

**UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE  
DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL**

**DEPARTAMENTO DE TECNOLOGIA**

**Curso de Engenharia Civil**

**Mariana Sala**

**CARACTERIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DE BASALTO  
ENCONTRADO NA ZONA URBANA DO MUNICÍPIO DE IJUÍ  
VISANDO SEU EMPREGO EM ESTUDOS DE FUNDAÇÕES**

**Ijuí/RS**

2007

Mariana Sala

**CARACTERIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DE BASALTO  
ENCONTRADO NA ZONA URBANA DO MUNICÍPIO DE  
IJUÍ VISANDO SEU EMPREGO EM ESTUDOS DE  
FUNDAÇÕES**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia  
Civil apresentado como requisito parcial para  
obtenção do grau de Engenheiro Civil.

**Ijuí  
2007**

# **FOLHA DE APROVAÇÃO**

**Trabalho de conclusão de curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelos membros da banca examinadora.**

---

Prof. Luciano Pivoto Specht, Dr. - Orientador

Banca Examinadora

---

Prof. Cristina Eliza Pozzobon, MSc.  
UNIJUÍ/DeTec

---

Prof. Dóris Ketzer Montardo, MSc.  
UNIJUÍ/DeTec

*Agradeço ao Prof. Luciano Pivoto Specht, orientador pela competência, responsabilidade, confiança e incentivo.*

*Aos demais professores do curso por terem dividido seus conhecimentos conosco.*

*Aos laboratoristas Salete e Luis pela disponibilidade, auxílio nos ensaios e amizade.*

*As secretárias Karin e Cláudia pela amizade e dedicação.*

*A UNIJUÍ pela disponibilidade da formação acadêmica.*

*Aos colegas pela amizade, companheirismo e ajuda.*

*Aos meus pais João e Ana, irmão Martin pelo amor, carinho, apoio, segurança e confiança depositadas em mim. Esta conquista também é de vocês.*

*Ao meu noivo Celson pela grande ajuda, paciência, entendimento e amor.*

*Aos colegas, em especial Eduardo e Francielle, que de uma ou outra forma colaboraram na realização desta pesquisa.*

*A Deus, pela oportunidade de viver e concluir esse curso de graduação.*

## RESUMO

Na construção civil, o solo é considerado o material mais barato e abundante, servindo de base para todas as obras de engenharia. Para a elaboração de projetos geotécnicos em geral, e de fundações em particular, se faz necessário o conhecimento adequado dos solos. Tendo em vista que, na região Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, as características do solo residual de basalto nem sempre estão disponíveis. Realizou-se um estudo com o objetivo de contribuir com a sistematização de dados geológicos e geotécnicos para fins de estudo de fundações. Foram analisados perfis de sondagens já realizadas na área urbana do município de Ijuí e buscaram-se em bibliografias existentes dados geológicos da região. Para a caracterização física do solo, foram coletadas quatro amostras de solo residual de basalto, em cinco locais diferenciados. Para desenvolver este estudo geotécnico foram realizados ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas de solo; ensaios de consistência e umidade e, densidade “*in situ*”. A partir dos resultados obtidos verificou-se que as amostras de solo residual de basalto possuem características semelhantes e que podem ser usadas em anteprojeto de obras de terra e, em especial, de fundações. Apenas os valores da coesão encontrados nesta pesquisa demonstram que não existe um padrão, exigindo uma análise particular para cada solo.

Palavras-chave: Caracterização geotécnica, ensaios de laboratório, fundações.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação dos critérios de ruptura .....	22
Figura 2: Análise do estado de tensões no plano de ruptura .....	23
Figura 3: Ensaio de cisalhamento direto.....	26
Figura 4: Esquema da câmara de ensaio triaxial .....	28
Figura 5: Ilustração do ensaio SPT .....	29
Figura 6: Seção esquemática .....	30
Figura 7: Tipos de fundações superficiais .....	36
Figura 8: Tipos de fundações profundas .....	39
Figura 9: Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo.....	40
Figura 10: Tipos de fundações mistas .....	42
Figura 11: Planta de localização dos locais de coleta das amostras.....	47
Figura 12: Local de coleta - solo C .....	48
Figura 13: Local de coleta - solo D .....	48
Figura 14: Local de coleta - solo E.....	48
Figura 15: Esquema representativo da sedimentação.....	51
Figura 16: Ensaio de granulometria por sedimentação .....	52
Figura 17: Esquema do ensaio de cisalhamento direto.....	55
Figura 18: Acessórios do equipamento de cisalhamento direto .....	57
Figura 19: Equipamento de cisalhamento direto .....	57
Figura 20: Localização do depósito basáltico no Brasil e no RS .....	60
Figura 21: Planta da área urbana do Município de Ijuí .....	62
Figura 22: Gráfico resultante profundidade x $N_{spt}$ .....	63
Figura 23: Gráfico resultante profundidade x $N_{spt}$ .....	65
Figura 24: Gráfico resultante profundidade x $N_{spt}$ .....	67
Figura 25: Gráfico resultante profundidade x $N_{spt}$ .....	68
Figura 26: Gráfico resultante profundidade x $N_{spt}$ .....	70
Figura 27: Curvas granulométricas dos solos.....	73
Figura 28: Índices de consistência dos solos.....	75

Figura 29: Massa específica real dos grãos dos solos estudados.....	78
Figura 30: Gráfico resultante da $\sigma = 30$ kPa.....	79
Figura 31: Gráfico resultante da $\sigma = 60$ kPa.....	80
Figura 32: Gráfico resultante da $\sigma = 100$ kPa.....	81
Figura 33: Gráfico resultante da $\sigma = 200$ kPa.....	82
Figura 34: Envoltórias de resistência dos solos.....	83
Figura 35: Parâmetros de resistência ao cisalhamento .....	85

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1: Resumo dos ensaios de caracterização física .....	45
Quadro 2: Resumo dos ensaios de cisalhamento direto .....	45



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Diâmetro dos grãos (mm) x porcentagem passante.....	72
Tabela 2: Resumo da análise granulométrica.....	74
Tabela 3: Índices de consistência das amostras de solo .....	75
Tabela 4: Índices de atividades dos solos.....	76
Tabela 5: Massa específica real dos grãos dos solos estudados .....	77
Tabela 6: Tensão cisalhante máxima dos Solos A, B, C, D e E, para cada tensão normal .....	83
Tabela 7: Valores do ângulo de atrito e coesão dos solos .....	84
Tabela 8: Propriedades físicas e mecânicas dos solos.....	87

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT: Associação Nacional de Normas Técnicas

$c'$ : Coesão

cm: Centímetros

C: Fator de forma

CD: Ensaio adensado drenado

CU: Ensaio adensado não drenado

D: Diâmetro da esfera

$\delta h$ : Deslocamento horizontal

EUA: Estados Unidos da América

$\epsilon_v$ : Deformação vertical

F: Força resultante

f: Coeficiente de atrito

h: Umidade

$\phi$ : Ângulo de atrito

$^{\circ}\text{C}$ : Temperatura em graus Celsius

$\gamma$ : Massa específica aparente

$\gamma_d$ : Peso específico aparente seco

$\gamma_n$ : Densidade “*in situ*”

$\gamma_s$ : Peso específico dos sólidos

$\gamma_w$ : Massa específica da água e/ou do fluido

h: Umidade

IP: Índice de Plasticidade

IA: Índice de Atividade

kg: Quilo-grama

$\text{kN/m}^3$ : Quilo-Newton por metro cúbico

kPa: Quilo-Pascal

LEC: Laboratório de Engenharia Civil - Unijuí

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

$\mu$ : Viscosidade do fluido

mm: Milímetros

N: Força normal ou carga vertical

N/A: Nível d'água

NBR: Norma Brasileira Regulamentadora

$N_{SPT}$ : Número de golpes necessários à cravação nos últimos 30 cm do amostrador

$P_s$ : Massa do solo seco

RN: Referência de Nível

RS: Rio Grande do Sul

SPT: Standart Penetration Test

$\sigma$ : Tensão normal

$\tau$ : Tensão cisalhante

$\tau_{m\acute{a}x}$ : Tensão de ruptura

T: Força tangencial ou cisalhante

UTM: Universal Transversa de Mercator

UU: Ensaio não adensado não drenado

UNIJUÍ: Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

V: Volume

$V_s$ : Volume dos grãos do solo

v: Velocidade

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	TEMA DA PESQUISA.....	15
1.2	DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	15
1.3	FORMULAÇÃO DA QUESTÃO DE ESTUDO.....	15
1.4	DEFINIÇÃO DOS OBJETIVOS DE ESTUDO.....	16
1.4.1	Objetivo geral.....	16
1.4.1	Objetivos específicos.....	16
1.5	JUSTIFICATIVA.....	16
1.6	SISTEMATIZAÇÃO DA PESQUISA.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1	RESISTÊNCIA DOS SOLOS.....	19
2.1.1	Definição.....	19
2.1.2	Critérios de ruptura.....	21
2.1.3	Ensaio para a determinação dos parâmetros de cisalhamento.....	24
2.1.3.1	<i>Ensaio de cisalhamento direto</i> .....	25
2.1.3.2	<i>Ensaio de compressão triaxial</i> .....	27
2.1.3.3	<i>Ensaio de compressão simples</i> .....	28
2.2	SPT – STANDARDT PENETRATION TEST.....	28
2.3	FUNDAÇÕES.....	33
2.3.1	Fundações superficiais.....	36
2.3.2	Fundações profundas.....	38
2.3.3	Fundações mistas.....	41
2.3.4	Escolha da alternativa de fundação – critérios gerais.....	42
3	METODOLOGIA.....	43
3.1	CLASSIFICAÇÃO DO ESTUDO.....	43
3.2	PLANO DE COLETA DE DADOS.....	43

3.2.1	Geológicos.....	43
3.2.2	Geotécnicos de campo.....	44
3.2.3	Geotécnicos de laboratório.....	44
3.2.4	Caracterização física.....	45
3.2.5	Cisalhamento direto.....	45
3.3	MATERIAIS UTILIZADOS.....	46
3.4	PROCEDIMENTO DE ENSAIOS E DESCRIÇÃO FÍSICA.....	49
3.4.1	Ensaio de caracterização física.....	49
3.4.1.1	<i>Granulometria</i> .....	49
3.4.1.2	<i>Massa específica real dos grãos</i> .....	52
3.4.1.3	<i>Índices de consistência ou limites de Atterberg</i> .....	53
3.4.1.4	<i>Densidade in situ</i> .....	54
3.4.1.5	<i>Umidade in situ</i> .....	54
3.4.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	55
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	58
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA LOCAL.....	58
4.1.1	Localização do Município de Ijuí no contexto geomorfológico.....	58
4.1.2	Características geológicas e geomorfológicas do planalto meridional.....	58
4.1.3	Estrutura e morfologia.....	60
4.1.3.1	<i>Relevo</i> .....	61
4.1.3.2	<i>Perfil do solo</i> .....	61
4.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO.....	61
4.2.1	SPT local 1: Rua São Paulo.....	62
4.2.2	SPT local 2: Rua 13 de Maio.....	65
4.2.3	SPT local 3: Rua Floriano Peixoto.....	66
4.2.4	SPT local 4: Rua Benjamin Constant.....	68
4.2.5	SPT local 5: Rua 7 de Setembro.....	69
4.3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS EM LABORATÓRIO.....	71
4.3.1	Análise granulométrica.....	71
4.3.2	Índices de consistência.....	74
4.3.3	Massa real específica dos grãos.....	76
4.4	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	78
4.4.1	Tensão normal de 30 kPa.....	79

4.4.2 Tensão normal de 60 kPa .....	80
4.4.3 Tensão normal de 100 kPa .....	80
4.4.4 Tensão normal de 200 kPa .....	81
4.4.5 Análise e sistematização .....	82
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	86
5.1 CONCLUSÃO.....	86
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	87
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	89
ANEXO I.....	92
ANEXO II .....	126
ANEXO III.....	130
ANEXO IV .....	134
ANEXO V .....	136

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 TEMA DA PESQUISA**

O tema da pesquisa é geotécnica aplicada em estudo de fundações.

## **1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA**

Este trabalho consistiu em uma pesquisa relacionada ao estudo de fundações, através da realização de ensaios laboratoriais e análises de perfis de sondagens para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, bem como a caracterização geológica/geotécnica do solo residual de basalto encontrado dentro do perímetro urbano do Município de Ijuí – RS.

## **1.3 FORMULAÇÃO DA QUESTÃO DE ESTUDO**

As questões que balizaram o estudo foram:

- a) O solo residual de basalto encontrado na zona urbana do Município de Ijuí possui propriedades físicas e mecânicas semelhantes?
- b) Quais são os parâmetros geotécnicos característicos que regem as propriedades físicas e mecânicas do solo residual de basalto encontrados na zona urbana do Município de Ijuí?

## **1.4 DEFINIÇÃO DOS OBJETIVOS DE ESTUDO**

### **1.4.1 Objetivo geral**

Este estudo teve como objetivo geral obter informações geotécnicas e geológicas do solo residual de basalto encontrado na zona urbana da cidade de Ijuí, visando o seu emprego em estudos de fundações.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Analisar informações documentais geológicas do solo em estudo;
- Analisar os ensaios de campo (sondagens tipo SPT) anteriormente executadas em diferentes locais do Município de Ijuí;
- Determinar os parâmetros geotécnicos do solo em estudo, através de ensaios laboratoriais.

## **1.5 JUSTIFICATIVA**

Segundo Hachich *et al.* (2000), a elaboração de projetos geotécnicos em geral e de fundações em particular exige um conhecimento adequado dos solos. É necessário proceder-se à identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como à avaliação das suas propriedades de engenharia.

A Mecânica dos Solos é uma ciência de grande importância para as decisões de um engenheiro civil, pois as características de cada solo são relevantes para a realização dos projetos. O conhecimento em geologia é fundamental para a resolução de problemas de



fundações, principalmente pelo fato de que todas as obras de engenharia civil se assentam sobre o terreno, sendo imprescindível que o comportamento do solo seja devidamente considerado (PINTO, 2002).

Na construção civil, o solo é considerado o material mais barato e abundante encontrado na natureza, servindo de base para todas as obras de Engenharia Civil, sendo de grande importância o conhecimento de suas propriedades físicas e mecânicas para que se possa aliar segurança e economia (MONTEIRO, 2005).

Schnaid (2000) diz que o reconhecimento das condições geológicas do subsolo constitui pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos. Projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Estas informações são necessárias em projetos de fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção, dimensionamento de pavimentos, infra-estrutura hídrica, entre outros.

Observa-se que na região Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, as características geológicas do solo residual de basalto nem sempre estão disponíveis, podendo ser inviável a busca de tais informações, devido ao tempo demandado por uma investigação geotécnica e a necessidade de desembolso financeiro.

Dessa forma, o conhecimento, obtido através de sondagens e do perfil geológico do terreno onde se pretende construir, as características físicas e mecânicas, obtidas em ensaios laboratoriais é de fundamental importância para a escolha e dimensionamento das fundações.

Este trabalho se propõe a contribuir com uma sistematização de dados geológicos/geotécnicos obtidos na literatura, em sondagens já existentes e em ensaios realizados em laboratório, para posteriores estudos de fundações.

## 1.6 SISTEMATIZAÇÃO DA PESQUISA

O relatório desta pesquisa apresenta a seguinte estrutura:

Neste primeiro capítulo é apresentado o tema da pesquisa, sua delimitação, a questão de estudo, os objetivos gerais e específicos, findando com a justificativa.

O segundo capítulo aborda assuntos relacionados ao tema da pesquisa como: resistência dos solos, SPT-Standard Penetration Test e fundações. No decorrer do capítulo são mencionados os ensaios usados para a determinação das propriedades do solo; a diferenciação entre fundações rasas e profundas e explicações sobre o Standard Penetration Test. Também são apresentadas figuras, tabelas e equações que explicam o conteúdo proposto do estudo.

No terceiro capítulo é descrita a metodologia utilizada na pesquisa, envolvendo o método de estudo, o procedimento da coleta de dados, os materiais e equipamentos utilizados nos ensaios.

O quarto capítulo é constituído da tabulação dos dados obtidos em cada ensaio, das bibliografias existentes sobre o assunto e das sondagens pré-existentes; seguido da análise, interpretação e comparação dos dados.

Por fim, o quinto e último capítulo diz respeito às considerações finais, onde são apresentadas as conclusões do estudo e algumas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa.

São ainda apresentados, ao final, as referências bibliográficas consultadas e os anexos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados temas que deram embasamento à pesquisa, abordando assuntos como: a resistência dos solos, SPT e fundações.

### 2.1 RESISTÊNCIA DOS SOLOS

#### 2.1.1 Definição

A ruptura dos solos geralmente é um fenômeno de cisalhamento e dificilmente ocorre devido a tensões de tração. Assim, a propriedade dos solos de suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento (BERNARDI, 2006).

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como sendo a máxima tensão de cisalhamento que o mesmo pode suportar sem sofrer ruptura, ou ainda, como sendo a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre as partículas do solo (PINTO, 2002).

A superfície de ruptura de um solo se dá, geralmente, nos pontos de uma linha curva, onde a tensão ao cisalhamento excede o valor limite da resistência do material (BERNARDI, 2006).

A resistência ao cisalhamento de um solo é resultante da soma de duas parcelas ou componentes: coesão e atrito entre as partículas do material. Assim, a resistência do solo pode ser determinada pela equação de Coulomb, a seguir: (BERNARDI, 2006).

$$\tau = c' + \sigma \cdot \text{tg}\phi'$$

(Equação 1)

Onde:  $\tau$  - tensão cisalhante (kPa);

$c'$  - coesão (kPa);

$\sigma$  - tensão normal (kPa);

tg - tangente;

$\phi$  - ângulo de atrito ( $^{\circ}$ ).

Porém, levando-se em consideração que são as tensões efetivas que mobilizam a resistência de um solo, a equação acima deve ser escrita da seguinte forma:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg}\phi' \quad (\text{Equação 2})$$

Sendo:  $u$  – pressão negativa da água ou poro-pressão.

Segundo Lambe (1976), o atrito existente entre as partículas de um solo pode ser maior ou menor, em função do tipo de solo e de suas características físicas (granulometria) conferindo ao material determinada resistência ao deslizamento sobre um determinado plano.

Bernardi (2006) afirma que a resistência resultante do atrito é definida como sendo a máxima tensão tangencial ( $\tau$ ), proporcional à tensão normal ( $\sigma$ ), necessária para deslizar o corpo sólido no plano, conforme representado pela fórmula:

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi' \quad (\text{Equação 3})$$

Pinto (2002) ressalta que o ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças tangencial e normal é chamado de ângulo de atrito “ $\phi$ ” e que pode ser definido como o ângulo máximo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano de contato sem que ocorra o deslizamento.

Segundo Caputo (1988), a denominação genérica de atrito interno de um solo, inclui não só o atrito físico entre suas partículas, mas também o atrito fictício proveniente do entrosamento de suas partículas. No solo não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais.

A resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devida ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química entre estas partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e que constitui uma coesão real. A parcela de coesão em solos sedimentares, em geral, é muito pequena perante a resistência devida ao atrito entre os grãos (PINTO, 2002).

Pinto (2002) afirma que a coesão real deve ser bem diferenciada da coesão aparente. Esta é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre as partículas resultante da pressão capilar da água e que age como se fosse uma pressão externa. Coesão real é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas.

Segundo Machado e Machado (1997), a coesão consiste na parcela de resistência de um solo que existe independentemente de quaisquer tensões aplicadas e que se mantém, ainda que não necessariamente em longo prazo, se todas as tensões aplicadas ao solo forem removidas.

Machado e Machado (1997) dizem que a coesão aparente é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados. Esse tipo de coesão deve-se ao efeito de capilaridade na água intersticial. Sendo que a pressão neutra negativa atrai as partículas gerando novamente um fenômeno de atrito entre as mesmas. Saturando-se totalmente o solo, ou secando-o por inteiro, esta parcela desaparece. A sua intensidade cresce com a diminuição do tamanho das partículas e pode ser uma parcela bastante considerável da resistência ao cisalhamento do solo, principalmente para solos argilosos.

### **2.1.2 Critérios de ruptura**

Pinto (2002) afirma que critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros se referem a máximas deformações. Outros, ainda, consideram a energia de deformação. Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração.

A análise do estado de tensões que provoca a ruptura é o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos. Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de Coloumb e de Mohr (PINTO, 2002).

Segundo Pinto (2002), o critério de Coloumb 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. Estes parâmetros estão representados na Figura 1 (a).

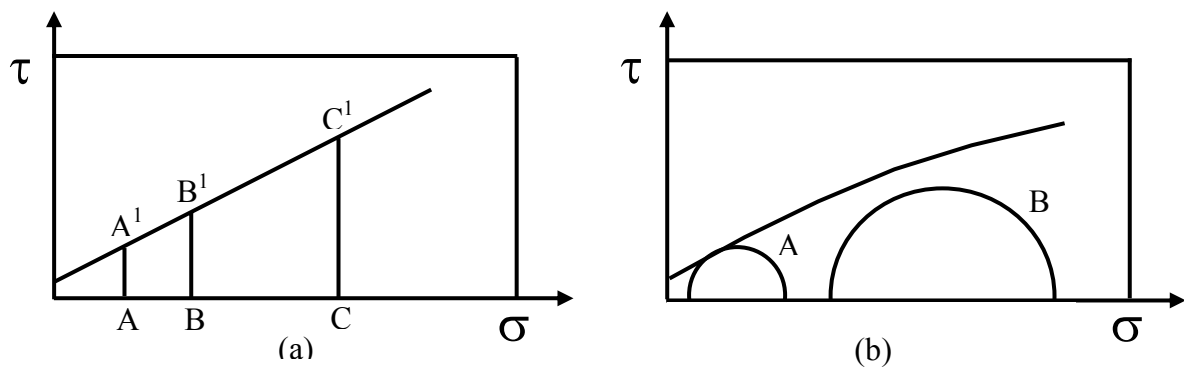


Figura 1: Representação dos critérios de ruptura  
 (a): Coloumb  
 (b): Mohr  
 Fonte: Pinto (2002)

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”. A Figura 1 (b) representa a envoltória de Mohr, o círculo B representativo de um estado de tensões em que não há ruptura, e o círculo A, tangente à envoltória, indicativo de um estado de tensões na ruptura (PINTO, 2002).

Envoltórias curvas são freqüentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. Naturalmente, várias opções de retas podem ser adotadas, devendo a escolha levar em consideração o nível de tensões do projeto em análise. Definida uma reta, naturalmente

seu coeficiente linear,  $c$ , não tem mais o sentido de coesão, que seria a parcela de resistência independente da existência da tensão normal. Ele é tão somente um coeficiente da equação que expressa a resistência em função da tensão normal, razão pela qual é referido como intercepto de coesão (PINTO, 2002).

Fazendo-se uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coloumb, justificando a expressão critério de Mohr-Coloumb, costumeiramente empregada na Mecânica dos Solos (PINTO, 2002).

Estes critérios não levam em conta a tensão principal intermediária. Ainda assim, eles refletem bem o comportamento dos solos, pois a experiência tem mostrado que, de fato, a tensão principal intermediária tem pequena influência na resistência dos solos (PINTO, 2002).

Os dois critérios apontam para a importância da tensão normal no plano de ruptura. Na Figura 2, a ruptura irá ocorrer no plano em que estiver agindo a tensão normal indicada pelo segmento AB e a tensão cisalhante BC. Esta tensão cisalhante é menor do que a tensão máxima, indicada pelo segmento DE. No plano de máxima tensão cisalhante, a tensão normal AD proporciona uma resistência ao cisalhamento maior do que a tensão cisalhante atuante (PINTO, 2002).

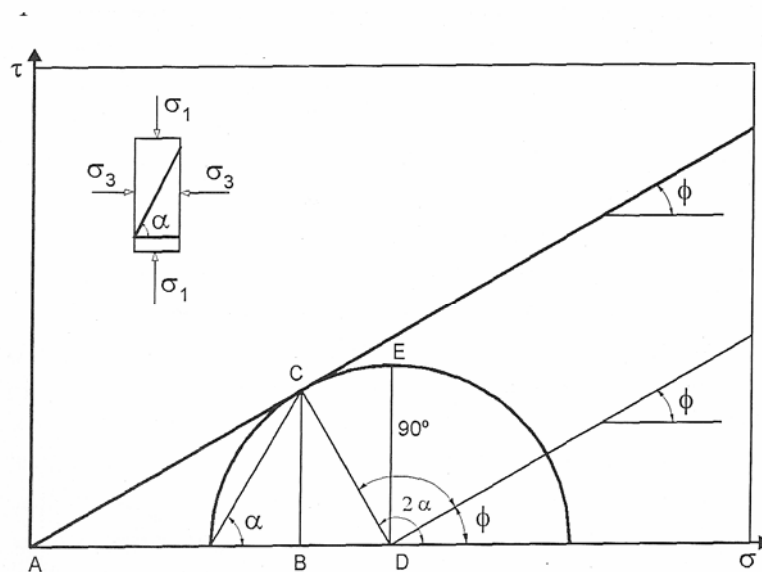


Figura 2: Análise do estado de tensões no plano de ruptura  
Fonte: Pinto (2002)

O plano de ruptura forma o ângulo  $\alpha$  com o plano principal maior. Se do centro do círculo de Mohr (ponto D), traçar-se uma paralela à envoltória de resistência, constata-se que o ângulo  $2\alpha$  é igual ao ângulo  $\phi$  mais  $90^\circ$ . Geometricamente, chega-se à expressão:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (\text{Equação 4})$$

Sendo :  $\phi$  - ângulo de atrito

Da figura 2, pode-se extrair, também, a partir do triângulo ACD, as seguintes expressões que são muito úteis:

$$\text{sen}\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (\text{Equação 6})$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_3 \frac{2\text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (\text{Equação 7})$$

Sendo:  $\sigma$  - tensão normal no plano

$\phi$  - ângulo de atrito

### 2.1.3 Ensaios para a determinação dos parâmetros de cisalhamento

A determinação da resistência ao cisalhamento do solo pode ser feita através de ensaios de laboratório ou ensaios de campo. Dentre os ensaios de laboratórios mais usuais estão: o ensaio de cisalhamento direto e os ensaios triaxiais. Já os ensaios de campo mais



utilizados são: ensaio de Palheta “*Vane – Test*”, sondagens à percussão e cisalhamento direto “*In situ*” (MACHADO, 1997).

### 2.1.3.1 *Ensaio de cisalhamento direto*

Segundo Hachich *et al.* (1998), 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.

Segundo Caputo (1988), o ensaio de cisalhamento direto consiste em determinar sob uma tensão normal  $\sigma$ , qual a tensão de cisalhamento  $\tau$  capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si, conforme ilustra a Figura 3 (a), no qual resulta em um gráfico demonstrado pela Figura 3 (b), onde é possível calcular  $c'$  e  $\phi$ .

