

**UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO – UNICAP  
PRÓ-REITORIA DE ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

Wallace Borges de Sá

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-MURO EM CONCRETO  
CONVENCIONAL, COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E  
DEMOLIÇÃO (RCD) E ALVENARIA DE PEDRA**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Recife  
Março/2006**

S111e Sá, Wallace Borges de  
Estudo da interação solo-muro em concreto convencional,  
com resíduo de construção e demolição (RCD) e alvenaria de  
pedra / Wallace Borges de Sá; orientadores, Silvio de Melo  
Ferreira, Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, 2006.  
112 f. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de  
Pernambuco. Pró-reitoria de Ensino, Pesquisa e extensão,  
2006.

1. Muro de arrimo. 2. Ancoragem (Engenharia de estruturas).
3. Solos - Compactação. I. Título.

CDU 624.137.4

**UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO – UNICAP  
PRÓ-REITORIA DE ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

Wallace Borges de Sá

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-MURO EM CONCRETO  
CONVENCIONAL, COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E  
DEMOLIÇÃO (RCD) E ALVENARIA DE PEDRA**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Recife  
Março/2006**

S111e Sá, Wallace Borges de  
Estudo da interação solo-muro em concreto convencional,  
com resíduo de construção e demolição (RCD) e alvenaria de  
pedra / Wallace Borges de Sá; orientadores, Silvio de Melo  
Ferreira, Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, 2006.  
112 f. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de  
Pernambuco. Pró-reitoria de Ensino, Pesquisa e extensão,  
2006.

1. Muro de arrimo. 2. Ancoragem (Engenharia de estruturas).
3. Solos - Compactação. I. Título.

CDU 624.137.4

# **ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-MURO EM CONCRETO CONVENCIONAL, COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD) E ALVENARIA DE PEDRA**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Construção:

Engenharia das Construções

Orientadores:

Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira, D.Sc.

Prof. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, D.Sc.

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-MURO EM CONCRETO CONVENCIONAL, COM  
RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD) E ALVENARIA DE PEDRA**

Wallace Borges de Sá

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE  
PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO  
DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

---

Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira, D.Sc.

---

Prof. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, D.Sc.

---

Prof. Romilde Almeida de Oliveira, D.Sc.

---

Prof. Bernard Bulhões Pedreira Genevois, D.Sc.

Recife, PE – Brasil  
Março de 2006.

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais, João Gomes de Sá (*in memoriam*) e Maria Eunice Borges de Sá, pelo grande esforço aplicado em minha educação, pelo exemplo de dignidade e valorização aos estudos - tão presentes em suas vidas - como princípios transmitidos a mim.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por me ter concebido a oportunidade da vida, saúde e persistência para concretizar esse trabalho.

À Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP), pela minha formação de Pós-Graduação, dada na oportunidade de integrar a 1ª turma do Mestrado de Engenharia Civil.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira, pela paciência em conduzir minhas dificuldades, objetividade e competência na abordagem do tema dessa dissertação e disponibilidade incansável de verificação da pesquisa realizada .

Ao meu co-orientador, Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, pelas orientações científicas apropriadas, pela pedagogia amiga do ensino e sua participação constante na construção das etapas desse trabalho.

À equipe de laboratoristas do Departamento de Engenharia e Arquitetura da UNICAP: André Miranda, André Malta, Washington Esposito e, em especial, Severino Pedro, pela grande ajuda no desenvolvimento dos ensaios de laboratório.

À equipe de laboratoristas do Laboratório de Solos e Instrumentação do Departamento de Engenharia Civil da UFPE: Francisco Moura, Leandro Moura, por todo apoio na fase experimental deste trabalho.

Aos professores José Orlando e Fernando Artur, pelas sugestões eficientes no processo conclusivo do trabalho.

À equipe de professores do Mestrado de Engenharia Civil da UNICAP com os quais tive oportunidade de aprender. Aos colegas do Mestrado, pela amizade construída e apoio ao longo dos dois anos de estudo e pesquisa.

À colega, Fabiana Padilha, pela disposição constante em nos fornecer material de pesquisa.

À Escola Politécnica de Pernambuco, pelo auxílio técnico, ao ceder o britador de mandíbula.

À amiga, Poliana Marques, pela providencial ajuda no mapeamento das pedras para os ensaios laboratoriais. Aos amigos Vandrê Ricardo e Eduardo José, pela sempre constante solicitude na organização do material de dissertação.

À minha irmã, Vera Borges, professora da UNICAP, que me motivou a fazer o Mestrado de Engenharia desta Instituição, para meu aperfeiçoamento profissional no ensino superior.

Aos meus pais, João e Eunice Sá, pela dedicação infinita, apoio material, confiança e respeito à minha escolha em querer ter feito Mestrado de Engenharia Civil.

## RESUMO

Um dos principais problemas, na Região Metropolitana do Recife (RMR), nas encostas, é a ocupação antrópica desordenada, aumentando o número de moradias em áreas de risco. Uma das soluções para a estabilização das encostas é o uso da construção de estrutura de contenção como muro de arrimo. O ângulo de atrito solo-muro é um parâmetro fundamental para o dimensionamento. O seu valor é utilizado na avaliação dos empuxos ativo e passivo na análise de estabilidade do muro. A prática atual de projetos considera o valor do ângulo de atrito solo-muro como sendo igual ao ângulo de atrito do solo, uma parcela dele ou mesmo nulo a depender do caso. Valores experimentais para solos brasileiros não estão disponíveis na literatura. Desta forma, os projetos de muros de arrimo podem estar sendo dimensionados contra a segurança ou de forma antieconômica. Neste contexto na presente dissertação, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de solo e de outro material representativo de muros de arrimo (concreto convencional, concreto com agregado de resíduos de construção e demolição - RCD e rocha), com o objetivo de obter os ângulos de atrito interno do solo e do contato solo-muro. Foram utilizados dois solos das encostas do Recife um arenoso (Ibura) e outro argiloso (Nova Descoberta). Foram avaliadas as rugosidades das superfícies em contato com os solos, para analisar sua influência na interação solo-muro. Os resultados obtidos são comparados com valores sugeridos na literatura, considerando a influência do solo e da rugosidade da superfície de contato. A relação entre o ângulo de atrito solo-muro e o ângulo de atrito do solo ( $\alpha/\phi$ ) varia de 3/4 a 1, com a Rugosidade Média, para o solo arenoso do Ibura e de 1/3 a 3/4 para o solo argiloso de Nova Descoberta. No solo arenoso, o atrito solo-muro tem menor influência da rugosidade da superfície de contato e tem valor muito próximo do ângulo de atrito interno do solo. No solo argiloso o atrito solo-muro é fortemente influenciado pela rugosidade da superfície de contato, e o seu valor varia de 1/3 a 3/4 do ângulo de atrito do solo.

## ABSTRACT

One of the main problems, in the Region Metropolitan of Recife (RMR), in the hillsides it is the disordered occupation, increasing the number of housings in risk areas. One of the solutions for the stabilization of the hillsides is the use of the construction of retained structure as support wall. The friction angle soil-wall is a basic parameter for the design of a support wall. Its value is used in the evaluation of the pushes active and passive in the analysis of stability of the wall. Practical the current one of projects in Brazil considers the value of the friction angle soil-wall as being equal to the angle of friction of the soil, a parcel of it or same zero to depend on the case. The values found in literature also indicate as estimative for this angle values that vary of zero to the angle of friction of the soil. Experimental values for Brazilian soils are not available in literature. Of this form the projects of support walls can be being designed against the security or of uneconomical form. In this context in the present dissertation tests of direct shear in specimens of composites of soil and another representative material of support walls had been carried through (conventional concrete, concrete with recycled aggregate of RCD and rock), with the objective to get the friction angle soil-wall. Two soils of the hillsides of Recife had been used (sandy and a other clayey one). The roughness of the surfaces in contact with soil had been evaluated, to analyze its influence in the interaction soil-wall. The gotten results are compared with values suggested in literature, having considered the influence of the soil and the roughness of the contact surface. The relation enters the friction angle soil-wall and the angle of friction of the ground ( $\alpha/\delta$ ) varies of  $3/4$  the 1, with the average roughness for the soil sandy of the Ibura and of  $1/3$  the  $3/4$  for the soil clayey of Nova Descoberta. In the soil sandy, the friction soil-wall has minor influence of the roughness of the faying surface and has value very next to the angle of internal friction of the soil. In the soil clayey the friction soil-wall strong is influenced by the roughness of the faying surface, and its value varies of  $1/3$  the  $3/4$  of the angle of friction of the soil.

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 Relevância do tema.....	1
1.2 Objetivos..	2
1.2.1 Objetivo geral.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Estrutura da Dissertação.....	3
<b>CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	4
2.1 Estruturas de contenção.....	4
2.1.1 Muro de arrimo.....	4
2.1.2 Condições de estabilidade de contenção de peso - muros de arrimo.....	4
2.1.3 Tipos de muro.....	6
2.1.3.1 Muro de solo cimento ensacado.....	6
2.1.3.2 Muro com alvenaria armada.....	7
2.1.3.3 Muro de pedra seca – sem rejunte.....	8
2.1.3.4 Muro de alvenaria de pedra – com rejunte.....	9
2.1.3.5 Muro de concreto armado.....	10
2.1.3.6 Muro de gabião – caixa.....	10
2.1.3.7 Muro de bloco de concreto articulado – encaixado sem rejunte.....	11
2.1.3.8 Muro de solo-pneu.....	13
2.2 Resistência ao cisalhamento dos solos.....	14
2.3 Ensaio de cisalhamento direto.....	21
2.4 Atrito solo-muro.....	22
2.5 Rugosidade de superfícies.....	29
2.5.1 Sistemas de medição da rugosidade superficial.....	30
2.6 Agregados reciclados.....	34
2.6.1 Normalização internacional para agregados reciclados.....	34
2.6.2 Caracterização de agregados reciclados.....	35
2.6.3 Processo de substituição de agregado natural por reciclado.....	36
2.6.4 Produção de concretos duráveis com agregados reciclados.....	38

<b>CAPITULO III – METODOLOGIA.....</b>	<b>39</b>
3.1 Introdução.....	39
3.2 Interação solo-muro.....	39
3.2.1 Caracterização dos solos.....	40
3.2.2 Resistência ao cisalhamento do solo – ensaio de cisalhamento direto.....	40
3.2.3 Interação solo-muro.....	41
3.3 Preparação das superfícies de contato.....	43
3.3.1 Preparação dos agregados.....	43
3.3.2 Caracterização dos agregados naturais e de RCD.....	44
3.4 Avaliação da rugosidade das superfícies de contato solo- muro.....	48
<b>CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>52</b>
4.1 Introdução.....	52
4.2 Caracterização do solo e da resistência ao cisalhamento.....	52
4.2.1 Caracterização física do solo.....	52
4.2.2 Avaliação das rugosidades das superfícies de contato.....	54
4.2.3 Resistência ao cisalhamento dos solos.....	60
4.3 Resistência ao cisalhamento solo-muro – ensaio de cisalhamento direto.....	66
4.3.1 Solo arenoso do Ibura.....	87
4.3.1.1 Solo – concreto convencional.....	87
4.3.1.2 Solo – rocha.....	87
4.3.2 Solo argiloso de Nova Descoberta.....	88
4.3.2.1 Solo – concreto convencional.....	88
4.3.2.2 Solo – concreto com agregado RCD.....	88
4.3.2.3 Solo – rocha.....	88
4.4 Fatores influentes na interação solo-muro.....	89
4.4.1 Influência do tamanho do corpo de prova no ângulo de atrito.....	89
4.4.2 Relação de atrito solo-muro com a rugosidade.....	90
4.4.3 Relação de atrito solo-muro com o ângulo de atrito interno do solo.....	90

<b>CAPÍTULO V - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>93</b>
5.1 Principais conclusões.....	94
5.2 Sugestões para futuras pesquisas.....	96
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXO.....</b>	<b>104</b>

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura II.1 - Resultante do peso do muro (R) na base, componentes vertical (V) e horizontal (H) e aspecto do diagrama de pressão no solo de apoio.....	5
Figura II.2 - Muro de solo cimento ensacado - Rip-Rap (FIDEM, 2001b).....	6
Figura II.3 - Muro com alvenaria armada (FIDEM, 2001b).....	7
Figura II.4 - Muro de alvenaria de pedra-com rejunte (Arq. da profa. Vera Sá /UNICAP-2004)..	9
Figura II.5 - Muro de bloco de concreto articulado-encaixado sem rejunte (FIDEM, 2001b)..	12
Figura II.6 - Muro constituído de solo-pneu (FIDEM, 2001b).....	13
Figura II.7 – Gráfico representando o critério de Mohr.....	15
Figura II.8a e II.9b -Força peso e as resultantes da tensão lateral e da reação na base da cunha	25
Figura II.10 - Conceito de linha média.....	31
Figura II.11 - Rugosidade média Ra.....	32
Figura II.12 - Pefis de mesma rugosidade média, mas de diferentes configurações.....	32
Figura II.13 - Rugosidade total.....	33

