

UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO  
GRANDE DO SUL – UNIJUÍ  
DEPARTAMENTO DE TECNOLOGIA – DETEC  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE  
RESISTÊNCIA DO SOLO DE IJUÍ A PARTIR DO  
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**

**CRISTIANO VIECILI**

Trabalho de Conclusão do Curso

Ijuí-RS, agosto de 2003

**CRISTIANO VIECILI**

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA  
DO SOLO DE IJUÍ A PARTIR DO ENSAIO DE  
CISALHAMENTO DIRETO**

Trabalho de Conclusão do Curso

Trabalho apresentado ao corpo docente do Programa de Graduação em Engenharia Civil do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para aprovação na disciplina e formação de nível superior no curso de Engenharia Civil.

Orientador

M. Sc. Luciano Pivoto Specht

Ijuí

2003

**CRISTIANO VIECILI**

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO  
DE IJUÍ A PARTIR DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**

Trabalho de Conclusão do Curso

Aprovação na disciplina e formação de nível superior no curso de Engenharia Civil  
Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

Aprovado em Agosto de 2003

---

M. Eng. Prof. Luciano Pivoto Specht  
Orientador

---

M. Eng. Prof. Luís Eduardo Mödler  
Coordenador do Curso de Engenharia Civil

---

M. Eng. Prof. Cristina Eliza Pozzobom  
Banca Examinadora

---

M. Eng. Prof. Luís Eduardo Mödler  
Banca Examinadora

## **AGRADECIMENTOS**

*Agradeço ao meu orientador, Luciano, pelo incentivo, motivação e confiança conferida na elaboração deste trabalho;*

*Agradeço aos meus professores pelos ensinamentos que me passaram;*

*Agradeço aos meus colegas pelo apoio e estímulo;*

*Agradeço aos laboratoristas, Salete e Ivan, pelo auxílio na elaboração dos ensaios;*

*Agradeço aos meus pais, Enri e Elaine e a minha irmã Candice, pelo incentivo e confiança em mim depositados;*

*Agradeço a minha noiva, Deise, pelo incentivo e apoio, pela partilha dos momentos de felicidade e compreensão nos momentos de ausência.*

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo principal a obtenção de dados relativos à resistência ao cisalhamento do solo de Ijuí-RS, visando a sua utilização como suporte de fundações superficiais. Os parâmetros estudados são ângulo de atrito e coesão, determinados a partir do ensaio de cisalhamento direto com amostra indeformada. Os ensaios foram executados nas condições de umidade natural e inundado. Análises paramétricas com dimensionamento de fundações superficiais foram elaboradas, para determinar o comportamento destas, quando solicitadas na presença ou não de água. Observou-se um padrão de valores de ângulo de atrito para o solo de Ijuí-RS, em torno de 20 a 23° para pico e 35 a 42° para a condição residual. A coesão chegou a diminuir 73,9 % em um dos solos, demonstrando a importância desta parcela de resistência no dimensionamento de fundações. As análises paramétricas com dimensionamento de fundações superficiais desenvolvidas neste trabalho, mostraram que todas as sapatas tiveram suas dimensões aumentadas quando a presença de água é considerada na capacidade de carga das estruturas. Este fato deve-se, principalmente, à diminuição da capacidade de suporte do solo, em função da perda considerável da parcela de resistência da coesão, quando o solo se encontra na situação inundado. Algumas providências devem ser tomadas na execução de fundações como, dimensionar um sistema de drenagem eficiente, fazer calçadas ao redor da edificação para evitar que as águas pluviais e de lavagem infiltrem próximo às fundações, executar juntas flexíveis nos encontros das tubulações com a edificação para absorverem pequenos recalques da edificação, e até mesmo dimensionar canais abaixo dos encanamentos de esgoto, que possam coletar eventuais líquidos provenientes do colapso do sistema de esgoto.

Palavras-chave:

mecânica dos solos, resistência ao cisalhamento, fundações

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1	Delimitação do tema .....	12
1.2	Formulação da questão de estudo .....	12
1.3	Definição dos objetivos .....	12
1.3.1	Objetivo geral .....	12
1.3.2	Objetivos específicos .....	13
1.4	Justificativa .....	13
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
2.1	Resistência ao cisalhamento .....	16
2.1.1	Definição .....	16
2.1.2	Atrito .....	16
2.1.3	Coesão .....	17
2.1.4	Crítérios de ruptura .....	17
2.1.5	Ensaio de cisalhamento direto .....	19
2.1.6	Ensaio de compressão triaxial .....	22
2.1.7	Ensaio de compressão simples .....	23
2.2	Comportamento de alguns solos .....	23
2.2.1	Solos estruturados e cimentados .....	24
2.2.2	Solos residuais .....	24
2.2.3	Solos não saturados .....	25
2.3	Fundações superficiais .....	26
2.3.1	Tipos de fundações .....	26
2.3.2	Capacidade de carga de fundações superficiais .....	29
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA UTILIZADA .....</b>	<b>34</b>
3.1	Classificação do estudo .....	34
3.2	Materiais utilizados .....	34
3.2.1	Solo A – Talude do campus .....	35
3.2.2	Solo B – Talude do trevo .....	36
3.3	Plano de coleta de dados .....	38

3.4	Equipamento utilizado .....	40
3.5	Sequência operacional .....	42
3.5.1	Preparação das amostras .....	42
3.5.2	Montagem da célula .....	42
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>44</b>
4.1	Ângulo de Atrito e Coesão .....	44
4.1.1	Ensaio com umidade natural – Solo A .....	45
4.1.2	Ensaio inundado – Solo A .....	47
4.1.3	Ensaio com umidade natural – Solo B .....	49
4.1.4	Ensaio inundado – Solo B .....	51
4.2	Teor de umidade, índice de vazios e grau de saturação .....	53
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>56</b>
5.1	Ângulo de Atrito .....	56
5.2	Coesão .....	57
5.3	Variação do índice de vazios com a tensão efetiva .....	58
5.4	Variação do Ângulo de Atrito e da Coesão .....	60
<b>6</b>	<b>ANÁLISE PARAMÉTRICA COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....</b>	<b>61</b>
6.1	Variáveis analisadas .....	61
6.2	Dimensionamento das sapatas .....	62
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>67</b>
7.1	Conclusões .....	67
7.2	Sugestões para trabalhos futuros .....	69
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>71</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....</b>	<b>73</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>74</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr (PINTO, 2000).....	18
Figura 2 - Ensaio de cisalhamento direto: representação de resultado típico do ensaio (PINTO, 2000) .....	20
Figura 3 – Esquema da caixa de cisalhamento direto (PINTO, 2000) .....	21
Figura 4 – Esquema da câmara de ensaio triaxial (PINTO, 2000) .....	23
Figura.5 –Perfil de solo residual, decomposição de gnaiss (VARGAS, 1977) .....	25
Figura 6 – Bloco de fundação (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 14) .....	27
Figura 7 – Sapata de fundação (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 14) .....	28
Figura 8 – Radier de fundação (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 14) .....	28
Figura 9 – Tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada e (c) por puncionamento (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 73) .....	29
Figura 10 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical (KÉZDI, 1970 <i>apud</i> VELLOSO e LOPES, 1996) .....	30
Figura 11 – Zonas de cisalhamento (CAPUTO, 1988, p. 187) .....	31
Figura 12 – Detalhe das zonas de cisalhamento (CAPUTO, 1988, p. 187) .....	31
Figura 13 – Ábaco dos fatores de capacidade de carga (ANEXO B) .....	33
Figura 14 – Curva granulométrica do “solo A” .....	36
Figura 15 – Curva granulométrica do “solo B” .....	38
Figura 16 – Quadro de programação de ensaios .....	39
Figura 17 - Equipamento para cisalhamento direto em solos .....	40
Figura 18 – Acessórios do ensaio de cisalhamento direto .....	41



Figura 19 – Solo A situação natural .....	45
Figura 20 – Envoltória de pico e residual do “solo A” no estado natural .....	46
Figura 21 – Solo A situação inundada .....	47
Figura 22 – Envoltória de pico e residual do “solo A” na condição inundada .....	48
Figura 23 – Solo B situação natural .....	49
Figura 24 – Envoltória de pico e residual do “solo B” no estado natural .....	50
Figura 25 – Solo B situação inundada .....	51
Figura 26 – Envoltória de pico e residual do “solo B” na condição inundada .....	52
Figura 27 – Gráfico da variação do índice de vazios <i>versus</i> tensão efetiva .....	59
Figura 28 – Esquema da sapata quadrada .....	62

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades físicas do “solo A” .....	35
Tabela 2 - Propriedades físicas do “solo B” .....	37
Tabela 3 - Umidade das amostras .....	53
Tabela 4 - Índice de vazios das amostras .....	54
Tabela 5 - Grau de saturação das amostras .....	55
Tabela 6 - Ângulo de Atrito ( $\phi$ , em °) de pico e residual .....	56
Tabela 7 - Coesão (c, em kPa) de pico e residual .....	57
Tabela 8 - Percentagem de redução/aumento do ângulo de atrito ( $\phi$ ) e da coesão (c) .....	60
Tabela 9 - Variáveis analisadas .....	62
Tabela 10 - Dimensões calculadas das sapatas em centímetros e a variação do tamanho em percentagem da situação natural para inundada .....	65

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$	Ângulo de Atrito
$C$	Coesão
$F$	Coefficiente de Atrito Interno
$\sigma$	Tensão Normal
$\alpha$	Ângulo entre o Plano de Ruptura e o Plano Principal Maior
$\tau_{\text{máx}}$	Tensão Máxima ou de Ruptura
$\tau_{\text{res}}$	Tensão Residual
$\tau$	Tensão Cisalhante
$d$	Deslocamento Horizontal
$N$	Força Vertical
$T$	Força Horizontal
$\sigma_1$	Tensão Normal Vertical
$\sigma_3$	Tensão Confinante
$S_u$	Resistência Não Drenada
$P$	Carga do Pilar
$A$	Área da Base da Fundação
$\tau_{\text{rup}}$	Tensão de Ruptura
$\gamma$	Peso Específico do Solo
$B$	Largura da Fundação
$D$	Profundidade de Assentamento da Fundação
$R$	Raio da Fundação
$N_c$	Fator de Capacidade de Carga – coesão

$N_q$	Fator de Capacidade de Carga – profundidade de assentamento
$N_\gamma$	Fator de Capacidade de Carga – solo
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
IP	Índice de Plasticidade
G	Peso Específico real dos Grãos
H	Umidade
$\gamma_n$	Peso Específico Natural
$\gamma_d$	Peso Específico Aparente Seco
e	Índice de Vazios
n	Porosidade
Ia	Índice de Atividade
IC	Índice de Consistência
$R^2$	Coefficiente de Correlação
S	Grau de Saturação
$\gamma_{sub}$	Peso Específico Submerso do Solo

# **1 INTRODUÇÃO**

## ***1.1 DELIMITAÇÃO DO TEMA***

Visando a obtenção pioneira de informações de cunho didático, sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Ijuí-RS, considerando a presença da água, realizar-se-á conjuntos de ensaios de cisalhamento direto em amostras de solos inundadas e em seu estado natural. Será realizada, também, uma análise paramétrica com o dimensionamento de fundações superficiais tendo por base os dados obtidos.

## ***1.2 FORMULAÇÃO DA QUESTÃO DE ESTUDO***

Quais são os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Ijuí-RS e a importância destes fatores na capacidade de carga de fundações superficiais?

## ***1.3 DEFINIÇÃO DOS OBJETIVOS DO ESTUDO***

### **1.3.1 Objetivo geral**

Este estudo tem como objetivo estudar o solo de Ijuí-RS, visando sua utilização como suporte de fundações superficiais.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- ✓ Determinar os parâmetros de resistência de pico (ângulo de atrito e coesão) de dois solos da cidade de Ijuí-RS;
- ✓ Determinar os parâmetros de resistência residual (ângulo de atrito e coesão) de dois solos da cidade de Ijuí-RS;
- ✓ Estimar os parâmetros de adensamento (tensão de pré-adensamento e coeficiente de compressão) de dois solos da cidade de Ijuí-RS;
- ✓ Analisar comparativamente os resultados dos ensaios executados com e sem inundação;
- ✓ Realizar uma análise paramétrica com o dimensionamento de fundações superficiais, verificando a influência do efeito da inundação na capacidade de carga destas fundações;

### **1.4 JUSTIFICATIVA**

Considerando que o solo é o material de construção mais barato e abundante na natureza e serve de base para todos tipos de edificações, é de suma importância o conhecimento de suas propriedades, para que seja possível o desenvolvimento de projetos aliando segurança e economia.

As patologias em edificações, estradas e em outras obras de engenharia podem ter causas diversas. Normalmente o baixo desempenho das fundações é refletido de maneira a

comprometer aspectos estruturais, funcionais e estéticos. As fundações de uma estrutura podem ser mal dimensionadas pela incapacidade do profissional projetista, por erros de cálculos e também, ou, principalmente, por falta de conhecimento das propriedades geotécnicas do solo suporte dessas edificações.

Hoje, ainda, a maioria das fundações de edificações na cidade são projetadas levando-se em consideração as edificações vizinhas, ou seja, se a edificação vizinha obteve êxito com determinado tipo de fundação, é comum o engenheiro aceitar aquela decisão. Isso acarreta muitas vezes um superdimensionamento da estrutura de fundação, ou até mesmo um dimensionamento inferior ao necessário, acarretando maiores custos ou colocando em risco a edificação.

Em algumas obras de maior importância, geralmente, são executadas sondagens para conhecer o solo, normalmente a sondagem mais usada é a SPT - “Standard Penetration Test”, que fornece um número  $N_{spt}$ , o qual é correlacionado empiricamente com parâmetros de resistência e deformabilidade do solo. Vale ressaltar que essas correlações empíricas são determinadas com solos de outras regiões, o que pode provocar diferenças significativas nos resultados obtidos, não levando em consideração inúmeros outros fatores que influenciam estes parâmetros.

O correto ao se projetar a fundação de qualquer edificação, é conhecer bem o solo do local, pois é este que vai receber os esforços transmitidos pelas fundações e deve absorver estes esforços, apresentando um desempenho satisfatório durante a vida útil da edificação.

