das curvas Deformação Axial x Deformação Volumétrica dos ensaios triaxiais apresentadas no capítulo 5, para pequenas deformações. Os demais parâmetros hiperbólicos do solo com 5% de cimento são $c = 123$ kPa e $\varphi = 44^\circ$, conforme Figura 5.23, apresentada no Capítulo 5. O conjunto de parâmetros hiperbólicos da mistura solo-cimento (5%) é encontrado no Quadro 6.1.

A reconstituição dos ensaios triaxiais com os parâmetros calibrados é apresentada na Figura 6.10, em conjunto com os resultados experimentais. Observa-se uma concordância aproximada das simulações, principalmente para tensões confinantes baixas e a pequenas deformações.

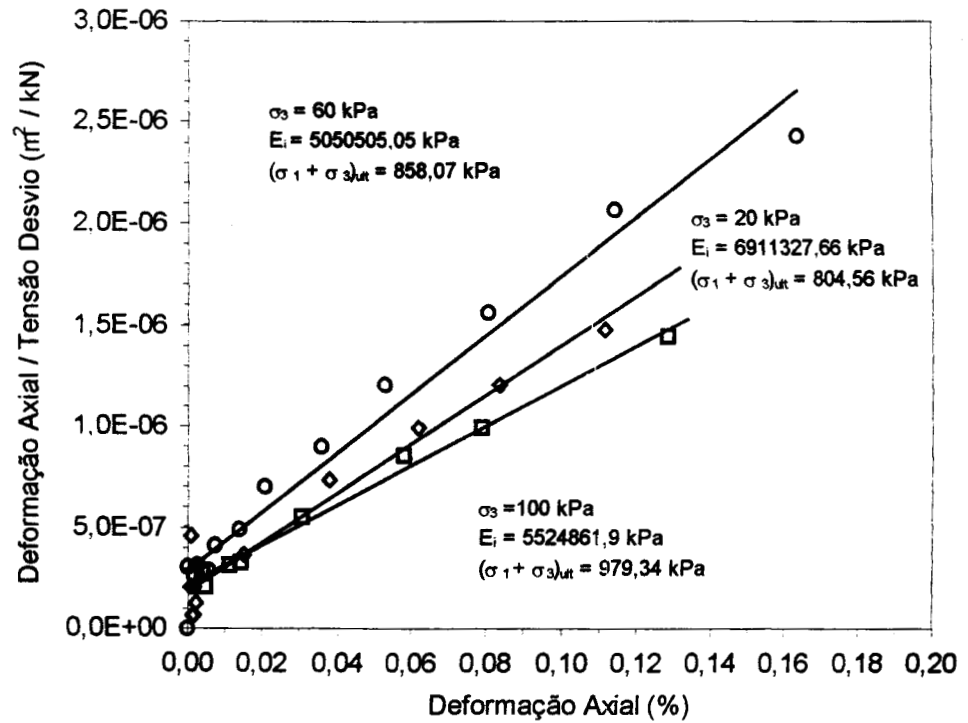


Figura 6.8 - Curvas $\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a$ para solo com 5% cimento

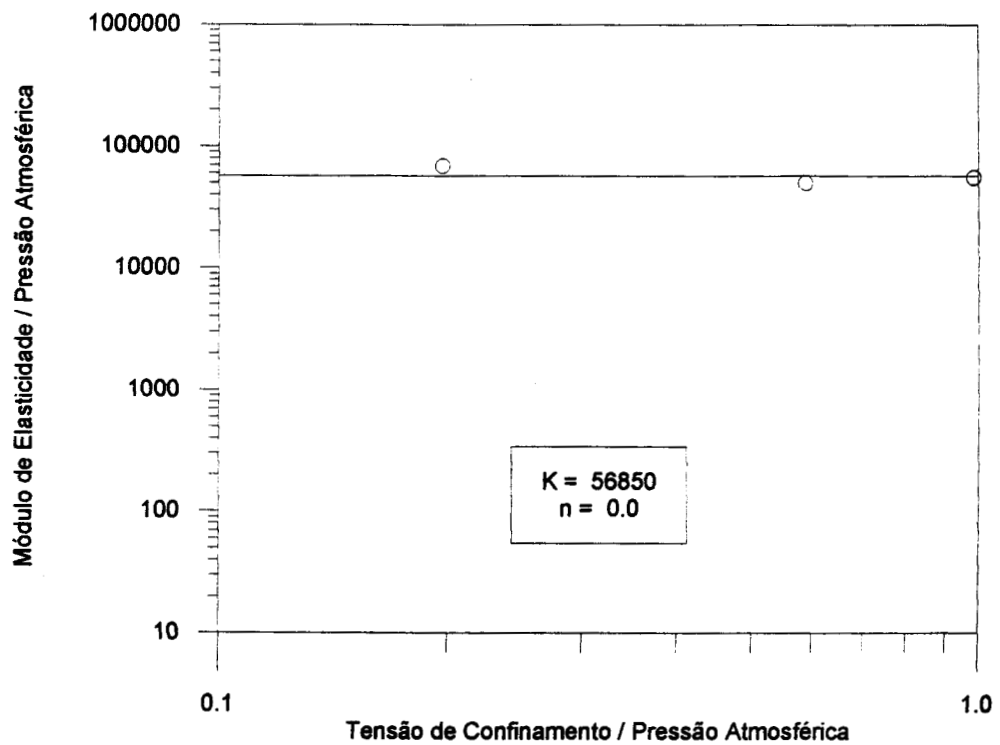


Figura 6.9 - Parâmetros hiperbólicos K e n do solo com 5% cimento

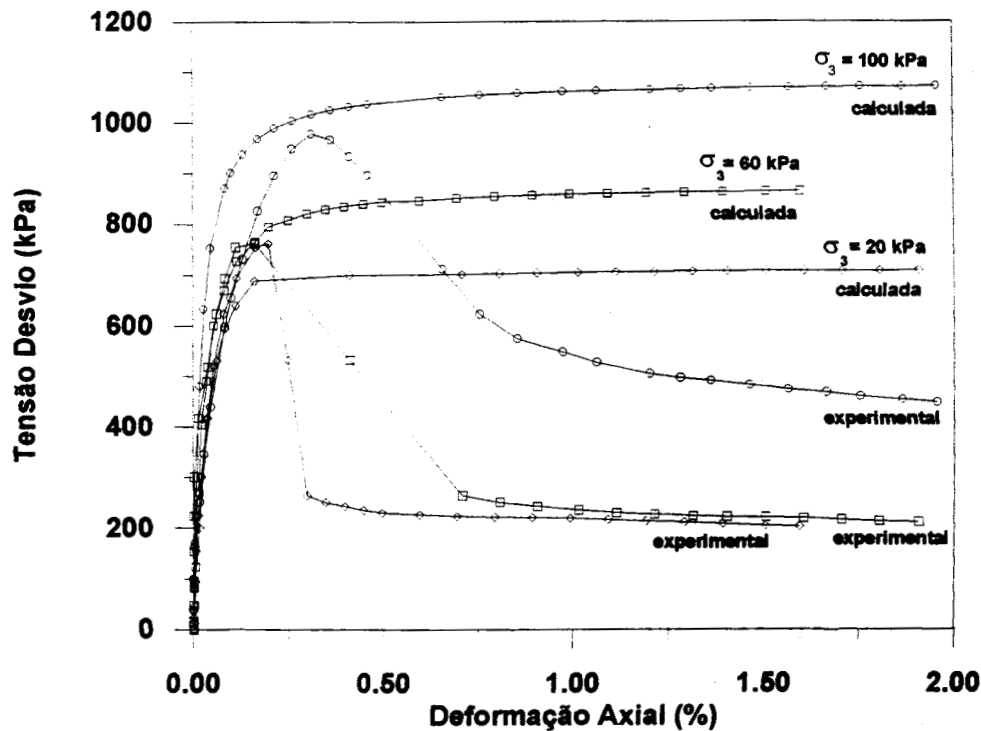


Figura 6.10 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para solo com 5% de cimento

6.1.4 - Parâmetros do modelo hiperbólico para solo-cimento (7%)

Os parâmetros hiperbólicos para a mistura de solo-cimento (7%) foram obtidos a partir das curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais. A forma transformada $\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a$ das curvas tensão-deformação é apresentada na Figura 6.11.

A relação logarítmica entre E_t e σ_3 para a mistura solo com 7% de cimento é apresentada na Figura 6.12, com parâmetros $K = 326600$ e $n = 0,0$. Os demais parâmetros hiperbólicos para a mistura solo-cimento (7%) são $c = 205$ kPa e $\varphi = 49^\circ$, conforme Figura 5.24, apresentado no capítulo 5. O valor de $R_{f\text{méd}}io$ é igual a 0,96.

O coeficiente de Poisson = 0,2 para solo com 7% de cimento também foi determinado através das curvas Deformação Axial x Deformação Volumétrica dos ensaios triaxiais apresentadas no capítulo 5, para pequenas deformações.

