

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ENSAIOS DE PLACA EM SOLO LATERÍTICO NA  
CIDADE DE SANTO ÂNGELO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**Cristiane Kublik**

**Santa Maria, RS, Brasil**

**2010**

**ENSAIOS DE PLACA EM SOLO LATERÍTICO  
NA CIDADE DE SANTO ÂNGELO**

**por**

**Cristiane Kublik**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**Orientador: PROF. DR. RINALDO J B. PINHEIRO**

**Santa Maria, RS, Brasil**

**2010**

**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora , abaixo assinada,  
aprova a Dissertação de Mestrado

**ENSAIOS DE PLACA EM SOLO LATERÍTICO  
NA CIDADE DE SANTO ÂNGELO**

elaborada por  
**Cristiane Kublik**

Com requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia**

**COMISSÃO EXAMINADORA:**

**Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.**  
(Presidente/Orientador)

**José Mário Doleys Soares, Dr. (UFSM)**  
(Co-orientador)

**Márcio Vendruscolo, Dr. (URI)**

**Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)**

Santa Maria, 21 de Dezembro de 2010.

## AGRADECIMENTOS

**Agradecer:** uma atitude e um sentimento que, reiteradas vezes, tomaram conta de meu ser durante mais esta caminhada de formação acadêmica.

Nas atitudes, nem sempre tive a oportunidade de expressar meus agradecimentos a determinadas pessoas no momento certo. Porém, em sentimentos, posso assegurar que, inúmeras vezes, meu coração palpitou de gratidão por diversas delas que me acompanharam nesta trajetória.

Em especial agradeço :

Ao meu orientador Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro pela sua compreensão, incentivo, e valiosas sugestões na orientação do trabalho pela confiança depositada em mim.

Ao meu co-orientador José Mário Doleys Soares que trilhou este caminho acadêmico comigo desde o início, com persistência, carinho e principalmente dedicação.

A todos os professores do Programa de Pós – Graduação em Engenharia Civil pelas orientações dadas durante o curso de mestrado.

Aos professores Márcio Vendruscolo e Nelson Seidler da URI, pelo carinho, dedicação, amizade e colaboração na execução dos trabalhos de campo.

À Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões – URI por ter permitido meu aprimoramento científico e disponibilizado o seu campus para a realização dos ensaios de campo desta pesquisa.

Ao Fabiano Nienov pelo auxílio e incentivo durante o curso de pós-graduação.

Aos funcionários e técnicos do laboratório de Engenharia Civil da URI , Eduardo Martins Chaves, Vanderlei Cesar Prezotto, Joel Vogt e Iva, pelo incansável apoio nos ensaios de placa.

Aos Bolsistas de Iniciação Científica da UFSM, Keli Mallmann, Leticia Somavila, Frederico Nagel, Gabriela Sotorgatto e aluno de mestrado Lucas Delongui pela, disposição em colaborar nos ensaios de laboratório.

À Cooperativa de Distribuição e Geração de Energia das Missões - CERMISSÕES, às empresas BIEHL COM REP LTDA, CONCRETEIRA CCL e FUNDERS – ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES pelo apoio financeiro.

À minha família pela torcida e incentivo nesta importante conquista apoiando-me incondicionalmente em todos os momentos e dando-me a certeza de que ela é o meu porto seguro para todas as horas.

Aos meus pais Francisco e Ivone, pela orientação segura e a quem devo tudo o que sou. Pelo exemplo de vida, fizeram-me acreditar que a verdadeira riqueza não são os bens materiais que os ladrões podem roubar e o tempo desgastar, mas sim a riqueza do espírito que é indestrutível e não pode ser roubada nem corroída pelo tempo.

Ao meu marido André, pelo seu amor, carinho incondicional, compreensão e constante ajuda nesta caminhada e, principalmente, por ter acreditado em mim.

Aos meus irmãos (Cristina, João Arlindo, Ison), meu cunhado (Marcus), meu concunhado (Adroaldo), minhas cunhadas (Rejane, Márcia e Neusa), sobrinhos, meus sogros (Egon e Ivaldi) que sempre estiveram presentes nesta etapa dando-me apoio e, principalmente, incentivo e carinho.

A todos os meus amigos que, de alguma forma, colaboraram para a realização deste trabalho, e que, com certeza, estão guardados no meu coração.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização desta pesquisa.

**A DEUS, RAZÃO DE TUDO**

## **RESUMO**

**Dissertação de Mestrado  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade de Santa Maria**

### **ENSAIOS DE PLACAS EM SOLO LATERÍTICO NA CIDADE DE SANTO ÂNGELO**

Autora: Cristiane Kublik

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.

Data e local da Defesa: Santa Maria, 21 de dezembro de 2010.

Esta dissertação apresenta um estudo do comportamento de um perfil de solo típico da cidade de Santo Ângelo, submetido a ensaios de placa, cujo principal objetivo é verificar o comportamento do solo natural, inundado, compactado e com adição de cimento visando a sua aplicação em fundações superficiais. As provas de carga foram realizadas numa área ao lado do prédio dos laboratórios do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai das Missões (URI), na cidade de Santo Ângelo. Os ensaios de caracterização e geotécnicos foram realizados em amostradas deformadas e indeformadas, coletadas em trincheira e cavas durante os ensaios de placa. Pedologicamente o solo é constituído por um espesso horizonte superficial (horizonte A e B), classificado como Latossolo. Texturalmente esse solos foram classificados como argilas siltosas e argilas silto-arenosas, porosas e não saturadas. Em termos de resistência, eles apresentam uma coesão de 10 kPa e um ângulo de atrito de 32°. Esses valores são reduzidos tanto quanto inundados, principalmente em relação à coesão. A inundação, além de reduzir os parâmetros de resistência, ocasiona um colapso que foi avaliado por meio dos ensaios de cisalhamento direto e ensaios de compressão confinada duplos. Os valores de colapso medidos situaram-se entre 1% e 3%. O efeito da inundação verificou-se também nos ensaios de compressão confinada, com a redução da tensão de pré-adensamento e o aumento da compressibilidade. Nos ensaios de placa, verificou-se a influência da inundação na deformabilidade e resistência desses solos. A inundação aumentou a deformabilidade e diminuiu a resistência, mas verificou-se que uma chuva natural, anterior ao ensaio, no solo natural, foi muito mais efetiva que um processo de inundação artificial. Nos ensaios realizados no solo compactado e solo-cimento, ocorreu uma diminuição da deformabilidade e aumento da resistência desses solos. Esse aumento de rigidez e resistência foi mais intenso no solo-cimento. Portanto, a utilização de técnicas de compactação e adição de cimento aumenta a capacidade de carga de solos para utilização em fundações superficiais.

Palavras - chave: Solo laterítico; ensaio de placas; geotécnica

## **ABSTRACT**

Master Thesis  
Post-Graduate Program in Civil Engineering  
Federal University of Santa Maria

### **TEST ON PLATES IN SOIL LATERITIC CITY OF SANTO ÂNGELO**

Author: Cristiane Kublik  
Advisor: Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.  
Date and Place of defense: Santa Maria, December 21<sup>st</sup>, 2010.

This thesis presents a study of the behavior of a soil profile typical of the Santo Ângelo city, the board is tested. This study aimed to investigate the behavior of natural soil, waterlogged, compacted and with addition of cement for their application in shallow foundations. The load tests were conducted in an area next to the building of the laboratories of the Civil Engineering Course, at “Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões”, URI, in Santo Ângelo. The geotechnical characterization tests were conducted in disturbed and undisturbed samples collected from trenches and pits during the test plate. Pedologically soil consists of a thick surface horizon (horizon A and B) classified as Typic. This texturally soils were classified as silty clays and silty clays, sandy, porous and unsaturated. In terms of resistance of these soils show a cohesion of 10 kPa and a friction angle of 32 degrees. These values are reduced as flooded, mainly in relation to cohesion. The flooding also reduces the strength parameters, causes a collapse that was assessed by means of direct shear tests and compression tests contained doubles. The collapse of values measured was between 1% and 3%. The effect of flooding there was also confined compression tests, with the stress reduction of pre-densification and increased compressibility. In plate tests verified the influence of flooding on the deformability and strength of these soils. Flooding increased deformability and reduced the resistance, but it was found that a natural rain prior to testing in natural soil was more effective than a process of artificial flooding. For tests on compacted soil and soil-cement had decreased deformability and increased resistance of these soils. This increased rigidity and resistance was more intense in the soil-cement. Therefore, the use of compression techniques and the addition of cement increases the load capacity of soils for use in shallow foundations.

Keywords: Soil lateritic; assay plates; geotechnical

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Perfil típico de solo laterítico na parte superior e saprolítico na inferior.....	19
Figura 2.2 - Distribuição das áreas de ocorrência de Latossolos no Brasil.....	21
Figura 2.3 - Solos colapsíveis estudados no Brasil.....	25
Figura 2.4 – Curvas de $\log \sigma_v$ vs índice de vazios resultante do ensaio duplo edométrico .....	28
Figura 2.5 – Curva do ensaio edométrico simples.....	29
Figura 2.6 - Ruptura generalizada (Velloso,1997) .....	37
Figura 2.7 - Ruptura puncionamento (Velloso,1997 .....	37
Figura 2.8 - Ruptura localizada (Velloso, 1997) .....	38
Figura 2.9 - Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975).....	38
Figura 2.10 - Recalque máximo igual a $d/30$ .....	40
Figura 2.11 - Interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque	40
Figura 2.12 – Gráfico de Van der Veen .....	41
Figura 2.13 - Gráfico de Rigidez .....	42
Figura 3.1 - Mapa de localização do município de Santo Ângelo no Estado do RS.....	45
Figura 3.2 - Localização da cidade de Santo Ângelo à direita do rio Ijuí (Google Earth)..	46
Figura 3.3 - Campus da URI, local dos ensaios de placa (Google Earth).....	46
Figura 3.4 - Detalhe da área dos ensaios de placa e a trincheira .....	47
Figuras 3.5 e 3.6 - Perfil de solo da área do Campus da URI – das cavas.....	48
Figura 3.7 SPT do Campus da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI).....	48
Figura 3.8 - Localização dos ensaios de placas no Campus da URI – Santo Ângelo/RS...	52
Figura 3.9 - Equipamentos utilizados (a) macaco hidráulico e conjunto de hastes cilíndricas, (b) bomba hidráulica .....	53
Figura 3.10 - Equipamento de leitura (a) deflectômetros (b) manômetro.....	53
Figura 3.11 - As Placas de aço utilizadas nos ensaios (a) 0,50m de diâmetro, (b) 0,30m de diâmetro.....	54

Figura 3.12 – Esquadro .....	54
Figura 3.13 - Perfuração das estacas .....	55
Figura 3.14 - Caminhão perfuratriz .....	55
Figuras 3.15 e 3.16 - Concretagem das estacas com caminhão betoneira .....	55
Figuras 3.17 e 3.18 - Escavação manual e mecânica com a retro-escavadeira .....	56
Figura 3.19 - A preparação do solo compactado para ensaio de placa .....	57
Figura 3.20 - Solo inundado .....	57
Figura 4.1 - Curvas granulométricas obtidas com o uso de defloculante .....	60
Figura 4.2 – Curva de ensaios de compactação.....	61
Figuras 4.3 - Curvas tensão de cisalhamento e variação volumétrica por deslocamento para os corpos na umidade natural (CV 01).....	63
Figuras 4.4 - Curvas tensão de cisalhamento e variação volumétrica por deslocamento para os corpos inundados (CV 01).....	64
Figura 4.5 - Curvas tensão de cisalhamento e variação volumétrica por deslocamento para os corpos de prova secos ao ar (TR 02).....	65
Figura 4.6 - Envoltórias de ruptura obtidas no ensaio de cisalhamento direto (corpos de provas na umidade natural, inundados e secos ao ar) .....	66
Figura 4.7 - Estimativa do potencial de colapso (CP) no ensaio de cisalhamento direto ...	67
Figura 4.8 – Curvas tensão vertical (escala log e normal) por deformação específica obtida no ensaio eodométrico .....	68
Figura 4.9 – Ensaio de placa solo natural.....	69
Figura 4.10 – Ruptura por puncionamento no ensaio de placa no solo natural.....	70
Figura 4.11 – Ensaio de placa solo inundado .....	70
Figura 4.12 - Ruptura por puncionamento no ensaio de placa no solo inundado .....	71
Figura 4.13 – Comparação dos ensaios de placa em solo natural e inundado .....	71
Figura 4.14 – Índice de deformabilidade x tensão para os ensaios de placa natural e inundado .....	72
Figura 4.15 – Ensaio de placa em solo compactado.....	73
Figura 4.16 – Ruptura por puncionamento no ensaio de placa no solo compactado.....	73
Figura 4.17 – Índice de deformabilidade x tensão para os ensaios de placa em solo natural e inundado .....	74
Figura 4.18 – Ensaio de placa em solo cimento.....	75
Figura 4.19 – Ruptura por puncionamento solo cimento.....	75
Figura 4.20 – Ensaio de placa no solo natural, compactado e com cimento .....	76

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg.....	26
Tabela 2.2 - Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975).....	30
Tabela 2.3 - Grau de gravidade do colapso Lutenegeger e Saber (1988).....	30
Tabela 2.4 - Coeficiente de colapso (Reznik, 1989).....	31
Tabela 3.1 - Sequência da realização dos ensaios de placas .....	51
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos e limites de consistência.....	60
Tabela 4.2 - Resumo dos ensaios de granulometria (com defloculante) e classificação dos solos .....	60
Tabela 4.3 - Propriedades índices do solo.....	61
Tabela 4.4 - Resumo dos ensaios de cisalhamento direto.....	66
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios eodométricos .....	68

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas

AH = Variação de altura do corpo de prova em virtude de inundação

C1, C2, C3 e C4 = Cavas

CP = Potencial de colapso

CPT = Sondagem de penetração estática (*Cone Penetration Test*)

CLT = *Cyclic Load Test* - ensaio cíclico

CRP = (*Constant Rate of Penetration Test*)- Ensaio com taxa de penetração constante

Cc = Índice de compressão

Cr = Índice de recompressão

Cs = Índice de descompressão

D = Índice de deformabilidade

d = Diâmetro da placa

EPN1 = Ensaio de placa solo natural 1

EPN2 = Ensaio de placa solo natural 2

EPI1 = Ensaio de placa solo inundado 1

EPI2 = Ensaio de placa solo inundado 2

EPC1 = Ensaio de placa solo compactado 1

EPC2 = Ensaio de placa solo compactado 2

EPCI1 = Ensaio de placa solo cimento 1

EPCI2 = Ensaio de placa solo cimento 2

H = Espessura da camada de solo

H1 = altura de corpo de prova antes da inundação

H.R.B./A.A.S.H.O = Highway Research Board / American Association State Highway  
Officials

IP = Índice de plasticidade

K = Coeficiente de subsidência

Kl = Coeficiente de colapsibilidade

$K_w$  = Coeficiente de colapso

LR = Latossolo roxo

LE = Latossolo vermelho-escuro

LBR = Latossolo bruno intermediário para roxo

LBC = Latossolo bruno-câmbio

$w_L$  = Limite de liquidez

$w_p$  = Limite de plasticidade

Log = Logaritmo

MH = Siltes elásticos

NBR = Norma Brasileira

Nspt = Número de golpes resultado do ensaio SPT

P = Carga aplicada ao solo

$P_r$  = Carga de ruptura

$P_q$  = Resistência à penetração do cone no solo na umidade natural

$P_{qw}$  = Resistência à penetração do cone no solo inundado

QML = *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido

qc = resistência de ponta no ensaio CPT

r = Recalque provocado por uma determinada carga P

R = Rigidez

SPT = Sondagem a percussão

SML = *Slow Maintained Load Test* - ensaio lento

SN = Solo natural

SC = Solo compactado

SI = Solo inundado

SCI = Solo cimento

S.U.C.S = Sistema unificado de classificação dos solos

Si = Ensaio solo inundado

Snat = Ensaio solo natural

Scomp = Ensaio solo compactado

$S_r$  = grau de saturação

T = Torque

TR = Trincheira

URI = Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões

UFRGS = Universidade Federal do Rio Grande do Sul

$\sigma_w$  = Tensão de inundação no ensaio edométrico

$\sigma_v$  = Tensão vertical

$\sigma_a$  = Tensão admissível

$\sigma_r$  = Tensão de ruptura

$\sigma_{10}$  = Tensão que provoca na placa um recalque de 10mm

$\sigma_{25}$  = Tensão que provoca na placa um recalque de 25mm

$\sigma$  = Tensão de pré-adensamento

$S-C$  = Diferença entre teores de areia e argila

$e_l$  = Índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez

$e_0$  = Índice de vazios natural

$e$  = Índice de vazios

$e_0$  = Índice de vazios do início no ensaio

$e$  = Índice de vazios após o processo de carregamento no momento a saturação

$\gamma_d$  = Peso específico seco

$\gamma$  = Peso específico natural

$\gamma_d$  = Peso específico aparente seco

$w, w_0$  = Umidade natural

$Cu$  = Coeficiente de uniformidade

$\delta_n$  = Recalque unitário sem mudança de umidade em razão do carregamento do corpo de prova até a tensão de inundação

$\delta_c$  = Recalque unitário em virtude da inundação com tensão vertical constante

$\Delta e_0$  = Diferença entre os índices de vazios antes e após o processo de saturação

$\Delta e_c$  = Variação do índice de vazios após o processo de colapso

$\Delta R$  = Recalque em virtude do carregamento aplicado e do processo de saturação

$\Delta e$  = Valor da deformação total

$\eta$  = Porosidade

$w$  = Teor de umidade;

$c$  = Intercepto coesivo

$\phi$  = Ângulo de atrito

$A$  = Coeficiente que depende da forma da curva

$R^2$  = Coeficiente de correlação

## SUMÁRIO

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>4</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>6</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>7</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.2 Objetivo .....	16
1.3 Organização da dissertação.....	16
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>18</b>
2.1 Solos lateríticos e saprolíticos.....	19
2.2 Latossolos .....	21
2.3 Solos colapsíveis .....	23
2.3.1 Ocorrências de solos colapsíveis .....	24
2.3.2 Identificação dos solos colapsíveis.....	25
2.3.2.1 Critérios de identificação do colapso baseado nos índices físicos e limites de Atterberg e granulometria do solo.....	25
2.3.2.2 Critérios baseados em ensaios edométricos .....	27
2.3.2.3 Critérios baseados em ensaios de campo .....	31
2.4 Ensaio de placa.....	32
2.4.1 Tipos de ensaio.....	33
2.4.2 Interpretação dos resultados.....	35
2.4.2.1 Obtenção da tensão admissível.....	35
2.4.2.2 Mecanismo de ruptura.....	36
2.4.2.3 Curva tensão-recalque do ensaio .....	39
2.4.3 Melhoria e Reforço de Solos.....	42
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>45</b>
3.1 Área de Estudo .....	45
3.2 Estudo de escritório.....	49
3.3 Investigação do perfil geotécnico.....	49
3.4 Ensaio de laboratório .....	49
3.5 Ensaio de placas.....	51
3.4.1 Equipamentos e materiais utilizados nos ensaios.....	52
3.4.2 Sistema de reação .....	54
3.4.3 Realização dos ensaios .....	56
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>59</b>
4.1 Ensaio de caracterização .....	59
4.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento.....	62
4.3 Ensaio edométrico .....	67
4.4 Ensaio de placas.....	68
<b>5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES .....</b>	<b>77</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>79</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>87</b>
<b>ANEXO B .....</b>	<b>99</b>

# 1 INTRODUÇÃO

A qualidade de vida está profundamente ligada às condições do ambiente em que se vive, porém, a maioria das atividades humanas causa algum tipo de impacto negativo para o meio ambiente, e as atividades de construção não fogem a essa regra.

Na concepção do projeto de fundação de uma obra, nem sempre o engenheiro dispõe de dados suficientes para entender o verdadeiro comportamento do solo para o qual está sendo dimensionada a fundação. Isso leva o profissional a utilizar coeficientes de segurança não adequados para aquela realidade, onerando, assim, o custo da obra, em razão das incertezas inerentes às características geotécnicas do solo.

O solo é o material mais utilizado na Engenharia Civil, pois se faz presente em praticamente toda a obra, seja como material na construção ou como suporte de cargas atuantes, além de ser um material barato e abundante. Mas não se pode esquecer que todos os solos, quando sujeitos a carregamentos, se deformam. Os tipos e as magnitudes das deformações, bem com o tempo necessário para a sua estabilização, dependem, entre outros fatores, das tensões aplicadas, das condições de umidade e das propriedades inerentes a cada tipo de solo.

Na Região Sul do Brasil, os solos superficiais predominantes são os lateríticos, que geologicamente situam-se na Bacia do Paraná e são oriundos de basaltos e arenitos. Especificamente no Estado do Rio Grande do Sul, esses solos ocorrem, principalmente, na região geomorfológica denominada de Planalto. Pedologicamente são classificados como Latossolos, apresentando perfis com profundidade maior que 20 m de espessura.

Esses solos são porosos, não saturados e podem sofrer colapso por inundação, sendo, às vezes, necessário o seu melhoramento por processos de compactação e até a inclusão de materiais como o cimento para aumentar a capacidade de carga e reduzir a variação volumétrica. Tais processos recebem o nome de estabilização de solos e constituem uma técnica de fácil aplicação que melhora as propriedades do solo natural.

Esta pesquisa propõe-se a realizar um estudo do comportamento de um solo típico da região de Santo Ângelo (Planalto do Rio Grande do Sul) aplicado a fundações superficiais. A

caracterização geotécnica tem como base ensaios de laboratório em amostras deformadas e indeformadas para identificação e classificação dos solos e também determinação de propriedades relacionadas à variação volumétrica e resistência. Os ensaios de campo tem como objetivo o estudo do comportamento do solo quando sujeito a carregamentos. Analisa-se o comportamento do solo em diversas condições, tais como: solo natural, solo inundado, compactado e solo-cimento. Portanto, o ensaio de placa constitui-se em uma ferramenta importante para se obter dados sobre o solo para o qual serão solicitadas as fundações. A execução desses ensaios permite elaborar projetos mais seguros e econômicos para que se escolha o melhor tipo de fundação para cada obra. A intenção de trazer essas informações é fornecer subsídios aos engenheiros e técnicos, tornando-as mais acessíveis.

## **1.2 Objetivo**

Este trabalho tem por objetivo estudar o comportamento de um solo típico da cidade de Santo Ângelo, visando à sua aplicação em fundações superficiais. A caracterização geotécnica do solo será obtida por ensaios de resistência ao cisalhamento, adensamento, colapsividade e prova de carga em placas *in situ* no solo natural, no solo compacto e melhorado com cimento.

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Caracterização geotécnica de um perfil típico de solo da região;
- Análise do comportamento do solo natural, inundado, compactado e melhorado com cimento quando sujeito a carregamentos;
- Verificação da influência da inundação no comportamento do solo em termos de resistência e deformabilidade nos ensaios de placa;
- Verificação da influência da compactação e adição de cimento no solo em termos de resistência e deformabilidade nos ensaios de placa.

## **1.3 Organização da dissertação**

Inicialmente, apresentada-se uma introdução, no qual se justifica a importância do assunto apresentado e os objetivos a serem alcançados.

O Capítulo 2 contém a revisão bibliográfica, abordando a conceituação de solos lateríticos, suas principais propriedades geotécnicas e a utilização de ensaios de placa para

estudar o comportamento de ruptura e deformabilidade e sua aplicação em fundações superficiais.

O Capítulo 3 apresenta um programa experimental adotado para o desenvolvimento desta pesquisa, no qual são apresentados os equipamentos, os materiais e os métodos para execução dos ensaios de laboratórios e ensaios de placa em campo. Neste capítulo, descreve-se brevemente a área de estudo.

O Capítulo 4 traz a análise dos resultados, fazendo parte desse item os ensaios de caracterização (massa específica real dos grãos, granulometria e limite de liquidez), determinação dos índices físicos em amostras indeformadas, ensaios de compactação, ensaios de compressão confinada e resistência ao cisalhamento. Apresenta-se, também, os ensaios de placa no solo natural, inundado, compactado e solo-cimento.

O Capítulo 5 expõe as conclusões, apresentando-se, também, algumas sugestões para futuros trabalhos, como complemento deste estudo.

No Capítulo 6, relacionam-se as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do trabalho.

O anexo A compreende as planilhas dos ensaios de placa realizados nas diversas condições de ensaio. No anexo B, são mostram-se os resultados da extrapolação da curva tensão-recalque no ensaio que não foi levado até a ruptura.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O estudo do comportamento dos solos é um dos temas abordados na Geotecnia que, nas últimas décadas, vem tendo um desenvolvimento muito intenso, principalmente, em virtude das novas técnicas de amostragem, equipamentos e modelagem numérica. Contudo, continua sendo um dos assuntos mais desconhecidos pelo meio geotécnico. O entendimento do comportamento dos solos tropicais (lateríticos e saprolíticos) é complexo, pois estes apresentam características diferentes dos solos normalmente tratados nos livros tradicionais de mecânica dos solos.

Neste capítulo, abordam-se a conceituação de solos lateríticos, suas principais propriedades geotécnicas e a utilização de ensaios de placa para estudar o comportamento de ruptura e deformabilidade e sua aplicação em fundações superficiais.

A expressão solo tropical é comumente adotada para identificar solos que ocorrem nos trópicos. Na realidade, esse termo tem associado a si a imagem de um solo residual altamente intemperizado, próximo ao seu estágio final, e rico em óxido-hidróxidos de ferro, alumínio, titânio e, eventualmente, manganês.

Nos trópicos, existem solos que, por nenhum esforço de imaginação, podem ser chamados de tropicais. São solos de grande fertilidade, formados por rochas básicas de aluviões e servidos por microclimas que os preservam do flagelo do intemperismo tropical, do depauperamento contínuo e violento (CASTRO, 1989).

Segundo Nogami e Villibor (1993), os solos tropicais comportam duas grandes classes mais frequentes, muito diferentes e conhecidas como: (a) solos lateríticos e (b) solos saprolíticos. A Figura 2.1 apresenta um perfil típico, da região de Santa Maria, de um argissolo que apresenta um horizonte B laterítico (cor avermelhada) e um horizonte C saprolítico (cor acinzentada) com substrato constituído por rochas sedimentares argilosas (PINHEIRO, 2009).

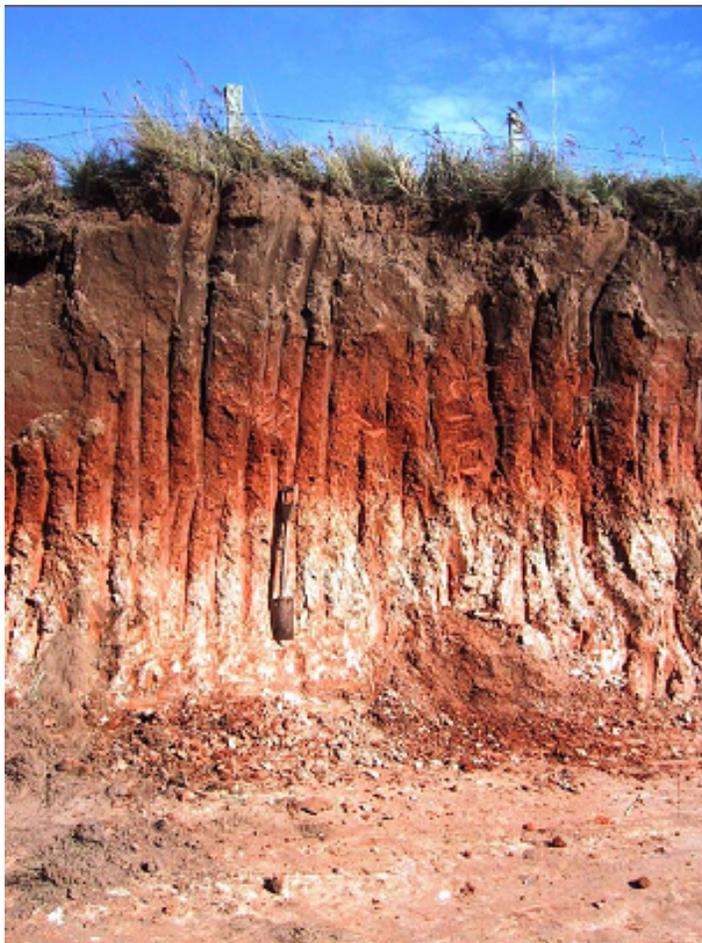


Figura 2.1 - Perfil típico de solo laterítico na parte superior e saprolítico na inferior  
Fonte: PINHEIRO, 2009

## 2.1 Solos lateríticos e saprolíticos

Os *solos lateríticos* constituem a camada mais superficial das áreas bem drenadas, caracterizada pela cor, em que predominam os matizes vermelho e amarelo, com espessura que pode atingir, com muita frequência mais de 2m, porém, só raras vezes ultrapassa 10m. Mineralogicamente esses solos caracterizam-se pela presença de grãos areia e pedregulho, e elevada porcentagem de partículas constituídas de hidróxidos e óxidos de Fe e Al, na fração argila (partículas de diâmetro  $2\mu\text{m}$ ); o argilo-mineral, geralmente presente nessa fração, é a caulinita.

Os grãos mais finos estão agregados, formando uma massa de aspecto esponjoso, cujos elementos constituintes lembram pipocas. Nessas condições, distingue-se grande volume de vazios, mas não os grãos individuais. Nessa estrutura contínua, em linhas gerais,

na escala macroscópica, nota-se a presença de tensões que podem ser bastante resistentes à ação hídrica e à grande quantidade de vazios preenchidos de ar, o que justifica a sua baixa massa específica aparente e elevada permeabilidade (NOGAMI E VILLIBOR, 1993; COZZOLINO E NOGAMI, 1993).