### CAPÍTULO III – METODOLOGIA

Figura III.1 – Locais de obtenção das amostras dos solos. A – Nova Descoberta , B – Ibura....	40
Figura III.2 – Realização de ensaio de cisalhamento direto.....	42
Foto III.3 – Corpo de prova de concreto RCD submetido ao teste de Cisalhamento.....	42
Foto III.4 – Material coletado de alvenaria, argamassa e concreto.....	44
Foto III.5 – Material de RCD já com suas devidas proporções de mistura.....	45
Figura III.6– Composição do agregado graúdo RCD utilizado na pesquisa.....	45
Foto III.7 – Execução do processo de peneiramento segundo norma NBR-7217.....	46
Figura III.8 – Britador de mandíbula utilizado na pesquisa.....	46
Figura III.9 – Caracterização do agregado miúdo de RCD e natural-areia.....	47
Figura III.10 - Caracterização do agregado graúdo de RCD e agregado natural-brita.....	47
Figura III.11 - Concreto de agregado RCD moldado em fôrma de madeira.....	48

Figura III.12 - Traçado em rocha objetivando medir a profundidade da superfície.....	49
Figura III.13 - Mapeamento de superfície de concreto RCD por defletrômetro.....	49
Foto III.14 – Esquema simplificado de rugosidade média.....	51
Foto III.15 – Esquema simplificado de rugosidade total.....	51

## CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Figura IV.1 - Curvas Granulométricas.....	53
Figura IV.2 - Carta de Plasticidade - Atividade - VARGAS (1985).....	53
Figura IV.3 - Curvas de Compactação.....	54
Figura IV.4 – Representação pelo software 3D STUDIO da forma aramada da superfície de rugosidade do concreto convencional.....	56
Figura IV.5- Representação da rugosidade pelo software 3D STUDIO após o mapeamento do concreto convencional.....	56
Figura IV.6 – Vista ortogonal da pastilha de concreto convencional.....	56
Figura IV.7 – Representação pelo software 3D STUDIO da forma aramada da superfície de rugosidade do concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD.....	57
Figura IV.8- Representação da rugosidade pelo software 3D STUDIO após o mapeamento do concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD.....	57
Figura IV.9 – Vista ortogonal da pastilha de concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD.....	57
Figura IV.10 – Representação pelo software 3D STUDIO da forma aramada da superfície de rugosidade de rocha.....	58
Figura IV.11 - Representação da rugosidade pelo software 3D STUDIO após o mapeamento de rocha...	58
Figura IV.12 – Vista ortogonal da pastilha de rocha.....	58
Figura IV.13 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 50 mm – Solo do Ibura.....	62
Figura IV.14 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 100 mm – Solo do Ibura.....	63

Figura IV.15 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 50 mm – Solo de Nova Descoberta.....	64
Figura IV.16 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 100 mm – Solo de Nova Descoberta.....	65
Figura IV.17 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm.....	67
Figura IV.18 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm.....	68
Figura IV.19 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm.....	69
Figura IV.20 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm.....	70
Figura IV.21 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 100 mm.....	71
Figura IV.22 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 100 mm.....	72
Figura IV.23 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 100 mm.....	73
Figura IV.24 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 100 mm.....	74
Figura IV.25 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm.....	75
Figura IV.26 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm.....	76
Figura IV.27 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm.....	77
Figura IV.28 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm.....	78
Figura IV.29 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm.....	79

Figura IV.30 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo de Nova Descoberta – Corpo de prova com lado 50 mm.....	80
Figura IV.31 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm.....	81
Figura IV.32 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm.....	82
Figura IV.33 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) - Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100mm.....	83
Figura IV.34 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm.....	84
Figura IV.35 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm.....	85
Figura IV.36– Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo de Nova Descoberta – Corpo de prova com lado 100 mm.....	86
Figura IV. 37 - Relação entre valores dos ângulos de atrito obtidos com corpos de prova com dimensões 50mm X50mm e 100mm X100mm, em diferentes superfícies de contato.....	89
Figura IV.38 - Variação do atrito solo-muro com a Rugosidade Total, Rugosidade Média e Rugosidade Média Quadrática para o solo arenoso do Ibura.....	91
Figura IV. 39 - Variação do atrito solo-muro com a Rugosidade Total, Rugosidade Média e Rugosidade Média Quadrática para o solo argiloso em Nova Descoberta.....	92
Figura IV. 40 - Relação do ângulo de atrito solo-muro com ângulo de atrito solo-solo em função da Rugosidade Média para o solo arenoso do Ibura e do solo argiloso de Nova Descoberta.....	93

## LISTA DE TABELAS

### CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRAFICA

Tabela II.1 - Valores típicos mais comuns do ângulo de atrito interno "δ" de alguns materiais granulares (CARVALHO, 1991).....	17
Tabela II.2 – Valores do coeficiente de empuxo ativo (SILVA, 1996).....	26
Tabela II.3 - Valores do ângulo de atrito solo-muro ( $\delta = \Phi_{sm}$ ) em função do tipo de solo e superfície de contato.....	28

### CAPÍTULO III – METODOLOGIA

Tabela III.1 – Superfícies de contato, dimensões dos corpos de prova e as tensões de consolidações utilizadas.....	43
--	----

### CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Tabela IV.1 - Composição Granulométrica, consistência e compactação dos solos.....	52
Tabela IV.2 - Valores de rugosidade das superfícies de contato solo-muro.....	55
Tabela IV.3 - Rugosidade Equivalente publicada para materiais mais usualmente empregados na fabricação de tubos.....	59
Tabela IV.4 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	60
Tabela IV.5 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento: interação solo-muro.....	66

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### 1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA

Um dos principais problemas, na Região Metropolitana do Recife (RMR), nas encostas, é a ocupação antrópica desordenada, aumentando o número de moradias em áreas de risco. Uma das soluções para a estabilização das encostas é o uso da construção de estrutura de contenção como muro de arrimo.

O ângulo de atrito solo-muro é um parâmetro fundamental para o dimensionamento de um muro de arrimo. O seu valor é utilizado na avaliação dos empuxos ativo e passivo na análise de estabilidade do muro em relação ao tombamento, deslizamento e ruptura do terreno de fundação. A prática atual de projetos no Brasil considera o valor do ângulo de atrito solo-muro como sendo igual ao ângulo de atrito do solo, uma parcela dele ou mesmo nulo a depender do caso. Os valores, encontrados na literatura nacional e internacional, também indicam, como estimativa para este ângulo, valores que variam de zero ao ângulo de atrito do solo, tanto para o estado ativo quanto para o passivo.

Valores experimentais para solos brasileiros em contato com superfícies usuais, utilizadas na prática construtiva de obras de contenção, tais como: concreto e pedra-rachão, não estão disponíveis na literatura. Desta forma, os projetos de muros de arrimo podem estar sendo dimensionados contra a segurança ou de forma antieconômica, dependendo do valor do ângulo de atrito solo-muro adotado.

Por outro lado, a utilização de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) como agregado de concreto, é de grande interesse do ponto de vista ambiental, pois reduz o volume de entulho produzido em uma grande cidade, além de minimizar o impacto ambiental.

A geração de resíduos, em um processo de fabricação, é praticamente inevitável, sendo que, no contexto da indústria da construção civil, a quantidade de resíduos gerados alcança níveis alarmantes. Comenta ainda o autor que os resíduos de concreto apresentam grande potencial para serem reciclados quando comparados com outros resíduos, entretanto, o número de estudos, realizados no Brasil, é muito pequeno, dificultando a utilização deste material em dosagens estruturais, JOHN (2000).

Na região Nordeste do Brasil, também tem sido motivo de preocupação das empresas da construção civil e/ou dos fabricantes de materiais de construção a quantidade crescente de entulhos, originados nas obras que executam. Tais perdas, somadas às despesas para seu descarte, constituem relevante fator de majoração do custo das obras. Uma alternativa que pode ser estudada é a utilização de RCD como agregado reciclado, na execução de muros de arrimo de concreto.

Neste sentido, a presente dissertação analisa a interação solo-muro de arrimo, para diferentes superfícies (concreto convencional, concreto com agregado de RCD e rocha), em contato com 2 diferentes solos das encostas do Recife nos bairros de Nova Descoberta e do Iburá.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GERAL**

Analisar a interação solo-muro de arrimo para diferentes tipos de materiais geotécnicos (arenoso e argiloso) e de construção do muro (concreto convencional, concreto com agregado reciclado de RCD e rocha).

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

a) Obter, experimentalmente, os valores do ângulo de atrito solo-muro, através de ensaios de cisalhamento direto, utilizando corpos de prova de diferentes dimensões;

- b) Correlacionar os valores de ângulo de atrito solo-muro obtidos com os resultados de ângulo de atrito interno dos solos estudados;
- c) Avaliar a influência da rugosidade do material do muro de arrimo no valor do atrito solo-muro;
- d) Avaliar, de forma preliminar, a possibilidade técnica da utilização de RCD em estruturas de contenção, a partir dos resultados do ângulo de atrito solo-muro.

### **1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O Capítulo II apresenta uma revisão bibliográfica sobre tipos de estruturas de contenção, resistência ao cisalhamento dos solos, atrito solo-muro e resíduos da construção e demolição, enfocando o seu reaproveitamento.

As metodologias, utilizadas para caracterizar, no laboratório, o solo, o concreto, a rocha e a interação destes materiais, são descritas no Capítulo III.

Os resultados e as análises desenvolvidas são apresentados no Capítulo IV, enquanto as principais conclusões e sugestões para novas pesquisas são apresentadas no Capítulo V.

Ao final, são listados as referências e os anexos que complementam o texto da dissertação.

## CAPÍTULO II

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1 – ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

##### 2.1.1 MURO DE ARRIMO

Os muros de arrimo ou de gravidade são obras de contenção que têm a finalidade de restabelecer o equilíbrio da encosta, através de seu peso próprio, suportando os empuxos do maciço, CUNHA (1991). O atrito de sua base contra o solo deve ser suficiente para assegurar a estabilidade da obra, e sua geometria trapezoidal destina-se a evitar o tombamento por rotação, em torno da aresta externa da base.

##### 2.1.2 CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DE CONTENÇÃO DE PESO - MUROS DE ARRIMO.

A construção de muros de arrimo é obra que freqüentemente se apresenta ao engenheiro, particularmente ao engenheiro rodoviário. Os muros de sustentação podem ser de gravidade (construídos de alvenaria ou de concreto simples ou ciclópico), de flexão ou de contraforte (em concreto armado), ou, ainda, “muro de fogueira” (CRIB WALL), formado por peças de madeira, de aço ou de concreto armado pré-moldado, preenchidos com solos os espaços entre as peças.

Na verificação da estabilidade de um muro de gravidade, seja de seção trapezoidal ou do tipo escalonado, viga “T” invertida, ou com qualquer outra seção, devem ser investigadas, entre outras, as condições de estabilidade de segurança, o tombamento e segurança contra o escorregamento.

Segurança contra o tombamento – evidentemente, a condição, para que o muro não se tombe em torno da extremidade externa A da base, Figura II.1, é que o momento do peso do muro seja maior que o momento do empuxo total, ambos tomados em relação ao ponto A. É aconselhável que a resultante de todas as forças atuantes, R, passe dentro do “núcleo central” (terço médio da seção) da base AB e, tanto quanto possível, próximo do ponto médio. No

cálculo dos empuxos das terras, considerando a Teoria de Coulomb, é necessário obter o ângulo de atrito solo-muro.