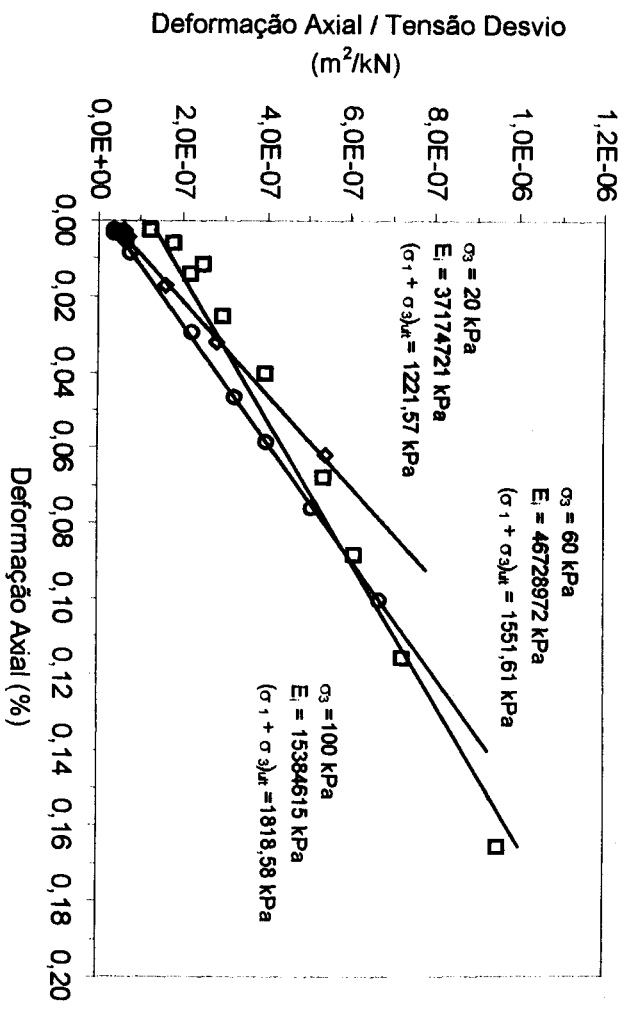


Figura 6.11 - Curvas $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ solo com 7% cimento

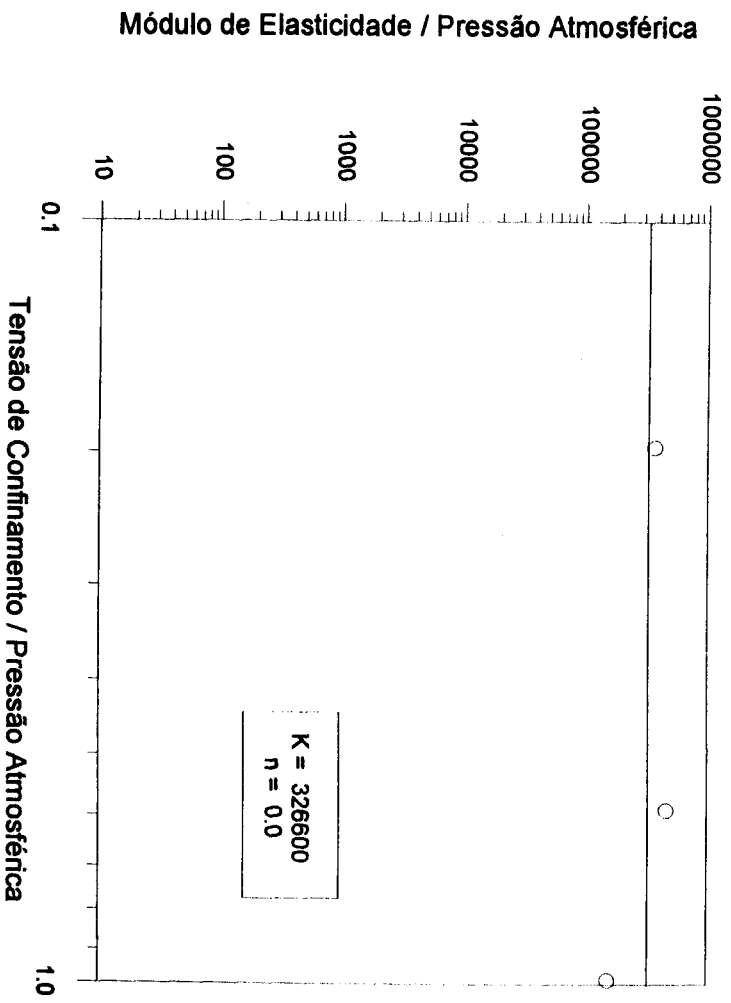


Figura 6.12 - Parâmetros hiperbólicos K e n do solo com 7% cimento

A reconstituição com os parâmetros calibrados dos ensaios triaxiais de solo com 7% de cimento é apresentada, juntamente com os resultados experimentais na Figura 6.13. As curvas reconstituídas possuem concordância aproximada com os resultados dos ensaios triaxiais, principalmente a níveis de tensões confinantes baixos. O Quadro 6.1 apresenta os valores dos parâmetros hiperbólicos obtidos para os tipos de solo em estudo.

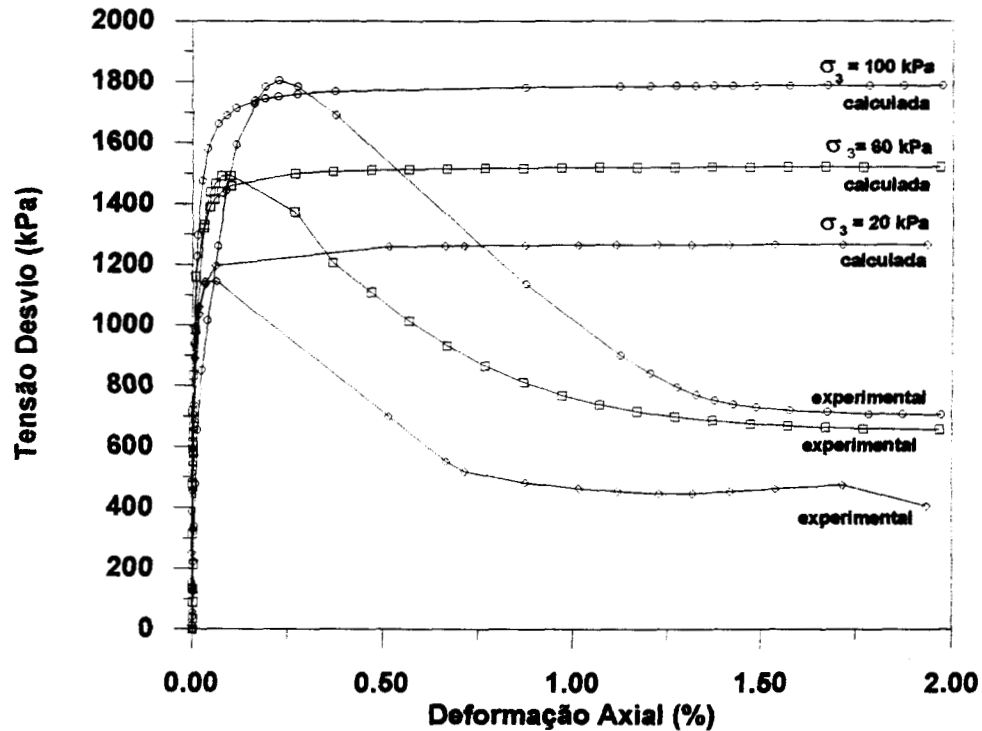


Figura 6.13 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para solo com 7% de cimento

Quadro 6.1 Quadro resumo dos parâmetros hiperbólicos

Tipo de solo	c (kN/m ²)	φ (graus)	K	n	R_f	ν
Natural	17,0	26,0	100	0,8	0,75	0,2
Compactado	12,2	34,5	2790	0,2792	1,00	0,44
5% cimento	123,0	44,0	56850	0,0	0,95	0,2
7% cimento	205,0	49,0	326600	0,0	0,96	0,2

6.2 - Previsão das curvas carga x recalque de ensaios de placa através do Método dos Elementos Finitos

6.2.1 - O Método dos Elementos Finitos

Os procedimentos normalmente utilizados para as estimativas de capacidade de suporte e de recalque, chamados métodos convencionais embasados nas teorias de Equilíbrio Limite e da Elasticidade, são feitos separadamente e pouca informação é obtida do comportamento do sistema solo-fundação ao longo de todo o comportamento. Condições particulares do problema, com referência à geometria, às condições do subsolo, à relação entre a rigidez do solo e da fundação, entre outros, são considerados apenas de forma simplificada.

O Método dos Elementos Finitos permite levar em consideração alguns dos fatores mencionados acima e possibilita principalmente a previsão da curva carga x recalque completa.

De acordo com a revisão do estado do conhecimento de fundações superficiais apresentado por Frank (1991), o uso do método dos elementos finitos na previsão de recalques de fundações superficiais possui algumas vantagens e limitações. As vantagens são: o método modela o solo como um contínuo, podendo calcular deformações em problemas de duas ou três dimensões; permite descrever a heterogeneidade macroscópica do solo (camadas contendo diferentes características), bem como o comportamento do material a diferentes níveis de cargas; as estruturas podem ser representadas com sua rigidez verdadeira e o carregamento pode ser aplicado em estágios, simulando o processo de escavação e construção das obras de engenharia. Entre as limitações para a utilização do método na prática de engenharia, destacam-se: a necessidade de conhecimento teórico para determinação da malha (tipo e tamanho dos elementos, distribuição, etc.), condições de contorno do problema e definição do comportamento tensão x deformação do solo e da estrutura. Muitas vezes, a definição do comportamento tensão x deformação do solo exige parâmetros de difícil obtenção e necessita um profissional altamente qualificado para obtê-los. Destaca-se ainda, a questão do tempo e custo de uma análise de elementos finitos em relação aos cálculos tradicionais.

6.2.2 - Descrição do programa CRISP90

O programa CRISP90, utilizado nesta dissertação, foi desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Cambridge a partir do ano 1975. A utilização do programa foi reportada por uma série de trabalhos de mestrado e doutorado de vários integrantes do grupo de Mecânica do Solos da mencionada Universidade. A seguir é apresentada uma lista das capacidades do programa:

- Tipos de Análise: Análise drenada, análise não drenada, análise de adensamento tridimensional acoplado (Biot), tensão plana, deformação plana, simetria axial, análise tridimensional.
- Modelos de Solos: Elasticidade anisotrópica, elasticidade não homogênea (propriedades variando com a profundidade), modelos baseados na teoria de estado crítico (Cam-Clay, Cam-Clay modificado e Schofield), Modelos Elástico-Perfeitamente Plásticos (critérios de ruptura de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager).
- Tipos de Elementos: Triangular linear (análise bidimensional), quadrilátero de oito nós (análise bidimensional), cúbico (análise tridimensional), barra (análise bidimensional - deformação plana), viga (análise bidimensional - deformação plana), junta (análise bidimensional - deformação plana e axial-simétrico).
- Técnicas não lineares: Procedimento incremental.
- Condições de contorno e carregamento: Deslocamentos prescritos, poro-pressão prescrita, cargas nodais e carga distribuída, cálculo automático de cargas simulando a escavação ou construção quando elementos são removidos ou adicionados.
- Pré e Pós-Processamento de dados

Thomé (1994) e Mántaras (1995) introduziram o modelo hiperbólico proposto por Duncan e Chang (1970) no programa CRISP90.

6.2.3 - Verificação do programa CRISP90

O programa foi testado com soluções elásticas e elastoplásticas (Mántaras, 1995). Na Figura 6.14 foi plotada a curva carga x recalque calculada pelo programa e o valor teórico da carga de ruptura determinado por Cox e outros (1961), para o caso de sapata circular rígida (problema axissimétrico) assente na superfície de um meio rigidamente plástico, sem peso e sem atrito ($c \neq 0$, $\varphi = 0$). A Figura 6.15 apresenta a carga última determinada por Cox e outros (1961) e a solução obtida através do programa CRISP90, para o caso de meio com coesão e atrito ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$). Na simulação numérica foi utilizado o modelo elástico perfeitamente plástico com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Nas duas Figuras as soluções analíticas foram satisfatoriamente aproximadas pelo Método dos Elementos Finitos, com diferenças menores que 10 %.