Para se conhecer bem o solo são necessários vários estudos e ensaios laboratoriais, com objetivo de identificar valores para os parâmetros como ângulo de atrito e coesão, objetos deste estudo, entre outros, como, tensão de pré-adensamento, coeficiente de compressão, limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria. Estudos para determinar estes parâmetros para o solo de Ijuí-RS, estão sendo desenvolvidos atualmente. Até então esses parâmetros eram conhecidos através de métodos empíricos, não existindo nada cientificamente documentado sobre esse assunto.

Nos procedimentos de dimensionamento de estruturas de fundações, são considerados critérios que levam em conta coeficientes parciais e globais de segurança. Estes coeficientes são justificados devido as incertezas quanto as respostas do solo, quando solicitado no local, comparadas com as respostas em ensaios amostrais, devido à influência de fatores intrínsecos como ventos, padrões geológicos de deposição e intemperismo, e também quanto ao modelo adotado para o dimensionamento.

Estes coeficientes podem ser reduzidos, conforme prevê a norma brasileira de fundações NBR-6122, uma vez que os parâmetros do solo sejam determinados através de ensaios em laboratório.

Torna-se clara a importância do estudo do solo para obras de engenharia, proporcionando maior segurança, confiabilidade e menores custos às estruturas.



## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO**

#### **2.1.1 Definição**

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo a ruptura. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo. Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão (LAMBE, 1972; VARGAS, 1977; PINTO, 2000).

#### **2.1.2 Atrito**

A resistência por atrito entre as partículas depende do coeficiente de atrito, e pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano, em outro paralelamente a este. Esta força também é proporcional à força normal ao plano. O ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal, é

chamado de ângulo de atrito  $\phi$ , sendo o máximo ângulo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento.

Há uma diferença entre as forças transmitidas nos contatos entre grãos de areia e de argila. Nos grãos de areia a força de contato é maior expulsando a água da superfície e permitindo o contato diretamente entre os grãos. Já nas argilas o número de partículas de solo é muito maior sendo menor a força entre os contatos, esta força não é suficiente para expulsar a água adsorvida pelas partículas, ficando a água responsável pela transmissão das forças.

### **2.1.3 Coesão**

A resistência ao cisalhamento dos solos é devida essencialmente ao atrito entre os grãos. Mas a atração química entre partículas, independente da força normal, tem uma parcela de resistência significativa em determinados tipos de solos, que é denominada coesão real. A coesão real não pode ser confundida com a coesão aparente, presente principalmente em solos argilosos úmidos não saturados, determinada pela pressão capilar da água. Essa resistência desaparece à medida em que o solo vai sendo saturado.

### **2.1.4 Critérios de ruptura**

Critérios de ruptura são formulações que refletem o comportamento dos solos até a ruptura. Segundo Pinto (2000) os critérios que melhor representam o comportamento dos solos é o de Coulomb e de Mohr, que tomam por base o estado de tensões.

O critério de Coulomb pode ser expresso como: não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela

expressão  $c+f\cdot\sigma$ , sendo  $c$  e  $f$  constantes do material e  $\sigma$  a tensão normal existente no plano de cisalhamento. Os parâmetros  $c$  e  $f$  são denominados respectivamente coesão e coeficiente de atrito interno, podendo este ser expresso como a tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno. (PINTO, 2000, p.175).

O critério de Mohr pode ser expresso como: não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material. (PINTO, 2000, p.175).

O critério de Mohr é análogo ao de Coulomb, como mostra a figura 1, originando o critério de Mohr-Coulomb, normalmente usado na mecânica dos solos.

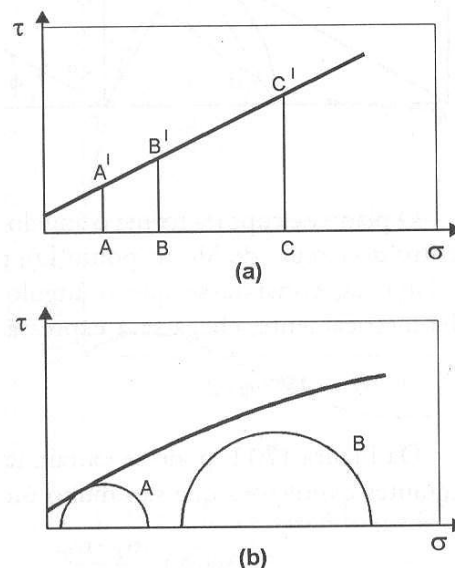


Figura 1 – Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr (PINTO, 2000)

É importante ressaltar que a tensão cisalhante, no momento da ruptura, é menor que a tensão cisalhante máxima, em função da tensão normal e do plano de ruptura, que é determinado pelo ângulo  $\alpha$ , entre este plano e o plano principal maior.

Existem vários métodos para determinar a coesão e o ângulo de atrito do solo, entre eles o da correlação empírica, ensaios de laboratório que serão aprofundados adiante, ensaios de campo como o Vane Test e também através de retroanálise.

Correlações empíricas são maneiras de determinar valores a partir de análises de resultados já obtidos, comparando dados de ensaios de campo com ensaios de laboratório, para um determinado tipo de solo. Uma correlação utilizada frequentemente é com resultados do ensaio SPT. A correlação é boa para comparar resultados de ensaios, mas deve ser utilizada com cautela na realização de projetos geotécnicos.

A partir de um talude rompido, conhecendo as dimensões do mesmo, sua inclinação, características do solo e nível d'água, através da retroanálise pode-se determinar a coesão e o ângulo de atrito deste solo, fazendo-se o fator de segurança igual a 1.

Maiores detalhes a cerca deste assunto podem ser encontrados em Vargas (1977), Velloso e Lopes (1996) e Pinto (2000).

### **2.1.5 Ensaio de cisalhamento direto**

Segundo Hachich et al. (1998) e Pinto (2000), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo, e

baseia-se no critério de Coulomb. O ensaio se caracteriza pela aplicação de uma tensão normal num plano e a verificação da tensão cisalhante que provoca a ruptura.

A tensão cisalhante pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, como mostra a figura 2. Através da figura podem ser identificadas as tensões de ruptura,  $\tau_{\text{máx}}$ , e a tensão residual,  $\tau_{\text{res}}$ , que o solo ainda resiste após a ruptura.

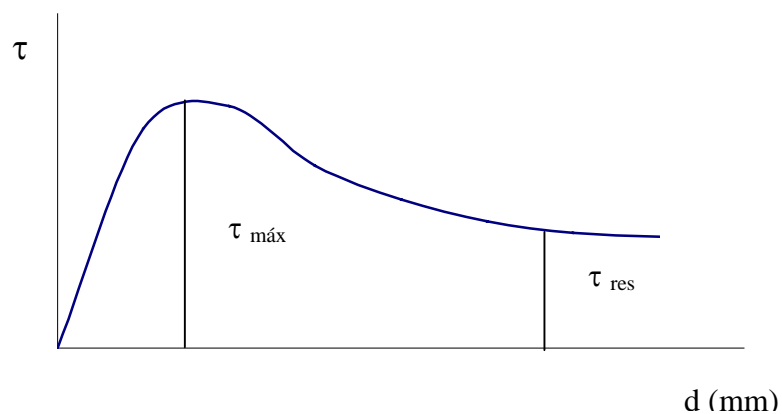


Figura 2 - Ensaio de cisalhamento direto: representação de resultado típico do ensaio (PINTO, 2000)

É registrado também, durante o ensaio, a deformação vertical do corpo-de-prova, a qual indica se houve variação no volume da amostra durante o cisalhamento.

Realizando-se ensaios com diversas tensões normais, pode-se plotar num gráfico as tensões de ruptura para cada tensão normal, obtendo-se uma envoltória de

resistência, a qual determinará os valores dos parâmetros, ângulo de atrito e coesão do solo em estudo.

Para a execução do ensaio é colocada uma amostra de solo em uma caixa de cisalhamento bipartida horizontalmente, conforme figura 3. Aplica-se, inicialmente, uma força vertical  $N$ . Uma força horizontal  $T$  é aplicada na metade inferior da caixa, provocando seu deslocamento. Uma célula de carga instalada na metade superior da caixa vai agir no sentido de impedir o movimento, medindo a força suportada pelo solo.

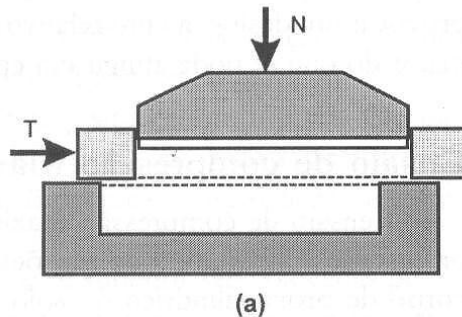


Figura 3 – Esquema da caixa de cisalhamento direto (PINTO, 2000)

Uma variação do ensaio de cisalhamento direto é o ensaio de cisalhamento por torção *ring shear* que permite determinar o ângulo de atrito e a coesão do solo a grandes deslocamentos. Maiores detalhes acerca deste assunto podem ser encontrados em Rigo (2000).

### **2.1.6 Ensaio de compressão triaxial**

Segundo Hachich et al. (1998), o ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de uma pressão confinante e de um carregamento axial sobre um corpo-de-prova cilíndrico de solo. O ensaio pode ser executado de maneiras distintas: quanto às condições de drenagem: ensaio adensado drenado (CD), ensaio não adensado não drenado (UU), e ensaio adensado não drenado (CU); quanto às condições de carregamento: ensaio de compressão por carregamento, ensaio de compressão por descarregamento, ensaio de extensão por carregamento e ensaio de extensão por descarregamento.

O ensaio consiste basicamente na colocação de um corpo-de-prova de solo cilíndrico dentro de uma câmara de ensaio, como mostra a figura 4, envolto por uma membrana de borracha. A câmara é preenchida com água aplicando-se uma pressão confinante no corpo-de-prova que atua em todas as direções, inclusive na vertical. O carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças em um pistão que é introduzido na câmara, caso de ensaio com carga controlada, ou a câmara é colocada numa prensa que a desloca para cima pressionando o pistão, caso do ensaio de deformação controlada. A carga é medida através de um anel dinamométrico colocado externamente, ou por uma célula de carga intercalada no pistão.

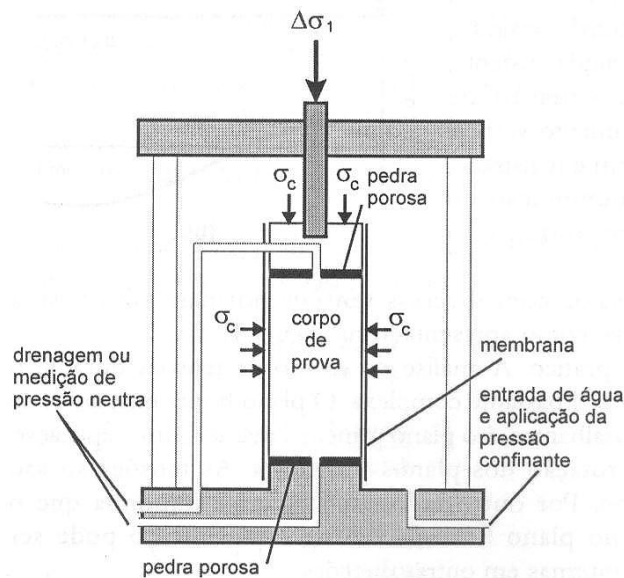


Figura 4 – Esquema da câmara de ensaio triaxial (PINTO, 2000)

### 2.1.7 Ensaio de compressão simples

Este é um ensaio adicional de compressão axial, que pode ser considerado como precursor do ensaio de compressão triaxial. O solo é carregado rapidamente axialmente, mas não é encamisado numa membrana de borracha como no ensaio triaxial, e também não é confinado, ou seja,  $\sigma_3 = 0$ . O ensaio é não drenado e a resistência ao cisalhamento é  $S_u = \tau_{\text{máx}} = \sigma_1/2$ .

## 2.2 COMPORTAMENTO DE ALGUNS SOLOS

Há uma grande diversidade de solos na crosta terrestre, o que torna o estudo dos solos bastante complexo. Ao longo dos anos, foram desenvolvidos modelos de comportamento dos solos que representam bem os solos em determinadas condições. Esses



modelos não podem representar a totalidade dos solos, mas servem de ponto de partida para o estudo dos diversos tipos de solos.

Apresenta-se, a seguir, simplificada, alguns casos de solos que se afastam dos modelos básicos e que são de ocorrência mais comum.

### **2.2.1 Solos estruturados e cimentados**

O comportamento dos solos sedimentares consiste, basicamente, nas forças transmitidas nos contatos entre as partículas. A resistência destes solos é devida ao atrito entre as partículas. Existem solos, entretanto, que possuem substâncias cimentantes entre as partículas. Essas substâncias agem entre os grãos como se fosse uma cola, impedindo inicialmente o deslocamento das partículas. Esta parcela de resistência é a coesão natural do solo, diferente da coesão existente em argilas não saturadas, que provém da pressão neutra negativa, e conhecida como coesão aparente.

### **2.2.2 Solos residuais**

Solos residuais são considerados solos heterogêneos, devido à heterogeneidade da rocha mãe. Esta peculiaridade, em certos casos, torna difícil a determinação das características desses solos em laboratório, pois uma única amostra de solo pode apresentar características bem distintas. Estudos, em grandes massas de solos residuais, revelam certa probabilidade de se encontrar porções semelhantes a pequenas ou grandes distâncias. A estes solos podem ser associados parâmetros médios de comportamento, como por exemplo parâmetros de resistência obtidos por meio de retro-análises de rupturas registradas.

Os solos residuais são freqüentemente cimentados, mas quando estão acima do lençol freático assumem o comportamento de solos não saturados. Na figura 5 pode-se observar um perfil de solo residual de decomposição de gnaiss.