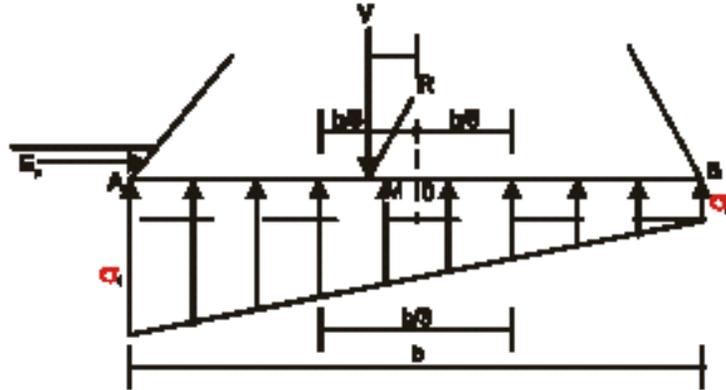


Figura II.1 - Resultante do peso do muro (R) na base, componentes vertical (V) e horizontal (H) e aspecto do diagrama de pressão no solo de apoio.

Segurança contra o escorregamento – Desprezando-se a contribuição do empuxo passivo,  $E_p$ , o que é a favor da segurança, esta condição será satisfeita quando, pelo menos:

$$1,5 H = V \operatorname{tg} \delta \quad \text{Equação (II.1)}$$

Sendo:  $\delta$  igual ao ângulo de atrito entre o muro e o solo, H componente horizontal dos esforços e V componente vertical, 1,5 é o fator de segurança, considerado para solos arenosos. São indicados em situação de solicitações reduzidas já que, para atender a esforços elevados, passam a demandar maior espaço para a implantação da base e podem-se tornar economicamente inviáveis, pelo alto custo de sua execução. Existem projetos específicos e, em função da complexidade de cada situação, poderão demandar a execução de estudos geotécnicos necessários à escolha e ao correto detalhamento da solução.

Em boas condições de fundação, podem-se utilizar muros rígidos (pedras rachão, concreto e outros tipos). Se a fundação pode deformar, é recomendável o uso de muros flexíveis, como gabião. Os fatores que determinam a escolha do tipo de muro de arrimo são: condições da fundação, tipo de solo do aterro, disponibilidade de espaço e acessos, sobrecarga, altura do muro, custo dos materiais disponíveis, qualificação da mão-de-obra.

### 2.1.3 TIPOS DE MURO

Vários materiais são utilizados na construção de muro de arrimo: concreto simples, armado e ciclópico. Os tipos de muros mais utilizados serão descritos a seguir, indicando suas características e uso.

#### 2.1.3.1 Muro de solo cimento ensacado

Erroneamente, segundo FIDEM (2001), conhecido como Rip-Rap (um tipo de enrocamento usado em barragens), esta é uma técnica alternativa para contenção de encostas que utiliza sacos de solo estabilizado com cimento, conforme Figura II.2. Esse tipo de muro apresenta como vantagens o seu baixo custo e o fato de não requerer mão-de-obra ou equipamentos especializados. A sua utilização é recomendável para alturas máximas de 4 a 5 m e pode ser aplicada, prestando-se para recomposição do relevo afetado por voçorocas e outras formas erosivas menos severas.



Figura II.2 - Muro de solo cimento ensacado - Rip-Rap (FIDEM, 2001).

Antes de se optar pela utilização do solo-cimento, deve-se verificar o tipo de solo do local e a ocorrência, nas proximidades, de jazidas de material adequado a essa técnica. Em princípio, qualquer solo pode ser estabilizado com cimento. No entanto, os solos que contenham de 50% a 90% de areia, produzem um solo-cimento mais econômico e durável. Os solos finos (argilas) apresentam alguns inconvenientes, tais como: dificuldade na pulverização e maior consumo de cimento.

Nesses casos, recomenda-se a mistura do solo argiloso com solos arenosos, em proporções capazes de produzir uma composição que atenda aos requisitos de economia, durabilidade e resistência mecânica, FIDEM (2001). Os solos escuros, com matéria orgânica, mostram grande retardo nas reações de hidratação do cimento, o que reduz gradualmente a estabilidade do solo-cimento resultante, não devendo ser utilizados na mistura.

### 2.1.3.2 Muro com alvenaria armada

O muro de alvenaria armada é um muro de flexão com funcionamento similar ao de concreto armado, formado por uma parede de alvenaria armada assentada com argamassa de cimento e areia (1:3), apoiada em uma base de concreto enterrada. A sua utilização é recomendada para alturas inferiores a 2,00m conforme Figura II.3. A alvenaria deve ser executada com blocos vazados de concreto simples para alvenaria com função estrutural, e a armação deve ser feita com CA 50 ou CA 60, com bitolas e espaçamentos definidos em projeto específico. O preenchimento das células da alvenaria em que estão posicionadas as armações, deve ser executado com concreto, e a base (sapata) deve ser executada em concreto armado com dimensões e armações de acordo com projeto específico FIDEM (2001).

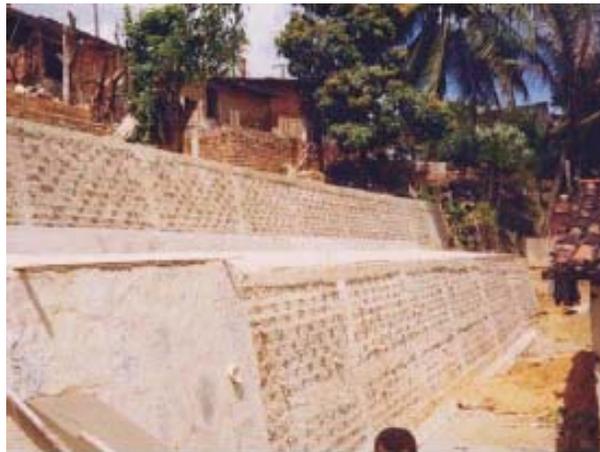


Figura II.3 - Muro com alvenaria armada (FIDEM, 2001)

Neste muro, devem ser previstos dispositivos de drenagem, constituídos por drenos de areia ou barbacã, para reduzir a pressão da água sobre o muro e para aliviar as poro-pressões na estrutura de contenção, aumentando a vida útil da obra, segundo CUNHA (1991). O projeto deverá indicar juntas estruturais com espaçamento máximo de 10 m, as quais devem receber tiras de geotêxtil sintético com 0,20m de largura, de forma a evitar a fuga de material

de reaterro, que deve ser executado em camadas com espessura de 0,20m, compactadas manualmente com cepos ou através de equipamento mecânico leve, para evitar danos na estrutura. Segundo ALHEIROS (1998), o solo deve ser inicialmente submetido a um peneiramento em malha de 9mm, para a retirada de pedregulhos de maior porte. Em seguida, o cimento é espalhado e misturado, de modo a permitir uma coloração homogênea do material, numa proporção cimento-solo da ordem de 1:10 a 1:15 (em volume), adicionando-se água em quantidade 1% acima da correspondente à unidade ótima de compactação proctor normal.

Após a homogeneização, a mistura é colocada em sacos de poliéster ou similares, com preenchimento até cerca de dois terços do volume útil do saco. Procede-se, então, ao fechamento mediante costura manual. O ensacamento do material facilita o transporte para o atual local da obra e torna dispensável a utilização de fôrmas para a execução do muro. No local de construção, os sacos de solo-cimento são arrumados em camadas posicionadas horizontalmente, e, a seguir, cada camada do material é compactada de modo a reduzir o volume de vazios. A compactação é, em geral, realizada manualmente com soquetes.

### **2.1.3.3 Muro de pedra seca – sem rejunte**

É o tipo mais simples de arrimo, formado pelo arranjo manual de pedras rachão, cuja resistência resulta unicamente do imbricamento dessas pedras e funciona como carga de compensação no pé do talude, CUNHA (1991). Os blocos devem ter dimensões regulares para sua estabilidade, o que resulta num menor atrito entre as pedras. O muro deve ter espessura mínima de 0,6m e não deve ser usado em taludes com mais de 1,5m de altura. É de fácil construção e de baixo custo, por não exigir mão-de-obra especializada e, particularmente, se houver jazidas próximas ao local. Dispensa a drenagem interna (barbacã) pela sua capacidade autodrenante, que evita a ocorrência de pressão da água contra o muro.

A base do muro deve estar apoiada em terreno firme e situar-se abaixo do nível da base do talude a ser protegido, evitando que o muro venha a ser arrastado pela movimentação desse espaço, e sua construção deve estar associada à execução da microdrenagem (canaletas de borda e de pé).

#### 2.1.3.4 Muro de alvenaria de pedra – com rejunte

Conforme GEORIO (2000), estes muros necessitam de uma estrutura rígida, com baixa capacidade de deformação, o que exige bom terreno de fundação, drenagem eficiente e prevenção contra tendência ao deslizamento conforme Figura II.4. São estruturas, economicamente, viáveis para alturas de até 3m e em situações em que há disponibilidade de pedras e mão-de-obra com mínima qualificação. A alvenaria deve ser executada com pedras granilíticas, não intemperizadas, molhadas e isentas de impurezas ou detritos, com diâmetro médio superior a 0,30m FIDEM (2003). O assentamento deve ser executado com argamassa de cimento e areia no traço 1:4, e todos os espaços internos da estrutura devem ficar preenchidos com essa massa.



Figura II.4 - Muro de alvenaria de pedra - Arquivo da Profª. Vera Borges / UNICAP(2004).

A escolha das pedras deve ser feita de tal forma que possibilite um melhor acabamento para a face externa do muro. A superfície do topo do muro deverá ser revestida com uma camada de argamassa, com espessura mínima de 2cm. Devem ser previstos dispositivos de drenagem, construídos por drenos de areia e barbacã de acordo com o projeto específico, para alívio da pressão da água na estrutura de contenção. Quanto ao reaterro, deve ser executado em camadas com espessura de 0,20m compactadas manualmente com cepos ou equipamento mecânico leve, evitando danos à estrutura.

### **2.1.3.5 Muro de concreto armado**

Os muros de concreto armado podem ser de vários tipos e têm como principal vantagem diminuir o volume da estrutura de arrimo, embora tenham, como fator limitante, o seu custo bem mais elevado que as demais modalidades de muros de gravidade, CARNEIRO (2000). A sua estabilidade é garantida pelo peso do retroaterro, que age sobre a laje da base fazendo com que o conjunto muro-aterro funcione como uma estrutura de gravidade.

Os muros utilizam fundação direta, porém, em casos especiais, poderão ter fundações profundas constituídas por estacas ou tubulões, as quais devem atender às especificações do projeto. Devem ser previstos dispositivos de drenagem constituídos por drenos de areia ou geotêxteis e barbacã, de acordo com o projeto específico, para alívio da pressão da água na estrutura de contenção. Devem ser previstas juntas estruturais, com espaçamento máximo de 20m. O fechamento das aberturas deve ser feito com juntas de neoprene ou material similar. O reaterro deve ser executado em camada com espessura de 0,20m, compactadas manualmente com cepos ou através de equipamento mecânico leve, de forma a evitar danos na estrutura FIDEM (2003).

### **2.1.3.6 Muro de gabião – caixa**

Gabiões são gaiolas formadas por redes de aço zincado preenchidas com pedras de mão, com pesos unitários de até 15kg, com tamanhos entre 10cm e 20cm, não intemperizadas. Esse tipo de muro funciona como muro de gravidade e deve ser executado a partir de um projeto executivo específico, desenvolvido para cada tipo de situação, sendo recomendável para alturas de até 5m. Segundo ALHEIROS (1998), esse tipo de muro apresenta vantagens construtivas, tais como:

- a) alta permeabilidade e grande flexibilidade, permitindo construir estruturas monolíticas altamente drenantes e capazes de aceitar deslocamentos e deformações sem se romperem;
- b) rapidez de construção, facilidade de mão-de-obra e utilização direta de material natural;
- c) integração com a vegetação local.

Para ALHEIROS (1998), os gabiões-caixas devem ser abertos na obra, para a armação das peças uma a uma. O enchimento das caixas deve ser manual para reduzir, para cerca de 30% a 35%, o índice de vazios entre as pedras, já que arranjos muito frouxos podem comprometer a estabilidade do muro.

As costuras das caixas são feitas de modo contínuo, em todas as arestas de contato entre os painéis, bem como na união das caixas laterais, nas superiores e inferiores e nos diafragmas. As caixas devem ser bem alinhadas, para dar melhor estabilidade ao conjunto. Nas caixas com 2m de comprimento em diante, são inseridos, durante o processo de fabricação, diafragmas de metro em metro, para dar maior robustez às peças, facilitar o enchimento e melhorar o alinhamento da estrutura na hora da sua execução, FIDEM (2001).

#### **2.1.3.7 Muro de bloco de concreto articulado – encaixado sem rejunte**

Segundo MESQUITA (2000), o sistema de contenção de encostas, com blocos de concreto articulados, utiliza o princípio básico de encaixe lateral sem o uso de argamassa para a montagem do muro, formando um revestimento ecológico, ideal para uso em muros com altura e ângulo variado, podendo se acoplar escadaria, integrada ao muro de arrimo conforme Figura II.5. Esse processo construtivo permite executar contenção em encostas com inclinações baixas de 35° até a vertical.