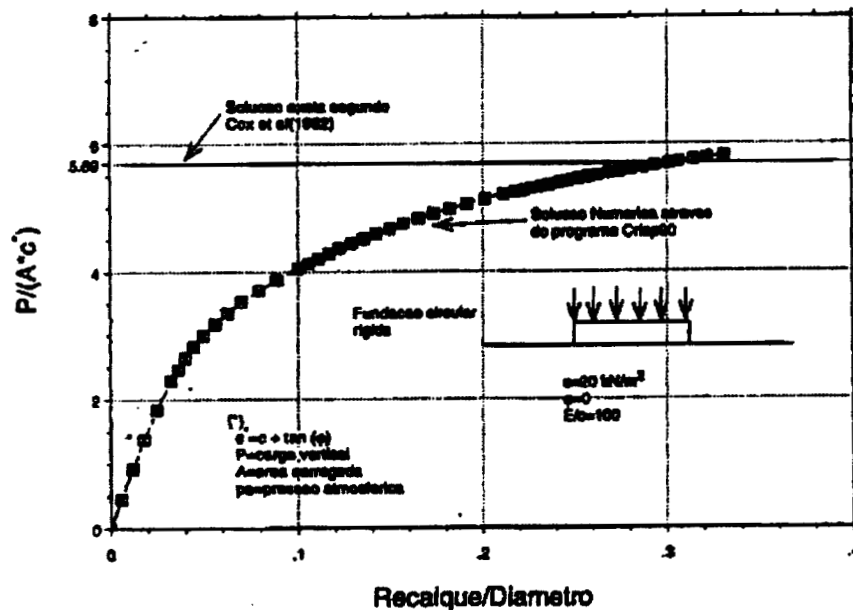


Figura 6.14 - Verificação do programa CRISP90 [MANTARAS (1995)].

$$\text{Caso 1: } c = 20 \text{ kN/m}^2, \gamma = 0, \varphi = 0^\circ$$

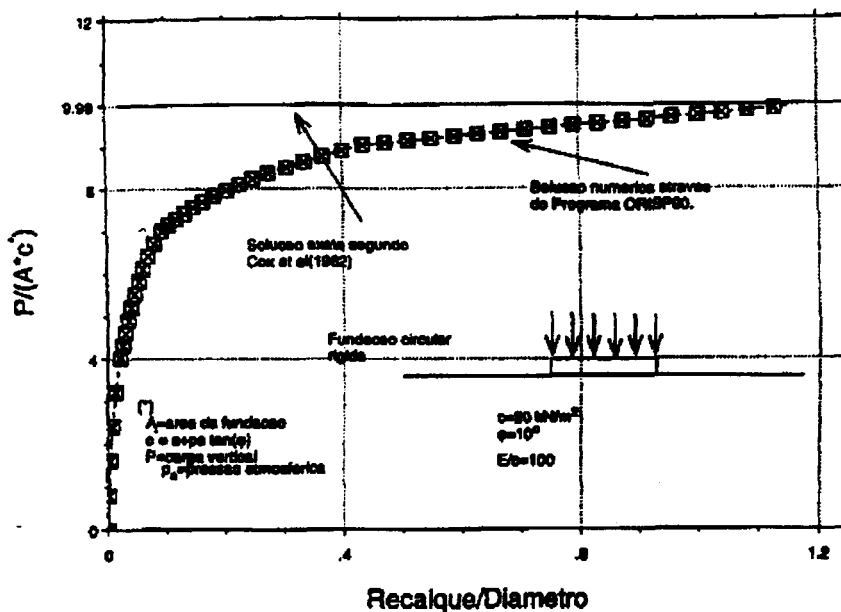


Figura 6.15 - Verificação do programa CRISP90 [MANTARAS (1995)].

Caso 2: $c = 20 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 0$, $\phi = 10^0$

6.2.4 - Análise numérica de ensaios de placa

De acordo com o objetivo principal apontado no primeiro capítulo, este trabalho visa analisar o comportamento de camadas de um solo melhorado através do seu tratamento com compactação mecânica, com ou sem a adição de cimento, fornecendo-lhe características de capacidade de suporte e estabilização volumétrica. A resposta de tais materiais, quando carregados, é verificada através da simulação numérica de ensaios de placa. Para tanto, foram realizadas simulações de ensaios de placas rígidas de 0,60 m de diâmetro a 1,20 m de profundidade.

6.2.4.1 - Variáveis estudadas na análise numérica

Na simulação numérica foram analisados, como variáveis, o teor de cimento adicionado e a espessura da camada de solo tratada. As simulações foram realizadas com parâmetros obtidos de solo natural, solo compactado e de solo-cimento com 7 dias de cura.

Os teores de cimento analisados foram 0%, 5% e 7%, obtidos na etapa anterior deste trabalho. Foram adotadas diferentes espessuras (H) de camadas melhoradas, seja

através de compactação ou melhoradas com adição de cimento, que são: 0.30 m ($H/B=0,5$), 0.60 m ($H/B=1,0$), 1.20 m ($H/B=2$), além das simulações dos ensaios de placa diretamente sobre o solo natural.

6.2.4.2 - Malhas, incrementos de carga e tensões “In-situ”

Para a realização das simulações foi utilizada somente uma malha de elementos finitos com elementos quadriláteros de oito nós e nove pontos de integração. Na Figura 6.16 é apresentada a malha de elementos finitos cujas dimensões totais são 3m x 3m.

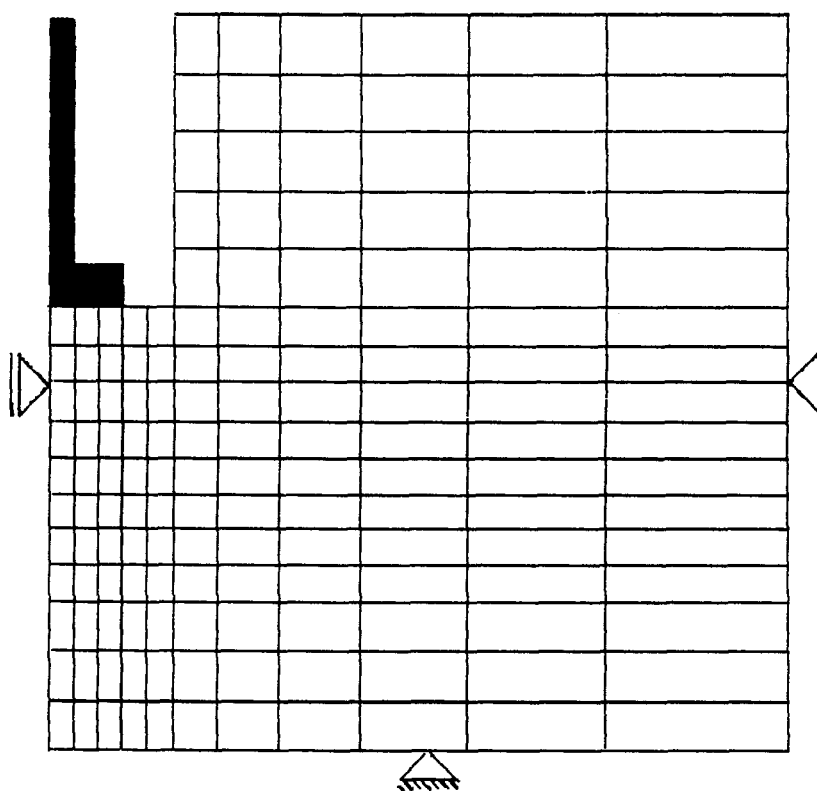


Figura 6.16 - Malha de Elementos Finitos

Todas as simulações realizadas foram feitas através da análise incremental, a qual consiste em dividir o carregamento total em uma série de incrementos de carregamentos. Para as simulações do ensaio de placa em solo natural e solo compactado, cada incremento de carregamento correspondeu a $3,0 \text{ kN/m}^2$ e para as simulações do solo tratado com cimento cada incremento correspondeu a $4,0 \text{ kN/m}^2$.

As tensões “In-situ” foram calculadas como tensões geostáticas. Para as simulações com solo compactado e com solo melhorado com cimento, recalculou-se as tensões devido à substituição de uma faixa superficial por um material mais denso.

6.2.5 - Apresentação de resultados e análises

A seguir são apresentadas as curvas carga x recalque obtidas das simulações do ensaio de placa através do Método dos Elementos Finitos para o solo natural, solo compactado, solo mais 5% de cimento e solo mais 7% de cimento.

A Figura 6.17 apresenta a curva carga-recalque experimental de um ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro no solo natural realizada por Cudmani (1994), e a simulação numérica do ensaio realizada, através da utilização do programa CRISP90, adotando os parâmetros hiperbólicos do solo natural encontrados na Tabela 6.1, estabelecidos por Mántaras (1995) no ajuste numérico de ensaios pressiométricos.

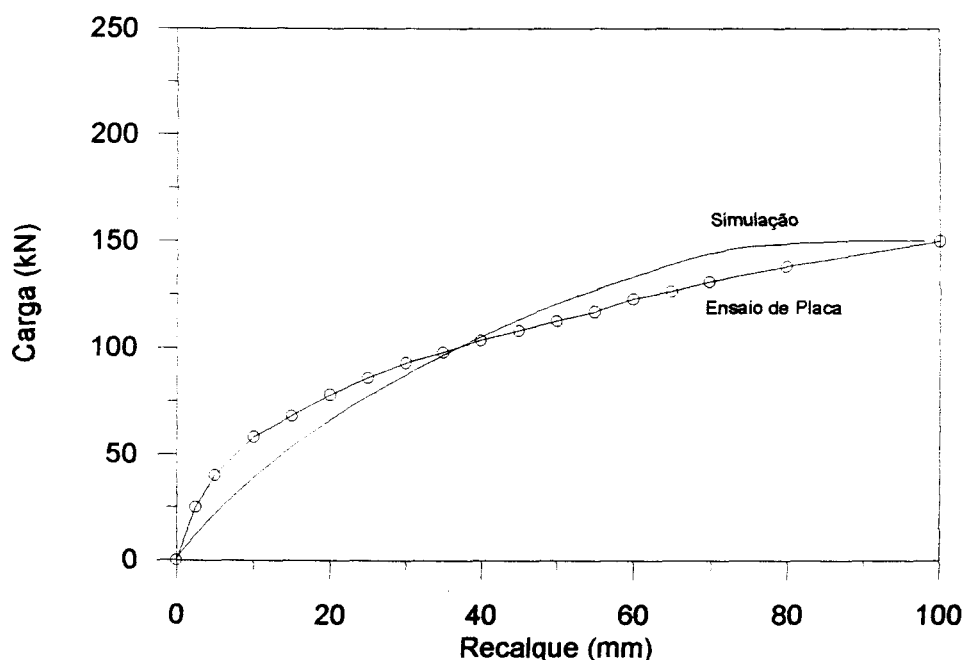


Figura 6.17 - Comparação entre as curvas carga x recalque para placa $\phi = 0,60$ m realizada em campo e a simulada numericamente através do Método dos Elementos Finitos.