Os *solos saprolíticos* constituem, em suas condições naturais, camadas subjacentes às lateríticas ou outros solos pedogenéticos ou, ainda, a solos sedimentares ou transportados. As espessuras dessas camadas são das mais variadas, atingindo frequentemente várias dezenas de metros. Suas cores também variam muito, sendo frequente uma mesma amostra apresentar partes de diversas cores diferentes. Sua aparência macroscópica é, em geral, caracterizada pela presença de camadas, manchas, xistosidades, vazios, entre outros, em grande parte herdada da rocha matriz que lhes deu origem. Contrastando com os solos lateríticos, são genuinamente residuais. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença frequente de grande número de minerais, parte dos quais são decorrentes do processo de intemperização e parte herdados da rocha matriz. Os minerais neoformados constituem, na maioria dos casos, associações, muitas vezes pseudomorfas, mas, com contornos facialmente distinguíveis em microscopia eletrônica de varredura. Na fração argila, pode ocorrer grande variedade de argila-minerais e a fração silte pode ter mineralogia muito variada e peculiar, como os macrocristais de caulinita e micas, que podem impor comportamentos peculiares a esses solos (NOGAMI E VILLIBOR, 1993; COZZOLINO E NOGAMI, 1993).

Segundo Cozzolino e Nogami (1993) cabe observar que as camadas dos solos lateríticos quase sempre não se relacionam diretamente, do ponto de vista genético, com as camadas subjacentes. Isso se comprova, com frequência, pela presença de linhas de seixos. Designá-las como camadas residuais maduras, portanto, pode não ser verdadeira em muitas circunstâncias. As camadas de solos lateríticos recobrem tanto camadas de solos saprolíticos como transportados. Estes últimos são, muitas vezes, parcialmente intemperizados e, nesses casos, podem possuir muitas propriedades similares aos tipicamente lateríticos subjacentes.

Trabalhos pioneiros de identificação, classificação e mapeamento geotécnico, aplicados a fundações e estradas de solos lateríticos no sul do Brasil (principalmente os solos classificados como latossolos) foram realizados por Davison Dias e Gehling (1985), Davison Dias (1989), Davison Dias et al. (1990, 1991, 2000, 2002).

## 2.2 Latossolos

Os solos classificados como latossolos são, em geral, muito permeáveis, em função da textura e da própria mineralogia. Os solos de textura média, ou mesmo argilosa ou muito argilosa, quando gibsíticos, são os mais permeáveis (FERREIRA, 1988). Isso favorece a lixiviação. Nessa classe de solo, a única exceção são os Latossolos Amarelos por se apresentarem como os menos permeáveis.

O conceito inicial de Latossolo (Kelllog, 1949) contemplava solos cujas características encontravam-se fortemente relacionadas à intemperização e lixiviação intensas e responsáveis pela baixa atividade das argilas; capacidade de troca de cátions; relações moleculares sílica/alumínio e sílica/óxidos de ferro e alumínio. Além disso, os solos designados por latossolos, além de profundos, de coloração relativamente homogênea, com matizes avermelhadas e/ou amareladas, apresentariam distribuição mais ou menos uniforme de argila ao longo do perfil, elevada estabilidade de agregados e baixo conteúdo de silte em relação à argila.

Segundo Camargo et al. (1987), os latossolos encontram-se amplamente distribuídos pelo Brasil, Figura 2.2. Como unidade dominante, ocupa cerca de um terço da superfície do território nacional, ocorrendo praticamente em todas as regiões do país, sob diferentes condições climáticas, de relevo e de material de origem.

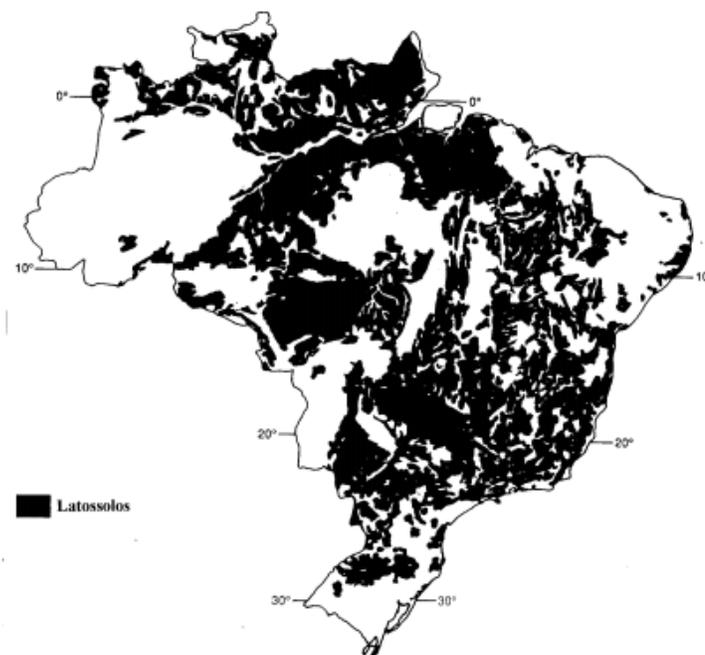


Figura 2.2 - Distribuição das áreas de ocorrência de Latossolos no Brasil  
Fonte: CAMARGO et al., 1987

No Estado do Rio Grande do Sul, o derrame basáltico cobriu praticamente 60% de sua área, atingindo as regiões fisiográficas: Alto Uruguai, Missões, Planalto Médio, Encosta Superior do Nordeste, Campos de Cima da Serra, parte da Campanha e Encosta Inferior do Nordeste. Intercalados entre os derrames, têm-se encontrado camadas de arenito Botucatu (IBGE, 1983).

Os solos com horizonte lateríticos, classificados como latossolo, ocorrem em cerca de 20% do Estado do Rio Grande do Sul, formado por solos oriundos de basalto e arenito. Segundo Dias (1989), o latossolo roxo é o de maior ocorrência, seguido pelo vermelho-escuro. Ocorrem, também, latossolos com menor grau de desenvolvimento, classificados como bruno intermediário para roxo. O menos evoluído, com menor grau de intemperização ou atuação dos processos pedogenéticos é o bruno-câmbico.

Na região dos basaltos, no sul do Brasil, é encontrada a Terra Roxa-Estruturada, geralmente formada por horizonte B, de menor espessura e mais estruturada, ou solos com menor evolução pedogenética, sem horizonte B, ou com este pouco evoluído como litólico de basalto e brunizem avermelhado, respectivamente (DIAS, 1989).

Segundo Dias (1989), os tipos de latossolos reconhecidos no Brasil são os seguintes:

- O Latossolo roxo (LR), que ocorre em grandes extensões no Planalto das Missões, cerca de 14.000Km<sup>2</sup>. É derivado de basalto da Formação Serra Geral, referente ao Juracretáceo. A textura é muito argilosa, mas, em áreas de contato com os arenitos da Formação Tupanciretã, há um aumento na fração arenosa e os teores de óxidos de ferro são inferiores.
- O Latossolo vermelho-escuro (LE), que é derivado normalmente do arenito e quando oriundo do basalto da Formação Serra Geral, sofre a influência do arenito da formação Tupanciretã, evidenciado pela presença de grãos de quartzo ao longo dos perfis. A textura varia de argilosa à média, ocorrendo, nas áreas de contato com Latossolo roxo, perfis muito argilosos.
- O Latossolo bruno, intermediário para roxo (LBR), diferencia-se do Latossolo roxo por apresentar maior grau de desenvolvimento da estrutura, perfis menos profundos com variações de espessura de local para local e cores mais brunadas. É também, desenvolvido do basalto da Formação Serra Geral. Ocorre na região fisiográfica Campos de Cima da Serra, em relevo suave ondulado e ondulado. Ocupa uma área aproximada de 7.098 km<sup>2</sup>, podendo ser encontrado como unidade simples ou como dominante ou subdominante em associações com outros tipos de solos.

- O Latossolo bruno-câmbio (LBC), que é o menos evoluído da classe dos latossolos, tem o horizonte B com características intermediárias entre B latossólico e B câmbio. O argilo-mineral dominante é a caolinita, entretanto podem ocorrer menores proporções de argilo-minerais 2:1 clorotizados e óxidos de ferro, essencialmente goetita (KLAMPT, 1978). Ocorre numa área aproximada de 1.422Km<sup>2</sup>, em altitudes que variam de 900 a 1.100, nas proximidades de Vacaria, e é oriundo de basalto da Formação Serra Geral.

Davison Dias e Gehling (1985), Davison Dias (1989) Davison Dias et al. (1990, 1991, 2000, 2002) em um estudo que visa ao geoprocessamento e mapeamento geotécnico, apresentam, entre as várias propriedades dos latossolos, a influência da macroestrutura originada por processos pedológicos no seu comportamento, a compressibilidade, a ocorrência desses solos e a caracterização geotécnica, aplicadas em a fundações e pavimentação.

### **2.3 Solos colapsíveis**

O colapso é uma súbita redução de volume experimentada pelo solo quando este sofre um aumento de umidade. Essa redução de volume acontece sempre que um solo não saturado, poroso, com estrutura metaestável sofre um aumento de umidade. Para a ocorrência desse fenômeno, três condições são necessárias: um solo com baixo teor de umidade; estrutura metaestável e a ação de cargas (CONCIANI, 2006).

Há solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas pelo próprio peso da camada. Em outros, o colapso está associado a uma sobrecarga, isto é, ela só ocorre se for atingida uma carga limite ou crítica. Mas, repetidamente, o fenômeno ocorre por uma combinação do efeito da sobrecarga e do acréscimo do grau de saturação (VILAR,1979; CINTRA,1998).

Nas obras civis, o colapso manifesta-se com o surgimento de trincas e rachaduras nas construções, rupturas de aterros, deslizamento de taludes e de túneis, danos estruturais e colapso nas fundações.

Dudley (1970) relata que a magnitude do colapso e sua velocidade dependem da mineralogia dos materiais presentes, da porcentagem de cada tipo de mineral argílico, da forma dos grãos maiores e sua distribuição granulométrica, do teor de umidade na natureza, do índice de vazios, dos tamanhos e formas dos poros, dos agentes cimentantes, dos íons e

suas concentrações na água dos poros, dos agentes cimentantes, dos íons absorvidos, dos tipos de íons e suas concentrações na água dos poros, da história de tensões, da espessura da camada de solo envolvida, das sobrecargas aplicadas e da estrutura do solo.

### 2.3.1 Ocorrências de solos colapsíveis

Os solos colapsíveis são encontrados em diversos países do mundo, principalmente em regiões tropicais. Eles se originam de uma evolução pedogênica de solos superficiais pré-existent, que sejam residuais ou transportados. Caracterizam-se por apresentar estruturas porosas, índices de vazios elevados e um teor de umidade menor do que o necessário para sua completa saturação (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

Nas regiões tropicais como o Brasil, cada tipo de solo possui propriedades físicas, químicas e morfológicas específicas, mas seu conjunto apresenta certo número de atributos comuns como, por exemplo, composição mineralógica simples, (quartzo, caulinita, oxihidróxidos de ferro e de alumínio), grande espessura e horizontes com cores predominantemente amarelas ou vermelhas (TOLEDO et al., 2000).

No Brasil, os solos colapsíveis foram identificados pela primeira vez, em São Paulo, por volta de 1940 (VARGAS,1977). Atualmente, encontram-se registrados vários casos de sua ocorrência, recobrando particularmente uma grande área da Região Sul do Brasil e constituem principalmente depósitos aluvionares e residuais.

Em diversas partes do mundo, existem solos colapsíveis, que são encontrados em grandes quantidades em locais de clima tropical. No Brasil, eles ocorrem em diversas regiões, principalmente no interior de São Paulo, Minas Gerais, Goiás, Pernambuco, Brasília e Espírito Santo. O Distrito Federal é quase todo encoberto por solos porosos, exigindo cuidados redobrados na hora de construir, em virtude do clima, pois ocorrem longos períodos de seca e, depois, grandes precipitações. A seguir, apresenta-se um mapa na Figura 2.3, destacando os locais onde os solos colapsíveis foram estudados no Brasil.



Figura 2.3 - Solos colapsíveis estudados no Brasil  
 Fonte: (FERREIRA ET AL., 1989, Citado por Cintra, 1998)

### 2.3.2 Identificação dos solos colapsíveis

Os critérios apresentados nesta seção são empíricos e fundamentam-se com relações com a granulometria, umidade, limites de Atterberg, porosidade, entre outros. Em alguns casos, os resultados de ensaios rotineiros em geotecnia são correlacionados para caracterizar um solo colapsível. O uso desses critérios é de valor limitado e, em muitos casos, restrito à experiência local.

Diversos autores propuseram metodologias para identificar os solos colapsíveis. A sua identificação baseia-se no seguinte: índices físicos e limites de Atterberg; microscopia eletrônica; ensaios de campo e ensaios edométricos (simples e duplos). Existem diversas propostas para identificar o colapso por meio de ensaios de caracterização e índices físicos. Algumas são listadas na Tabela 2.1.

#### 2.3.2.1 Critérios de identificação do colapso baseado nos índices físicos e limites de Atterberg e granulometria do solo

A Tabela 2.1 mostra algumas proposições que utilizam ensaios de caracterização para a identificação da colapsividade do solo. Segundo Araki (1997), por causa da grande variedade de solos existentes, os critérios a seguir apresentados nem sempre são válidos para

todos os tipos de solos analisados, ou seja, a confiabilidade na aplicabilidade dos critérios é restrita aos solos estudados pelos respectivos pesquisadores, do que resultou o método de identificação.

Tabela 2.1 - Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg

Referência	Expressão	Limites
Denisov (1951) citado por Reginatto (1970)	$K = \frac{e_L}{e_0}$ (1)	$0,5 < K < 0,75$ - altamente colapsíveis $K=1$ - não colapsível $1,5 < K < 2$ não colapsível
Feda (1966)	$KI = \frac{(w_0 / S_r) - w_p}{w_L - w_p}$ (2)	$S_r > 80\%$ $KI > 0,85$ são colapsíveis
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{e_e - e_L}{1 + e_0}$ (3)	$\lambda \geq 0,1$ o solo é colapsível
Prikionskij (1952), citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_L - w_0}{w_L - w_p}$ (4)	$Kd < 0$ - altamente colapsível; $Kd > 0,5$ - colapsível; $Kd > 1,0$ - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_L}$ (5)	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d w$ (6)	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	cascalho fino----- areia fina----- silte argiloso -----	$\left\{ \begin{array}{l} S_r < 6 - \text{colapsível} \\ S_r > 10 - \text{não colapsível} \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} S_r < 50 - \text{colapsível} \\ S_r > 60 - \text{não colapsível} \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} S_r < 90 - \text{colapsível} \\ S_r > 95 - \text{não colapsível} \end{array} \right.$
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$ $S_r < 80$ (7)	ocorrem colapso para: $1\% \leq W_p \leq 10\%$ , $CI < 0,1$ $10\% \leq W_p \leq 14\%$ , $CI < 0,17$ $14\% \leq W_p \leq 22\%$ , $CI < 0,24$
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102 \cdot cu - 0,457 \cdot w_0 - -3,533 \cdot \gamma_d + 2,80 \cdot \ln \sigma_w$ (8) $CP = 48,506 + 0,072 \cdot (S - C) - 0,439 \cdot w_0 - -3,123 \cdot \gamma_d + 2,85 \cdot \ln \sigma_w = 1,57 + 2,85 \ln(\sigma_w)$ (9)	o resultado corresponde o potencial de colapso
Handy (1973), citado por Lutenegeger e Saber (1988)	teor de finos (<0,002 mm) <16% 16 a 24% 24 a 32% >32%	alta probabilidade de colapso provavelmente colapsível probabilidade de colapso geralmente não colapsível

Obs.:

$\sigma_{vi}$ , tensão de inundação no ensaio edométrico;

(S-C), diferença entre teores de areia e argila;

$e_b$ , índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez;

$S_r$ , grau de saturação;

$e_0$ , índice de vazios natural;

$\gamma_d$ , peso específico seco;

$w, w_0$ , umidade natural;

$w_p$ , limite de plasticidade;

$w_L$ , limite de liquidez;

sendo:

$K$  coeficiente de subsidência;

$KI$  coeficiente de colapsibilidade;

$CP$  potencial de colapso;

$cu$  coeficiente de uniformidade.

Com exceção da função de Basma e Tuncer (1992), todos os outros métodos são qualitativos. Podendo, assim, servir como uma identificação preliminar do solo. Entretanto, os métodos baseiam-se nos índices físicos ou nos limites de Atterberg, tornando-os extremamente particulares aos solos estudados. É bem provável que existam solos colapsíveis com características diferentes dos solos utilizados na formulação das expressões e que sejam classificados como não colapsíveis dentro dos limites impostos pelos autores.

O uso dos ensaios de caracterização para a identificação das propriedades colapsíveis do solo apresenta algumas limitações. Essa abordagem considera somente o efeito de algumas características físicas da estrutura do solo, sem levar em conta a magnitude das tensões na massa de solo e a cimentação intergranular, que se constituem como fatores importantes que condicionam o fenômeno do colapso do solo.

Segundo Mendonça (1990), no valor da tensão, para o qual as deformações de um solo colapsível aumentam rapidamente, não pode ser considerada a tensão de pré-adensamento, pois a maior capacidade de suportar tensões abaixo desse valor não se deve ao seu histórico de tensões, mas, sim, ao vínculo intergranular.

Para Ferreira et.al. (1990), alguns indicativos da presença de solos colapsíveis são: baixos valores de SPT ( $\leq 4$  golpes) e CPT ( $q_c \leq 1,00$  MPa), granulometria aberta (ausência da fração silte), baixo grau de saturação ( $\leq 60\%$ ) e grande porosidade ( $\geq 40\%$ ). Há alguns critérios empíricos para identificação dos solos colapsíveis, como por exemplo, os baseados em limites de Atterberg e índices físicos.

#### 2.3.2.2 Critérios baseados em ensaios edométricos

Tais critérios estabelecidos com base em ensaios edométricos simples ou duplos. Como nesses ensaios empregam-se amostras indeformadas, são mais apropriados para quantificar o colapso e o grau de colapsividade, pois levam em consideração a estrutura, o teor de umidade natural do solo e a tensão de inundação.

As avaliações do colapso por meio dos ensaios edométricos dividem-se em duas metodologias. Uma delas denominada de ensaio edométrico duplo e a outra de ensaio oedométrico simples.

a) Ensaios duplos edométricos

O ensaio edométricos duplo, proposto por Jennings e Knight (1957), consiste em efetuar-se dois ensaios edométricos com os mesmos estágios de carregamento. No primeiro ensaio, o corpo de prova é carregado verticalmente na condição de umidade natural de campo. No segundo, o corpo de prova é carregado na condição saturada obtendo assim duas curvas (log tensão vertical por índice de vazios), como mostra a Figura 2.4, que servirá de base para a análise da compressibilidade do solo.

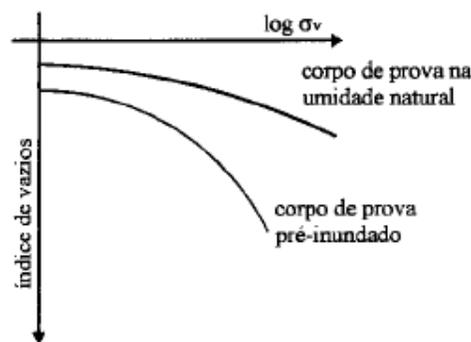


Figura 2.4 – Curvas de  $\log \sigma_v$  vs índice de vazios resultante do ensaio duplo edométrico

Essa metodologia é baseada na hipótese de que o valor do colapso obtido, resultante do umedecimento, é independente do estado de tensões aplicado no momento da inundação, ou seja, a magnitude do colapso do solo não está sujeita a variações de caminho de tensões seguido. No final do processo, o resultado é o mesmo não importando qual foi o caminho seguido. Embora os resultados obtidos, em vários casos, atestem o contrario, Jennings e Knight (1957) afirmam que essa idealização é satisfatória para o uso de estimativas de colapso aplicadas em obras de engenharia geotécnica.

b) Ensaio edométrico simples

O ensaio edométrico simples, proposto por Jennings e Knight (1957), constitui-se em metodologia alternativa na análise de solos colapsíveis. Esse ensaio é executado efetuando-se o carregamento do corpo de prova até uma determinada tensão e, a partir daí, é iniciado o processo de saturação por inundação. Esse processo é repetido para, no mínimo, três corpos de prova com diferentes tensões de inundação do corpo de prova. A Figura 2.5 apresenta a curva ( $e \times \sigma_v$ ) de um ensaio edométrico simples.

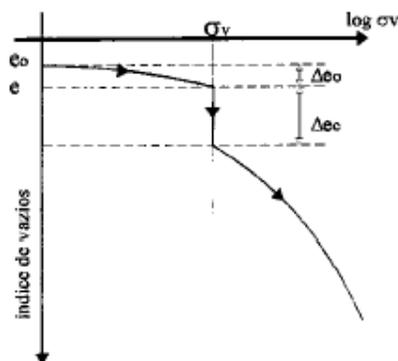


Figura 2.5 – Curva do ensaio edométrico simples

Outro procedimento é a determinação do potencial de colapsividade do solo pelo gráfico índice de vazios versus logaritmo de  $\sigma_v$ , esse processo é dividido em duas etapas:

a) Recalque em mudança na umidade natural de moldagem, dado por:

$$\delta_n = \frac{\Delta e_0}{1 + e_0} \quad (2.1)$$

$\delta_n$  = Recalque unitário sem mudança de umidade por causa do carregamento do corpo de prova até a tensão de inundação.

$\Delta e_0$  = Diferença entre os índices de vazios antes e após o processo de saturação;

$e_0$  = É o índice de vazios do início no ensaio.

b) Recalque por inundação do corpo de prova

$$\delta_c = \frac{\Delta e_c}{1 + e} \quad (2.2)$$

$\delta_c$  = Recalque unitário em razão da inundação com tensão vertical constante;

$\Delta e_c$  = Variação do índice de vazios em virtude do processo de colapso;

$e$  = Índice de vazios após o processo de carregamento no momento a saturação.

Os solos colapsíveis são aqueles que apresentam o potencial de colapso ( $I_c$ ) igual ou superior a 2%. Uma das vantagens da aplicação dessa metodologia é a possibilidade de se avaliar o recalque provocado pelo colapso do solo.

O valor da deformação total ( $\Delta e$ ), durante o processo de ensaio, é o resultado da soma de  $\Delta e_s$  com  $\Delta e_c$  que corresponde à compressão do corpo de prova por causa da trajetória e carregamento até a tensão de inundação e a deformação resultante do colapso do corpo de prova após o processo de inundação, respectivamente (ver Figura 2.5).

O valor do recalque sofrido pelo solo, em uma determinada camada abaixo da superfície, é dado pela equação abaixo:

$$\Delta R = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad (2.3)$$

$\Delta R$  = Recalque em razão do carregamento aplicado e ao processo de saturação;

$H$  = A espessura da camada de solo;

$\Delta e = \Delta e_0 + \Delta e_c$

$e_0$  = É o índice de vazios do inicial do corpo de prova.

Knight *apud* Lutenegger e Saber (1988) recomenda o emprego do ensaio edométrico simples, utilizando uma tensão de inundação de 200 KPa. Jennings e Knight (1975) fornecem a Tabela 2.2 para classificar a colapsibilidade quanto à sua gravidade, nas obras de engenharia.

Tabela 2.2 - Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975)

CP (%)	Gravidade do Problema
0-1	Nenhum Problema
1-5	Problema Moderado
5-10	Problemático
10-20	Problema Grave
>20	Problema muito Grave

Lutenegger e Saber (1988) sugerem a obtenção do potencial de colapso utilizando os resultados obtidos no ensaio edométrico simples, com a amostra inundada a uma tensão de 300 KPa com água destilada. Outros tipos de fluído ou outros níveis de tensão, mas apropriados para a situação, podem ser empregados. O grau aproximado da gravidade do potencial de colapso pode ser obtido comparando os resultados com a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Grau de gravidade do colapso Lutenegger e Saber (1988)

I(%)	Grau de Suceptibilidade do Colapso
2	Leve
6	Moderado
10	Elevado

Vargas (1978) considerou colapsíveis os solos que apresentam potencial de colapso (CP) igual ou maior que 2%, independentemente da tensão vertical em que se realizou a inundação.

### 2.3.2.3 Critérios baseados em ensaios de campo

#### **SPT ( Standard Penetration Test)**

Décourt e Cintra (1998) e Décourt e Quaresma (1994) propuseram um método empírico que permite estabelecer se um solo é ou não colapsível, em função dos resultados obtidos no ensaio SPT com medição de torque. Após a determinação do valor do  $N_{spt}$ , mede-se o torque máximo necessário para extrair o amostrador padrão. O valor do torque dividido pelo  $N_{spt}$  é denominado razão  $T/ N_{spt}$ . Se o valor dessa razão estiver compreendido entre 2 e 3, o solo é considerado colapsível.

#### **CPT (Cone Penetration Test)**

A aplicação do ensaio de cone (CPT) na medida do colapso é citada por Reznik (1989). Nesse caso, foram executados ensaios de cravação estática do cone na condição de solo natural e inundado. A expressão do colapso foi dada por  $K_w$  cujos limites estão apresentados na Tabela 2. Acima dos valores constantes nessa Tabela, o solo é considerado como sendo colapsível. A Tabela 2.4 apresenta os valores do coeficiente de colapso, dependendo da carga aplicada para que um solo seja considerado colapsível.

Reznik (1989) propôs uma expressão que relaciona os resultados de ensaios CPT (Cone Penetration Test) para a determinação do coeficiente de colapso do solo

$$K_w = \frac{P_a}{P_{qw}} \quad (2.4)$$

em que:

$K_w$  = Coeficiente de colapso;

$P_q$  = Resistência à penetração do cone no solo na umidade natural;

$P_{qw}$  = Resistência à penetração do cone no solo inundado.

Tabela 2.4 - Coeficiente de colapso (Reznik, 1989)

Carga Aplicada	$K_w$	Identificação
100	>2,0	Colapsível
200	>1,5	Colapsível
300	>1,3	Colapsível

## 2.4 Ensaio de placa

Ensaio de placa foram as primeiras aplicações dos ensaios “*in situ*” para determinação das propriedades de deformação e de ruptura do solo. Esse tipo de ensaio tem sido utilizado em geotecnia não só especificamente em projeto de fundações, mas, também, no estudo do comportamento de pavimentos, pois é o meio mais realístico para determinar a capacidade de carga e o recalque de fundações rasas. Os ensaios de placa possuem a principal vantagem de serem mais econômicas em relação às provas de carga em verdadeira grandeza (BARATA,1984).

A preparação do terreno para execução de ensaios de placas tem consistido simplesmente em abrir a cava, geralmente com a mesma dimensão da placa, e aplicar uma camada de areia grossa para regularizar o fundo da vala.

A inundação da cava para medição do colapso é sempre um fator preocupante. Na realização de provas de carga, o tempo e a forma de inundação têm variado. Em geral, o tempo de inundação varia de 2 a 24 horas. Alguns autores acrescentam água mantendo uma vazão constante, independentemente da altura da lâmina acumulada no fundo da vala; outros autores, até atingir uma lâmina de água de espessura constante.

O ensaio de placa é executado com e sem inundação e permite a quantificação dos recalques para diferentes profundidades do terreno, constituindo-se atualmente, num ensaio de campo muito utilizado. O ensaio de placa, sobretudo no que se refere à montagem e instrumentação, segue o método convencional de reação sob vigas metálicas ancoradas no subsolo, utilizando placa rígida com área não inferior a 0,5m<sup>2</sup>, instalada sobre o solo natural na mesma cota prevista no projeto das fundações superficiais. Aplicam-se cargas verticalmente no centro da placa, em estágios, e medem as deformações simultaneamente com os incrementos de carga. Os resultados desse ensaio são apresentados em gráficos.

De acordo com Pells (1983), os ensaios de placa podem ser classificados de acordo com o material a ser ensaiado, como: areia, argila e rochas, e de acordo com a forma de execução do ensaio, de placa na superfície por um tensor ancorando centralmente a placa, fora ou na zona de influência, placa sobre a base de um furo no terreno, carregado horizontalmente, sobre bloco de concreto embutido ou múltiplas placas. O mesmo autor salienta que a placa pode ser flexível ou rígida. Quanto aos deslocamentos, estes podem ser

medidos sobre a placa, no centro de uma placa flexível, em pontos sobre a superfície do terreno fora da área carregada, ou no interior da área carregada por meio de deflectômetros.

Cudmani *et al.* (1994) comentam que, tratando-se especialmente do estudo do comportamento de fundações superficiais, podem ser substituídas, sob certas condições, as provas de carga em verdadeira grandeza por ensaios de placa de menores dimensões. Os autores analisaram 18 provas de carga em placas circulares de 30, 45 e 60 cm e uma placa quadrada de área equivalente à circular, de diâmetro de 45 cm e provas de carga em sapatas quadradas, concreto de 0,7 e 1,0 m de lado, em profundidade, variando em ambos os casos, entre 0,4 e 1,6 m. Os autores perceberam que as dispersões dos resultados foram inversamente proporcionais ao diâmetro da placa, ocorrendo provavelmente por dois fatores. O primeiro é pelo amolgamento durante a preparação do solo e montagem do sistema de transmissão de cargas e o segundo, pela própria heterogeneidade do solo.

Cintra, Souza e Vilar (1998) executaram provas de carga em placas e em protótipos de fundações por sapatas em solo poroso natural e compactado. As provas de carga em placas mostraram que a compactação reduziu o recalque por colapso do solo de aproximadamente 87% e aumentou a carga admissível de 110%. Os recalques por colapso observados nos protótipos indicaram uma redução de aproximadamente 80% em razão do efeito da compactação do solo.

Esses resultados comprovam que a compactação é um método alternativo de melhoria do solo, capaz de reduzir os recalques por colapso, melhorando o desempenho de fundações superficiais em solos colapsíveis.

Tessari (1998) construiu aterros experimentais de cinza pesada, estabilizada com cimento de 0,15m, 0,30m e 0,60m de espessura. Sobre esses aterros, realizou ensaios de placas de 0,90m, 0,60m e 0,30m de diâmetro para verificar a viabilidade de utilizar o resíduo cinza pesada. Observou que o material estabilizado apresenta excelentes propriedades e que pode ser utilizado como um novo material geotécnico.

Dalla Rosa e Thomé (2004) realizaram provas de carga sobre placas com diâmetros de 30, 60 e 90 cm numa profundidade de 80 cm. Observou-se que a ruptura do solo foi típica de ruptura por punção, ou seja, houve o afundamento da placa no solo, sobre o qual não se observaram movimentações externas à placa.