Em encostas com ângulo superior a 70°, possibilita o plantio de vegetação, transformando o muro de arrimo em um jardim inclinado. É recomendado para taludes que apresentam problemas de infiltração de água. Os vazios frontais da camada interna dos blocos serão preenchidos com terra de boa qualidade e adubada para posterior plantio de vegetação. Deve ser molhada abundantemente, fazendo com que a terra colocada dentro do bloco se compacte. A escolha do tipo de vegetação deve levar em conta fatores climáticos e a disponibilidade de água para regar, observando sempre plantas resistentes que sejam bem adaptadas ao local. Em pouco tempo, o muro de contenção transforma-se em um jardim.



Figura II.5 - Muro de bloco de concreto articulado – encaixado sem rejunte (FIDEM, 2001).

O acabamento superior do muro, junto à última camada de bloco, geralmente não necessita de nenhum tratamento especial, podendo-se preencher os dois vazios da última camada com terra vegetal e plantar vegetação. Caso não exista o interesse em utilizar vegetação no muro, os vazios frontais podem ser preenchidos com brita ou concreto magro. Geralmente é possível fazer o acabamento lateral, embutido no terreno, através de curvas. Este acabamento proporciona à obra uma estética agradável e é, extremamente, eficiente no controle de águas superficiais, evitando surgimento de erosões no entorno do muro.

A manutenção dos muros limita-se aos cuidados com a vegetação. A área acima e em torno dele deve possuir drenagem na parte posterior, confeccionando em tubos plásticos, que levarão a água para a parte externa, a fim de evitar o surgimento de focos de erosão que possam evoluir e causar o descalçamento de blocos. Da mesma maneira, devem ser evitadas infiltrações superficiais acima do muro, principalmente aqueles tipos que suportam estradas. Eventuais trincas, decorrentes de deformações ou desgaste, devem sempre ser corrigidas e impermeabilizadas, FIDEM (2001).

#### **2.1.3.8 Muro de solo-pneu**

Segundo SIEIRA (1998), nos muros de espera ou de arrimo, também poderão ser utilizados pneus descartados. Algumas experiências satisfatórias, embora ainda em pequena escala, foram realizadas em Jacarepaguá, no Rio de Janeiro. São obras de fácil construção e de baixo custo, com boa drenabilidade, que utiliza o solo da própria encosta associado à uma estrutura montada com pneus inservíveis, amarrados uns aos outros segundo um arranjo

preestabelecido em função da altura da encosta e das dimensões do muro, conforme Figura II.6.

Ao final, o muro de solo-pneu deve ser recoberto por uma camada de terra, para preenchimento dos vazios, formados pelo encaixe dos pneus, com sementeira de gramíneas para sua fixação, evitando que pneus expostos possam representar risco de incêndio.



Figura II.6 - Muro constituído de solo-pneu (FIDEM, 2001)

O número de camadas de pneus é, em função da altura e inclinação do talude, bem cômodas condições de estabilidade do muro. Caso o solo utilizado no enchimento dos pneus seja argiloso (má drenagem), deve-se colocar barbacãs para a saída de água do dreno da areia ou de brita. Essa técnica, construtiva de muros de pneus, apresenta uma vantagem ecológica, por oferecer destino final aos pneus descartados, os quais causam sérios problemas sanitários pela acumulação de água, com proliferação de mosquitos e outros insetos, ALHEIROS (1998).

## 2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência ao cisalhamento pode ser definida como o máximo valor que a tensão cisalhante pode alcançar ao longo de um plano qualquer, no interior do maciço, sem que haja ruptura da estrutura do solo, CAPUTO (1997), SOUSA PINTO (2000), BARROS (2005). Como uma grande parte dessa resistência provém do atrito entre as partículas do solo, ela depende da tensão normal que age sobre este plano. Por outro lado, a maioria dos problemas

de empuxo pode ser aproximada a um estado plano de deformação, considerando apenas a seção principal do conjunto solo-estrutura e admitindo que todas as outras seções são iguais a esta.

Os problemas de ruptura, em Mecânica dos Solos, envolvem equilíbrio de forças atuantes sobre o maciço terroso ( peso próprio ou forças externas ) e as forças resistentes do solo. São problemas típicos do estudo de ruptura: empuxo ativo e passivo sobre uma estrutura de arrimo, placas de ancoragens, estabilidade de taludes, capacidade de carga de sapatas ou fundações de um modo geral. Qualquer problema de ruptura, em Mecânica dos Solos, envolve, portanto, uma superfície de ruptura a qual, em geral, é definida como aquela onde, em todos seus pontos, a tensão cisalhante atinge o valor limite da resistência do solo. Os problemas de ruptura não estão necessariamente envolvidos com deformações. Em geral, a resistência ao cisalhamento do solo pode ser atribuída a uma combinação de fatores físicos e fatores físico-químicos.

Os fatores físicos que contribuem para a resistência ao cisalhamento, estão relacionados à resistência ao atrito mineral e ao atrito de entrosamento entre os grãos. Podendo ser de grande escala entre os grãos que impõem apreciável movimento entre os mesmos, normal ao plano de cisalhamento, acompanhado de um aumento de volume para que a ruptura possa ocorrer de um entrosamento de pequena escala devido à superfície não lisa dos grãos, impondo somente pequenos movimentos normal ao plano de cisalhamento para que a ruptura possa ocorrer.

Estes fatores físicos são proporcionais às tensões normais no plano de ruptura e são mais importantes para as partículas granulares que para as partículas de tamanho de argila. Fatores físico-químicos contribuintes da resistência ao cisalhamento são de maior importância para os solos de textura fina, argila. Coesão é uma ligação de partículas dentro de uma massa de solo, por mecanismos físico-químicos de natureza interatômica, intermolecular e intergranular. A lei que determina a resistência ao cisalhamento do solo é o critério de ruptura ou de plastificação do material. Trata-se de um modelo matemático aproximado que relaciona a resistência ao estado de tensão atuante. No caso dos solos, o critério de ruptura mais amplamente utilizado é o critério de Mohr-Coulomb, que estabelece uma relação entre a resistência ao cisalhamento e à tensão normal. O critério de Mohr-Coulomb baseia-se na lei de Coulomb e no critério de ruptura de Mohr. O critério de Mohr-Coulomb, representado na

Figura II.7, assume que a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo tem a forma de uma reta representada na Equação II.2.

$$\tau = c' + \sigma'.\text{tg}\phi' = c' + (\sigma - U).\text{tg}\phi' \quad \text{Equação II.2}$$

Onde “ $\tau$ ” é a resistência ao cisalhamento, “ $c$ ” é chamada de coesão, “ $\phi$ ” o ângulo de atrito interno e o “ $U$ ”, poro-pressão.

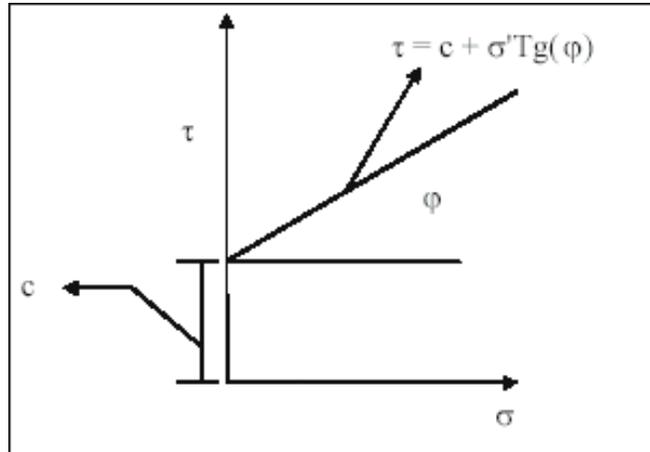


Figura II.7 – Gráfico representando o critério de Mohr.

A coesão e o ângulo de atrito interno são os parâmetros da resistência ao cisalhamento do solo, segundo este critério de ruptura, e a sua determinação é fundamental na determinação do empuxo, esta determinação pode ser feita por ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial. Podem também ser estimados a partir de ensaios de campo, ou mesmo a partir de outras características do material. É importante notar que “ $c$ ” e “ $\phi$ ” não são parâmetros intrínsecos do solo, mas parâmetros do modelo adotado como critério de ruptura. Além disso, o valor desses parâmetros depende de outros fatores, como teor de umidade, velocidade e forma de carregamento e condições de drenagem. Estes valores podem, inclusive, variar com o tempo, o que leva à conclusão de que o valor do empuxo também pode variar com o tempo. Isto torna a análise muito mais complexa, e cabe ao projetista identificar o momento em que as condições do problema são mais desfavoráveis.

Segundo BARROS (2005), a coesão presente, em um solo, pode ser atribuída a forças atrativas intergranulares. Os elos de união, entre as partículas, podem ser por:

- a) flocculação de sal - quando há bastante eletrólito na suspensão água mais solo, para provocar a aproximação dos grãos, e eles aderem devido à força de Van der Waals;
- b) flocculação base-topo - resulta da atração eletrostática entre os terminais, carregados positivamente de uma partícula de argila e a face, carregada negativamente, de outra partícula;
- c) por trocas de íons entre cristais de argila - ligação entre duas estruturas cristalinas de argila, dar-se por este elo comum;
- d) cimentação - em partículas adjacentes de solo, entre os principais agentes cimentantes, encontram-se os carbonatos, óxidos de ferro, silicatos, aluminatos, matéria orgânica.

#### Cisalhamento dos solos não coesivos

Solos não coesivos são representados pelas areias e pedregulhos, também chamados de solos granulares. A resistência ao cisalhamento desses solos se deve principalmente ao atrito entre as partículas que os compõem. Assim, a envoltória de resistência pode ser expressa pela Equação II.2. Ou seja, a coesão “c” é nula, e o ângulo de atrito interno é o único parâmetro de resistência. Os principais fatores, que determinam o valor do ângulo de atrito interno “ $\phi$ ”, são:

- a) compacidade: é o principal fator. Quanto maior a capacidade (ou menor índice de vazios), maior o esforço necessário para se romper a estrutura das partículas e, conseqüentemente, maior o valor de “ $\phi$ ”, BARROS (2005);
- b) granulometria: nas areias bem graduadas, as partículas menores ocupam os vazios formados pelas partículas maiores, conduzindo a um arranjo mais estável, com maior resistência. Além disso, as areias mais grossas tendem a se dispor naturalmente de forma mais compacta, devido ao peso próprio de cada partícula. Isto faz com que, em geral, o valor de “ $\phi$ ” seja um pouco maior nas areias grossas e pedregulhos;
- c) forma das partículas: partículas mais arredondadas oferecem menos resistência do que partículas mais irregulares. Assim, estas últimas apresentam “ $\phi$ ” maior;

d) teor de umidade: a umidade do solo tem pequena influência na resistência das areias. Isto se deve ao fato de a água funcionar como um lubrificante nos contatos entre as partículas, diminuindo o valor de “ $\phi$ ”. Além disso, quando a areia está parcialmente saturada, surgem tensões capilares entre as partículas, o que provoca o aparecimento de uma pequena coesão, chamada de coesão aparente; no entanto esta coesão desaparece quando o solo é saturado ou seco. A Tabela II.1 apresenta valores típicos do ângulo de atrito de solos granulares.

Tabela II.1 - Valores típicos mais comuns do ângulo de atrito interno “ $\phi$ ” de alguns materiais granulares (CARVALHO, 1991).

Solo	Ângulo de atrito efetivo (graus)	
	Fofa	Compacto
Pedra britada	36 - 40	40 - 50
Pedregulho de cava	34 - 38	38 - 42
Pedrisco (angular)	32 - 36	35 - 45
Areia de cava (subangular)	30 - 34	34 - 40
Areia de praia (arredondada)	28 - 32	32 - 38
Areia siltosa	25 - 35	30 - 36
Silte	25 - 35	30 - 35

#### Cisalhamento dos solos coesivos

Segundo BARROS (1992), CAPUTO (1997), SOUSA PINTO (2000), o comportamento dos solos argilosos no cisalhamento, é muito mais complexo do que o dos solos granulares apresentados a seção anterior. Isto se deve ao tamanho das partículas que compõem as argilas. Define-se como argila a fração do solo composto por partículas de tamanho menor que 0,002 mm. Nestas condições, a superfície específica, definida como a relação entre a superfície total de todas as partículas e o volume total dos sólidos, é muito maior no caso das argilas. Isto faz com que forças de superfície de natureza físico-químicas se tornem preponderantes no comportamento do solo.