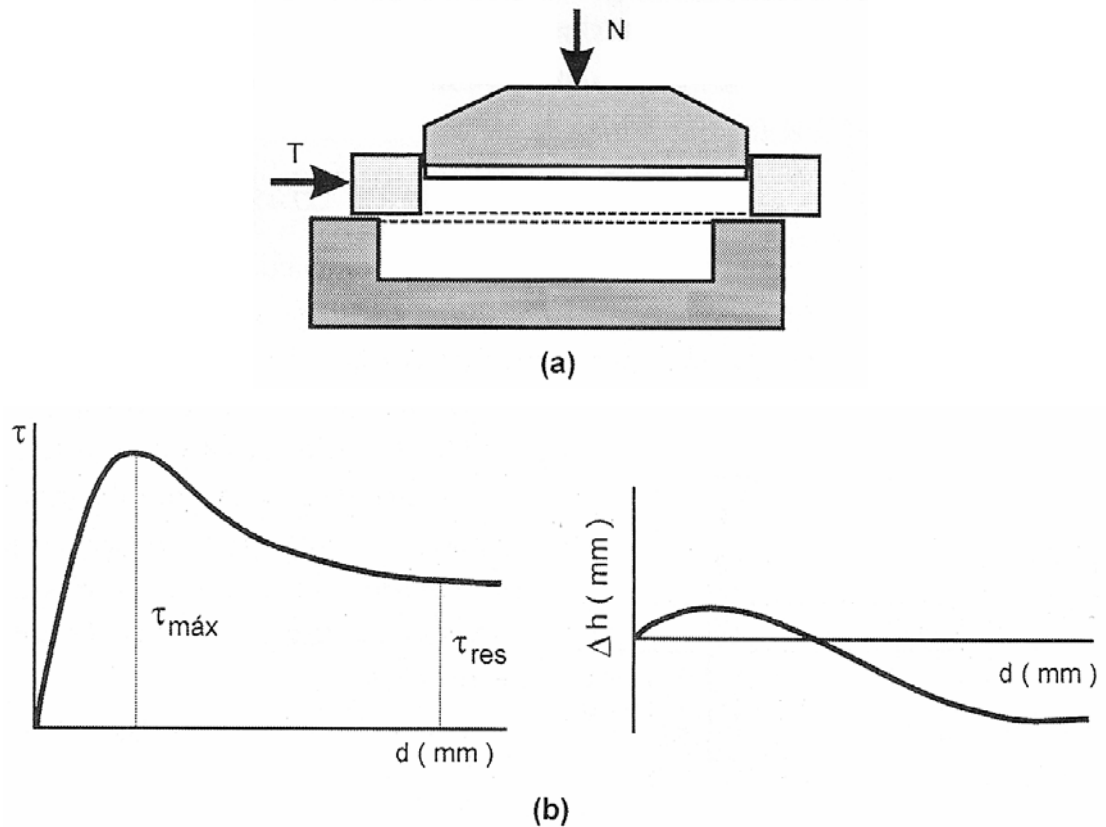


Figura 3: Ensaio de cisalhamento direto  
 (a): Caixa de cisalhamento direto  
 (b): Representação dos resultados  
 Fonte: Pinto (2002)

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto, o solo é colocado em uma caixa de cisalhamento constituída de duas partes, onde a parte inferior é fixa enquanto a superior pode se movimentar. Inicialmente é aplicada uma força vertical “N” e uma força horizontal “T”, que é aplicada na parte inferior da caixa, provocando seu deslocamento. Na parte superior da caixa vai existir uma célula de carga que é instalada para agir no sentido de impedir o movimento da caixa, medindo assim a força que o solo suporta.

As tensões em cada local serão diferentes, de forma que, quando nas regiões próximas à borda da caixa de cisalhamento forem atingidas a deformação e a tensão de ruptura, tem-se assim próximo ao centro da amostra tensões inferiores à de ruptura. À medida que aumentam as deformações, a ruptura caminha em direção ao centro e uma vez que as extremidades já passaram pela ruptura, haverão tensões menores que a de ruptura, nessas extremidades. Dessa forma, o valor de resistência que se mede no ensaio é mais conservadora do que a máxima resistência que se poderia obter para o solo, porque a deformação medida durante o ensaio

não consegue representar o que realmente ocorre, mas somente uma média das deformações que se processam na superfície de ruptura. Para solos de ruptura plástica, tal situação não ocorre, porque em todos os pontos da superfície de ruptura atuam esforços iguais, independentemente de qualquer concentração de tensões. Salientando, que o plano de ruptura não pode ser, na realidade, o mais fraco. E com isso, os esforços que atuam em outros planos que não o de ruptura, não podem ser estimados durante a realização do ensaio de cisalhamento direto, senão quando no instante de ruptura (MACHADO, 1997).

Segundo Pinto (2002), o controle das condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la. Nas argilas pode-se realizar ensaios drenados (mais lentos), ou não drenados, sendo que o carregamento para este caso deve ser mais rápido, para impossibilitar a saída de água.

#### 2.1.3.2 *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, quais sejam: 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 cintura, 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.

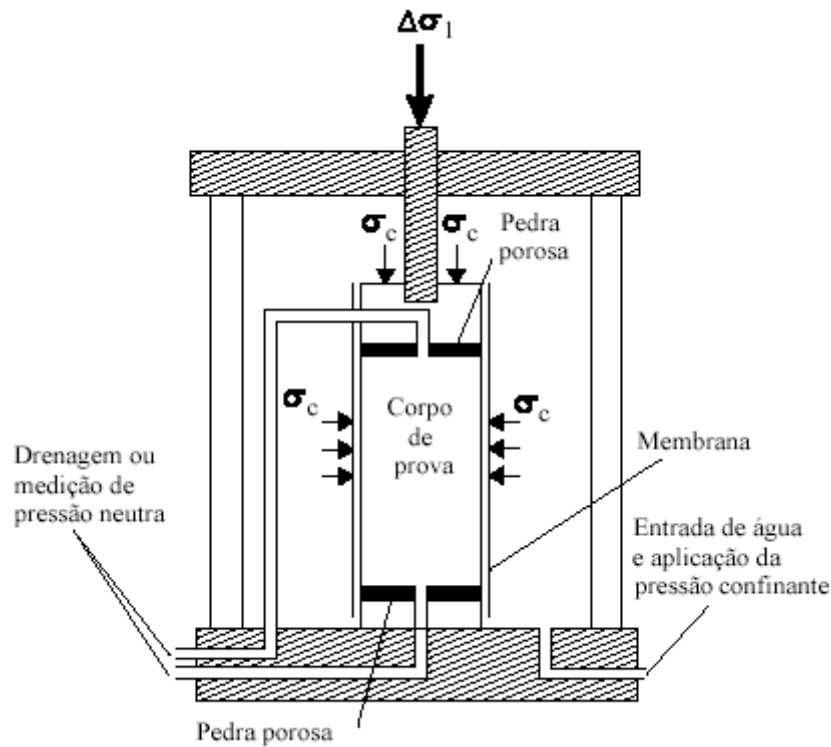


Figura 4: Esquema da câmara de ensaio triaxial  
Fonte: Pinto (2002)

### 2.1.3.3 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,  $\sigma_3 = 0$ .

## 2.2 SPT – STANDART PENETRATION TEST

Segundo Hachich *et al.* (1998), a sondagem a percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Ao se realizar uma sondagem pretende-se conhecer:

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado;
- A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado;
- A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não) usando um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750mm (ver Figuras 5 e 6). O valor  $N_{SPT}$  é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm.

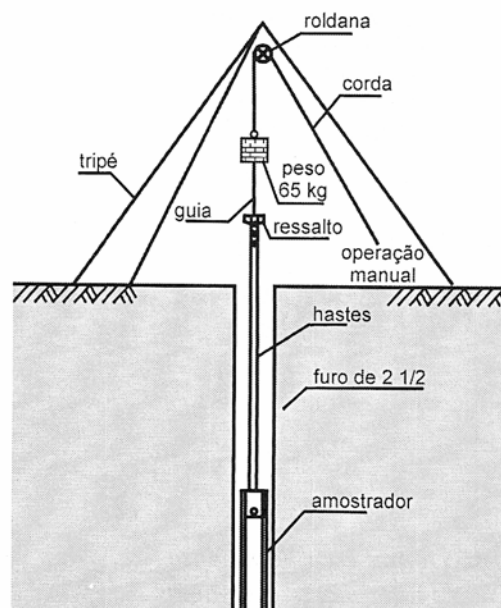


Figura 5: Ilustração do ensaio SPT  
Fonte: Schnaid (2000)

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade no equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000).

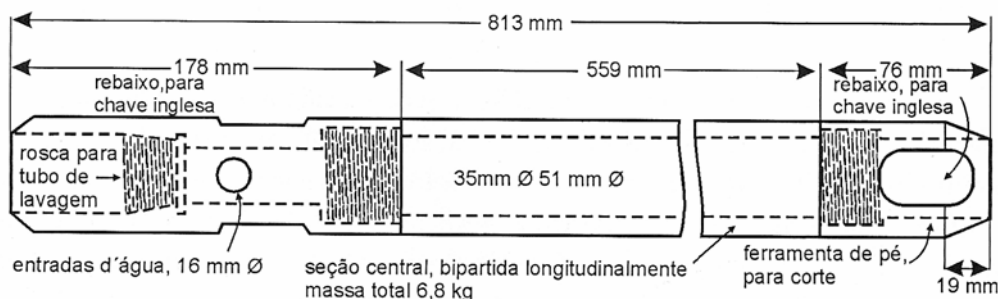


Figura 6: Seção esquemática  
Fonte: Schnaid (2000)

O ensaio SPT tem sido usado para inúmeras aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes horizontes, previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações em outras propriedades geotécnicas (SCHNAID, 2000).

A programação das sondagens, número, disposição e profundidade dos furos depende do conhecimento prévio que se tenha da geologia local, do solo e da obra específica para a qual se está fazendo a prospecção. Recomendações sobre a programação de sondagens são feitas na norma NBR 8036 (PINTO, 2002).

Para a execução das sondagens, determina-se, em planta, na área a ser investigada, a posição dos pontos a serem adotados. No caso de edificações, procura-se dispor as sondagens em posições próximas aos limites de projeção das mesmas e nos pontos de maior concentração de carga, com distâncias variando de 15 a 30 metros, evitando-se a locação em pontos alinhados, de forma a permitir uma interpretação de diversos planos de corte. Marcados os pontos em planta, devem os mesmos ser locados e nivelados no terreno. O nivelamento deve ser feito em relação a um RN (referência de nível) fixo e bem determinado (HACHICH *et al.*, 1998).

A profundidade a ser atingida depende do porte da obra a ser edificada e conseqüentemente das cargas que serão transmitidas ao terreno. A Norma Brasileira (NBR 6484) fornece critérios mínimos para orientar a profundidade das sondagens (HACHICH *et al.*, 1998).

De primordial importância é a determinação do nível de água, quando ocorrer. Durante o processo de avanço da perfuração, ao se determinar a ocorrência de água, interrompe-se o trabalho e anota-se a profundidade. Deve-se sempre aguardar a sua estabilização e anotar a profundidade correspondente a superfície de água. Terminada a perfuração, retira-se água existente no furo. Aguarda-se o surgimento da água e anota-se novamente a profundidade da lâmina d'água (HACHICH *et al.*, 1998).

Hachich *et al.* (1998) dizem que as amostras de solos coletadas a cada metro devem ser levadas ao laboratório para a classificação tátil-visual mais esmerada. São definidas as camadas de solos sedimentares com suas respectivas espessuras ou horizontes de decomposição dos solos residuais. Eventuais dúvidas da classificação de materiais que se situam muito próximo a fronteiras granulométricas, podem ser dirimidas com auxílio de ensaios de laboratório, como por exemplo, granulometria, Limites de Atterberg, etc.

De posse dos perfis individuais preliminares de cada sondagem obtidos após a classificação tátil-visual, do nível d'água e da cota (elevação) do terreno no início da perfuração, desenha-se o perfil do subsolo de cada sondagem. O desenho das sondagens deverá mostrar todas as camadas ou horizontes de solo encontrados, as posições dos níveis d'água, o número de golpes N necessário à cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador e demais informações úteis que forem observadas (HACHICH *et al.*, 1998).

Pinto (2002) diz que a resistência à penetração é um índice intensamente empregado em projetos de fundação. A escolha do tipo de fundação para prédios comuns, de 3 a 30 pavimentos, e as definições de projeto, como tipo e comprimento de estacas, etc., são costumeiramente baseadas só nos resultados de sondagens (identificação visual e SPT), analisadas de acordo com a experiência regional e o conhecimento geológico do local.

Conhecidas as limitações do ensaio, causadas por fatores que influenciam os resultados e não estão relacionados às características do solo, é possível avaliar as

metodologias empregadas na aplicação de valores de  $N_{SPT}$  em problemas geotécnicos. Para esta finalidade, as abordagens modernas recomendam a correção do valor medido de  $N_{SPT}$ , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões (SCHNAID, 2000).

Em primeiro lugar, deve-se considerar que a energia nominal transferida ao amostrador, no processo de cravação, não é a energia de queda livre teórica transmitida pelo martelo. A eficiência do sistema é função das perdas por atrito e da própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. No Brasil, é comum o uso de sistemas manuais para a liberação da queda do martelo que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica. Em comparação, nos Estados Unidos e Europa o sistema é mecanizado e a energia liberada é aproximadamente 60%. Atualmente, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de  $N_{60}$ ; assim, previamente ao uso de uma correlação formulada nos E.U.A deve-se majorar o valor medido de  $N_{SPT}$  obtido em uma sondagem brasileira em 10 a 20% (VELLOSO E LOPES, 1996).

Sempre que os resultados de ensaio forem interpretados visando à estimativa de parâmetros de comportamento do solo, serão fornecidas recomendações específicas quanto à necessidade de correção dos valores medidos de  $N_{SPT}$ . A correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão americano de  $N_{60}$ , é realizada simplesmente através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência. Assim:

$$N_{60} = (N_{SPT} \times \text{Energia Aplicada}) / 0,60 \quad (\text{Equação 8})$$

Sendo:  $N_{SPT}$  – número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm do amostrador

A interpretação dos resultados para fins de projetos geotécnicos pode ser obtida através de duas abordagens distintas:

- a) **Métodos indiretos:** nesta abordagem os resultados do ensaio são utilizados na previsão de parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo;
- b) **Métodos diretos:** resultados de SPT são aplicados diretamente na previsão de capacidade.



## 2.3 FUNDAÇÕES

Caputo (1974) diz que fundação é a parte de uma estrutura que transmite ao terreno a carga da obra.

O estudo de toda fundação compreende preliminarmente duas partes essencialmente distintas:

- a) Cálculo das cargas atuantes sobre a fundação;
- b) Estudo do terreno.

Com esses dados, passa-se a escolha do tipo de fundação, tendo presente que:

- a) As cargas da estrutura devem ser transmitidas às camadas de terreno capazes de suportá-las sem ruptura;
- b) As deformações das camadas de solo subjacentes às fundações devem ser compatíveis com as da estrutura;
- c) A execução das fundações não deve causar danos às estruturas vizinhas;
- d) Ao lado do aspecto técnico, a escolha do tipo de fundação deve atentar também para o aspecto econômico.

Finalmente, segue-se o detalhamento e dimensionamento, estudando-se a fundação como elemento estrutural (CAPUTO, 1974).

Segundo Hachich *et al.* (1998), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundação são:

## a) Topografia da área

- Levantamento topográfico;
- Dados sobre taludes e encostas no terreno;
- Dados sobre erosões.

## b) Dados geológicos/geotécnicos

- Investigação do subsolo;
- Outros dados geológicos e geotécnicos.

## c) Dados da estrutura a construir

- Tipo e uso que terá a nova obra;
- Sistema estrutural;
- Cargas.

## d) Dados sobre construções vizinhas

- Tipo de estrutura e fundações;
- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
- Desempenho das fundações;
- Existência de subsolo;
- Possíveis conseqüências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

As solicitações a que uma estrutura está sujeita podem ser classificadas de diferentes maneiras (HACHICH *et al.*, 1998):

## a) Cargas vivas, separadas em:

- Cargas operacionais;
- Cargas ambientais;
- Cargas acidentais.

b) Cargas mortas ou permanentes:

No Brasil, a norma NBR 8681/84 classifica as ações nas estruturas em :

- Ações permanentes: ocorrem com valores constantes durante praticamente toda a vida da obra;
- Ações variáveis: ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da média;
- Ações excepcionais: tem duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da obra, mas que precisam ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

A norma NBR 8681/84 estabelece critérios para combinações destas ações na verificação dos estados limites de uma estrutura:

- a) Estados limites últimos (associados a colapsos parciais ou totais da obra);
- b) Estados limites de utilização (quando ocorrem deformações, fissuras, etc).

Segundo Hachich *et al.* (1998), os requisitos básicos a que um projeto de fundações deverá atender são:

- a) Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- c) Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (“estabilidade externa”);
- d) Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (“estabilidade interna”).

Para Hachich *et al.* (1998), as fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais, rasas ou diretas;
- Fundações profundas.

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do

terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima da mesma, até 2 vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 estabeleceu que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de 2 vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3 m de profundidade.

### 2.3.1 Fundações superficiais

Segundo Hachich *et al.* (1998), são exemplos de fundações superficiais (A Figura 7 ilustra tais tipologias):

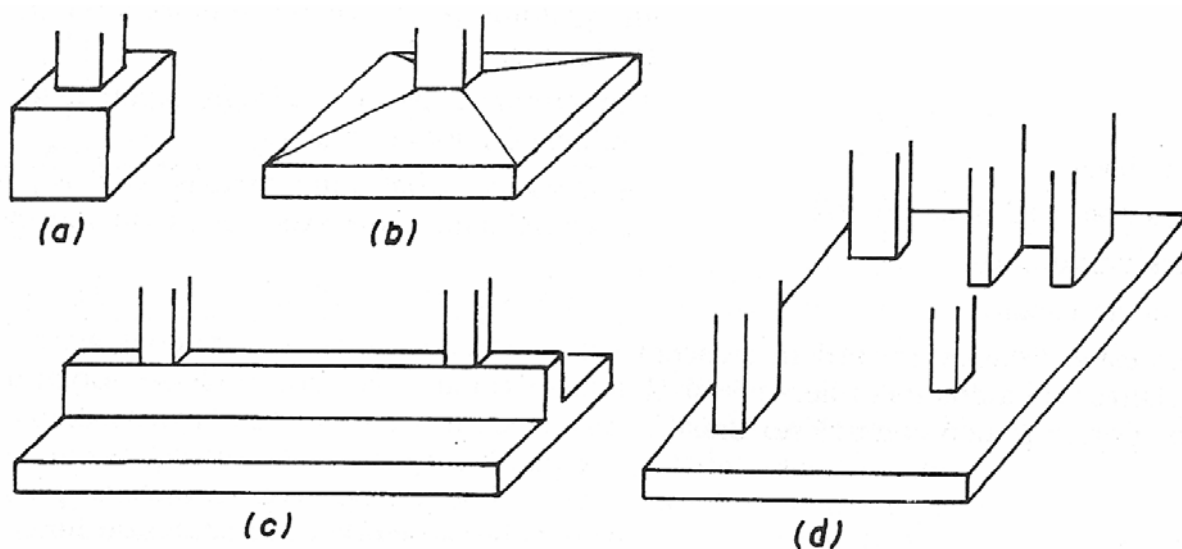


Figura 7: Tipos de fundações superficiais

(a): Bloco

(b): Sapata

(c): Viga

(d): Radier

Fonte: Hachich *et al.* (1998)

- **Bloco** – elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- **Sapata** – elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;

- **Viga de fundação** – elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal tipo bloco (sem armadura transversal), quando são freqüentemente chamadas de baldrame ou tipo sapata, armadas;
- **Sapata associada** – elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que difere da viga de fundação;
- **Radier** – elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

As sapatas e os blocos são os elementos de fundação mais simples e, quando é possível sua adoção, os mais econômicos. Os blocos são mais econômicos que as sapatas para cargas reduzidas, quando o maior consumo de concreto é pequeno e justifica a eliminação da armação. Não há, porém, qualquer restrição ao seu emprego para cargas elevadas (HACHICH *et al.*, 1998).

Uma fundação associada é adotada quando:

- As áreas das sapatas imaginadas para os pilares se aproximam umas das outras ou mesmo se interpenetram;
- Deseja-se uniformizar os recalques.

Quando uma ou duas condições acima são satisfeitas em parte da obra, pode-se adotar a sapata associada nesta área e fundações isoladas no restante da obra. Quando são satisfeitas em toda a área da obra, pode-se adotar o radier. Quando a área total de fundação ultrapassa metade da área da construção, o radier é indicado (HACHICH *et al.*, 1998).

Quanto à forma ou sistema estrutural, os raders são projetados segundo 4 tipos principais:

- Raders lisos;
- Raders com pedestais ou cogumelos;
- Raders nervurado;
- Raders em caixão.

Os tipos estão listados em ordem crescente de rigidez relativa. Há ainda os radiers em abóbodas invertidas, porém pouco comuns no Brasil.

### 2.3.2 Fundações profundas

Segundo Hachich *et al.* (1998), as fundações profundas são divididas em três tipos principais:

- **Estaca** – elemento de fundação profunda executada com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos;
- **Tubulão** – elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a decida de operário (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a decida de operário);
- **Caixão** – elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

Segundo Hachich *et al.* (1998), existe hoje uma variedade muito grande de estacas para fundações (Figura 8). A execução de estacas é uma atividade especializada da Engenharia, e o projetista precisa conhecer as empresas executoras e seus serviços para projetar fundações dentro das linhas de trabalho destas empresas.

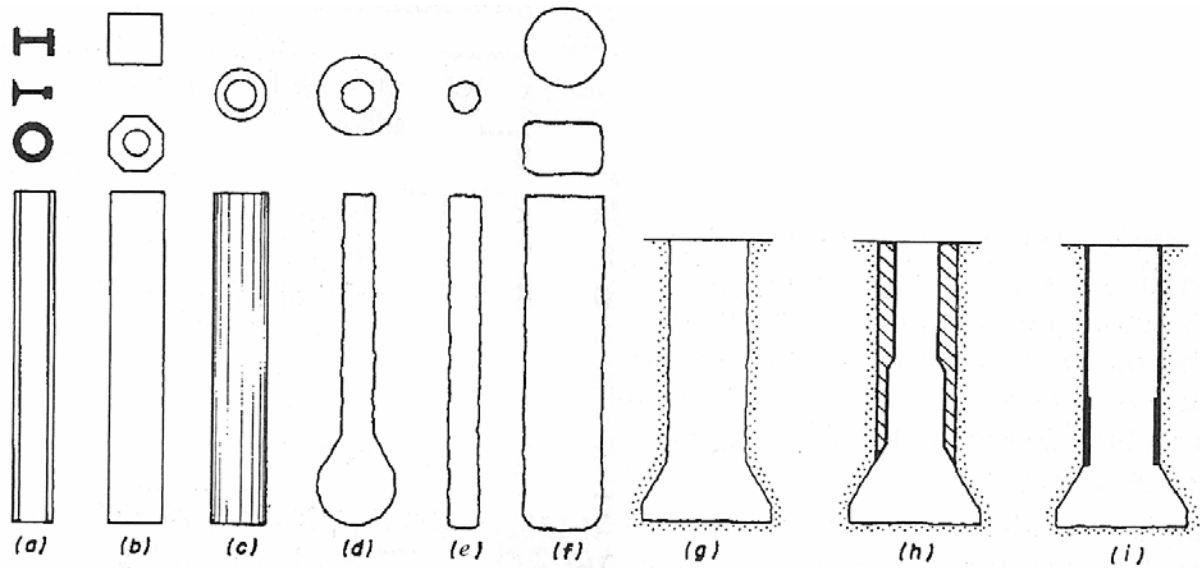


Figura 8: Tipos de fundações profundas

- (a): Estaca metálica
- (b): Pré-moldada de concreto vibrado
- (c): Pré-moldada de concreto centrifugado
- (d): Tipo Franki e Strauss
- (e): Tipo raiz
- (f): Escavados; tubulões
- (g): A céu aberto, sem revestimento
- (h): Com revestimento de concreto
- (i): Com revestimento de aço

Fonte: Hachich *et al.* (1998)

A Figura 9 apresenta uma classificação dos tipos mais comuns de estacas, enfatizando o método executivo, no que diz respeito ao seu efeito no solo.

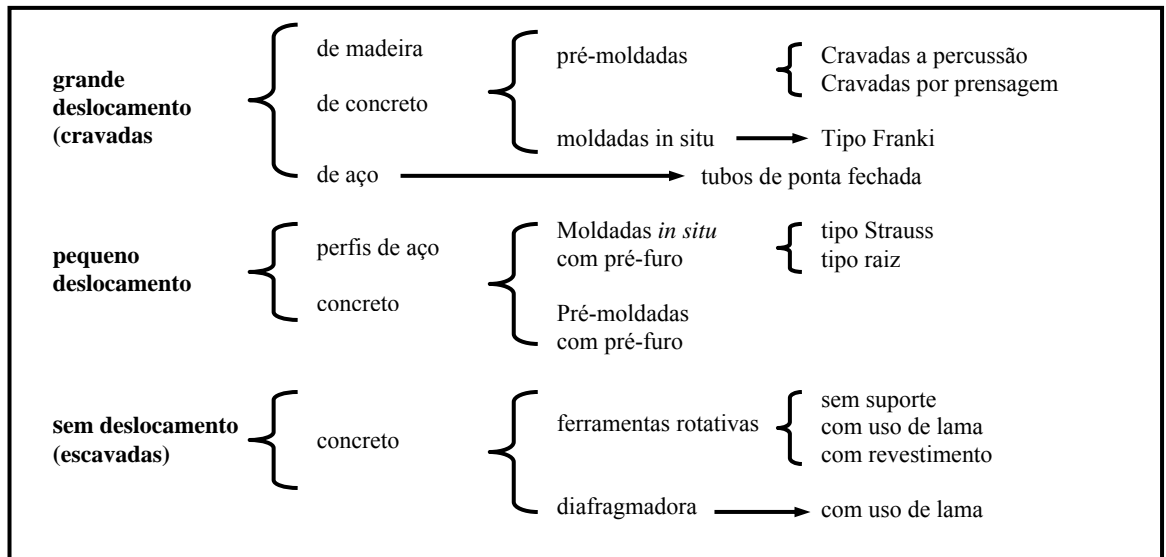


Figura 9: Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo  
 Fonte: Hachich *et al.* (1998)

Na escolha do tipo de estaca é preciso levar em conta os seguintes aspectos:

a) Esforços nas fundações, procurando distinguir:

- Nível das cargas nos pilares;
- Ocorrência de outros esforços além dos de compressão (tração e flexão).

b) Características do subsolo, em particular quanto a ocorrência de:

- Argilas muito moles, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas in situ;
- Solos muito resistentes (compactos ou com pedregulhos) que devem ser atravessados, dificultando ou mesmo impedindo a cravação de estacas de concreto pré-moldadas;
- Solos com matacões, dificultando ou mesmo impedindo o emprego de estaca cravadas de qualquer tipo;
- Nível de lençol d'água elevado, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas in situ sem revestimento ou uso de lama;



- Aterros recentes (em processo de adensamento) sobre camadas moles, indicando a possibilidade de atrito negativo; neste caso, estacas mais lisas ou com tratamento betuminoso são mais indicadas.
- c) Características do local da obra, em particular:
- Terrenos acidentados, dificultando o acesso de equipamentos pesados;
  - Local com obstrução na altura;
  - Obra muito distante de um grande centro, encarecendo o transporte;
  - Ocorrência de lâmina d'água.
- d) Características das construções vizinhas, em particular quanto a:
- Tipo de profundidade das fundações;
  - Existência de subsolos;
  - Sensibilidade a vibrações;
  - Danos já existentes.

### 2.3.3 Fundações mistas

Segundo Hachich *et al.*(1998), são fundações mistas aquelas que associam fundações superficiais e profundas. Exemplos (Figura 10):

- **Sapatas sobre estacas** – associação de sapata com uma estaca (chamada de “estaca T” ou “estapata”, dependendo se há contato entre a estaca e a sapata ou não);
- **Radiers estaqueados** – radiers sobre estacas (ou tubulões), que transfere parte das cargas que recebe por tensões de contato em sua base e parte por atrito lateral e carga de ponta das estacas.