O comportamento carga x recalque medido e previsto apresenta boa concordância para todo o ensaio. A parte inicial da curva observada é ligeiramente mais rígida que a simulação realizada e as condições de ruptura do ensaio são semelhantes.

Com o intuito de permitir a comparação de ensaios de placa de dimensões diferentes, o espaço Carga-Recalque é substituído por tensão x recalque normalizado, onde recalque normalizado (RN) é definido como recalque (δ) dividido pelo diâmetro da placa (B).

Na Figura 6.18, resultados de Cudmani (1994), para placas circulares de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro são representados no espaço tensão x recalque normalizado. Estes resultados correspondem ao solo no estado natural. Na mesma figura, o resultado da simulação numérica para a placa de 0,60 m de diâmetro é apresentado. Pode-se observar que os ensaios de placa com diâmetros diferentes possuem boa concordância na forma normalizada de apresentação. Comparando a curva referente a simulação numérica com as curvas dos ensaios de placa realizados, verifica-se a concordância entre as mesmas.

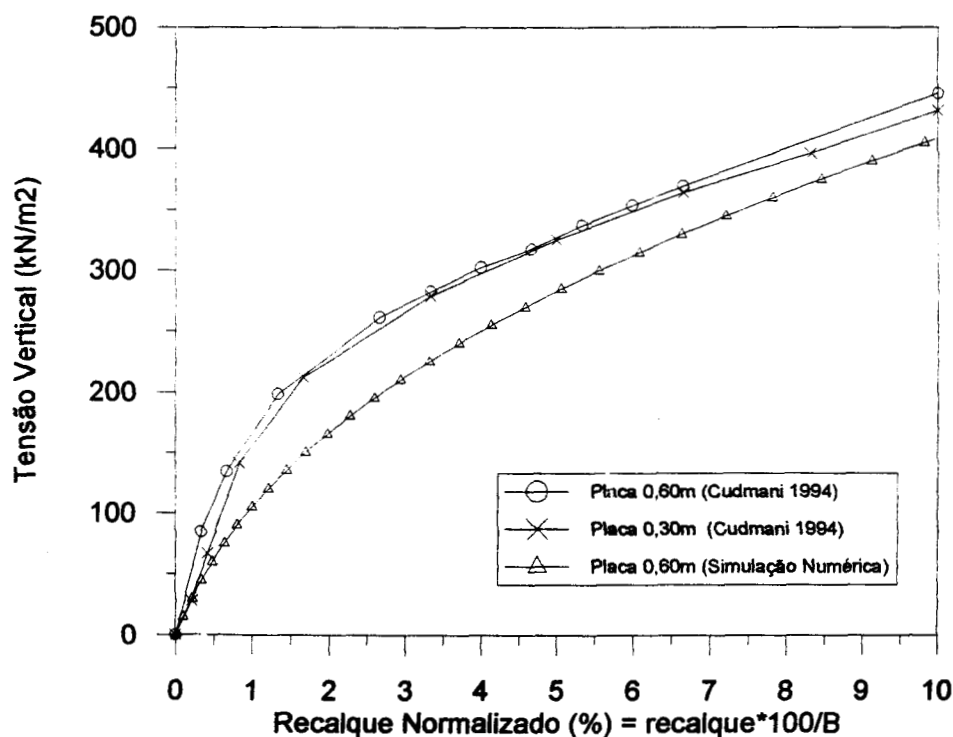


Figura 6.18 - Relação tensão x recalque normalizado para solo natural
Ensaio de Placa - Prof. = 1,20 m

Vendruscolo (1996) realizou ensaios de placa de 0,30 m de diâmetro (B) sobre camada de solo compactado de 0,60 m de profundidade (H), numa relação $H/B = 2$. Tais ensaios foram realizados sobre uma camada de solo compactado com um teor de umidade (ω) de 18% e peso específico aparente seco de $17,5 \text{ kN/m}^3$.

Duas simulações numéricas são apresentadas em conjunto com os resultados experimentais na Figura 6.19. A primeira apresentada por Vendruscolo (1996) apresenta, em geral, excelente concordância com as curvas carga x recalque medido “In-situ”. Os parâmetros constitutivos utilizados na previsão foram obtidos em ensaios triaxiais utilizando amostras indeformadas coletadas in-loco. A segunda simulação utiliza-se dos parâmetros do modelo hiperbólico obtidos no Quadro 6.1, os quais representam os parâmetros obtidos em laboratório. Embora a concordância seja satisfatória na parte inicial da curva, os valores de tensão limite são subestimados, conforme se pode observar na figura abaixo. Sugere-se que a diferença é resultante da variação observada entre o peso específico seco do material compactado “In-situ” ($17,5 \text{ kN/m}^2$) e em laboratório ($16,2 \text{ kN/m}^2$). Tal diferença de densidade certamente proporciona considerável aumento de resistência para solos com densidades maiores.

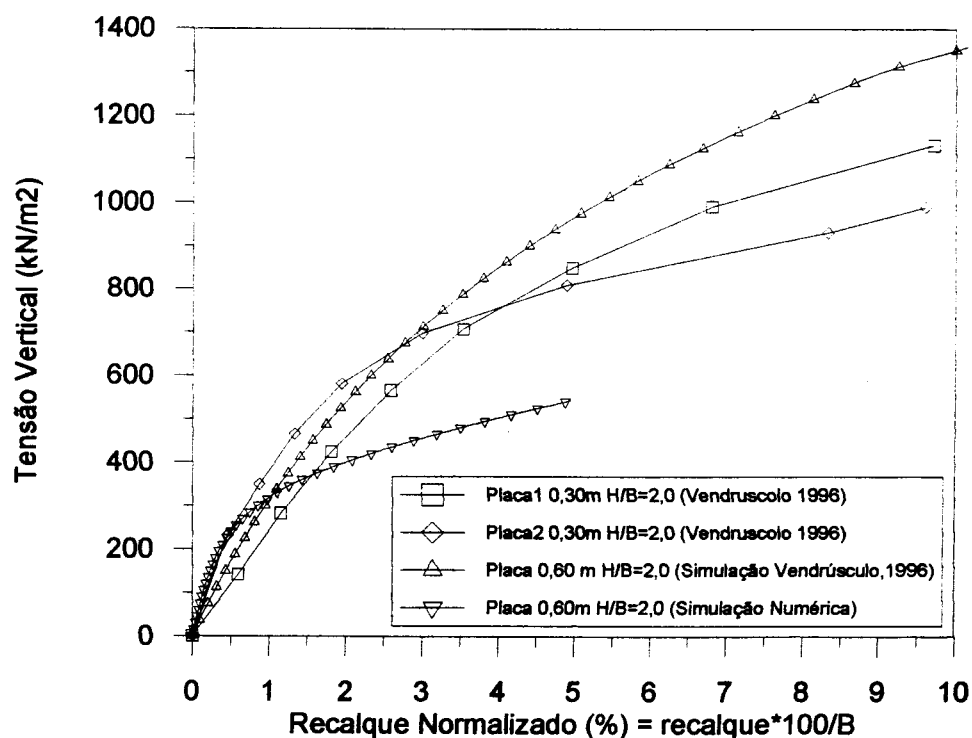


Figura 6.19 - Relação tensão x recalque normalizado para solo compactado ensaios de placa - prof. = 1,20m

Na Figura 6.20 resultados numéricos da influência da razão espessura da camada melhorada/diâmetro da placa (H/B) são plotados para camadas de solo compactado com $H/B = 0,5, 1,0$ e $2,0$ no espaço tensão x recalque normalizado. Pode ser observado que há um aumento sensível na resistência das placas com o aumento da espessura da camada de solo compactada.

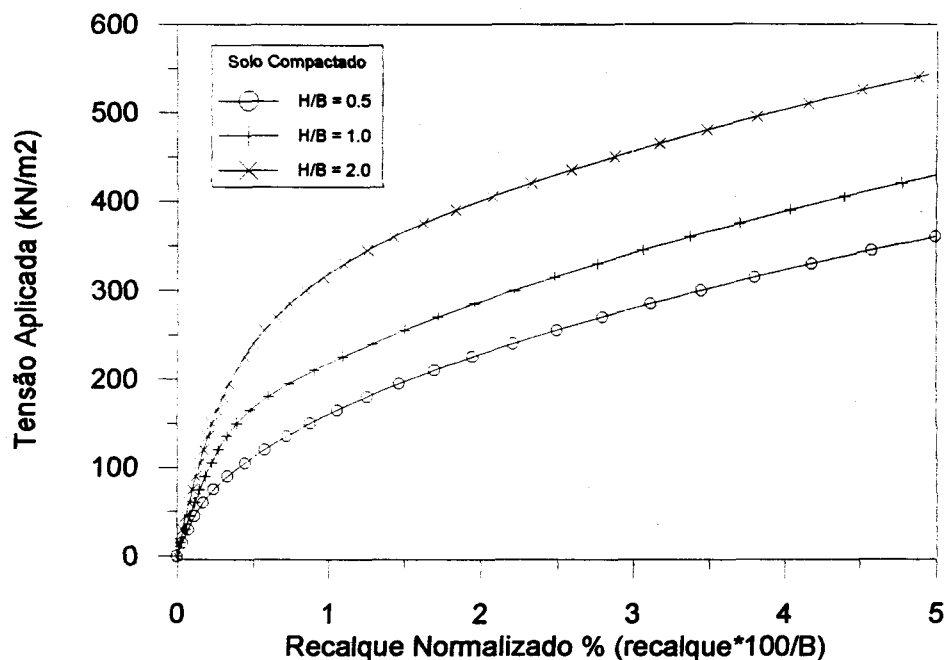


Figura 6.20 - Influência da razão H/B no comportamento de camadas de solo compactado

Nas Figuras 6.21 e 6.22 são apresentados resultados numéricos da influência da razão H/B da camadas de solo cimento respectivamente com 5% e 7% de cimento. Pode ser verificada uma expressiva melhora no comportamento das placas com aumento da espessura das camadas. É interessante ressaltar que para o nível de tensões analisados não há diferença no comportamento das placas com 5% e 7% de cimento.