Estas forças dependem muito da distância entre as partículas. Assim, a resistência ao cisalhamento aumenta com o adensamento, quando as partículas são aproximadas umas das

outras por efeito de um carregamento. Quando este carregamento é retirado, as forças de superfície impedem o retorno das partículas à situação anterior, e surge, então, a coesão.

A presença de água, nos vazios do solo argiloso, também influencia muito a sua resistência. Isto se deve, em parte, ao fato de a água provocar um afastamento entre as partículas, diminuindo a coesão. Por outro lado, em solos argilosos parcialmente saturados, o efeito da sucção, causada por forças de capilaridade, tende a aumentar a coesão.

Outra característica importante, ligada à presença de água, que influi no comportamento dos solos argilosos, é a sua baixa permeabilidade. Enquanto, nas areias, qualquer excesso de poro-pressão, provocado pelo carregamento, dissipa-se quase imediatamente, no caso das argilas, esta dissipação é muito mais lenta. Assim, a poro-pressão, originada pelo carregamento, continua agindo, mesmo após o término da construção, às vezes por anos. Distinguem-se, assim, duas situações extremas: a situação imediatamente posterior à aplicação da carga, quando pouca ou nenhuma dissipação de poro-pressão ocorreu, chamada de situação de curto prazo ou não-drenada e aquela de longo prazo ou drenada, após a total dissipação de toda a poro-pressão, causada pelo carregamento. O comportamento do solo, em cada uma dessas duas condições, é diferente, e o projeto deve levar em conta esta diferença.

Segundo BARROS (2004), a envoltória de resistência que representa a situação de curto prazo, é denominada envoltória rápida ou não-drenada “ $S_u$ ”. Esta envoltória é utilizada na análise quando se admite que, no campo, não ocorreu qualquer dissipação da poro-pressão, ocasionada pela carga aplicada sobre o solo. Além disso, admite-se também que o valor da poro-pressão que age no campo, é semelhante ao que age nos ensaios de resistência e, portanto, não necessita ser determinado. No caso de solos saturados, a envoltória rápida não apresenta atrito, conforme equação II.3.

$$S_u = C_u \quad \text{Equação II.3.}$$

Onde “ $C_u$ ” é chamada de coesão não drenada. Isto ocorre porque o aumento de pressão confinante não se traduz num aumento da resistência do solo, já que sem drenagem não ocorre adensamento, então o aumento do confinamento é transferido para a água e traduz-se num aumento igual ao da poro-pressão.

Tendo como embasamento o estudo da tensão efetiva nos solos não-saturados, BISHOP et al. (1960), adequou uma equação de Mohr-Coulomb para o caso dos solos não-saturados. Os autores basearam-se no conceito de tensão efetiva nos solos não-saturados, introduzido por BISHOP (1959), e propuseram a Equação II.4

$$\tau = c' + [(\sigma - U_a) + X(U_a - U_w)]\text{tg}\phi' \quad \text{Equação II.4}$$

FREDLUND e MORGENSTERN (1978), desenvolveram e usaram todos os conceitos de variáveis do estado de tensões, e chegaram às Equações II.5 e II.6 de definição da resistência ao cisalhamento dos solos não-saturados.

$$\tau = c' + (\sigma - U_w) \text{tg}\phi' + (U_a - U_w) \text{tg}\phi'' \quad \text{Equação II.5}$$

$$\tau = c'' + (\sigma - U_a) \text{tg}\phi_a + (U_a - U_w) \text{tg}\phi_b \quad \text{Equação II.6}$$

Sendo  $c'$ ,  $c''$  = coesão efetiva quando as variáveis do estado de tensão são iguais a zero.

$\tau$  = Resistência ao cisalhamento do solo.

$\phi'$  = ângulo de atrito em relação às variações de  $(\sigma - U_a)$  quando  $(U_a - U_w)$  permanece constante.

$U_a - U_w$  = Sucção no solo.

$\phi''$  = ângulo de atrito em relação às variações de  $(U_a - U_w)$  quando  $(\sigma - U_w)$  permanece constante.

$\phi^a$  = ângulo de atrito em relação às variações de  $(\sigma - U_a)$  quando  $(\sigma - U_w)$  permanece constante.

$\phi^b$  = ângulo de atrito em relação às variações de  $(U_a - U_w)$  quando  $(\sigma - U_a)$  permanece constante.

De acordo com os autores,  $c' = c''$  e  $\phi' = \phi_a$ . Igualando as equações II.4 e II.5 tem-se,

$$\operatorname{tg}\phi' = \operatorname{tg}\phi_b - \operatorname{tg}\phi'' \quad \text{Equação II.7}$$

ESCARIO e SAEZ (1986) pesquisaram a linearidade das relações entre as variáveis do estado de tensões e a resistência ao cisalhamento de solos não-saturados. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, em duas amostras de argila e uma de areia argilosa compactada estaticamente. Os resultados, realizados com argila cinza de Madrid, não confirmaram as hipóteses apresentadas por FREDLUND et al. (1978) de que, quando os valores de sucção forem constantes, a resistência aumentará, de forma linear, com o aumento da tensão ( $\sigma - U_a$ ) e não depende do valor da sucção. Para ESCARIO e SAEZ (1986), os valores da tensão ( $\sigma - U_a$ ) constante, a resistência deverá aumentar linearmente com a sucção e independente da tensão aplicada. Mesmo com os resultados experimentais definidos, não invalidou-se a 1ª teoria de FREDLUND et al. (1978), aplicando-a apenas em casos simples de engenharia. A 2ª hipótese de FREDLUND et al. (1978) apresenta curvas diferenciadas de uma reta resultante de experimento no qual não se pode considerar o parâmetro  $\operatorname{tg}\phi_b$  como constante. Conforme ESCARIO e SAEZ (1986), o elevado valor da sucção anula qualquer tipo de resistência em areia limpa, o que evidencia, através de ensaios em areia limpa, que a contribuição da sucção, para a resistência, é nula para elevados valores de sucção.

### 2.3.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Várias são as técnicas de ensaio para obter a resistência ao cisalhamento dos solos, ensaios triaxiais, cisalhamento direto, vane teste, anel de torção, etc. Como o objetivo desta pesquisa foi obter o ângulo de atrito solo-muro, e o ensaio mais utilizado é o de cisalhamento direto, este ensaio será detalhado a seguir.

Nos ensaios de cisalhamento direto, as amostras de solo são submetidas ao cisalhamento segundo uma superfície predeterminada, e conhece-se a carga que atua diretamente sobre essa superfície. Em linhas gerais, consiste no seguinte: a amostra de solo é colocada dentro de uma “caixa”, composta de duas seções (superior e inferior) destacáveis e deslocáveis; o contato de amostras, com os fundos da caixa, faz-se através de placas

denteadas, porosas (permeáveis) ou não, dependendo das condições de drenagem que se pretenda impor durante o ensaio. Em cima desta pedra porosa, é aplicada uma força normal que é mantida constante no decorrer do ensaio, enquanto as forças tangenciais (cisalhamento) são aumentadas gradativamente, até se produzir a ruptura (por cisalhamento) ao longo do plano (plano do contato entre as duas seções da caixa). Nos ensaios de cisalhamento direto, as amostras de solo são submetidas ao cisalhamento segundo uma superfície predeterminada, e conhece-se a carga que atua diretamente sobre essa superfície. De acordo com o processo com que se aplica o cisalhamento, a máquina empregada pode se classificar de deformação controlada e de tensão controlada. (CAPUTO, 1997; SOUSA PINTO, 2000)

Na máquina de deformação controlada, imprimem-se deslocamentos controlados (conhecidos) à seção da caixa que se movimenta, medindo-se as forças resistentes correspondentes. Isso permite melhor conhecer a tensão cisalhante máxima, facilita a análise da influência da velocidade do carregamento e permite a escolha adequada dessa velocidade.

Na máquina de tensão controlada, aplicam-se tensões cisalhantes controladas (conhecidas) e medem-se as deformações conseqüentes. Isso é o melhor uso para estudo de problemas de creep, relaxação de tensões, equipamento mais simples e econômico. Nos ensaios de cisalhamento, existem alguns inconvenientes ligados ao procedimento do ensaio:

- a) há uma perturbação da amostra nos cantos da caixa de cisalhamento, o que provoca a desuniformidade de tensões; portanto só temos  $\sigma$  uniforme na zona central da caixa;
- b) o plano de ruptura é predeterminado (no caso das areias, este fato não tem grande importância, porém, para outros tipos de solo, é importantes );
- c) drenagem não é controlada nem a pressão neutra é medida;
- d) existe uma rotação da tensão principal, que tem influência sobre o ângulo de atrito e que ocorre, na maior parte dos casos, na prática.

Apesar dos inconvenientes ligados à execução dos ensaios de cisalhamento direto, comparados com outros ensaios mais elaborados, ele é o melhor tipo de ensaio, para avaliar a interação solo-muro, por prefixar a superfície de ruptura.

#### 2.4 ATRITO SOLO-MURO

Nas obras em solo como muros de contenção, taludes íngremes e aterros sobre solos moles, a maneira com que ocorre a distribuição de tensões internas no maciço de solo depende, dentre outros fatores, da resistência e deformabilidade do solo e do mecanismo de transferência de carga entre o solo e a estrutura de contenção. O estudo do mecanismo de interação entre solo e inclusões é importante, para que se possa compreender os fenômenos que garantem a estabilidade das estruturas, podendo contribuir para a concepção de métodos de dimensionamento mais eficientes.

Os ensaios de laboratório, mais usados para avaliar a interação entre solo e inclusões, são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto, apesar de se encontrar, na literatura, outras tentativas de desenvolvimento de ensaios para este fim. Esses dois ensaios diferem entre si basicamente pela forma com que os esforços são aplicados, pelos mecanismos de ruptura impostos e pelas condições de contorno de cada um. Os parâmetros de resistência da interface obtidos podem, conseqüentemente, variar muito de um ensaio para outro FARRAG et al. (1993).

O estudo do efeito do tipo de solo, no comportamento do atrito solo-muro, é geralmente feito considerando-se duas classes extremas de solos: os arenosos (atritivos) e os argilosos (coesivos). A maioria dos solos, empregados na engenharia geotécnica, situa-se numa classe intermediária, apresentando características comuns as solos argilosos e aos arenosos, devendo ser encarados como possuindo propriedades de ambos, diferenciando-se pela ponderação das características de um ou outro tipo de solo.

Solos granulares bem graduados oferecem ainda uma resistência maior que os solos mal graduados, pois apresentam um melhor entrosamento. Os seus grãos maiores movimentam-se de encontro aos grãos menores, formando progressivamente uma massa firme de solo, que promove uma maior resistência ativa ou passiva e, por conseqüência, uma maior resistência à ruptura.

Em solos coesivos, o surgimento e a dissipação de pressões neutras, na interface solo-muro, têm influência direta na sua resistência. Os parâmetros de projeto para as condições de

curto prazo, não-drenadas, e de longo prazo, drenadas, devem ser convenientemente avaliados para que se desenvolvam projetos racionais.

A resistência ao cisalhamento dos solos granulares é altamente influenciada pela compactidade e confinamento. Sob confinamento elevado, os solos tendem a apresentar uma ruptura tipo plástica, sem um ponto de máximo bem definido. Sob baixo confinamento, os solos bem compactos dilatam-se ou tendem a dilatar-se. Para dilatarem, precisam realizar um trabalho adicional na direção contrária ao esforço normal aplicado. O conceito de confinamento elevado ou reduzido está intimamente relacionado à compactidade do solo.

Solos coesivos também dilatam em baixas e médias tensões de confinamento e elevados graus de compactação. Se a dilatância é restringida, a tensão de confinamento ao longo da interface cresce até um estado no qual ocorre ruptura sem variação de volume.