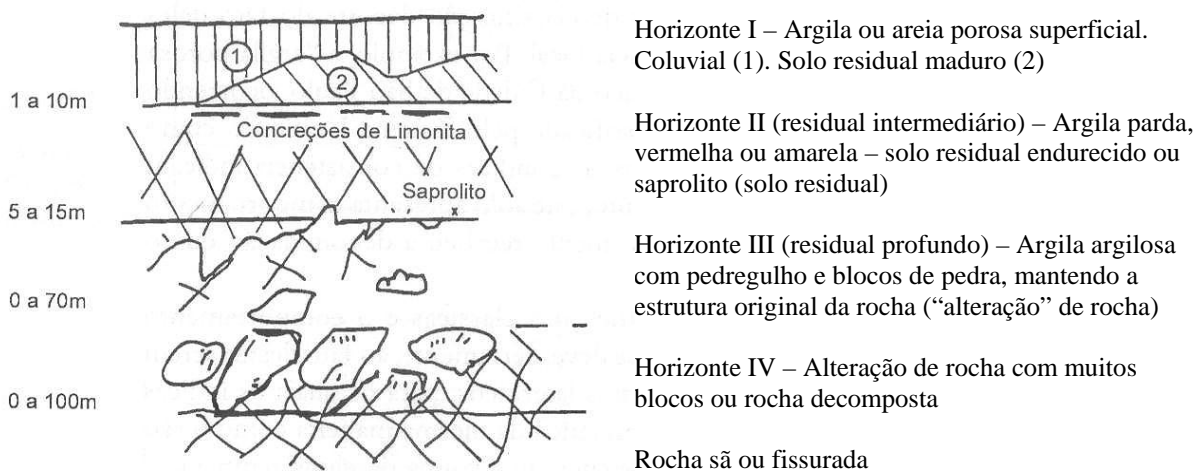


Figura 5 –Perfil de solo residual, decomposição de gnaiss (VARGAS, 1977)

### 2.2.3 Solos não saturados

O comportamento dos solos não saturados difere dos solos saturados, pelo fato de os vazios deste último estarem completamente preenchidos com água, o que faz com que o carregamento aplicado no solo seja totalmente absorvido pela água, até que haja drenagem, quando então haverá aumento de pressão efetiva no solo. Ao passo que nos solos não saturados os vazios estão parcialmente ocupados pelo ar, que é muito mais compressível que o solo. Neste caso, quando o solo é carregado os vazios são comprimidos e a carga é

sustentada pelo solo, provocando um aumento na tensão efetiva antes mesmo que tenha havido drenagem.

O ar contido nos vazios do solo não saturado ou parcialmente saturados, encontra-se com uma determinada pressão, diferente da pressão da água também contida nestes vazios. A pressão no ar é sempre superior à pressão na água, sendo a diferença entre as duas chamada de *pressão de sucção*. A sucção é uma parcela de resistência do solo que é tanto maior quanto menor for o teor de umidade do solo.

### **2.3 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

As fundações superficiais também podem ser chamadas de rasas ou diretas, e segundo Hachich et al. (1998), são assim denominadas por terem sua base apoiada sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo que a circunda. Uma fundação pode ser considerada rasa se a razão entre a profundidade de sua base em relação ao nível do terreno e a maior dimensão desta base, for menor que um.

#### **2.3.1 Tipos de fundações superficiais**

Entre os tipos de fundações superficiais pode-se citar: blocos, sapatas isoladas, associadas e nervuradas, vigas de fundação e placas de fundação ou radiers. Em qualquer dos tipos, a tensão normal transmitida ao terreno é dada por  $\sigma = P/A$ , onde P é a carga do pilar e A é a área da base da fundação (CAPUTO, 1988).

O bloco apresentado na figura 6, geralmente de base quadrada e com suas faces escalonadas ou inclinadas, é usualmente executado em concreto simples ou ciclópico e com grande altura, o que lhe confere uma boa rigidez.

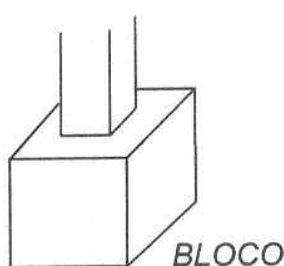


Figura 6 – Bloco de fundação (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 14)

A sapata mostrada na figura 7, geralmente de base quadrada, retangular, circular, e octogonal, é executada em concreto armado, sua altura é pequena em relação as dimensões de sua base. As sapatas são semiflexíveis e trabalham à tração na base, ao contrário dos blocos que trabalham à compressão simples. As sapatas são associadas quando ocorre a interferência entre sapatas isoladas de pilares muito próximos, e quando a sapata de uma pilar de divisa ultrapassa o limite do terreno.

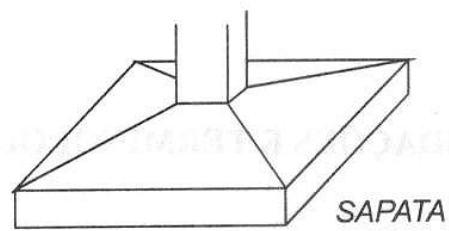


Figura 7 – Sapata de fundação (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 14)

Placas de fundação ou radiers, figura 8, são elementos que reúnem a carga de vários pilares em uma só fundação, geralmente usadas quando as cargas são elevadas e o terreno é pouco resistente.

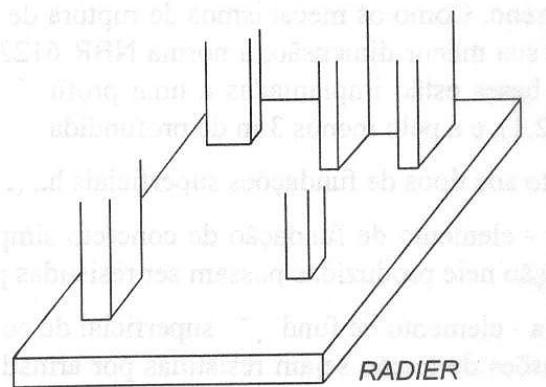


Figura 8 – Radier de fundação (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 14)

### 2.3.2 Capacidade de carga de fundações superficiais

Caputo (1988), sustenta que ao transmitir o carregamento de uma fundação ao solo, este deforma-se e ocorre o recalque da fundação. Afirmar, também, que quanto maior for a carga aplicada maior serão os recalques.

A figura 9 mostra os tipos de ruptura que normalmente acontecem quando o solo é carregado além de sua capacidade de suporte. O tipo de ruptura depende da compressibilidade relativa do solo. A ruptura generalizada acontece quando o solo for praticamente incompressível (compactos ou rijos) e tiver uma resistência ao cisalhamento finita. Se o solo for muito compressível (fofos ou moles) a ruptura será por punção. A ruptura localizada tem características dos outros dois tipos de ruptura e, por isso, ela representa um tipo de transição.

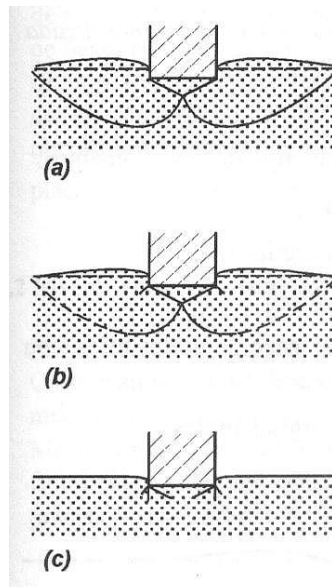


Figura 9 – Tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (VELLOSO e LOPES, 1996, p. 73)

Ao analisar o comportamento de uma sapata carregada verticalmente, pode-se descrever três fases distintas, conforme figura 10. A primeira fase é denominada fase elástica, onde para pequenos valores de carga os deslocamentos são aproximadamente proporcionais, nesta fase os recalques são reversíveis. Na segunda fase surgem os deslocamentos plásticos, a zona plástica aparece junto as bordas da fundação e cresce conforme aumenta o carregamento, nesta fase os recalques são irreversíveis e a velocidade de recalque não diminui nem mesmo quando a carga permanece constante. Em uma terceira fase, a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorra a ruptura do solo, atingindo o limite de resistência da fundação.

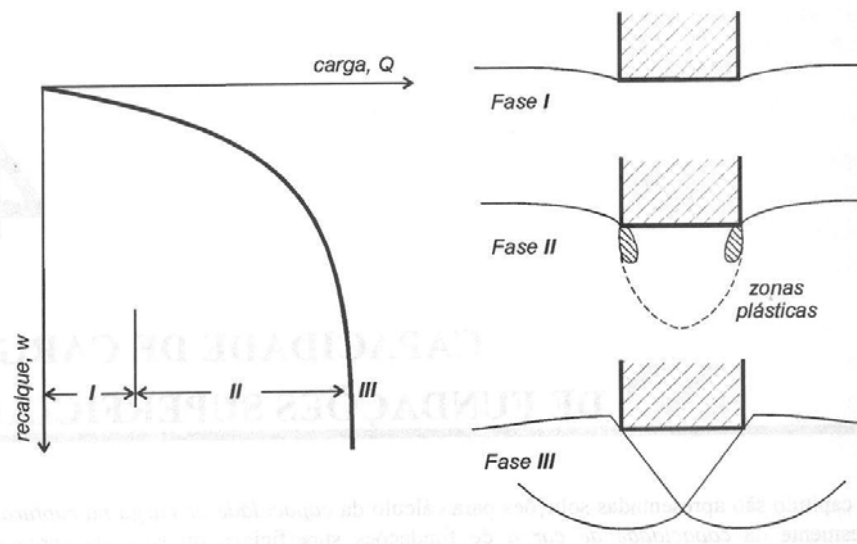


Figura 10 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical (KÉZDI, 1970 *apud* VELLOSO e LOPES, 1996)

Segundo a teoria da capacidade de carga de Terzaghi, originada a partir das investigações de Prandtl e Reisner, relativas à ruptura plástica dos metais por puncionamento, o solo logo abaixo da fundação forma uma cunha, que em decorrência do atrito com a base da fundação se desloca verticalmente, em conjunto com a fundação. O movimento dessa cunha força o solo adjacente e produz então duas zonas de cisalhamento, cada uma delas constituída por duas partes: uma de cisalhamento radial e outra de cisalhamento linear, conforme figuras 11 e 12.

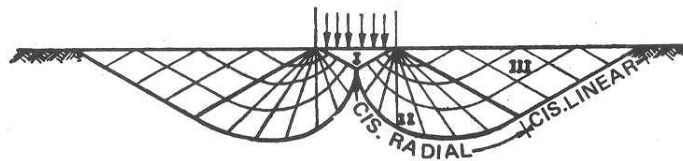


Figura 11 – Zonas de cisalhamento (CAPUTO, 1988, p. 187)

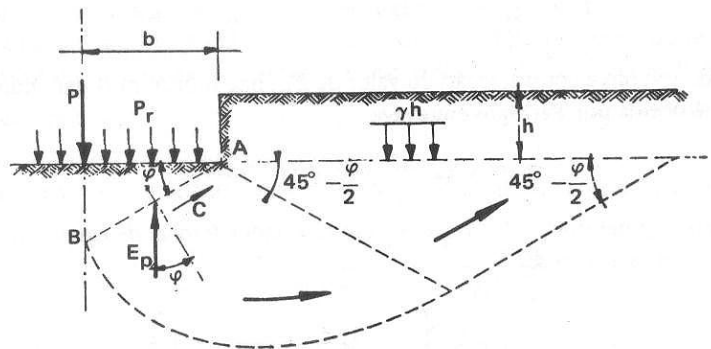


Figura 12 – Detalhe das zonas de cisalhamento (CAPUTO, 1988, p. 187)



A capacidade de carga da fundação é igual à resistência oferecida ao deslocamento pelas zonas de cisalhamento radial e linear. A expressão final obtida por Terzaghi para capacidade de carga de fundações superficiais é a seguinte:

$$\tau_{rup} = c * N_c + D * \gamma * N_q + \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma$$

Onde:

$\tau_{rup}$  = tensão de ruptura

B = largura da fundação

c = coesão

$\gamma$  = peso específico do solo

D = profundidade de assentamento da fundação

Os termos adicionais  $N_c$ ,  $N_\gamma$  e  $N_q$  são chamados fatores de capacidade de carga, são obtidos através do ábaco 1 do ANEXO A e estão apresentados na figura 13. As correções de  $N_c$  e  $N_\gamma$  referente a forma da fundação também podem ser encontradas no ábaco 4 do ANEXO A.

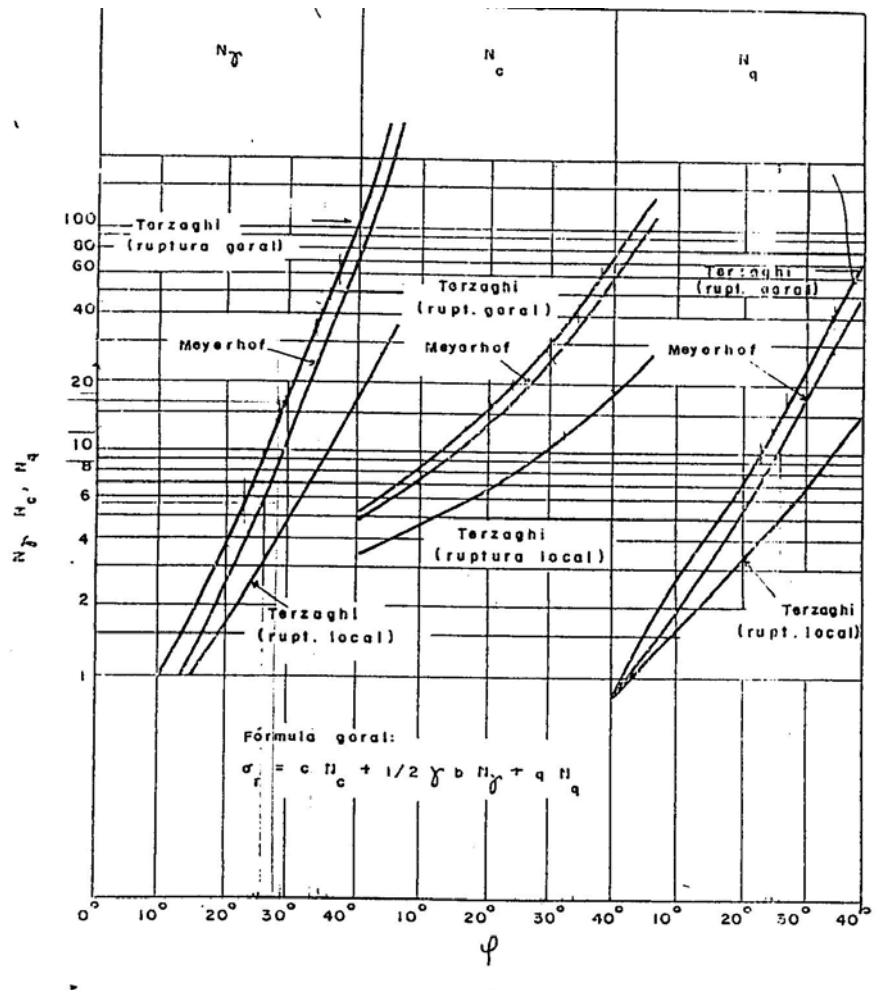


Figura 13 – Ábaco dos fatores de capacidade de carga (ANEXO A)

Maiores detalhes a cerca deste assunto pode ser encontrado em Simons e Menzies (1981), Caputo (1988) e Velloso e Lopes (1997).