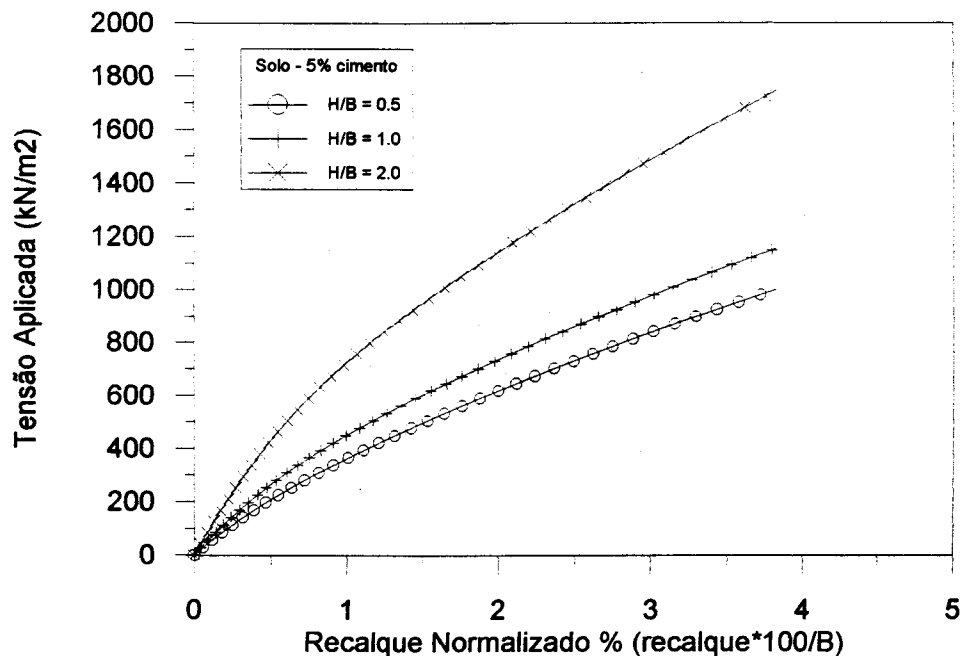


Figura 6.21 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0,60$ m e diferentes espessuras de camadas para solo com 5% de cimento.

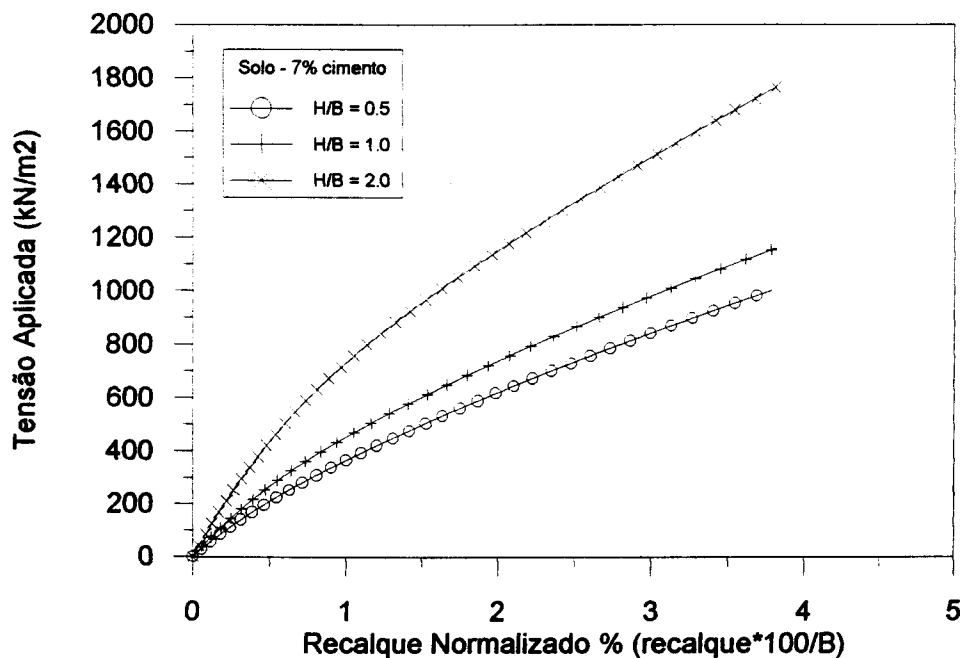


Figura 6.22 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa $\phi = 0,60$ m e diferentes espessuras de camadas para solo com 7% de cimento.

As Figuras 6.23, 6.24, 6.25, correspondem a comparação entre as simulações das curvas tensão x recalque normalizado do solo natural com as do solo compactado, solo melhorado com 5% de cimento e solo melhorado com 7% de cimento, para as relações de $H/B = 0,5, 1,0$ e $2,0$ respectivamente.

Pode-se observar o melhor desempenho das curvas de ensaios de placa quando o solo é melhorado, seja por simples compactação ou por melhoramento através compactação de misturas de solo-cimento. Observa-se então, que o desempenho das curvas é expressivamente melhor com o acréscimo de cimento; por outro lado, para o nível de recalques normalizados estudado, verifica-se que é muito pequena a diferença entre as curvas carga x recalque de 5% e 7% de cimento.

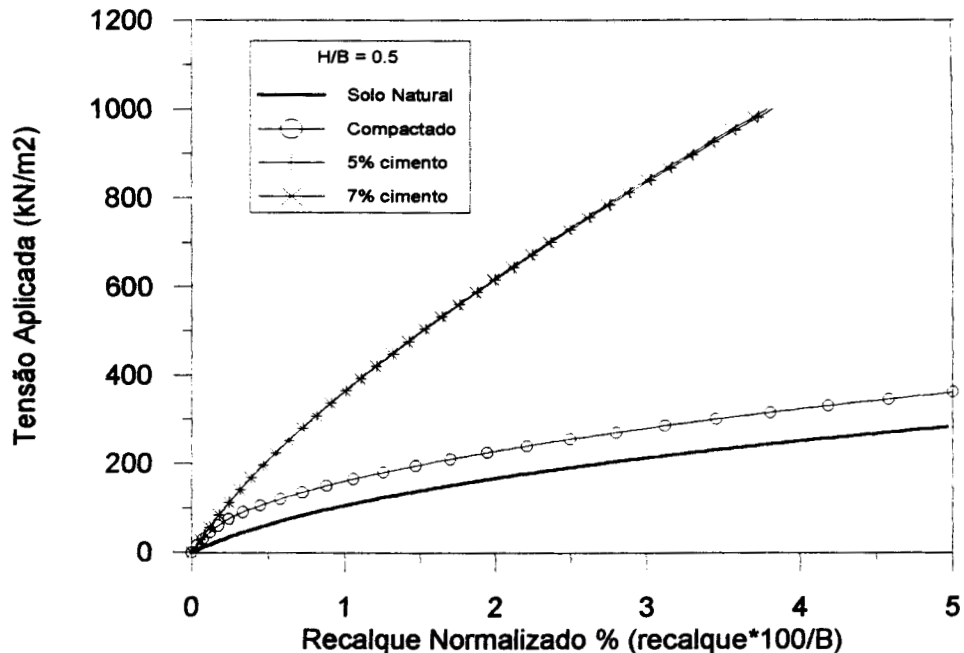


Figura 6.23 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa de $\phi = 0,60$ m, com camadas melhoradas por diferentes materiais e razão $H/B = 0,5$.

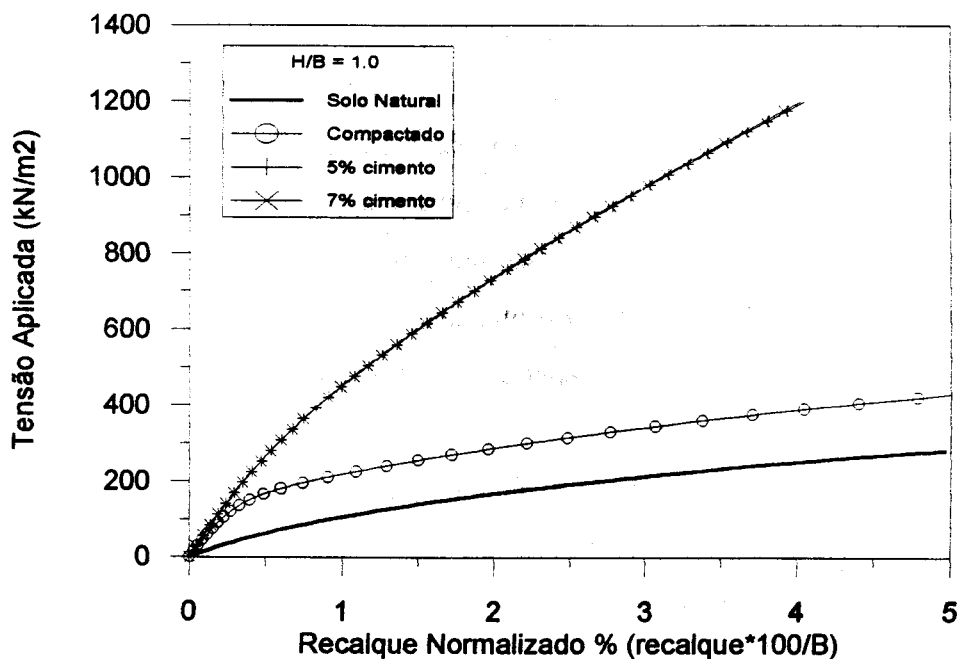


Figura 6.24 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa de $\phi = 0,60$ m, com camadas melhoradas por diferentes materiais e razão $H/B = 1,0$.