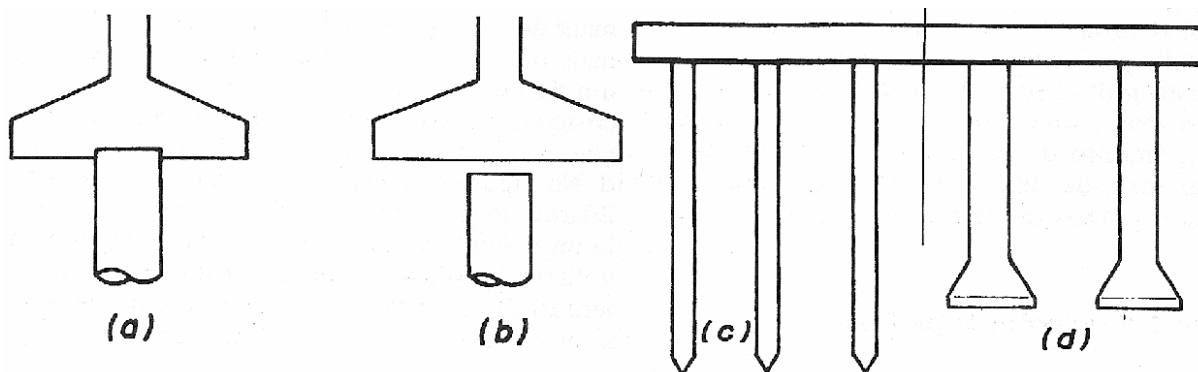


Figura 10: Tipos de fundações mistas

- (a): Estaca ligada à sapata
- (b): Estaca abaixo de sapata
- (c): Radier sobre estaca
- (d): Radier sobre tubulões

Fonte: Hachich *et al.* (1998)

### 2.3.4 Escolha da alternativa de fundação – critérios gerais

Segundo Hachich *et al.* (1998), algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação. Quanto ao tipo de estaca, haverá, em geral, algumas opções a examinar.

Outras obras podem permitir uma variedade de soluções. Nesse caso é interessante proceder-se a um estudo de alternativas e fazer a escolha com base em:

- Menor custo;
- Menor prazo de execução.

Neste estudo de alternativas pode-se incluir mais de um tipo de fundação superficial – ou mais de um nível de implantação – e mais de um tipo de fundação profunda. Na avaliação de custos e prazos é importante considerar escavações e reaterros. A alternativa de estacas pode apresentar menor custo global se considerarmos o menor volume dos blocos de coroamento e o menor movimento de terra. Assim é válido se estudar mais de uma alternativa e comparar custos e prazos de execução (HACHICH *et al.*, 1998).

## **3 METODOLOGIA**

### **3.1 CLASSIFICAÇÃO DO ESTUDO**

Este estudo teve como propósito pesquisar e analisar informações geológicas e geotécnicas, para o solo residual de basalto encontrado em 3 locais previamente determinados, dentro da zona urbana do Município de Ijuí - RS, e quantificar sua importância no estudo de obras de fundações.

A pesquisa realizada caracterizou-se como sendo quantitativa, uma vez que foram realizados ensaios em laboratório; exploratória, pelo caráter pioneiro no tema e bibliográfica, por buscar em fontes escritas algumas das informações necessárias para o cumprimento dos objetivos propostos. Os resultados encontrados servirão de base para os estudos de cálculos de fundações.

### **3.2 PLANO DE COLETA DE DADOS**

#### **3.2.1 Geológicos**

A busca por dados geológicos do solo em estudo foi realizada com base nas bibliografias existentes sobre o assunto e através do diálogo com profissionais da área.

### 3.2.2 Geotécnicos de campo – SPT

A análise dos dados geotécnicos de campo foi feita baseando-se em sondagens já executadas em diferentes locais da zona urbana do Município de Ijuí, cedidas dos arquivos de profissionais da área de Engenharia.

### 3.2.3 Geotécnicos de laboratório

As atividades práticas deste trabalho foram desenvolvidas no LEC – Laboratório de Engenharia Civil do curso de Engenharia Civil da Unijuí, utilizando como material de pesquisa o solo residual de basalto coletado em 3 locais distintos (C, D, E) da zona urbana do Município de Ijuí. Foram retiradas 4 amostras de cada local e adicionados ao estudo, 2 locais (A, B) já pesquisados anteriormente por Viecili (2003).

A escolha dos locais de coleta das amostras se deu pelos seguintes motivos:

- Os solos A e B foram escolhidos em função de terem sido objetos de estudos em pesquisas realizadas anteriormente;
- Os solos C, D e E foram determinados em função da distância entre os locais de coleta e por estarem situados em pontos distintos (Norte, Sul, Leste e Oeste);
- Entende-se que as amostras de solo utilizadas representam o “horizonte B” do solo residual de basalto da região.

Os ensaios realizados com as amostras C, D e E foram:

- a) Ensaios de granulometria;
- b) Ensaios de massa específica real dos grãos;
- c) Ensaios de “Limites de Atterberg” (LL, LP);
- d) Ensaios de cisalhamento direto (30, 60, 100, 200 kPa para cada solo);
- e) Ensaios de densidade “*in situ*”;
- f) Ensaios de umidade “*in situ*”.

### 3.2.4 Caracterização física

A caracterização física das amostras de solo em estudo se deu através de ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, índices de consistência e densidade e umidade “*in situ*”, conforme pode ser observado no Quadro 1.

Quadro 1: Resumo dos ensaios de caracterização física

<i>Ensaio</i>	<i>Amostra</i>	<i>Granulometria</i>	<i>Massa espec. real</i>	<i>Limites de consistência</i>
01	Solo A	*	*	*
02	Solo B	*	*	*
03	Solo C	1 determinação	2 determinações	1 determinação
04	Solo D	1 determinação	2 determinações	1 determinação
05	Solo E	1 determinação	2 determinações	1 determinação

Nota: \* Obtida em Vecilli (2003)

### 3.2.5 Cisalhamento direto

Para o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos foram coletados “*in situ*” 12 corpos-de-prova. No Quadro 2 é apresentado um resumo dos ensaios de cisalhamento direto, realizados na condição inundado e com velocidade cisalhante de 0,03 mm/minutos.

Quadro 2: Resumo dos ensaios de cisalhamento direto

<i>Ensaio</i>	<i>Amostra</i>	$\sigma$ (Kpa)
01	Solo C	30
02	Solo C	60
03	Solo C	100
04	Solo C	200
05	Solo D	30
06	Solo D	60
07	Solo D	100
08	Solo D	200
09	Solo E	30
10	Solo E	60
11	Solo E	100
12	Solo E	200

### 3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

Para a realização deste estudo, foram utilizadas 5 amostras de solo, denominadas da seguinte maneira: Solo A, Solo B, Solo C, Solo D e Solo E. A seguir são descritas as localizações da coleta destes materiais, visualizadas na Figura 11:

- Solo A: Campus-Unijuí, bairro Univeritário, coordenadas UTM 211423 e 6855782;
- Solo B: Avenida José Gabriel, bairro Independência, coordenadas UTM 213843 e 6853336;
- Solo C: Rua Goiás, ao lado do Ginásio de Esportes Wilson Mânica, bairro Assis Brasil, coordenadas UTM 215467 e 6856625 (Figura 12).
- Solo D: Rua Emilio Frederico Bohrer, Novo Hospital Bom Pastor, bairro São Geraldo, coordenadas UTM 212834 e 6856742 (Figura 13).
- Solo E: Rua Venâncio Aires, nº 356, bairro Centro, coordenadas UTM 214252 e 6855846 (Figura 14).

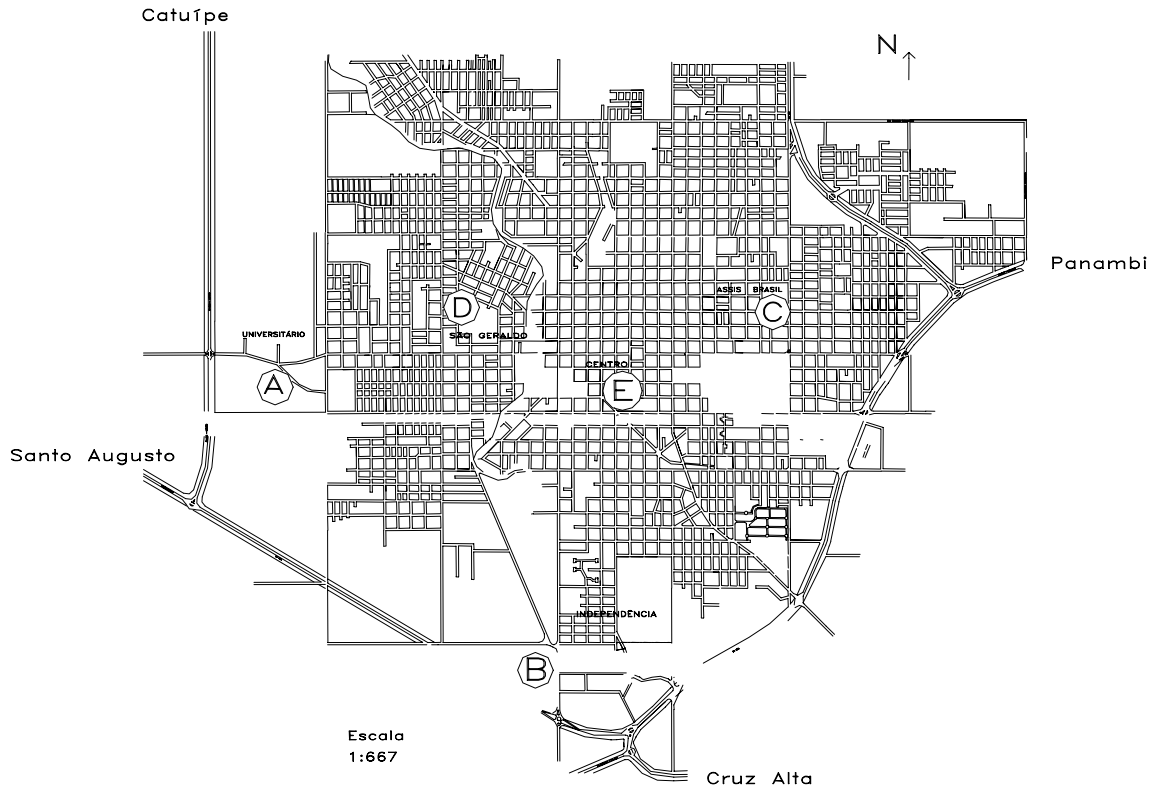


Figura 11: Planta de localização dos locais de coleta das amostras

A coleta das amostras de solo em campo seguiu as etapas descritas abaixo:

- a) Escolha do local dentro da zona urbana do Município de Ijuí, observando grande distância entre os locais, bem como as coordenadas Norte, Sul, Leste e Oeste;
- b) Remoção da camada superficial do solo (horizonte A) em aproximadamente 25 cm, com auxílio de ferramentas manuais (picareta, pá-de-corte);
- c) Retirada das 4 amostras indeformadas de solo, embaladas e estocadas em recipiente apropriado, para o ensaio de cisalhamento direto e densidade “*in situ*”;
- d) Coleta de uma porção de solo (2 Kg) em sacos plásticos impermeáveis para a realização dos ensaios de umidade “*in situ*”, granulometria, massa específica real e limites de Atterberg;
- f) Estocagem, secagem e destorroamento das amostras no LEC – Laboratório de Engenharia Civil – Unijuí, para posterior preparação do solo de acordo com as normas pertinentes e/ou técnicas consolidadas para cada ensaio a ser realizado.

Os locais de coleta das amostras estão mostrados nas figuras 12, 13 e 14.



Figura 12: Local de coleta - solo C



Figura 13: Local de coleta - solo D

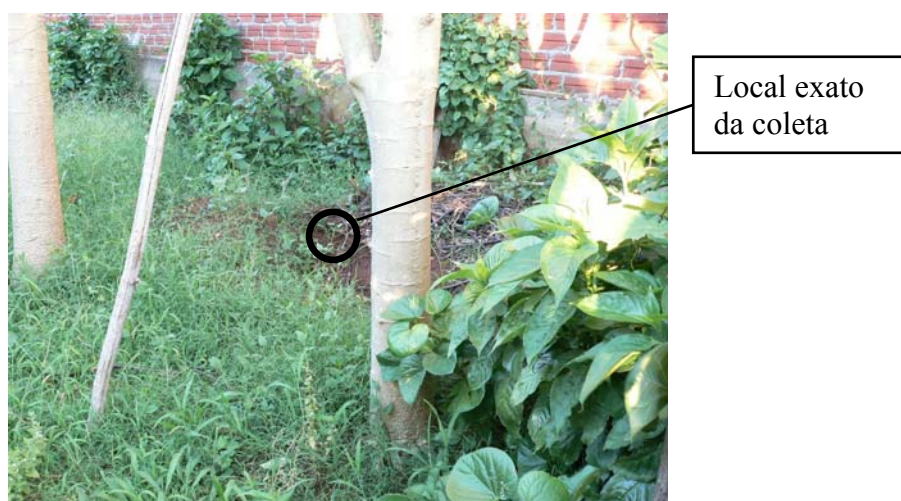


Figura 14: Local de coleta - solo E



### **3.4 PROCEDIMENTO DE ENSAIOS E DESCRIÇÃO FÍSICA**

#### **3.4.1 Ensaios de caracterização física**

Os procedimentos dos ensaios de caracterização física dos materiais utilizados neste estudo serão descritos a seguir.

##### *3.4.1.1 Granulometria*

Num solo geralmente encontram-se partículas de diversos tamanhos, tornando difícil sua identificação tátil-visual. Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica, que para solos argilosos (solo em estudo), consiste em duas fases: (a) peneiramento e (b) sedimentação (BERNARDI, 2006).

##### a) Peneiramento

No peneiramento determina-se a porcentagem do material que fica retido em cada peneira do conjunto, de forma decrescente, possibilitando ao mesmo tempo a determinação da parcela do solo que passa.

O peso do material que passa em cada peneira, é considerado como a “porcentagem que passa”, e representado graficamente (em escala logarítmica) em função da abertura da peneira. A abertura nominal da peneira é considerada como “diâmetro” das partículas. A análise por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras.

Quando há interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, emprega-se técnica da sedimentação.

## b) sedimentação

A sedimentação é baseada na Lei de Stokes, a qual diz que: a velocidade ( $v$ ) de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende da massa específica do material da esfera ( $\gamma_s$ ), da massa específica do fluido ( $\gamma_w$ ), da viscosidade do fluido ( $\mu$ ), e do diâmetro da esfera ( $D$ ), conforme a expressão:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \cdot \mu} \cdot D^2 \quad (\text{Equação 9})$$

Essa técnica consiste em colocar uma certa quantidade de solo dispersa num frasco de água (100 g de solo em um litro de água) contendo um agente antifloculante (defloculante), durante 24 horas com a finalidade de desagregar as partículas de solo, para que estas ficam em suspensão na água. Depois, a solução é agitada durante um determinado tempo, conforme especificações da NBR 7181/84, e em seguida colocada em repouso.

Dessa forma, as partículas cairão sob a ação da gravidade com velocidades uniformes, dependentes da massa e da forma das partículas. Admitindo-se que estas possuem formas esféricas, a velocidade de queda será proporcional ao quadrado do diâmetro das partículas.

Na Figura 15 mostra-se um esquema do processo de sedimentação. No lado esquerdo do frasco, observa-se os grãos com diferentes diâmetros dispersos ao longo da altura do fluido, no início do ensaio; enquanto no lado direito, pode ser visto a situação depois de decorrido um certo tempo.

Logo após ser colocada em repouso, a densidade é igual ao longo da altura do fluido e, depois de um determinado instante, começa a diminuir, em função das partículas maiores tenderem a cair mais rápido que as menores. A variação da densidade é medida com um densímetro, em intervalos de tempo pré-determinados.

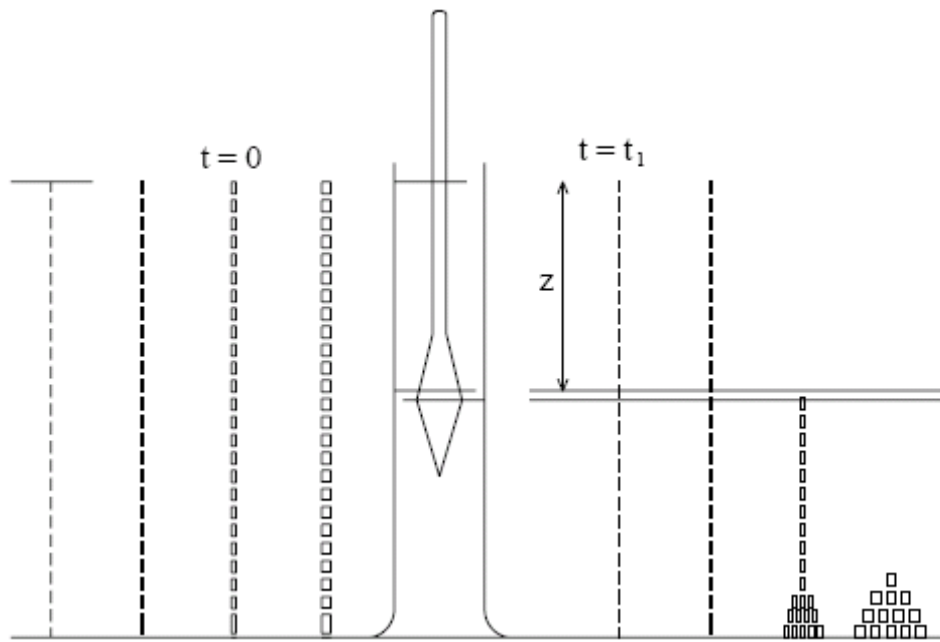


Figura 15: Esquema representativo da sedimentação  
 Fonte: Pinto (2004)

Conhecendo-se as densidades em diferentes intervalos de tempo, determina-se a porcentagem de grãos com mesmo diâmetro, através da relação entre a densidade medida e a densidade inicial.

Salienta-se que na sedimentação também é determinado um diâmetro equivalente ao de uma esfera que sedimenta com velocidade igual a da partícula de solo.

Na Figura 16 é possível visualizar os ensaios de granulometria por sedimentação, sendo realizados em laboratório.

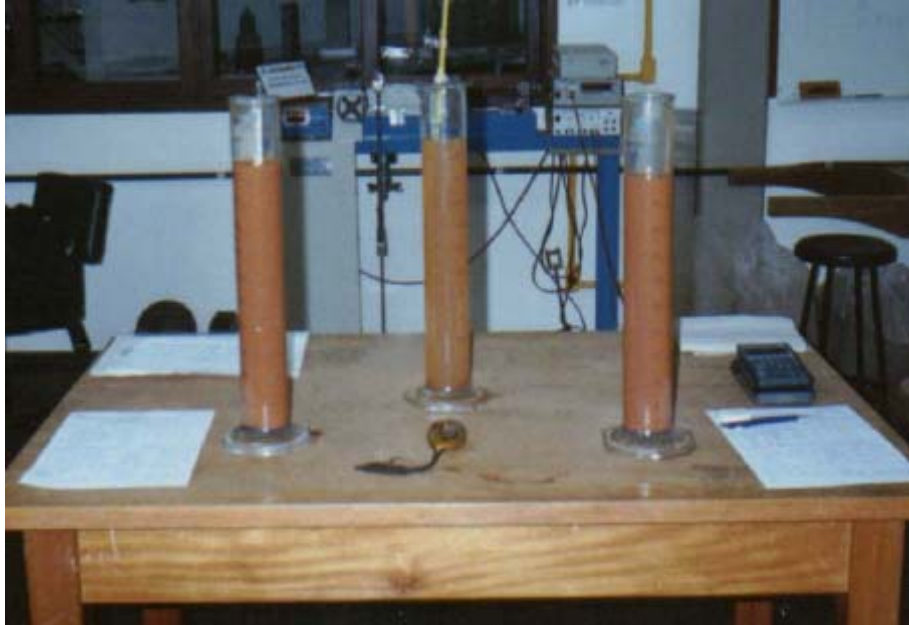


Figura 16: Ensaio de granulometria por sedimentação  
Fonte: Bernardi (2006)

#### 3.4.1.2 *Massa específica real dos grãos*

A massa específica real é uma característica que expressa a relação entre a massa e o volume das partículas sólidas. É representada pelo símbolo  $\gamma_s$ .

É determinada em laboratório com auxílio de um picnômetro com água (destilada), no interior do qual é colocada uma determinada quantidade de solo seco, determinando o volume de água deslocado do recipiente, que por sua vez expressa o volume do material. Com a massa e o volume do solo, calcula-se a massa específica real dos grãos, através da equação:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \quad \text{(Equação 10)}$$

Onde:  $\gamma_s$  - massa específica real dos grãos (kN/m<sup>3</sup>)

$P_s$  - massa de solo seco (kg)

$V_s$  - volume dos grãos do solo (m<sup>3</sup>)

Segundo Pinto (2002), a massa específica real dos solos tem pequena variação e por isso torna-se difícil a sua identificação através desta propriedade. Porém, essa característica física é necessária para o cálculo de outros índices. Geralmente os valores situam-se em torno de  $27 \text{ kN/m}^3$ , cujo número é adotado quando não se dispõe do valor específico do solo em estudo.

### *3.4.1.3 Índices de consistência ou limites de Atterberg*

Os solos argilosos quando apresentam bastante umidade, se comportam como um líquido; enquanto ao perder parte da água, ficam plásticos; tornando-se quebradiços quando estão mais secos. Os limites que determinam cada uma dessas fases de comportamento são chamados de Índices de consistência, os quais são determinados através dos ensaios de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP).

A diferença entre os dois limites (LL e LP) expressa o índice de plasticidade (IP), o qual indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico.

O procedimento de ensaio de limite de liquidez é padronizado pela ABNT. Esse ensaio consiste na técnica de determinar o teor de umidade de um solo necessário para fechar uma ranhura, com exatamente 25 golpes, na concha do aparelho de Casagrande. São realizadas diversas tentativas (no mínimo 6), cada uma com diferente teor de umidade, sempre registrando o número de golpes executados para fechar a ranhura. Interpolando esses dados, determina-se o valor de LL, correspondente aos 25 golpes.

O procedimento do ensaio de limite de plasticidade consiste em determinar o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um corpo-de-prova cilíndrico com 3 mm de espessura, rolando o solo com a palma da mão. Neste caso, também são realizadas várias tentativas, como forma de obter maior precisão nos resultados.

Conforme Caputo (1981), os solos poderão ser classificados em:

Fracamente plástico  $\rightarrow 1 < IP < 7$

Medianamente plástico  $\rightarrow 7 < IP < 15$

Altamente plástico  $\rightarrow IP > 15$

Pinto (2002) salienta que os índices de consistência demonstram a influência das partículas finas de argila no comportamento do solo. Além disso, afirma que pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa. Para determinar a atividade da fração argila de um solo, os índices de consistência (IP) devem ser comparados com a fração de argila existente. O índice de atividade (IA) de uma argila é definida pela equação:

$$IA = IP / \text{fração argila } (< 0,002 \text{ mm}) \quad (\text{Equação 11})$$

É considerada normal a argila que apresenta um valor de IA situado entre 0,75 e 1,25. Se o valor é menor que 0,75 a argila é considerada inativa e quando for maior que 1,25 considera-se ativa.

#### 3.4.1.4 *Densidade in situ*

Para a sua determinação, pesa-se a amostra de solo que foi recolhida no local de estudo, tendo-se a medida do amostrador (corpo-de-prova), seu peso e seu volume, a densidade “*in situ*” é calculada.

#### 3.4.1.5 *Umidade in situ*

Para a sua determinação, pesa-se a amostra de solo que foi recolhida no local de estudo (no seu estado natural). Após coloca-se em estufa a 105°C durante no mínimo 24h, até

a constância de peso e pesa-se novamente. Tendo o peso das duas fases, a umidade “*in situ*” é calculada através da equação:

$$h = \frac{P_h - P_s}{P_s} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:  $P_h$  – peso do solo úmido (g);

$P_s$  – peso do solo seco (g).

### 3.4.2 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no LEC (Laboratório de Engenharia Civil – Unijuí) com base nas técnicas usuais descritas por Head (1981).

A amostra de solo, depois de moldada, é colocada numa caixa de cisalhamento constituída de duas partes, conforme mostra a Figura 17. Uma das partes permanecerá fixa, enquanto que a outra é movimentada horizontalmente, submetida a uma força tangencial ( $T$ ), provocando tensões cisalhantes no solo. Durante o ensaio é mantida uma tensão normal na amostra, resultante de uma carga vertical ( $N$ ).

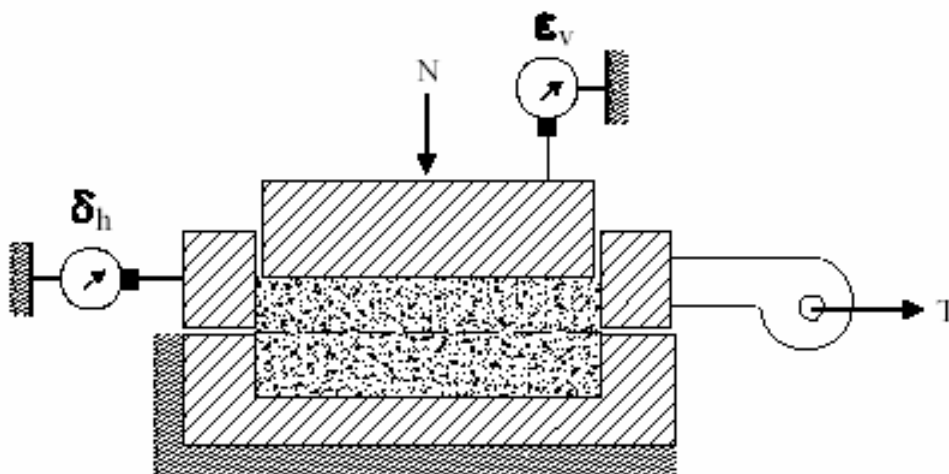


Figura 17: Esquema do ensaio de cisalhamento direto

Fonte: Adaptada de MACHADO (2004)

Quando o corpo-de-prova é colocado na caixa de cisalhamento, deve-se usar pedra porosa na sua face superior e inferior, permitindo a drenagem do material durante o ensaio.

Na Figura 18 podem ser observados os acessórios do equipamento de cisalhamento direto.

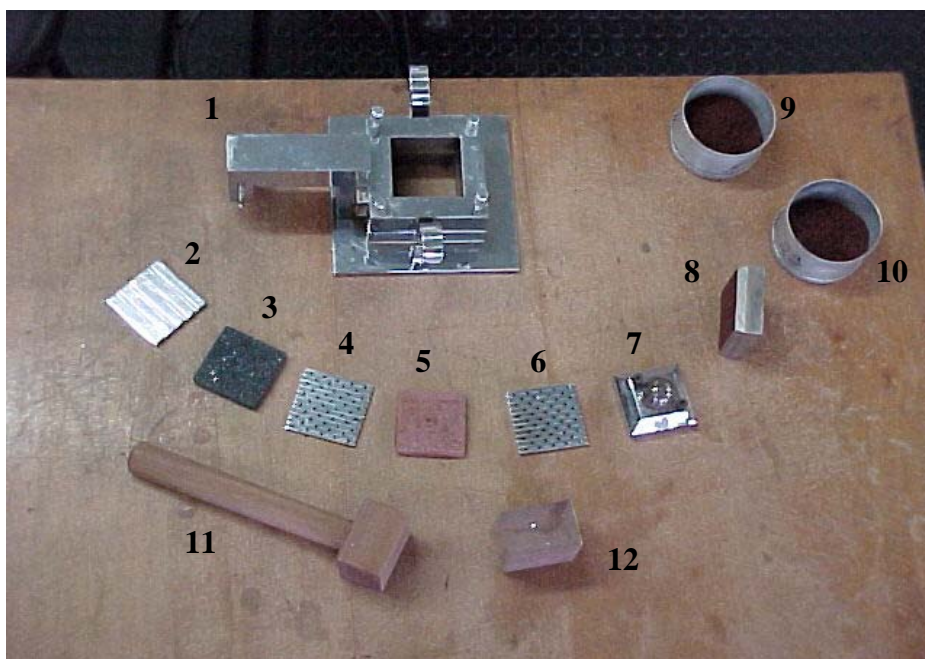
A seqüência de montagem da amostra na célula de cisalhamento direto é descrita abaixo, considerando os acessórios da Figura 18:

- 1° Colocar o fundo metálico removível (2) na célula bipartida (1);
- 2° Sobre o fundo metálico colocar a placa metálica perfurada (4);
- 3° Sobrepor a pedra porosa (3);
- 4° Colocar papel filtro para não aderir o solo na pedra porosa;
- 5° Extrair a amostra do vazador (8) com a ajuda do martelo de madeira (11) e colocar sobre o papel filtro;
- 6° Sobrepor outra pedra porosa (5);
- 7° Inserir outra placa metálica perfurada (6);
- 8° Por fim, acoplar a tampa de compressão com a esfera de aço (7).