### **3 METODOLOGIA UTILIZADA**

#### **3.1 CLASSIFICAÇÃO DO ESTUDO**

Este estudo tem como propósito pesquisar e diagnosticar o solo de Ijuí-RS, quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

A pesquisa realizada é quantitativa, uma vez que as amostras coletadas em campo foram ensaiadas em laboratório e os resultados analisados graficamente.

#### **3.2 MATERIAIS UTILIZADOS**

Para este estudo foram ensaiados corpos-de-prova de solo de dois locais distintos da cidade de Ijuí-RS. Os solos foram denominados neste trabalho de “solo A” e “solo B” para facilitar a identificação.

Tanto o “solo A” como o “solo B”, são solos residuais maduros, argilosos e provenientes da decomposição de rocha basáltica da formação Serra Geral. A caracterização geotécnica dos solos foi realizada durante esta pesquisa.

### 3.2.1 Solo A – Talude do campus

O “solo A” é uma amostra de solo de um talude, localizado no campus da Unijuí, nas proximidades do prédio de engenharia civil. Foram retiradas 8 amostras indeformadas deste solo. Por ser o local próximo ao laboratório, as amostras eram retiradas, uma de cada vez, à uma profundidade de 2,0 metros da superfície.

As propriedades físicas médias do solo, são apresentadas na tabela 1. A figura 14 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual. Verifica-se que o material é composto por 85,0% de argila (<0,005mm), 10,0% de silte (0,005 - 0,074mm), 4,12% de areia fina (0,074 - 0,42mm), 0,72% de areia média (0,42 – 2,0mm) e 0,16% de areia grossa (2,0 – 4,8mm), não possuindo fração de pedregulho. Segundo a classificação HRB o solo classifica-se como A-7-5. Conforme a classificação unificada o solo classifica-se como MH (silte de alta compressibilidade). Observando o índice de consistência e de atividade calculados, este solo se enquadra como uma argila dura e inativa.

Tabela 1

Propriedades físicas do “solo A”

<i>Propriedades</i>	<i>Valores Médios</i>
Limite de liquidez (LL)	59,00 %
Limite de plasticidade (LP)	47,03 %
Índice de plasticidade (IP)	11,97 %
Peso específico real dos grãos (G)	28,52 kN/m <sup>3</sup>
Umidade média de campo (H)	34,53 %
Peso específico natural ( $\gamma_n$ )	13,74 kN/m <sup>3</sup>

continuação

<i>Propriedades</i>	<i>Valores Médios</i>
Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )	10,21 kN/m <sup>3</sup>
Índice de vazios médio (e)	1,79
Porosidade média (n)	0,64
Índice de Atividade (Ia)	0,14
Índice de Consistência (IC)	2,04

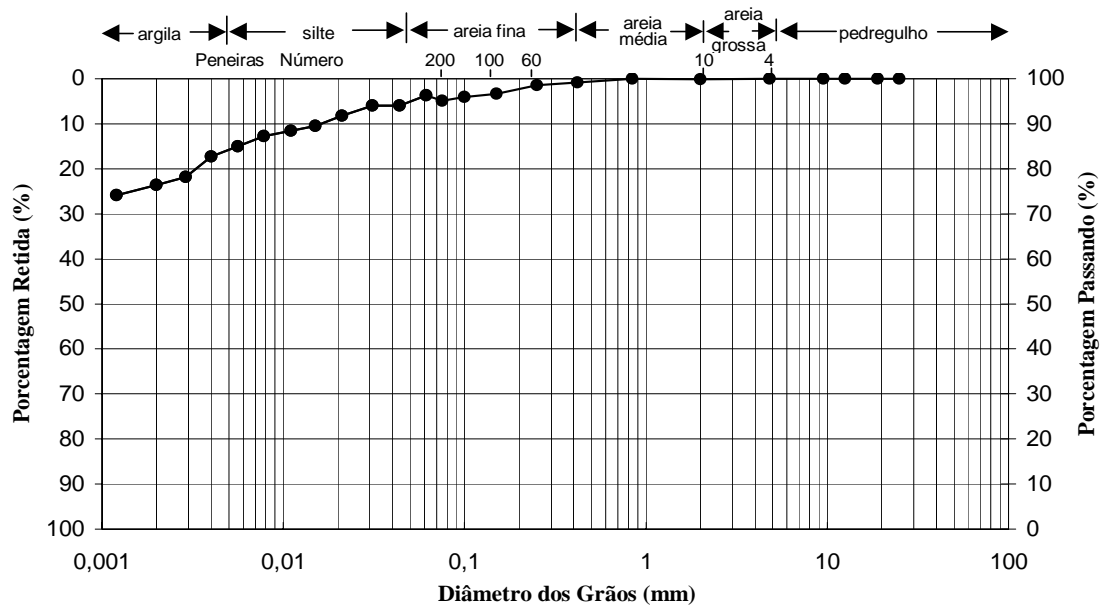


Figura 14 – Curva granulométrica do “solo A”

### 3.2.2 Solo B – Talude do trevo

O “solo B” é uma amostra de solo de um talude localizado em um terreno situado na Avenida José Gabriel a 100 metros do trevo que dá acesso a BR-285 próximo ao posto da Polícia Rodoviária Federal.

Deste talude foi retirado um bloco maior de solo, com aproximadamente 30cm de aresta, o qual foi protegido com filme plástico e colocado numa caixa, para não sofrer alteração em sua umidade natural, este bloco foi levado para o laboratório onde foram retiradas as 8 amostras indeformadas, necessárias para os ensaios. A profundidade de coleta do bloco neste caso foi de 1,30 metros da superfície.

As propriedades físicas médias do solo, são apresentadas na tabela 2. A figura 15 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual. Verifica-se que o material é composto por 82,25% de argila (<0,005mm), 11,5% de silte (0,005 - 0,074mm), 5,46% de areia fina (0,074 - 0,42mm), e 0,79% de areia média (0,42 - 2,0mm), não possuindo fração de areia grossa nem de pedregulho. Segundo a classificação HRB o solo classifica-se como A-7-5. Conforme a classificação unificada o solo classifica-se como MH (silte de alta compressibilidade). Observando o índice de consistência e de atividade calculados, este solo se enquadra como uma argila dura e inativa.

Tabela 2

Propriedades físicas do “solo B”

<i>Propriedades</i>	<i>Valores Médios</i>
Limite de liquidez (LL)	81,00 %
Limite de plasticidade (LP)	60,37 %
Índice de plasticidade (IP)	20,63 %
Peso específico real dos grãos (G)	29,04 kN/m <sup>3</sup>
Umidade média de campo (H)	37,30 %
Peso específico natural ( $\gamma_n$ )	14,75 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )	10,74 kN/m <sup>3</sup>

continuação

<i>Propriedades</i>	<i>Valores Médios</i>
Índice de vazios médio (e)	1,71
Porosidade média (n)	0,63
Índice de Atividade (Ia)	0,25
Índice de Consistência (IC)	2,12

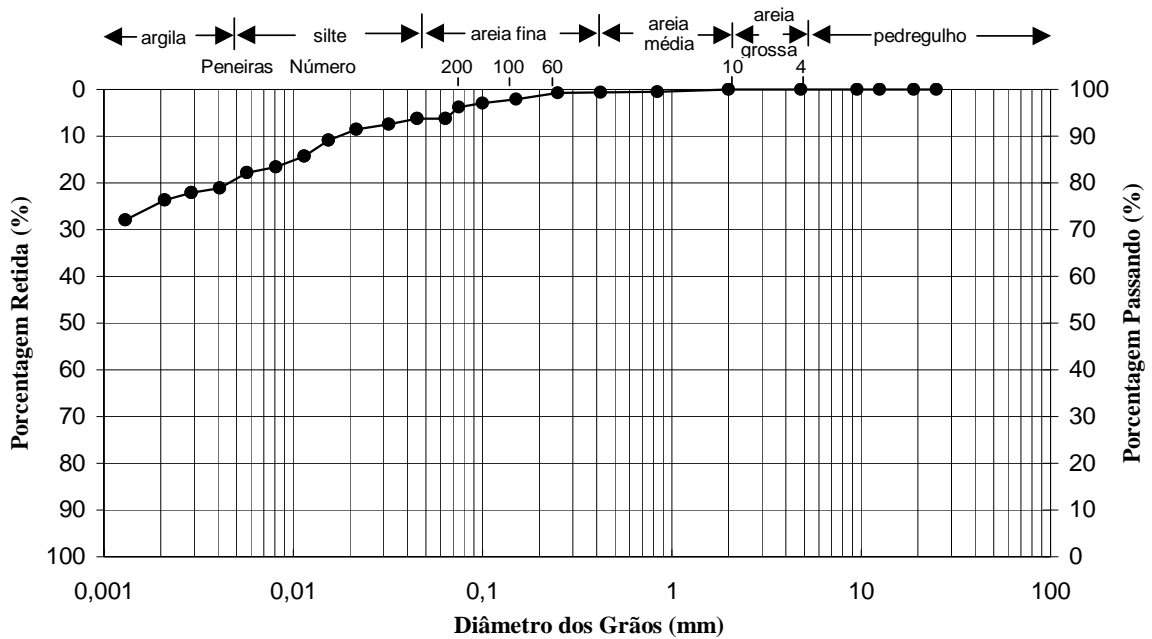


Figura 15 – Curva granulométrica do “solo B”

### 3.3 PLANO DE COLETA DE DADOS

As atividades práticas deste trabalho foram realizados no LEC – Laboratório de Engenharia Civil do curso de Engenharia Civil da Unijuí.

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados com tensões normais variando de 30 a 200 kPa, com velocidade constante de 0,031 mm/min e nas situações inundado e umidade natural, conforme figura 16.

<i>Ensaio</i>	<i>Solo</i>	$\sigma$ (kPa)	<i>Situação</i>
1	A	30	Inundado
2	A	60	Inundado
3	A	100	Inundado
4	A	200	Inundado
5	A	30	Natural
6	A	60	Natural
7	A	100	Natural
8	A	200	Natural
9	B	30	Inundado
10	B	60	Inundado
11	B	100	Inundado
12	B	200	Inundado
13	B	30	Natural
14	B	60	Natural
15	B	100	Natural
16	B	200	Natural

Figura 16 – Quadro de programação de ensaios

As variáveis lidas no aparelho de cisalhamento direto foram: deslocamento horizontal da amostra medida em milímetros, deformação vertical da amostra medida em milímetros e carga resistida medida em kgf. Os dados lidos foram digitados em planilhas eletrônicas, (o modelo de planilha encontra-se no ANEXO B). Foi calculada a tensão de cisalhamento dividindo a carga resistida pela área de cisalhamento, corrigindo esta área para cada décimo de milímetro de avanço do ensaio. Após ajuste de unidades a tensão foi dada em kPa.



### 3.4 EQUIPAMENTO UTILIZADO

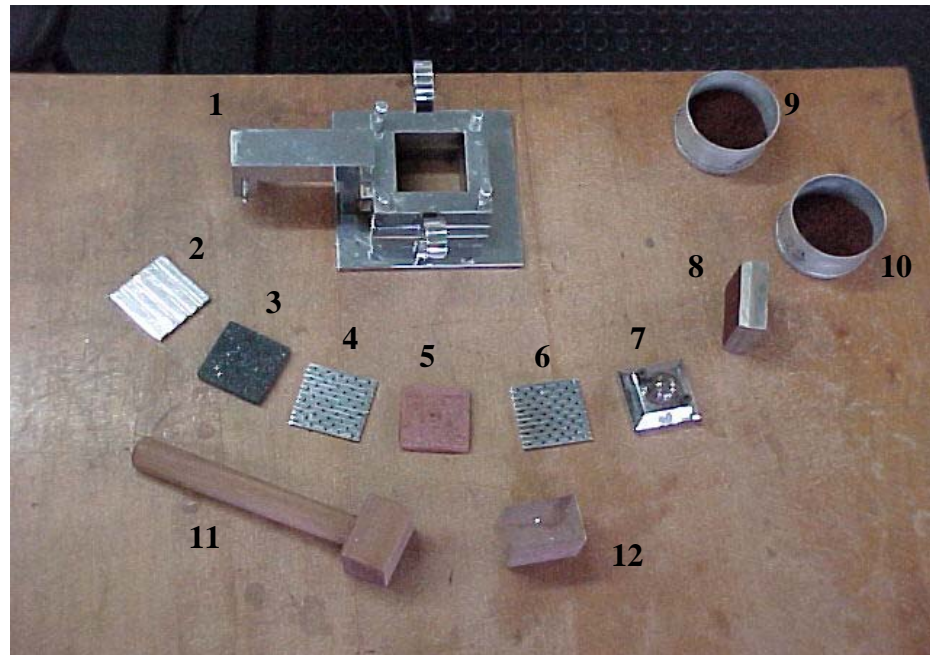
Para o estudo foi utilizado um cisalhador para solos, conforme figura 17, que permite ensaios de cisalhamento direto com aplicação de uma carga normal e velocidade de deslocamento constante.

O princípio de funcionamento do equipamento é o seguinte: o motor é acionado e através de redutores de velocidade, faz avançar um fuso, que por sua vez empurra o carro sobre os trilhos com pastilhas esféricas contendo uma célula bipartida, com o corpo-de-prova no seu interior. A metade superior da célula está em contato com uma célula de carga, que oferece uma resistência ao movimento, e através de uma resistência elétrica indicada no multímetro, permite a leitura da carga criada pelo deslocamento constante da metade inferior da célula que está fixada no carro, até o cisalhamento do corpo-de-prova.



Figura 17 - Equipamento para cisalhamento direto em solos

A figura 18 descreve os acessórios que fazem parte do equipamento de cisalhamento direto.