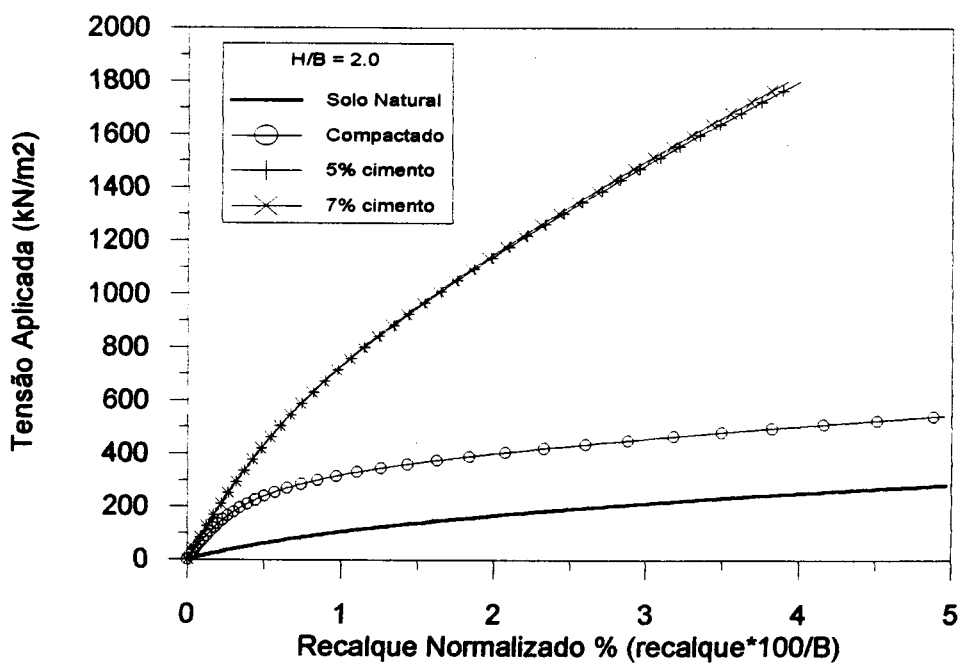


Figura 6.25 - Curvas tensão aplicada x recalque normalizado para placa de $\phi = 0,60$ m, com camadas melhoradas por diferentes materiais e razão $H/B = 2,0$.

A variação da tensão necessária para atingir o recalque de B/30 (critério para definição da tensão de ruptura), com o tipo de melhoramento e a razão H/B, para os ensaios de placa simulados, é apresentado na Figura 6.26. É possível verificar que o aumento da resistência com o aumento da espessura da camada melhorada por compactação é praticamente linear, enquanto que as duas misturas de solo-cimento tem valores praticamente iguais de tensão para este nível de recalques, sendo o aumento de resistência maior para maiores espessuras de camada.

A distribuição das tensões verticais com a profundidade (Z/B), relativamente as tensões aplicadas nas placas é bastante distinta entre camadas homogêneas de solo natural (Figura 6.27) e camadas de solo rígidas sobre solos menos rígidos (Figura 6.28), variando a relação H/B de 0,5, 1,0 e 2,0. Pode-se verificar na Figura 6.28, que camadas de solo-cimento, concentram as tensões, transmitindo valores reduzidos p/ as camadas inferiores, menos resistentes.

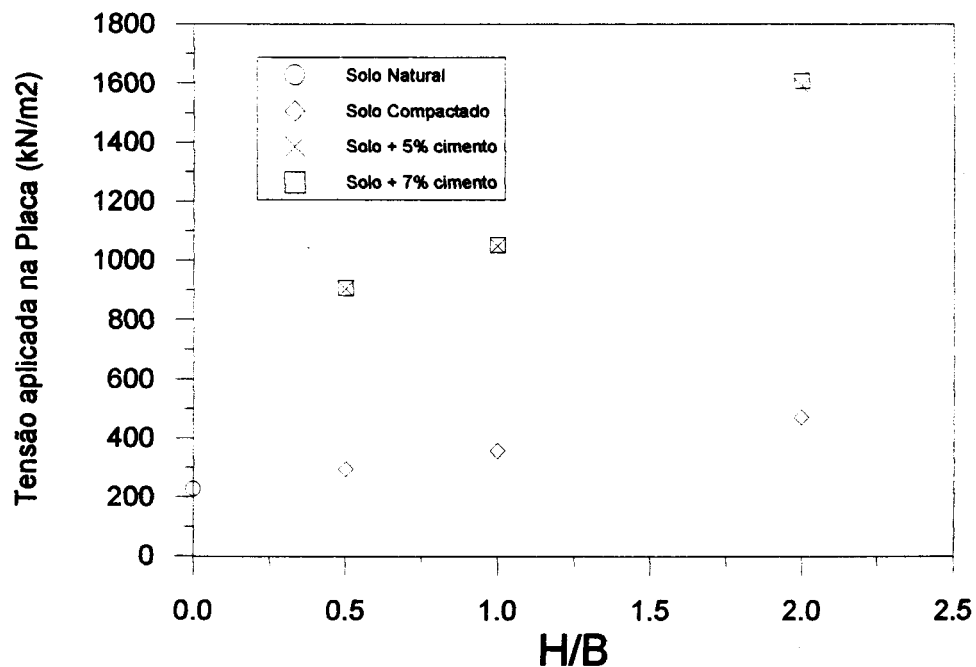


Figura 6.26 - Variação da tensão aplicada na placa para atingir o recalque de B/30 com o tipo de melhoramento e relação H/B

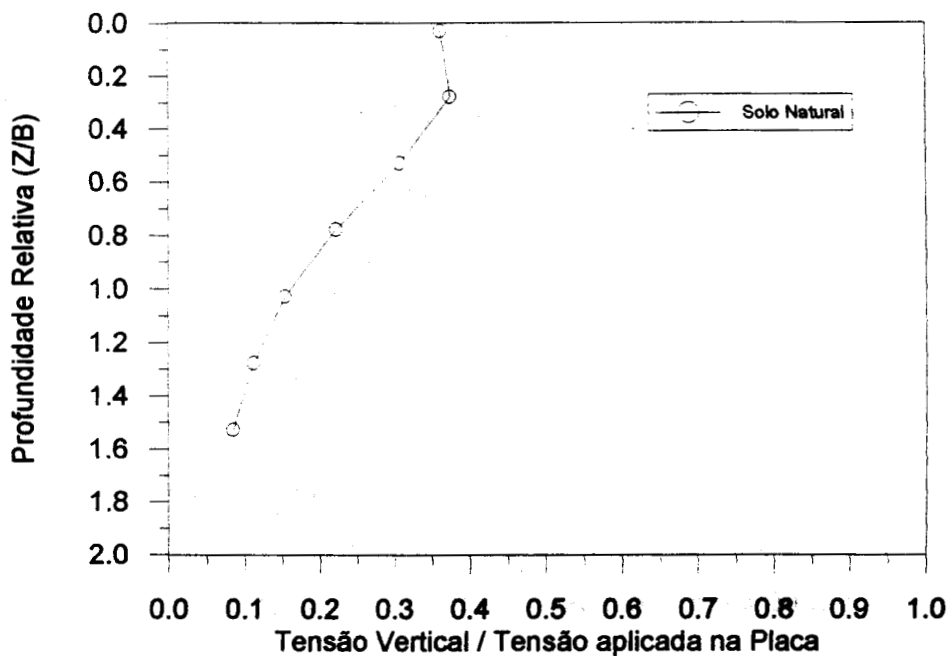


Figura 6.27 - Relação tensão vertical/tensão nas placas x profundidade (Z/B) para solo natural homogêneo.

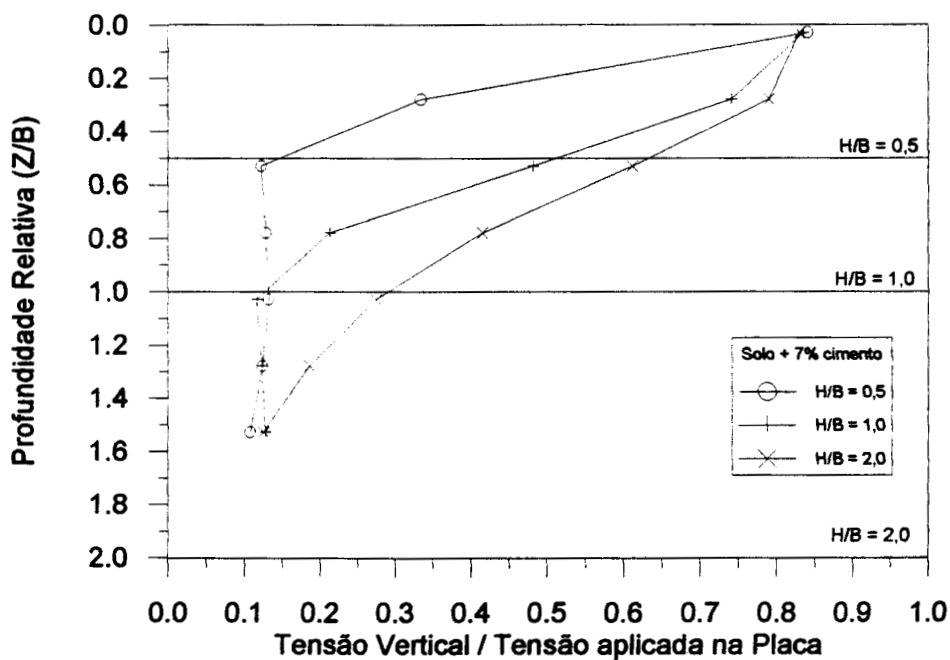


Figura 6.28 - Relação (tensão vertical/tensão nas placas) x profundidade (Z/B) para camadas superiores rígidas de solo-cimento com diferentes razões de H/B.

7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 - Conclusões

As principais conclusões desta pesquisa são enunciadas resumidamente, a seguir:

O solo caracterizado nesta pesquisa consiste basicamente de argila e areia fina. O valor obtido para o Índice de Plasticidade aponta uma plasticidade média a baixa, indicando a presença de argilo-minerais não-expansivos.

Os ensaios de difração de raios-X permitiram a determinação dos tipos de argilo-minerais presentes no solo estudado. Confirmou-se a presença de caolinita (argilo-mineral não-expansivo) e de clorita (pouco expansivo).

A dosagem do solo-cimento, realizada conforme o Método Físico-Químico apresentado por Ceratti e Casanova (1988) conduziu a determinação do teor de 7% de cimento para o solo estudado.

Os ensaios de Resistência a Compressão Simples vêm corroborar o Método Físico-Químico. Observou-se um ganho de resistência expressivo para teores de cimento maiores ou iguais a 7% de cimento.

As misturas de solo +5% de cimento e solo +7% de cimento desenvolveram valores de resistência a tração apreciáveis. A primeira mistura alcançou 8,5% da sua Resistência a Compressão Simples, e a segunda mistura, cerca de 12%. Valores desta ordem levantam a possibilidade de utilização destes materiais como base de fundações superficiais.