Durante a realização do ensaio, cada corpo-de-prova é submetido a uma tensão normal constante (30, 60, 100 e 200 kPa), com o objetivo de determinar alguns pares de tensões (cisalhante x normal) na ruptura da amostra.

O ensaio permite três leituras: deslocamento horizontal ( $\delta_h$ ), força cisalhante (T) e deformação vertical ( $\epsilon_v$ ), a qual fornece a variação de volume (deformação volumétrica) do corpo-de-prova. Na Figura 19 é mostrado o equipamento de cisalhamento direto preparado para ensaio.





- 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 equipamento de cisalhamento direto  
 Fonte: Bonafé (2004)



Figura 19: Equipamento de cisalhamento direto  
 Fonte: Bonafé (2004)

## **4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

No presente capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos na pesquisa bibliográfica, nos relatórios de Sondagens tipo SPT bem como nos ensaios realizados para classificação e caracterização das amostras de solo e, em especial, dos ensaios de cisalhamento direto, limites de Atterberg, umidade e densidade “*in situ*”, objetivando determinar os parâmetros geotécnicos e a caracterização geológica do solo em estudo para aplicação em estudos de fundações.

### **4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA LOCAL**

A caracterização geológica dos solos refere-se às investigações do solo em estudo, a fim de determinar o tipo de solo, sua composição e sua estrutura.

#### **4.1.1 Localização do Município de Ijuí no contexto geomorfológico**

Segundo Schwabe (1987), o Município de Ijuí está incluído na Região Sul, na zona de capeamento BASALTO-ARENÍTICO do Planalto Meridional.

#### **4.1.2 Características geológicas e geomorfológicas do planalto meridional**

Schwabe (1987) diz que a o planalto meridional surgiu de uma vasta massa de lavas basálticas, conhecidas como “*trapp*”, dando uma certa característica ao sul do Brasil.

A partir dos grandes derrames eruptivos da era mesozóica, originou-se o basalto, principal elemento que compõe o solo da área em estudo. Estas sucessões de derrames deram origem a uma série de pseudo camadas, que trabalhadas pela erosão diferencial nas encostas, fizeram surgir uma topografia em escada (SCHWABE, 1987).

Para Rambo (1956), estes derrames foram a última transformação geológica do sul do Brasil.

O planalto de lavas basálticas triássicas apresenta nesta região uma série de dissecamentos primários, em forma de coxilhas suaves e onduladas, sendo a drenagem de tipo regular condicionada. Conforme o maior encaixamento da drenagem, há um maior dissecamento deste planalto, aparecendo, então, terrenos fortemente ondulados. Esta área foi denominada pelo levantamento geomorfológico, como platô dissecado transicional (INCRA, Vol 2).

Segundo Schwabe (1987), quanto ao material geológico da superfície, este apresenta solos férteis com elevado teor de bases permutáveis, principalmente cálcio e magnésio.

O solo em estudo é formado, em sua maioria (cerca de 90%), por rochas efusivas básicas, principalmente basalto (SCHWABE, 1987).

É importante salientar neste trabalho, o estudo realizado por Gehling, Roisenberg & Dias (1981), visando à caracterização geotécnica dos solos no planalto meridional do RS, em especial na região de Passo Fundo (28°-29° sul e 52°-53° oeste de Greenwich), abrangendo uma área de 10.000 km<sup>2</sup>.

A referida área estudada caracteriza-se pela ocorrência de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e uma camada sedimentar sobreposta, pertencente à Formação Tupanciretã.

Os solos da Formação Tupanciretã apresentam grande fração de areia e possuem boa drenagem, propiciando a formação de voçorocas (solos erodíveis). Já os solos residuais de basalto apresentam textura argilosa de cor vermelha escura, com uma drenagem bem desenvolvida.

Na Figura 20 é apresentado um mapa delimitando as províncias geomorfológicas com destaque para a Formação Serra Geral. Também é localizada a região de coleta das amostras de solo residual de basalto.

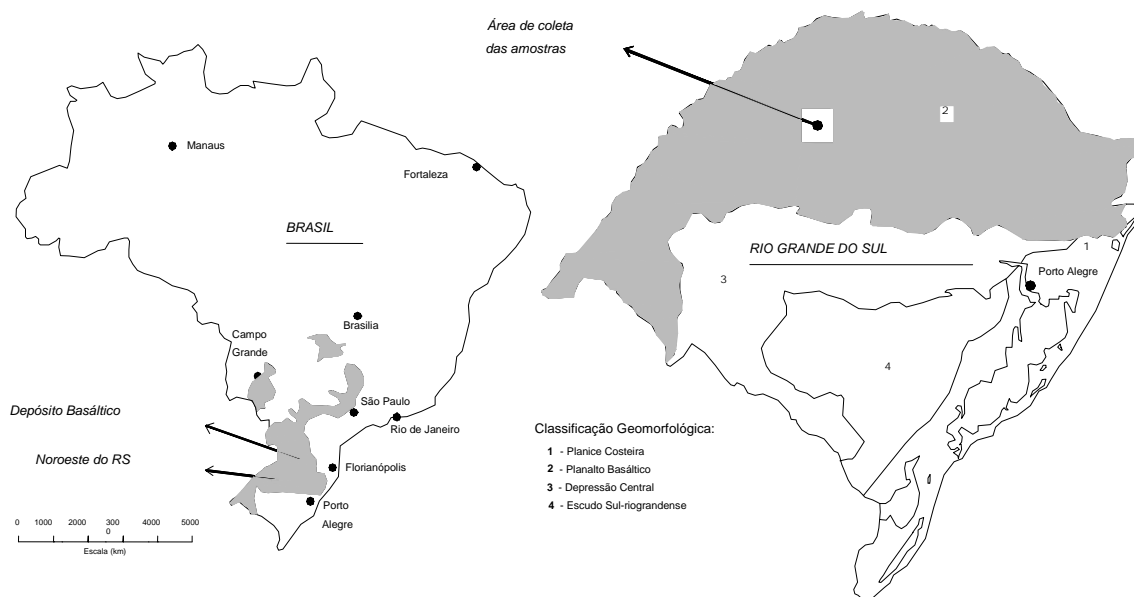


Figura 20: Localização do depósito basáltico no Brasil e no RS  
Fonte: Adaptada de Specht (2004)

### 4.1.3 Estrutura e morfologia

A região onde se assenta o Município de Ijuí teve suas camadas estruturadas depois dos derrames eruptivos do período mezozóico, o que deu origem ao relevo com grandes formações de rochas de basalto, evidenciado pelo solo vermelho e roxo, característico da decomposição destas rochas (SCHWABE, 1987).

Devido ao diaclasamento, estrutura e baixo conteúdo de minerais resistentes, o solo de basalto do Município de Ijuí foi fortemente intemperizado, resultando na maior parte da área, solos profundos, de coloração vermelha escura, com elevada porcentagem de argila e pequena quantidade de areia (SCHWABE, 1987).

#### 4.1.3.1 *Relevo*

A região onde se situa o Município de Ijuí, apresenta um relevo mais suavizado que o restante do planalto meridional. De maneira geral, a maior parte da área é caracterizada por um conjunto de elevações arredondadas, que deixam entre si depressões em forma de U aberto, com faces convexas e que formam uma rede de drenagem natural (SCHWABE, 1987).

#### 4.1.3.2 *Perfil do solo*

Segundo Schwabe (1987), no Município de Ijuí os perfis são homogêneos, havendo pouca diferenciação entre os horizontes, sendo que apresentam as seguintes características morfológicas principais:

- **Horizonte A:** espesso (varia de 30 a 60 cm aproximadamente), de coloração avermelhada escura, argiloso (mais de 60% de argila), com estrutura desenvolvida granular ou em blocos subangulares, poroso, friável, ligeiramente plástico e pegajoso.
- **Horizonte B:** muito espesso (mais de 200 cm), de coloração vermelha escura, argiloso (com mais de 75% de argila), estruturado normalmente, fraco em blocos subangulares, poroso, friável, ligeiramente plástico e pegajoso quando a amostra for muito trabalhada.
- **Horizonte C:** a mais de 200 cm de profundidade, é espesso e composto por basalto intemperizado, possuindo teor de silte.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

A caracterização geotécnica de campo consiste na identificação do perfil estratigráfico do solo, localização do nível de água (havendo), lembrando que o valor do nível de água pode variar em função do regime de chuvas ou de influências externas como ruptura de

canalizações ou presença de sumidouros; e o número de  $N_{SPT}$ , através de sondagens tipo SPT. Na Figura 21 têm-se os locais onde foram feitos os testes de sondagens. Os perfis analisados encontram-se no Anexo 1.

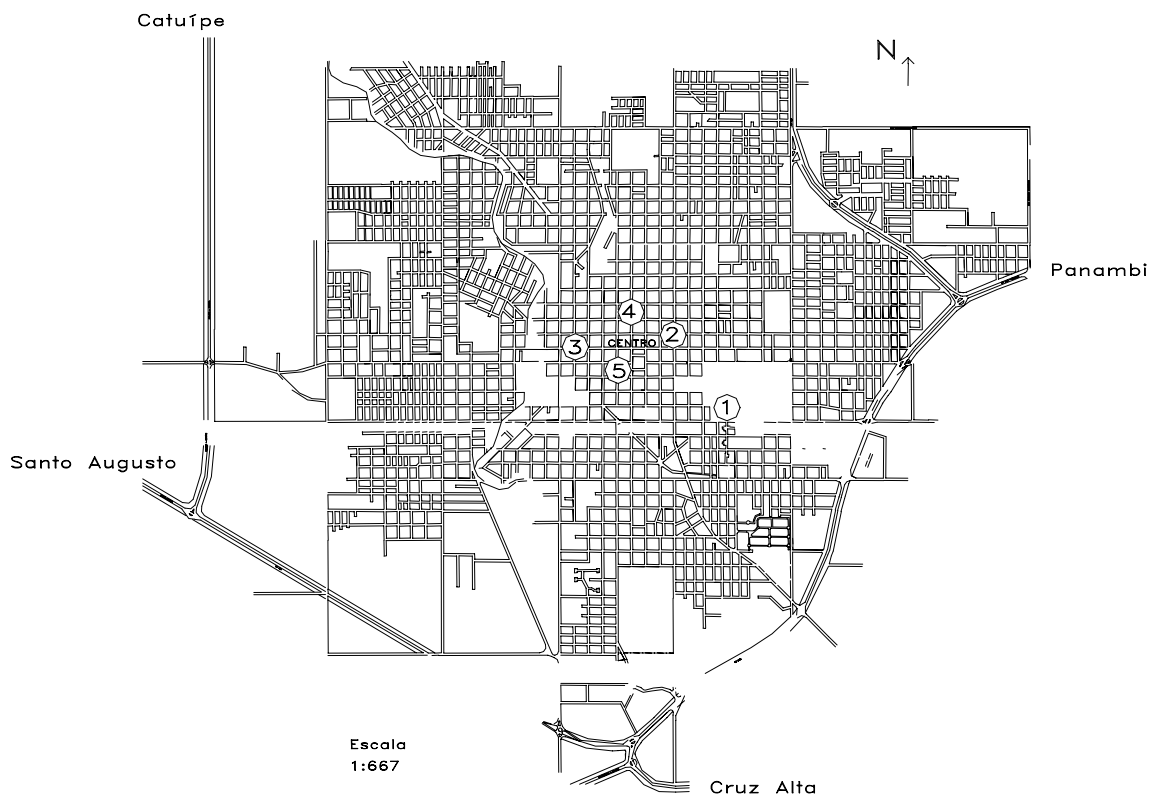


Figura 21: Planta da área urbana do Município de Ijuí

#### 4.2.1 SPT local 1: Rua São Paulo

Foram executados 6 furos de sondagem (SP 1 ao SP 6). O gráfico desta sondagem está representado na Figura 22.

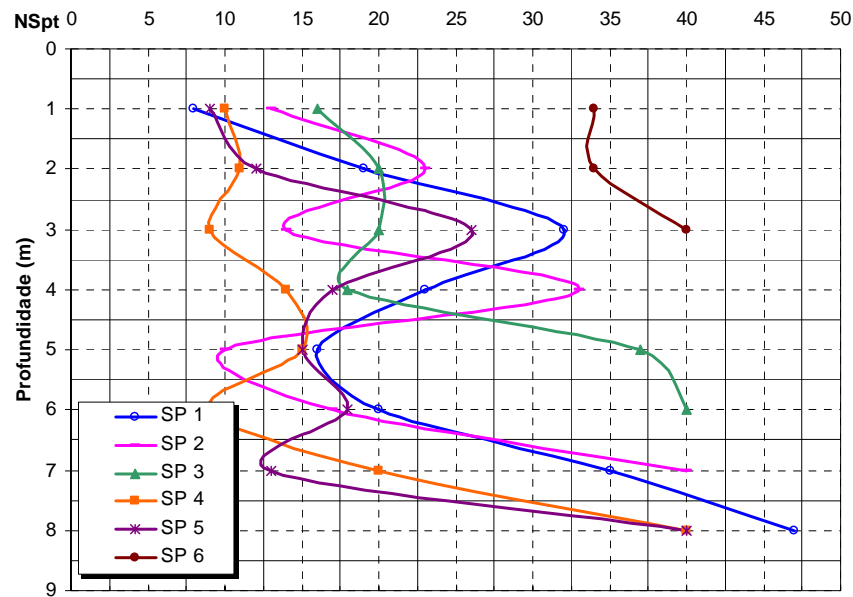


Figura 22: Gráfico resultante profundidade x Nspt

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 1:

- Até 2,80 m: argila siltosa, vermelha escura a variegada, presença de grânulos (2 a 4 mm) de basalto, consistência mole a rija;
- De 2,80 m até 8,50 m: argila siltosa, cinza a vermelho escuro, presença de seixos (10 a 30 mm) de basalto, consistência rija a dura;
- De 8,50 m até 9,50 m: rocha vulcânica alterada, cinza claro, cristalina, consistência dura;
- 9,50: impenetrável à percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A) nas primeiras 24 horas.

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 2:

- Até 1,80 m: argila siltosa, vermelha, presença de seixos (10 a 25 mm) de basalto, consistência muito mole a rija;
- De 1,80 m até 6,30 m: argila siltosa alterada, vermelho escuro a roxo, consistência média a dura;

- De 6,30 m até 9,07 m: rocha vulcânica alterada, cinza claro, cristalina, consistência dura;
- 9,07 m: impenetrável à percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 3:

- Até 0,60 m: argila arenosa, com fragmentos de rocha, orgânica marrom escura, compacta;
- De 0,60 m até 5,30 m: argila siltosa, vermelho a cinza escura, consistência rija a dura;
- De 5,30 m até 5,80 m: rocha vulcânica alterada, cinza escura, cristalina, consistência dura;
- 5,80 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A) nas primeiras 24 horas.

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 4:

- Até 0,40 m: argila siltosa, com fragmentos de argamassa, vermelha escura a variegada, consistência média;
- De 0,40 m até 7,15 m: argila siltosa, vermelho escuro, resquícios de rocha basáltica bastante alterada, consistência média a rija;
- De 7,15 m até 9,04 m: rocha vulcânica alterada, cinza escura, cristalina, consistência dura;
- 9,04 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 5:

- Até 1,70 m: argila siltosa, vermelha escura, consistência muito mole a média;
- De 1,70 m até 7,70 m: argila siltosa, vermelho escura, resquício de rocha basáltica bastante alterada, consistência rija a dura;



- De 7,70 m até 8,90 m: rocha vulcânica alterada, cinza claro, cristalina, consistência dura;
- 8,90 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 6:

- Até 0,80 m: argila siltosa, com fragmentos de rocha, orgânica, marrom escura, consistência média;
- De 0,80 m até 3,40 m: rocha vulcânica alterada, cinza claro, cristalina, consistência dura;
- 3,40 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

#### 4.2.2 SPT local 2: Rua 13 de maio

Foram executados 3 furos de sondagem (SP 1 ao SP 3). O gráfico desta sondagem está representado na Figura 23.

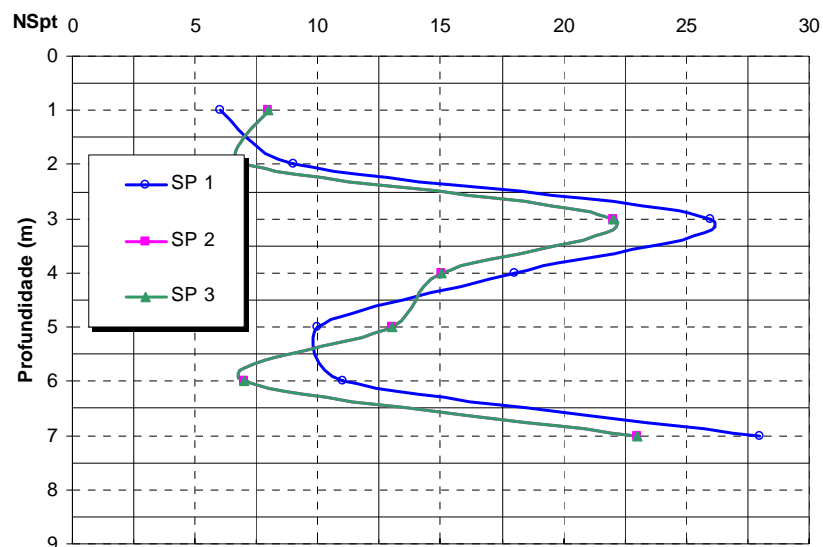


Figura 23: Gráfico resultante profundidade x Nspt

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 1:

- Até 1,80 m: silte pouco argiloso, vermelho, pouco compacto;
- De 1,80 m até 3,60 m: silte pouco argiloso, amarelo, medianamente compacto.
- De 3,60 m até 7,15 m: silte pouco argiloso com fragmentos cor amarelo variado, consistência compacta;
- 7,15 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 2:

- Até 2,00 m: silte pouco argiloso, vermelho, pouco compacto;
- De 2,00 m até 7,45 m: silte pouco argiloso, com fragmentos cor amarela, consistência compacta;
- 7,45 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 3:

- Até 2,00 m: silte pouco argiloso, vermelho, pouco compacto;
- De 2,00 m até 7,45 m: silte pouco argiloso, com fragmentos cor amarela, consistência compacta;
- 7,45 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

### **4.2.3 SPT local 3: Rua Floriano Peixoto**

Foram executados 3 furos de sondagem (SP 1 ao SP 3). O gráfico desta sondagem está representado na Figura 24.

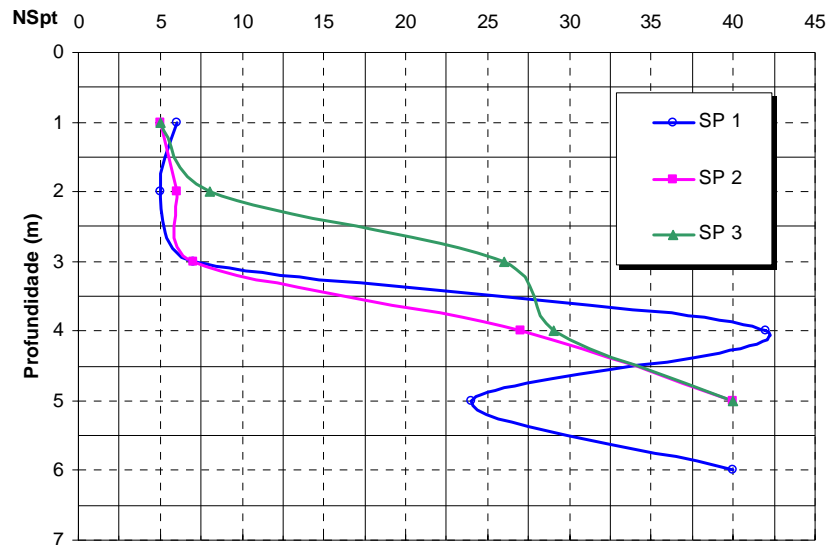


Figura 24: Gráfico resultante profundidade x Nspt

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 1:

- Até 2,40 m: argila siltosa, vermelho escura, consistência mole a média.
- De 2,40 m até 6,20 m: rocha vulcânica alterada, vermelho escuro a cinza claro, pouco cristalina, consistência média a dura;
- 6,20 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A) nas primeiras 24 horas.

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 2:

- Até 1,70 m: argila siltosa, vermelho escura, consistência mole;
- De 1,70 m até 5,88 m: rocha vulcânica alterada, vermelho escuro a cinza claro, pouco cristalina, consistência média a dura;
- 5,88 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A) nas primeiras 24 horas.

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 3:

- Até 2,30 m: argila siltosa, vermelho escura, pouco orgânica, consistência mole a média.
- De 2,30 m até 5,70 m: rocha vulcânica alterada, cinza amarelado, pouco cristalina, consistência média a dura;
- 5,70 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A) nas primeiras 24 horas.

#### 4.2.4 SPT local 4: Rua Benjamin Constant

Foram executados 3 furos de sondagem (SP 1 ao SP 3). O gráfico desta sondagem está representado na Figura 25.

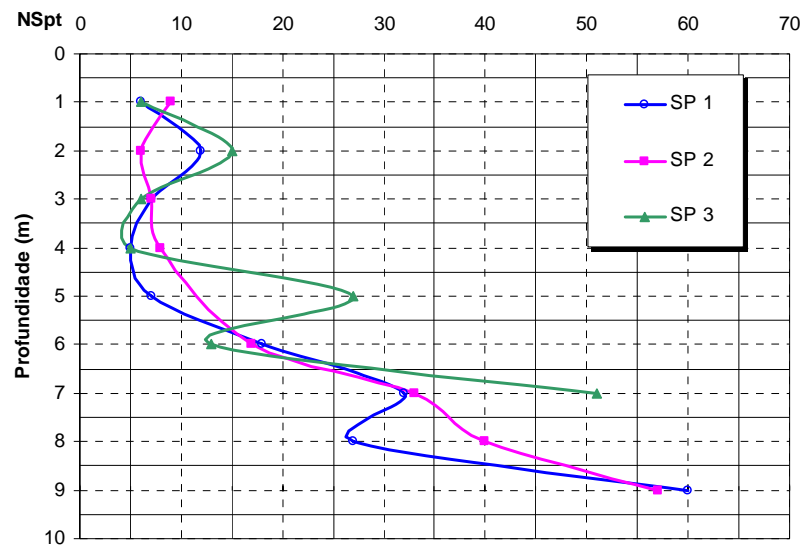


Figura 25: Gráfico resultante profundidade x Nspt

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 1:

- Até 6,50 m: argila com areia média, vermelha, consistência média a rija;
- De 6,50 m até 9,75 m: alteração de rocha com granulação fina, cor variegada, de compacta a muito compacta;
- 9,75 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 2:

- Até 3,70 m: argila com areia média, vermelha, consistência mole a média;
- De 3,70 m até 8,70 m: alteração de rocha com granulação fina, cor variegada, de pouco a muito compacta;
- 8,70 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 3:

- Até 3,80 m: argila com areia fina e média, vermelha, consistência mole a média;
- De 3,80 m até 8,00 m: alteração de rocha com granulação fina, cor variegada, de compacta a muito compacta;
- 8,00 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

#### **4.2.5 SPT local 5: Rua 7 de setembro**

Foram executados 3 furos de sondagem (SP 1 ao SP 3). O gráfico desta sondagem está representado na Figura 26.

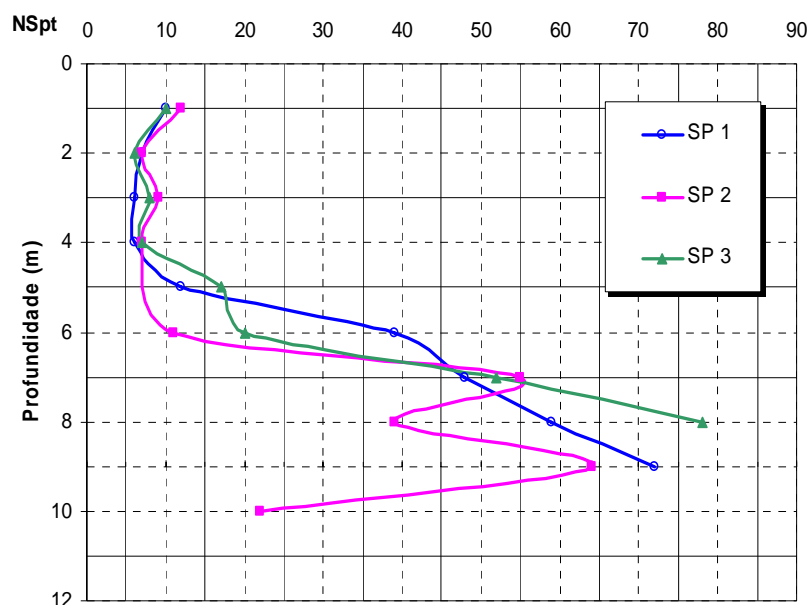


Figura 26: Gráfico resultante profundidade x Nspt

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 1:

- Até 4,10 m: argila com areia média, vermelha, consistência média a rija;
- De 4,10 m até 9,15 m: alteração de rocha com granulação média, cor variegada, de média a muito compacta;
- 9,15 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado Nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 2:

- Até 5,70 m: argila com areia média, vermelha, consistência rija;
- De 5,70 m até 9,20 m: alteração de rocha com granulação média, cor variegada, muito compacta;
- 9,20 m: impenetrável a percussão.

Não foi constatado nível d'água (N/A).

Perfil individual de sondagem à percussão – SP 3:

- Até 4,30 m: argila com areia média, vermelha, consistência média a rija;
  - De 4,30 m até 8,30 m: alteração de rocha com granulação média, cor variegada, consistência de média a muito compacta;
  - De 8,30 m até 9,30 m: basalto, muito fraturado, muito alterado, cor cinza;
  - De 9,30 m até 11,30 m: basalto, extremamente fraturado, medianamente alterado, cor cinza;
  - 12,30 m: impenetrável a percussão.
- Não foi constatado nível d'água (N/A).

### **4.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS EM LABORATÓRIO**

Segundo Bernardi (2006), a caracterização física dos solos consiste na determinação e identificação das propriedades das partículas que constituem o material. Para tanto, foram empregados três tipos de ensaios: granulometria, índices de consistência e massa específica real dos grãos.

#### **4.3.1 Análise granulométrica**

Conforme já detalhado no item 3 - Metodologia, as cinco amostras de solos desta pesquisa foram identificadas da seguinte forma: Solo A, Solo B, Solo C, Solo D e Solo E. A caracterização física dos Solos A e B foram realizadas por Viécili (2003), enquanto os demais solos foram caracterizados nesta pesquisa.