- 1 – Célula bipartida ou caixa de cisalhamento;
- 2 – Fundo metálico removível;
- 3 e 5 – Pedras porosas;
- 4 e 6 – Placa metálica perfurada com canais;
- 7 – Tampa de compressão da carga normal com esfera de aço;
- 8 – Vazador (5,05 x 5,05 x 2,00 cm) contendo a amostra;
- 9 e 10 – Cápsulas contendo amostras de solo;
- 11 – Martelo de madeira;
- 12 - Tarugo de madeira;

Figura 18 – Acessórios do ensaio de cisalhamento direto

### **3.5 SEQUÊNCIA OPERACIONAL**

#### **3.5.1 Preparação das amostras**

Os corpos-de-prova foram moldados a partir de amostras indeformadas, para tanto, procedeu-se da seguinte maneira: acertado o topo da amostra indeformada e colocado o vazador em cima desta, pressionou-se levemente o vazador obrigando-o a penetrar na amostra. À medida que o vazador foi penetrando, com uma ferramenta cortante, foi sendo desbastado o solo ao redor do vazador, até que a penetração foi suficiente para aparecer solo acima do vazador. Em seguida, rasou-se com um rasador o topo e a base da amostra. Por vezes os corpos-de-prova eram extraídos diretamente do talude e por vezes de um bloco, conforme comentado anteriormente.

Para cada ensaio foram retiradas quatro amostras de solo, duas antes e duas depois do ensaio, para determinação do teor de umidade do solo. Para o ensaio inundado encheu-se o carro, onde fica a caixa de cisalhamento, com água. Ao passo que para o ensaio com umidade natural o carro ficava seco e, ainda, colocava-se um filme plástico envolta para não permitir ganho nem perda de umidade, que por sinal desempenhou bem a função, visto que a diferença entre o teor de umidade antes e depois deste ensaio foi mínima.

#### **3.5.2 Montagem da célula**

Para montagem da célula foram realizados os seguintes procedimentos:

- 1) Prender as duas partes (inferior e superior da célula), parafusando-as com os parafusos recartilhados que estão dispostos em diagonal;
- 2) Colocar, na parte inferior da célula bipartida, o fundo removível, observando a posição da sede deste com os pinos de sustentação fixos na célula bipartida inferior;
- 3) Colocar a pedra porosa em cima do fundo removível. Ter o cuidado de saturar (encharcar com água) as pedras porosas antes;
- 4) Colocar uma placa perfurada com os canais voltados para cima, mantendo os mesmos no sentido transversal ao sentido do deslocamento do carro;
- 5) Ajusta-se o vazador contendo a amostra no topo da célula, com uma tarugo de madeira, cujas dimensões são ligeiramente menores que as medidas do vazador, força-se o corpo-de-prova até transferi-lo para a célula;
- 6) Colocar sobre a amostra a outra placa perfurada com os canais no sentido transversal ao deslocamento do carro;
- 7) Colocar a outra pedra porosa;
- 8) Apoiar sobre a pedra porosa a tampa de compressão da carga normal.  
Colocar a esfera de aço;
- 9) Colocar a célula no carro;
- 10) Colocar água no carro, quando o ensaio é inundado ou colocar filme plástico envolta do carro, quando o ensaio é com umidade natural.

## **4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS**

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, do teor de umidade, do índice de vazios e do grau de saturação das amostras.

### **4.1 ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO**

A seguir estão plotados gráficos de tensão cisalhante *versus* tensão normal efetiva, tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deformação vertical *versus* deslocamento horizontal, para cada grupo de ensaio. Os resultados apurados nos gráficos são: ângulo de atrito interno de pico (medido em graus), coesão de pico (medida em kPa), ângulo de atrito interno residual (medida em graus), coesão residual (medida em kPa), ambos para cada solo e para cada situação (inundado e natural).

Os gráficos aparecem da seguinte forma: figuras 19 e 20, solo A, situação inundada; figuras 21 e 22, solo A, situação natural; figuras 23 e 24, solo B, situação inundada e figuras 25 e 26, solo B, situação natural. Os valores de  $\phi$  e  $c$  estão sempre relacionados à tensões efetivas.

#### 4.1.1 Ensaio com umidade natural – Solo A

Na figura 19 (a), estão plotadas as tensões cisalhantes *versus* os deslocamentos horizontais das amostras. Na figura 19 (b), estão plotadas as deformações verticais *versus* deslocamentos horizontais das amostras. Em cada gráfico estão plotados quatro ensaios variando a tensão normal em 30, 60, 100 e 200 kPa. Quanto maior a tensão normal maior é a tensão cisalhante e maior a deformação vertical.

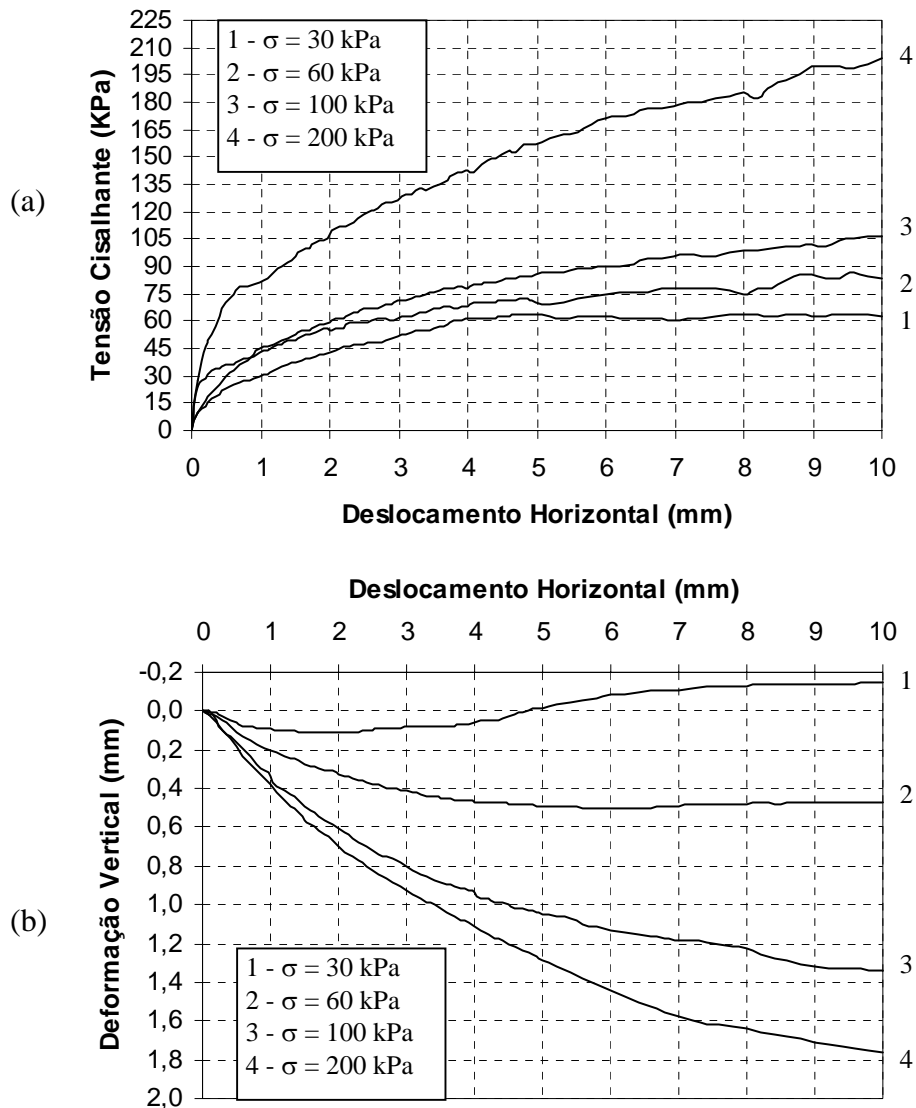


Figura 19 – Solo A situação natural

Na figura 20, estão plotadas as resistências de pico e residual do “solo A” quando ensaiado em seu estado de umidade natural. Os resultados são linhas de tendência denominadas envoltórias. As envoltórias determinam o ângulo de atrito, através da inclinação que fazem com a horizontal, e a coesão, pelo prolongamento da linha de tendência até o encontro com a linha em que a tensão normal é zero.

Neste caso, o ângulo de atrito e a coesão de pico são, respectivamente, 19,9° e 47,0 kPa, e o ângulo de atrito e a coesão residual são, respectivamente, 38,4° e 51,8 kPa.

Os coeficientes de correlação  $R^2$  que representam quão bem os dados são representados pelos modelos, apresentam valores de 0,97 e 0,98, os quais são bastante satisfatórios.

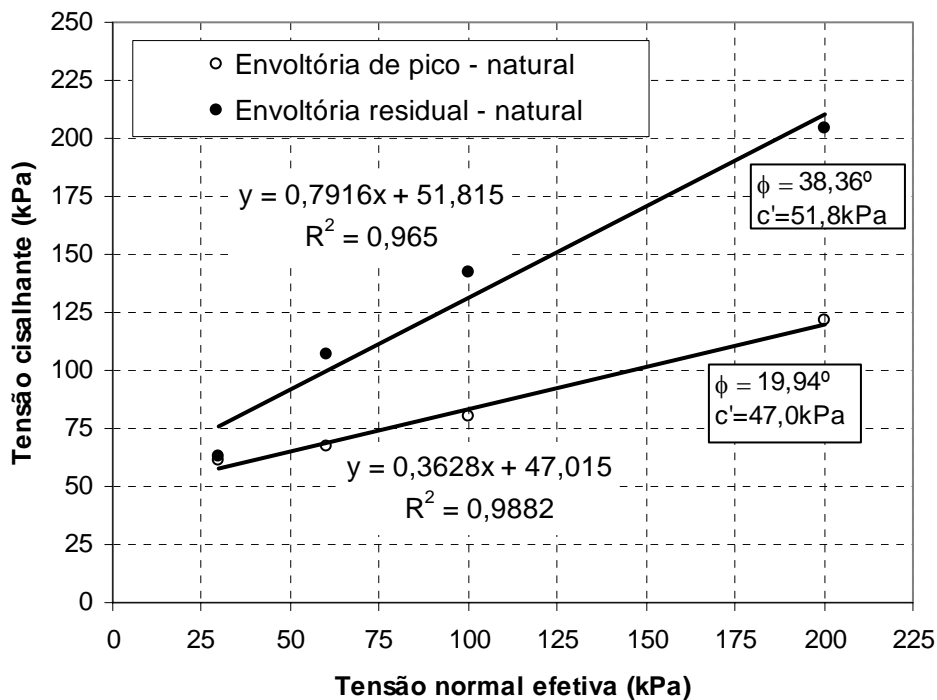


Figura 20 – Envoltória de pico e residual do “solo A” no estado natural

#### 4.1.2 Ensaio inundado – Solo A

Na figura 21 (a), estão plotadas as tensões cisalhantes *versus* os deslocamentos horizontais das amostras. Na figura 21 (b), estão plotadas as deformações verticais *versus* deslocamentos horizontais das amostras. Em cada gráfico estão plotados quatro ensaios variando a tensão normal em 30, 60, 100 e 200 kPa.

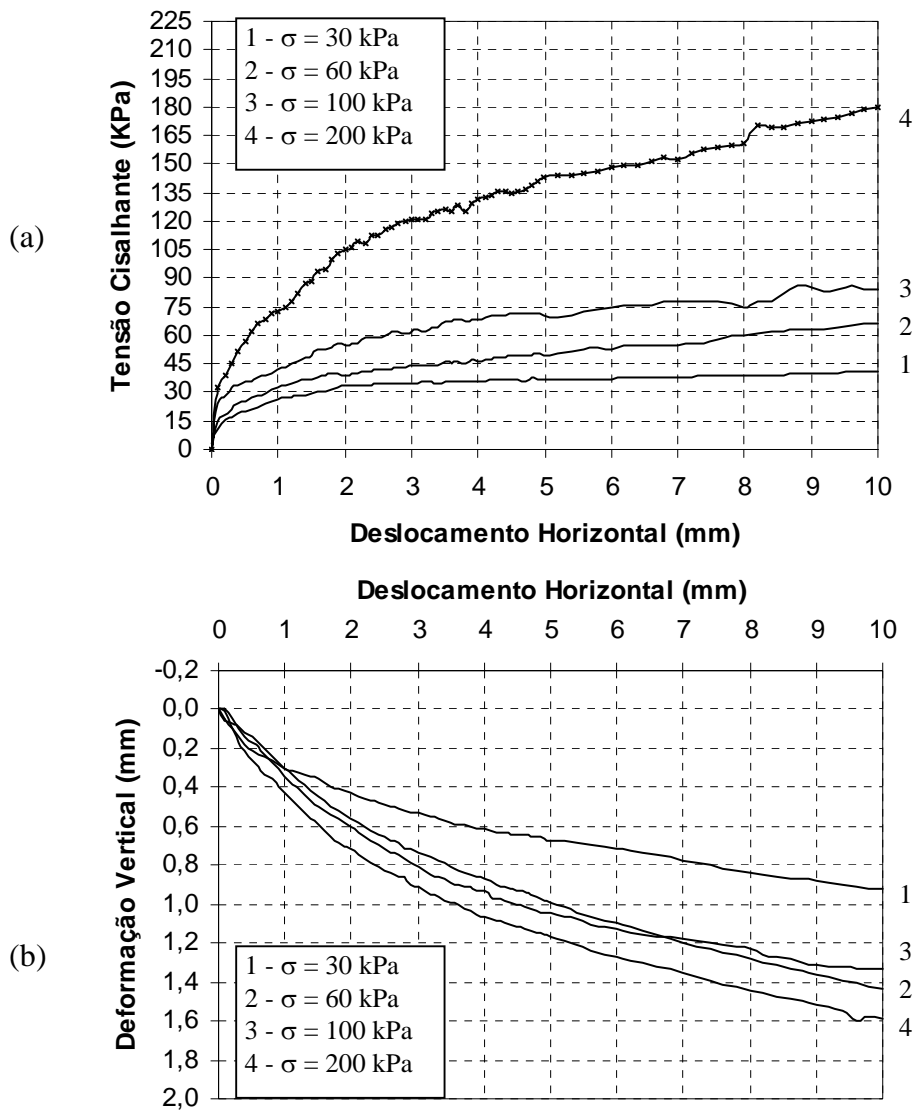


Figura 21 – Solo A situação inundada



Na figura 22, estão plotadas as resistências de pico e residual do “solo A” quando ensaiado na condição inundada.