Verificou-se que, para a velocidade de carregamento adotada para os ensaios triaxiais realizados, não ocorreu a geração de excesso de poro-pressão significativo, correspondendo à condição completa de drenagem durante todos os ensaios. Verificou-se a geração de excesso de poro-pressão somente após a ruptura dos corpos de prova de amostras de solo-cimento, comportamento esse devido à ocorrência de ruptura frágil dos corpos de prova.

Observou-se que, para as amostras de solo natural, houve uma diminuição da rigidez inicial das curvas tensão deformação de ensaios triaxiais com o aumento da tensão de confinamento. Este fato ocorre devido a quebra da estrutura ou cimentação natural presente no solo anteriormente a aplicação da tensão de confinamento

As curvas tensão x deformação das amostras de solo compactado demonstram a tendência de aumento de rigidez com o aumento das tensões de confinamento. Observou-se também uma maior estabilidade volumétrica das amostras compactadas.

As curvas tensão x deformação das amostras de solo-cimento apresentam considerável rigidez, e demonstram que, para o nível de tensões ensaiadas, a rigidez das curvas diminui levemente com o aumento das tensões de confinamento. Por outro lado, é notável o aumento de resistência com relação as amostras naturais e simplesmente compactadas.

Os corpos de prova de amostras cimentadas não ultrapassam a 0,5% de deformação axial para as tensões de ruptura. Após a ruptura, ocorre uma queda acentuada da tensão desvio, caracterizando o comportamento frágil do material.

A adição de cimento no solo proporciona um considerável aumento dos valores da coesão. Por outro lado, o ângulo de atrito apresentou um pequeno aumento, podendo ser considerado desprezível. Para a obtenção de correlações, entretanto, é necessária a realização de um número maior de ensaios.

A modelagem numérica de solos estruturados através de parâmetros hiperbólicos obtidos em ensaios triaxiais não permite a obtenção de informações realísticas em termos de rigidez, sendo necessária a utilização de ensaios de campo para a determinação dos parâmetros do modelo.

Observou-se que os valores do parâmetro n obtidos para os solos cimentados artificialmente são muito próximos de zero. Este comportamento também é obtido por

Prietto (1996). Isto significa que o módulo inicial (E_i) não varia com a tensão confinante (σ_3) para os níveis de tensões utilizados.

A análise do comportamento carga x recalque de uma placa rígida circular sobre solo natural mostrou boa concordância com os ensaios de placa realizados sobre o mesmo.

Os resultados das análises numéricas de placas assentes sobre camadas de solo melhorado demonstraram que pequenas espessuras das mesmas aumentam significativamente a capacidade de suporte e a rigidez de fundações superficiais.

A comparação entre as simulações de ensaios de placa para solo natural, solo compactado, solo melhorado com 5% de cimento e solo melhorado com 7% de cimento demonstra que o desempenho é expressivamente melhor com o acréscimo de cimento. Por outro lado, verificou-se que é muito pequena a diferença entre as simulações de solo com 5% de cimento e com 7% de cimento.

Verificou-se que o aumento de resistência com o aumento da espessura da camada melhorada por compactação é praticamente linear, enquanto que as misturas de solo-cimento têm aumento de resistência maior para maiores espessuras de camada.

A concentração de tensões nas camadas tratadas é extremamente significativo, tanto maior quanto mais rígido for o material da base, transmitindo valores reduzidos para as camadas inferiores, menos resistentes.

7.2 - Sugestões

A fim de aprofundar o estado do conhecimento referente ao comportamento de fundações superficiais assentes sobre solo melhorado, são traçadas as seguintes sugestões:

- Realização de ensaios de placa, no Campo Experimental da UFRGS, sobre camadas de solo tratado, variando o diâmetro das placas e a espessura da camada de solo, visando corroborar o procedimento numérico adotado.

- Realização de ensaios cone-penetrométricos para a determinação da estratigrafia das camadas de solo melhorado;
- Realização de análises de capacidade de suporte utilizando teorias aplicadas a solos estratificados (camada rígida sobre camada menos rígida) para efeitos de comparação com os resultados das simulações.
- Desenvolvimento de modelos constitutivos para solos cimentados, embasados na teoria da elasto-plasticidade, bem como sua implantação numérica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKPOKODJE, E. G. The stabilization of some arid zone soils with cement and lime. *Quart. J. Engng. Geol.*, London 18: pp. 173-180, 1985.
- ANDERSEN, A ; SIMONS, N. E. Norwegian triaxial equipment and technique. In: *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, 1960, Boulder. Proceedings ... New York: ASCE, 1960, 1v., p. 695-709.
- BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. A reevaluation of conventional triaxial test methods. In: *Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, 1988, Louisville. Proceedings ... Philadelphia: ASTM, 1988. 1v. p. 219-263 (STP 977)
- BENTON, E. J. Cement-Pozzolan Reactions, *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 239 : pp. 56-65, 1960.
- BISHOP, A. W. & HENKEL, D. J. *The measurement of soil properties in triaxial test*, 2nd ed., London, Edward Arnold Ltd., London, 190p, 1962.
- BRESSANI, L. A . *Experimental properties of bonded soils*. London: 1990, 459p. PhD Thesis. Imperial College, University of London.
- BURMISTER, D. M., *Environmental factors in soil compaction*, pp. 47-66, 1962.
- CAMBOU, B; BOUBANGA, A; BOZETTO, P & HAGHGOU, M Determination os constitutive parametes from pressuremeter test. *Pressuremeters, 3rd Int. Symposium on pressuremeters*. British Geotechnical Society, 1990.
- CERATTI, J. A. P. e CASANOVA, F. J. Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento. In: *Anais do Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em Geotecnia*. Rio de Janeiro, 1: pp. 191-200, 1988.

- CHANG, C. Y. & DUNCAN, J. M., Analysis of Soil Movements Around Deep Excavations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, no. SM5, pp. 1655-1681, 1970.
- CHEUNG, Y. K.; ZIENKIEWICZ, O. C. Plates and tanks on elastic foundation - an application of Finite Element Method. *International Journal of Solids and Structures*, V. 1, No. 4, pp. 451-461, 1965.
- CLAYTON, C. R. I. & KHATRUSH, S. A., A new device for measuring local axial strain on triaxial specimens. *Geotéchnique*. 25: pp. 657-70, 1986.
- CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, A.; BICA, A. V. D. & SIDDIQUE, A., The use of Hall effect semiconductor in geotechnical instrumentation. *Geotechnical Testing Journal*. 12: pp. 69-76, 1989.
- Committee on Placement and Improvement of Soils. Soil improvement-history, capabilities, and outlook*, ASCE, 182 p. 1978.
- CONSOLI, N. C. *Comportamento analítico e de campo de uma escavação experimental*, Rio de Janeiro, 153 p. Dissertação de Mestrado, PUC-RJ, 1987.
- CONSOLI, N. C., AZEVEDO, R. F. *Previsão de deslocamentos e poro-pressão de uma escavação experimental utilizando a teoria acoplada de Biot implementada em elementos finitos*, Caderno Técnico 89, 45 p. CPGEC/UFRGS, 1987.
- CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. e ROHLFES Jr., J. A. Métodos Especiais de projetos de fundações superficiais aplicados a solos estruturados não saturados. Em: *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 27., Proceedings..., Tucumán, Vol. 6, pp. 1-11, 1995.
- CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M. & ROHLFES Jr., J. A. Engineering properties of residual soil-cement mixtures. In: *The Second International Conference*

- on Ground Improvement Geosystems - Grouting and Deep Mixing, Tokyo, Proceedings...*, Vol. 6, pp. 25-30, 1996.
- COX, A. D.; EASON, G.; HOPKINS, H. G. Axially symmetric plastic deformations in soils. *Philosophical Transactions of The Royal Society of London*, V. 254, pp. 1-45, 1961.
- CROFT, J. B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. *Geotéchnique*, London 17: pp. 119-35, 1967.
- CUDMANI, R. O. *Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos parcialmente saturados através de ensaios de placa*. Porto Alegre. 150 p. Dissertação de Mestrado - CPGEC/UFRGS, 1994.
- CUDMANI, R. O.; SCHNAID, F. & CONSOLI, N. C., Aplicación del Método de Elementos Finitos a la previsión del comportamiento de zapatas cimentadas en un suelo residual. Em: *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 27, Proceedings..., Tucumán, Vol. 6, pp. 187-198, 1995.
- D'APPOLONIA, D. J.; POULOS, H. G.; LADD, C. C. Initial settlement of structures on clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New York: ASCE, V. 97, No. SM10, pp. 1359-1377, 1971.
- DÉCOURT, L., Specialty Session 9, In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 8., Helsinki, 1983, Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 1305-1306, 1983.
- DESAI, C. S. Non-linear analysis using spline functions. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. New York, ASCE, V. 97, No. SM10, pp. 1305-1320, 1971.
- DESAI, C. S. & REESE, L. C. Analysis of circular footings on layered soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, New York, ASCE, V. 96, No. SM2, pp. 523-545, 1979.

- DIAS, R. D. *Aplicação de Pedologia e Geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão*. Rio de Janeiro. 349 p. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, 1987.
- DUNCAN, J. M. & CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, New York, ASCE, V. 106, n. SM5, pp. 1629-1653, 1970.
- DUPAS, J.& PECKER, A. Static and dynamic properties of sand-cement. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. 107: pp. 799-817, 1979
- EPPS, J. A. ; DUNLAP, W. A. & GALLAWAY, B. M. Soil stabilization: A mission oriented approach, *Highway Research Record*, Washington, D. C. 351; pp. 1-20, 1971.
- EVSTATIEV, D; MILEV, G & KARACHOROV, P, Settlements of TV tower built on stabilized loess, In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 11., San Francisco, Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 1127-1128, 1985.
- FRANK, R. Some recent developments on the behaviour of shallow foundation. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10., 1991, Florence, Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, V. 1, pp. 1 -28, 1991.
- FRAENKEL, B. B. *Engenharia Rodoviária*, Editora Guanabara Dois S.A, Rio de Janeiro, 852 p. 1980.
- GATTI, G. e outros. Characterization on soil properties from large scale load tests. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10., 1991, Florence. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1991.
- GHIONNA, V. N.; MANASSERO M.& PEISINO, V. Settlements of large shallow foundations on a partially cemented gravelly sand deposit using PLT data. In:

European Conference on Soil Mechanics and Foundation, 10, Florence, Proceedings...
Rotterdam: A. A. Balkema, 1991.