Os resultados obtidos nos ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação) dos solos estudados são apresentados na Tabela 1. As planilhas contendo os dados coletados em laboratório são apresentadas no Anexo 2.

Tabela 1: Diâmetro dos grãos (mm) x porcentagem passante

% de material passante dos solos nas peneiras									
Solo-A*		Solo-B*		Solo-C		Solo-D		Solo-E	
# (mm)	% passante	# (mm)	% passante	# (mm)	% passante	# (mm)	% passante	# (mm)	% passante
25,4	100,00	25	100,00	25	100,00	25	100,00	25	100,00
19,1	100,00	19	100,00	19	100,00	19	100,00	19	100,00
12,7	100,00	12,5	100,00	12,5	100,00	12,5	100,00	12,5	100,00
9,5	100,00	9,5	100,00	9,5	100,00	9,5	100,00	9,5	100,00
4,76	100,00	4,8	100,00	4,8	100,00	4,8	100,00	4,8	99,83
2,0	99,77	2,0	100,00	2,0	99,85	2,0	99,91	2,0	99,53
1,19	99,58	0,84	99,57	0,84	99,85	0,84	99,91	0,84	99,53
0,59	99,21	0,42	99,37	0,42	99,32	0,42	99,48	0,42	98,17
0,42	98,89	0,25	99,20	0,25	98,99	0,25	99,17	0,25	97,07
0,297	96,16	0,15	97,92	0,15	98,29	0,15	98,53	0,3	95,76
0,149	95,69	0,075	96,20	0,105	95,42	0,105	97,22	0,105	91,04
0,074	95,07	0,0637	93,75	0,075	86,63	0,075	95,95	0,075	86,65
0,064	94,97	0,045	93,75	0,0616	82,68	0,0585	91,39	0,0585	88,27
0,0452	94,72	0,0319	92,59	0,0439	80,49	0,0416	90,31	0,0417	85,97
0,032	94,48	0,0216	91,42	0,0313	78,31	0,0295	89,24	0,0295	85,97
0,0216	93,74	0,0154	89,10	0,0215	73,94	0,0199	89,24	0,0202	81,37
0,0155	88,82	0,0114	85,68	0,0153	71,87	0,0141	88,16	0,0147	72,16
0,0115	87,39	0,0081	83,39	0,0113	67,50	0,0104	86,00	0,0109	69,82
0,0082	84,93	0,0057	82,25	0,0081	63,13	0,0073	82,67	0,0078	65,14
0,0058	82,47	0,0041	79,00	0,0058	61,14	0,0052	82,67	0,0055	62,96
0,0042	81,04	0,0029	77,97	0,0041	59,15	0,0037	80,73	0,004	58,47
0,003	77,18	0,0021	76,30	0,0029	54,78	0,0026	79,83	0,0028	56,05
0,0021	73,66	0,0013	72,04	0,0021	53,91	0,0019	79,24	0,0021	51,84
0,0013	72,38			0,0012	51,53	0,0011	75,34	0,0012	46,64

Nota: \* Obtido em Vecilli (2003)

As curvas granulométricas das cinco amostras de solo em estudo, obtidas a partir dos dados da tabela acima são apresentados na Figura 27.

Verifica-se que o Solo A é composto por 85,0% de argila (< 0,005 mm), 10,0% de silte (0,005 – 0,074 mm) e 0,88% de areia (0,074 – 4,8 mm), não possuindo fração de pedregulho.

Verifica-se que o Solo B é composto por 82,25% de argila (< 0,005 mm), 11,5% de silte (0,005 – 0,074 mm) e 6,25% de areia (0,074 – 4,8 mm), não possuindo fração de pedregulho.



Verifica-se que o Solo C é composto por 61,14% de argila ( $< 0,005$  mm), 21,54% de silte ( $0,005 - 0,074$  mm) e 1,01% de areia ( $0,074 - 4,8$  mm), não possuindo fração de pedregulho.

Verifica-se que o Solo D é composto por 82,67% de argila ( $< 0,005$  mm), 8,72% de silte ( $0,005 - 0,074$  mm) e 8,61% de areia ( $0,074 - 4,8$  mm), não possuindo fração de pedregulho.

Por fim, verifica-se que o Solo E é composto por 61,14% de argila ( $< 0,005$  mm), 25,31% de silte ( $0,005 - 0,074$  mm), 11,56% de areia ( $0,074 - 4,8$  mm) e 0,17% de pedregulho ( $> 4,8$  mm).

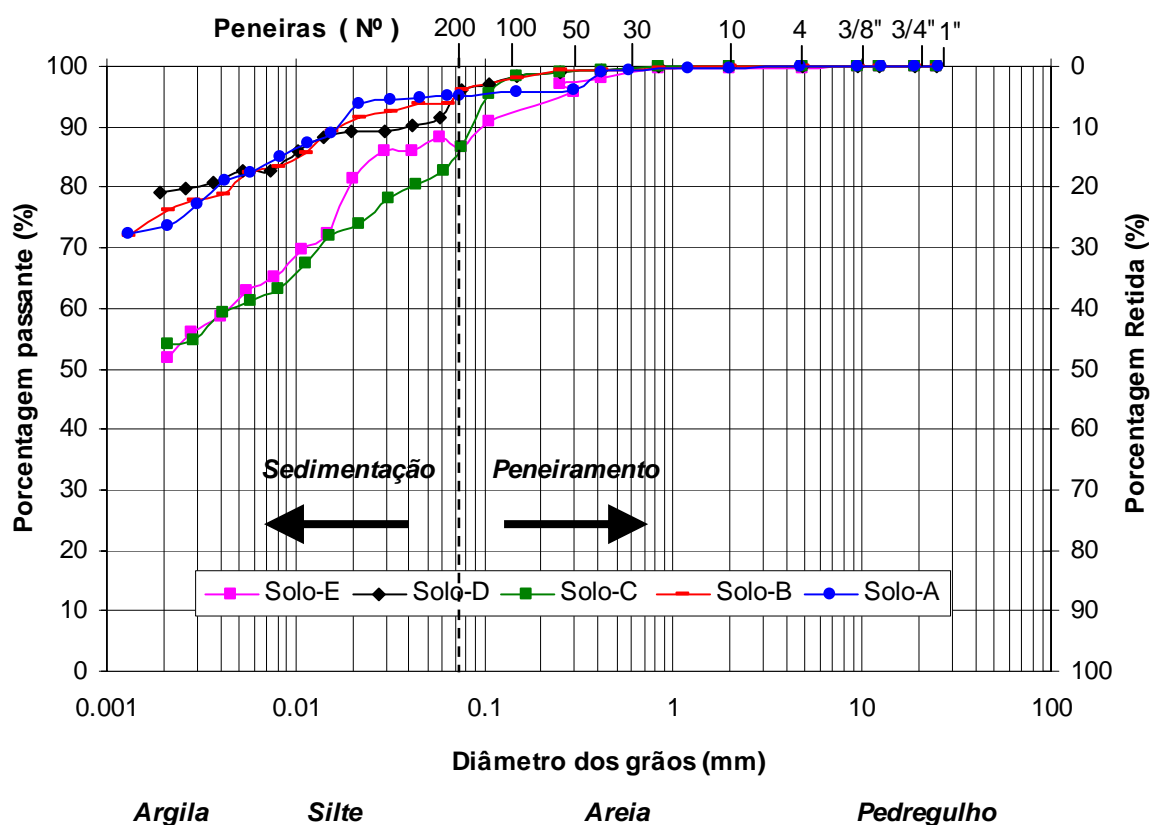


Figura 27: Curvas granulométricas dos solos

Na Tabela 2 é apresentado um resumo da análise granulométrica do solo em estudo, contendo as porcentagens das frações constituintes de cada amostra de solo, obtidas a partir da

Figura 27. Pode se observar que o solo praticamente não possui pedregulho e que existe uma predominância de argila em torno de 74,44 % em média.

Tabela 2: Resumo da análise granulométrica

<i>Amostra</i>	<i>Pedregulho (%)</i>	<i>Areia (%)</i>	<i>Silte (%)</i>	<i>Argila (%)</i>
Solo A*	0,00	0,88	10,00	85,00
Solo B*	0,00	6,25	11,50	82,25
Solo C	0,00	1,01	21,54	61,14
Solo D	0,00	8,61	8,72	82,67
Solo E	0,17	11,56	25,31	61,14

Nota: \* Obtido em Viecilli (2003)

#### 4.3.2 Índices de consistência

Do ponto de vista da Engenharia, os solos não podem ser caracterizados apenas com a distribuição granulométrica, mas também em função da fração fina constituinte de cada solo, tendo grande importância no comportamento do material. Partículas muito pequenas apresentam grandes superfícies específicas e por isso apresentam comportamento diferenciado, quando comparados com partículas maiores, perante a presença de água.

Buscando identificar a influência das partículas argilosas dos solos, a Engenharia passou a empregar os ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg, adaptados por Arthur Casagrande (BERNARDI, 2006).

Os índices de consistência, também chamados “limites de Atterberg”, dos cinco solos amostrados são apresentados na Tabela 3. As planilhas com os dados obtidos em laboratório são apresentados no Anexo 3.

Visando analisar os resultados sob a ótica estatística, calculou-se: a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores obtidos em cada solo.

Tabela 3: Índices de consistência das amostras de solo

<i>Amostra</i>	<i>Limite de liquidez LL (%)</i>	<i>Limite de plasticidade LP (%)</i>	<i>Índice de plasticidade</i>
Solo A*	59,00	47,03	11,97
Solo B*	81,00	60,37	20,63
Solo C	75,00	43,15	31,85
Solo D	61,00	46,63	14,37
Solo E	56,60	24,79	31,81
Média	66,52	44,39	22,13
Desvio Padrão	10,71	7,59	8,88
Média + desv.Padrão	77,23	51,98	31,01
Média – desv. Padrão	55,81	36,81	13,24
Coef. de variação(%)	16,10	17,09	40,14

Nota: \* Obtido em Viecilli (2003)

Os índices da Tabela 3 são ilustrados graficamente na Figura 28, onde pode ser observada a variação dos resultados de limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade das cinco amostras de solo.

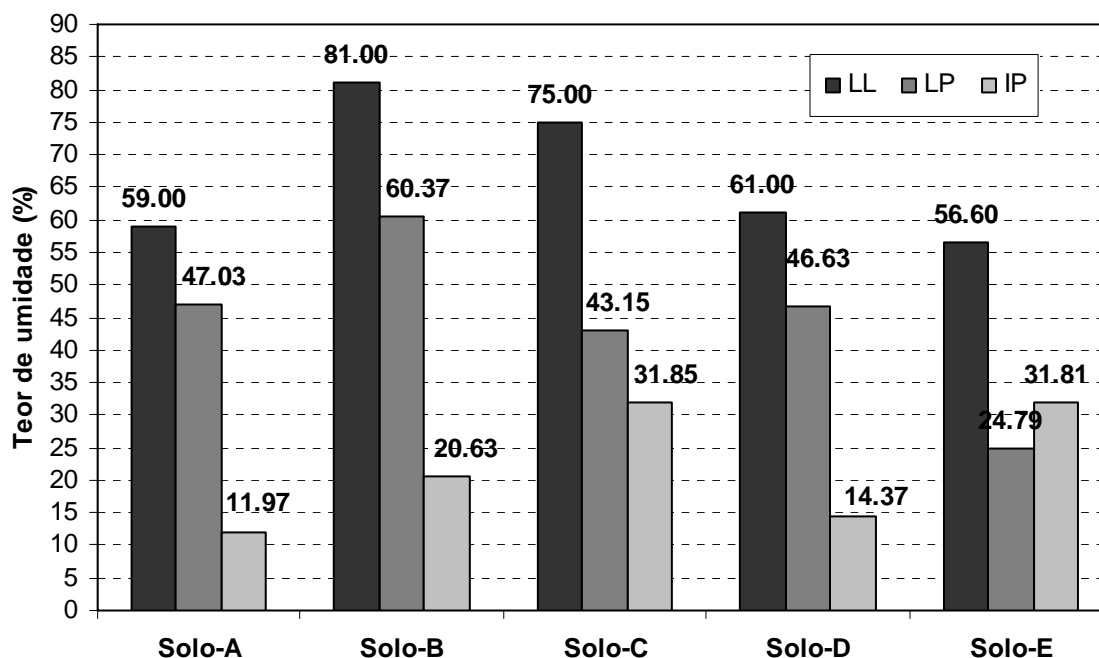


Figura 28: Índices de consistência dos solos

Pinto (2002) apresenta resultados típicos de alguns solos brasileiros, entre eles o solo residual de basalto, que possui LL entre 45 – 70 % e IP entre 20 – 30 %.

Na Tabela 3, pode-se observar que os valores de LL dos cinco solos encontram-se entre 55,81 – 77,23% , sendo que dois solos (B e C) estudados passam dos 70 % considerados como típicos do solo residual de basalto, isto devido ao valor alto encontrado no coeficiente de variação. Nota-se que há grande variação nos resultados para os diferentes locais coletados, sendo que o Solo E foi o único que o IP foi maior que o LP.

Na Tabela 4 são apresentados os valores do Índice de Atividade (IA) dos solos estudados.

Tabela 4: Índices de atividades dos solos

<i>Amostra</i>	<i>Índice de atividade</i>
Solo A*	0,14
Solo B*	0,25
Solo C	0,52
Solo D	0,17
Solo E	0,52

Nota: \* Obtido em Viecilli (2003)

Considerando os valores de índice de atividade das argilas adotados por Pinto (2002), apresentados no item 3.4.1 – Ensaio de caracterização física, observa-se que os resultados das cinco amostras de solo apresentados na Tabela 4, são inferiores a 0,75. Portanto, são consideradas argilas inativas.

#### **4.3.3 Massa específica real dos grãos**

A massa específica real dos grãos, também chamada de “massa específica dos sólidos (ou dos grãos)” é uma característica que expressa a relação entre a massa das partículas sólidas e o seu volume.

Os resultados obtidos dos ensaios de massa específica real dos solos estudados são dispostos na Tabela 5.

Tabela 5: Massa específica real dos grãos dos solos estudados

<i>Amostra</i>	<i>Massa específica real (kN/m<sup>3</sup>)</i>
Solo A*	28,52
Solo B*	29,04
Solo C	27,65
Solo D	28,11
Solo E	28,63
Média	28,39
Desvio padrão	0,58
Média + desvio padrão	28,97
Média – desvio padrão	27,81
Coefficiente de variação(%)	2,06

Nota: \*Obtido em Vecilli (2003)

Pode-se observar na tabela acima que os valores de massa específica real encontrados para os quatro solos possuem uma variação pequena, expressa pelo baixo coeficiente de variação encontrado (2,06 %). A média das massas específicas reais é de 28,39 kN/m<sup>3</sup>, demonstrando que os valores das cinco amostras são muito próximos. Sendo assim, quando utilizado para cálculo e dimensionamento de anteprojetos de obras de terra, o valor de massa específica real pode ser adotado entre 27,81 – 28,97 kN/m<sup>3</sup>.

Os resultados apresentados na Tabela 5, são ilustrados graficamente na Figura 29, enquanto que os dados obtidos em laboratório são apresentados nas planilhas do Anexo 4.

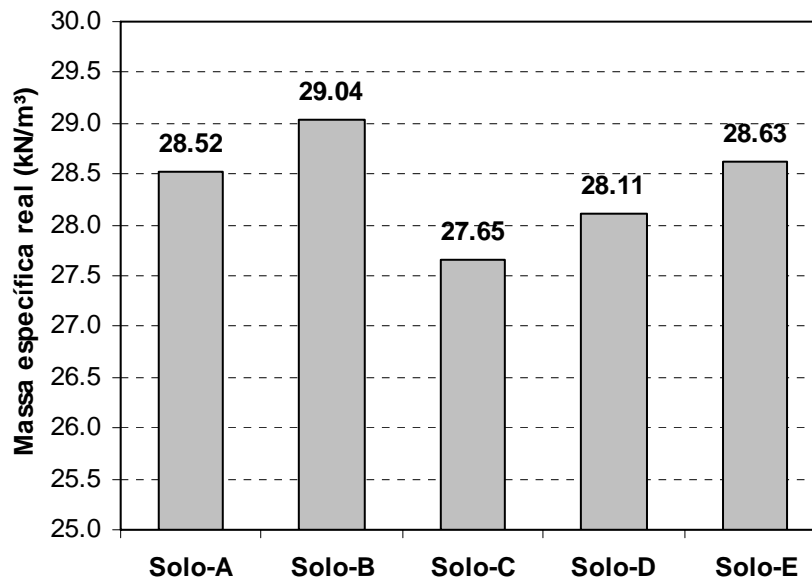


Figura 29: Massa específica real dos grãos dos solos estudados

#### 4.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de um solo é resultante da soma de duas parcelas obtidas a partir dos seguintes parâmetros: ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e coesão ( $c'$ ) (BERNARDI, 2006).

Neste estudo, os valores de  $\phi'$  e  $c'$  foram determinados por meio de ensaios de cisalhamento direto, descritos no item 3.4.2 – Ensaio de cisalhamento direto. Os ensaios estavam em condições inundadas e realizados na velocidade de 0,03 mm/minutos.

Vale ressaltar que os ensaios de cisalhamento direto com os Solos A e B foram realizados por Viecili (2003), porém os resultados foram demonstrados neste relatório para fins de comparação com os demais (Solos B, C, D e E).

Nos próximos itens são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto com os cinco solos estudados, nas diferentes tensões normais ( $\sigma$ ) aplicadas em cada amostra (30, 60, 100 e 200 kPa). Também são apresentadas a análise e sistematização dos resultados, com a finalidade de traçar as envoltórias de resistência dos

solos. Com o traçado das envoltórias determinou-se o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e a coesão ( $c'$ ) de cada solo. As planilhas contendo os dados obtidos no laboratório são mostradas no Anexo 5.

#### 4.4.1 Tensão normal de 30 kPa

A Figura 30 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante durante o ensaio das cinco amostras de solo, submetidas à tensão normal efetiva de 30 kPa. A Figura 30 (b) apresenta a deformação volumétrica das amostras.

Na Figura 30 (a) observa-se que o traçado do gráfico é típico do comportamento dos solos argilosos (PINTO, 2002). Existe pequena semelhança entre os solos C e D. Já na Figura 30 (b) observa-se que todos os solos tiveram comportamento compressivo, ou seja, redução no seu volume, embora apresentando grande variação entre si.

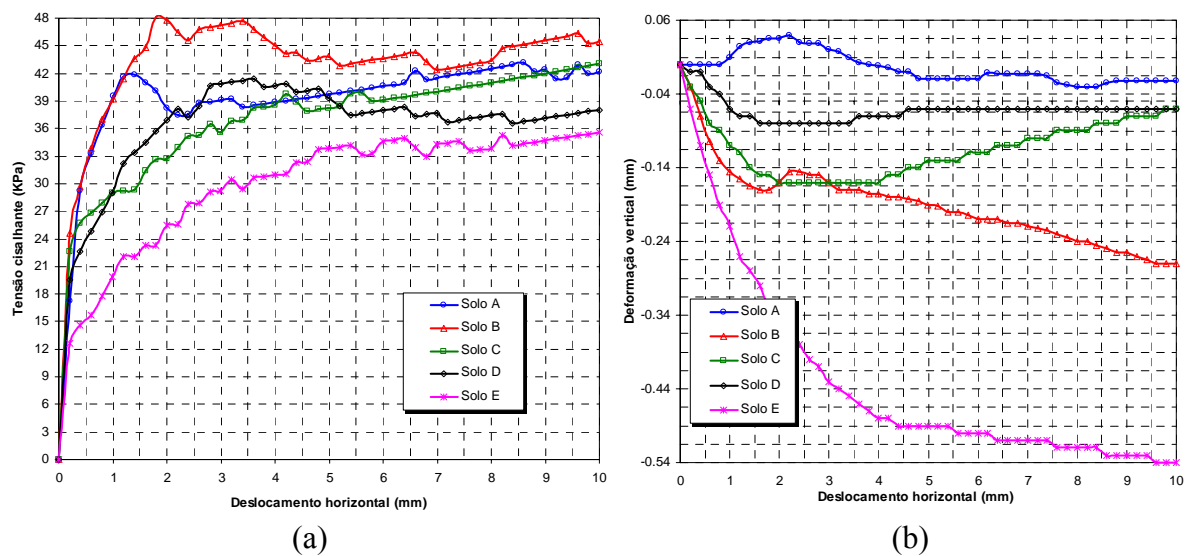


Figura 30: Gráfico resultante da  $\sigma = 30$  kPa  
 (a) tensão cisalhante x deslocamento horizontal  
 (b) deformação vertical x deslocamento horizontal

#### 4.4.2 Tensão normal de 60 kPa

A Figura 31 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante durante o ensaio das cinco amostras de solo, submetidas à tensão normal efetiva de 60 kPa. A Figura 31 (b) apresenta a deformação volumétrica das amostras.

Na Figura 31 (a) pode ser observado que o Solo B teve comportamento mais diferenciado que os demais. Já na Figura 31 (b) observa-se que todos os solos tiveram comportamento compressivo, com grande semelhança nas deformações volumétricas dos solos B, C, D e E. O solo A teve comportamento parecido somente no início do ensaio.

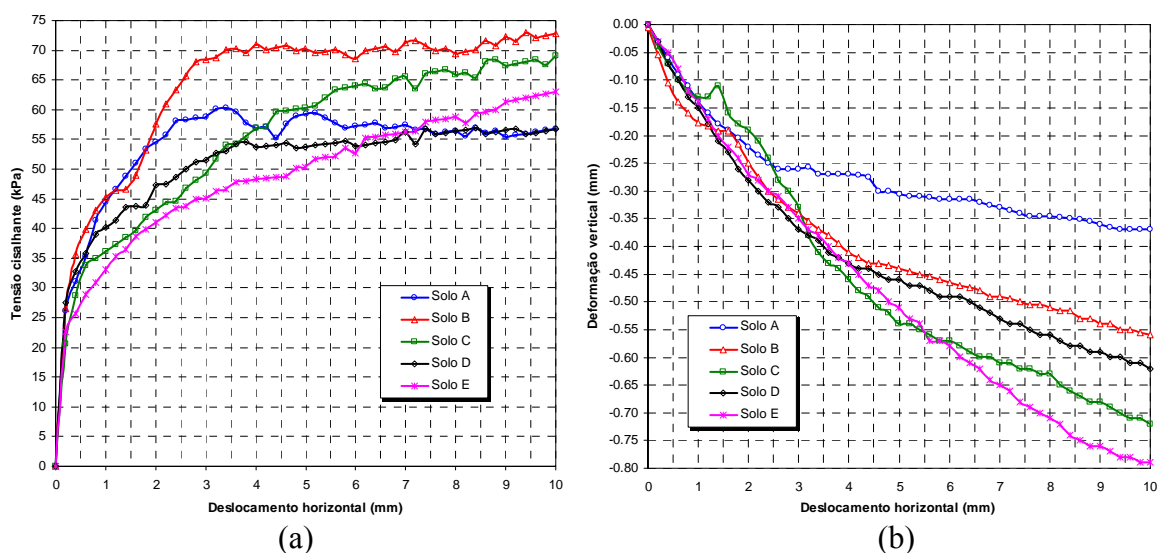


Figura 31: Gráfico resultante da  $\sigma = 60$  kPa  
 (a) tensão cisalhante x deslocamento horizontal  
 (b) deformação vertical x deslocamento horizontal

#### 4.4.3 Tensão normal de 100 kPa

A Figura 32 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante durante o ensaio das cinco amostras de solo, submetidas à tensão normal efetiva de 100 kPa. A Figura 32 (b) apresenta a deformação volumétrica das amostras.



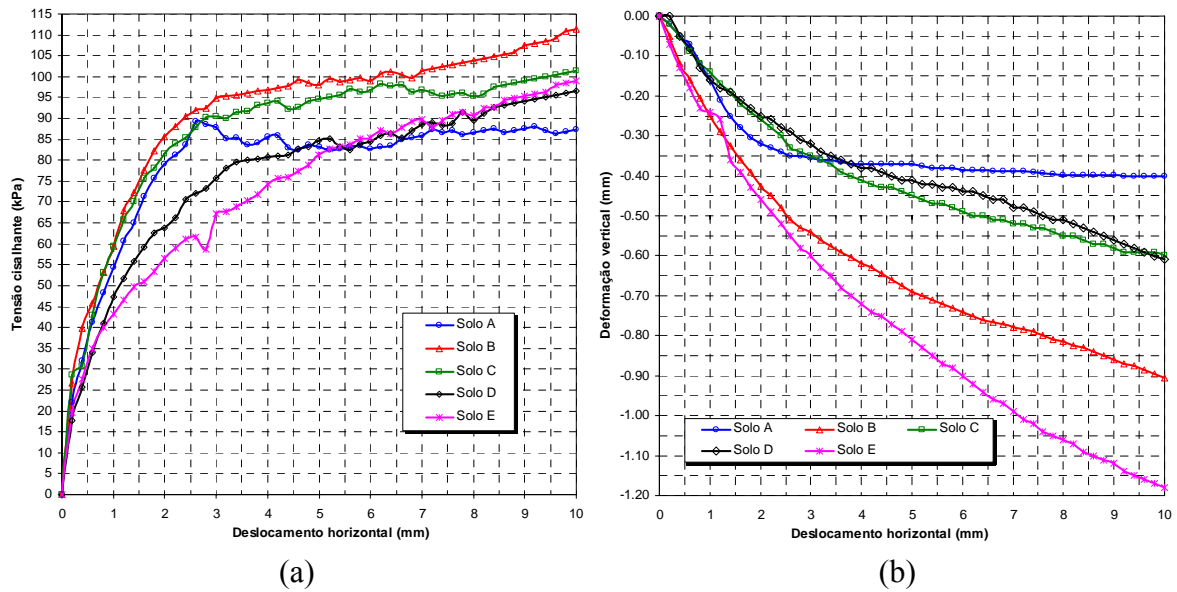


Figura 32: Gráfico resultante da  $\sigma = 100$  kPa  
 (a) tensão cisalhante x deslocamento horizontal  
 (b) deformação vertical x deslocamento horizontal

Na Figura 32 (a) o comportamento cisalhante dos solos é bem semelhante em todas as amostras. Observa-se na Figura 32 (b) que nesse ensaio as amostras também tiveram comportamento compressivo, inicialmente com grande semelhança entre todas as amostras. Os solos A, C e D continuaram até o final do ensaio com comportamento parecido.

#### 4.4.4 Tensão normal de 200 kPa

A Figura 33 (a) mostra o gráfico da tensão cisalhante durante o ensaio das cinco amostras de solo, submetidas à tensão normal efetiva de 200 kPa. A Figura 33 (b) apresenta a deformação volumétrica das amostras.