Neste caso o ângulo de atrito e a coesão de pico são, respectivamente,  $24,1^\circ$  e  $15,8 \text{ kPa}$ , e o ângulo de atrito e a coesão residual são, respectivamente,  $39,1^\circ$  e  $13,5 \text{ kPa}$ .

Os coeficiente de correlação  $R^2$  que representam quão bem os dados são representados pelos modelos, apresentam valores de  $0,98$  e  $0,99$ , os quais são bastante satisfatórios.

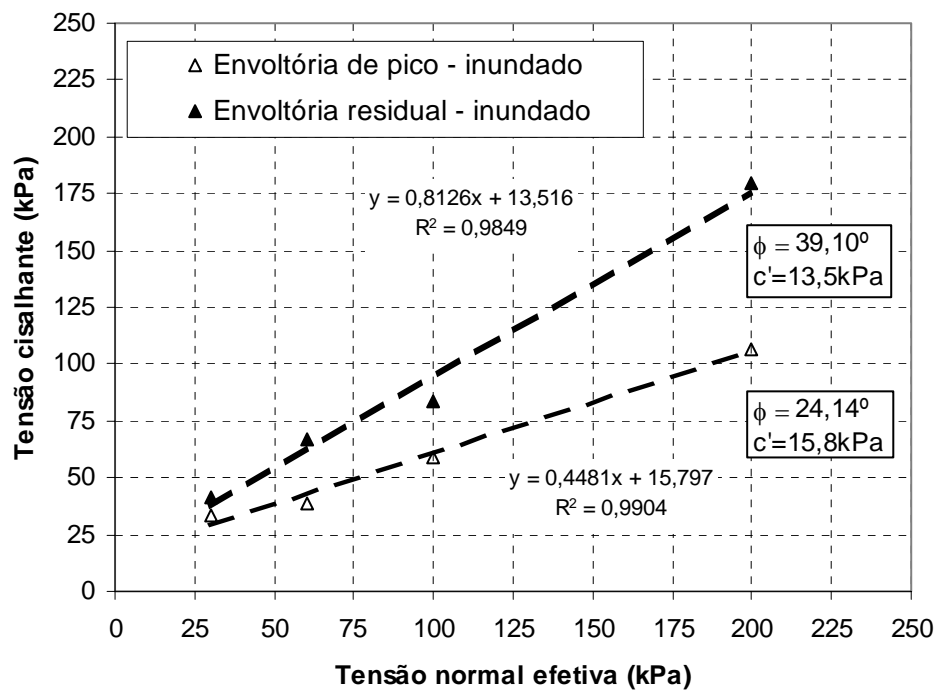


Figura 22 – Envoltória de pico e residual do “solo A” na condição inundada

### 4.1.3 Ensaio com umidade natural – Solo B

Na figura 23 (a), estão plotadas as tensões cisalhantes *versus* os deslocamentos horizontais das amostras. Na figura 23 (b), estão plotadas as deformações verticais *versus* deslocamentos horizontais das amostras. Em cada gráfico estão plotados quatro ensaios variando a tensão normal em 30, 60, 100 e 200 kPa.

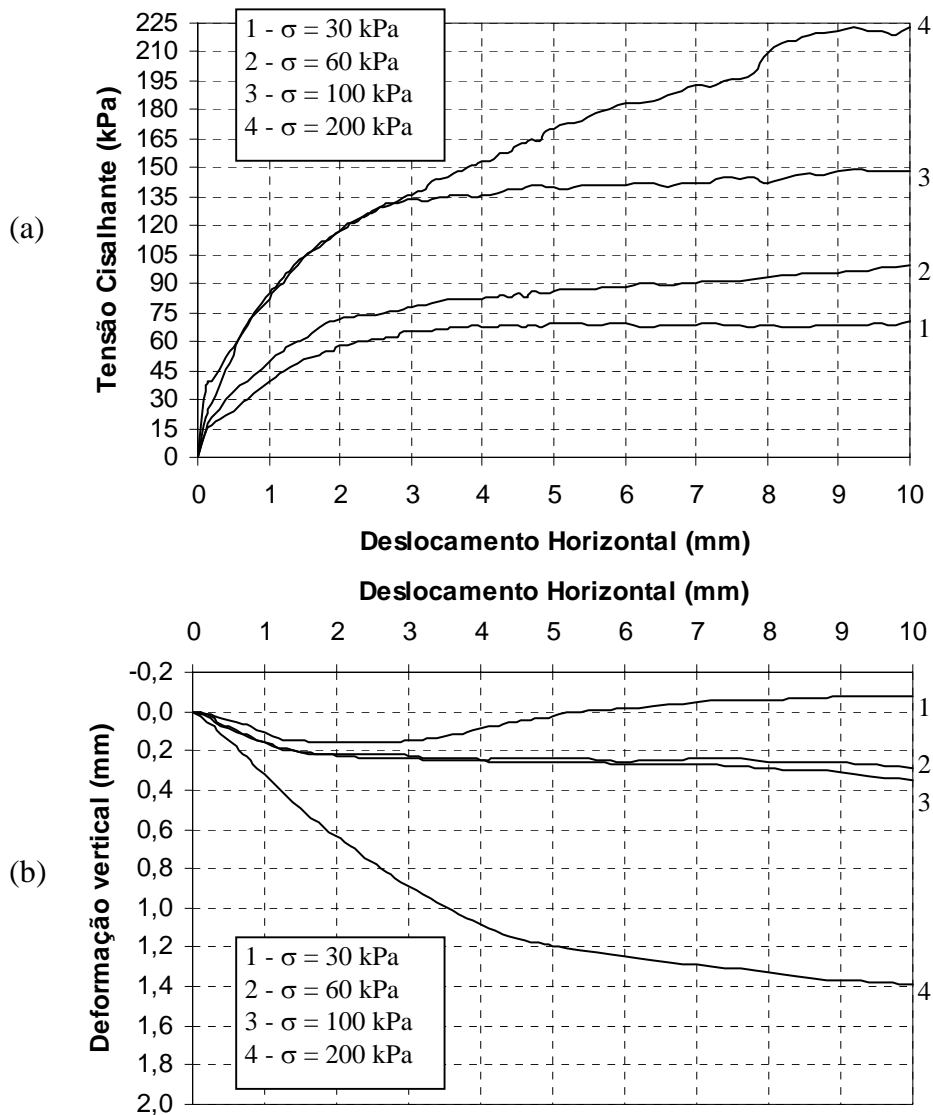


Figura 23 – Solo B situação natural

Na figura 24, estão plotadas as resistências de pico e residual do “solo B” quando ensaiado em seu estado de umidade natural.

Neste caso o ângulo de atrito e a coesão de pico são, respectivamente, 22,6° e 56,5 kPa, e o ângulo de atrito e a coesão residual são, respectivamente, 41,8° e 48,0 kPa.

O coeficiente de correlação  $R^2$  de 0,75 demonstra certa heterogeneidade natural de maciços de solo residual.

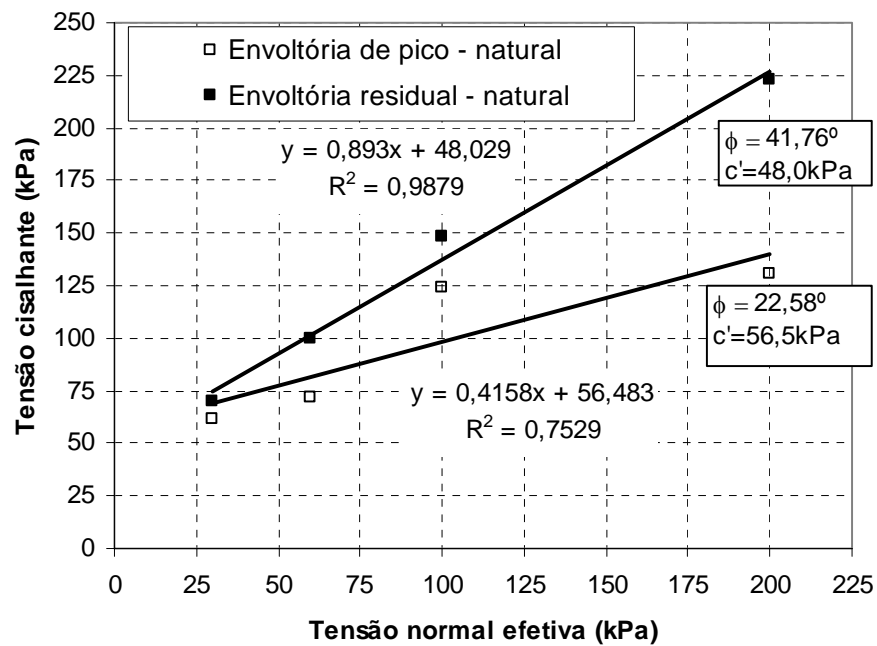


Figura 24 – Envoltória de pico e residual do “solo B” no estado natural

#### 4.1.4 Ensaio inundado – Solo B

Na figura 25 (a), estão plotadas as tensões cisalhantes *versus* os deslocamentos horizontais das amostras. Na figura 25 (b), estão plotadas as deformações verticais *versus* deslocamentos horizontais das amostras. Em cada gráfico estão plotados quatro ensaios variando a tensão normal em 30, 60, 100 e 200 kPa.

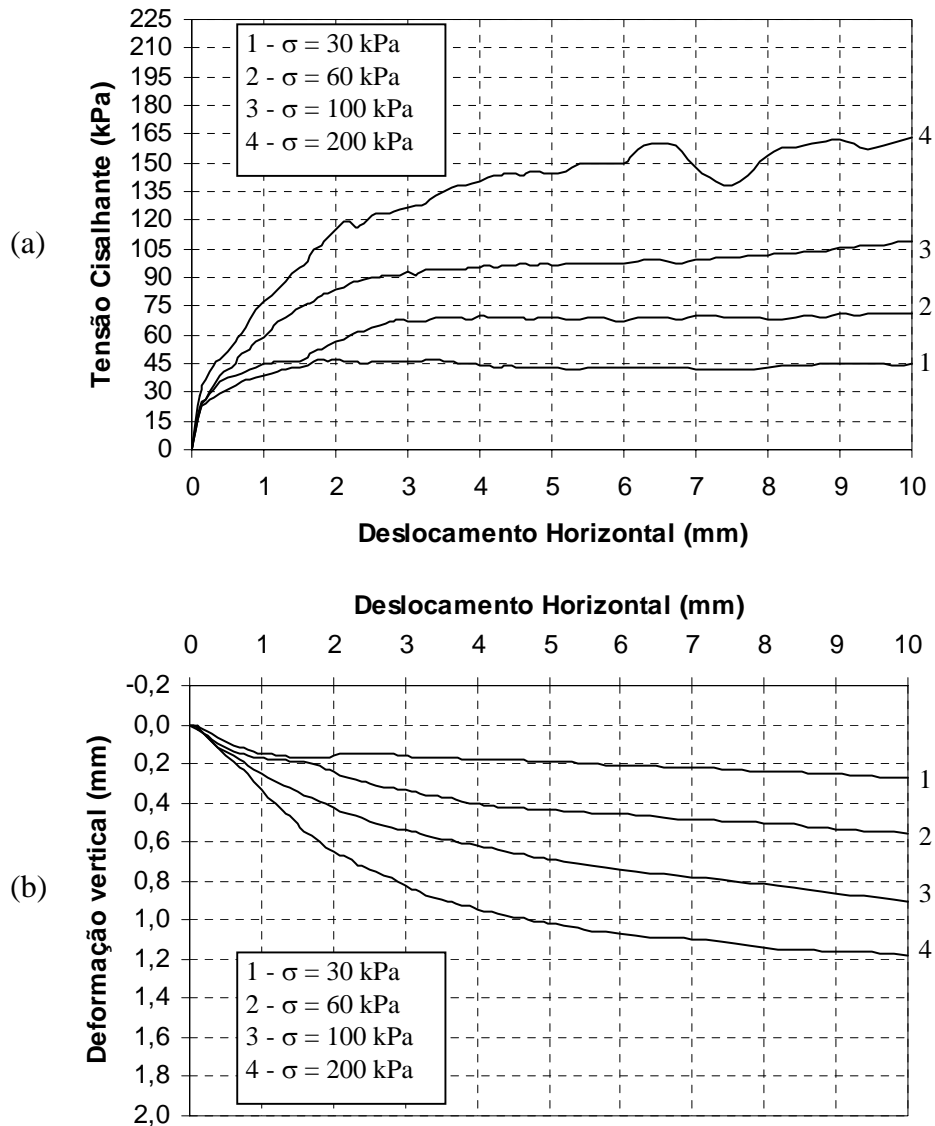


Figura 25 – Solo B situação inundada

Na figura 26, estão plotadas as resistências de pico e residual do “solo B” quando ensaiado na condição inundada.

Neste caso o ângulo de atrito e a coesão de pico são, respectivamente, 23,2° e 38,9 kPa, e o ângulo de atrito e a coesão residual são, respectivamente, 34,4° e 30,3 kPa.