GIANI, G. P. e outros. Analysis and control of the static behaviour of the Consolazione Church in Todi, Italy. In: *International Symposium Engineering Geological of Ancient Works, Monuments and Historical Sites*, Athenes. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, Vol. 1, pp. 535-545, 1988.

HANDY, R. L. Cementation of Soil Minerals with Portland Cement or Alkalis, *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 198, pp. 55-64, 1958.

HERZOG, A. & MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 36: pp. 146-171, 1963.

HILMER, K.; KNAPPE, M.; ANTZ, H. & STARK, D. Ground improvement by soil replacement. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 8. Helsinki, Proceedings... , Rotterdam: A. A. Balkema, Vol. 1, pp. 37-43, 1983.

HINTON, E.; OWEN, D. R. *Finite element programming*. London. Academic Press, 305 p., 1977.

INGLES, O. G. & FRYDMAN, S. The effect of cement lime on the strength of some soil minerals and its relevance to the stabilization of Australia soils. In: *Proceedings of the 3rd Conference , Australian Road Research Board*, Sidney 3 (2): pp.1504-1528, 1966.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedemeter and triaxial test. *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1963, Wiesbaden, V.1, p. 19-25.

JARDINE, R. J. e outros. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Geotéchnique*, London, V. 36, pp. 377-396, 1986.

KEDZI, A. *Stabilized earth roads*. Amsterdam : Elsevier Scientific Publishing, 1979.

KONDER, R. L.; ZELASKO, J. S. A hiperbolic stress-strain formulation for sands. In: *Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2., Proceedings., V.1, pp. 289-324, 1963.

LA ROCHELLE, P; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX; L.; TAVENAS, F. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Donaghe, Chaney, Silver, Eds., ASTM, Philadelphia, pp. 715-731, 1988.

LACERDA , W. A.; DIAS, P. H. V.; PEIXOTO, F. J. J. Estudo dos parâmetros de solos para análise por elementos finitos. Em: *Seminário Brasileiro de Método dos Elementos Finitos aplicado a Mecânica dos Solos*, 1., Anais... Rio de Janeiro: CÔPPE-UFRJ, 1974.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*, New York: John Wiley, 553 p., 1969.

LEMOS, R. C. e outros. *Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul*, Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de pesquisa pedológica. EMBRAPA (Boletim Técnico, 30), 1973.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation load and settlement. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation*, 10., Florence, Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1991.

MAJID, K. I. An investigation into the behaviour of complete structures resting on clay. In: *International Symposium on Numerical Methods on Geomechanics*, 1982, Zurich. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 703-710, 1982.

- MÁNTARAS, F. M. *Modelagem numérica de arrancamento de fundações superficiais*. Porto Alegre, 150 p., **Dissertação de Mestrado**, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1995.
- MÁNTARAS, F. M.; CONSOLI, N. C. & SCHNAID, F. Determinación de las propiedades de suelos no saturados mediante el ensayo presiométrico, In: *X Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering*, 10., México, 1995.
- MARTINS, F. B. *Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados*. Porto Alegre, 133p. **Dissertação de Mestrado** CPGEC/UFRGS, 1994
- MINKOV, M.; EVSTATIEV D.; DONCHEV, P, Dynamic compaction of Loess. *International Conference on Compaction*, E.N.P.C.-L.C.P.C., Paris , pp. 345-349, 1980.
- MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P.; SLAVOV, P.; STEFANOV, G. & JELLEY, J, Stresses and deformations in stabilized loess. In *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10. Proceedings... ,Stockholm: A. A. Balkema, pp. 193-197, 1981.
- MITCHELL, J. K. & KATTI, R. K. Soil Improvement - State of the Art Report, In *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* , Stockolm, pp. 261-317, 1981.
- MOH, Z. C. Reactions of soil minerals with cement and chemicals, *Highway Research Record*, Washington, D. C. 198: pp. 39-56, 1965.
- NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH. Cimentitions stabilizers in road construction, *Technical Recommendations for Highways*, Pretoria, South Africa, 13: pp. 1-64, 1986.

- NAYLOR, D. J. e outros. Prevision of construction performance of Beliche Dam. *Géotechnique*, London, V. 36, n.3, pp. 359-371, 1986.
- NISHIDA, Y & KAWAMURA, M. The mechanism of soil-cement stabilization - A short review. In: *Proceedings of The 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok, 2 : 199-204, 1971.
- NOBLE, D. F. Reactions and strength development in portland cement-clay mixtures. *Highway Research Record*, Washington, V. 198, p. 39-56, 1967.
- NUÑEZ, W. P. *Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação*. Porto Alegre, 145 p. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1991.
- OWEN, D. R. J.; HINTON, E. *Finite element in plasticity theory and practice*. Swansea: Pineridge Press, 1980.
- PEIXOTO, F. J. L. *Obtenção em laboratório de parâmetros de solos para aplicação no Método dos Elementos Finitos*, Rio de Janeiro, 153 p., Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, 1976.
- PRIETTO, P. D. M., *Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado*, Porto Alegre, 150 p. Dissertação de Mestrado, CPGEC-UFRGS, 1996.
- PRUFFIER, A. P.; MAHLER, C. F. Finite element analysis of plates and foundations. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 12., Rio de Janeiro, 1989, Proceedings... , Rotterdam: A. A. Balkema, Vol. 2, pp. 1209-1212, 1989.
- SANTOS, P. S. *Tecnologia de argilas aplicada as argilas brasileiras*. São Paulo: Editora Universidade de São Paulo, 335p. V.1, 1975.

- SCHNAID, F. *Estudo do comportamento tensão-deformação do solo coluvionar compactado da barragem de Nova Avanhandava*. Rio de Janeiro, 165 p. Dissertação de Mestrado, PUC/RJ, 1983.
- SCHNAID, F.; NORRIS, V. A.; ALDRIDGE, T. R. Three-dimensional analysis of offshore shallow foundations. *Crisp User's Workshop*, Guilford, U. K., 1991.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. e ROHLFES Jr., J. A., Previsões numéricas e resultados experimentais do comportamento de fundações superficiais assentes em solos residuais. Em: *Congresso Ibero Latino Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia*, 16., Procedência ..., Curitiba, UFP, Vol. 1, pp. 702-708, 1995.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; CUDMANI, R. O. & MILITITSKY, J., Load-Settlement response of shallow foundation in structured unsaturated soils. In: *International Conference on Unsaturated Soils*, 1., Paris, Proceedings..., Rotterdam, A. A. Balkema, Vol.2, pp. 999-1004, 1995.
- SEGANTINI, A. A. S.; CARVALHO, D., Aplicação de solo-cimento em fundações para obras de pequeno porte. Em *Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola*, 23., SBEA - Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1994.
- SEGANTINI, A. A. S.; CARVALHO, D., Utilização de solo-cimento em fundações. Em: *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 27., Proceedings..., Tucumán, Vol. 6, pp. 199-200, 1995.
- SKEMPTON, A W. The pore-pressure coefficients A and B, *Géotechnique*, V.4, p. 143-147, 1954
- SOARES, J. M. D. *Medição local de deformações com transdutores utilizando o princípio do efeito Hall*. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1992 (Relatório Interno).

- SOARES, J. M. D.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; MARTINS, F. B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n.3, p. 183-188, dez. 1994.
- STANCATI, G.; GIACHETI, H. L. Aplicabilidade da teoria da elasticidade hiperbólica a solos compactados, In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 8, Porto Alegre. Anais ... Porto Alegre: ABMS, 1986, V.1, pp. 269-281, 1986.
- STARK, T. D.; EBELING, R. M.; VETTEL, J. J. Hyperbolic stress-strain parameters for silts, *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 120, No. 2, pp. 420-441, 1994.
- STEFANOFF, G; JELLEV, J; TSANKOVA, N; KARACHOROV, P; SLAVOV, P Stress and strain state of a cement-loess cushion, In: *European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 8., 1983, Helsinki, Proceedings..., Rotterdam: A. A. Balkema, Vol. 2, pp. 811-816, 1983.
- THOMÉ, A. *Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais*. Porto Alegre, 149 p., Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1994.
- THOMÉ, A.; CONSOLI, N. C.; CERATTI, J. A. P., Análise do comportamento de fundações superficiais assentes sobre um solo mole tratado com cal. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 10., 1994, Fóz do Iguaçu, Proceedings..., Fóz do Iguaçu, Vol. 1, pp.51-58, 1994.
- THOMÉ, A.; CONSOLI, N. C.; CERATTI, J. A. P., Análise de fundações superficiais sobre solo mole estabilizado com cal. *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 27., Proceedings..., Tucumán, Vol. 6, pp. 57-67, 1995. (a)
- THOMÉ, A.; CONSOLI, N. C.; CERATTI, J. A. P., Utilização do Método dos Elementos Finitos na análise de fundações superficiais assentes sobre um solo mole tratado com

- cal. Em: *Congresso Ibero Latino Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia*, 16., Proceedings..., Curitiba, UFPR, Vol. 1, pp. 693-701, 1995. (b)
- TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. N. *Theory of elasticity*, New York: McGraw-Hil, 1951.
- TOVEY, N. K. Microfabric, Chemical and Mineralogical Studies of Soil: Techniques. *Geotechnical Engineering*, Amsterdam, 17, p. 131-65, 1986
- TOWNSEND, F. C. Geotechnical characteristics of residual soils. In: *Special Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soil*, Proceedings ..., New York: ASCE, 1985.
- VARGAS, M. Geotecnia dos solos residuais. *Revista Latino Americana de Geotecnia*, 1971.
- VARGAS, M. *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 487p., 1977.
- VAUGHAN, P. R. Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil. In: *International Conference on Geomechanics in Tropical Soils*, Singapore. Proceedings..., Rotterdam, A. A. Balkema, V.2, pp. 469-487, 1988.
- VENDRUSCOLO, M. *Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado*. Porto Alegre, 141 p., Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1996.
- WANG, M. C.; BADIE, A. Effect of underground void on foundation stability. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. New York, ASCE, V. 111, pp. 1008-1019, 1985.
- WEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. Development and application of critical state model for unsaturated soil. In: *Predictive Soil Mechanics. The Wroth Memorial Symposium*, proceedings, Thomas Telford, London, pp. 709-728, 1992.

ZIENKIEWICZ, O. C. *The finite element method*. 3rd Edition, London: McGraw-Hill, 1977.