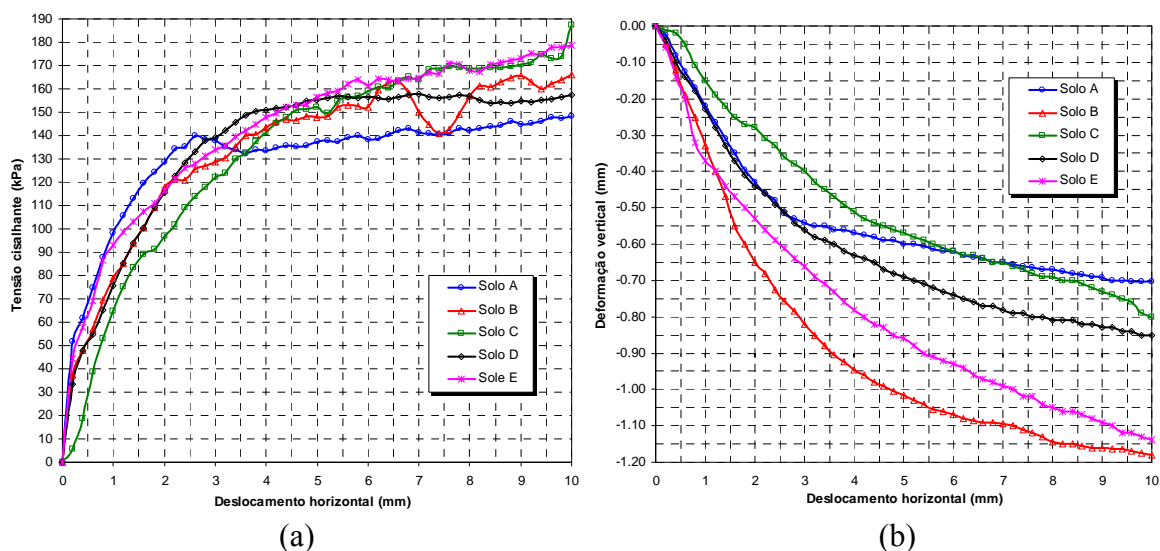


Figura 33: Gráfico resultante da  $\sigma = 200$  kPa  
 (a) tensão cisalhante x deslocamento horizontal  
 (b) deformação vertical x deslocamento horizontal

As linhas de tensões cisalhantes apresentadas na Figura 33 (a) são muito semelhantes, comparando- as com as linhas de tensão cisalhante dos ensaios com tensão normal menor que 200 KPa. Na Figura 33 (b) se observa uma certa semelhança nas deformações volumétricas das amostras no início do ensaio, mas que logo em seguida começa a se diferenciar.

#### 4.4.5 Análise e sistematização

A partir dos gráficos apresentados anteriormente, foi possível extrair os valores de tensão cisalhante máxima de cada solo, nas tensões normais de 30, 60, 100 e 200kPa. Os respectivos valores de tensão cisalhante ( $\tau$ ) são apresentados resumidamente na Tabela 6.

Observa-se na Tabela 6 que os valores de tensão cisalhante máxima das cinco amostras de solo são semelhantes quando comparadas na mesma tensão normal, o que se confirma pelo coeficiente de variação de 6,94%, 12,71%, 3,45% e 10,29% para as tensões normais de 30, 60, 100 e 200kPa, respectivamente. Esses valores comprovam que os solos amostrados possuem características semelhantes, o que também foi evidenciado nos resultados obtidos com os demais ensaios realizados.

Tabela 6: Tensão cisalhante máxima dos Solos A, B, C, D e E, para cada tensão normal

Amostra	Tensão normal (kPa)			
	30 kPa	60 kPa	100 kPa	200 kPa
Solo A*	41	61	89	141
Solo B*	47	68	84	119
Solo C	43	53	84	143
Solo D	45	56	88	148
Solo E	10	20	36	73
Média	37,2	51,6	76,2	124,8
Desvio padrão	2,58	6,56	2,63	12,84
Média + desv. Padrão	39,78	58,16	78,83	137,64
Média – desv. Padrão	34,62	45,04	73,57	11,96
Coef. de variação(%)	6,94	12,71	3,45	10,29

Nota: \*Obtido em Vecilli (2003)

Os resultados da Tabela 6 foram utilizados para o traçado das envoltórias de resistência dos solos, conforme visualizado na Figura 34.

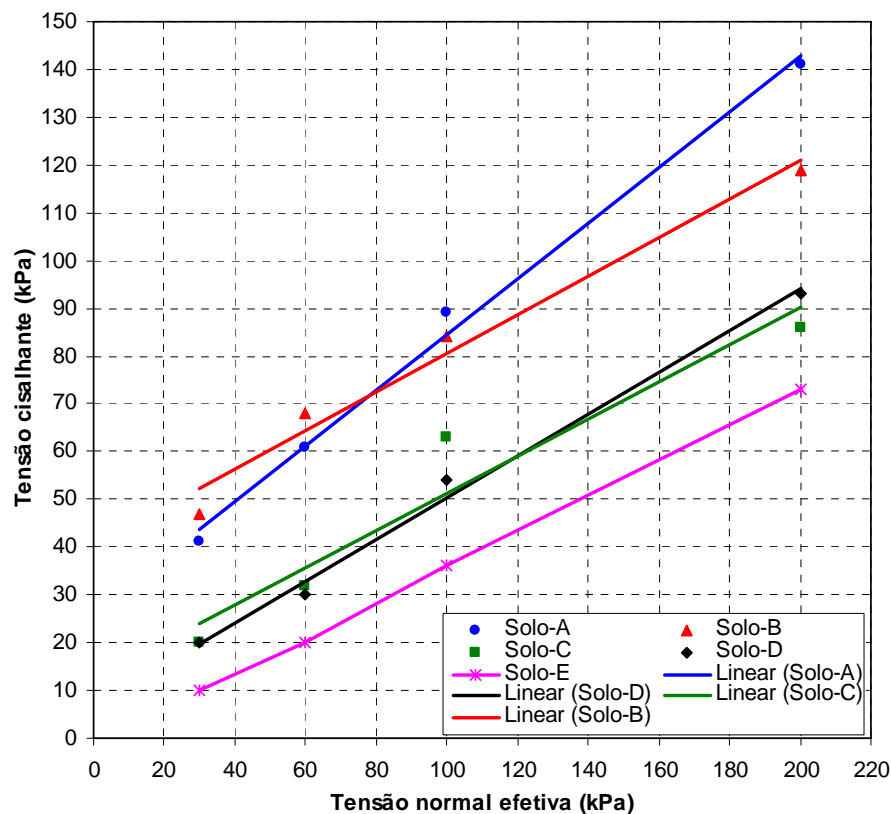


Figura 34: Envoltórias de resistência dos solos

Através das envoltórias apresentadas na Figura 34 e das suas respectivas equações determinou-se o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e a coesão ( $c'$ ) de cada solo, os quais são detalhados e analisados na Tabela 7.

Observando os valores do ângulo de atrito dos cinco solos, na Tabela 9, verifica-se que são muito semelhantes. Podem ser considerados iguais visto que o coeficiente de variação é muito pequeno (5,51%), considerando o número de ensaios necessários para determinação deste parâmetro. Por outro lado, os valores da coesão dos solos apresentam uma considerável diferença, expressa pelo altíssimo coeficiente de variação (129,43%).

Tabela 7: Valores do ângulo de atrito e coesão dos solos

<i>Amostra</i>	<i>Parâmetros</i>	
	<i>Ângulo de atrito ( ° )</i>	<i>Coesão (kPa)</i>
Solo A*	24,10	15,8
Solo B*	22,60	38,90
Solo C	21,30	1,22
Solo D	23,60	6,68
Solo E	20,50	1,63
Média	22,42	12,85
Desvio padrão	1,24	16,63
Média + desv. Padrão	23,66	29,47
Média – desv. Padrão	21,18	-3,78
Coef. de variação(%)	5,51	129,43

Nota: \*Obtido em Vecilli (2003)

Na Figura 35 é apresentado um gráfico, onde são mostrados os valores do ângulo de atrito e da coesão dos solos em estudo.

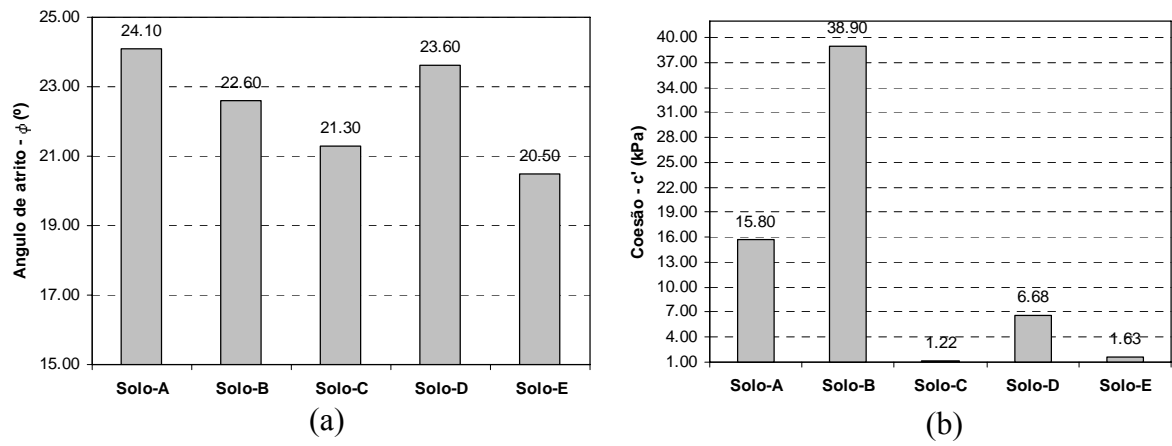


Figura 35: Parâmetros de resistência ao cisalhamento  
(a) valores de ângulo de atrito  
(b) valores da coesão

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÃO

Considerando o estudo realizado para o desenvolvimento desta pesquisa, cujo objetivo era determinar as propriedades físicas e mecânicas do solo residual de basalto encontrado na zona urbana do Município de Ijuí, e identificar os parâmetros geotécnicos característicos que regem estas propriedades, com vistas a seu emprego em estudos de fundações, estabeleceram-se as seguintes conclusões:

- Quanto às características geológicas, o Município de Ijuí está incluído na Região Sul, na zona de capeamento basáltico - arenítico do Planalto Meridional, caracterizado pela ocorrência de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral. A maior parte do relevo é caracterizado por um conjunto de elevações em forma de U, formando uma rede de drenagem natural bem desenvolvida.
- Com relação aos relatórios de sondagem, observou-se um padrão nas características geológicas de todos os perfis analisados, assim como a profundidade do solo impenetrável está em torno de 9 metros. Outra verificação importante foi em relação ao nível d'água que não foi constatado em nenhum dos ensaios de sondagem.
- Os parâmetros geotécnicos que regem as propriedades físicas e mecânicas do solo residual de basalto encontrado na zona urbana do Município de Ijuí estão expressos na Tabela 8.

Tabela 8: Propriedades físicas e mecânicas dos solos

Valores Médios									
Amostra	$h$ <i>In situ</i> (%)	$\gamma_d$ <i>In situ</i> (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_n$ <i>in situ</i> (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$n$ (%)	$s$ (%)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Solo-A	34,30	11,15	14,95	28,49	1,79	0,64	54,96	24,10	15,80
Solo-B	37,30	10,74	14,75	29,11	1,71	0,63	63,49	22,60	38,90
Solo-C	44,71	10,39	15,04	27,65	1,68	0,63	73,80	21,30	1,22
Solo-D	30,93	11,40	14,39	28,11	1,56	0,61	55,62	23,60	6,68
Solo-E	30,16	11,25	14,53	28,63	1,57	0,61	54,06	20,50	1,63
Média	35,48	10,99	14,73	28,40	1,66	0,62	60,39	22,42	12,85
Desv. Padrão	5,87	0,40	0,23	0,61	0,09	0,01	9,19	1,58	17,69
Média + Desv. Padrão	41,35	11,38	14,96	29,01	1,75	0,64	69,58	24,00	30,54
Média - Desv. Padrão	29,10	10,59	14,51	27,79	1,57	0,61	51,20	20,84	-4,85
Coeficiente de Variação(%)	16,56	3,60	1,54	2,14	5,48	2,02	15,22	7,03	137,72

Percebeu-se uma semelhança entre os valores médios dos parâmetros geotécnicos dos solos em estudo, com exceção ao parâmetro de coesão, que devido ao alto coeficiente de variação encontrado, exige cautela na sua utilização nos estudos de fundações, necessitando uma análise particular para cada solo. Conclui-se que os demais valores médios encontrados poderão ser utilizados como padrão em estudos de fundações, confirmados através dos baixos valores de coeficiente de variação encontrados.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa:

- Determinar a permeabilidade *in situ* para verificar a importância da estrutura do solo nas condições em campo;
- Mapear a área urbana do município de Ijuí geologicamente e separá-lo em grupos com características semelhantes;

- Realizar ensaios triaxiais dos solos estudados nesta pesquisa;
- Reproduzir, em laboratório, amostras de solo com as mesmas propriedades de campo para comparação dos resultados;
- Aprofundar informações geológicas do Município de Ijuí;
- Analisar amostras de solo coletadas em outros pontos do Município de Ijuí.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez\_ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S.I**: 1984

\_\_\_\_\_**NBR 7184**: Solo – Determinação do limite de plasticidade\_ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S.I**:1986

\_\_\_\_\_**NBR 6122**: Projeto e execução de fundações\_ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S.I**:1996

\_\_\_\_\_**NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT-Método de ensaio\_ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S.I**:2001

\_\_\_\_\_**NBR 8036**: Programação de sondagensde simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios\_ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S.I**:1979

BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 2006.

BONAFÉ, L. **Estudo da Resistência de um solo residual de basalto estabilizado e reforçado**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 2004.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Fundamentos. 3º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 2, 1974.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Fundamentos. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.

GEHLING, W. Y; ROISENBERG, A. & DIAS, R. D. **Caracterização geotécnica de solos do planalto meridional do Rio Grande do Sul.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, 1981, Itapema – SC. 1981, p. 103 – 117.

HACHICH, W. et al. **Fundações – teoria e prática.** 2º edição, São Paulo: Pini. ABMS / ABEF, 2000.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing.** London: Pentech Press, 1981, 747 p.

INCRA. **Descrição dos recursos naturais das regiões de programação.** Vol. 2, Brasília, p.14.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. **Mecânica de suelos.** México: Editorial Limusa S. A., 1974, 582 p.

MACHADO, S.L., MACHADO, M. F. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios.** Salvador, 1997.

MONTEIRO, V. **Obtenção de coeficientes de atrito solo/estrutura para um solo residual de basalto e sua importância no cálculo de estruturas de contenção.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 2005.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** São Paulo. Oficina de Textos, 2002.

RAMBO, P. **A fisionomia do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre. Volume 6, 1956.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo. Oficina de Textos, 2000.

SCHWABE, M. **Formação do solo do Município de Ijuí e problemas decorrentes do manejo.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 1987.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações.** 2º edição, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.

VIECILI, C., **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 2003.

## **ANEXO I**

Relatórios de Sondagem tipo SPT

## **SONDAGEM LOCAL 1**



















## **SONDAGEM LOCAL 2**











### **SONDAGEM LOCAL 3**















## **SONDAGEM LOCAL 4**











## **SONDAGEM LOCAL 5**













## **ANEXO II**

Planilhas dos ensaios de granulometria









### **ANEXO III**

Planilha dos ensaios de Limites de Atterberg

	LEC - LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL	Material: C
		Certificado nº:

### LIMITES FÍSICOS - CONSISTÊNCIA

**Interessado:** Mariana Sala  
**Amostra:** SOLO-C (Imeab)  
**Data:**

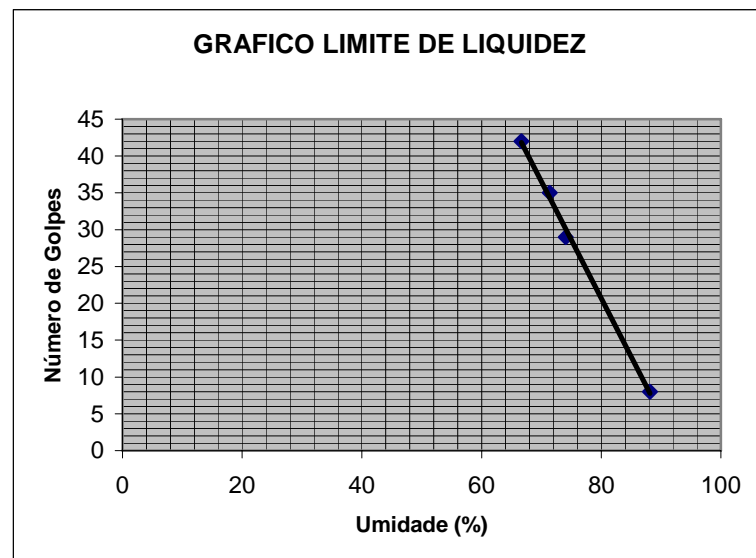
#### RESULTADOS DOS ENSAIOS

Limite de liquidez	75.00
Limite de plasticidade	43.15
Índice de plasticidade	31.85

#### LIMITE DE LIQUIDEZ

Cápsula n°	13	15	20	55		
C + S + A g	11.70	12.11	12.24	13.51		
C + solo g	9.18	9.39	9.44	9.94		
Água g	2.52	2.72	2.80	3.57		
Cápsula g	5.40	5.58	5.66	5.89		
Solo g	3.78	3.81	3.78	4.05		
Umidade %	66.67	71.39	74.07	88.15		
GOLPES	42	35	29	8		

**GRAFICO LIMITE DE LIQUIDEZ**



#### MASSA ESPECÍFICA REAL

Temp. °C		
Pic. N°	1	2
Pic. + água		
Pic+s+a g		
Pic+solo g		
Pic g		
M.esp.real		
Média g/m³		

#### ÍNDICE DE PLASTICIDADE

Limite de liquidez	75.00
Limite de plasticidade	43.15
Índice de plasticidade	31.85

#### LIMITE DE PLASTICIDADE

CÁPSULA N°	15	20	34	26		
C+S+A g	4.53	4.48	4.46	3.94		
C+solo g	4.03	3.99	4.01	3.46		
Água g	0.50	0.49	0.45	0.48		
Cápsula g	2.89	2.88	2.96	2.31		
Solo g	1.14	1.11	1.05	1.15		
Umidade %	43.86	44.14	42.86	41.74		
<b>LIMITE DE PLASTICIDADE:</b>	43.15	(menos 5%) 40.99		(mais 5%) 45.31		

	LEC - LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL	Material: D
		Certificado n°:

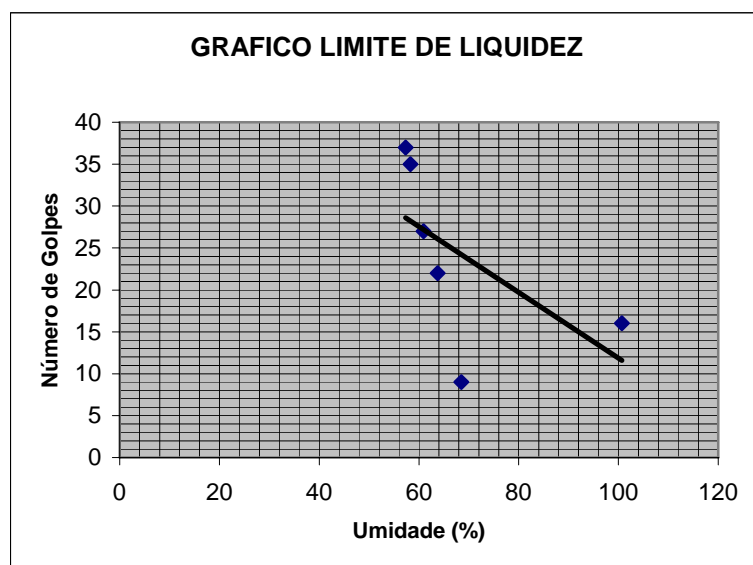
### LIMITES FÍSICOS - CONSISTÊNCIA

**Interessado:** Mariana Sala  
**Amostra:** SOLO-D (Bom Pastor)  
**Data:**

#### RESULTADOS DOS ENSAIOS

<b>Limite de liquidez</b>	<b>61.00</b>
<b>Limite de plasticidade</b>	<b>46.63</b>
<b>Índice de plasticidade</b>	<b>14.37</b>

LIMITE DE LIQUIDEZ						
Cápsula n°.	13	15	20	34	37	55
C + S + A g	14.76	14.87	15.06	15.40	16.65	18.43
C + solo g	11.31	11.48	11.50	11.67	10.81	13.32
Água g	3.45	3.39	3.56	3.73	5.84	5.11
Cápsula g	5.39	5.57	5.66	5.82	5.01	5.86
Solo g	5.92	5.91	5.84	5.85	5.80	7.46
Umidade %	58.28	57.36	60.96	63.76	100.69	68.50
GOLPES	35	37	27	22	16	9



MASSA ESPECÍFICA REAL		
Temp. °C		
Pic. N°	1	2
Pic. + água		
Pic+s+a g		
Pic+solo g		
Pic g		
M.esp.real		
Média g/m <sup>3</sup>		

ÍNDICE DE PLASTICIDADE	
Limite de liquidez	61.00
Limite de plasticidade	46.63
Índice de plasticidade	14.37

LIMITE DE PLASTICIDADE						
CÁPSULA N°	13	34	37	55		
C+S+A g	4.92	5.55	4.11	4.70		
C+solo g	4.28	4.76	3.56	4.12		
Água g	0.64	0.79	0.55	0.58		
Cápsula g	2.95	3.02	2.38	2.87		
Solo g	1.33	1.74	1.18	1.25		
Umidade %	48.12	45.40	46.61	46.40		
<b>LIMITE DE PLASTICIDADE:</b>	46.63	(menos 5%)	44.30	(mais 5%)	48.96	

	LEC - LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL	Material: E
		Certificado n°:

### LIMITES FÍSICOS - CONSISTÊNCIA

**Interessado:** Mariana Sala  
**Amostra:** SOLO-E (Centro)  
**Data:**

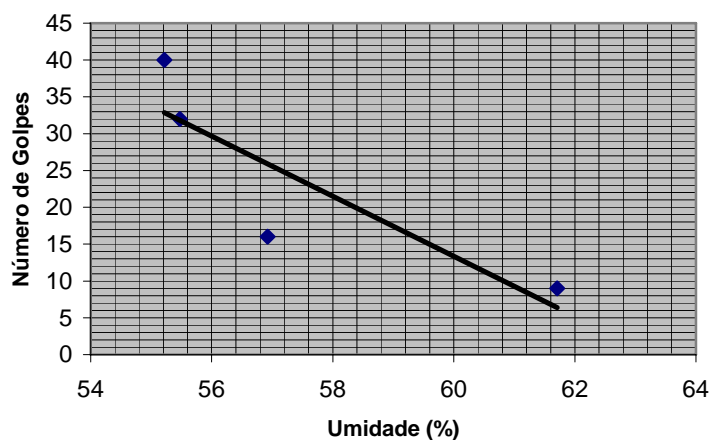
#### RESULTADOS DOS ENSAIOS

Limite de liquidez	56.60
Limite de plasticidade	24.79
Índice de plasticidade	31.81

#### LIMITE DE LIQUIDEZ

Cápsula n°.	13	14	15	26		
C + S + A g	15.18	18.58	17.92	17.81		
C + solo g	11.74	14.12	13.44	13.33		
Água g	3.44	4.46	4.48	4.48		
Cápsula g	5.51	6.08	5.57	6.07		
Solo g	6.23	8.04	7.87	7.26		
Umidade %	55.22	55.47	56.93	61.71		
GOLPES	40	32	16	9		

**GRAFICO LIMITE DE LIQUIDEZ**



#### MASSA ESPECÍFICA REAL

Temp. °C		
Pic. N°	1	2
Pic. + água		
Pic+s+a g		
Pic+solo g		
Pic g		
M.esp.real		
Média g/m <sup>3</sup>		

#### ÍNDICE DE PLASTICIDADE

Limite de liquidez	56.60
Limite de plasticidade	24.79
Índice de plasticidade	31.81

#### LIMITE DE PLASTICIDADE

CÁPSULA N°	15	26	37	55		
C+S+A g	4.68	3.96	4.10	4.60		
C+solo g	4.32	3.62	3.76	4.27		
Água g	0.36	0.34	0.34	0.33		
Cápsula g	2.89	2.31	2.37	2.87		
Solo g	1.43	1.31	1.39	1.40		
Umidade %	25.17	25.95	24.46	23.57		
<b>LIMITE DE PLASTICIDADE:</b>	24.79	(menos 5%) 23.55		(mais 5%) 26.03		

## **ANEXO IV**

Planilha dos ensaios de massa específica real

**PESO ESPECÍFICO****REAL - Picnômetro** - Agregado Miúdo ( < 2mm )

Picnômetro ( A )	Material	Pic + Mat ( B )	Pic + Mat + Água ( C )	Pic + Água ( Calibração )( D )	Peso Específico
141.24	98.35	221.50	701.56	650.16	2.781
131.37	105.87	251.13	697.02	620.81	2.750
<b>Média =</b>					<b>2.765</b>

**OBS: SOLO C****PESO ESPECÍFICO****REAL - Picnômetro** - Agregado Miúdo ( < 2mm )

Picnômetro ( A )	Material	Pic + Mat ( B )	Pic + Mat + Água ( C )	Pic + Água ( Calibração )( D )	Peso Específico
141.24	98.35	303.43	754.86	650.16	2.821
131.37	105.87	301.64	730.28	620.81	2.800
<b>Média =</b>					<b>2.811</b>

**OBS: SOLO D****PESO ESPECÍFICO****REAL - Picnômetro** - Agregado Miúdo ( < 2mm )

Picnômetro ( A )	Material	Pic + Mat ( B )	Pic + Mat + Água ( C )	Pic + Água ( Calibração )( D )	Peso Específico
141.24	98.35	255.74	724.90	650.16	2.880
131.37	105.87	237.84	689.86	620.81	2.845
<b>Média =</b>					<b>2.863</b>

**OBS: SOLO E**

**ANEXO V**

Planilha dos ensaios de cisalhamento direto



**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Imeab - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - C</b>	
Data: <b>11/10/06</b>		
Carga normal (kgf): <b>7.515</b>	Pressão vertical (kPa): <b>30.00</b>	
Volume (cm³): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>72.43</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.03</b>	$\gamma_d$ (kN/m³): <b>9.99</b>	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m³): <b>14.46</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <b>X</b> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>26</b>	<b>37</b>
Peso da cápsula (g):	<b>6.08</b>	<b>5.01</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>15.88</b>	<b>16.61</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>12.84</b>	<b>13.04</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>44.71</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm²)	Tensão (kPa)
9	6.00	0.22	0	0.00		25.0500	0.00
9.2	5.97	0.29	0.2	-0.03	5.63506	24.9499	22.59
9.4	5.95	0.32	0.4	-0.05	6.38278	24.8498	25.69
9.6	5.92	0.33	0.6	-0.08	6.63202	24.7497	26.80
9.8	5.91	0.34	0.8	-0.09	6.88126	24.6496	27.92
10	5.89	0.35	1	-0.11	7.1305	24.5495	29.05
10.2	5.88	0.35	1.2	-0.12	7.1305	24.4494	29.16
10.4	5.86	0.35	1.4	-0.14	7.1305	24.3493	29.28
10.6	5.85	0.37	1.6	-0.15	7.62898	24.2492	31.46
10.8	5.85	0.38	1.8	-0.15	7.87822	24.1491	32.62
11	5.84	0.38	2	-0.16	7.87822	24.0490	32.76
11.2	5.84	0.39	2.2	-0.16	8.12746	23.9489	33.94
11.4	5.84	0.40	2.4	-0.16	8.3767	23.8488	35.12
11.6	5.84	0.40	2.6	-0.16	8.3767	23.7487	35.27
11.8	5.84	0.41	2.8	-0.16	8.62594	23.6486	36.48
12	5.84	0.40	3	-0.16	8.3767	23.5485	35.57
12.2	5.84	0.41	3.2	-0.16	8.62594	23.4484	36.79
12.4	5.84	0.41	3.4	-0.16	8.62594	23.3483	36.94
12.6	5.84	0.42	3.6	-0.16	8.87518	23.2482	38.18
12.8	5.84	0.42	3.8	-0.16	8.87518	23.1481	38.34
13	5.84	0.42	4	-0.16	8.87518	23.0480	38.51
13.2	5.85	0.43	4.2	-0.15	9.12442	22.9479	39.76
13.4	5.85	0.42	4.4	-0.15	8.87518	22.8478	38.84
13.6	5.86	0.41	4.6	-0.14	8.62594	22.7477	37.92
13.8	5.86	0.41	4.8	-0.14	8.62594	22.6476	38.09
14	5.87	0.41	5	-0.13	8.62594	22.5475	38.26
14.2	5.87	0.41	5.2	-0.13	8.62594	22.4474	38.43
14.4	5.87	0.42	5.4	-0.13	8.87518	22.3473	39.71
14.6	5.87	0.42	5.6	-0.13	8.87518	22.2472	39.89
14.8	5.88	0.41	5.8	-0.12	8.62594	22.1471	38.95
15	5.88	0.41	6	-0.12	8.62594	22.0470	39.13
15.2	5.88	0.41	6.2	-0.12	8.62594	21.9469	39.30
15.4	5.89	0.41	6.4	-0.11	8.62594	21.8468	39.48
15.6	5.89	0.41	6.6	-0.11	8.62594	21.7467	39.67
15.8	5.89	0.41	6.8	-0.11	8.62594	21.6466	39.85
16	5.90	0.41	7	-0.10	8.62594	21.5465	40.03
16.2	5.90	0.41	7.2	-0.10	8.62594	21.4464	40.22
16.4	5.90	0.41	7.4	-0.10	8.62594	21.3463	40.41
16.6	5.91	0.41	7.6	-0.09	8.62594	21.2462	40.60
16.8	5.91	0.41	7.8	-0.09	8.62594	21.1461	40.79
17	5.91	0.41	8	-0.09	8.62594	21.0460	40.99
17.2	5.91	0.41	8.2	-0.09	8.62594	20.9459	41.18
17.4	5.92	0.41	8.4	-0.08	8.62594	20.8458	41.38
17.6	5.92	0.41	8.6	-0.08	8.62594	20.7457	41.58
17.8	5.92	0.41	8.8	-0.08	8.62594	20.6456	41.78
18	5.93	0.41	9	-0.07	8.62594	20.5455	41.98
18.2	5.93	0.41	9.2	-0.07	8.62594	20.4454	42.19
18.4	5.93	0.41	9.4	-0.07	8.62594	20.3453	42.40
18.6	5.93	0.41	9.6	-0.07	8.62594	20.2452	42.61
18.8	5.94	0.41	9.8	-0.06	8.62594	20.1451	42.82
19	5.94	0.41	10	-0.06	8.62594	20.0450	43.03