#### 2.4.1 Tipos de ensaio

Milititsky (1991) apresenta uma extensa revisão sobre os métodos de ensaio utilizados no ensaio de prova de carga direta sobre terreno de fundações. Nesse trabalho, o autor classifica os ensaios nos seguintes tipos:

#### **Ensaio Lento – *SML (Slow Maintained Load Test)***

Ensaio lento (NBR 6489/84) em que a tensão aplicada em estágios não deve ser superior a 20% da tensão admissível provável do solo, sendo a mudança de estágio somente efetuada quando a diferença entre duas leituras de recalques, realizadas nos tempos  $t$  e  $t/2$ , não ultrapassar 5% do deslocamento total ocorrido no correspondente estágio de carregamento. Os recalques, em cada estágio, deverão ser lidos imediatamente após a aplicação da carga, em intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1,2,4,8,15min...). O ensaio deve prosseguir até que seja observado um recalque total de 25mm ou o dobro da tensão admissível provável do solo, sendo que a tensão máxima deve ser mantida, pelo menos, por 12 horas, caso não ocorra a ruptura nítida. O descarregamento deve ser realizado em quatro estágios, registrando-se os recalques correspondentes, e cada estágio de descarregamento deve ser mantido até a estabilização.

#### **Ensaio Rápido – *QML (Quick Maintained Load Test)***

No Brasil, não há uma norma específica para realização do ensaio rápido em placa, por isso, costumam-se adotar as recomendações da NBR 12131/91 – “Estacas- Prova de Carga Estática”, nas quais consta que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga admissível prevista e deverá permanecer por cinco minutos, fazendo-se leitura dos deslocamentos ao menos no início e no término de cada estágio de carga.

No caso de não ocorrer ruptura nítida de deslocamento excessivo do solo, o ensaio deve ser conduzido até o dobro da carga admissível prevista. O deslocamento deve ser feito em quatro estágios, com leituras dos deslocamentos. A leitura final deve ser realizada dez minutos após o descarregamento total.

O ensaio QML possui ampla aceitação, pois são diminuídos os custos envolvidos e o tempo de ensaio. Segundo Fellenius (1980) *apud* Milititsky (1991), o ensaio de carregamento rápido leva outra vantagem sobre o lento, ou seja, que é a melhor definição da curva carga-recalque, pois prevê o dobro de pontos.

#### **Ensaio Cíclico – *CLT (Cyclic Load Test)***

Esse ensaio consiste de uma prova de carga no qual resulta o carregamento até 1/3 da tensão admissível prevista, com descarregamento até metade dessa tensão repetindo o ciclo por 20 vezes. Em seguida, a tensão máxima do ciclo anterior é aumentada em 50%, repetindo-se o procedimento.

Esse tipo de ensaio é bastante empregado em projetos de pavimentos rodoviários e de aeroportos para avaliar o efeito repetitivo das cargas aplicadas pelos veículos sobre o pavimento.

### **Ensaio com Taxa de Penetração Constante – CRP (*Constant Rate of Penetration Test*)**

O ensaio com taxa de penetração constante consiste em que a placa ou sapata penetre a uma velocidade constante pré-determinada, normalmente de 0,5mm/min (Fellenius,1980), medindo-se a força necessária para tanto. O ensaio é levado até serem atingidos recalques da ordem de 50 a 75mm ou quando a carga não mais crescer com a penetração. Possui as vantagens de poder ser executado em curto período (duas a três horas) e de fornecer uma boa definição da curva tensão-recalque resultante. Por outro lado, impõe a utilização de equipamentos especiais como macaco hidráulico com fluxo constante de óleo.

#### 2.4.2 Interpretação dos resultados

##### 2.4.2.1 Obtenção da tensão admissível

A interpretação dos resultados de uma prova de carga em placa deve atender sempre aos critérios de ruptura e recalques, os quais são requisitos necessários em qualquer projeto de fundações.

Cintra, Aoki e Albiero (2003) apresentam interpretações para obtenção da tensão admissível quando a curva tensão-recalque evidencia ou não a ruptura.

No primeiro caso, a tensão admissível ( $\sigma_a$ ) é obtida mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 2,0 ao valor de tensão de ruptura ( $\sigma_r$ ), ou seja:

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{2} \quad (2.5)$$

Para satisfazer o critério de recalque aplica-se um fator de segurança igual a 1,5 à tensão que provoca a recalque ( $\sigma_{\rho máx}$ ), ou, então, determina-se a tensão correspondente ao recalque admissível, ou seja:

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{\rho máx}}{1,5} \quad (2.6)$$

ou

$$\rho_a \leftrightarrow \sigma_a \quad (2.7)$$

Quando a curva tensão-recalque não evidencia a ruptura, isto é, quando a tensão passa a aumentar continuamente de forma quase linear com os recalques, pode-se empregar o critério do código de obras da cidade de Boston.

O código de obras da cidade de Boston, desenvolvido para placa quadrada de 0,30m de lado, considera que a tensão admissível corresponde ao menor entre os seguintes valores.

$$\sigma_a \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{10} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \end{array} \right. \quad (2.8)$$

em que:

$\sigma_{10}$  – tensão que provoca na placa um recalque de 10mm;

$\sigma_{25}$  – tensão que provoca na placa um recalque de 25mm.

Na expressão (2.8), o primeiro valor define a tensão correspondente a um recalque admissível de 10mm, enquanto o segundo constitui um critério de ruptura convencional em que a tensão de ruptura está associada ao recalque de 25mm. No entanto, Teixeira e Godoy (1996), a partir de vários resultados de provas de carga, verificaram que, na maioria dos casos, o critério de ruptura é sempre mais rigoroso que o recalque admissível.

#### 2.4.2.2 Mecanismo de ruptura

A ruptura de uma fundação superficial ocorre quando a resistência ao cisalhamento do solo sob a mesma é atingida. Terzaghi (1943) distingue dois mecanismos de ruptura: a generalizada para solos compactos e rijos e a ruptura localizada para solos mais

compressíveis. Posteriormente, Vesic (1963) introduziu o conceito de ruptura por punção, que ocorre em solos fofos e moles.

A ruptura generalizada caracteriza-se pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai de uma borda à outra da fundação à superfície do terreno conforme a Figura 2.6.

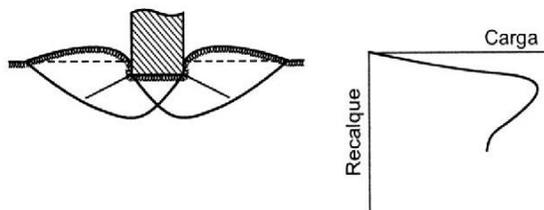


Figura 2.6 - Ruptura generalizada (Velloso,1997)

Em condições de tensão controlada, que é o modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. Em condições de deformação controlada, constata-se uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois de ocorrida a ruptura do solo. Durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação. Ao atingir a ruptura, o movimento dá-se em um único lado da fundação (Velloso e Lopes, 1997).

A ruptura por punção é caracterizada por um mecanismo de difícil observação como pode ser observada na Figura 2.7. Conforme a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo dela. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. O solo fora da área carregada praticamente não participa do processo (Velloso et al, 1997).

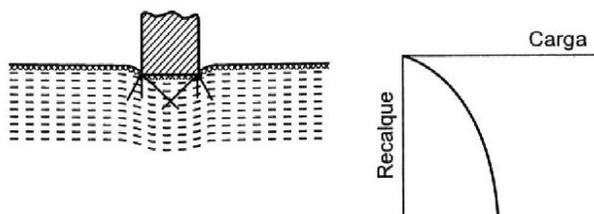


Figura 2.7 - Ruptura punção (Velloso,1997)

A ruptura localizada caracteriza-se por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação como mostra a Figura 2.8. Esse modelo consiste de uma cunha e de superfície de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, tal como no caso da ruptura generalizada. Há uma tendência visível de empolamento do solo, dos lados

da fundação. Entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical apreciável (da ordem da largura ou do diâmetro da fundação) as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno. Mesmo assim não haverá um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação que permanecerá embutido no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Assim, a ruptura localizada tem características dos outros dois tipos de ruptura e, por isso, na realidade, ela representa um tipo de transição (Velloso et.al,1997).

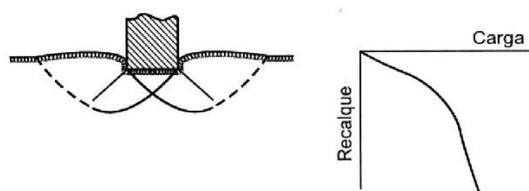


Figura 2.8 - Ruptura localizada (Velloso, 1997)

O mesmo autor alerta que, no caso de sapatas rasas, ocorre ruptura geral em solos pouco compressíveis, ou seja, em areias compactas e argilas rijas. Já a ruptura por puncionamento ocorre em solos muito compressíveis, ou seja, em areias fofas e argilas moles. Lembrando que, além da compressibilidade do solo, o modo de ruptura também depende da profundidade.

A Figura 2.9 estabelece, em areias, as condições de ocorrência dos modos de ruptura, em função da compacidade relativa e do embutimento relativo  $h/B^*$ , em que:

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \quad (2.9)$$

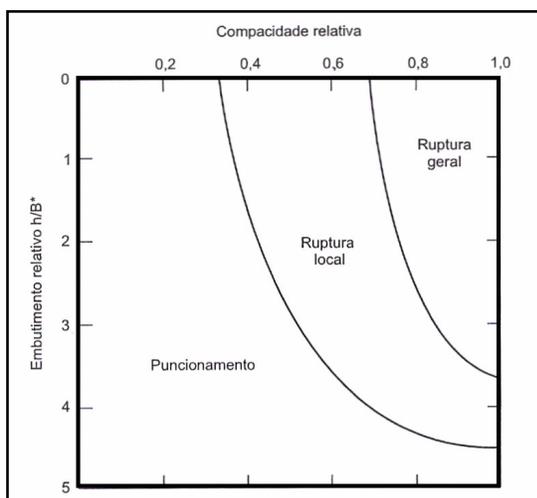


Figura 2.9 - Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975)  
Fonte: Cintra *et al.* 2003

### 2.4.2.3 Curva tensão-recalque do ensaio

Segundo Reznik (1995), a curva tensão-recalque obtida nos ensaios de placa ou em sapatas, serve como a principal fonte de informações para o projeto de fundações superficiais. A magnitude dos recalques medidos e a forma das curvas não dependem apenas das propriedades físicas e mecânicas e da história de carregamento do solo, mas também são influenciadas pela dimensão e forma da placa, bem como pelos procedimentos de preparação do ensaio.

Segundo Niyama et. al (1996), os critérios de ruptura existentes na literatura podem ser ordenados em quatro grupos distintos:

- Critério da deformabilidade limite: a carga de ruptura corresponde à máxima relação entre a carga e o deslocamento. Ressalta-se o critério da Fuller & Hoy (1970).
- Critérios de inserção das fases elástica e plástica: se a curva carga-recalque é traçada em escala logarítmica, tenderá a duas retas cuja interseção define a carga de ruptura. Destacam-se os métodos de De Beer (1967) e Butter e Hoy (1977).
- Critérios matemáticos: consistem na obtenção da carga de ruptura por meio do ajuste da curva carga-recalque com auxílio de expressões matemáticas. Entre eles, estão os métodos de Chin (1970), Mazurkiewicz (1972) e Van Der Veen (1953), sendo os dois últimos equivalentes e mais utilizados nos ensaios no Brasil.
- Critérios limitantes do deslocamento: a carga de ruptura é fixada em função de um deslocamento pré-determinado. Podem-se destacar os critérios de Davisson (1972), da NBR 6122/96 e de alguns códigos de obras como o da cidade americana de Boston.

Os critérios mais utilizados pelos autores são:

#### **Critério que limita o recalque máximo a $d/30$**

O método consiste em definir a carga ou tensão que produz o recalque de  $d/30$ , sendo  $d$  o diâmetro da placa ou fundação (Figura 2.10).

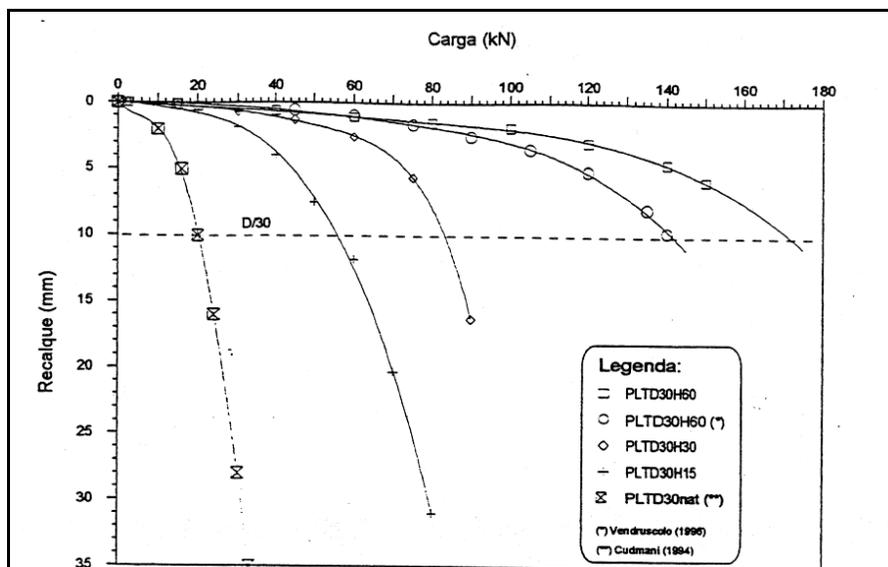


Figura 2.10 - Recalque máximo igual a  $d/30$

Fonte: Sales, 1998

### Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque

A tensão de ruptura define-se a partir da interseção de duas tangentes, uma traçada no trecho inicial da curva e outra a partir do trecho final (Figura 2.11).

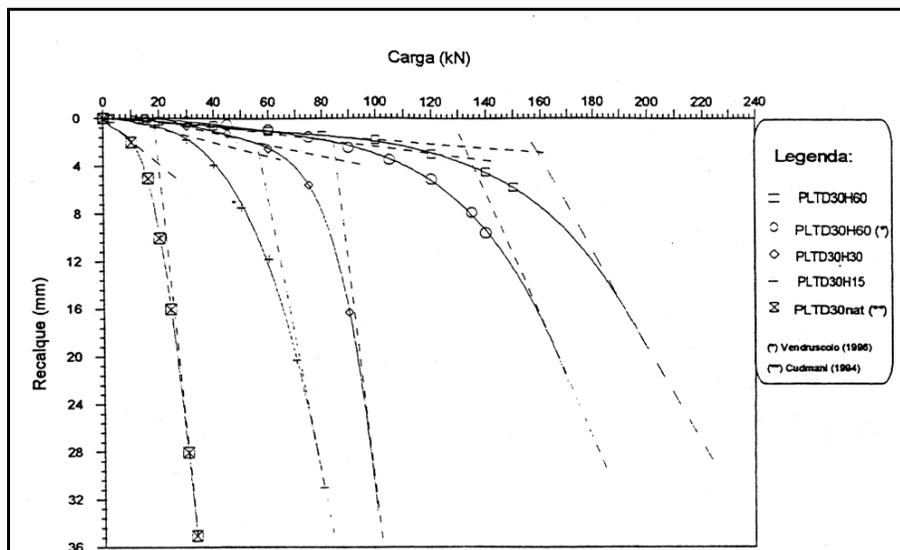


Figura 2.11 - Interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque

Fonte: Sales, 1998

### Método de Van Der Veen

Alonso (1991) descreve o método de Van der Veen usando a seguinte expressão:

$$P = P_r(1 - e^{-a \cdot r}) \quad (2.10)$$

em que:

P: Carga aplicada ao solo

r: Recalque provocado por uma determinada Carga P

$P_r$ : Carga de ruptura

$\alpha$ : Coeficiente que depende da forma da curva

O processo consiste em arbitrar valores para  $P_r$  e verificar qual valor resulta em uma reta quando plotada num gráfico com abscissas  $-\ln(1 - P/P_r)$  e de ordenadas r (Figura 2.12).

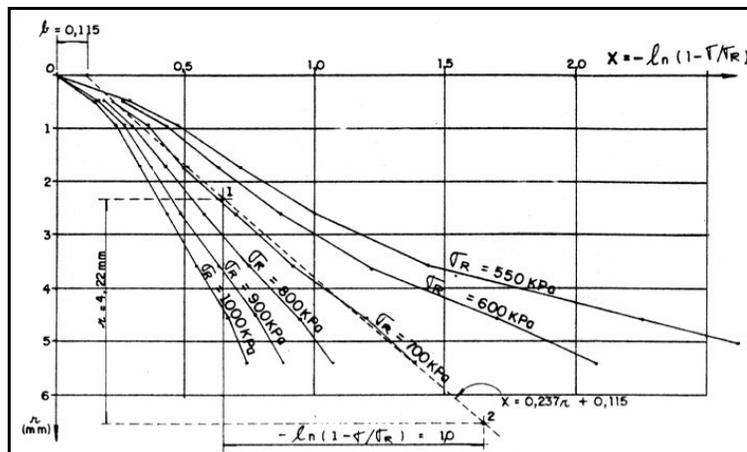


Figura 2.12 – Gráfico de Van der Veen

Fonte: Alonso, 1991

## Método de rigidez

Décourt (1996 b) propõe uma maneira de se avaliar a ruptura física de fundações. O critério baseia-se no conceito de rigidez (R) de uma fundação definida como sendo a relação entre a carga aplicada e o recalque que ela provoca. De acordo com o autor, a tendência geral é de que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentam. A ruptura é definida, então, como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo. Na prática, plotando-se em um gráfico os valores da Rigidez em ordenadas versus a carga em abscissas, se a prova de carga for conduzida até valores suficientemente pequenos de rigidez, pode-se obter uma boa estimativa da carga de ruptura física aplicando-se à curva uma extrapolação linear ou logarítmica (Figura 2.13).

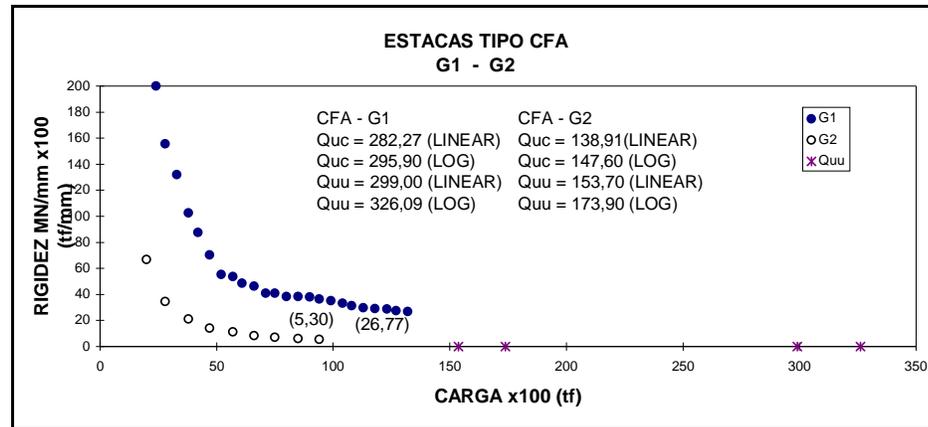


Figura 2.13 - Gráfico de Rigidez  
Fonte: Décourt (1996 b).

### 2.4.3 Melhoria e Reforço de Solos

Entende-se por melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos ou químicos que visem ao melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. Procura-se o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e permeabilidade. O termo melhoria de solos está associado ao tratamento por meio de processos físicos ou químicos; enquanto o termo reforço está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes.

Van Impe (1989) classifica os processos de estabilização como temporários, permanentes e com adição de novos materiais. Os processos limitados a um curto espaço de tempo consistem em estabilização temporária, geralmente o despendido para a execução de uma certa fase da obra. O autor cita o congelamento de solos, o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose como exemplos à estabilização permanente, sem adição. Esta, por sua vez, consiste, basicamente, em processos de compactação e de tratamento térmico. São indicadas como exemplos a compactação superficial, a profunda e a com o uso de explosivos. A estabilização permanente de solos com adição de novos materiais, normalmente, combina a compactação com a adição de um novo material.

A estabilização com cal e cimento, injeções de materiais estabilizantes, coluna de brita de areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos são mencionadas como estabilização de solos.

Segundo Hilf (1975), compactação é o processo pelo qual uma massa de solo, constituída de partículas sólidas, ar e água, é reduzida em volume pela aplicação de carga, tal como rolamento, socamento e vibração. A compactação envolve expulsão de ar do sistema

sem significativa mudança na quantidade de água da massa de solo. Conseqüentemente, o teor de umidade do solo é normalmente o mesmo para um solo no estado fofo e, após a compactação, no estado denso.

Quanto à compactação, Kézdi (1979) observou que a umidade ótima e o peso específico máximo não são muito afetados pela adição de cimento. O peso específico aumenta se o solo for arenoso, não se modifica para argilas de baixa e média plasticidades, aumenta levemente no caso da argilas plásticas e sofre pequena redução para siltes com a adição de cimento.

Hilmer (1983) removeu 600.000 m<sup>3</sup> de solo siltoso mole para substituição por pedregulho compactado, a fim de ser construído, no local, uma fabrica de manufaturados. Além dos ensaios dinâmicos, em vista das altas cargas produzidas pelas máquinas, foram realizados 270 ensaios de placas com diâmetro de 0,30; 0,40; 0,50 e 0,76m. Os resultados mostraram que o módulo de deformação tem uma relação com o diâmetro da placa, isto é, o aumento do seu diâmetro causou um decréscimo do módulo.

Consoli *et al* (1998 a ) realizaram um estudo de interpretação de resultados de provas de carga assentes em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. Verificaram que quanto maior a espessura da camada cimentada maior é o ganho de resistência da fundação e que a ruptura em todos os ensaios foi por puncionamento. Observaram, também, que, se os ensaios forem plotados no espaço de tensão x recalque relativo (razão entre o recalque e o diâmetro da placa), o resultado será único desde que seja mantida a mesma relação H/D. Por fim, propuseram um método numérico baseado no ajuste da curva experimental obtida em ensaios de placa. Com ajuste dos parâmetros, propõem estimar que o comportamento de fundações de diferentes tamanhos apoiadas em camadas cimentadas de diferentes espessuras por meio de simulações numéricas.

Casagrande, por sua vez, estudou a influência da adição de fibras numa camada superficial de solo compactado por meio de ensaios de placa. Nesse estudo, ele Observou que a camada compactada, reforçada com fibras, apresentou um comportamento mais rígido e mais resistente do que a camada compactada sem reforço. Segundo esse autor, no solo compactado sem reforço, foi observada uma banda de cisalhamento vertical abaixo da borda da placa, fato não observado na camada de solo – fibra. Para Consoli *et al* (2003- b), as fibras permitem uma redistribuição de tensões em uma área mais ampla, aumentando a capacidade de suporte.

Carvalho & Souza (1990) realizaram duas provas de carga direta a uma profundidade de 0,60m no Campus da Faculdade de Engenharia da UNESP de Ilha Solteira – SP. A

primeira prova foi realizada com o solo no teor de umidade natural. A outra foi conduzida até um valor correspondente a 1/3 da carga máxima obtida no ensaio anterior, quando, então, estabilizados os recalques, iniciou-se a colocação de água no solo adjacente à placa. Os resultados mostraram uma ocorrência instantânea de recalques provocados pela presença da água, caracterizando o colapso do solo.

Agnelli e Albiero (1994) analisaram os resultados de 12 provas de carga em seis poços com o terreno em seu estado natural, sendo três na profundidade de 1 m e três na de 2 m. Em seguida, executaram-se provas de carga em seis outros poços com inundação do terreno (três na profundidade de 1 m e três na de 2 m). O pH da água era de 9,1 (alcalino) com uma lâmina constante de 4 cm sobre a placa. O colapso deu-se com saturação parcial, tendo o solo um grau de saturação de 62%. Os autores concluíram que o terreno apresenta uma baixa capacidade de carga nas profundidades de 1 e 2 m e uma ocorrência instantânea de recalques quando inundado. Dessa maneira, não recomendam utilizar fundações superficiais em terrenos que apresentam essas características geotécnicas.

Thomé (1999) estudou o comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistemas de dupla camada, quando a superior é cimentada. Foram construídos aterros experimentais utilizando-se misturas de resíduos industriais, como cinza pesada e cal de carbureto, na estabilização de um solo residual de arenito Botucatu e, sobre esses aterros, foram executadas provas de carga em placa. O autor concluiu que o comportamento de fundações superficiais sobre os solos cimentados é controlado pela relação da espessura da camada cimentada e o diâmetro da fundação. O ângulo de atrito e o módulo de elasticidade da camada cimentada não influenciaram os resultados de prova de carga. A ruptura da fundação é função de dois mecanismos progressivos, estes, por sua vez, são função das tensões de tração geradas na parte inferior da camada cimentada e das tensões cisalhamento existentes logo abaixo das bordas de fundação.

Vendruscolo (1996) realizou ensaios de placas de 0,30m e 0,60m de diâmetro, apoiadas sobre camadas de um solo argiloso residual compactado e estabilizado com 5% de cimento. Observou que existe uma melhora significativa de resistência e deformabilidade do material compactado e estabilizado, em relação ao solo natural.

Sales (1998) estudou a influência de diferentes espessuras de camada estabilizada sobre as curvas cargas x recalque por meio de ensaios de placa *in situ*. O autor concluiu que, se for mantida a constante da relação entre o tamanho da placa e a espessura da camada tratada, a resposta tensão x recalque relativo ficará constante.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, será descrito o programa experimental adotado para o desenvolvimento da pesquisa, o qual constitui na coleta de amostras indeformadas e deformadas para ensaios laboratoriais e ensaios realizados *in situ*.

Os ensaios realizados *in situ* foram executados numa área ao lado do prédio dos laboratórios do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI), na cidade de Santo Ângelo – RS .

#### 3.1 Área de Estudo

A presente pesquisa foi desenvolvida em um perfil de solo típico da região do Planalto das Missões, na cidade de Santo Ângelo. O município de Santo Ângelo está localizado na parte noroeste do estado do Rio Grande do Sul, entre as coordenadas 28°18'14 (Latitude Sul) e de 54°15'52 (Longitude Oeste), com altitude média de 289m (Figura 3.1).

A Figura 3.2 apresenta imagem apresentando a localização da cidade ao norte do rio Ijuí. As Figuras 3.3 e 3.4 apresentam, em detalhe, a área de estudo aos fundos do Campus da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI). Em detalhe, são também apresentados os locais dos ensaios de placa (cavas, em geral com 1,0m de profundidade) e o local da abertura da trincheira até 2,0m de profundidade.

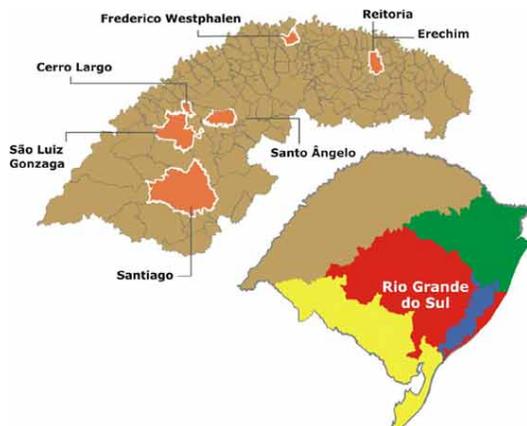


Figura 3.1 - Mapa de localização do município de Santo Ângelo no Estado do RS



Figura 3.2 - Localização da cidade de Santo Ângelo à direita do rio Ijuí (Google Earth)



Figura 3.3 - Campus da URI, local dos ensaios de placa (Google Earth)



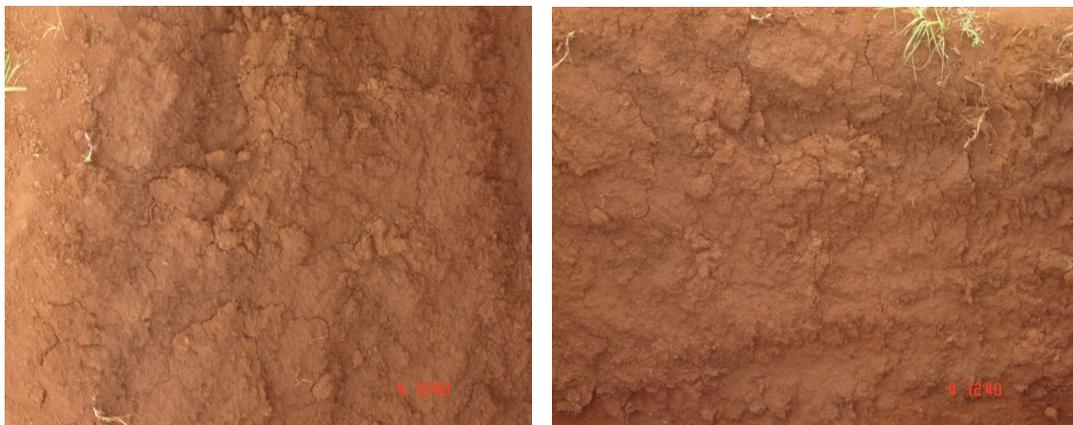
Figura 3.4 - Detalhe da área dos ensaios de placa e a trincheira

O Planalto das Missões possui uma superfície de 30.140 Km<sup>2</sup>, que equivale a 19% da área do Domínio Morfoestrutural das Bacias e Coberturas Sedimentares a 11,8% de toda área estudada (IBGE, 1986).

As formas de relevo são bastante homogêneas, retratadas de modo geral por colinas suaves, bem arredondadas, regionalmente conhecidas por coxilhas, esculpidas em rochas vulcânicas básicas da Formação Serra Geral, além de rochas sedimentares, em menores proporções, correspondentes à Formação Tupanciretã.

Segundo IBGE (1986), a região Geomorfológica Planalto das Missões refere-se a uma das áreas agrícolas mais importantes na economia do estado, por apresentar formas de relevos homogêneas e suaves, sendo que os solos profundos, representados por Latossolos e Terras Roxas Estruturadas, favorecem as atividades agrícolas.