#### Teoria de Coulomb

Segundo SILVA (1996), a existência de atrito entre o solo e o tardoz provoca a rotação da tensão lateral  $P_a$  de um ângulo  $\delta$  em relação à normal, à face interna do paramento, e sua resultante  $P_a$  é fornecida na Equação II.8. O coeficiente de empuxo ativo  $K_a$ , (conforme Equação II.9), representando a razão entre a tensão lateral  $P_a$  (conforme Equação II.8) e o termo  $\gamma z$ , e a sua componente horizontal  $K_{ah}$  (conforme Equação II.10), estão representadas através de suas respectivas equações. Nestas equações, a cunha tem altura  $H$ , o solo possui peso específico  $\gamma$  e a sua resistência é controlada apenas pelo atrito caracterizado pelo ângulo de atrito interno  $\phi$ . O terrapleno faz um ângulo  $\beta$  com a horizontal, e o tardoz, um ângulo  $\alpha$  com a vertical.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_a}{\sin \alpha} \quad \text{Equação II.8}$$

$$K_a = \frac{P_a}{\gamma z} = \frac{\sin^2 (\alpha + \Phi)}{\sin \alpha \sin (\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\Phi + \delta) \sin (\Phi + \beta)}{\sin (\alpha - \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Equação II.9}$$

$$K_{ah} = K_a \cos \delta \quad \text{Equação II.10}$$

## Teoria de Rankine

Em 1857, Rankine derivou a solução para o valor do empuxo ativo, atuando sobre uma parede vertical, sustentando um terrapleno semi-infinito horizontal. Tal dedução pode ser facilmente estendida, através do círculo de Mohr, para a situação em que o terrapleno possui inclinação  $\beta$  com a horizontal, supondo-se que a presença da parede não altera o módulo das tensões cisalhantes, atuando nos planos verticais.

Nesta situação, a resultante das tensões laterais atua com a mesma inclinação  $\beta$  da superfície do terrapleno. Permitindo-se a expansão lateral do elemento por diminuição da tensão lateral ao seu valor mínimo  $P_a$ . SILVA (1996) demonstra, com base no círculo de Mohr, que, na situação ativa de ruptura, o coeficiente de empuxo ativo  $K_a$  pode ser calculado através da Equação II.11.

$$K_a = \frac{P_a}{\gamma z} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{Equação II.11}$$

O coeficiente de empuxo ativo, assim obtido, só é válido para os casos em que o ângulo de atrito solo/tardoz equivale ao ângulo de inclinação  $\beta$  do terrapleno. A situação de terrapleno horizontal equivale ao caso de inexistência de atrito solo/tardoz ( $\phi=0^\circ$ ), e, desta forma, a Equação II.9 equivale a uma situação de paramento liso, sustentando terrapleno horizontal.

A existência da tensão de cisalhamento, entre o solo e a face interna da parede, com magnitude controlada pelo ângulo de atrito  $\phi$ , provoca alterações na resultante  $P_a$  e na geometria da superfície de ruptura. LAMBE e WHITMAN (1969) sugerem que os valores  $\phi$  sejam aproximadamente iguais ao ângulo de atrito do solo no estado crítico,  $\phi_{cv}$ .

SILVA (1996) mostra que, considerando apenas as teorias anteriormente citadas, o efeito principal do atrito está na mudança de direção de  $P_a$ , pois o módulo da correspondente componente horizontal, representada por  $K_{ah}$ , é reduzido em torno de 20% em relação à

situação de inexistência de atrito. A influência do atrito solo/tardoz, na geometria da superfície de ruptura, pode ser observada na Figura II.8a e II.9b (apud TERZAGHI, 1941).

Admitindo-se que a distribuição do empuxo cresce de forma linear com a profundidade, observa-se (Figura II.8a) que a força peso e as resultantes da tensão lateral e da reação na base da cunha não se interceptam em um único ponto, o que é incompatível com a hipótese de equilíbrio estático de momentos. Esta falha, inerente à teoria de Coulomb, deve-se ao fato de que a parte inferior da superfície real de ruptura, na existência de atrito solo/tardoz, é ligeiramente curva, como mostrado na Figura II.9b. Alguns autores (TERZAGHI, 1941), através de cálculos rigorosos da superfície de ruptura e da determinação da magnitude da tensão lateral, demonstram que este erro envolvido na teoria de Coulomb é pequeno e, para propósitos práticos, pode ser considerado insignificante.

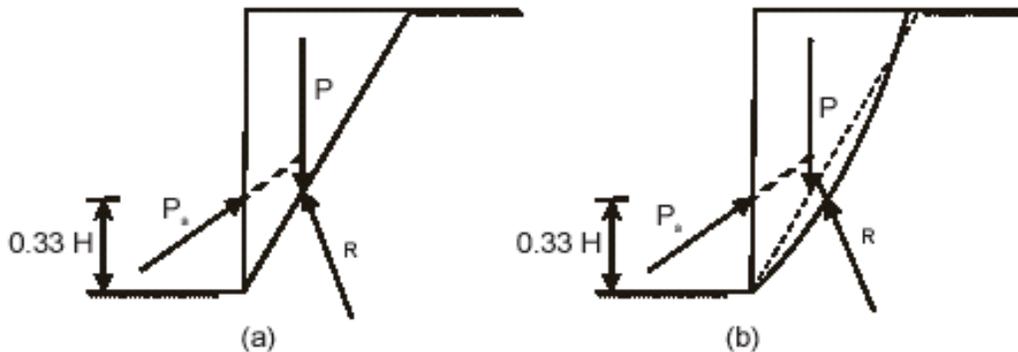


Figura II.8a e II.9b- Força peso e as resultantes da tensão lateral e da reação na base da cunha.

A Tabela II.2 mostra valores de coeficiente de empuxo calculados pelas diversas teorias apresentadas por SILVA et al (2002). Desta tabela, SILVA (1996), verifica que, na situação em que são desconsideradas as tensões cisalhantes junto ao tardoz, o estado ativo ocorre para os mesmos valores de coeficiente de empuxo, independente da teoria utilizada. A dedução, apresentada anteriormente, mostra que o módulo do coeficiente de empuxo, dentro de uma massa de solo, na condição de ruptura, apresenta variação espacial em função do atrito mobilizado ao longo do tardoz. KRININE (1945) deduz o  $K_w$ , baseando-se no círculo de Mohr, admitindo que  $\tau_w$  tenha módulo igual à resistência ao cisalhamento do solo.

Tabela II.2 – Valores do coeficiente de empuxo ativo (SILVA, 1996)

$\phi$ ( $^{\circ}$ )	$\delta$ ( $^{\circ}$ )	$K_{a,r}$ (Rankine)	$K_{a,h}$ (Coulomb)	$K_w$ (Krinine/Handy)
25	0	0,406	0,406	0,406
	0,5 $\phi$		0,359	0,427
	$\phi$		0,322	0,697
30	0	0,333	0,333	0,333
	0,5 $\phi$		0,291	0,351
	$\phi$		0,257	0,600
35	0	0,271	0,271	0,271
	0,5 $\phi$		0,235	0,285
	$\phi$		0,205	0,504

Esta variação pode ser verificada nesta tabela, em que o coeficiente de empuxo para o elemento de solo situado no eixo de simetria corresponde a  $K_{a,r}$  (ou  $K_w$  com  $\delta=0^{\circ}$ ), aumentando no sentido do tardoiz ao valor de  $K_w$  com  $\delta=0^{\circ}$ . A consideração do atrito solo/tardoiz, provocando a rotação das tensões principais, conduz a uma variação na magnitude do coeficiente de empuxo, contrária àquela prevista pela Teoria de Coulomb. O aumento de  $\delta$  provoca o aumento significativo de  $K_w$ , atingindo, quando  $\delta=\phi$ , valores superiores a 100% daqueles correspondentes a componente horizontal do coeficiente de empuxo de Coulomb,  $K_{a,h}$ .

HANDY (1985) propõe que o efeito de rotação das tensões principais, provocando elevação do coeficiente de empuxo, deve ser considerado de forma independente da ocorrência de movimentação lateral do paramento. Segundo este autor, este fenômeno é função da compressibilidade do solo que pode permitir o recalque relativo entre o aterro e o muro e, conseqüentemente, mobilizar o atrito solo/tardoiz. Para a situação em que o paramento permanece fixo, HANDY (1985) sugere que ocorra variação linear da distribuição das tensões laterais junto ao paramento, proporcional ao coeficiente de empuxo.

A movimentação lateral do paramento ocasiona a ação conjunta dos dois efeitos do arqueamento, provocando mobilização de tensões tangenciais junto ao tardoiz, na superfície de ruptura, e entre o aterro e o solo de fundação, ocasionando, conseqüentemente, variação espacial da magnitude do campo de tensões dentro do maciço. O valor do coeficiente de empuxo é utilizado por alguns autores no dimensionamento de estruturas de solo, reforçadas

por inclusões resistentes à tração. JURAN e SCHLOSSER (1979) propõem a utilização deste coeficiente na determinação do estado de tensões, no interior de maciços reforçados, por tiras metálicas.

Considerando a ocorrência de vazios em terrenos cársticos, GIROUD et al. (1990) sugerem o uso deste coeficiente para o dimensionamento de camadas de impermeabilização da base de aterros sanitários, compostas por geomembranas envoltas por solo argiloso, com o objetivo de evitar a contaminação do lençol freático por poluentes.

O ângulo de atrito solo-muro ( $\delta=\phi_{sm}$ ) é um parâmetro fundamental para o dimensionamento de uma estrutura de contenção do tipo muro de arrimo. O seu valor é utilizado na avaliação dos empuxos ativo e passivo, na análise de estabilidade do muro em relação ao tombamento, deslizamento e ruptura do terreno de fundação. Na prática atual de projetos no Brasil, considera-se o valor do ângulo de atrito solo-muro como sendo igual ao ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo, uma parcela dele ou mesmo nulo a depender do caso.

Os valores, encontrados na literatura internacional, também indicam, como estimativa para este ângulo, valores que variam de zero ao ângulo de atrito do solo, tanto para o estado ativo quanto para o passivo. Os valores, indicados e recomendados para uso em projetos, são apresentados na Tabela II.3, em função do tipo de solo, tipo de superfície de contato do solo com a estrutura de contenção.

Tabela II.3 - Valores do ângulo de atrito solo-muro ( $\delta = \phi_{sm}$ ) em função do tipo de solo e superfície de contato.

Solo	Rugosidade da superfície de contato	Valores do Ângulo de atrito solo-muro ( $\delta = \phi_{sm}$ )	Referência
Areia grossa pura	-----	30°	CAPUTO (1997)
Areia grossa argilosa ou siltosa	-----	25°	
Argila saturada	-----	0	MARZIONNA et al (1996)
Demais solos	-----	$2\phi/3$	
Não define o tipo de solo	Paramento do muro liso	0	MOLITERNO (1980)
	Paramento do muro parcialmente rugoso	$\phi/2$	
	Paramento do muro rugoso	$\phi$	
Não definido	Para muros de paredes lisos	$\phi/3$	PIMENTA VELLOSO apud MARAGON (2005)
	Para muros de paredes normais	$2\phi/3$	
	Para muros de paredes rugosas	$3\phi/4$	
Não definido	-----	$3\phi/4$	MÜLLER BRESLAU apud MARAGON (2005)
Não definido	-----	$\phi/3 < \delta < 2/3\phi$	TERZAGHI ( 1948 )
Areia pura e pedregulho	-----	29°	TERZAGHI e PECK (1967)
Areia Siltosa	-----	24°	
Siltes	-----	19°	

Valores experimentais do ângulo de atrito solo-muro ( $\phi_{sm}$ ), em solos brasileiros com indicação da superfície de contato, para estrutura de contenção em concreto e alvenaria de pedra, não estão disponíveis na literatura. Assim, projetos destas estruturas podem estar dimensionadas contra a segurança ou de forma antieconômica, a depender do valor do ângulo de atrito solo-muro adotado.

As soluções de Coulomb e Rankine são analíticas, embora sob conceituações distintas, são simples e de fácil utilização e vêm sendo largamente empregadas até o presente, apesar de algumas limitações de aplicabilidade em situações práticas. Ambas não levam em conta, por exemplo, a condição de retroaterro ser irregular ou apresentar sobrecarga. Uma outra questão,

para a análise de um projeto desta natureza, consiste no conhecimento do ponto de aplicação da força resultante de empuxo.

Diversas soluções gráficas, como o método de Poncelet e de Culmann, foram posteriormente apresentadas, procurando resolver o problema. O método de Culmann procura determinar a força resultante de empuxo para retroaterro com geometria irregular ou ainda carregado externamente. Este método, na sua versão original, aplica-se a solos não-coesivos e leva, em consideração, não só o ângulo de atrito do solo, mas também o atrito entre solo e muro. O valor do empuxo é determinado, fazendo-se variar o ângulo de inclinação da superfície de ruptura, admitida plana. Entre os valores obtidos, o maior deles é tomado como sendo a resultante de empuxo procurada.