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Imeab - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - C</b>	
Data: <b>17/10/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>15.03</b>	Pressão vertical (kPa): <b>60.00</b>	
Volume (cm <sup>3</sup> ): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>74.33</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.03</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>10.25</b>	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>14.84</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <b>X</b> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>26</b>	<b>37</b>
Peso da cápsula (g):	<b>6.08</b>	<b>5.01</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>15.88</b>	<b>16.61</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>12.84</b>	<b>13.04</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>44.71</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
6	6.00	0.11	0	0.00		25.0500	0.00
6.2	5.96	0.27	0.2	-0.04	5.13658	24.9499	20.59
6.4	5.93	0.35	0.4	-0.07	7.1305	24.8498	28.69
6.6	5.90	0.40	0.6	-0.10	8.3767	24.7497	33.85
6.8	5.88	0.41	0.8	-0.12	8.62594	24.6496	34.99
7	5.87	0.42	1	-0.13	8.87518	24.5495	36.15
7.2	5.87	0.43	1.2	-0.13	9.12442	24.4494	37.32
7.4	5.89	0.44	1.4	-0.11	9.37366	24.3493	38.50
7.6	5.84	0.45	1.6	-0.16	9.6229	24.2492	39.68
7.8	5.82	0.47	1.8	-0.18	10.12138	24.1491	41.91
8	5.81	0.48	2	-0.19	10.37062	24.0490	43.12
8.2	5.79	0.49	2.2	-0.21	10.61986	23.9489	44.34
8.4	5.76	0.49	2.4	-0.24	10.61986	23.8488	44.53
8.6	5.72	0.51	2.6	-0.28	11.11834	23.7487	46.82
8.8	5.70	0.52	2.8	-0.30	11.36758	23.6486	48.07
9	5.67	0.53	3	-0.33	11.61682	23.5485	49.33
9.2	5.62	0.55	3.2	-0.38	12.1153	23.4484	51.67
9.4	5.59	0.57	3.4	-0.41	12.61378	23.3483	54.02
9.6	5.57	0.57	3.6	-0.43	12.61378	23.2482	54.26
9.8	5.56	0.58	3.8	-0.44	12.86302	23.1481	55.57
10	5.54	0.59	4	-0.46	13.11226	23.0480	56.89
10.2	5.52	0.59	4.2	-0.48	13.11226	22.9479	57.14
10.4	5.51	0.61	4.4	-0.49	13.61074	22.8478	59.57
10.6	5.49	0.61	4.6	-0.51	13.61074	22.7477	59.83
10.8	5.48	0.61	4.8	-0.52	13.61074	22.6476	60.10
11	5.46	0.61	5	-0.54	13.61074	22.5475	60.36
11.2	5.46	0.61	5.2	-0.54	13.61074	22.4474	60.63
11.4	5.45	0.62	5.4	-0.55	13.85998	22.3473	62.02
11.6	5.44	0.63	5.6	-0.56	14.10922	22.2472	63.42
11.8	5.43	0.63	5.8	-0.57	14.10922	22.1471	63.71
12	5.43	0.63	6	-0.57	14.10922	22.0470	64.00
12.2	5.42	0.63	6.2	-0.58	14.10922	21.9469	64.29
12.4	5.41	0.62	6.4	-0.59	13.85998	21.8468	63.44
12.6	5.40	0.62	6.6	-0.60	13.85998	21.7467	63.73
12.8	5.40	0.63	6.8	-0.60	14.10922	21.6466	65.18
13	5.39	0.63	7	-0.61	14.10922	21.5465	65.48
13.2	5.39	0.61	7.2	-0.61	13.61074	21.4464	63.46
13.4	5.38	0.63	7.4	-0.62	14.10922	21.3463	66.10
13.6	5.38	0.63	7.6	-0.62	14.10922	21.2462	66.41
13.8	5.37	0.63	7.8	-0.63	14.10922	21.1461	66.72
14	5.37	0.62	8	-0.63	13.85998	21.0460	65.86
14.2	5.35	0.62	8.2	-0.65	13.85998	20.9459	66.17
14.4	5.34	0.61	8.4	-0.66	13.61074	20.8458	65.29
14.6	5.33	0.63	8.6	-0.67	14.10922	20.7457	68.01
14.8	5.32	0.63	8.8	-0.68	14.10922	20.6456	68.34
15	5.32	0.62	9	-0.68	13.85998	20.5455	67.46
15.2	5.31	0.62	9.2	-0.69	13.85998	20.4454	67.79
15.4	5.30	0.62	9.4	-0.70	13.85998	20.3453	68.12
15.6	5.29	0.62	9.6	-0.71	13.85998	20.2452	68.46
15.8	5.29	0.61	9.8	-0.71	13.61074	20.1451	67.56
16	5.28	0.62	10	-0.72	13.85998	20.0450	69.14

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Imeab - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - C</b>	
Data: <b>18/10/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>25.05</b>	Pressão vertical (kPa): <b>100.00</b>	
Volume: <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>81.81</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.031</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>11.28</b>	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>16.33</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <b>X</b> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>26</b>	<b>37</b>
Peso da cápsula (g):	<b>6.08</b>	<b>5.01</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>15.88</b>	<b>16.61</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>12.84</b>	<b>13.04</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>44.71</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
8	5.00	0.12	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	4.98	0.35	0.2	-0.02	7.1305	24.9499	28.58
8.4	4.95	0.37	0.4	-0.05	7.62898	24.8498	30.70
8.6	4.91	0.49	0.6	-0.09	10.61986	24.7497	42.91
8.8	4.88	0.59	0.8	-0.12	13.11226	24.6496	53.19
9	4.86	0.65	1	-0.14	14.6077	24.5495	59.50
9.2	4.83	0.71	1.2	-0.17	16.10314	24.4494	65.86
9.4	4.81	0.75	1.4	-0.19	17.1001	24.3493	70.23
9.6	4.78	0.80	1.6	-0.22	18.3463	24.2492	75.66
9.8	4.76	0.82	1.8	-0.24	18.84478	24.1491	78.04
10	4.74	0.85	2	-0.26	19.5925	24.0490	81.47
10.2	4.72	0.87	2.2	-0.28	20.09098	23.9489	83.89
10.4	4.70	0.88	2.4	-0.30	20.34022	23.8488	85.29
10.6	4.67	0.90	2.6	-0.33	20.8387	23.7487	87.75
10.8	4.66	0.92	2.8	-0.34	21.33718	23.6486	90.23
11	4.65	0.92	3	-0.35	21.33718	23.5485	90.61
11.2	4.64	0.91	3.2	-0.36	21.08794	23.4484	89.93
11.4	4.63	0.92	3.4	-0.37	21.33718	23.3483	91.39
11.6	4.61	0.92	3.6	-0.39	21.33718	23.2482	91.78
11.8	4.60	0.93	3.8	-0.40	21.58642	23.1481	93.25
12	4.59	0.93	4	-0.41	21.58642	23.0480	93.66
12.2	4.58	0.93	4.2	-0.42	21.58642	22.9479	94.07
12.4	4.57	0.91	4.4	-0.43	21.08794	22.8478	92.30
12.6	4.57	0.91	4.6	-0.43	21.08794	22.7477	92.70
12.8	4.56	0.92	4.8	-0.44	21.33718	22.6476	94.21
13	4.55	0.92	5	-0.45	21.33718	22.5475	94.63
13.2	4.54	0.92	5.2	-0.46	21.33718	22.4474	95.05
13.4	4.53	0.92	5.4	-0.47	21.33718	22.3473	95.48
13.6	4.53	0.93	5.6	-0.47	21.58642	22.2472	97.03
13.8	4.52	0.92	5.8	-0.48	21.33718	22.1471	96.34
14	4.51	0.92	6	-0.49	21.33718	22.0470	96.78
14.2	4.50	0.93	6.2	-0.50	21.58642	21.9469	98.36
14.4	4.50	0.92	6.4	-0.50	21.33718	21.8468	97.67
14.6	4.49	0.92	6.6	-0.51	21.33718	21.7467	98.12
14.8	4.49	0.90	6.8	-0.51	20.8387	21.6466	96.27
15	4.48	0.90	7	-0.52	20.8387	21.5465	96.71
15.2	4.48	0.89	7.2	-0.52	20.58946	21.4464	96.00
15.4	4.47	0.88	7.4	-0.53	20.34022	21.3463	95.29
15.6	4.47	0.88	7.6	-0.53	20.34022	21.2462	95.74
15.8	4.46	0.88	7.8	-0.54	20.34022	21.1461	96.19
16	4.45	0.87	8	-0.55	20.09098	21.0460	95.46
16.2	4.45	0.87	8.2	-0.55	20.09098	20.9459	95.92
16.4	4.44	0.88	8.4	-0.56	20.34022	20.8458	97.57
16.6	4.43	0.88	8.6	-0.57	20.34022	20.7457	98.05
16.8	4.43	0.88	8.8	-0.57	20.34022	20.6456	98.52
17	4.42	0.88	9	-0.58	20.34022	20.5455	99.00
17.2	4.41	0.88	9.2	-0.59	20.34022	20.4454	99.49
17.4	4.41	0.88	9.4	-0.59	20.34022	20.3453	99.97
17.6	4.41	0.88	9.6	-0.59	20.34022	20.2452	100.47
17.8	4.41	0.88	9.8	-0.59	20.34022	20.1451	100.97
18	4.40	0.88	10	-0.60	20.34022	20.0450	101.47

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Imeab - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - C</b>	
Data: <b>19/10/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>50.10</b>	Pressão vertical (kPa): <b>200.00</b>	
Volume: <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>72.72</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.031</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>10.03</b>	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>14.51</b>	
Condições do ensaio: Natural ( <input type="checkbox"/> ) Inundado ( <input checked="" type="checkbox"/> ) Residual ( <input type="checkbox"/> )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>26</b>	<b>37</b>
Peso da cápsula (g):	<b>6.08</b>	<b>5.01</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>15.88</b>	<b>16.61</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>12.84</b>	<b>13.04</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>44.71</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
8	4.00	0.09	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	3.99	0.12	0.2	-0.01	1.39798	24.9499	5.60
8.4	3.98	0.25	0.4	-0.02	4.6381	24.8498	18.66
8.6	3.95	0.45	0.6	-0.05	9.6229	24.7497	38.88
8.8	3.89	0.59	0.8	-0.11	13.11226	24.6496	53.19
9	3.85	0.70	1	-0.15	15.8539	24.5495	64.58
9.2	3.81	0.80	1.2	-0.19	18.3463	24.4494	75.04
9.4	3.78	0.88	1.4	-0.22	20.34022	24.3493	83.54
9.6	3.75	0.93	1.6	-0.25	21.58642	24.2492	89.02
9.8	3.73	0.95	1.8	-0.27	22.0849	24.1491	91.45
10	3.72	1.00	2	-0.28	23.3311	24.0490	97.01
10.2	3.69	1.04	2.2	-0.31	24.32806	23.9489	101.58
10.4	3.67	1.11	2.4	-0.33	26.07274	23.8488	109.33
10.6	3.64	1.15	2.6	-0.36	27.0697	23.7487	113.98
10.8	3.62	1.18	2.8	-0.38	27.81742	23.6486	117.63
11	3.60	1.22	3	-0.40	28.81438	23.5485	122.36
11.2	3.57	1.23	3.2	-0.43	29.06362	23.4484	123.95
11.4	3.55	1.28	3.4	-0.45	30.30982	23.3483	129.82
11.6	3.53	1.30	3.6	-0.47	30.8083	23.2482	132.52
11.8	3.51	1.34	3.8	-0.49	31.80526	23.1481	137.40
12	3.49	1.37	4	-0.51	32.55298	23.0480	141.24
12.2	3.47	1.40	4.2	-0.53	33.3007	22.9479	145.11
12.4	3.46	1.42	4.4	-0.54	33.79918	22.8478	147.93
12.6	3.45	1.44	4.6	-0.55	34.29766	22.7477	150.77
12.8	3.44	1.44	4.8	-0.56	34.29766	22.6476	151.44
13	3.43	1.44	5	-0.57	34.29766	22.5475	152.11
13.2	3.42	1.41	5.2	-0.58	33.54994	22.4474	149.46
13.4	3.41	1.45	5.4	-0.59	34.5469	22.3473	154.59
13.6	3.40	1.46	5.6	-0.60	34.79614	22.2472	156.41
13.8	3.39	1.46	5.8	-0.61	34.79614	22.1471	157.11
14	3.38	1.47	6	-0.62	35.04538	22.0470	158.96
14.2	3.37	1.48	6.2	-0.63	35.29462	21.9469	160.82
14.4	3.37	1.47	6.4	-0.63	35.04538	21.8468	160.41
14.6	3.36	1.49	6.6	-0.64	35.54386	21.7467	163.44
14.8	3.35	1.50	6.8	-0.65	35.7931	21.6466	165.35
15	3.35	1.48	7	-0.65	35.29462	21.5465	163.81
15.2	3.34	1.51	7.2	-0.66	36.04234	21.4464	168.06
15.4	3.33	1.51	7.4	-0.67	36.04234	21.3463	168.85
15.6	3.32	1.51	7.6	-0.68	36.04234	21.2462	169.64
15.8	3.31	1.50	7.8	-0.69	35.7931	21.1461	169.27
16	3.31	1.49	8	-0.69	35.54386	21.0460	168.89
16.2	3.30	1.48	8.2	-0.70	35.29462	20.9459	168.50
16.4	3.30	1.48	8.4	-0.70	35.29462	20.8458	169.31
16.6	3.29	1.47	8.6	-0.71	35.04538	20.7457	168.93
16.8	3.28	1.47	8.8	-0.72	35.04538	20.6456	169.75
17	3.27	1.47	9	-0.73	35.04538	20.5455	170.57
17.2	3.26	1.47	9.2	-0.74	35.04538	20.4454	171.41
17.4	3.25	1.49	9.4	-0.75	35.54386	20.3453	174.70
17.6	3.24	1.47	9.6	-0.76	35.04538	20.2452	173.10
17.8	3.21	1.47	9.8	-0.79	35.04538	20.1451	173.96
18	3.20	1.57	10	-0.80	37.53778	20.0450	187.27

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local:	Bom Pastor - Ijuí	Amostra:	Solo - D
Data:	31/10/06		
Carga normal (kgf):	7.52	Pressão vertical (kPa):	30.00
Volume (cm³):	50.10	Peso da amostra (g):	71.05
Velocidade do ensaio (mm/min):	0.03	$\gamma_d$ (kN/m³):	10.83
Compr./ Larg./ Altura da amostra (cm):	5,005 x 5,005 x 2,000	$\gamma_n$ (kN/m³):	14.18
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( X ) Residual ( )			

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	6	20
Peso da cápsula (g):	12.02	12.53
Cáp. + solo úmido (g):	39.17	38.86
Cáp. + solo seco (g):	32.84	32.56
Teor de umidade médio (%):	30.93	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm²)	Tensão (kPa)
8	5.00	0.18	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	4.99	0.26	0.2	-0.01	4.8873	24.9499	19.59
8.4	4.99	0.29	0.4	-0.01	5.6351	24.8498	22.68
8.6	4.97	0.31	0.6	-0.03	6.1335	24.7497	24.78
8.8	4.96	0.33	0.8	-0.04	6.6320	24.6496	26.91
9	4.94	0.35	1	-0.06	7.1305	24.5495	29.05
9.2	4.93	0.38	1.2	-0.07	7.8782	24.4494	32.22
9.4	4.93	0.39	1.4	-0.07	8.1275	24.3493	33.38
9.6	4.92	0.4	1.6	-0.08	8.3767	24.2492	34.54
9.8	4.92	0.41	1.8	-0.08	8.6259	24.1491	35.72
10	4.92	0.42	2	-0.08	8.8752	24.0490	36.90
10.2	4.92	0.43	2.2	-0.08	9.1244	23.9489	38.10
10.4	4.92	0.42	2.4	-0.08	8.8752	23.8488	37.21
10.6	4.92	0.43	2.6	-0.08	9.1244	23.7487	38.42
10.8	4.92	0.45	2.8	-0.08	9.6229	23.6486	40.69
11	4.92	0.45	3	-0.08	9.6229	23.5485	40.86
11.2	4.92	0.45	3.2	-0.08	9.6229	23.4484	41.04
11.4	4.92	0.45	3.4	-0.08	9.6229	23.3483	41.21
11.6	4.93	0.45	3.6	-0.07	9.6229	23.2482	41.39
11.8	4.93	0.44	3.8	-0.07	9.3737	23.1481	40.49
12	4.93	0.44	4	-0.07	9.3737	23.0480	40.67
12.2	4.93	0.44	4.2	-0.07	9.3737	22.9479	40.85
12.4	4.93	0.43	4.4	-0.07	9.1244	22.8478	39.94
12.6	4.94	0.43	4.6	-0.06	9.1244	22.7477	40.11
12.8	4.94	0.43	4.8	-0.06	9.1244	22.6476	40.29
13	4.94	0.42	5	-0.06	8.8752	22.5475	39.36
13.2	4.94	0.41	5.2	-0.06	8.6259	22.4474	38.43
13.4	4.94	0.40	5.4	-0.06	8.3767	22.3473	37.48
13.6	4.94	0.4	5.6	-0.06	8.3767	22.2472	37.65
13.8	4.94	0.4	5.8	-0.06	8.3767	22.1471	37.82
14	4.94	0.4	6	-0.06	8.3767	22.0470	37.99
14.2	4.94	0.4	6.2	-0.06	8.3767	21.9469	38.17
14.4	4.94	0.4	6.4	-0.06	8.3767	21.8468	38.34
14.6	4.94	0.39	6.6	-0.06	8.1275	21.7467	37.37
14.8	4.94	0.39	6.8	-0.06	8.1275	21.6466	37.55
15	4.94	0.39	7	-0.06	8.1275	21.5465	37.72
15.2	4.94	0.38	7.2	-0.06	7.8782	21.4464	36.73
15.4	4.94	0.38	7.4	-0.06	7.8782	21.3463	36.91
15.6	4.94	0.38	7.6	-0.06	7.8782	21.2462	37.08
15.8	4.94	0.38	7.8	-0.06	7.8782	21.1461	37.26
16	4.94	0.38	8	-0.06	7.8782	21.0460	37.43
16.2	4.94	0.38	8.2	-0.06	7.8782	20.9459	37.61
16.4	4.94	0.37	8.4	-0.06	7.6290	20.8458	36.60
16.6	4.94	0.37	8.6	-0.06	7.6290	20.7457	36.77
16.8	4.94	0.37	8.8	-0.06	7.6290	20.6456	36.95
17	4.94	0.37	9	-0.06	7.6290	20.5455	37.13
17.2	4.94	0.37	9.2	-0.06	7.6290	20.4454	37.31
17.4	4.94	0.37	9.4	-0.06	7.6290	20.3453	37.50
17.6	4.94	0.37	9.6	-0.06	7.6290	20.2452	37.68
17.8	4.94	0.37	9.8	-0.06	7.6290	20.1451	37.87
18	4.94	0.37	10	-0.06	7.6290	20.0450	38.06

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Bom Pastor - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - D</b>	
Data: <b>13/11/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>15.03</b>	Pressão vertical (kPa): <b>60.00</b>	
Volume (cm <sup>3</sup> ): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>67.13</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.03</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>10.23</b>	
Compr./ Larg./ Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>13.40</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <input checked="" type="checkbox"/> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>6</b>	<b>20</b>
Peso da cápsula (g):	<b>12.02</b>	<b>12.53</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>39.17</b>	<b>38.86</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>32.84</b>	<b>32.56</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>30.93</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
9	5.00	0.14	0	0.00		25.0500	0.00
9.2	4.97	0.34	0.2	-0.03	6.8813	24.9499	27.58
9.4	4.93	0.39	0.4	-0.07	8.1275	24.8498	32.71
9.6	4.9	0.42	0.6	-0.1	8.8752	24.7497	35.86
9.8	4.87	0.45	0.8	-0.13	9.6229	24.6496	39.04
10	4.85	0.46	1	-0.15	9.8721	24.5495	40.21
10.2	4.82	0.47	1.2	-0.18	10.1214	24.4494	41.40
10.4	4.79	0.49	1.4	-0.21	10.6199	24.3493	43.61
10.6	4.77	0.49	1.6	-0.23	10.6199	24.2492	43.79
10.8	4.74	0.49	1.8	-0.26	10.6199	24.1491	43.98
11	4.72	0.52	2	-0.28	11.3676	24.0490	47.27
11.2	4.7	0.52	2.2	-0.3	11.3676	23.9489	47.47
11.4	4.68	0.53	2.4	-0.32	11.6168	23.8488	48.71
11.6	4.67	0.54	2.6	-0.33	11.8661	23.7487	49.97
11.8	4.65	0.55	2.8	-0.35	12.1153	23.6486	51.23
12	4.63	0.55	3	-0.37	12.1153	23.5485	51.45
12.2	4.62	0.56	3.2	-0.38	12.3645	23.4484	52.73
12.4	4.61	0.56	3.4	-0.39	12.3645	23.3483	52.96
12.6	4.59	0.57	3.6	-0.41	12.6138	23.2482	54.26
12.8	4.58	0.57	3.8	-0.42	12.6138	23.1481	54.49
13	4.57	0.56	4	-0.43	12.3645	23.0480	53.65
13.2	4.56	0.56	4.2	-0.44	12.3645	22.9479	53.88
13.4	4.56	0.56	4.4	-0.44	12.3645	22.8478	54.12
13.6	4.55	0.56	4.6	-0.45	12.3645	22.7477	54.36
13.8	4.54	0.55	4.8	-0.46	12.1153	22.6476	53.49
14	4.54	0.55	5	-0.46	12.1153	22.5475	53.73
14.2	4.53	0.55	5.2	-0.47	12.1153	22.4474	53.97
14.4	4.53	0.55	5.4	-0.47	12.1153	22.3473	54.21
14.6	4.52	0.55	5.6	-0.48	12.1153	22.2472	54.46
14.8	4.51	0.55	5.8	-0.49	12.1153	22.1471	54.70
15	4.51	0.54	6	-0.49	11.8661	22.0470	53.82
15.2	4.51	0.54	6.2	-0.49	11.8661	21.9469	54.07
15.4	4.50	0.54	6.4	-0.5	11.8661	21.8468	54.31
15.6	4.49	0.54	6.6	-0.51	11.8661	21.7467	54.56
15.8	4.48	0.54	6.8	-0.52	11.8661	21.6466	54.82
16	4.47	0.55	7	-0.53	12.1153	21.5465	56.23
16.2	4.46	0.53	7.2	-0.54	11.6168	21.4464	54.17
16.4	4.46	0.55	7.4	-0.54	12.1153	21.3463	56.76
16.6	4.45	0.54	7.6	-0.55	11.8661	21.2462	55.85
16.8	4.44	0.54	7.8	-0.56	11.8661	21.1461	56.11
17	4.44	0.54	8	-0.56	11.8661	21.0460	56.38
17.2	4.43	0.54	8.2	-0.57	11.8661	20.9459	56.65
17.4	4.42	0.54	8.4	-0.58	11.8661	20.8458	56.92
17.6	4.42	0.53	8.6	-0.58	11.6168	20.7457	56.00
17.8	4.41	0.53	8.8	-0.59	11.6168	20.6456	56.27
18	4.41	0.53	9	-0.59	11.6168	20.5455	56.54
18.2	4.40	0.53	9.2	-0.6	11.6168	20.4454	56.82
18.4	4.40	0.52	9.4	-0.6	11.3676	20.3453	55.87
18.6	4.39	0.52	9.6	-0.61	11.3676	20.2452	56.15
18.8	4.39	0.52	9.8	-0.61	11.3676	20.1451	56.43
19	4.38	0.52	10	-0.62	11.3676	20.0450	56.71

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Bom Pastor - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - D</b>
Data: <b>04/11/2006</b>	
Carga normal (kgf): <b>25.05</b>	Pressão vertical (kPa): <b>100</b>
Volume (cm <sup>3</sup> ): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>72.13</b>
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.031</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>11.00</b>
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>14.40</b>
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <b>X</b> ) Residual ( )	