A classe de solos predominante são os Latossolos (Latosolos Roxos) distróficos e álicos, de textura muito argilosa, constituídos por minerais, não hidromórficos, com horizonte B latossólico e teores de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> superiores a 18%. Apresentam sequências de horizonte A, B e C, muito profundas, pouco diferenciadas e com transição normalmente gradual e plano entre horizontes. O horizonte A é moderado ou proeminente e tem assento sobre o horizonte B, com estrutura forte muito pequena, granular, com aspectos “pó de café” ou fraca até moderada, em blocos sub-angulares, friável, com cerosidade no máximo fraca e pouca. Tais solos são muito expressivos na área e estendem-se por grande parte do Planalto das Missões. São derivados do basalto da Formação Serra Geral, referente ao Juracretáceo IBGE (1986).



Figuras 3.5 e 3.6 - Perfil de solo da área do Campus da URI – das cavas

Os ensaios de placa foram realizados no horizonte B de um perfil de solo classificado como Latossolo vermelho escuro, com horizonte A e B de textura argilosa e grande espessura. O nível de água é profundo e os argilo-minerais são de atividade baixa (caulinita).

Com isso, pode-se afirmar que o solo do campus da URI de Santo Ângelo, até 2m de profundidade, é classificado como argila vermelha, mole a média (SPT entre 2 e 5 Figura 3.7).

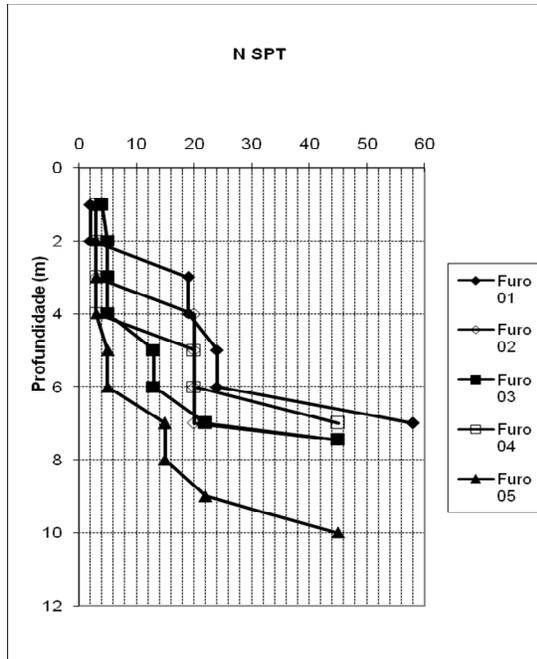


Figura 3.7 SPT do Campus da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI)

### **3.2 Estudo de escritório**

O estudo de escritório teve início com a revisão sobre ensaios de placa, procedimentos adotados e interpretação dos resultados. Como o local definido para os estudos experimentais foi uma área no campus da URI, localizada na Região das Missões, no Estado do Rio Grande do Sul, foi realizado o estudo de solos lateríticos, principalmente os classificados como latossolos.

Nessa etapa, a utilização de mapas geológicos, geotécnicos e topográficos como também os levantamentos de solos, constituem a base inicial para identificação e classificação dos materiais que serão testados neste trabalho. Destacam-se o Levantamento de Recursos Naturais (Projeto RADAM BRASIL) e os trabalhos pioneiros realizados pelo Grupo de Pesquisa em mapeamento geotécnico da UFRGS, dirigidos por Davison Dias (1990).

### **3.3 Investigação do perfil geotécnico**

Definido o local de estudo, foi aberta uma trincheira de 2m de profundidade para identificação do perfil geotécnico (horizontes A e B) e retiradas amostras deformadas e indeformadas para realização dos ensaios preliminares de laboratório.

Verificada a homogeneidade dos solos do local e o fácil acesso para o manuseio dos equipamentos de escavação e ensaios de placa, foi escolhido o local exato para a realização do trabalho.

Na trincheira aberta e durante as escavações para as cavas e execução dos ensaios de prova de carga, foram coletadas amostras deformadas para o ensaios de caracterização. Nesses mesmos locais, também foram moldadas, em anéis biselados metálicos, amostras indeformadas para realização de ensaios de resistência ao cisalhamento e de compressão confinada.

### **3.4 Ensaios de laboratório**

Nas amostras deformadas coletadas, foram realizados os ensaios de caracterização para identificação e classificação do solo (ASTM D2487/83). A preparação das amostras seguiu os procedimentos descritos na NBR 6457/86. Os ensaios realizados consistiram na seguinte:

determinação da massa específica dos sólidos (NBR 6508/84), análise granulométrica por peneiramento e sedimentação com o uso de defloculante (7181/84), limites de liquidez (NBR 6459/84) e limite de plasticidade (NBR 7180/84). Para a determinação das frações predominantes no solo, foi adotada a escala granulométrica proposta na NBR 6508/84 (Terminologia Solos e Rochas). Foram, também, realizados ensaios de compactação na energia normal (NBR 7182/86) no solo natural e com adição de 5% de cimento.

Durante a escavação para a trincheira e as cavas para os ensaios de placa, foram coletados nos moldes metálicos, corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada. Após a moldagem, os corpos de prova foram imediatamente parafinados, acondicionados em sacos plásticos, e colocados em caixas para posterior transporte para o laboratório. No laboratório, os corpos de prova foram armazenados em câmara úmida até o início dos ensaios. Na preparação dos corpos de prova para os ensaios, foi determinado o teor de umidade com as aparas resultantes da moldagem da amostra, verificando-se que o processo adotado não alterou a umidade de maneira significativa. Nos corpos de prova foram determinados o peso específico natural ( $\gamma$ ), peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $\eta$ ) e grau de saturação ( $S_r$ ).

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de acordo com os procedimentos da norma da ASTM D3080/90. Os corpos de prova para o ensaio apresentavam uma área de 25cm<sup>2</sup> (50mm de lado) com 20mm de altura. Inicialmente, os corpos de prova foram submetidos a tensões verticais (25, 50, 80, 100, 150 e 200 kPa) até a estabilização das deformações verticais. Nos ensaios realizados com o teor de umidade natural e secos ao ar, logo após a estabilização, os corpos de prova eram cisalhados até o deslocamento horizontal de 10mm. Nos corpos de prova inundados com água, foram determinadas as deformações provocadas pelo processo de inundação (colapso). O coeficiente de colapso (CP) foi determinado pela variação da altura do corpo de prova, antes e após a inundação, e, pela altura inicial, antes da inundação

O ensaio de compressão confinada (adensamento unidimensional) foi executado de acordo com a norma NBR 12007/90. Os corpos de prova apresentam um diâmetro de 50mm e uma altura de 20mm. As tensões verticais adotadas foram de 12,5; 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa. Como os solos estudados são não saturados, com permeabilidade elevada, verificou-se que 90% do adensamento, em cada estágio de carga, ocorria em menos de 4 horas.

### 3.5 Ensaio de placas

Foram realizadas 8 provas de carga estática em placa metálica, rígida circular, sendo que 2 ensaios foram realizados com placa de 0,30m e 6 com placa de diâmetro de 0,50m. Os ensaios foram executados em quatro cavas de 1,0m x 1,90m por 1,05m de profundidade e, em cada cava, foram executados dois ensaios. A Tabela 3.1 apresenta a sequência: tipo de carregamento e as condições do solo na realização dos ensaios de placa.

Nas cavas C1, foram realizados ensaios de placa com solo na sua condição natural e solo compactado. Na cava C2, foram realizados ensaios de placa com o solo inundado e compactado. Na cava C3, foram realizados ensaios de placa com solo inundado e natural. Na cava C4, foram realizados ensaios de placas assentes em uma camada compactada de solo-cimento (5% de cimento). A Figura 3.8 apresenta croqui das provas de carga executadas no campus da URI, em Santo Ângelo/RS.

Tabela 3.1 - Sequência da realização dos Ensaio de Placas

Ensaio de Placa	Data	Tipo de Carregamento	Localização na Cava	Estado do Solo
EPN1	28/09/2010	Lento	C1	Solo Natural (SN)
EPC2	04/10/2010	Lento	C1	Solo Compactado (SC)
EPN3	18/10/2010	Lento	C3	Solo Natural (SN)
EPC4	19/10/2010	Lento	C2	Solo Compactado (SC)
EPI5	20/10/2010	Lento	C2	Solo Inundado (SI)
EPCI6	28/10/2010	Lento	C4	Solo - Cimento (SCI)
EPCI7	29/10/2010	Lento	C4	Solo - Cimento (SCI)
EPI8	05/11/2010	Lento	C3	Solo Inundado (SI)

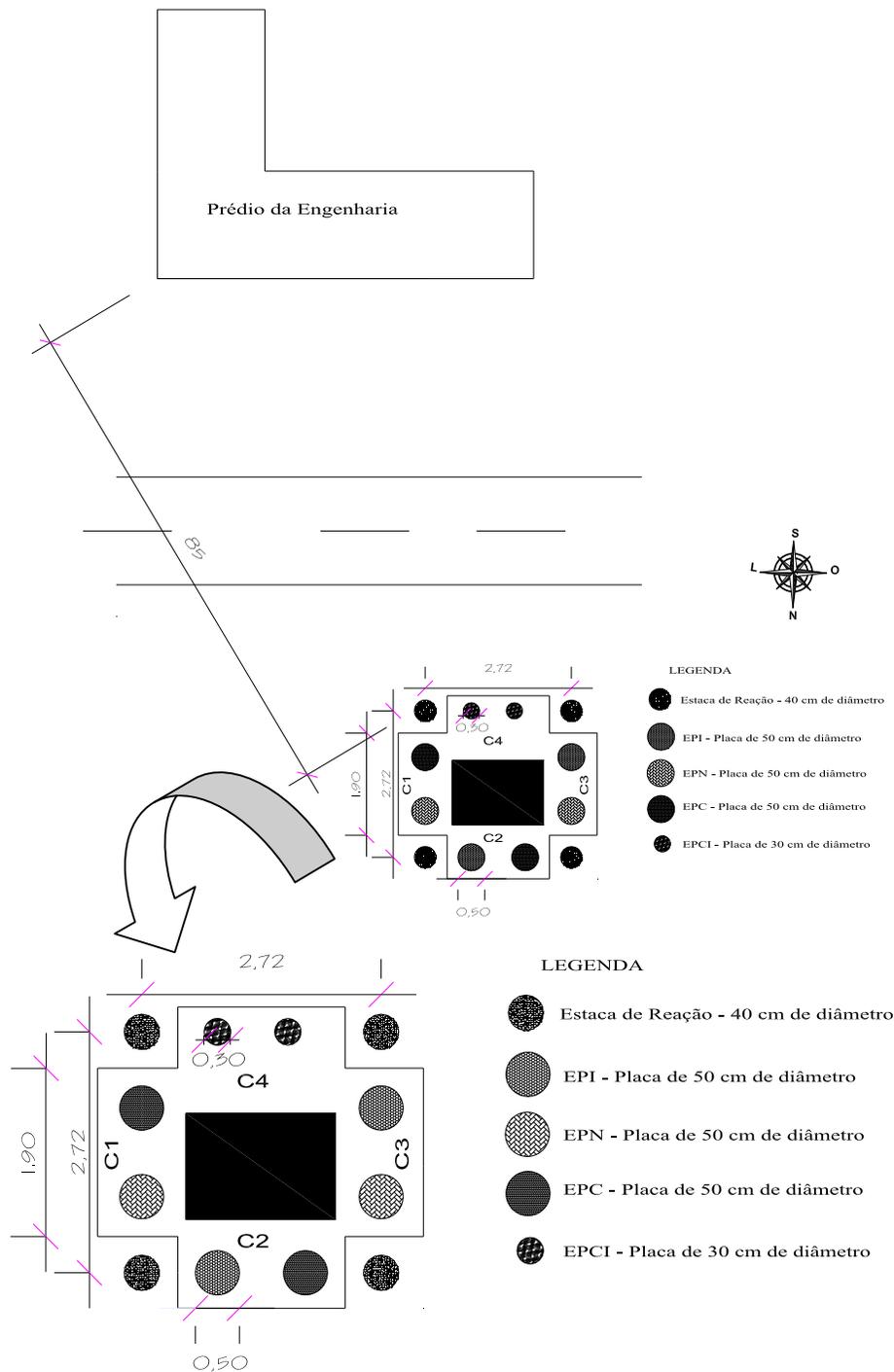


Figura 3.8 - Localização dos ensaios de placas no Campus da URI – Santo Ângelo/RS

### 3.4.1 Equipamentos e materiais utilizados nos ensaios

As placas de aço utilizadas nas provas de carga apresentam forma circular, com 0,50m e 0,30m de diâmetro. A aplicação do carregamento foi realizado por um macaco hidráulico,

com capacidade para 500kN (marca Europress), cujo acionamento foi feito por bomba hidráulica com capacidade de 700MPa (marca Wulle – Geotecnik). Também foi utilizado um conjunto de hastes cilíndricas e viga de referência nos quais foram colocados três deflectômetros com resolução de 0,01mm e curso de 30mm, dispostos a 120° na placa para fazer as leituras. As Figuras 3.9, 3.10 e 3.11 apresentam os equipamentos utilizados nos ensaios.



Figura 3.9 - Equipamentos utilizados (a) macaco hidráulico e conjunto de hastes cilíndricas, (b) bomba hidráulica

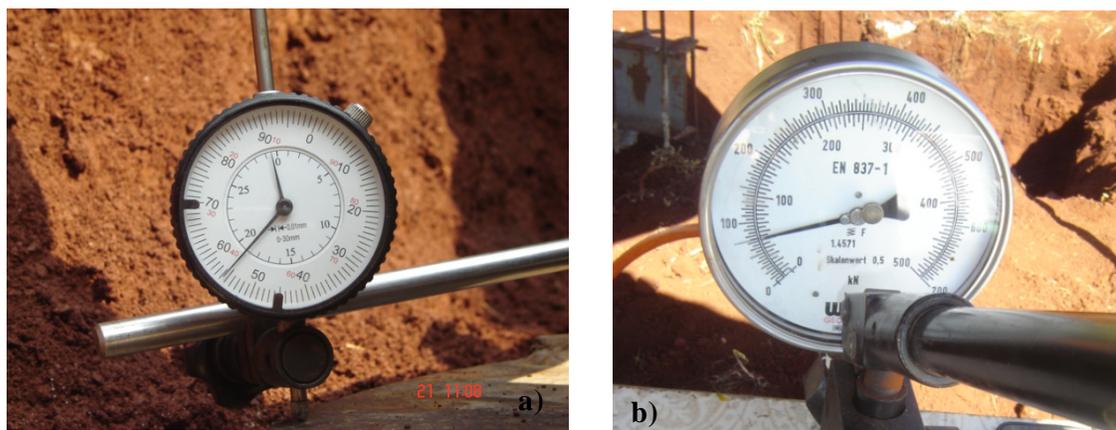


Figura 3.10 - Equipamento de leitura (a) deflectômetros (b) manômetro

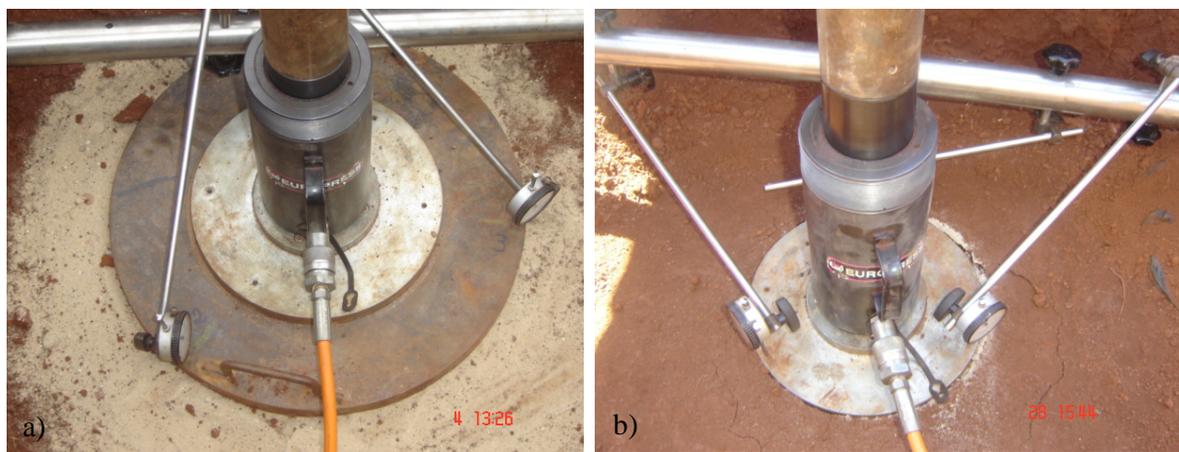


Figura 3.11 - As Placas de aço utilizadas nos ensaios (a) 0,50m de diâmetro, (b) 0,30m de diâmetro

### 3.4.2 Sistema de reação

O sistema de reação foi formado por 4 estacas escavadas com 6m de profundidade, cada estaca foi armada longitudinalmente com 4 barras de aço de diâmetro 12,5mm e estribos com diâmetro de 5mm a cada 20cm. As esperas foram confeccionadas com 4 barras de diâmetro 12,5mm com transpasse de 1,5m. A Figura 3.12 mostra o esquadro e o alinhamento das estacas para marcação dos locais para execução da escavação. As estacas escavadas foram realizadas com caminhão perfuratriz e apresentavam diâmetro de 40cm (Figuras 3.13 e 3.14).

As Figuras 3.15 e 3.16 apresentam a execução das estacas de reforço com concreto usinado com  $f_{ck}$  de 15 MPa, a execução dos ensaios foram realizados 28 dias após a cura do concreto das estacas.



Figura 3.12 - Esquadro



Figura 3.13 - Perfuração das estacas



Figura 3.14 - Caminhão perfuratriz



Figuras 3.15 e 3.16 - Concretagem das estacas com caminhão betoneira

A viga de reação utilizada foi a de perfil “T” metálico (254mm de altura, 115mm de base e 2,72m de comprimento). Para a colocação da viga de reação em cima da estaca de reação, teve-se o devido cuidado no seu nivelamento e alinhamento na hora da soldagem das barras de aço, que servem de ancoragem da viga para não causar excentricidade.

Para realização dos ensaios, foi necessário executar 4 cavas (C1,C2,C3 e C4). Cada uma tinha 1,00m x 1,90m por 1,05m de profundidade, sendo que a escavação da primeira cava C1 foi realizada manualmente e as outras 3 foram executadas com uma retroescavadeira, (Figuras 3.17 e 3.18). A escavação com a retro foi até aproximadamente 0,80 cm de

profundidade, após foi manual o acabamento da cava para a realização dos ensaios para não causar interferência nos resultados dos ensaios.



Figuras 3.17 e 3.18 - Escavação manual e mecânica com a retro-escavadeira

### 3.4.3 Realização dos ensaios

Os ensaios de placa foram realizados conforme a NBR 6489/84 (Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundações), que apresenta informações para analisar o comportamento carga-recalque. O ensaio foi executado com carregamento lento (SML).

Após os carregamentos aplicados, efetuavam-se leituras dos deslocamentos em 3 deflectômetros. Essas medidas eram realizadas em intervalos de tempo que variaram de 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 45 minutos até a estabilização do deslocamento (diferenças entre leituras consecutivas inferiores a 5% considerava-se estabilizado). Foram realizados ensaios com solo natural, solo compactado, solo-cimento e solo inundado.

Foram feitos, no total, 8 ensaios de placa na área de estudo, sendo 2 no solo natural e 2 no solo inundado. Para verificar a influência da compactação do solo, foram executados 2 ensaios com solo compactado e 2 com solo compactado com adição de 5% de cimento.

Com as escavações concluídas partiu-se para o posicionamento da placa no local a ser ensaiado. Foi realizado o nivelamento manual da base de apoio da placa com o auxílio de uma espátula de aço, neste procedimento utilizou-se constantemente o nível de bolha a fim de garantir o perfeito nivelamento do local, conforme a Figura 3.19. Outro artifício utilizado foi a deposição de uma fina camada de areia média, para garantir o perfeito nivelamento do terreno de apoio da placa. Com as devidas verificações do perfeito nivelamento do local, posicionou-se, a placa no local de realização do ensaio de placa, procedendo novas verificações de nível e prumo em relação a viga de reação.

Após o posicionamento da placa e antes da realização do ensaio de placa, procedeu-se uma limpeza no entorno da cava a fim de remover qualquer objeto ou “torrão” de terra solta que pudesse vir a prejudicar o ensaio, sobretudo abalando a viga de referência. Também se utilizou de uma lona sobre o local visando à eliminar a influencia da temperatura sobre o sistema de referência com a possível dilatação do mesmo.



Figura 3.19 - A preparação do solo compactado para ensaio de placa

Para execução dos ensaios inundados, após abertura das cavas foi feito o nivelamento do fundo da cava, em seguida preenchida com água para obter uma saturação local do solo. Na parte superior do terreno, foi colocado um tonel com água, conectado ao fundo da cava por uma mangueira, o que permitiu uma inundação por 12 horas (Figura 3.20). Se passando as 12 horas iniciou-se o ensaio de placa com solo inundado, com os mesmos procedimentos executado nos ensaios com solo natural, compactado e solo-cimento.



Figura 3.20 - Solo inundado

Para a realização dos ensaio compactado e solo-cimento, foi necessário um procedimento de compactação do solo conforme descrito a seguir:

O fundo da cava foi removido até uma profundidade de  $b/2=25\text{cm}$  ( $b$ =diâmetro da placa) e aberta uma pequena cava de  $0,60 \times 0,60 \text{ cm}$  e o solo foi compactado para colocação da placa. A compactação foi feita em 2 camadas, com um socador de madeira. Teve-se o cuidado para deixar o solo mais homogêneo possível para assegurar uma densidade maior do que o solo natural. Após alguns dias, foram executados os ensaios de placa idênticos aos anteriores.

Para realização do ensaio de placa com solo-cimento, o procedimento foi similar ao descrito acima para o solo compactado. Durante a remoção do solo, foi adicionado 5% de cimento, em cada camada, antes da compactação.

Após a compactação do solo-cimento, esperaram-se 28 dias de cura para realização dos ensaios do mesmo. Durante este tempo a cava foi protegida com uma lona para eliminar a influência da temperatura sobre o solo.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização, ensaios geotécnicos (compactação, cisalhamento direto, adensamento e colapsividade) e ensaios de placa em solo natural, inundado, compactado e solo-cimento.

### 4.1 Ensaio de caracterização

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização (peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e granulometria) nos solos coletados na trincheira (TR) e na cava (CV) onde foram executados os ensaios de placa.

O peso específico real dos grãos apresentou valores entre 27 e 29 kN/m<sup>3</sup>, denotando a presença de óxidos de ferro que caracteriza a cor típica de solos (vermelho - escuro). O limite de liquidez ( $w_L$ ) foi superior a 50% e o limite de plasticidade ( $w_P$ ) entre 35 e 40%. Esses valores classificam o solo como de média a alta plasticidade (IP variando de 11 a 24%).

Na análise granulométrica com defloculante (hexametáfosfato de sódio), a fração argila foi superior a 60%, com uma porcentagem de finos (silte + argila) superior a 80% (Tabela 4.2 e Figura 4.1). A fração grossa desses solos é constituída basicamente por grãos de areia, com valores entre 8 e 18%. Na fração areia, predomina a areia fina. Texturalmente predominam os solos argilo-siltosos e argilo-silto-arenosos. Nos ensaios sem defloculante, a fração argila tende a zero, indicando um alto grau de flocculação desses solos.

Utilizando o sistema proposto pela H.R.B./A.A.S.H.O (Highway Research Board / American Association State Highway Officials) e o proposto por Casagrande, denominado de S.U.C.S (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), os solos foram classificados como pertencentes ao grupo A7-5 (argilas com alta plasticidade) e MH (siltes elásticos), respectivamente. Tais sistemas nem sempre classificam de maneira adequada os solos tropicais.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos e limites de consistência

Local	Identificação	Prof. (m)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	IP (%)
Trincheira	TR 01	0,5	28,91	53	36	17
	TR 02	1,0	28,36	66	44	22
	TR 03	1,5	27,34	63	39	24
	TR 04	2,0	27,54	64	40	14
Cava	CV 01	1,0	28,00	55	40	15

Obs.:  $\gamma_s$  = peso específico real dos grãos; W<sub>L</sub> = limite de liquidez; W<sub>P</sub> = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade

Tabela 4.2 - Resumo dos ensaios de granulometria (com defloculante) e classificação dos solos

Local	Identificação	Prof. (m)	Frações granulométricas (%)					Classificação Geotécnica		
			Pedr.	Ar. Grossa	Ar. Média	Ar. Fina	Silte	Argila	HRB	SUCS
Trincheira	TR 01	0,5	0	2	1	9	18	70	A7-5	MH
	TR 02	1,0	0	1	2	5	14	78	A7-5	MH
	TR 03	1,5	0	2	1	5	14	78	A7-5	MH
	TR 04	2,0	0	1	3	2	16	78	A7-5	MH
Cava	CV 01	1,0	0	2	3	12	23	60	A7-5	MH

Obs.: HRB = High Research Board; SUCS = Sistema Unificada de Classificação dos Solos

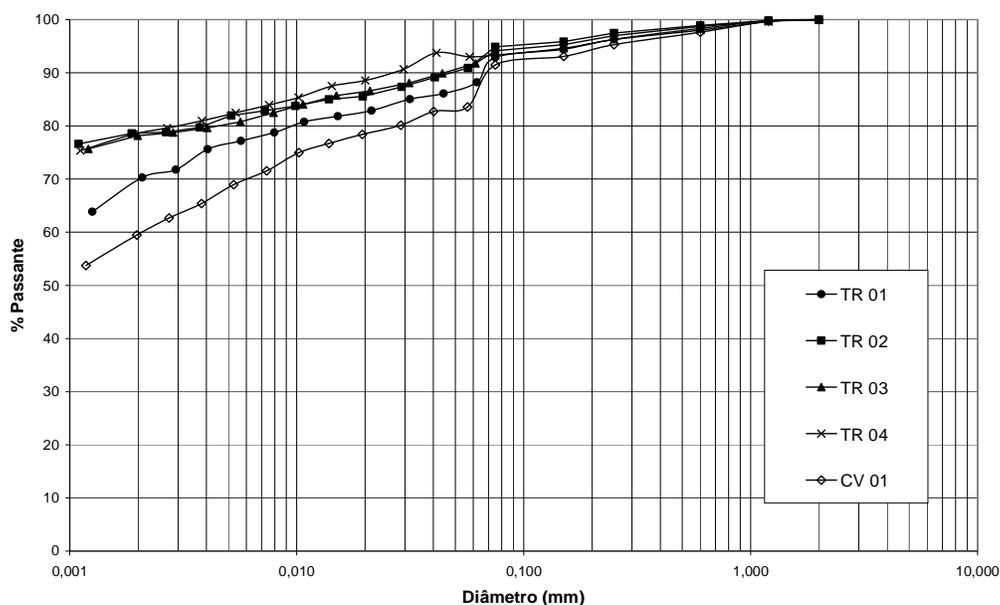


Figura 4.1 - Curvas granulométricas obtidas com o uso de defloculante

A Tabela 4.3 apresenta os valores obtidos das propriedades com índices do solo em 24 amostras indeformadas, utilizadas para os ensaios de cisalhamento direto e adensamento. Os valores mais baixos de teor de umidade e grau de saturação foram encontrados no período de estagem quando da coleta das amostras na trincheira. Quando da coleta das amostras na cava

dos ensaios de placa, as chuvas já estavam normalizadas e os valores foram mais próximos às médias apresentadas na tabela.

Os pesos específicos estão em torno de  $16 \text{ kN/m}^3$  e  $13 \text{ kN/m}^3$  nas condições natural e seco, respectivamente. O índice de vazios é superior a 1 e porosidade superior a 50%. Esses resultados caracterizam um solo poroso e não saturado.

Tabela 4.3 - Propriedades índices do solo.

Valores	w (%)	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	e	n (%)	S (%)
Média	28,9	16,15	12,59	1,246	55,3	64,6
Valor Máximo	31,7	18,24	13,90	1,727	63,3	85,4
Valor Mínimo	20,6	11,73	10,40	1,014	50,4	11,1
Desvio Padrão	3,1	1,5	0,9	0,17	3,2	16,1
Coef. de Variação (%)	10,6	9,3	6,9	13,9	5,8	24,9

Obs.: w = teor de umidade;  $\gamma$  = peso específico natural;  $\gamma_d$  = peso específico aparente seco; e = índice de vazios, n = porosidade, S = grão de saturação

A Figura 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de compactação (energia normal) realizados no solo em estudo. No solo natural, o peso específico aparente seco máximo obtido foi de  $16,3 \text{ kN/m}^3$  e a umidade ótima de 28,5%. Quando da adição de 5% de cimento, o peso específico apresentou uma pequena redução ( $16,1 \text{ kN/m}^3$ ) e um aumento da umidade ótima (31%).

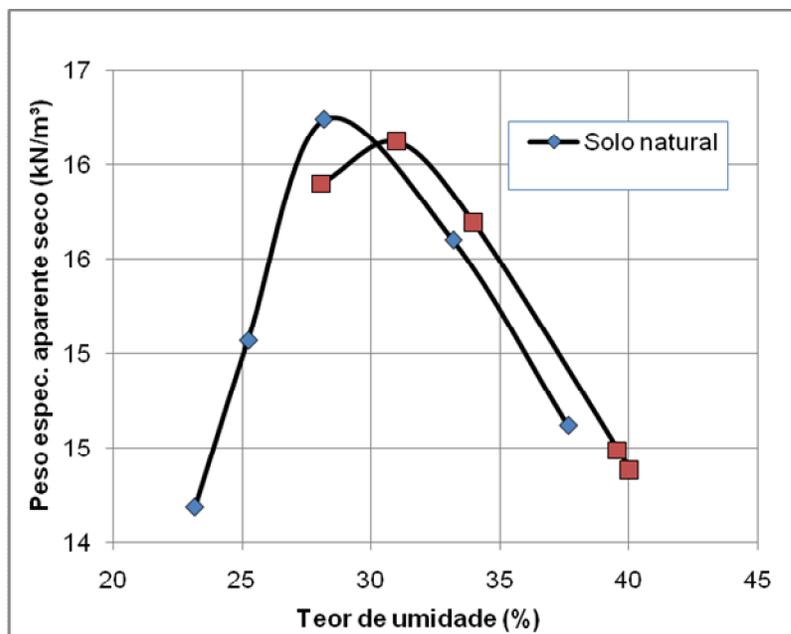


Figura 4.2 – Curva de ensaios de compactação

## 4.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento

Para a determinação das características de resistência do solo, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas, coletadas na Cava e na Trincheira, de acordo com as recomendações da ASTM D3080-90.