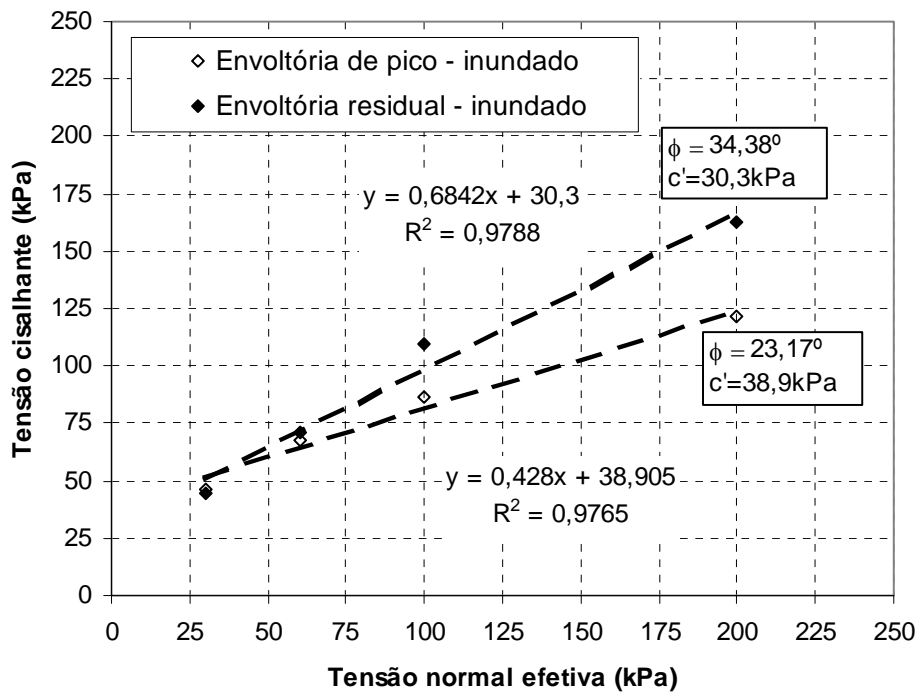


Figura 26 – Envoltória de pico e residual do “solo B” na condição inundada

Pode-se observar que os dois solos (A e B), tanto na situação inundada como natural apresentam aumento da resistência ao cisalhamento após a ruptura. Segundo Lambe e Whitman (1974), esse comportamento é típico da argila normalmente adensada, o que mostra que o solo em estudo é normalmente adensado, ou seja, não sofreu carregamentos ao longo de sua idade geológica superiores a 30 kPa, o mínimo usado nestes ensaios para tensão normal.

Outro fato interessante é que os dois solos ensaiados sem inundação e com 30kPa de tensão normal apresentam um comportamento compressivo e dilatante, ao contrário de todas as outras amostras que apresentaram comportamento apenas compressivo (de redução volumétrica).

#### 4.2 TEOR DE UMIDADE, ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO

Os dados apresentados neste ítem servem como registro dos ensaios realizados e serão analisados nos capítulos seguintes.

A tabela 3 apresenta as percentagens de umidade de cada amostra antes e depois do ensaio de cisalhamento. A última coluna descreve as variações em percentagem da umidade durante os ensaios. Para a situação inundada o aumento da tensão normal é inversamente proporcional ao aumento de umidade das amostras.

Tabela 3

Umidade das amostras

<b>Ensaio</b>	<b>Solo</b>	<b>Situação</b>	<b><math>H_{antes}</math> (%)</b>	<b><math>H_{depois}</math> (%)</b>	<b>Variacão (%)</b>
1	A	Inundado	33,46	59,25	25,79
2	A	Inundado	34,70	54,06	19,36
3	A	Inundado	32,60	54,87	22,27
4	A	Inundado	35,58	45,60	10,02
5	A	Natural	34,81	35,97	1,16
6	A	Natural	26,58	31,93	5,35
7	A	Natural	34,55	29,62	-4,93
8	A	Natural	36,25	36,01	-0,24
9	B	Inundado	37,54	55,12	17,58
10	B	Inundado	37,09	52,78	15,69

continuação

<b>Ensaio</b>	<b>Solo</b>	<b>Situação</b>	<b><math>H_{antes}</math> (%)</b>	<b><math>H_{depois}</math> (%)</b>	<b>Variacão (%)</b>
11	B	Inundado	37,21	50,36	13,15
12	B	Inundado	37,87	47,42	9,55
13	B	Natural	36,95	36,99	0,04
14	B	Natural	37,72	36,65	-1,07
15	B	Natural	37,21	36,47	-0,74
16	B	Natural	36,78	37,61	0,83

Nota:  $H_{antes}$  quer dizer a umidade da amostra antes do ensaio

$H_{depois}$  quer dizer a umidade da amostra depois do ensaio

A tabela 4 apresenta o índice de vazios inicial, antes do ensaio, e final, depois do ensaio de cisalhamento, das amostra. A última coluna descreve as variações dos vazios das amostras durante o ensaio. Os comentários acerca destes resultados estão nos capítulos 5 e 6.

Tabela 4

## Índice de vazios das amostras

<b>Ensaio</b>	<b>Solo</b>	<b>Situação</b>	<b><math>e_{inicial}</math> (adm)</b>	<b><math>e_{final}</math> (adm)</b>	<b>Variacão de <math>e</math> (adm)</b>
1	A	Inundado	1,783	1,780	0,003
2	A	Inundado	1,792	1,783	0,009
3	A	Inundado	1,854	1,840	0,014
4	A	Inundado	1,742	1,636	0,106
5	A	Natural	1,686	1,673	0,003
6	A	Natural	1,833	1,824	0,009
7	A	Natural	1,819	1,808	0,011
8	A	Natural	1,853	1,835	0,019
9	B	Inundado	1,678	1,665	0,014
10	B	Inundado	1,566	1,513	0,053
11	B	Inundado	1,597	1,512	0,086
12	B	Inundado	1,686	1,559	0,127
13	B	Natural	1,794	1,788	0,006
14	B	Natural	1,882	1,870	0,012
15	B	Natural	1,582	1,487	0,094
16	B	Natural	1,891	1,690	0,201

Nota:  $e$  = índice de vazios da amostra

Variacão de  $e$  =  $e_{inicial}$  -  $e_{final}$

A tabela 5 apresenta o grau de saturação, antes do ensaio, e final, depois do ensaio de cisalhamento, de cada amostra. A última coluna descreve as variações do grau de saturação das amostras durante os ensaios.

Tabela 5

Grau de saturação das amostras

<b>Ensaio</b>	<b>Solo</b>	<b>Situação</b>	<b><math>S_{inicial}</math> (%)</b>	<b><math>S_{final}</math> (%)</b>	<b>Variação de S (%)</b>
1	A	Inundado	54	96	42
2	A	Inundado	56	87	31
3	A	Inundado	50	86	36
4	A	Inundado	59	80	21
5	A	Natural	60	62	2
6	A	Natural	54	50	- 4
7	A	Natural	55	47	- 8
8	A	Natural	56	56	0
9	B	Inundado	64	95	31
10	B	Inundado	68	100	32
11	B	Inundado	67	96	29
12	B	Inundado	64	87	23
13	B	Natural	59	59	0
14	B	Natural	58	56	- 2
15	B	Natural	68	70	2
16	B	Natural	56	64	8

Nota: S = grau de saturação da amostra

$$\text{Variação de S} = S_{\text{final}} - S_{\text{inicial}}$$



## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo serão analisados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto do solo em estudo.

### 5.1 ÂNGULO DE ATRITO

A tabela 6 relaciona os valores de ângulo de atrito de pico e residual na situação inundado e natural, para o solo A e B, retirados dos gráficos apresentados no capítulo 4, para melhor visualização.

Tabela 6

Ângulo de Atrito ( $\phi$ , em °) de pico e residual

<i>Condição</i>	<i>Solo A</i>		<i>Solo B</i>	
	<i>Natural</i>	<i>Inundado</i>	<i>Natural</i>	<i>Inundado</i>
<i>Pico</i>	19,9	24,1	22,6	23,2
<i>Residual</i>	38,4	39,1	41,8	34,4

O ângulo de atrito teve uma variação de 0 a 4 graus do solo A para o B em qualquer situação, natural, inundado, pico e residual. Esta pequena variação permite julgar que existe, a partir dos dados coletados, um padrão de valores de ângulo de atrito para o solo de Ijuí-RS. Este valor está em torno de 20 a 23° para pico e 35 a 42° para a condição residual.

Percebe-se um pequeno aumento do ângulo de atrito quando o solo está inundado em relação ao natural, tanto no solo A como no solo B. A exceção se deu na fase residual do solo B, onde houve diminuição do ângulo de atrito quando o solo está inundado, isso se deve provavelmente ao fato de uma das amostras estar com alguma descontinuidade, como, excesso de vazios concentrado, provocando fragilidade da amostra, e conseqüentemente diminuição da resistência ao cisalhamento. A heterogeneidade dos solos residuais, resultado da própria heterogeneidade da rocha mãe, pode ser também observada nos valores de índice de vazios inicial.

## 5.2 COESÃO

A tabela 7 relaciona os valores de coesão de pico e residual na situação inundado e natural, para o solo A e B, retirados dos gráficos apresentados no capítulo 4, para melhor visualização.

Tabela 7

Coesão (c, em kPa) de pico e residual

<i>Condição</i>	<i>Solo A</i>		<i>Solo B</i>	
	<i>Natural</i>	<i>Inundado</i>	<i>Natural</i>	<i>Inundado</i>
<i>Pico</i>	47,0	15,8	56,5	38,9
<i>Residual</i>	51,8	13,5	48,0	30,3

Percebe-se uma significativa redução da coesão do solo A e do solo B quando estes se encontram na situação inundada, que vem a confirmar o que afirma Lambe (1972), Vargas (1977) e Pinto (2000). Porém esta redução é maior no solo A do que no solo B, o que pode ser explicado pelo fato de o solo A possuir uma menor fração de finos e menor coesão real, ou seja, atração química entre as partículas, do que o solo B.

Estes dados revelam que é preciso ter cautela ao considerar a coesão como parcela de resistência no dimensionamento de fundações, pois como se viu ela sofre grandes reduções em presença de água. A coesão só pode ser considerada no dimensionamento quando um eficiente sistema de drenagem for executado e mantido em funcionamento durante toda vida da obra, junto a fundação, dando a certeza de que a água não entrará em contato com o solo suporte desta estrutura.

Os valores de coesão recomendados para projeto, no solo A e B, segundo este trabalho são, respectivamente: 13 kPa e 30 kPa, para condições usuais, e 47 kPa e 48 kPa , quando houver um sistema de drenagem eficiente.

### **5.3 VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS COM A TENSÃO EFETIVA**

No gráfico da figura 27 pode-se observar que a variação do índice de vazios aumentou com o aumento da tensão efetiva vertical, o que era de se esperar. Isso demonstra que o solo em estudo é um solo compressível.

A partir deste gráfico pode ser estimada a variação do índice de vazios para uma determinada tensão efetiva, ou seja, para tensão efetiva de 100 kPa, segundo este trabalho, a diferença do índice de vazios inicial e final variou entre 0,01 e 0,09.

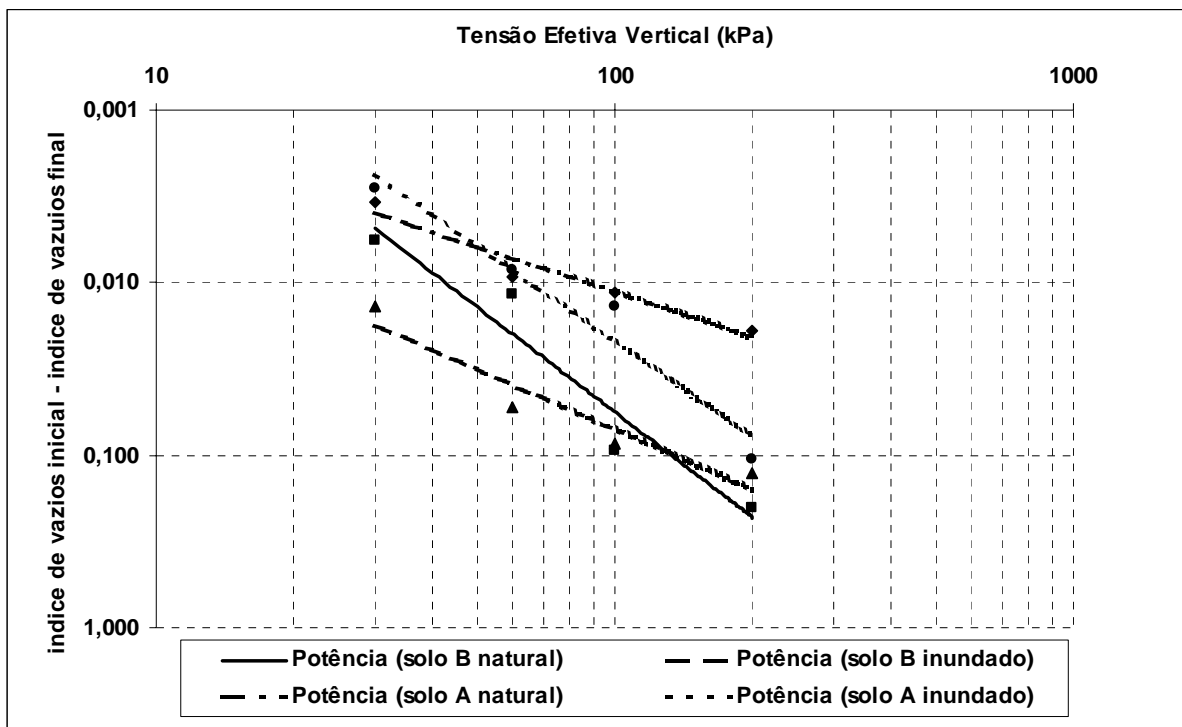


Figura 27 – Gráfico da variação do índice de vazios *versus* tensão efetiva

A determinação do coeficiente de compressão do solo, um dos objetivos deste trabalho, não foi possível em função de o índice de vazios inicial do solo ser bastante variável, o que também demonstra a *homogeneidade heterogênea*, maneira como Vargas (1977) caracterizou os solos residuais.

#### 5.4 VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO E DA COESÃO

A tabela 8 mostra a percentagem de redução ou aumento do ângulo de atrito e da coesão, de pico e residual, da situação natural para inundada.

Tabela 8

Percentagem de redução/aumento do ângulo de atrito ( $\phi$ ) e da coesão ( $c$ )

<i>Condição</i>	<i>Solo A</i>		<i>Solo B</i>	
	$\phi$	$C$	$\phi$	$c$
<i>Pico</i>	↑ 21,1 %	↓ 66,4 %	↑ 2,6 %	↓ 31,2 %
<i>Residual</i>	↑ 1,9 %	↓ 73,9 %	↓ 17,7 %	↓ 36,9 %

↑ Aumento do ângulo de atrito ou coesão  
↓ Redução do ângulo de atrito ou coesão

A maior variação do ângulo de atrito foi de 21,1 % e a maior variação da coesão 73,9 %. Esta variação bastante significativa da coesão, segundo coleta de dados realizada neste trabalho, vêm a reforçar ainda mais a atenção que se deve ter com esta parcela de resistência. É importante ressaltar que num solo argiloso existe uma parcela de resistência que como a coesão, independe da tensão efetiva atuante, e é conhecida atualmente como sucção, que confere ao solo um aumento de resistência proporcionalmente à diminuição do teor de umidade, e conseqüentemente, uma diminuição da resistência quando da presença de água no solo. Esta parcela de resistência é também conhecida como coesão aparente.