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>6</b>	<b>20</b>
Peso da cápsula (g):	<b>12.02</b>	<b>12.53</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>39.17</b>	<b>38.86</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>32.84</b>	<b>32.56</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>30.93</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
8	3.00	0.10	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	3	0.24	0.2	0.00	4.38886	24.9499	17.59
8.4	2.95	0.32	0.4	-0.05	6.38278	24.8498	25.69
8.6	2.92	0.4	0.6	-0.08	8.3767	24.7497	33.85
8.8	2.87	0.47	0.8	-0.13	10.12138	24.6496	41.06
9	2.84	0.53	1	-0.16	11.61682	24.5495	47.32
9.2	2.82	0.57	1.2	-0.18	12.61378	24.4494	51.59
9.4	2.81	0.61	1.4	-0.19	13.61074	24.3493	55.90
9.6	2.79	0.64	1.6	-0.21	14.35846	24.2492	59.21
9.8	2.77	0.67	1.8	-0.23	15.10618	24.1491	62.55
10	2.75	0.68	2	-0.25	15.35542	24.0490	63.85
10.2	2.74	0.7	2.2	-0.26	15.8539	23.9489	66.20
10.4	2.72	0.74	2.4	-0.28	16.85086	23.8488	70.66
10.6	2.71	0.75	2.6	-0.29	17.1001	23.7487	72.00
10.8	2.69	0.76	2.8	-0.31	17.34934	23.6486	73.36
11	2.68	0.78	3	-0.32	17.84782	23.5485	75.79
11.2	2.66	0.8	3.2	-0.34	18.3463	23.4484	78.24
11.4	2.65	0.81	3.4	-0.35	18.59554	23.3483	79.64
11.6	2.64	0.81	3.6	-0.36	18.59554	23.2482	79.99
11.8	2.63	0.81	3.8	-0.37	18.59554	23.1481	80.33
12	2.62	0.81	4	-0.38	18.59554	23.0480	80.68
12.2	2.62	0.81	4.2	-0.38	18.59554	22.9479	81.03
12.4	2.61	0.81	4.4	-0.39	18.59554	22.8478	81.39
12.6	2.6	0.82	4.6	-0.40	18.84478	22.7477	82.84
12.8	2.59	0.82	4.8	-0.41	18.84478	22.6476	83.21
13	2.59	0.83	5	-0.41	19.09402	22.5475	84.68
13.2	2.58	0.83	5.2	-0.42	19.09402	22.4474	85.06
13.4	2.58	0.81	5.4	-0.42	18.59554	22.3473	83.21
13.6	2.57	0.8	5.6	-0.43	18.3463	22.2472	82.47
13.8	2.57	0.81	5.8	-0.43	18.59554	22.1471	83.96
14	2.56	0.81	6	-0.44	18.59554	22.0470	84.34
14.2	2.56	0.82	6.2	-0.44	18.84478	21.9469	85.87
14.4	2.55	0.82	6.4	-0.45	18.84478	21.8468	86.26
14.6	2.54	0.81	6.6	-0.46	18.59554	21.7467	85.51
14.8	2.54	0.82	6.8	-0.46	18.84478	21.6466	87.06
15	2.52	0.83	7	-0.48	19.09402	21.5465	88.62
15.2	2.52	0.83	7.2	-0.48	19.09402	21.4464	89.03
15.4	2.51	0.82	7.4	-0.49	18.84478	21.3463	88.28
15.6	2.5	0.82	7.6	-0.50	18.84478	21.2462	88.70
15.8	2.49	0.84	7.8	-0.51	19.34326	21.1461	91.47
16	2.49	0.82	8	-0.51	18.84478	21.0460	89.54
16.2	2.48	0.83	8.2	-0.52	19.09402	20.9459	91.16
16.4	2.47	0.84	8.4	-0.53	19.34326	20.8458	92.79
16.6	2.46	0.84	8.6	-0.54	19.34326	20.7457	93.24
16.8	2.45	0.84	8.8	-0.55	19.34326	20.6456	93.69
17	2.44	0.84	9	-0.56	19.34326	20.5455	94.15
17.2	2.43	0.84	9.2	-0.57	19.34326	20.4454	94.61
17.4	2.42	0.84	9.4	-0.58	19.34326	20.3453	95.07
17.6	2.41	0.84	9.6	-0.59	19.34326	20.2452	95.54
17.8	2.4	0.84	9.8	-0.60	19.34326	20.1451	96.02
18	2.39	0.84	10	-0.61	19.34326	20.0450	96.50



**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: Bom Pastor - Ijuí	Amostra: Solo - D	
Data: 04/11/2006		
Carga normal (kgf): 50.10	Pressão vertical (kPa): 200	
Volume (cm³): 50.10	Peso da amostra (g): 78.03	
Velocidade do ensaio (mm/min): 0.031	$\gamma_d$ (kN/m³): 13.52	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): 5,005 x 5,005 x 2,000	$\gamma_n$ (kN/m³): 15.57	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( X ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	6	20
Peso da cápsula (g):	12.02	12.53
Cáp. + solo úmido (g):	39.17	38.86
Cáp. + solo seco (g):	32.84	38.86
Teor de umidade médio (%):	15.20	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm²)	Tensão (kPa)
8	2.00	0.11	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	1.96	0.40	0.2	-0.04	8.3767	24.9499	33.57
8.4	1.90	0.54	0.4	-0.10	11.86606	24.8498	47.75
8.6	1.86	0.61	0.6	-0.14	13.61074	24.7497	54.99
8.8	1.82	0.71	0.8	-0.18	16.10314	24.6496	65.33
9	1.77	0.81	1	-0.23	18.59554	24.5495	75.75
9.2	1.72	0.90	1.2	-0.28	20.8387	24.4494	85.23
9.4	1.67	0.98	1.4	-0.33	22.83262	24.3493	93.77
9.6	1.63	1.04	1.6	-0.37	24.32806	24.2492	100.33
9.8	1.59	1.12	1.8	-0.41	26.32198	24.1491	109.00
10	1.56	1.18	2	-0.44	27.81742	24.0490	115.67
10.2	1.54	1.24	2.2	-0.46	29.31286	23.9489	122.40
10.4	1.51	1.29	2.4	-0.49	30.55906	23.8488	128.14
10.6	1.49	1.33	2.6	-0.51	31.55602	23.7487	132.87
10.8	1.46	1.37	2.8	-0.54	32.55298	23.6486	137.65
11	1.44	1.38	3	-0.56	32.80222	23.5485	139.30
11.2	1.42	1.40	3.2	-0.58	33.3007	23.4484	142.02
11.4	1.41	1.43	3.4	-0.59	34.04842	23.3483	145.83
11.6	1.40	1.45	3.6	-0.60	34.5469	23.2482	148.60
11.8	1.38	1.46	3.8	-0.62	34.79614	23.1481	150.32
12	1.37	1.46	4	-0.63	34.79614	23.0480	150.97
12.2	1.36	1.46	4.2	-0.64	34.79614	22.9479	151.63
12.4	1.35	1.46	4.4	-0.65	34.79614	22.8478	152.30
12.6	1.33	1.46	4.6	-0.67	34.79614	22.7477	152.97
12.8	1.32	1.47	4.8	-0.68	35.04538	22.6476	154.74
13	1.31	1.47	5	-0.69	35.04538	22.5475	155.43
13.2	1.30	1.47	5.2	-0.70	35.04538	22.4474	156.12
13.4	1.29	1.47	5.4	-0.71	35.04538	22.3473	156.82
13.6	1.28	1.46	5.6	-0.72	34.79614	22.2472	156.41
13.8	1.27	1.45	5.8	-0.73	34.5469	22.1471	155.99
14	1.26	1.45	6	-0.74	34.5469	22.0470	156.70
14.2	1.25	1.44	6.2	-0.75	34.29766	21.9469	156.28
14.4	1.24	1.43	6.4	-0.76	34.04842	21.8468	155.85
14.6	1.23	1.43	6.6	-0.77	34.04842	21.7467	156.57
14.8	1.23	1.43	6.8	-0.77	34.04842	21.6466	157.29
15	1.22	1.43	7	-0.78	34.04842	21.5465	158.02
15.2	1.21	1.41	7.2	-0.79	33.54994	21.4464	156.44
15.4	1.21	1.40	7.4	-0.79	33.3007	21.3463	156.00
15.6	1.20	1.40	7.6	-0.80	33.3007	21.2462	156.74
15.8	1.20	1.40	7.8	-0.80	33.3007	21.1461	157.48
16	1.19	1.39	8	-0.81	33.05146	21.0460	157.04
16.2	1.19	1.37	8.2	-0.81	32.55298	20.9459	155.41
16.4	1.19	1.35	8.4	-0.81	32.0545	20.8458	153.77
16.6	1.18	1.35	8.6	-0.82	32.0545	20.7457	154.51
16.8	1.18	1.34	8.8	-0.82	31.80526	20.6456	154.05
17	1.17	1.34	9	-0.83	31.80526	20.5455	154.80
17.2	1.17	1.33	9.2	-0.83	31.55602	20.4454	154.34
17.4	1.16	1.33	9.4	-0.84	31.55602	20.3453	155.10
17.6	1.16	1.33	9.6	-0.84	31.55602	20.2452	155.87
17.8	1.15	1.33	9.8	-0.85	31.55602	20.1451	156.64
18	1.15	1.33	10	-0.85	31.55602	20.0450	157.43



**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: Centro - Ijuí	Amostra: Solo - E
Data: 13/11/06	
Carga normal (kgf): 7.52	Pressão vertical (kPa): 30.00
Volume (cm³): 50.10	Peso da amostra (g): 72.31
Velocidade do ensaio (mm/min): 0.03	$\gamma_d$ (kN/m³): 11.09
Compr./ Larg./ Altura da amostra (cm): 5,005 x 5,005 x 2,000	$\gamma_n$ (kN/m³): 14.43
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( X ) Residual ( )	

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	6	20
Peso da cápsula (g):	12.02	12.54
Cáp. + solo úmido (g):	38.15	45.55
Cáp. + solo seco (g):	32.05	37.96
Teor de umidade médio (%):	30.16	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm²)	Tensão (kPa)
8	8.00	0.09	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	7.94	0.19	0.2	-0.06	3.1427	24.9499	12.60
8.4	7.89	0.21	0.4	-0.11	3.6411	24.8498	14.65
8.6	7.85	0.22	0.6	-0.15	3.8904	24.7497	15.72
8.8	7.81	0.24	0.8	-0.19	4.3889	24.6496	17.80
9	7.78	0.26	1	-0.22	4.8873	24.5495	19.91
9.2	7.74	0.28	1.2	-0.26	5.3858	24.4494	22.03
9.4	7.72	0.28	1.4	-0.28	5.3858	24.3493	22.12
9.6	7.7	0.29	1.6	-0.30	5.6351	24.2492	23.24
9.8	7.67	0.29	1.8	-0.33	5.6351	24.1491	23.33
10	7.66	0.31	2	-0.34	6.1335	24.0490	25.50
10.2	7.64	0.31	2.2	-0.36	6.1335	23.9489	25.61
10.4	7.62	0.33	2.4	-0.38	6.6320	23.8488	27.81
10.6	7.6	0.33	2.6	-0.40	6.6320	23.7487	27.93
10.8	7.59	0.34	2.8	-0.41	6.8813	23.6486	29.10
11	7.57	0.34	3	-0.43	6.8813	23.5485	29.22
11.2	7.56	0.35	3.2	-0.44	7.1305	23.4484	30.41
11.4	7.55	0.34	3.4	-0.45	6.8813	23.3483	29.47
11.6	7.54	0.35	3.6	-0.46	7.1305	23.2482	30.67
11.8	7.53	0.35	3.8	-0.47	7.1305	23.1481	30.80
12	7.52	0.35	4	-0.48	7.1305	23.0480	30.94
12.2	7.52	0.35	4.2	-0.48	7.1305	22.9479	31.07
12.4	7.51	0.36	4.4	-0.49	7.3797	22.8478	32.30
12.6	7.51	0.36	4.6	-0.49	7.3797	22.7477	32.44
12.8	7.51	0.37	4.8	-0.49	7.6290	22.6476	33.69
13	7.51	0.37	5	-0.49	7.6290	22.5475	33.84
13.2	7.51	0.37	5.2	-0.49	7.6290	22.4474	33.99
13.4	7.51	0.37	5.4	-0.49	7.6290	22.3473	34.14
13.6	7.5	0.36	5.6	-0.50	7.3797	22.2472	33.17
13.8	7.5	0.36	5.8	-0.50	7.3797	22.1471	33.32
14	7.5	0.37	6	-0.50	7.6290	22.0470	34.60
14.2	7.5	0.37	6.2	-0.50	7.6290	21.9469	34.76
14.4	7.49	0.37	6.4	-0.51	7.6290	21.8468	34.92
14.6	7.49	0.36	6.6	-0.51	7.3797	21.7467	33.93
14.8	7.49	0.35	6.8	-0.51	7.1305	21.6466	32.94
15	7.49	0.36	7	-0.51	7.3797	21.5465	34.25
15.2	7.49	0.36	7.2	-0.51	7.3797	21.4464	34.41
15.4	7.49	0.36	7.4	-0.51	7.3797	21.3463	34.57
15.6	7.48	0.35	7.6	-0.52	7.1305	21.2462	33.56
15.8	7.48	0.35	7.8	-0.52	7.1305	21.1461	33.72
16	7.48	0.35	8	-0.52	7.1305	21.0460	33.88
16.2	7.48	0.36	8.2	-0.52	7.3797	20.9459	35.23
16.4	7.48	0.35	8.4	-0.52	7.1305	20.8458	34.21
16.6	7.47	0.35	8.6	-0.53	7.1305	20.7457	34.37
16.8	7.47	0.35	8.8	-0.53	7.1305	20.6456	34.54
17	7.47	0.35	9	-0.53	7.1305	20.5455	34.71
17.2	7.47	0.35	9.2	-0.53	7.1305	20.4454	34.88
17.4	7.47	0.35	9.4	-0.53	7.1305	20.3453	35.05
17.6	7.46	0.35	9.6	-0.54	7.1305	20.2452	35.22
17.8	7.46	0.35	9.8	-0.54	7.1305	20.1451	35.40
18	7.46	0.35	10	-0.54	7.1305	20.0450	35.57

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Centro - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - E</b>	
Data: <b>14/11/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>15.03</b>	Pressão vertical (kPa): <b>60.00</b>	
Volume (cm <sup>3</sup> ): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>70.50</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.03</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>10.81</b>	
Compr./ Larg./ Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>14.07</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <input checked="" type="checkbox"/> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	6	20
Peso da cápsula (g):	12.02	12.54
Cáp. + solo úmido (g):	38.15	45.55
Cáp. + solo seco (g):	32.05	37.96
Teor de umidade médio (%):	30.16	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
7	5.00	0.18	0	0.00		25.0500	0.00
7.2	4.97	0.29	0.2	-0.03	5.6351	24.9499	22.59
7.4	4.95	0.32	0.4	-0.05	6.3828	24.8498	25.69
7.6	4.92	0.35	0.6	-0.08	7.1305	24.7497	28.81
7.8	4.88	0.37	0.8	-0.12	7.6290	24.6496	30.95
8	4.86	0.39	1	-0.14	8.1275	24.5495	33.11
8.2	4.83	0.41	1.2	-0.17	8.6259	24.4494	35.28
8.4	4.80	0.42	1.4	-0.2	8.8752	24.3493	36.45
8.6	4.78	0.44	1.6	-0.22	9.3737	24.2492	38.66
8.8	4.76	0.45	1.8	-0.24	9.6229	24.1491	39.85
9	4.73	0.46	2	-0.27	9.8721	24.0490	41.05
9.2	4.72	0.47	2.2	-0.28	10.1214	23.9489	42.26
9.4	4.7	0.48	2.4	-0.3	10.3706	23.8488	43.48
9.6	4.69	0.48	2.6	-0.31	10.3706	23.7487	43.67
9.8	4.67	0.49	2.8	-0.33	10.6199	23.6486	44.91
10	4.65	0.49	3	-0.35	10.6199	23.5485	45.10
10.2	4.63	0.5	3.2	-0.37	10.8691	23.4484	46.35
10.4	4.62	0.5	3.4	-0.38	10.8691	23.3483	46.55
10.6	4.60	0.51	3.6	-0.4	11.1183	23.2482	47.82
10.8	4.58	0.51	3.8	-0.42	11.1183	23.1481	48.03
11	4.57	0.51	4	-0.43	11.1183	23.0480	48.24
11.2	4.55	0.51	4.2	-0.45	11.1183	22.9479	48.45
11.4	4.53	0.51	4.4	-0.47	11.1183	22.8478	48.66
11.6	4.52	0.51	4.6	-0.48	11.1183	22.7477	48.88
11.8	4.5	0.52	4.8	-0.5	11.3676	22.6476	50.19
12	4.49	0.52	5	-0.51	11.3676	22.5475	50.42
12.2	4.47	0.53	5.2	-0.53	11.6168	22.4474	51.75
12.4	4.46	0.53	5.4	-0.54	11.6168	22.3473	51.98
12.6	4.43	0.53	5.6	-0.57	11.6168	22.2472	52.22
12.8	4.43	0.54	5.8	-0.57	11.8661	22.1471	53.58
13	4.42	0.53	6	-0.58	11.6168	22.0470	52.69
13.2	4.40	0.55	6.2	-0.6	12.1153	21.9469	55.20
13.4	4.39	0.55	6.4	-0.61	12.1153	21.8468	55.46
13.6	4.38	0.55	6.6	-0.62	12.1153	21.7467	55.71
13.8	4.36	0.55	6.8	-0.64	12.1153	21.6466	55.97
14	4.35	0.55	7	-0.65	12.1153	21.5465	56.23
14.2	4.34	0.55	7.2	-0.66	12.1153	21.4464	56.49
14.4	4.32	0.56	7.4	-0.68	12.3645	21.3463	57.92
14.6	4.31	0.56	7.6	-0.69	12.3645	21.2462	58.20
14.8	4.30	0.56	7.8	-0.7	12.3645	21.1461	58.47
15	4.29	0.56	8	-0.71	12.3645	21.0460	58.75
15.2	4.28	0.55	8.2	-0.72	12.1153	20.9459	57.84
15.4	4.26	0.56	8.4	-0.74	12.3645	20.8458	59.31
15.6	4.25	0.56	8.6	-0.75	12.3645	20.7457	59.60
15.8	4.24	0.56	8.8	-0.76	12.3645	20.6456	59.89
16	4.24	0.57	9	-0.76	12.6138	20.5455	61.39
16.2	4.23	0.57	9.2	-0.77	12.6138	20.4454	61.69
16.4	4.22	0.57	9.4	-0.78	12.6138	20.3453	62.00
16.6	4.22	0.57	9.6	-0.78	12.6138	20.2452	62.30
16.8	4.21	0.57	9.8	-0.79	12.6138	20.1451	62.61
17	4.21	0.57	10	-0.79	12.6138	20.0450	62.93

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Centro - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - E</b>	
Data: <b>21/11/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>25.05</b>	Pressão vertical (kPa): <b>100</b>	
Volume (cm <sup>3</sup> ): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>74.50</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.031</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>11.42</b>	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>14.87</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <input checked="" type="checkbox"/> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>6</b>	<b>20</b>
Peso da cápsula (g):	<b>12.02</b>	<b>12.54</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>38.15</b>	<b>45.55</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>32.05</b>	<b>37.96</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>30.16</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	D Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
8	5.00	0.11	0	0.00		25.0500	0.00
8.2	4.93	0.26	0.2	-0.07	4.88734	24.9499	19.59
8.4	4.87	0.34	0.4	-0.13	6.88126	24.8498	27.69
8.6	4.82	0.41	0.6	-0.18	8.62594	24.7497	34.85
8.8	4.77	0.46	0.8	-0.23	9.87214	24.6496	40.05
9	4.76	0.49	1	-0.24	10.61986	24.5495	43.26
9.2	4.74	0.52	1.2	-0.26	11.36758	24.4494	46.49
9.4	4.64	0.55	1.4	-0.36	12.1153	24.3493	49.76
9.6	4.61	0.56	1.6	-0.39	12.36454	24.2492	50.99
9.8	4.57	0.58	1.8	-0.43	12.86302	24.1491	53.26
10	4.54	0.61	2	-0.46	13.61074	24.0490	56.60
10.2	4.51	0.63	2.2	-0.49	14.10922	23.9489	58.91
10.4	4.48	0.65	2.4	-0.52	14.6077	23.8488	61.25
10.6	4.45	0.65	2.6	-0.55	14.6077	23.7487	61.51
10.8	4.42	0.62	2.8	-0.58	13.85998	23.6486	58.61
11	4.4	0.7	3	-0.60	15.8539	23.5485	67.32
11.2	4.37	0.7	3.2	-0.63	15.8539	23.4484	67.61
11.4	4.35	0.71	3.4	-0.65	16.10314	23.3483	68.97
11.6	4.32	0.72	3.6	-0.68	16.35238	23.2482	70.34
11.8	4.3	0.73	3.8	-0.70	16.60162	23.1481	71.72
12	4.28	0.75	4	-0.72	17.1001	23.0480	74.19
12.2	4.26	0.76	4.2	-0.74	17.34934	22.9479	75.60
12.4	4.25	0.76	4.4	-0.75	17.34934	22.8478	75.93
12.6	4.23	0.77	4.6	-0.77	17.59858	22.7477	77.36
12.8	4.21	0.78	4.8	-0.79	17.84782	22.6476	78.81
13	4.19	0.8	5	-0.81	18.3463	22.5475	81.37
13.2	4.17	0.81	5.2	-0.83	18.59554	22.4474	82.84
13.4	4.15	0.81	5.4	-0.85	18.59554	22.3473	83.21
13.6	4.13	0.81	5.6	-0.87	18.59554	22.2472	83.59
13.8	4.12	0.82	5.8	-0.88	18.84478	22.1471	85.09
14	4.1	0.82	6	-0.90	18.84478	22.0470	85.48
14.2	4.08	0.83	6.2	-0.92	19.09402	21.9469	87.00
14.4	4.06	0.82	6.4	-0.94	18.84478	21.8468	86.26
14.6	4.04	0.83	6.6	-0.96	19.09402	21.7467	87.80
14.8	4.03	0.84	6.8	-0.97	19.34326	21.6466	89.36
15	4.01	0.84	7	-0.99	19.34326	21.5465	89.77
15.2	3.99	0.82	7.2	-1.01	18.84478	21.4464	87.87
15.4	3.98	0.83	7.4	-1.02	19.09402	21.3463	89.45
15.6	3.96	0.84	7.6	-1.04	19.34326	21.2462	91.04
15.8	3.95	0.84	7.8	-1.05	19.34326	21.1461	91.47
16	3.94	0.83	8	-1.06	19.09402	21.0460	90.73
16.2	3.93	0.84	8.2	-1.07	19.34326	20.9459	92.35
16.4	3.91	0.84	8.4	-1.09	19.34326	20.8458	92.79
16.6	3.9	0.85	8.6	-1.10	19.5925	20.7457	94.44
16.8	3.89	0.85	8.8	-1.11	19.5925	20.6456	94.90
17	3.88	0.85	9	-1.12	19.5925	20.5455	95.36
17.2	3.86	0.85	9.2	-1.14	19.5925	20.4454	95.83
17.4	3.85	0.85	9.4	-1.15	19.5925	20.3453	96.30
17.6	3.84	0.86	9.6	-1.16	19.84174	20.2452	98.01
17.8	3.83	0.86	9.8	-1.17	19.84174	20.1451	98.49
18	3.82	0.86	10	-1.18	19.84174	20.0450	98.99

**ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**  
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS - UNIJUÍ/RS

Local: <b>Centro - Ijuí</b>	Amostra: <b>Solo - E</b>	
Data: <b>24/11/2006</b>		
Carga normal (kgf): <b>50.10</b>	Pressão vertical (kPa): <b>200</b>	
Volume (cm <sup>3</sup> ): <b>50.10</b>	Peso da amostra (g): <b>73.97</b>	
Velocidade do ensaio (mm/min): <b>0.031</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>11.29</b>	
Compr./Larg./Altura da amostra (cm): <b>5,005 x 5,005 x 2,000</b>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): <b>14.76</b>	
Condições do ensaio: Natural ( ) Inundado ( <b>X</b> ) Residual ( )		

Determinação da umidade:	ANTES ENSAIO	
Nº da cápsula:	<b>6</b>	<b>20</b>
Peso da cápsula (g):	<b>12.02</b>	<b>13.54</b>
Cáp. + solo úmido (g):	<b>38.15</b>	<b>45.55</b>
Cáp. + solo seco (g):	<b>32.05</b>	<b>37.96</b>
Teor de umidade médio (%):	<b>30.77</b>	

Leitura no aparelho			DADOS TRABALHADOS				
Dh	Dv	Anel	Dh (mm)	Dv (mm)	D Anel (kgf)	Área (cm <sup>2</sup> )	Tensão (kPa)
6	6.00	0.09	0	0.00		25.0500	0.00
6.2	5.94	0.51	0.2	-0.06	11.11834	24.9499	44.56
6.4	5.86	0.64	0.4	-0.14	14.35846	24.8498	57.78
6.6	5.80	0.75	0.6	-0.20	17.1001	24.7497	69.09
6.8	5.68	0.92	0.8	-0.32	21.33718	24.6496	86.56
7	5.63	0.98	1	-0.37	22.83262	24.5495	93.01
7.2	5.60	1.03	1.2	-0.40	24.07882	24.4494	98.48
7.4	5.56	1.07	1.4	-0.44	25.07578	24.3493	102.98
7.6	5.53	1.11	1.6	-0.47	26.07274	24.2492	107.52
7.8	5.50	1.14	1.8	-0.50	26.82046	24.1491	111.06
8	5.47	1.19	2	-0.53	28.06666	24.0490	116.71
8.2	5.44	1.23	2.2	-0.56	29.06362	23.9489	121.36
8.4	5.41	1.27	2.4	-0.59	30.06058	23.8488	126.05
8.6	5.39	1.28	2.6	-0.61	30.30982	23.7487	127.63
8.8	5.36	1.31	2.8	-0.64	31.05754	23.6486	131.33
9	5.34	1.33	3	-0.66	31.55602	23.5485	134.00
9.2	5.31	1.34	3.2	-0.69	31.80526	23.4484	135.64
9.4	5.29	1.37	3.4	-0.71	32.55298	23.3483	139.42
9.6	5.27	1.39	3.6	-0.73	33.05146	23.2482	142.17
9.8	5.24	1.41	3.8	-0.76	33.54994	23.1481	144.94
10	5.22	1.43	4	-0.78	34.04842	23.0480	147.73
10.2	5.20	1.44	4.2	-0.80	34.29766	22.9479	149.46
10.4	5.18	1.46	4.4	-0.82	34.79614	22.8478	152.30
10.6	5.17	1.46	4.6	-0.83	34.79614	22.7477	152.97
10.8	5.15	1.46	4.8	-0.85	34.79614	22.6476	153.64
11	5.14	1.48	5	-0.86	35.29462	22.5475	156.53
11.2	5.12	1.49	5.2	-0.88	35.54386	22.4474	158.34
11.4	5.10	1.49	5.4	-0.90	35.54386	22.3473	159.05
11.6	5.09	1.51	5.6	-0.91	36.04234	22.2472	162.01
11.8	5.08	1.52	5.8	-0.92	36.29158	22.1471	163.87
12	5.07	1.49	6	-0.93	35.54386	22.0470	161.22
12.2	5.06	1.51	6.2	-0.94	36.04234	21.9469	164.23
12.4	5.04	1.50	6.4	-0.96	35.7931	21.8468	163.84
12.6	5.03	1.49	6.6	-0.97	35.54386	21.7467	163.44
12.8	5.02	1.49	6.8	-0.98	35.54386	21.6466	164.20
13	5.01	1.49	7	-0.99	35.54386	21.5465	164.96
13.2	5.00	1.50	7.2	-1.00	35.7931	21.4464	166.90
13.4	4.98	1.49	7.4	-1.02	35.54386	21.3463	166.51
13.6	4.98	1.52	7.6	-1.02	36.29158	21.2462	170.81
13.8	4.96	1.51	7.8	-1.04	36.04234	21.1461	170.44
14	4.95	1.48	8	-1.05	35.29462	21.0460	167.70
14.2	4.94	1.47	8.2	-1.06	35.04538	20.9459	167.31
14.4	4.94	1.49	8.4	-1.06	35.54386	20.8458	170.51
14.6	4.93	1.49	8.6	-1.07	35.54386	20.7457	171.33
14.8	4.92	1.49	8.8	-1.08	35.54386	20.6456	172.16
15	4.91	1.49	9	-1.09	35.54386	20.5455	173.00
15.2	4.90	1.50	9.2	-1.10	35.7931	20.4454	175.07
15.4	4.88	1.49	9.4	-1.12	35.54386	20.3453	174.70
15.6	4.88	1.51	9.6	-1.12	36.04234	20.2452	178.03
15.8	4.87	1.50	9.8	-1.13	35.7931	20.1451	177.68
16	4.86	1.50	10	-1.14	35.7931	20.0450	178.56