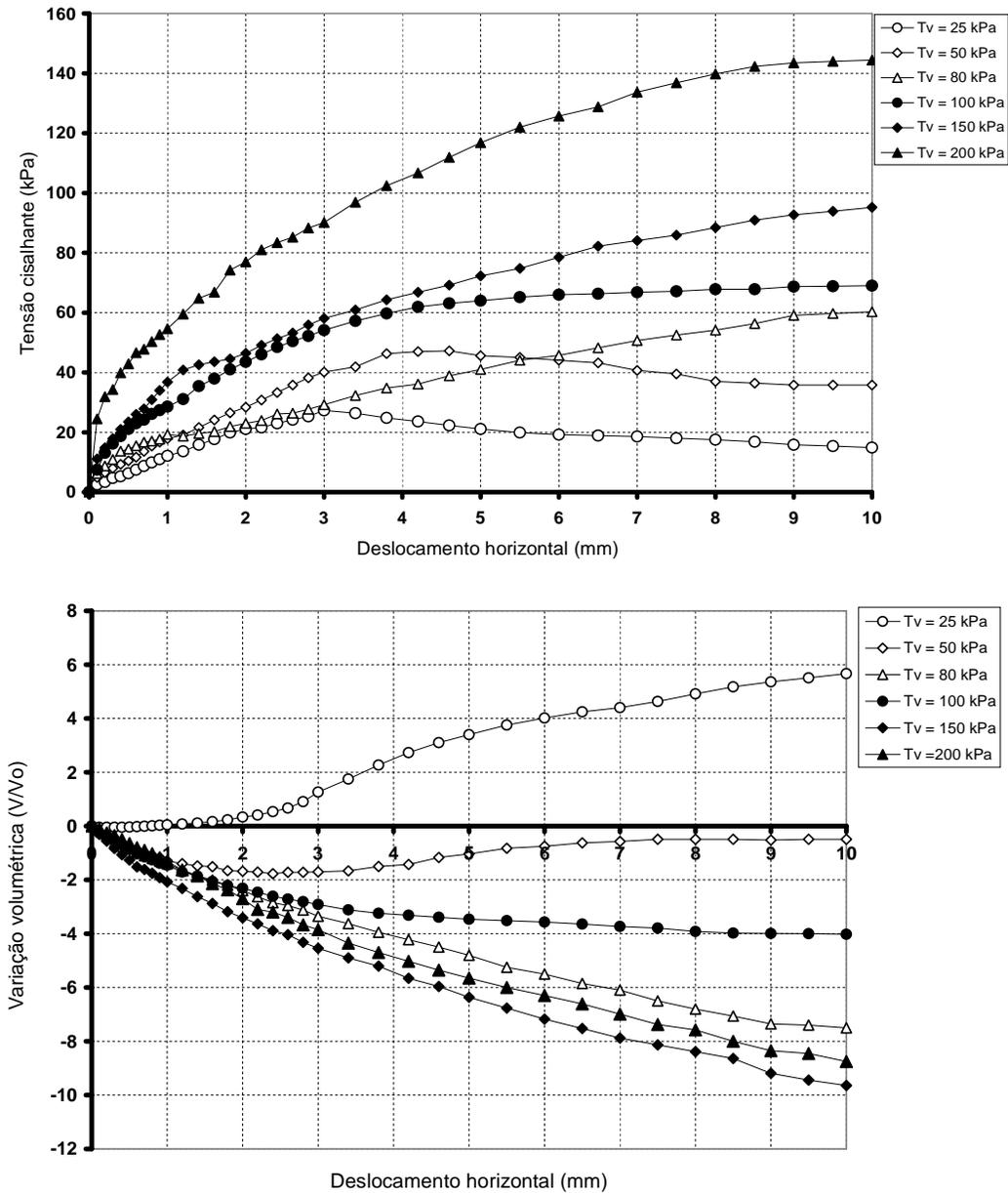
Nas amostras coletadas na Cava (1m de profundidade), onde foram realizados os ensaios de placa, foram ensaiados os corpos de prova na condição de umidade natural e embebidos em água por, no mínimo, 6h. As Figuras 4.3 a 4.5 apresentam as curvas tensão cisalhamento por deslocamento e variação volumétrica por deslocamentos para esses ensaios.

Para os ensaios realizados com umidade natural e inundados (tensões de 25 a 200 kPa) verifica-se uma clara diferença no comportamento das curvas tensão cisalhante e variação volumétrica por deslocamento (Figuras 4.3 e 4.4). No ensaio, na condição natural, se verificaram-se picos nas curvas tensão cisalhante por deslocamento para o nível de tensão mais baixo (25 e 50 kPa) e, para as mesmas tensões, uma tendência de dilatação (aumento de volume) principalmente após o pico de máxima tensão cisalhante, caracterizando uma pequena cimentação, provavelmente por óxidos de ferro e argila. Já nos ensaios inundados, não ocorre nenhum pico das curvas tensão cisalhante por deformação (Figura 4.4) e as curvas de variação volumétrica indicam somente compressão.

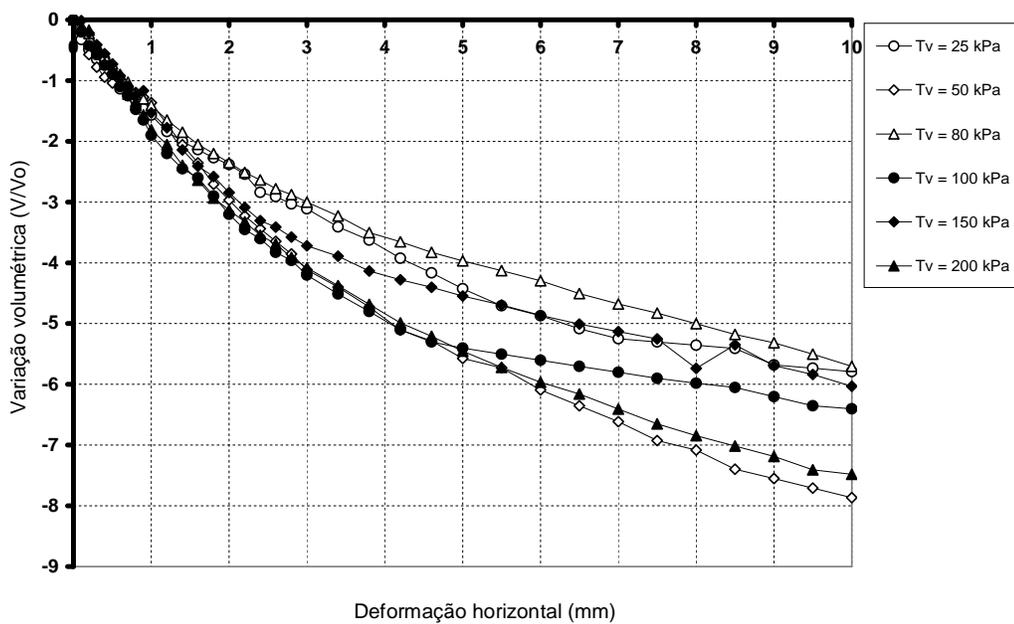
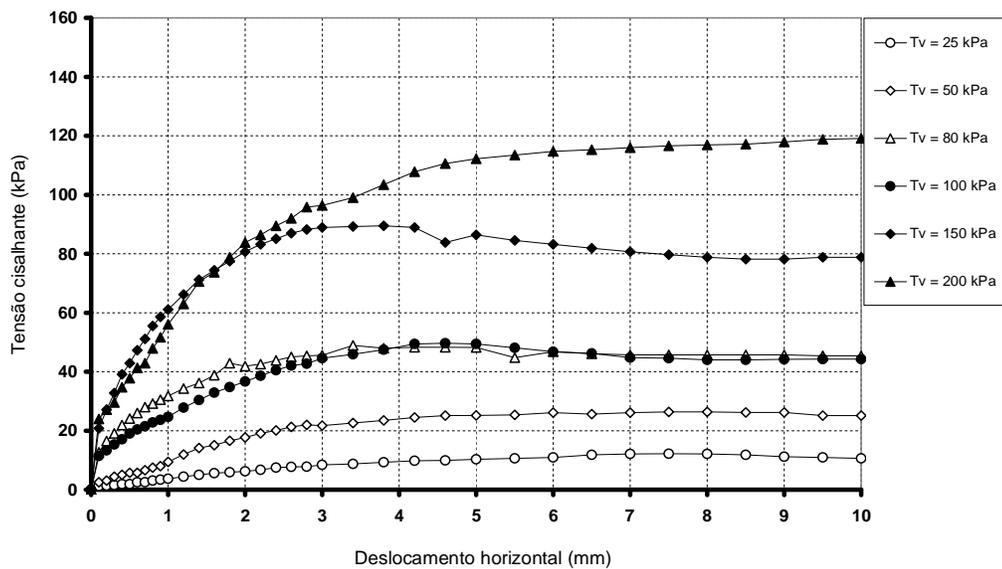
Nos ensaios realizados em corpos de prova secos ao ar (tensões de 25 kPa a 100 kPa), as curvas tensão cisalhante por deslocamento apresentam picos nítidos para todas as tensões aplicadas e uma tendência de aumento de volume dos corpos de prova durante o ensaio de cisalhamento (Figura 4.5).

A Tabela 4.4 apresenta o resumo dos ensaios de cisalhamento direto com os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno do solo. A Figura 4.6 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas nesses ensaios.

A inundação reduziu a tensão de cisalhamento máxima para todos os níveis de tensão aplicados nos ensaios. Esse solo, em razão do aumento da umidade e grau de saturação, anulou o intercepto coesivo e reduziu levemente o ângulo de atrito interno. Com a saturação, anula-se o efeito da sucção (parcela de resistência de solos não saturados) e a resistência desses solos acontece somente pelo atrito entre as partículas. No ensaio com corpos de prova secos ao ar (no mínimo de 72h), as tensões cisalhantes tiveram um aumento significativo, resultando em elevados valores de coesão e atrito.



Figuras 4.3 - Curvas tensão de cisalhamento e variação volumétrica por deslocamento para os corpos na umidade natural (CV 01)



Figuras 4.4 - Curvas tensão de cisalhamento e variação volumétrica por deslocamento para os corpos inundados (CV 01)

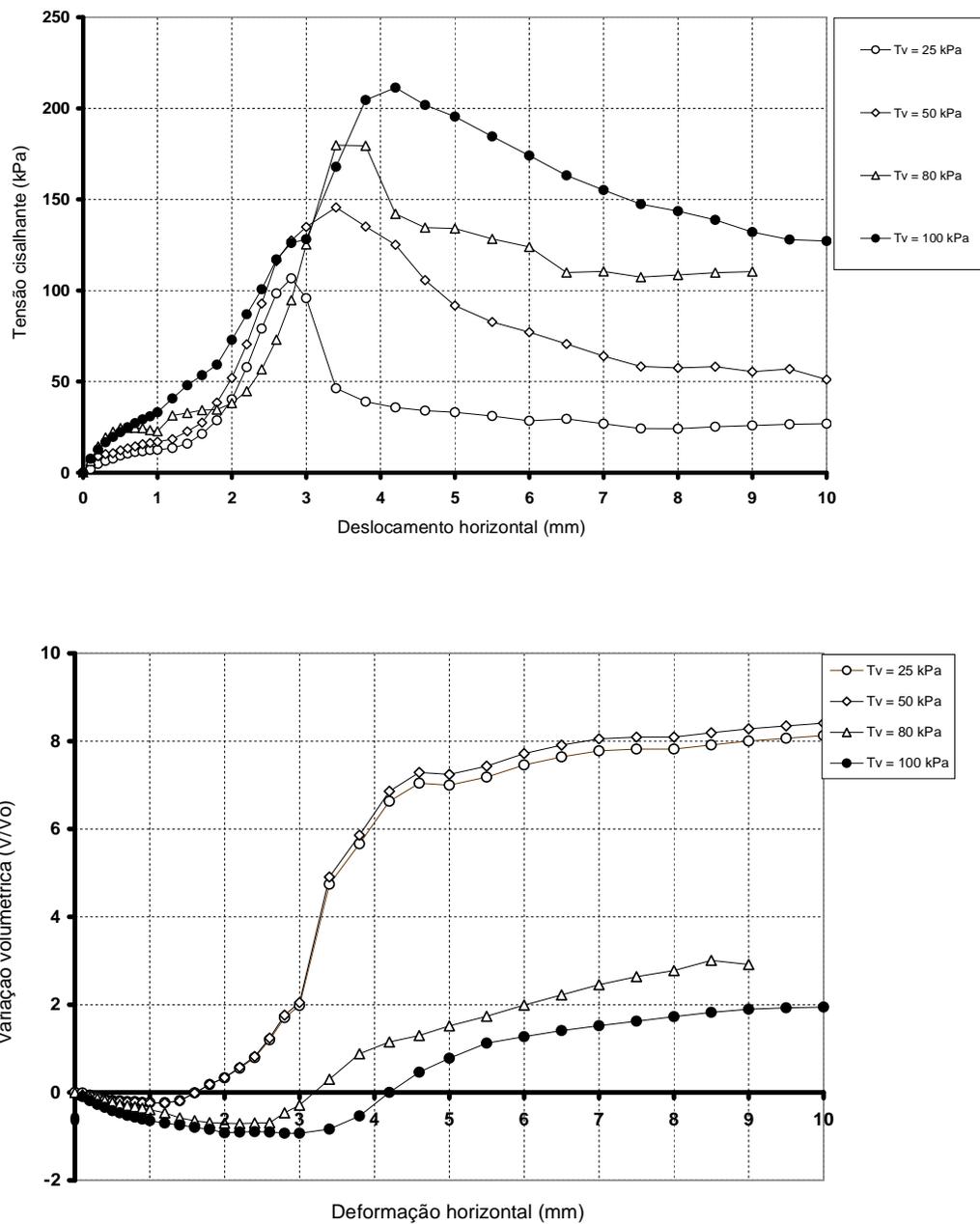


Figura 4.5 - Curvas tensão de cisalhamento e variação volumétrica por deslocamento para os corpos de prova secos ao ar (TR 02)

Tabela 4.4 - Resumo dos ensaios de cisalhamento direto

Tensão vertical (kPa)	Tensão de Cisalhamento (KPa)		
	CV 01 - Natural	CV 01 - Inundado	TR 02 - Seco ao ar
25	27,3	12,2	106,7
50	47,2	26,4	145,6
80	60,3	48,9	179,7
100	69,0	49,7	211,3
150	95,2	89,5	
200	144,4	119,1	
Intercepto coesivo – c (KPa)	10,5	0	74,2
Ângulo de atrito – $\phi$ (graus)	32,2	30,2	53,7
Coef. de Correlação $R^2$ (%)	97,5	98,7	99,5

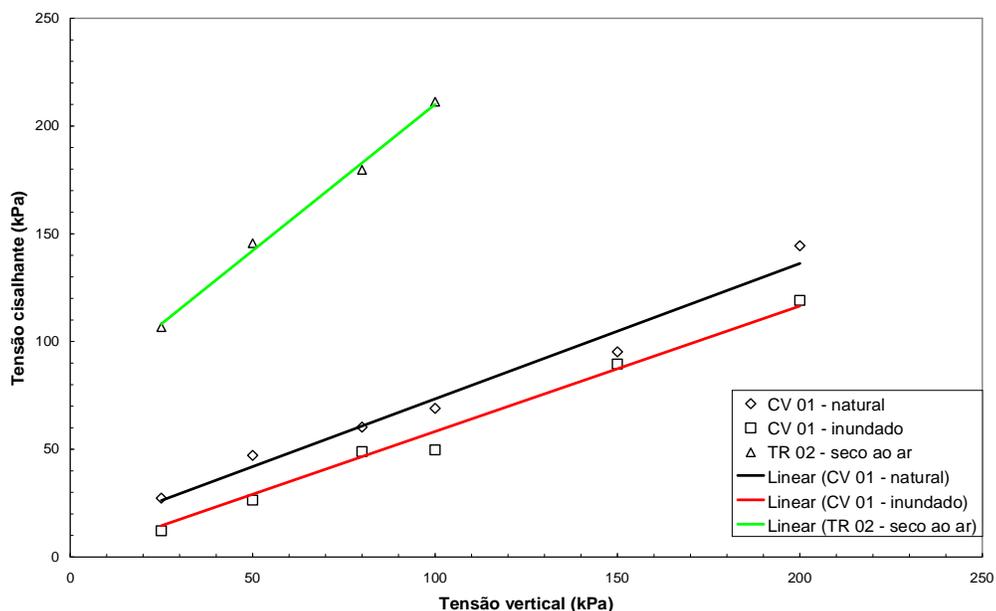


Figura 4.6 - Envoltórias de ruptura obtidas no ensaio de cisalhamento direto (corpos de provas na umidade natural, inundados e secos ao ar)

Quando da realização dos ensaios inundados de cisalhamento direto, logo após a aplicação das cargas verticais e estabilização dos deslocamentos, inundou-se o corpo de prova e mediram-se os deslocamentos verticais em razão do aumento do grau de saturação (similar aos ensaios edométricos simples). Por meio dessas medidas, determinou-se o potencial de colapso ( $CP = AH/H1 * 100$ ). Onde, AH = variação de altura do corpo de prova pela

inundação e  $H_1$  = altura de corpo de prova antes da inundação. O potencial de colapso (CP) foi avaliado por meio dos ensaios de cisalhamento direto, em que, inicialmente, os corpos de prova foram carregados com teor de umidade natural constante, as tensões verticais de 25, 50, 80, 100, 150 e 200 kPa e, posteriormente, inundadas. A Figura 4.7 apresenta os valores dos potenciais de colapso, determinados em diferentes tensões verticais de inundação. Os valores obtidos situaram-se entre 1 e 3%, apresentando uma tendência de acréscimo com tensões mais elevadas.

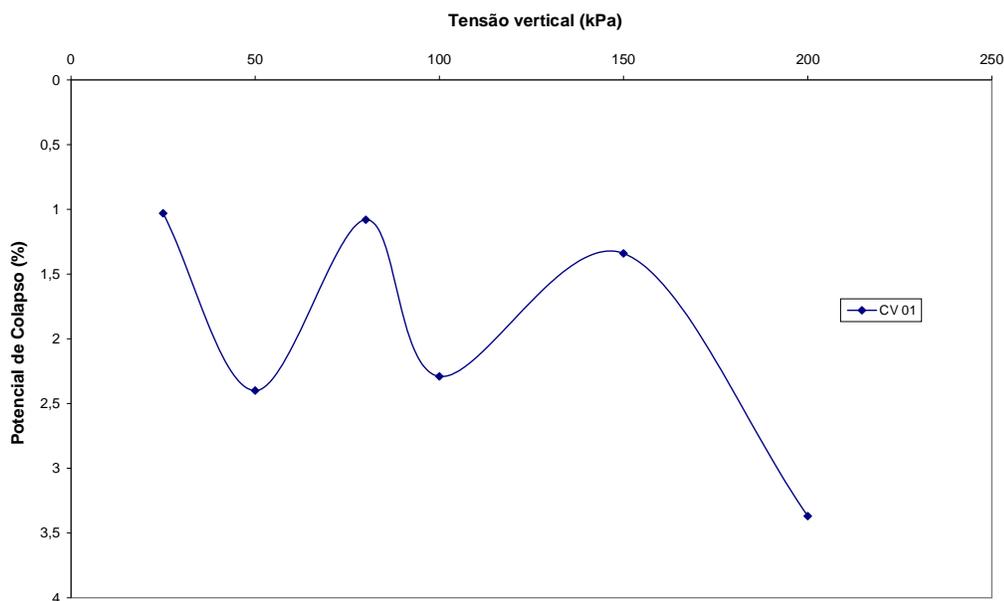


Figura 4.7 - Estimativa do potencial de colapso (CP) no ensaio de cisalhamento direto

### 4.3 Ensaios eodométricos

Foram realizados dois tipos de ensaios: no primeiro, o corpo de prova era carregado em seu estado de umidade natural e, no outro, era inundado previamente durante 12 h. Após esse período, o corpo de prova era carregado com os mesmos níveis de tensão do corpo de prova no estado natural (ensaio eodométrico duplo de laboratório).

A Tabela 4.5 apresenta os resultados dos ensaios eodométricos realizados. Verificou-se uma redução da tensão de pré-adensamento e um aumento da compressibilidade com a inundação prévia. O corpo de prova pré-inundado apresentou recalques superiores, principalmente após a tensão de pré-adensamento. A Figura 4.8 apresenta as curvas, deformação específica por tensão vertical aplicada.

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios eodométricos

Propriedades	Natural	Pré-inundada
$e_0$	1,206	1,207
$\sigma'_{vm}$	140,0	120,0
$C_c$	0,35	0,38
$C_r$	0,05	0,06
$C_s$	0,03	0,03

Obs.:  $e_0$  = índice de vazios inicial; tensão de pré-adensamento;  $C_c$  = índice de compressão;  $C_r$  = índice de recompressão;  $C_s$  = índice de descompressão

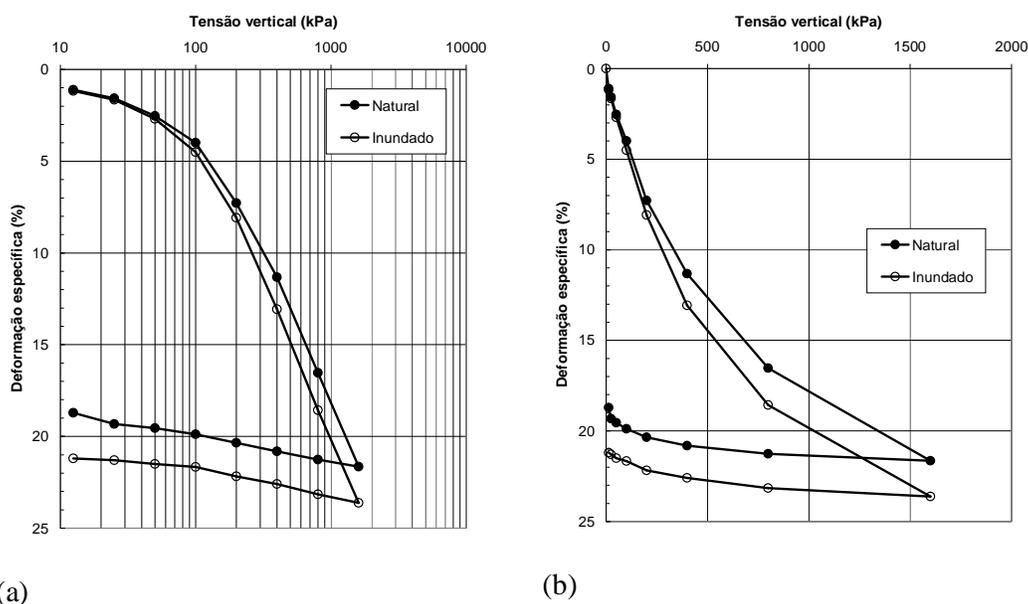


Figura 4.8 – Curvas tensão vertical (escala log e normal) por deformação específica obtida no ensaio eodométrico

#### 4.4 Ensaios de placas

Os ensaios de placa foram realizados diretamente no terreno, a aproximadamente 1,0m de profundidade. Foi utilizada a placa de 50cm de diâmetro para os ensaios no solo natural, inundado e compactado. Nos ensaios realizados no solo-cimento, a placa utilizada foi de 30cm de diâmetro. Os resultados completos dos ensaios de placas estão apresentados no Anexo A.

A Figura 4.9 apresenta os ensaios de placa realizados no solo natural (EPN1 e EPN2). O ensaio de placa no solo natural (EPN1) foi realizado com incremento de carga de 5kN, atingindo uma tensão de ruptura de 0,23MPa para um recalque de 24,5mm, conforme a Figura 4.9. O ensaio de placa EPN2 foi conduzido de forma similar ao EPN1, porém a tensão de ruptura obtida foi de 0,11 MPa para um recalque de 17,2mm. Nesse ensaio, os recalques foram medidos até aproximadamente, 30mm, sem estabilização.

A diferença entre esses dois ensaios, a princípio nas mesmas condições de ensaio, foi explicada pela precipitação, no dia anterior, de 25mm, que provavelmente aumentou o grau de saturação do solo.

A Figura 4.10 mostra o local do ensaio de placa em solo natural, após o descarregamento com a placa já removida. Verificou-se, no local, um afundamento, no solo com cisalhamento, rente às bordas, caracterizando uma ruptura por puncionamento.

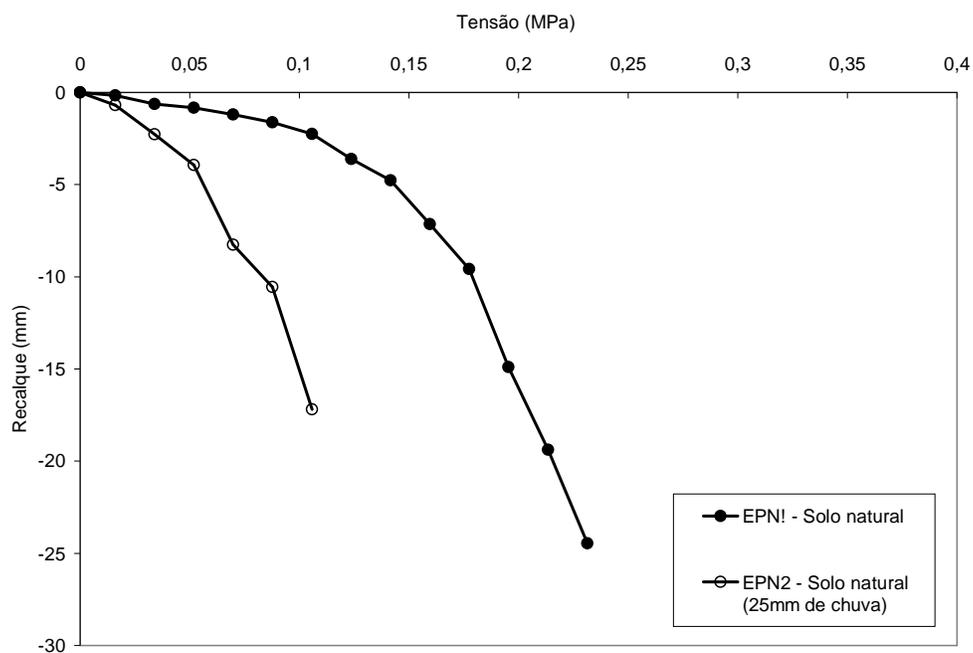


Figura 4.9 – Ensaios de placa solo natural

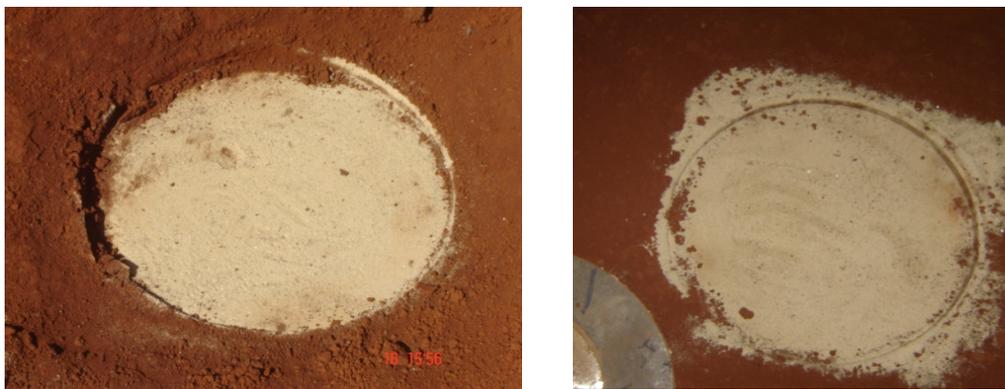


Figura 4.10 – Ruptura por puncionamento no ensaio de placa no solo natural

Os ensaios de placa inundados (EPI1 e EPI2) foram realizados após o solo ficar 12h com uma lâmina de água de aproximadamente 2cm. Esses ensaios contaram com incrementos de carga de 5kN, exceto para o ensaio EPI2, que foi elevado para 10 kN após a carga aplicada de 24,3 kN. A Figura 4.11 apresenta as curvas tensão-recalque desses ensaios. No ensaio EPI1, a tensão de ruptura foi de 0,21MPa para um recalque de 24,1mm, em razão da dificuldade de manter a carga.

No ensaio de placa EPI2, a tensão de ruptura foi de 0,18 MPa para um recalque de 22,4mm. Após esse nível de tensão, não foi possível estabilizar o carregamento e as deformações foram superiores à capacidade do medidor de deslocamento. A Figura 4.12 apresenta o local do ensaio após a retirada da placa, com afundamento e cisalhamento na borda.

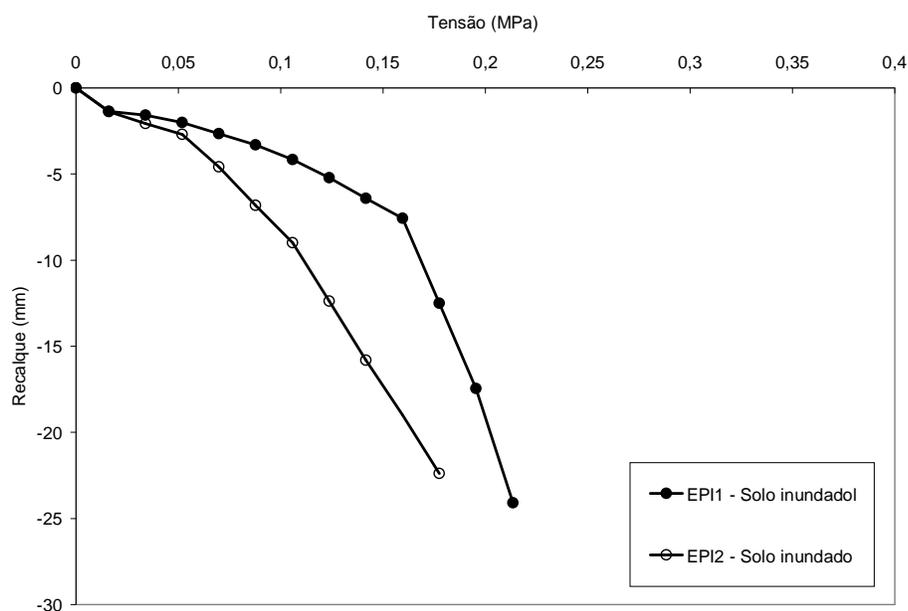


Figura 4.11 – Ensaios de placa solo inundado



Figura 4.12 - Ruptura por punção no ensaio de placa no solo inundado

A Figura 4.13 apresenta os resultados dos ensaios na condição natural e inundado em conjunto. Verifica-se que os valores mais baixos de resistência foram obtidos no solo natural, após uma precipitação de 25mm (EPN2). Os ensaios inundados para as mesmas tensões apresentam uma deformação mais elevada, mostrando a influência da saturação no comportamento do solo.