## **6 ANÁLISE PARAMÉTRICA COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Neste capítulo são dimensionadas sapatas quadradas com diferentes carregamentos, calcula-se ainda qual é a capacidade de carga de cada uma delas utilizando a teoria da capacidade de carga de Terzaghi, apresentada no capítulo 2 e que é largamente utilizada para o dimensionamento de fundações superficiais.

É feita uma análise paramétrica utilizando os parâmetros de resistência do solo em estudo com os diferentes carregamentos propostos. Verifica-se o comportamento dos solos quando carregados com diferentes cargas, na presença ou não de água, para evidenciar ou não possíveis recalques significativos.

### **6.1 VARIÁVEIS ANALISADAS**

São dimensionadas sapatas, para cada uma delas será utilizado um conjunto de variáveis, conforme cada caso descrito na tabela 9.

Tabela 9

Variáveis analisadas

<i>Caso</i>	<i>Solo</i>	<i>Situação</i>	$\phi$ (°)	<i>Coesão (kPa)</i>	<i>Carga (kN)</i>
01	A	Inundado	24,14	15,80	50
02	A	Inundado	24,14	15,80	100
03	A	Inundado	24,14	15,80	150
04	A	Inundado	24,14	15,80	200
05	A	Natural	19,94	47,0	50
06	A	Natural	19,94	47,0	100
07	A	Natural	19,94	47,0	150
08	A	Natural	19,94	47,0	200
09	B	Inundado	23,17	38,90	50
10	B	Inundado	23,17	38,90	100
11	B	Inundado	23,17	38,90	150
12	B	Inundado	23,17	38,90	200
13	B	Natural	22,58	56,5	50
14	B	Natural	22,58	56,5	100
15	B	Natural	22,58	56,5	150
16	B	Natural	22,58	56,5	200

## 6.2 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Para o dimensionamento foram considerados carregamentos centrados, ou seja, aplicado no centro de gravidade da superfície de contato da sapata com o solo, e com ângulo de 90° com a horizontal, ou seja, incidindo verticalmente sobre a sapata, conforme mostra a figura 28 (a), vista superior e figura 28 (b), vista lateral.

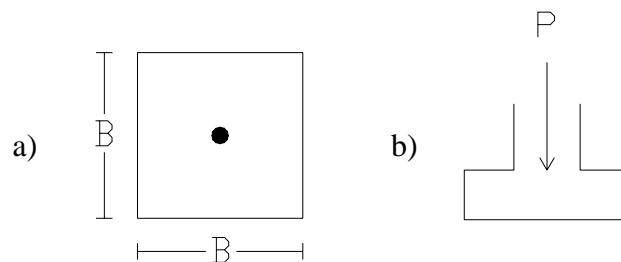


Figura 28 – Esquema da sapata quadrada: (a) vista superior, (b) vista lateral

A seguir é apresentado o procedimento de cálculo para o dimensionamento da sapata do caso 1, e que será utilizado para os outros casos. Para o caso do solo com inundação foi considerado o solo saturado, conforme apresentado na tabela 5, e nível d'água próximo à superfície. Os valores de  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  e suas correções foram retirados do anexo A.

Dados:

$$\gamma_{\text{sub}} = 3,7 \text{ KN/m}^3$$

$$c = 15,8 \text{ kPa}$$

$$\phi = 24,14^\circ$$

$$D = 2,0 \text{ m (profundidade de assentamento)}$$

$$B = ? \text{ (dimensão da sapata)}$$

1) Tensão Básica

$$\sigma_{\text{adm}} = 500 \text{ kPa}$$

2) Calculando B

$$\sigma_{\text{adm}} = P/A \rightarrow 500 = 50/A \rightarrow A = 0,1 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} \rightarrow B = \sqrt{0,1} \rightarrow B = 0,32 \text{ m}$$

3) Capacidade de carga

$$B = 0,32 \text{ m}$$

Como  $D > B$  então  $\tau_{\text{rup}} * 1,3$

$$\text{Valores de } \rightarrow N_\gamma = 3$$

$$\rightarrow N_c = 8$$

$$\rightarrow N_q = 4,5$$

Correção para fundação quadrada

$$N_\gamma * 0,9 = 3 * 0,9 \rightarrow N_\gamma = 2,7$$



$$N_c * 1,25 = 8 * 1,25 \rightarrow N_c = 10$$

$$\sigma_{rup} = 1,3 ( c * N_c + D * \gamma * N_q + \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma )$$

$$\sigma_{rup} = 1,3 ( 15,8 * 10 + 2,0 * 3,7 * 4,5 + \frac{1}{2} * 0,32 * 3,7 * 2,7 )$$

$$\sigma_{rup} = 1,3 ( 158 + 33,3 + 1,60 )$$

$$\sigma_{rup} = 250,77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 250,77/3 = 83,60 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = P/A \rightarrow 83,60 = 50/A \rightarrow A = 0,598 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} \rightarrow B = \sqrt{0,598} \rightarrow B = 0,77 \text{ m}$$

#### 4) Recalculando

$$\sigma_{rup} = 1,3 ( 15,8 * 10 + 2,0 * 3,7 * 4,5 + \frac{1}{2} * 0,77 * 3,7 * 2,7 )$$

$$\sigma_{rup} = 1,3 ( 158 + 33,3 + 3,85 )$$

$$\sigma_{rup} = 253,70 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 253,70/3 = 84,57 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = P/A \rightarrow 84,57 = 50/A \rightarrow A = 0,591 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} \rightarrow B = \sqrt{0,591} \rightarrow B = 0,77 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

Nos casos inundados, como o solo atingiu um grau de saturação em média de 91%, foi considerado o solo saturado, ou seja, nível do lençol freático na superfície do terreno, e utilizado o peso específico submerso do solo ( $\gamma_{sub}$ ), para o dimensionamento destas sapatas.

A equação de Terzaghi utilizada para o dimensionamento contempla três parcelas de resistência, uma delas em função da coesão, outra em função da profundidade de assentamento da sapata e do peso específico do solo, e a terceira em função da dimensão da

sapata e também do peso específico do solo. Sendo assim, como o valor da coesão é alto neste solo, é esta que tem maior importância na determinação da capacidade de carga do solo.

Na tabela 10 estão relacionadas as dimensões necessárias de sapata quadrada para que o solo suporte a carga sem sofrer recalques, variando o carregamento, o tipo de solo e a situação em que ele se encontra.

Tabela 10

Dimensões calculadas das sapatas em centímetros e a variação do tamanho em percentagem da situação natural para inundada.

<i>Carga</i> (kN)	<i>Solo A</i>			<i>Solo B</i>		
	<i>Natural</i>	<i>Inundado</i>	<i>Varição B (%)</i>	<i>Natural</i>	<i>Inundado</i>	<i>Varição B (%)</i>
50	48 cm	77 cm	60	43 cm	53 cm	23
100	68 cm	108 cm	59	60 cm	75 cm	25
150	83 cm	132 cm	59	74 cm	91 cm	23
200	96 cm	152 cm	58	85 cm	105 cm	23

Nota: As colunas 4 e 7 referem-se ao aumento em percentagem das dimensões das sapatas na situação inundada.

A inundação no solo A diminuiu consideravelmente a capacidade de carga do solo, bem mais que no solo B. Esta diminuição da capacidade de carga do solo implicou em um aumento das dimensões das sapatas, para que suportassem os carregamentos à elas aplicados. Dimensões estas que variaram em torno de 59% para o solo A e 23 % para o solo B, o que demonstra uma maior sensibilidade à inundação do solo A.

Estes números deixam clara a importância do cuidado que deve ter um projetista de fundações, para não permitir a entrada de água no solo suporte de fundações.

Existem várias maneiras de evitar que a água entre em contato com o solo de fundações, a mais importante delas é executar um sistema eficiente de drenagem, mantendo-o efetivamente em funcionamento durante a vida útil da edificação. Também é possível executar juntas flexíveis nos encontros das tubulações com a edificação para absorverem pequenos recalques da edificação, e até mesmo dimensionar canais abaixo dos encanamentos de esgoto, que possam coletar eventuais líquidos provenientes do colapso do sistema de esgoto. Outra solução encontrada é fazer calçadas ao redor da edificação para evitar que as águas pluviais e de lavagem infiltrem próximo às fundações.

Pode-se observar que apesar dos dois solos apresentarem a mesma classificação, conforme foi visto no capítulo 3, quando solicitados na presença de água eles se comportam de maneira diferente, ressaltando mais uma vez a importância de ensaios do tipo cisalhamento direto para determinar parâmetros do solo mais especificadamente, e não basear-se fielmente em classificações que não levam em consideração aspectos particulares de cada solo.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nos 16 ensaios de cisalhamento direto e nos demais ensaios de caracterização dos solos, apresentados, analisados e interpretados nos capítulos anteriores, bem como a avaliação crítica dos resultados relatados na literatura e uma análise paramétrica de fundações superficiais baseada na teoria da capacidade de carga de Terzaghi, permitiram estabelecer as seguintes conclusões;

- a) Quanto à resistência ao cisalhamento; ângulo de atrito e coesão:
  - ✓ Observou-se um padrão de valores de ângulo de atrito para o solo de Ijuí-RS, em torno de 20 a 23° para pico e 35 a 42° para a condição residual.
  - ✓ Os valores de coesão recomendados para projeto, no solo A e B, segundo este trabalho são, respectivamente: 13 kPa e 30 kPa, quando

não for executado um sistema de drenagem, e 47 kPa e 48 kPa , quando houver um sistema de drenagem eficiente.

- ✓ Percebeu-se uma significativa redução da coesão do solo A e do solo B quando estes se encontram na situação inundada, que vem a confirmar o que já dizia Lambe (1972), Vargas (1977) e Pinto (2000). Porém esta redução é maior no solo A do que no solo B, o que pode ser explicado pelo fato de o solo A possuir uma menor fração de finos e menor coesão real do que o solo B.
  - ✓ É importante ressaltar que num solo argiloso existe uma parcela de coesão aparente, conhecida atualmente como sucção, que confere ao solo um aumento de resistência proporcionalmente a diminuição do teor de umidade, e conseqüentemente, uma diminuição da resistência quando da presença de água no solo.
  - ✓ A coesão só deverá ser considerada no dimensionamento quando um eficiente sistema de drenagem for executado, e mantido em funcionamento durante toda vida da obra, junto à fundação, dando a certeza de que a água não entrará em contato com o solo suporte desta estrutura.
- b) Quanto aos parâmetros de adensamento; tensão de pré-adensamento e coeficiente de compressão:

- ✓ Os dois solos A e B, tanto na situação inundada como natural apresentam aumento da resistência ao cisalhamento após a ruptura. Segundo Lambe e Whitman (1974), esse comportamento é típico da argila normalmente adensada, o que mostra que o solo em estudo é normalmente adensado.
  - ✓ A determinação do coeficiente de compressão do solo, um dos objetivos deste trabalho, não foi possível em função de o índice de vazios inicial do solo ser variável.
- c) Quanto a análise paramétrica com o dimensionamento de fundações superficiais:
- ✓ A inundação no solo A diminuiu consideravelmente a capacidade de carga do solo, bem mais que no solo B. As dimensões das sapatas variaram em torno de 59% para o solo A e 23 % para o solo B, o que demonstra uma maior sensibilidade à inundação do solo A.
  - ✓ Estes números deixam clara, a importância do cuidado que deve ter um projetista de fundações, para não permitir a entrada de água no solo suporte de fundações.

## **7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Com a finalidade de dar continuidade a esta pesquisa, sugere-se:

- a) Determinar o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) deste solo, para que se possa fazer também análises de recalques;
- b) Fazer ensaios de campo como o SPT – Standard Penetration Test, ou ensaio de Cone, e comparar resultados determinados a partir destes ensaios com os resultados de ensaios de laboratório apresentados neste trabalho;
- c) Poder-se-á também fazer ensaios de cisalhamento direto utilizando equipamentos maiores, aumentando a escala do ensaio e a precisão dos resultados;
- d) Outra sugestão seria a execução de provas de carga de fundações. Construir pequenas sapatas sobre o solo e através de um sistema de reação, que pode ser um caminhão carregado, aplicar carregamentos na sapata, e medir a capacidade de suporte do solo com e sem água.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**: NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996. 33p. Origem: Projeto NBR 6122/94.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. Fundamentos. 6ª edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra. 6ª edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª edição, São Paulo: Pini-ABMS/ABEF, 1998.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. **Mecánica de Suelos**. – México: Editorial Limusa S.A., 1974 (em espanhol).



RIGO, Marcelo Luvison. **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre, 2000.

Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS. 134p.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/Carlos de Sousa Pinto.** – São Paulo: Oficina de Textos, 2000-02-15.

SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K. **Introdução à Engenharia de Fundações.**

Traduzido por Luciano J. Moraes Jr. e Esther Horovitz de Beermann. – Rio de Janeiro:

Ed. Interciência, [1981]. Tradução de : A short course in foundation engineering.

VARGAS, Mílton. **Introdução à Mecânica dos Solos.** São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo, 1977.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações.** 2º edição, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.

## **BIBLIOGRAFIA CONSULTADA**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Citações em documentos – Apresentação:** NBR 10520. Rio de Janeiro, 2002. 7p. Origem: Projeto NBR 10520/02.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Referências - Elaboração:** NBR 6023. Rio de Janeiro, 2002. 24p. Origem: Projeto NBR 6023/02.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos - Apresentação:** NBR 14724. Rio de Janeiro, 2002. 6p. Origem: Projeto NBR 14724/02.

FURASTÉ, Pedro Augusto. **Normas Técnicas para o Trabalho Científico.** Explicação das Normas da ABNT. – 12º edição, Porto Alegre: s.n., 2003.

IMPERMEABILIZAÇÃO de fundações e subsolos. *Téchne*, São Paulo, v. 67, p.77-80, out.2002.

**SPECHT, Luciano Pivoto. Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra**

**Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos Visando a Pavimentação.**

Porto Alegre, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS. 132p.

## **ANEXOS**

ANEXO A – Ábacos para Dimensionamento de Fundações

ANEXO B – Modelo de Planilha Utilizada para os Ensaios