## **2.5 RUGOSIDADE DE SUPERFÍCIES**

As superfícies, por mais perfeitas que sejam, apresentam irregularidades em suas faces. O conjunto dessas irregularidades de pequenas saliências e reentrâncias, numa superfície, denomina-se rugosidade. Tais irregularidades podem ser avaliadas com aparelhos eletrônicos, a exemplo do rugosímetro (PALMA,2006).

Até então, a rugosidade tem sido estudada para verificar sua influência no comportamento de elementos mecânicos. Nesse caso, constam sua influência na qualidade do deslizamento, resistência do desgaste, possibilidade de ajuste do acoplamento forçado, resistência oferecida pela superfície ao escoamento que a estrutura oferece às camadas protetoras, resistência à corrosão e à fadiga, vedação e aparência.

A medição da rugosidade merece um cuidado especial nem sempre enfatizado em detrimento de outras grandezas envolvidas. Por sua vez, os parâmetros, escolhidos para representar a rugosidade, ainda constituem caracterização incompleta do perfil ou da superfície a se analisar; porém sua utilidade é inegável porque disponibiliza valores numéricos para comparação e análise de superfícies, seja para resumir diversas informações contidas em uma superfície tridimensional, ou mesmo para separar e classificar superfícies distintas, geradas por diferentes processos de construção.

A rugosidade ou o perfil linear de uma superfície que é designado por esse nome, é normalmente representado em escalas ( para ampliação ou redução) distintas para as direções vertical e horizontal. As escalas de variação para dimensões perpendiculares à superfície analisadas são, em geral, menores que as para dimensões paralelas à superfície.

As superfícies de contato dos solos com as estruturas de contenção, são irregularidades desde pequenas saliências ou reentrância a grandes rugosidades. Estas irregularidades são provocadas pelo acabamento no dorso do muro, do uso e reuso do tipo de forma, e do tipo de rocha utilizada e de alvenaria de pedra.

O acabamento superficial de contato é fundamental para o estudo do atrito solo-muro. O acabamento superficial é medido através da rugosidade superficial, a qual é expressa em microns (mm ou m). No Brasil, os conceitos de rugosidade superficial são definidos pela norma ABNT NBR 6405-1985 e aplicadas para superfícies de aço. Nesta pesquisa, serão utilizados estes conceitos, porém aplicados a superfícies de concreto e rocha.

#### 2.4.1 SISTEMAS DE MEDIÇÃO DA RUGOSIDADE SUPERFICIAL

Durante o processo de medição da rugosidade, usa-se o rugosímetro ou micrometro que percorre a superfície a ser medida. Podem-se definir vários percursos e comprimentos neste processo de medição. No sistema da linha Média, ou sistema M, todas as grandezas são definidas a partir de uma linha de referência. A linha média é definida como uma linha disposta paralelamente à direção geral do perfil, dentro do percurso de medição, de tal modo que a soma das áreas superiores, compreendida entre ela e o perfil efetivo, seja igual à soma das áreas inferiores. Na Figura II.10 é demonstrado, esquematicamente, o conceito de linha média, onde  $A_3=A_2+A_3$  (PALMA, 2006).

Definindo a linha média de maneira mais precisa, pode-se afirmar que, para um comprimento “L” do perfil, as somas das áreas superiores e inferiores serão sempre iguais a zero.

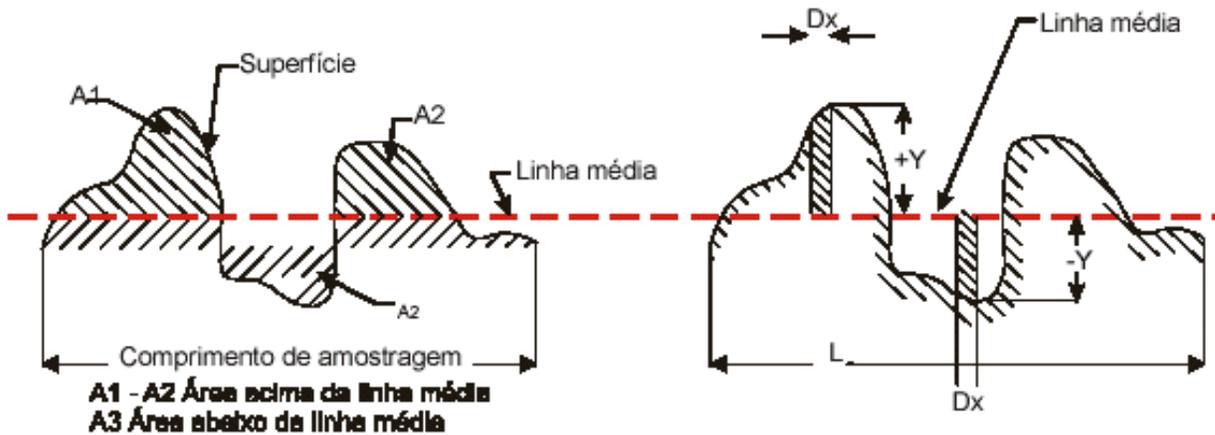


Figura II.10 - Conceito de linha média (PALMA, 2006)

Os sistemas de medição de rugosidade, baseados na linha média ou perfil médio, podem ser divididos em três classes, baseados no tipo de medição efetuada:

- a) medições da profundidade da rugosidade;
- b) medições horizontais da rugosidade;
- c) medições proporcionais da rugosidade. Serão estudados apenas os sistemas que se baseiam na medida de profundidade da rugosidade.

A rugosidade média ( $R_a$ ) é a média aritmética dos valores absolutos das ordenadas dos afastamentos dos pontos do perfil de rugosidade, em relação à linha média, dentro do percurso de medição, pode ser calculada pela Equação II.12 ou, de forma aproximada, pela Equação II.13.

$$R_a = (1/L) \int_0^L |h(x)| dx \quad \text{Equação II.12}$$

$$R_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y| \quad \text{Equação II.13}$$

O perfil médio é a linha tal que, no comprimento  $L$ , a soma das áreas cheias acima é igual à soma das áreas vazias abaixo (considerando a superfície sem ondulação), Figura II.11.

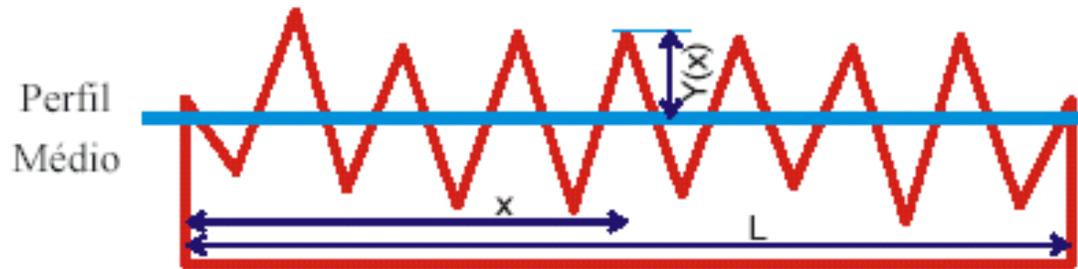


Figura II.11 - Rugosidade média  $R_a$  (<http://myspace.eng.br/eng/rugosid.asp>)

A rugosidade média é, provavelmente, o mais antigo conceito de rugosidade ainda em uso. Sua difusão pode ser atribuída à facilidade de cálculo, mesmo com aparelhos analógicos simples. Sua definição pode ser expressa como o desvio médio de um perfil de sua linha média. Outra definição seria a distância média de um perfil desde sua linha média, sobre um comprimento medido.

Em determinadas aplicações específicas, pode ser mais útil utilizar outros parâmetros de rugosidade. Os perfis da Figura II.12 apresentam o mesmo valor de  $R_a$ , mas a simples observação visual permite concluir que, a depender da aplicação, os resultados podem ser bastante diferentes.



Figura II.12 - Perfis de mesma rugosidade média, mas de diferentes configurações.

Se há necessidade de distinção mais rigorosa, outros parâmetros devem ser considerados, tais como: picos e depressões, formas, espaçamentos. E métodos mais sofisticados devem ser considerados. A norma NBR 6405 (1985) indica um parâmetro semelhante ao  $R_{max}$  para medição de rugosidade superficial, na Alemanha, e é designada por  $R_t$ .  $R_t$  é a máxima distância pico-vale, dentro do comprimento de avaliação.

A rugosidade total é dada pela diferença entre o pico mais alto e a depressão mais baixa no comprimento considerado,. A Figura II.13 dá uma idéia aproximada da faixa de rugosidade  $R_t$  das superfícies, onde:  $Y_i$  mínimo -  $Y_i$  máximo



Figura II.13 - Rugosidade total (<http://myspace.eng.br/eng/rugosid.asp>)

A Rugosidade Média Quadrática,  $R_q$ , é um parâmetro correspondente ao  $R_a$ . É o desvio médio quadrático. Se a forma do perfil for senoidal,  $R_q$  é aproximadamente 1,11  $R_a$ , independente dos parâmetros da senóide. É denominado RMS (Root Mean Square) em países de língua inglesa.  $R_q$  pode ser definido pela Equação II.14 ou aproximadamente pela Equação II.15.

$$R_q = \left[ \frac{1}{L} \int_0^L y^2(x) dx \right]^{1/2}$$

Equação II.14

$$R_q \cong \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{y_i^2}{n}}$$

Equação II.15

## 2.6 AGREGADOS RECICLADOS

Agregados reciclados, de alvenaria ou de concreto, devem ser considerados todos materiais granulares, obtidos por processos mecânico de desintegração (britagem), e utilizáveis com meio cimentantes para formação de concreto ou argamassa. Dependendo de sua granulometria, são classificados em agregados graúdos ( $D_{max} > 4,8\text{mm}$ ) ou miúdos ( $4,8 > D_{max} < 0,75\ \mu\text{m}$ ), são provenientes de resíduos de concreto ou de alvenaria respectivamente.

Para o estudo de durabilidade, para concretos produzidos com material reciclado, é necessário trabalhar com propriedades que contribuam diretamente na redução da vida útil de uma estrutura, pois, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), durabilidade é definida como a vida útil de um material sob dadas condições ambientais.

Conforme HELENE e TERZIAN (1992), as manifestações patológicas, em estruturas de concreto, podem ser de diferentes origens, causas e natureza. As mais frequentes no Brasil, são: corrosão de armadura, manchas superficiais, degradação química, flechas excessivas e as fissuras ativas e passivas, perfazendo estes itens um total de cerca de 80% das patologias constatadas. As outras 20% advêm de falhas no processo construtivo.

### 2.6.1 - NORMALIZAÇÃO INTERNACIONAL PARA AGREGADOS RECICLADOS

Segundo VASQUEZ (1997), a proposta de elaboração de normas internacionais para agregados reciclados, está se estruturando em poucos países tais como: a proposta japonesa de normalização BCSJ (1977), a norma Britânica 6543, a norma Holandesa CUR (1986), o adendo à norma dinamarquesa DIF (1989), as diretrizes da RILEM TC 121 DRG apresentadas no 3º Simpósio Internacional sobre Demolição e Reutilização de Concreto e Alvenaria (1993), o relatório que está sendo concluído pelo comitê CEN 154 AHG- Recycled aggregates, este grupo já tem pronta a lista dos ensaios necessários para cada aplicação que permite descobrir a necessidade de se pesquisar determinadas propriedades, além de criar certos ensaios específicos, VASQUEZ (1997).

No Brasil, ainda não se tem oficialmente qualquer texto ou documento pronto nem consagrado pelo uso; todavia, em dissertação de mestrado apresenta da Escola de Engenharia

de São Carlos da USP, LIMA (1999), algumas sugestões são dadas para o uso e regulamentação dos agregados provenientes da reciclagem.

Também em 2001, foram constituídos dois grupos de trabalho para preparação de textos básicos, visando à elaboração de documentos intitulados “práticas recomendadas para a utilização de agregados reciclados”, um em pavimentação e o outro em concreto.

## 2.6.2 - CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS RECICLADOS

Segundo LEVY (1997), a utilização de agregados que atendam à determinada finalidade, bem como para produção de concreto, está baseada em critérios granulométricos preestabelecidos, sendo importante considerar a forma de seus grãos e sua textura, uma vez que as formas mais angulares, ou seja, menos arredondadas, assim como texturas mais porosas, são responsáveis por maior consumo de água em argamassas e concretos.

Produzir agregados reciclados bem graduados e limpos não será suficiente para garantir a qualidade do processo de reciclagem. O material deverá ser adequado à finalidade específica para a qual se destina, ou seja, fisicamente, sua granulometria deverá enquadrar-se dentro de determinados limites e, quimicamente, só poderá conter níveis mínimos toleráveis de contaminação, para que, desta forma, o concreto produzido possa ser durável, e haja garantia da estabilidade das estruturas construídas.