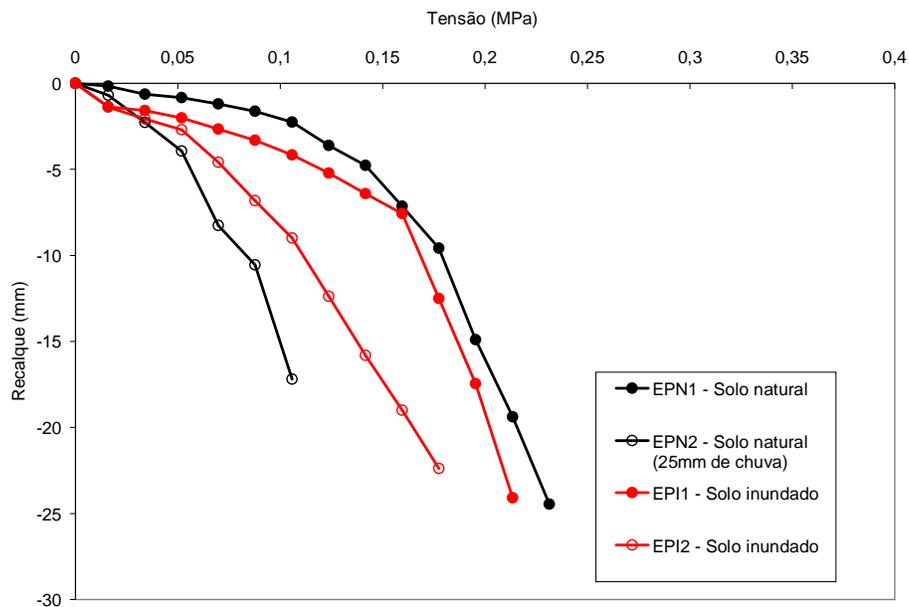


Figura 4.13 – Comparação dos ensaios de placa em solo natural e inundado

Ferreira e Teixeira (1989) propuseram um índice que era obtido pela relação entre os recalques nos ensaios inundado ( $S_i$ ) e natural ( $S_{nat}$ ) para a mesma tensão aplicada. Tal parâmetro denomina-se Índice de Deformabilidade ( $D = S_i/S_{nat}$ ).

A Figura 4.14 apresenta a variação desse índice com a tensão aplicada para os ensaios de placa inundados (EPI1 e EPI2) e para solo natural após chuva (EPN2). Verifica-se que o solo natural, após chuva (EPN2), teve um acréscimo do índice de deformabilidade com o aumento da tensão. Já os ensaios de placa inundados (EPI1 e EPI2) apresentaram valores elevados de deformabilidade para tensões baixas (< 0,034 MPa). Após essa tensão, há uma redução da deformabilidade.

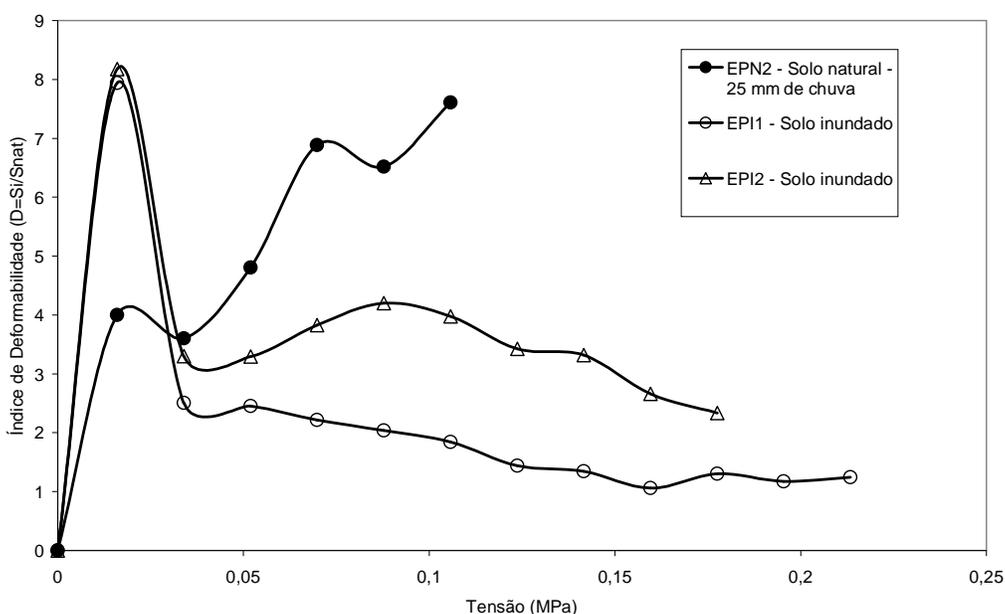


Figura 4.14 – Índice de deformabilidade x tensão para os ensaios de placa natural e inundado

Os ensaios em solo compactado (EPC1 e EPC2) foram realizados com incrementos de carga de 5 kN até uma carga de 24,3 kN. Após essa carga, o incremento foi de 10 kN (Figura 4.15). As camadas compactadas apresentam um grau de compactação média de 92,6% e umidade de 30,2%. No ensaio EPC1, a tensão de ruptura foi de 0,29 MPa para um recalque de 24,7mm. Esse ensaio foi encerrado quando tornou-se difícil manter a carga aplicada, pois os recalques aumentavam de forma contínua.

Ao ensaio de placa EPC2 a carga máxima aplicada foi de 63 kN, não atingindo a ruptura do solo, por causa de um problema no sistema de reação que não permitiu que se mantivesse a carga. Nesse ensaio, a tensão máxima foi de 0,32 MPa para um recalque de 13,1 mm.

Verificou-se, nos ensaios de placa no solo compactado, pouco fissuramento, afundamento da placa, caracterizando um comportamento de ruptura por puncionamento (Figura 4.16).

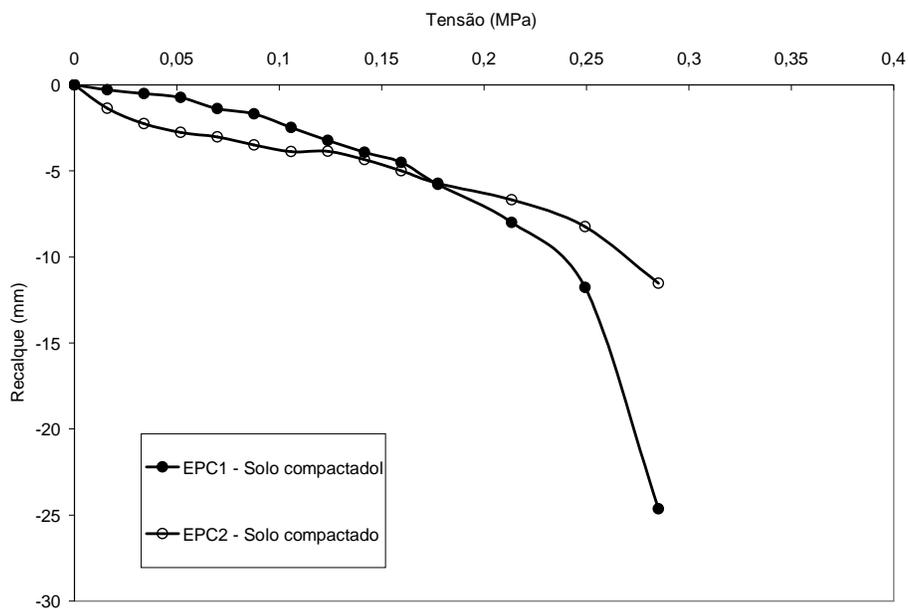


Figura 4.15 – Ensaio de placa em solo compactado

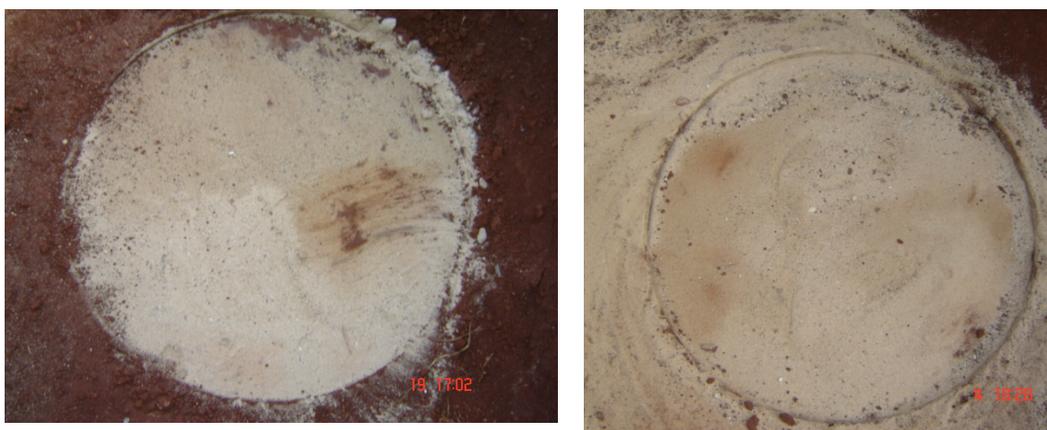


Figura 4.16 – Ruptura por puncionamento no ensaio de placa no solo compactado

A Figura 4.17 apresenta a variação do índice de deformabilidade do solo natural ( $D = S_{nat}/S_{comp}$ ) e inundado ( $D = S_i/S_{comp}$ ) em relação ao solo compactado (recalques médios dos ensaios EPC1 e EPC2). Os ensaios de placa no solo natural e inundado apresentaram um

índice de deformabilidade crescente com a tensão aplicada. Verifica-se novamente que o ensaio no solo natural, após uma precipitação de 25mm, apresentou uma deformabilidade mais elevada que a do ensaio com solo inundado.

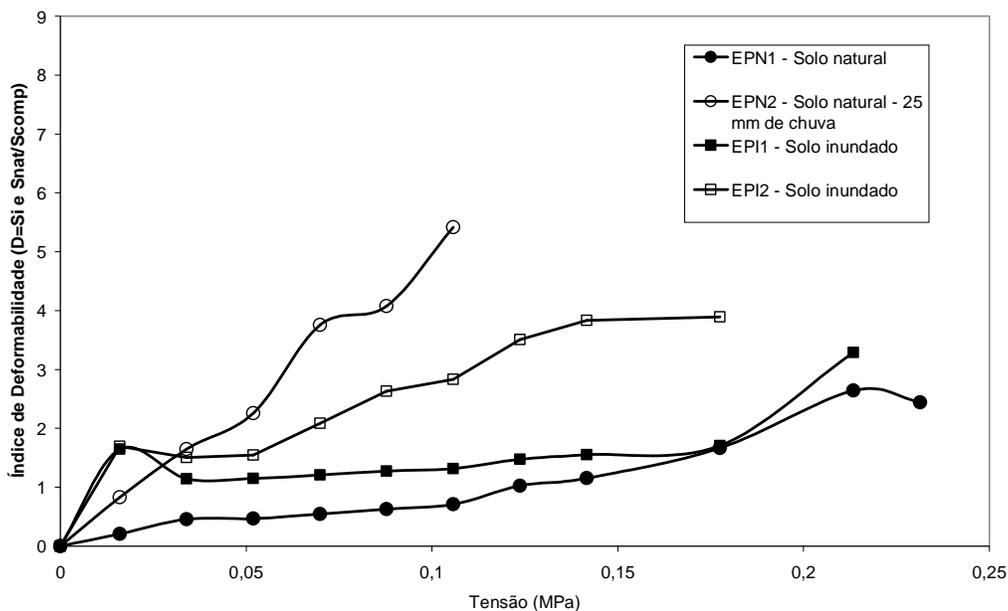


Figura 4.17 – Índice de deformabilidade x tensão para os ensaios de placa em solo natural e inundado

Os ensaios de placa em solo estabilizado com cimento (EPCI1 e EPCI2) foram realizados após a cura da mistura. Os incrementos de carga foram de 5 kN até 24,3 kN. Após essa carga, houve o incremento de 10 kN. O grau de compactação das camadas de solo-cimento foi de 94,1% com uma umidade de 27,7%. No ensaio EPCI1, foi obtida uma tensão de ruptura de 0,89 MPa para um recalque de 19,6mm (Figura 4.18). No ensaio EPCI2 obteve-se uma tensão de ruptura de 0,99 MPa para um recalque de 18,3mm. Em ambos os ensaios, para o nível de carregamento, foi difícil manter a carga aplicada com os recalques aumentando continuamente. A Figura 4.19 mostra o comportamento do ensaio de placa com solo-cimento, apresentando pequenas fissuras em torno da placa. O comportamento observado caracterizou ruptura típica por puncionamento.

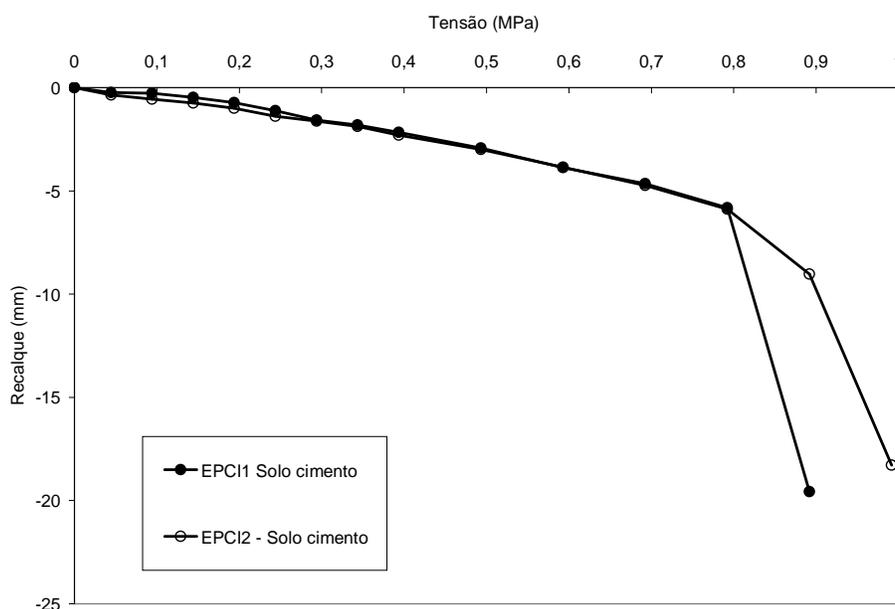


Figura 4.18 – Ensaios de placa em solo cimento

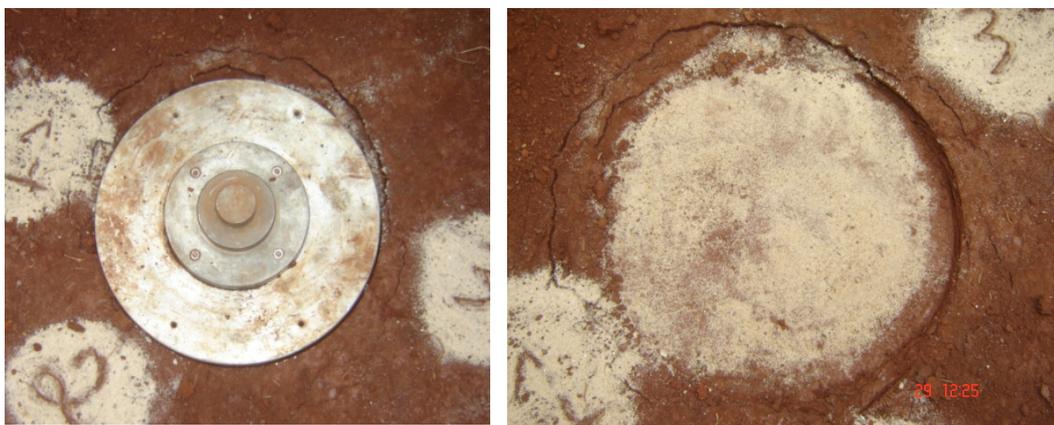


Figura 4.19 – Ruptura por punção solo cimento

A Figura 4.20 apresenta as curvas tensão-recalque para os ensaios de placa no solo natural, compactado e com cimento. Verifica-se, nitidamente, o aumento e rigidez do solo cimentado, em que a curva tensão-recalque apresenta certa linearidade até 0,8 MPa e, após esse valor, sofre uma ruptura frágil. No solo compactado, há um aumento de rigidez, mas não tão acentuado como no solo-cimento.

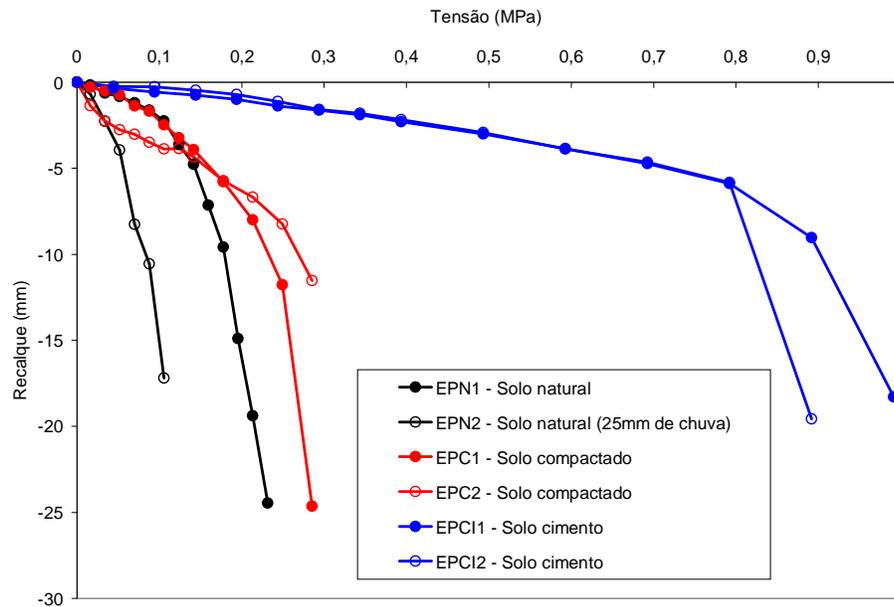


Figura 4.20 – Ensaio de placa no solo natural, compactado e com cimento

Avaliando as curvas carga-recalque dos oito ensaios realizados, vê-se que a ruptura do solo foi atingindo em sete dos oito ensaios. O ensaio EPC2 que não foi possível atingir a ruptura efetiva do solo, devido ao rompimento da solda que assegurava a viga de reação, foi submetido aos critérios de extrapolação da curva tensão-recalque, onde obteve pelo método de rigidez um resultado mais próximo do ensaio em campo, obtendo uma tensão de 430 kN/m<sup>2</sup>. Verifica-se que as provas de cargas realizadas foram satisfatórias, uma vez que foi atingido o objetivo principal em sete dos oito ensaios, a ruptura do solo. Os equipamentos utilizados, em perfeito estado de calibração e manutenção se portou de forma adequada, não oferecendo dificuldades durante os ensaios de placa.

## 5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES

O perfil de solo estudado no Campus da URI, em Santo Ângelo, foi classificado pedologicamente como Latossolo, com substrato constituído por rochas vulcânicas da Formação Serra Geral. Texturalmente, os solos foram classificados como argilas siltosas e argilas silto-arenosas. Os valores obtidos de fração argila situaram-se entre 60% e 78%, fração silte entre 14% e 23% e fração areia entre 6% e 17%. Nos ensaios granulométricos, sem defloculante, a fração argila tende a zero, indicando um alto grau de floculação para esses solos.

Os referidos solos apresentam de média a alta plasticidade (IP entre 14% e 24%), classificados geotecnicamente como solos finos pertencentes ao grupo A7-5 pelo sistema da HRB, e ao grupo MH pelo SUCS. Nos ensaios para determinação do peso específico real dos grãos, os valores obtidos situaram-se entre 2,7 g/cm<sup>3</sup> e 2,9 g/cm<sup>3</sup>. Esses valores são condizentes em virtude do predomínio de óxidos de ferro e argilas do grupo da caulinita. Apresentam uma cor vermelho-escura, características de perfis bem drenados.

Na determinação dos índices físicos em amostras indeformadas verificou-se que tais solos apresentam um peso específico natural médio de 1,6 g/cm<sup>3</sup>, com valores de índice de vazios superiores a 1,0 (valor médio de 1,25). A porosidade média é da ordem de 55% e o grau de saturação de 65%. Portanto, esses solos são porosos e não saturados.

Nos ensaios de cisalhamento direto na umidade natural, o valor do intercepto coesivo obtido foi de 10,5 kN/m<sup>2</sup> e o ângulo de atrito interno de 32,2°. Para esse solo, por causa do aumento da umidade e grau de saturação, o valor da coesão foi anulado e levemente reduzido o ângulo de atrito interno. Portanto, com a saturação anula-se o efeito da sucção (parcela de resistência de solos não saturados) e a resistência desses solos verifica-se somente pelo atrito entre as partículas.

Nos ensaios inundados antes do cisalhamento, mediu-se a variação de altura do corpo de prova antes e após a inundação. Determinou-se um potencial de colapso entre 1% e 3% com uma tendência de aumento com o nível de tensão.

Nos ensaios de compressão confinada (eodométricos), obtiveram-se para o solo, na umidade natural, uma tensão de pré-adensamento de 140 kN/m<sup>2</sup> e um índice de

compressibilidade de 0,35. No ensaio com inundação prévia ao carregamento, ocorreu uma diminuição da tensão de pré-adensamento e um aumento do índice de compressibilidade. Nesses ensaios, denominados ensaios eodométricos duplos, o potencial de colapso máximo determinado foi de 2%. Segundo Knight (1975), tais valores indicam um nível de colapsividade moderado para esse solo.

Nos ensaios de placa realizados com placas de 30cm e 50cm de diâmetro, visualmente se verificou-se o afundamento do solo e em alguns ensaios apresentaram fissuras próximas à borda, caracterizando ruptura por puncionamento.

Dos oito ensaios de placas realizados, somente um não atingiu a ruptura do solo. A definição da ruptura deu-se pela não estabilização dos deslocamentos, mantido constante o carregamento.

Verificou-se o aumento da deformabilidade dos solos quando os ensaios de placa foram realizados com inundação prévia. Destaca-se o ensaio de placa no solo natural, após uma chuva de 25mm, pois aparentemente essa situação foi muito mais eficaz no aumento da deformabilidade do que os ensaios inundados.

Observou-se também que os ensaios de placa em solo compactado e solo-cimento aumentam a rigidez e diminuem a deformabilidade quando comparados aos ensaios no solo natural. As curvas tensão-recalque também se apresentam, de forma diferente, principalmente no solo-cimento, que chegou a uma tensão de ruptura média de 940 kN/m<sup>2</sup>. O solo compactado obteve uma tensão de ruptura de 290 kN/m<sup>2</sup> não sendo possível fazer uma média dos dois ensaios realizados, porque o EPC2 não atingiu a ruptura do solo, sendo, por isso, submetido à extrapolação da curva tensão- recalque em que se obteve, pelo método de rigidez, uma tensão de 430 kN/m<sup>2</sup>. O solo inundado obteve uma média de 195 kN/m<sup>2</sup> superior ao solo natural que chegou a 170 kN/m<sup>2</sup> em consequência da baixa tensão de ruptura do solo natural após chuva de 25mm.

### **5.1 Sugestão para trabalhos futuros**

Sugerimos, que sejam feitos ensaios com cone de penetração leve (DCP) para avaliar a capacidade de carga para fundações superficiais e sejam realizadas provas de carga em sapatas de concreto, verificando-se a influência da saturação e de técnicas de melhoria do solo (compactação, solo-cimento, resíduos) para verificar a influência na capacidade de carga.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquido de diferentes composições químicas**. São Carlos 219 .p, 1997.

AGNELLI, N; ALBIERO, J. H. Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas. In: X COBRAMSEF, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 167-174.

ALONSO, E.E., GENS, A & WIGHT, D.W. **Special problem soils**. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Dublin, Ireland, 3: 1087 – 1146, 1987.

ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990). A constitutive model for part ly saturated soil. *Geotechnique*, p. 405 – 430.

ALONSO, U. R. 1991 – Previsão e controle das fundações. São Paulo: Edgar Blucher Ltda.

ARAKI, M. S **Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal**. Dissertação de Mestrado, Publicado G. DM – 040/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 121 p, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto e execução de Fundações**: NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Prova de carga direta sobre terreno de fundação – Procedimento**: NBR 6489. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Prova de carga estática**: NBR 12131, Rio de Janeiro, 1991.

BARATA, F. E. (1984). Uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.

BASMA, A.A .& TUNCER, E.R. Evolution and controlo f collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.118, n.10, p. 1491 – 1504, 1992.

BUTLER, H. D.; HOY, H.E. (1977). User's Manual for the Texas quick – load method for foundation load testing. Federal Highway Aministration. Office of Development. Washinton. 59 p.

CAMARGO, M. N.; KLAMP, E. & J. H. KAUFFMAN. 1977. Classificação de Solos usada em levantamentos pedológicos no Brasil. Bol. Inf. Soc. Bras. Ci. Solo, Campinas, 12 (1): 11 – 33.

CASAGRANDE, M. D. T. Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando ao uso como base de fundações superficiais. Porto Alegre, 2001, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASTRO, F. J. Casanova – “ Some Kemarks on the Wcathering of Mica in Tropical Soils”, **Proceedings, II International Seminar on “ Laterisation Processes”**, São Paulo, 1982, public. Do Inst. Astronômico e Geofísica, USP, 1983.

CARDOSO, F. B.F.; CARVALHO, J. C. & MARTINS, E. S. O fenômeno do colapso em solos de diferentes origens e profundamente intemperizados do Distrito Federal. **In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Brasília, v.1, p. 59- 65, 1998.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. (2003). **Tensão Admissível em Fundações Diretas**, São Carlos, RIMA.

CINTRA, J.C.A. **Fundações em solos colapsíveis**. Texto apresentado à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos para concurso de livre docência 111p, 1995.

CINTRA, J.C.A. **“Fundações em solos colapsíveis”**. Ed. Rima, São Carlos – SP. 116p, 1998.

CONCIANI, W – Fundações para Construção de Habitação de Interesse Social no Estado de Mato Grosso. Cuiabá: CEFETMT, 2006. 78p.

CONSOLI, N.C.; SHNAID, F.; VENDRUSCOLO, M. A.; et. al. Interpretação de provas de carga de fundações superficiais assentes em camadas de solo-cimento. Solos e Rochas, São Paulo, v.21, n.1, p. 39- 50, 1998 a.

CUDMANI, R. O; SCHNAID, F; CONSOLI, N. C. Comportamento sapatas assentes em um bloco estruturado através de ensaios de placa. In: X COBRAMSEF, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 127-134.

CHIN, F. K. (1970) Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2. Proceedings. P. 81 – 90.

CLEMENCE, S. P. & FINBAR, A. Design considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, 107: 305 – 317.p, 1981.

DALLA ROSA, F; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. In: XXXI JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2004, Mendoza (Argentina).

DAVISSON, M. T. (1972). High capacity piles. Proceedings, Lecture Series, Innovations in Foundation Construction. ASCE. Illinois Section. 52p.

DE BEER, E. E. (1967) Proefon dervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal. Tijdschrift der Openbar Werken van België Nos.

DÉCOURT, L (1996). Comportamento de uma estaca – T submetida a carregamentos elevados. SEFE III - 3º Sem. de Eng. de Fundações Especiais e Geotecnia, ABMS) ABEF, São Paulo, 1: 205 – 213.

DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, AR. Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements SPT – T; Present stage and future trends. **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 13. New Delhi, Proceedings, vol 1, pg 143 – 146. 1994.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H & CINTRA, J. C.A. Análise e projeto de fundações profundas. In Waldemar Hachich et. a. Fundações – Teoria e Prática. São Paulo: Ed. Pini. 1998. p 265 – 327.

DIAS, R.D. OU DAVISON DIAS, R.; HIGASHI, R.R.; MARTINS, K.P. Sistemas de Informações Geotécnicas do Norte do Estado do Rio Grande do Sul Visando a Fundações. In: GEOSUL – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2002, v.3. Porto Alegre.

DIAS, R. OU DAVISON DIAS, R. ; MARTINS, K. P. ; SANTOS, G.T. Geoprocessamento e Mapeamento Geotécnico dos Latossolos do Rio Grande do Sul. In: Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, 2000, Florianópolis. Geoprocessamento e Mapeamento Geotécnico dos Latossolos do Rio Grande do Sul. Florianópolis: COBRAC, 2000.v.cd roo.p.13-24.

DIAS, R. OU DAVISON DIAS, R. Ocorrência e Características Geotécnicas dos Latossolos do Rio Grande do Sul Visando à Pavimentação. In: Reunião de Pavimentação, 1991, São Paulo.

DIAS, R.D. OU DAVISON DIAS, R.; PINHEIRO, R. J. B.; ARNOLD, G. P. Compressibilidade dos Latossolos do Sul do Brasil. In: 6º CBEG/IX COBRAMSEF, 1990, Salvador.

DIAS, R.D. OU DAVISON DIAS, R. Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES, 2, 1989. ANAIS. PORTO ALEGRE.

DIAS, R.D. OU DAVISON DIAS, R. Metodologia de Estudo do Comportamento Geotécnico dos Solos do Rio Grande do Sul. In: II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil., 1989, Porto Alegre.

DIAS, R.D. OU DAVISON DIAS, R.; GEHLING, W. Y.Y. Influence or the Macrostructure Originated From Pedologic Process on the Mechanical Soils. In: First International Conference on Geomechanics In Tropical LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS – TROPICALS 85, 1985, Brasília, DF: ABMS, 1985. v.1.p. 255-268

DUDLEY, J. H. Review of collapsing soils, **Journal of Soil Mech & Fdns.** Div, ASCE, vol.96, no SM3, 925 – 947, 1970.

FERREIRA, H. N.; et alii – Engineering Properties of a Saprolitic Soil From Granite. Second International Conference of Geomechanics in Lateritic and Saprolitic Soils. Vol.1 Singapore. Dez. 1988.

FERREIRA, R. C., PERES, J. E. E & BENVENUTO, C. (1990). Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. IX COBRAMSEF, Salvador, vol.2, p. 73 – 79.

FELLENIUS, B. H. The Analysis of Results from Routine Pile Load Test. In: GROUND ENGINEERING DIVISION. Foundations publication, Ltd., vol.13, n.6, p. 19 a 31, 1980.

FULLER, F. M.; HOY, H. E. (1970). Pile load tests including quick – load test method, conventional methods and interpretations. Highway Research Board, 333. p 78 – 86.

FUTAI, M. M. Análise **de Ensaios Oedométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis**. Tese de Mestrado , COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 255p, 1997.

GARCIA – TORNEL, A. J. **Um modelo elastoplástico para suelos no saturados**. Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de caminos, Canales y Puertos, Barcelona. 1988. 541p.

HILMER, K. Ground Improvement by soil replacement, In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, 1983, Helsinki. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, V.1, p. 37 – 43, 1983.

JENNINGS, J.E. B & KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure Proe. **VI Regional Conf. for Africa on Soil Mech. And. Engng.** Durban. 99 – 105p, 1975.

JENNINGS. J.E.B & KNIGHT, K.. **The additional settlement of foundations due to collapse of structure of Sandy subsoils on wetting.** Fourth Int. Conf. On Soil Mech. Ond Found. Engineering, Lonfres, 316 – 319p, 1997.

KLAMP, E. et alii. Levantamento de Recanhecimento Detalhado dos Solos da Região Litoral Norte, RS. Porto Alegre, Fundação Universidade Empresa de Tecnologia e Ciências, 1977.

LUTENEGGER, A. J. & SABER, R.T. Determination of Collapse potential of soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, V.11, n.3, p. 173- 178, 1988.

MAZURKIEWICZ, B. K. (1972). Test loading of piles according to polish regulations. Royal Swedish Academy of Eng. Sciens. Stockholm. 20p. (Report n. 35)

MENDONÇA, M. B.. **Comportamento de solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa** – Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 270.p, 1990.

MILITITSKY, J. (1991). Provas de carga estática. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, São Paulo, 1991. Anais. V.2, p. 203 – 228.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. M. (1996). Verificação de desempenho. In: HACHICH et al. eds. Fundações Teoria e Prática. São Paulo, PINI. Cap. 20, p. 723 – 751.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. ; COOLINO, V. M.N. Classificação geotecnica MCT para solos tropicais. **Revista Solos & Rochas**, São Paulo,16, (2): 77 – 91, ago., 1993.

PELLS, P. J. N. Plate loading tests on soil and rock. In: EXTENSION COURSE ON IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, 1983, Sydney. Proceeding...Rotterdam: A. A. Balkema, p.73 – 85, 1983.

REZNIK, Y. M.. Discussion of “Determination of collapse potencial of soils”. **Geotechnical Testing Journal**. ASTM. V.12, n.3, p.248- 249, paper by LUTENEGGER, A. J . & SABER, R.T. (1988). *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, v.11, n.3, p. 173 – 178, 1989.

RODRIGUES,R. A.; LOLLO, J. A. Características estruturais, fisiológicas e mecânicas de dois perfis de solos colapsíveis de Ilha Solteira – SP, Brasil. **Revista Solos & Rochas**, v.27, n.2, p. 131- 146, 2004.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC – UFRGS.

SOUZA, A.; CINTRA, J. C. A. & VILAR, O. M.. Shallow foundations on collapsible soil improved by compaction. **In: First International Conference on Unsaturated Soils**, Paris, v.2, p. 1017 – 1021, 1995.

SUN, D.A.; MATSUOKA, H. XU, Y.F. Collapse behavior of compacted clays in suction – controlled triaxial tests. **Geotechnical Testing Journal**, v.27, p.362-370,2004.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N.S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.; SAES, J. L.; FROTA, R.; CARVALHO, C.; NIYAMA, S. Eds. *Fundações: Teoria e prática*. 2 ed. São Paulo, PINI. Cap7, p.227 a 264, 1998.

TEIXEIRA, A.H. e GODOY,N.S. **Análise e projeto de Fundações Rasas; in fundações: Teoria e Prática**; ABMS/ABEF/PNI; 1996; p.227-264.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York, Jonh Willey & sons.

TOLEDO,M. C. M.; OLIVEIRA, S. M.B.; MELFI, A. J. Intemperismo e formação do solo. In: TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C.M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. *Decifrando a Terra*. Oficina de textos, São Paulo, p.139 – 166, 2000.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Porto Alegre, 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 245p.

VAN IMPE, W. F. V. **Soil Improvement Techniques and Their Evolution**. Rotterdam. A. A. Balkema, 1989. 125p.

VAN DER VEEN, C. (1953). The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3. 1953, Zurich (Switzerland). Proceedings...v.2, p. 84 – 90.

VARGAS, M. Fundações de barragens de terra sobre solos porosos. **Revista Construção Pesada**, março, p. 77 – 81, 1977.

VARGAS, M.. **Introdução à mecânica dos solos**. 2ª. Edição, Mc GRAW – HILL do Brasil, São Paulo, 509p, 1978.

VENDRUSCOLO, M. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa**. Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/ UFRGS.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996). **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ.

VESIC, A. S. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. **In: Highway Research Ke Cord**, 39. National Academy of Sciences, National Research Council. p. 112 -153, 1963.

VESIC, A. S. (1975) Bearing Capacity of Shallaw Foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (eds). *Foundation engineering handbook*. New York: Ed. Van Nostrand Keinhold Co. Cap.3, p. 121 – 147.

VILAR, O. M. **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1979.

## Anexo A

Planilha de ensaio de placa do solo natural 1 cava (C3)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,02	22,8	64,8	7,3	31,633	3,1426	-0,32
5	3,1426	0,02	23,4	64,9	9	32,433	3,1426	-0,32
5	3,1426	0,02	24,1	65,2	9,4	32,900	3,1426	-0,33
5	3,1426	0,02	25,8	66,9	13,2	35,300	3,1426	-0,35
5	3,1426	0,02	26,3	67,6	18,4	37,433	3,1426	-0,37
5	3,1426	0,02	29,4	72,2	26,3	42,633	3,1426	-0,43
5	3,1426	0,02	33,3	76,4	40,1	49,933	3,1426	-0,50
5	3,1426	0,02	39,8	81,7	54,3	58,600	3,1426	-0,59
5	3,1426	0,02	47,2	85,2	65,8	66,067	3,1426	-0,66
5	3,1426	0,02	49,4	86	67,9	67,767	3,1426	-0,68
10	6,6663	0,03	66	136	447	216,333	6,6663	-2,16
10	6,6663	0,03	66,3	138,4	451,5	218,733	6,6663	-2,19
10	6,6663	0,03	68,3	142,8	456,3	222,467	6,6663	-2,22
10	6,6663	0,03	69,2	144,3	456,8	223,433	6,6663	-2,23
10	6,6663	0,03	71,8	146,9	457	225,233	6,6663	-2,25
10	6,6663	0,03	74,8	149,3	457	227,033	6,6663	-2,27
15	10,19	0,05	78,3	255,8	776,8	370,300	10,19	-3,70
15	10,19	0,05	78,8	259,2	779,8	372,600	10,19	-3,73
15	10,19	0,05	79,1	260,2	781,3	373,533	10,19	-3,74
15	10,19	0,05	81,2	274,8	812,8	389,600	10,19	-3,90
15	10,19	0,05	81,4	280,3	817,3	393,000	10,19	-3,93
15	10,19	0,05	81,9	281,2	819	394,033	10,19	-3,94
20	13,7137	0,07	117,4	441,8	1163	574,067	13,7137	-5,74
20	13,7137	0,07	118,2	443,6	1165,6	575,800	13,7137	-5,76
20	13,7137	0,07	125,9	453,2	1169,6	582,900	13,7137	-5,83
20	13,7137	0,07	127,3	462,8	1179,1	589,733	13,7137	-5,90
20	13,7137	0,07	273,4	504,4	1677,8	818,533	13,7137	-8,19
20	13,7137	0,07	282	505	1690	825,667	13,7137	-8,26
25	17,2374	0,09	377,4	557	2013	982,467	17,2374	-9,82
25	17,2374	0,09	384	559,2	2014,7	985,967	17,2374	-9,86
25	17,2374	0,09	389,9	563,7	2029	994,200	17,2374	-9,94
25	17,2374	0,09	404,2	577,2	2073,2	1018,200	17,2374	-10,18
25	17,2374	0,09	404,8	586,3	2082,9	1024,667	17,2374	-10,25
25	17,2374	0,09	431,3	601,2	2135,8	1056,100	17,2374	-10,56
30	20,7611	0,11	752,8	966,3	2793,8	1504,300	20,7611	-15,04
30	20,7611	0,11	770,8	987,3	2821	1526,367	20,7611	-15,26
30	20,7611	0,11	790,8	1007,8	2838,9	1545,833	20,7611	-15,46
30	20,7611	0,11	842,9	1043,1	2908,8	1598,267	20,7611	-15,98
30	20,7611	0,11	877,4	1104,2	2951,3	1644,300	20,7611	-16,44
30	20,7611	0,11	941,8	1171,8	2974,1	1695,900	20,7611	-16,96
30	20,7611	0,11	973,4	1208,3	2974,1	1718,600	20,7611	-17,19

OBS.: O ensaio chegou a carga máxima de 30mm de recalque, a leitura do deflectômetro zerou.

Planilha do ensaio de placa no solo natural 2 na cava (C1)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,02	4	8	8	6,667	3,1426	-0,07
5	3,1426	0,02	5	8	16	9,667	3,1426	-0,10
5	3,1426	0,02	5	12	16	11,000	3,1426	-0,11
5	3,1426	0,02	6	9	18	11,000	3,1426	-0,11
5	3,1426	0,02	7	10	15	10,667	3,1426	-0,11
5	3,1426	0,02	9	11	23	14,333	3,1426	-0,14
5	3,1426	0,02	9	12	25	15,333	3,1426	-0,15
5	3,1426	0,02	10	13	27	16,667	3,1426	-0,17
10	6,6663	0,03	27	32,8	73,5	44,433	6,6663	-0,44
10	6,6663	0,03	30,1	31,3	80,8	47,400	6,6663	-0,47
10	6,6663	0,03	30,1	36	80,8	48,967	6,6663	-0,49
10	6,6663	0,03	31	36,3	81,9	49,733	6,6663	-0,50
10	6,6663	0,03	33,3	36,8	83,8	51,300	6,6663	-0,51
10	6,6663	0,03	37,4	40,3	89,9	55,867	6,6663	-0,56
10	6,6663	0,03	44,3	44,9	98,7	62,633	6,6663	-0,63
15	10,19	0,05	53,2	51,8	121,5	75,500	10,19	-0,76
15	10,19	0,05	54,2	51,8	123,3	76,433	10,19	-0,76
15	10,19	0,05	55,1	51,8	124,8	77,233	10,19	-0,77
15	10,19	0,05	57	52,1	128,2	79,100	10,19	-0,79
15	10,19	0,05	57,9	56,8	131,8	82,167	10,19	-0,82
15	10,19	0,05	56,9	57	133,3	82,400	10,19	-0,82
20	13,7137	0,07	77,6	80,2	176,1	111,300	13,7137	-1,11
20	13,7137	0,07	79,3	81,2	176,7	112,400	13,7137	-1,12
20	13,7137	0,07	80,7	81,6	179,3	113,867	13,7137	-1,14
20	13,7137	0,07	82,1	82,3	183,1	115,833	13,7137	-1,16
20	13,7137	0,07	84,3	83,2	186,9	118,133	13,7137	-1,18
20	13,7137	0,07	87,8	83,8	189,4	120,333	13,7137	-1,20
25	17,2374	0,09	114,8	113	224,7	150,833	17,2374	-1,51
25	17,2374	0,09	117,3	113,8	226,2	152,433	17,2374	-1,52
25	17,2374	0,09	117,9	114,4	228,3	153,533	17,2374	-1,54
25	17,2374	0,09	123	115,4	232,4	156,933	17,2374	-1,57
25	17,2374	0,09	123,2	117,7	233,8	158,233	17,2374	-1,58
25	17,2374	0,09	128,9	120,1	237,3	162,100	17,2374	-1,62
30	20,7611	0,11	185,4	165,7	296,1	215,733	20,7611	-2,16
30	20,7611	0,11	188,4	166,9	297,3	217,533	20,7611	-2,18
30	20,7611	0,11	191,9	167,3	298,9	219,367	20,7611	-2,19
30	20,7611	0,11	195,4	170,1	300,8	222,100	20,7611	-2,22
30	20,7611	0,11	198,1	170,8	303,2	224,033	20,7611	-2,24
30	20,7611	0,11	202,3	171,4	305,1	226,267	20,7611	-2,26
35	24,2848	0,12	264	223,9	362,6	283,500	24,2848	-2,84
35	24,2848	0,12	266,9	225,4	363,7	285,333	24,2848	-2,85
35	24,2848	0,12	269,8	228,8	366,8	288,467	24,2848	-2,88
35	24,2848	0,12	272,4	230,8	367,3	290,167	24,2848	-2,90
35	24,2848	0,12	291,8	245,8	382,3	306,633	24,2848	-3,07
35	24,2848	0,12	306	259,8	399,8	321,867	24,2848	-3,22
35	24,2848	0,12	308,8	325,3	449,8	361,300	24,2848	-3,61
35	24,2848	0,12	308,9	326,9	450	361,933	24,2848	-3,62
40	27,8085	0,14	376,1	377,2	418	390,433	27,8085	-3,90

40	27,8085	0,14	379,3	378,8	419	392,367	27,8085	-3,92
40	27,8085	0,14	381,5	380,2	421	394,233	27,8085	-3,94
40	27,8085	0,14	400,2	394,8	537,3	444,100	27,8085	-4,44
40	27,8085	0,14	406,5	399,1	441,4	415,667	27,8085	-4,16
40	27,8085	0,14	429	420,3	562,3	470,533	27,8085	-4,71
40	27,8085	0,14	441	423,2	567,1	477,100	27,8085	-4,77
45	31,3322	0,16	594,2	563	713,8	623,667	31,3322	-6,24
45	31,3322	0,16	615	580,6	734	643,200	31,3322	-6,43
45	31,3322	0,16	643,2	602,8	753	666,333	31,3322	-6,66
45	31,3322	0,16	662,3	620,1	769,2	683,867	31,3322	-6,84
45	31,3322	0,16	667,8	625,1	774	688,967	31,3322	-6,89
45	31,3322	0,16	695,8	649,9	799,8	715,167	31,3322	-7,15
50	34,8559	0,18	844	796,1	947,8	862,633	34,8559	-8,63
50	34,8559	0,18	856	809,8	961,9	875,900	34,8559	-8,76
50	34,8559	0,18	869,1	818,3	968,1	885,167	34,8559	-8,85
50	34,8559	0,18	874,9	823	972,8	890,233	34,8559	-8,90
50	34,8559	0,18	901	850	1001,1	917,367	34,8559	-9,17
50	34,8559	0,18	944,9	889,1	1038,8	957,600	34,8559	-9,58
55	38,3796	0,20	1045	1099	1253	1132,333	38,3796	-11,32
55	38,3796	0,20	1208	1256	1307	1257,000	38,3796	-12,57
55	38,3796	0,20	1280,5	1229	1369	1292,833	38,3796	-12,93
55	38,3796	0,20	1445	1290,3	1435,4	1390,233	38,3796	-13,90
55	38,3796	0,20	1495	1337	1482,9	1438,300	38,3796	-14,38
55	38,3796	0,20	1441	1380,2	1526	1449,067	38,3796	-14,49
55	38,3796	0,20	1483,1	1422,1	1567	1490,733	38,3796	-14,91
60	41,9033	0,21	1568	1630	1684	1627,333	41,9033	-16,27
60	41,9033	0,21	1662	1619	1778	1686,333	41,9033	-16,86
60	41,9033	0,21	1751	1689	1846	1762,000	41,9033	-17,62
60	41,9033	0,21	1814	1756,3	1912,9	1827,733	41,9033	-18,28
60	41,9033	0,21	1880,2	1829,6	1984,9	1898,233	41,9033	-18,98
60	41,9033	0,21	1930	1865,8	2022,2	1939,333	41,9033	-19,39
65	45,427	0,23	2255	2094	2459	2269,333	45,427	-22,69
65	45,427	0,23	2279,9	2218	2276	2257,967	45,427	-22,58
65	45,427	0,23	2234	2273,1	2340,9	2282,667	45,427	-22,83
65	45,427	0,23	2305	2244	2406,9	2318,633	45,427	-23,19
65	45,427	0,23	2371,2	2211,7	2470,1	2351,000	45,427	-23,51
65	45,427	0,23	2435,2	2367,8	2534,2	2445,733	45,427	-24,46

OBS: quando a leitura no manômetro chegou a 65 o macaco não assegurou mais a carga, com isso foi encerrado o ensaio.

Planilha de ensaio de placa no solo compactado 1 cava (C1)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,02	38,7	0,0	9,7	16,133	3,1426	-0,16
5	3,1426	0,02	39,8	0,0	9,8	16,533	3,1426	-0,17
5	3,1426	0,02	41,8	3,2	10,6	18,533	3,1426	-0,19
5	3,1426	0,02	61,8	3,2	10,8	25,267	3,1426	-0,25
5	3,1426	0,02	63,9	3,9	11,2	26,333	3,1426	-0,26
5	3,1426	0,02	64,9	4,1	11,7	26,900	3,1426	-0,27
5	3,1426	0,02	66,2	4,6	11,9	27,567	3,1426	-0,28
10	6,6663	0,03	9,2	33,4	23,9	22,167	6,6663	-0,22
10	6,6663	0,03	71,8	33,8	23,9	43,167	6,6663	-0,43

10	6,6663	0,03	73,3	34,8	25,4	44,500	6,6663	-0,45
10	6,6663	0,03	75,1	36,8	25,8	45,900	6,6663	-0,46
10	6,6663	0,03	76,8	38,9	26,2	47,300	6,6663	-0,47
10	6,6663	0,03	78,9	42,8	26,8	49,500	6,6663	-0,50
10	6,6663	0,03	80,8	43,8	26,8	50,467	6,6663	-0,50
15	10,19	0,05	86,9	54,3	33,8	58,333	10,19	-0,58
15	10,19	0,05	87,8	56,3	34,4	59,500	10,19	-0,60
15	10,19	0,05	88,9	58,1	36,8	61,267	10,19	-0,61
15	10,19	0,05	90,3	61,0	39,3	63,533	10,19	-0,64
15	10,19	0,05	93,3	64,3	43,0	66,867	10,19	-0,67
15	10,19	0,05	98,8	69,7	47,3	71,933	10,19	-0,72
15	10,19	0,05	99,6	70,3	48,8	72,900	10,19	-0,73
20	13,7137	0,07	122,3	112,6	86,1	107,000	13,7137	-1,07
20	13,7137	0,07	129,9	113,8	86,9	110,200	13,7137	-1,10
20	13,7137	0,07	132,4	114,6	89,7	112,233	13,7137	-1,12
20	13,7137	0,07	134,9	117,5	93,3	115,233	13,7137	-1,15
20	13,7137	0,07	140,6	133,6	107,1	127,100	13,7137	-1,27
20	13,7137	0,07	146,8	144,9	118,9	136,867	13,7137	-1,37
20	13,7137	0,07	149,4	145,9	119,3	138,200	13,7137	-1,38
25	17,2374	0,09	157,9	162,3	142,1	154,100	17,2374	-1,54
25	17,2374	0,09	159,6	162,4	143,7	155,233	17,2374	-1,55
25	17,2374	0,09	163,8	165,2	147,3	158,767	17,2374	-1,59
25	17,2374	0,09	163,8	170,0	149,3	161,033	17,2374	-1,61
25	17,2374	0,09	169,3	171,2	154,3	164,933	17,2374	-1,65
25	17,2374	0,09	173,8	172,9	157,2	167,967	17,2374	-1,68
30	20,7611	0,11	202,6	252,0	222,6	225,733	20,7611	-2,26
30	20,7611	0,11	206,7	256,4	227,8	230,300	20,7611	-2,30
30	20,7611	0,11	210,3	258,8	229,7	232,933	20,7611	-2,33
30	20,7611	0,11	214,8	261,2	234,9	236,967	20,7611	-2,37
30	20,7611	0,11	215,3	261,2	241,0	239,167	20,7611	-2,39
30	20,7611	0,11	225,3	268,8	247,0	247,033	20,7611	-2,47
35	24,2848	0,12	247,3	314,8	282,0	281,367	24,2848	-2,81
35	24,2848	0,12	251,6	319,6	285,7	285,633	24,2848	-2,86
35	24,2848	0,12	260,4	329,4	297,3	295,700	24,2848	-2,96
35	24,2848	0,12	265,9	329,4	303,2	299,500	24,2848	-3,00
35	24,2848	0,12	276,3	352,0	316,3	314,867	24,2848	-3,15
35	24,2848	0,12	286,9	354,9	324,8	322,200	24,2848	-3,22
40	27,8085	0,14	311,0	379,4	356,8	349,067	27,8085	-3,49
40	27,8085	0,14	315,7	383,8	360,6	353,367	27,8085	-3,53
40	27,8085	0,14	320,3	387,4	364,9	357,533	27,8085	-3,58
40	27,8085	0,14	327,4	408,8	373,2	369,800	27,8085	-3,70
40	27,8085	0,14	334,7	412,9	382,3	376,633	27,8085	-3,77
40	27,8085	0,14	346,9	430,4	395,3	390,867	27,8085	-3,91
50	34,8559	0,18	421,8	504,6	480,4	468,933	34,8559	-4,69
50	34,8559	0,18	428,3	521,4	485,6	478,433	34,8559	-4,78
50	34,8559	0,18	442,1	543,8	508,2	498,033	34,8559	-4,98
50	34,8559	0,18	465,3	568,3	526,9	520,167	34,8559	-5,20
50	34,8559	0,18	479,6	568,3	539,1	529,000	34,8559	-5,29
50	34,8559	0,18	512,2	603,2	569,8	561,733	34,8559	-5,62
50	34,8559	0,18	524,6	628,8	583,9	579,100	34,8559	-5,79
60	41,9033	0,21	566,6	660,8	627,6	618,333	41,9033	-6,18
60	41,9033	0,21	572,4	670,6	630,2	624,400	41,9033	-6,24

60	41,9033	0,21	609,6	729,8	674,2	671,200	41,9033	-6,71
60	41,9033	0,21	647,3	757,2	711,0	705,167	41,9033	-7,05
60	41,9033	0,21	682,8	807,8	743,2	744,600	41,9033	-7,45
60	41,9033	0,21	720,1	847,9	776,4	781,467	41,9033	-7,81
60	41,9033	0,21	740,1	862,4	795,3	799,267	41,9033	-7,99
70	48,9507	0,25	853,8	995,3	924,4	924,500	48,9507	-9,25
70	48,9507	0,25	887,3	1038,9	951,3	959,167	48,9507	-9,59
70	48,9507	0,25	923,8	1044,3	982,8	983,633	48,9507	-9,84
70	48,9507	0,25	966,8	1125,3	1025,3	1039,133	48,9507	-10,39
70	48,9507	0,25	1006,3	1154,8	1060,7	1073,933	48,9507	-10,74
70	48,9507	0,25	1061,4	1221,8	1113,2	1132,133	48,9507	-11,32
70	48,9507	0,25	1111,3	1257,9	1161,3	1176,833	48,9507	-11,77
80	55,9981	0,29	1373,3	1495,4	1401,3	1423,333	55,9981	-14,23
80	55,9981	0,29	1396,3	1561,0	1460,7	1472,667	55,9981	-14,73
80	55,9981	0,29	1440,3	1625,3	1516,7	1527,433	55,9981	-15,27
80	55,9981	0,29	1639,4	1804,6	1694,6	1712,867	55,9981	-17,13
80	55,9981	0,29	1850,0	2021,0	1907,0	1926,000	55,9981	-19,26
80	55,9981	0,29	2104,3	2254,3	1948,3	2102,300	55,9981	-21,02
80	55,9981	0,29	2356,3	2477,1	1983,3	2272,233	55,9981	-22,72
80	55,9981	0,29	2418	2536,7	2439,1	2464,600	55,9981	-24,65

Planilha de ensaio de placa com solo compactado 2 cava (C2)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,02	68,1	130,8	119,2	106,033	3,1426	-1,06
5	3,1426	0,02	70,3	132,9	121,4	108,200	3,1426	-1,08
5	3,1426	0,02	71,9	135,4	127,2	111,500	3,1426	-1,12
5	3,1426	0,02	80,3	138	133,2	117,167	3,1426	-1,17
5	3,1426	0,02	88	144,4	140,2	124,200	3,1426	-1,24
5	3,1426	0,02	97,3	154,7	156,3	136,100	3,1426	-1,36
10	6,6663	0,03	91,5	283,8	282,5	219,267	6,6663	-2,19
10	6,6663	0,03	91,8	289,1	283,1	221,333	6,6663	-2,21
10	6,6663	0,03	91,9	290,3	284,2	222,133	6,6663	-2,22
10	6,6663	0,03	92,2	291,2	285	222,800	6,6663	-2,23
10	6,6663	0,03	92,2	291,4	286,7	223,433	6,6663	-2,23
10	6,6663	0,03	94	294,8	289,4	226,067	6,6663	-2,26
15	10,19	0,05	114,8	302,1	320	245,633	10,19	-2,46
15	10,19	0,05	115,4	334,8	318	256,067	10,19	-2,56
15	10,19	0,05	117,1	337,8	320,4	258,433	10,19	-2,58
15	10,19	0,05	119,2	340,3	324,4	261,300	10,19	-2,61
15	10,19	0,05	128,9	344,3	336	269,733	10,19	-2,70
15	10,19	0,05	136	345,8	346,5	276,100	10,19	-2,76
20	13,7137	0,07	147,8	347,8	365,3	286,967	13,7137	-2,87
20	13,7137	0,07	149,7	349	368,4	289,033	13,7137	-2,89
20	13,7137	0,07	151,3	350,6	370,8	290,900	13,7137	-2,91
20	13,7137	0,07	155,5	355,4	376,2	295,700	13,7137	-2,96
20	13,7137	0,07	157,3	357,7	379	298,000	13,7137	-2,98
20	13,7137	0,07	161,2	361,25	382,3	301,583	13,7137	-3,02
25	17,2374	0,09	186,3	395,3	417,9	333,167	17,2374	-3,33
25	17,2374	0,09	190,8	397,2	419,8	335,933	17,2374	-3,36
25	17,2374	0,09	192,4	398,8	422,7	337,967	17,2374	-3,38
25	17,2374	0,09	196,1	400,3	426	340,800	17,2374	-3,41

25	17,2374	0,09	199,7	403,7	433,5	345,633	17,2374	-3,46
25	17,2374	0,09	206,2	404,9	438,2	349,767	17,2374	-3,50
30	20,7611	0,11	230,8	407,5	473,8	370,700	20,7611	-3,71
30	20,7611	0,11	231,8	408,9	475,5	372,067	20,7611	-3,72
30	20,7611	0,11	235,8	414,2	478,6	376,200	20,7611	-3,76
30	20,7611	0,11	238,2	417,2	481,9	379,100	20,7611	-3,79
30	20,7611	0,11	241,4	421,2	485,6	382,733	20,7611	-3,83
30	20,7611	0,11	245,2	426,6	491	387,600	20,7611	-3,88
35	24,2848	0,12	255,2	441,6	492	396,267	24,2848	-3,96
35	24,2848	0,12	257,6	444,9	492,6	398,367	24,2848	-3,98
35	24,2848	0,12	259,8	447,9	492,6	400,100	24,2848	-4,00
35	24,2848	0,12	263,1	452,9	418	378,000	24,2848	-3,78
35	24,2848	0,12	265,9	456,4	419,8	380,700	24,2848	-3,81
35	24,2848	0,12	270,4	460,8	423,8	385,000	24,2848	-3,85
40	27,8085	0,14	283,9	485,3	446,9	405,367	27,8085	-4,05
40	27,8085	0,14	287,4	488,2	449,3	408,300	27,8085	-4,08
40	27,8085	0,14	291,2	492,7	453,4	412,433	27,8085	-4,12
40	27,8085	0,14	295	496,7	459,3	417,000	27,8085	-4,17
40	27,8085	0,14	300,8	500,7	463,8	421,767	27,8085	-4,22
40	27,8085	0,14	312,6	515,5	477,8	435,300	27,8085	-4,35
50	34,8559	0,18	432,8	692,8	515,8	547,133	34,8559	-5,47
50	34,8559	0,18	443,3	695,4	517,3	552,000	34,8559	-5,52
50	34,8559	0,18	464,6	687,8	529,2	560,533	34,8559	-5,61
50	34,8559	0,18	479,4	681,3	534,6	565,100	34,8559	-5,65
50	34,8559	0,18	502,4	635,2	548,2	561,933	34,8559	-5,62
50	34,8559	0,18	514,4	644,2	557,2	571,933	34,8559	-5,72
60	41,9033	0,21	533,9	670	686,8	630,233	41,9033	-6,30
60	41,9033	0,21	540,8	674,4	688,2	634,467	41,9033	-6,34
60	41,9033	0,21	546,7	679,1	693,9	639,900	41,9033	-6,40
60	41,9033	0,21	566,3	696,8	684,2	649,100	41,9033	-6,49
60	41,9033	0,21	586,1	717,2	634,6	645,967	41,9033	-6,46
60	41,9033	0,21	609,5	736,9	654,8	667,067	41,9033	-6,67
70	48,9507	0,25	645,1	773,7	696,8	705,200	48,9507	-7,05
70	48,9507	0,25	649,3	775,6	698,3	707,733	48,9507	-7,08
70	48,9507	0,25	664,8	791,3	715,4	723,833	48,9507	-7,24
70	48,9507	0,25	693,8	818,9	740,9	751,200	48,9507	-7,51
70	48,9507	0,25	711,3	834,6	757,7	767,867	48,9507	-7,68
70	48,9507	0,25	750,8	875	801,5	809,100	48,9507	-8,09
70	48,9507	0,25	765,9	892,1	817,7	825,233	48,9507	-8,25
80	55,9981	0,29	804,9	937	874,8	872,233	55,9981	-8,72
80	55,9981	0,29	817,3	946,4	879,9	881,200	55,9981	-8,81
80	55,9981	0,29	847,9	981	916,6	915,167	55,9981	-9,15
80	55,9981	0,29	903,7	1034	968,3	968,667	55,9981	-9,69
80	55,9981	0,29	948,7	1075,8	1011,3	1011,933	55,9981	-10,12
80	55,9981	0,29	1013,8	1136	1078	1075,933	55,9981	-10,76
80	55,9981	0,29	1051,2	1180	1123	1118,067	55,9981	-11,18
80	55,9981	0,29	1085	1215,1	1156,6	1152,233	55,9981	-11,52
90	63,0455	0,32	1197,8	1379	1339,6	1305,467	63,0455	-13,05

OBS: Não houve a descarga pois houve o rompimento do ferro que estava escorando a viga de reação, logo em seguida romperam as soldas, por isso, foi encerrado o ensaio.

Planilha de ensaio de placa no solo inundado1 cava (C2)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,02	60,8	182,9	134	125,900	3,1426	-1,26
5	3,1426	0,02	61,2	185,3	138,2	128,233	3,1426	-1,28
5	3,1426	0,02	62,5	189,6	138,2	130,100	3,1426	-1,30
5	3,1426	0,02	62,8	193,3	140,4	132,167	3,1426	-1,32
5	3,1426	0,02	65,7	199,7	142,5	135,967	3,1426	-1,36
5	3,1426	0,02	61	201,2	142,7	134,967	3,1426	-1,35
10	6,6663	0,03	87,9	219,9	150,4	152,733	6,6663	-1,53
10	6,6663	0,03	89	221,2	150,9	153,700	6,6663	-1,54
10	6,6663	0,03	90,2	224,2	150,9	155,100	6,6663	-1,55
10	6,6663	0,03	90,2	225	150,9	155,367	6,6663	-1,55
10	6,6663	0,03	91,1	226,9	150,9	156,300	6,6663	-1,56
10	6,6663	0,03	92,8	229,7	150,9	157,800	6,6663	-1,58
15	10,19	0,05	123,9	269	182,2	191,700	10,19	-1,92
15	10,19	0,05	127,4	273,2	184,9	195,167	10,19	-1,95
15	10,19	0,05	130,4	277,2	185,6	197,733	10,19	-1,98
15	10,19	0,05	132,1	280,4	185,9	199,467	10,19	-1,99
15	10,19	0,05	133,3	282,6	188	201,300	10,19	-2,01
20	13,7137	0,07	165,3	313	229,6	235,967	13,7137	-2,36
20	13,7137	0,07	169,6	316,9	231,4	239,300	13,7137	-2,39
20	13,7137	0,07	180,4	320,2	231,9	244,167	13,7137	-2,44
20	13,7137	0,07	182,8	334,8	244,5	254,033	13,7137	-2,54
20	13,7137	0,07	185,2	340	247,2	257,467	13,7137	-2,57
20	13,7137	0,07	193,8	349	255,1	265,967	13,7137	-2,66
25	17,2374	0,09	223,3	374,2	290,3	295,933	17,2374	-2,96
25	17,2374	0,09	225,8	377,7	291,8	298,433	17,2374	-2,98
25	17,2374	0,09	229,7	383,2	294,7	302,533	17,2374	-3,03
25	17,2374	0,09	242,6	396,3	307,9	315,600	17,2374	-3,16
25	17,2374	0,09	248,2	402,1	311,2	320,500	17,2374	-3,21
25	17,2374	0,09	262	409,1	320,2	330,433	17,2374	-3,30
30	20,7611	0,11	299,3	445,3	355,2	366,600	20,7611	-3,67
30	20,7611	0,11	303	448,8	356,9	369,567	20,7611	-3,70
30	20,7611	0,11	305,8	454,3	359,2	373,100	20,7611	-3,73
30	20,7611	0,11	320	470,1	376,1	388,733	20,7611	-3,89
30	20,7611	0,11	330,8	474,7	390,5	398,667	20,7611	-3,99
30	20,7611	0,11	347,9	493,2	410	417,033	20,7611	-4,17
35	24,2848	0,12	370,4	510,9	435,4	438,900	24,2848	-4,39
35	24,2848	0,12	373,2	520,4	437	443,533	24,2848	-4,44
35	24,2848	0,12	394,8	538,2	459,6	464,200	24,2848	-4,64
35	24,2848	0,12	419,3	560,2	491,2	490,233	24,2848	-4,90
35	24,2848	0,12	432,3	576	513,4	507,233	24,2848	-5,07
35	24,2848	0,12	449,8	593,1	524,2	522,367	24,2848	-5,22
40	27,8085	0,14	493,8	614,3	575,2	561,100	27,8085	-5,61
40	27,8085	0,14	495,8	616,2	578,4	563,467	27,8085	-5,63
40	27,8085	0,14	506,8	630,9	592,1	576,600	27,8085	-5,77
40	27,8085	0,14	534	660,8	623,9	606,233	27,8085	-6,06
40	27,8085	0,14	550	671,1	640,2	620,433	27,8085	-6,20
40	27,8085	0,14	572,1	686,5	665,3	641,300	27,8085	-6,41
45	31,3322	0,16	662	760,8	720,3	714,367	31,3322	-7,14

45	31,3322	0,16	664,9	760,8	722,8	716,167	31,3322	-7,16
45	31,3322	0,16	682,1	760,8	744,6	729,167	31,3322	-7,29
45	31,3322	0,16	699,5	760,8	765,3	741,867	31,3322	-7,42
45	31,3322	0,16	715,3	760,8	780,6	752,233	31,3322	-7,52
45	31,3322	0,16	722,8	760,8	787,1	756,900	31,3322	-7,57
50	34,8559	0,18	950	1125	1070	1048,333	34,8559	-10,48
50	34,8559	0,18	1122	1125	1117	1121,333	34,8559	-11,21
50	34,8559	0,18	1160,2	1130	1181,3	1157,167	34,8559	-11,57
50	34,8559	0,18	1163	1189	1268,4	1206,800	34,8559	-12,07
50	34,8559	0,18	1211	1209,2	1331,3	1250,500	34,8559	-12,51
55	38,3796	0,20	1446	1552,8	1590,3	1529,700	38,3796	-15,30
55	38,3796	0,20	1495,3	1558,3	1652,8	1568,800	38,3796	-15,69
55	38,3796	0,20	1555,9	1604	1692,1	1617,333	38,3796	-16,17
55	38,3796	0,20	1621,3	1681,9	1780,7	1694,633	38,3796	-16,95
55	38,3796	0,20	1679,1	1720	1836	1745,033	38,3796	-17,45
60	41,9033	0,21	2090,3	2119	2086,2	2098,500	41,9033	-20,99
60	41,9033	0,21	2115,8	2128,1	2284,3	2176,067	41,9033	-21,76
60	41,9033	0,21	2155,1	2200,3	2327,2	2227,533	41,9033	-22,28
60	41,9033	0,21	2258,2	2259,1	2404,4	2307,233	41,9033	-23,07
60	41,9033	0,21	2364,3	2351,2	2514,3	2409,933	41,9033	-24,10

Planilha de ensaio de placa no solo inundado2 cava (C3)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,02	74,3	51,5	220,5	115,433	3,1426	-1,15
5	3,1426	0,02	75,5	53	226,5	118,333	3,1426	-1,18
5	3,1426	0,02	77,2	54,2	227	119,467	3,1426	-1,19
5	3,1426	0,02	86	65	244,6	131,867	3,1426	-1,32
5	3,1426	0,02	91,5	69,6	251,4	137,500	3,1426	-1,38
5	3,1426	0,02	92,5	70	255,2	139,233	3,1426	-1,39
10	6,6663	0,03	124,4	96,1	347,5	189,333	6,6663	-1,89
10	6,6663	0,03	125,6	98,7	348,4	190,900	6,6663	-1,91
10	6,6663	0,03	128,1	100,2	350,3	192,867	6,6663	-1,93
10	6,6663	0,03	133,1	104,7	361,2	199,667	6,6663	-2,00
10	6,6663	0,03	137,5	110	369	205,500	6,6663	-2,06
10	6,6663	0,03	139,2	111	372,5	207,567	6,6663	-2,08
15	10,19	0,05	164,1	131,8	442,1	246,000	10,19	-2,46
15	10,19	0,05	165,8	132,8	444,7	247,767	10,19	-2,48
15	10,19	0,05	168,4	135,2	446,5	250,033	10,19	-2,50
15	10,19	0,05	179	148,5	471,3	266,267	10,19	-2,66
15	10,19	0,05	181,7	150,4	475,3	269,133	10,19	-2,69
15	10,19	0,05	182,8	151,2	475,3	269,767	10,19	-2,70
20	13,7137	0,07	258	245	709	404,000	13,7137	-4,04
20	13,7137	0,07	260	246,5	713,5	406,667	13,7137	-4,07
20	13,7137	0,07	263	249,7	716,2	409,633	13,7137	-4,10
20	13,7137	0,07	271,3	264,5	744,3	426,700	13,7137	-4,27
20	13,7137	0,07	278	277,5	763,5	439,667	13,7137	-4,40
20	13,7137	0,07	287,3	293	796,7	459,000	13,7137	-4,59
25	17,2374	0,09	329,2	391,1	977,5	565,933	17,2374	-5,66
25	17,2374	0,09	329,5	391,7	979,5	566,900	17,2374	-5,67
25	17,2374	0,09	331	394	983,7	569,567	17,2374	-5,70
25	17,2374	0,09	343,2	425	1035,5	601,233	17,2374	-6,01

25	17,2374	0,09	359,3	458,5	1090	635,933	17,2374	-6,36
25	17,2374	0,09	370	482,3	1121	657,767	17,2374	-6,58
25	17,2374	0,09	376,1	505	1162,7	681,267	17,2374	-6,81
30	20,7611	0,11	411,3	624	1366,2	800,500	20,7611	-8,01
30	20,7611	0,11	420,2	637	1378,7	811,967	20,7611	-8,12
30	20,7611	0,11	421,1	637,9	1381,5	813,500	20,7611	-8,14
30	20,7611	0,11	428,4	676,2	1432,3	845,633	20,7611	-8,46
30	20,7611	0,11	441,3	714,4	1490,6	882,100	20,7611	-8,82
30	20,7611	0,11	450	747	1500	899,000	20,7611	-8,99
35	24,2848	0,12	537	975	1800	1104,000	24,2848	-11,04
35	24,2848	0,12	541	980	1803	1108,000	24,2848	-11,08
35	24,2848	0,12	560	1020	1850	1143,333	24,2848	-11,43
35	24,2848	0,12	580	1060	1890	1176,667	24,2848	-11,77
35	24,2848	0,12	601	1103	1940	1214,667	24,2848	-12,15
35	24,2848	0,12	619	1131	1965,5	1238,500	24,2848	-12,39
40	27,8085	0,14	756	1360	2113	1409,667	27,8085	-14,10
40	27,8085	0,14	759	1363,5	2115	1412,500	27,8085	-14,13
40	27,8085	0,14	788,5	1410	2245	1481,167	27,8085	-14,81
40	27,8085	0,14	790	1415	2270	1491,667	27,8085	-14,92
40	27,8085	0,14	840	1483,5	2340,5	1554,667	27,8085	-15,55
40	27,8085	0,14	864,5	1511	2370,5	1582,000	27,8085	-15,82
50	34,8559	0,18	1180	1880	2760	1940,000	34,8559	-19,40
50	34,8559	0,18	1185	1890,5	2771,5	1949,000	34,8559	-19,49
50	34,8559	0,18	1270	1977	2855	2034,000	34,8559	-20,34
50	34,8559	0,18	1443,5	2065	2936	2148,167	34,8559	-21,48
50	34,8559	0,18	1485	2115	2970	2190,000	34,8559	-21,90
50	34,8559	0,18	1520	2195,5	3000	2238,500	34,8559	-22,39

Planilha de ensaio de placa no solo cimento Icava (C4)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,04	9,9	46,4	15,3	23,867	3,1426	-0,24
5	3,1426	0,04	9,9	46,4	17,2	24,500	3,1426	-0,25
5	3,1426	0,04	11,3	49,8	18,8	26,633	3,1426	-0,27
5	3,1426	0,04	13,8	51,2	20,1	28,367	3,1426	-0,28
5	3,1426	0,04	15	51,2	22	29,400	3,1426	-0,29
5	3,1426	0,04	20,4	52,4	24,9	32,567	3,1426	-0,33
5	3,1426	0,04	23,3	52,8	8,8	28,300	3,1426	-0,28
5	3,1426	0,04	15,8	53,1	9,8	26,233	3,1426	-0,26
5	3,1426	0,04	15,9	53,6	3,8	24,433	3,1426	-0,24
10	6,6663	0,09	16	55,4	5,8	25,733	6,6663	-0,26
10	6,6663	0,09	16,2	56,4	6	26,200	6,6663	-0,26
10	6,6663	0,09	16,2	56,4	6,2	26,267	6,6663	-0,26
10	6,6663	0,09	16,2	56,4	6,8	26,467	6,6663	-0,26
10	6,6663	0,09	16,2	57,8	8	27,333	6,6663	-0,27
15	10,19	0,14	32,5	77,4	19,4	43,100	10,19	-0,43
15	10,19	0,14	34,2	78,6	19,8	44,200	10,19	-0,44
15	10,19	0,14	34,8	79,7	23,4	45,967	10,19	-0,46
15	10,19	0,14	35,7	81,2	20,2	45,700	10,19	-0,46
15	10,19	0,14	36,1	82,2	21,1	46,467	10,19	-0,46
15	10,19	0,14	36,1	83	21,2	46,767	10,19	-0,47
20	13,7137	0,19	59,3	107,8	34,8	67,300	13,7137	-0,67

20	13,7137	0,19	61,2	108,4	35,5	68,367	13,7137	-0,68
20	13,7137	0,19	62,3	109	36,3	69,200	13,7137	-0,69
20	13,7137	0,19	62,5	111	37,2	70,233	13,7137	-0,70
20	13,7137	0,19	64,9	111,8	37,5	71,400	13,7137	-0,71
20	13,7137	0,19	65,1	113	38,6	72,233	13,7137	-0,72
25	17,2374	0,24	102,8	148,8	58,4	103,333	17,2374	-1,03
25	17,2374	0,24	104,1	151	59,3	104,800	17,2374	-1,05
25	17,2374	0,24	107,3	152,8	68,8	109,633	17,2374	-1,10
25	17,2374	0,24	109,9	154,8	63,8	109,500	17,2374	-1,10
25	17,2374	0,24	112	157,2	65,7	111,633	17,2374	-1,12
30	20,7611	0,29	131,2	175,3	75,2	127,233	20,7611	-1,27
30	20,7611	0,29	134	176,8	77,1	129,300	20,7611	-1,29
30	20,7611	0,29	135,7	179,3	78,8	131,267	20,7611	-1,31
30	20,7611	0,29	137,3	181,1	79,9	132,767	20,7611	-1,33
30	20,7611	0,29	142,1	184	83,8	136,633	20,7611	-1,37
30	20,7611	0,29	158,9	199,2	99,8	152,633	20,7611	-1,53
30	20,7611	0,29	165,8	203,8	103,9	157,833	20,7611	-1,58
35	24,2848	0,34	185,4	220,8	119,9	175,367	24,2848	-1,75
35	24,2848	0,34	185,7	223,8	121,4	176,967	24,2848	-1,77
35	24,2848	0,34	185,9	227	124,6	179,167	24,2848	-1,79
35	24,2848	0,34	186,1	227	125,9	179,667	24,2848	-1,80
35	24,2848	0,34	188,3	229,5	125,9	181,233	24,2848	-1,81
40	27,8085	0,39	207	249,3	129,4	195,233	27,8085	-1,95
40	27,8085	0,39	209,8	251,2	130,8	197,267	27,8085	-1,97
40	27,8085	0,39	222	261,2	138,1	207,100	27,8085	-2,07
40	27,8085	0,39	227,2	265,7	141	211,300	27,8085	-2,11
40	27,8085	0,39	230,2	269,7	143,2	214,367	27,8085	-2,14
40	27,8085	0,39	233,1	271,3	145,5	216,633	27,8085	-2,17
50	34,8559	0,49	257,5	305,5	205,4	256,133	34,8559	-2,56
50	34,8559	0,49	257,5	311,7	215,1	261,433	34,8559	-2,61
50	34,8559	0,49	264,1	322	226,9	271,000	34,8559	-2,71
50	34,8559	0,49	264,1	327,3	232,1	274,500	34,8559	-2,75
50	34,8559	0,49	275	341	245,8	287,267	34,8559	-2,87
50	34,8559	0,49	278,5	345,1	250,7	291,433	34,8559	-2,91
50	34,8559	0,49	280,5	346,8	252,3	293,200	34,8559	-2,93
60	41,9033	0,59	314,6	380,1	284,2	326,300	41,9033	-3,26
60	41,9033	0,59	330,9	385,4	291,4	335,900	41,9033	-3,36
60	41,9033	0,59	340,5	398,7	306	348,400	41,9033	-3,48
60	41,9033	0,59	347,3	403,3	311,9	354,167	41,9033	-3,54
60	41,9033	0,59	354,5	416,4	346,1	372,333	41,9033	-3,72
60	41,9033	0,59	379,2	434,8	350,2	388,067	41,9033	-3,88
70	48,9507	0,69	409,8	463,1	379,7	417,533	48,9507	-4,18
70	48,9507	0,69	412,8	471,6	387,8	424,067	48,9507	-4,24
70	48,9507	0,69	424,3	480,9	393,2	432,800	48,9507	-4,33
70	48,9507	0,69	433,9	493,8	405,2	444,300	48,9507	-4,44
70	48,9507	0,69	447	508,2	418,9	458,033	48,9507	-4,58
70	48,9507	0,69	454,1	515	426	465,033	48,9507	-4,65
80	55,9981	0,79	476,4	554,3	466,2	498,967	55,9981	-4,99
80	55,9981	0,79	495,7	569	481,7	515,467	55,9981	-5,15
80	55,9981	0,79	515	588,8	506,7	536,833	55,9981	-5,37
80	55,9981	0,79	547,2	617,3	536,4	566,967	55,9981	-5,67
80	55,9981	0,79	555,1	634,9	555,2	581,733	55,9981	-5,82

90	63,0455	0,89	642,5	715,7	645,4	667,867	63,0455	-6,68
90	63,0455	0,89	707	782,3	724	737,767	63,0455	-7,38
90	63,0455	0,89	844,3	893,4	855,3	864,333	63,0455	-8,64
90	63,0455	0,89	1355,3	1380,4	1403,2	1379,633	63,0455	-13,80
90	63,0455	0,89	2938,3	2933	0	1957,100	63,0455	-19,57

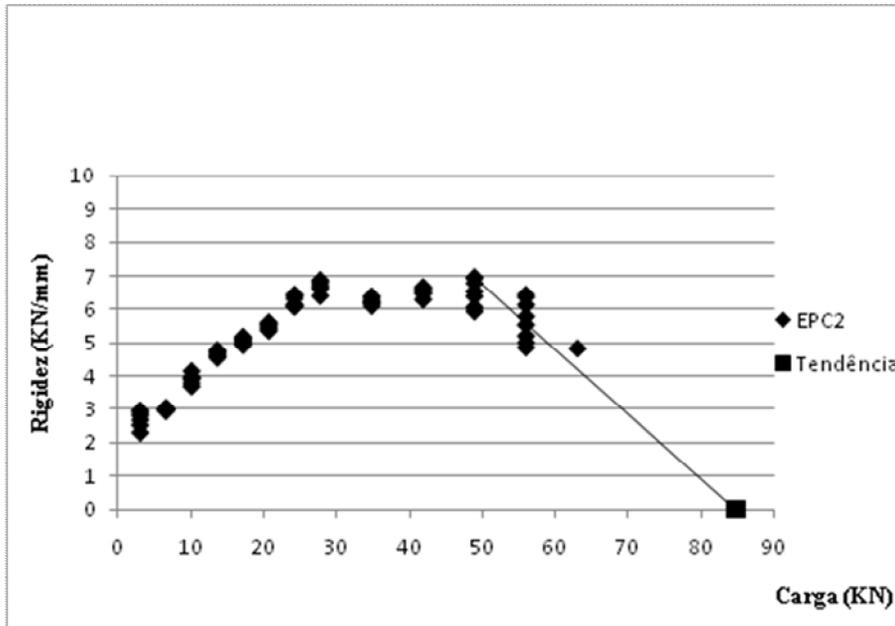
Planilha de ensaio de placa no solo cimento 2 cava (C4)

manôm.	F(kN)	T(MPa)	R1	R2	R3	MÉDIA	F(kN)	(mm)
0	0	0,00	0	0	0	0,000	0	0,00
5	3,1426	0,04	14,4	33,8	25,3	24,500	3,1426	-0,25
5	3,1426	0,04	15,9	35,1	26	25,667	3,1426	-0,26
5	3,1426	0,04	17	36,8	27,4	27,067	3,1426	-0,27
5	3,1426	0,04	17,4	37,8	27,9	27,700	3,1426	-0,28
5	3,1426	0,04	18,2	38,4	28,2	28,267	3,1426	-0,28
5	3,1426	0,04	21,4	48,6	32	34,000	3,1426	-0,34
5	3,1426	0,04	21,9	49,2	32,5	34,533	3,1426	-0,35
10	6,6663	0,09	33,2	66,4	46,8	48,800	6,6663	-0,49
10	6,6663	0,09	34,8	70,2	48,7	51,233	6,6663	-0,51
10	6,6663	0,09	35,4	71,6	49,1	52,033	6,6663	-0,52
10	6,6663	0,09	35,8	72,2	49,5	52,500	6,6663	-0,53
10	6,6663	0,09	37,3	77,4	51,8	55,500	6,6663	-0,56
15	10,19	0,14	48,1	94,9	63,2	68,733	10,19	-0,69
15	10,19	0,14	49,2	96,3	64,4	69,967	10,19	-0,70
15	10,19	0,14	50,2	98,3	64,9	71,133	10,19	-0,71
15	10,19	0,14	51,3	100,4	66,8	72,833	10,19	-0,73
15	10,19	0,14	52,4	104,3	69	75,233	10,19	-0,75
20	13,7137	0,19	65,5	126,4	82,4	91,433	13,7137	-0,91
20	13,7137	0,19	66,9	128,2	83,6	92,900	13,7137	-0,93
20	13,7137	0,19	68,1	130,4	85,4	94,633	13,7137	-0,95
20	13,7137	0,19	68,4	132,8	87,7	96,300	13,7137	-0,96
20	13,7137	0,19	70,1	134,6	88,9	97,867	13,7137	-0,98
20	13,7137	0,19	71,5	135,2	90,4	99,033	13,7137	-0,99
25	17,2374	0,24	87,2	163,9	107,2	119,433	17,2374	-1,19
25	17,2374	0,24	88,4	165	108,4	120,600	17,2374	-1,21
25	17,2374	0,24	89,1	167,9	110,2	122,400	17,2374	-1,22
25	17,2374	0,24	91,8	175,2	111,2	126,067	17,2374	-1,26
25	17,2374	0,24	100,2	183,9	120	134,700	17,2374	-1,35
25	17,2374	0,24	103,8	189,5	123,8	139,033	17,2374	-1,39
30	20,7611	0,29	116,2	207,9	137,2	153,767	20,7611	-1,54
30	20,7611	0,29	118,4	211,2	138,6	156,067	20,7611	-1,56
30	20,7611	0,29	120	213,8	140,8	158,200	20,7611	-1,58
30	20,7611	0,29	122	216,1	142,7	160,267	20,7611	-1,60
30	20,7611	0,29	122,8	217,9	143,9	161,533	20,7611	-1,62
35	24,2848	0,34	138,8	239,6	158,5	178,967	24,2848	-1,79
35	24,2848	0,34	140,6	242,2	160,4	181,067	24,2848	-1,81
35	24,2848	0,34	143,1	245,3	161,2	183,200	24,2848	-1,83
35	24,2848	0,34	146,1	249,8	164,7	186,867	24,2848	-1,87
35	24,2848	0,34	147,1	251,2	165,9	188,067	24,2848	-1,88
40	27,8085	0,39	171,3	281	187,4	213,233	27,8085	-2,13
40	27,8085	0,39	173,2	283,8	188,3	215,100	27,8085	-2,15
40	27,8085	0,39	175,2	286,4	189,4	217,000	27,8085	-2,17
40	27,8085	0,39	181	295,2	196,1	224,100	27,8085	-2,24

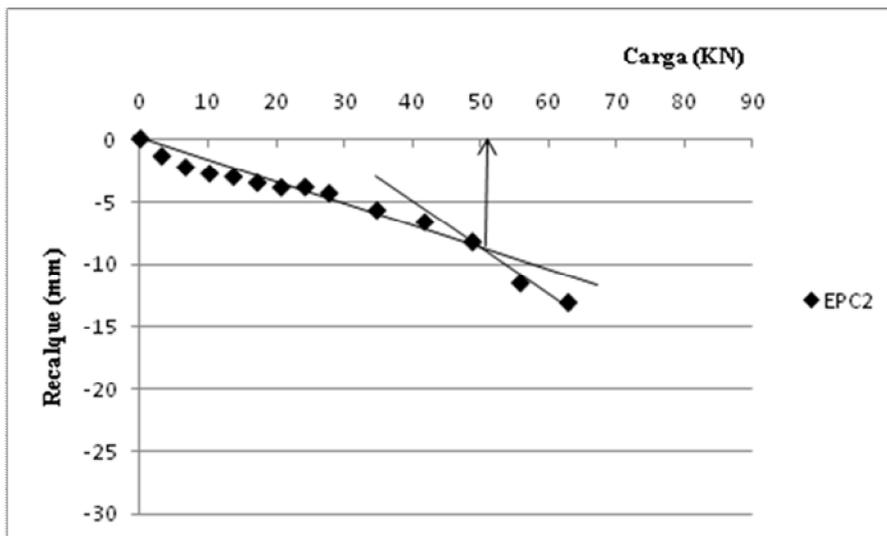
40	27,8085	0,39	183,2	297,5	198,4	226,367	27,8085	-2,26
40	27,8085	0,39	185,4	302,8	201,6	229,933	27,8085	-2,30
50	34,8559	0,49	235,4	355	237,2	275,867	34,8559	-2,76
50	34,8559	0,49	244,2	364,9	244,6	284,567	34,8559	-2,85
50	34,8559	0,49	250,2	372,4	248,8	290,467	34,8559	-2,90
50	34,8559	0,49	254	377,3	252,6	294,633	34,8559	-2,95
50	34,8559	0,49	257,6	382,2	255,8	298,533	34,8559	-2,99
50	34,8559	0,49	258,9	384,1	257,4	300,133	34,8559	-3,00
60	41,9033	0,59	297,4	424,2	285,4	335,667	41,9033	-3,36
60	41,9033	0,59	306,8	435,2	291,5	344,500	41,9033	-3,45
60	41,9033	0,59	322,6	428,9	301,3	350,933	41,9033	-3,51
60	41,9033	0,59	323,4	454,2	305,4	361,000	41,9033	-3,61
60	41,9033	0,59	332,8	464,1	313,2	370,033	41,9033	-3,70
60	41,9033	0,59	334,3	498,1	324,5	385,633	41,9033	-3,86
70	48,9507	0,69	376,8	516,8	347,9	413,833	48,9507	-4,14
70	48,9507	0,69	388,2	522,4	358,2	422,933	48,9507	-4,23
70	48,9507	0,69	405	539,8	371,4	438,733	48,9507	-4,39
70	48,9507	0,69	415,4	549,1	378,5	447,667	48,9507	-4,48
70	48,9507	0,69	428,9	565,2	392,5	462,200	48,9507	-4,62
70	48,9507	0,69	439,2	572,3	408,5	473,333	48,9507	-4,73
80	55,9981	0,79	481,5	624,9	435,2	513,867	55,9981	-5,14
80	55,9981	0,79	490,4	632,1	441,2	521,233	55,9981	-5,21
80	55,9981	0,79	505,8	649,2	455,3	536,767	55,9981	-5,37
80	55,9981	0,79	528	673,5	478	559,833	55,9981	-5,60
80	55,9981	0,79	552,5	700,4	500	584,300	55,9981	-5,84
80	55,9981	0,79	559,2	702,8	504,3	588,767	55,9981	-5,89
90	63,0455	0,89	638,2	794,2	585,9	672,767	63,0455	-6,73
90	63,0455	0,89	688,2	842,9	627,8	719,633	63,0455	-7,20
90	63,0455	0,89	735,2	891,4	667,5	764,700	63,0455	-7,65
90	63,0455	0,89	798,2	956,2	731,5	828,633	63,0455	-8,29
90	63,0455	0,89	837,9	1004,1	767,8	869,933	63,0455	-8,70
90	63,0455	0,89	867,8	1048,2	792,3	902,767	63,0455	-9,03
100	70,0929	0,99	1210	1392,1	1654,9	1419,000	70,0929	-14,19
100	70,0929	0,99	1527,3	1703	1952,4	1727,567	70,0929	-17,28
100	70,0929	0,99	2034	2227	1974,3	2078,433	70,0929	-20,78
100	70,0929	0,99	2854	0	2632,4	1828,800	70,0929	-18,29

## Anexo B

### Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque Para o método da Rigidez (1996)



### Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque Para os método de Intersecção das Tangentes (1983).



**Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque  
Para os método D/30.**