O material a ser reciclado terá que ser britado, peneirado e, quando necessário, descontaminado, após o que poderá ser aplicado para vários propósitos, como: aterros, drenagens de grandes áreas, materiais para base ou sub-base de pavimentos rodoviários e produção de novos concretos.

Como se percebe, a quantidade de agregados, na durabilidade dos concretos, será extremamente importante, portanto justificam-se a necessidade e a preocupação em apresentar uma forma de classificação, baseadas na origem, na forma e textura, assim como na granulometria.

### 2.6.3 - PROCESSO DE SUBSTITUIÇÃO DE AGREGADO NATURAL POR RECICLADO.

Muitas vezes, a mineração de agregados, responsável pela expansão urbana, acaba sendo vítima da própria expansão, haja vista os diversos exemplos de minerações de brita e areia que tiveram de ser fechadas, na medida em que a urbanização as alcançou, AJDUKIEWICZ e KLISZCZEWICZ (1996).

Pelo fato das pedreiras e portos de areia localizarem-se dentro ou entorno dos grandes centros urbanos, já que, devido ao grande volume extraído e do baixo preço unitário, grandes distâncias de transporte, entre consumidores e centro produtor, tornaram-se inviáveis do ponto de vista econômico, fator que acaba por gerar a grande parte dos problemas enfrentados pelo setor.

Com uma produção bruta da ordem de 200 milhões de toneladas anuais, a produção de agregados ocupa, em quantidade, o primeiro lugar entre as substâncias minerais produzidas, superando, inclusive, o minério de ferro.

Segundo CARNEIRO (2005), a melhoria das condições de vida da população, base de qualquer programa de desenvolvimento econômico e social, deve prever a construção de infraestrutura, moradias, vias de transporte, geração de energia elétrica, saúde e educação; em síntese, todos os quesitos fundamentais para o desenvolvimento econômico e social requerem areia e brita, insumos praticamente insubstituíveis.

Os agregados minerais – areia e pedra britada – constituem, hoje, o segmento do setor mineral mais explorado e comercializado no país. Porém, a importância dos agregados, no cenário nacional, não é definida somente pela quantidade produzida. Areia e brita exploradas, praticamente, em todo território brasileiro, são absolutamente indispensáveis para a indústria da construção civil.

Nos Estados Unidos, estudos feitos pela National Aggregates Association, indica que, se houver um aumento na distância de transporte, por caminhão, de cerca de 24 milhas, das pedreiras aos pontos de produção, duplica o preço posto na obra. Na França, segundo a Union Nationale des producteurs des Granulats, considera-se que o custo do transporte de pedra

britada por 50Km equivalente ao preço na origem, isto é, ao custo total da extração, beneficiamento e comercialização, acrescido do lucro.

O uso do transporte ferroviário, teoricamente mais barato, demanda altos investimentos em linha férrea, em terminais de carga e descarga, e exige produção concentrada em poucos grandes produtores, isto, mesmo no Canadá, onde o transporte ferroviário é largamente utilizado. No Brasil, já existem produtores que utilizam a ferrovia para transporte de areia. Entretanto, os problemas técnicos existentes, acrescidos de excessiva burocracia, desanimam o possível usuário.

Esses exemplos mostram a razão da maioria das pedreiras e portos de areia localizarem-se próximos das grandes aglomerações urbanas. Esta proximidade, como já foi analisada, acabou sendo um problema, tanto para as minerações como para os habitantes das cidades. Diante do exposto anteriormente, torna-se evidente que as minerações enfrentam fortes resistências para operarem comercialmente, junto aos centros consumidores.

A opção pela implantação de usinas recicladoras, junto aos centros consumidores, desponta como solução política e ecologicamente correta. Todavia, não se deve esquecer de levar em consideração certos cuidados, como, por exemplo: integrar totalmente a usina à paisagem para não causar qualquer espécie de poluição visual. Associando as inclinações dos taludes com a vegetação natural do ambiente, pode-se formar uma barreira tão eficaz quanto uma usina de reciclagem.

Conforme HANSEN (1992), caso haja necessidade de controle da poluição química, este poderá ser efetuado através da retirada do entulho contaminado por madeira impregnada, plásticos, tecidos, cabos elétricos, metais não-ferrosos, aço (excetuando-se pequenas quantidades existentes nos concretos armados), solo, barro, gesso, além de outros materiais elétricos, como óleo, graxa, e outros componentes capazes de apresentarem contaminação química. Entretanto, esse controle acaba revelando o custo dos métodos de demolição, reduzindo, sensivelmente, a quantidade de material que poderá ser reciclado, encarecendo, assim, o custo final dos agregados obtidos.

#### 2.6.4 - PRODUÇÃO DE CONCRETOS DURÁVEIS COM AGREGADOS RECICLADOS

Na seleção de agregados reciclados, ainda não há garantias de que o concreto seja durável, pois a reciclagem de resíduos de construção, para produção de concretos, ainda é um campo emergente, no qual, por receio e até certo preconceito dos próprios usuários, ainda não foram cometidos erros que pudessem servir de lição ao meio técnico e à própria comunidade científica que, até o presente momento, continua refinando a legislação específica e normalizando os ensaios necessários para seleção dos agregados, adequados à produção de concretos duráveis.

Apesar de todo este aparato, as nações do continente europeu, mais desenvolvidas na área de reciclagem de resíduos de construção, continuam construindo obras piloto com finalidade de monitorar o desenvolvimento de manifestações patológicas e demonstrar o potencial de utilização destes resíduos.

Segundo LEVY (2001), se a regulamentação da produção de agregados reciclados viesse a ser controlada através da seleção da procedência e origem dos resíduos, antes do envio para britagem, e, na fase anterior à britagem, fosse realizado um acompanhamento da forma e textura e análises granulométricas, seria o primeiro passo em direção à produção seriada de agregados reciclados com vista à produção de concretos duráveis. Para CARNEIRO (2005), a introdução da prática da coleta seletiva nos canteiros de obras é sem dúvida um grande avanço e resultado da necessidade de adequação das empresas construtoras à Resolução do CONAMA 307.

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGIA**

#### **3.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo, apresentam-se as metodologias e os equipamentos utilizados no programa de investigação em laboratório. Os estudos realizados foram divididos em duas partes. A primeira analisa a interação solo-muro através da obtenção do ângulo de atrito entre duas superfícies de contato do solo e da estrutura do muro. Dois solos da Cidade do Recife foram utilizando-se, um da zona norte e outro da zona oeste. A segunda avalia a rugosidade da superfície de contato solo-muro, empregando os conceitos utilizados para peças metálicas e aplicada para superfícies de contato com o solo.

Da estrutura do muro, seis superfícies de interação de contato com os solos foram utilizadas, três superfícies de concreto convencional com diferentes índices de rugosidades, duas superfícies de concreto, utilizando agregado de resíduo da construção e demolição (RCD), com dois índices de rugosidade e uma superfície obtida da construção de muro de Alvenaria de Pedra (Paralelepípedo).

#### **3.2 INTERAÇÃO SOLO-MURO**

Um dos principais problemas, na Região Metropolitana do Recife (RMR), nas encostas, é a ocupação antrópica desordenada, aumentando o número de moradias em áreas de risco. Uma das soluções para a estabilização das encostas é o uso da construção de estrutura de contenção como muro de arrimo. Foram escolhidos e usados, nos ensaios laboratoriais, dois solos da RMR, representativos de áreas de risco para analisar a interação solo-muro. Um foi obtido da encosta do Alto do Reservatório em Nova Descoberta, Recife-PE, zona norte da cidade, solo mais argiloso. O outro solo foi obtido no Bairro do Ibura na zona oeste, Figura III.1.



Figura III.1 – Locais de obtenção das amostras dos solos. A – Nova Descoberta , B – Ibura.

### 3.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Nas amostras deformadas coletadas dos solos, foram realizados ensaios de caracterização: granulometria, limites de consistência e compactação de acordo com a metodologia da Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6467(1986) – Preparação de Amostras, NBR 7181(1984) – Análise granulométrica, NBR 6508(1986) – Massa Específica dos Grãos dos Solos, NBR 6459(1984) – Limite de Liquidez, NBR 7180(1984) – Limite de Plasticidade e NBR 7182(1986) - Compactação.

### 3.2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Geotecnia da UNICAP, em prensas de cisalhamento de fabricação nacional, Figura III.2. As amostras deformadas foram compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco, máximas obtidas na meia encosta do Alto do Reservatório em Nova Descoberta e no Ibura. Foram realizados oito corpos de prova de cada tipo de solo. Os ensaios tiveram por objetivo determinar os parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão, com o seguinte procedimento:

a) os ensaios foram realizados em prensa de cisalhamento direto, utilizando corpos de prova dos solos compactados, com energia do Proctor Normal, e moldados com dimensões:

50mmx50mm

e altura de 40mm e 100mmx100mmx40mm;

b) uma pequena quantidade da amostra foi retirada, para determinação da umidade antes do início do ensaio;

c) o corpo de prova foi colocado na caixa de cisalhamento, sendo pesado o conjunto;

d) foi fixado o extensômetro de deslocamento vertical, com sensibilidade de 0,01mm/div, anotando-se sua leitura;

e) a tensão normal foi aplicada, fazendo-se leitura para obtenção do valor das deformações com o tempo até a estabilização das deformações;

f) os corpos de prova foram comprimidos por 30 minutos, para, em seguida, serem rompidos;

g) os parafusos foram removidos, para que ocorresse movimentação das partes da caixa;

h) iniciado o carregamento, foram feitas leituras no anel de carga (0,01 kgf/div) e nos extensômetros de leituras verticais e horizontais;

i) a velocidade do ensaio foi de 0,018 mm/s e as tensões verticais de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa;

j) terminado o ensaio, o corpo de prova foi colocado em cápsulas e levado à estufa para determinação da umidade.

### 3.2.3 INTERAÇÃO SOLO-MURO.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em corpos constituídos de dois materiais: solo-concreto (com agregado convencional e com agregado do RCD) e solo-rocha. O concreto convencional foi obtido do substrato padrão, elaborado com cimento Portland CP- Z II

32 no traço 1:2,58:1,26, seguindo a norma padrão ABNT - NBR 14082 (2003), com relação água e cimento de 0,50, e serrado em formato de pastilhas, nas dimensões de 100mmX100mmX20mm e 50mmX50mmX20mm. A rocha utilizada é uma Biotita Gnaiss Branda. É um tipo de rocha muito utilizada em paredes de pedra em obras de contenção. Os corpos de prova tinham altura de 40mm e cada material tinha altura de, aproximadamente, 20mm, conforme Figura III.3.



Figura III.2 – Realização de ensaio de cisalhamento direto.

A superfície de contato entre os dois materiais era ajustada durante a moldagem, para coincidir com o plano médio de cisalhamento. Os ensaios tiveram por objetivo determinar os parâmetros de resistência do solo-muro, ângulo de atrito ( $\delta = \phi_{sm}$ ). O procedimento dos ensaios foi similar aos ensaios de cisalhamento direto, realizados nas amostras apenas com solos. A Tabela III.1 mostra os materiais utilizados, as dimensões dos corpos de prova, as tensões de consolidações utilizadas.



Figura III.3 – Corpo de prova de concreto RCD, submetido ao teste de Cisalhamento.

Tabela III.1 – Superfícies de contato, dimensões dos corpos de prova e as tensões de consolidações utilizadas.

Localização / Material		Superfície de contato	Dimensões do corpo de prova (mm)	Tensão de consolidação (kPa)
Ibura	Concreto convencional	S1	50mmx50mm x40mm	50, 100, 150, 200
		S2		
		S3		
	Rocha	S4		
Nova Descoberta	Concreto convencional	S1		
		S2		
		S3		
	Concreto com RCD	S5		
		S6		
Rocha	S4			
Ibura	Concreto convencional	S7	100mmx100mm x40mm	
		S8		
		S9		
	Rocha	S10		
Nova Descoberta	Concreto convencional	S7		
		S8		
		S9		
	Concreto com RCD	S11		
		S12		
	Rocha	S10		

### 3.3 PREPARAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE CONTATO

#### 3.3.1 PREPARAÇÃO DOS AGREGADOS

Considerando a viabilidade de utilizar Resíduo da Construção e Demolição em obras de contenção, foram coletados materiais de uma obra vertical localizada na zona sul da Região Metropolitana do Recife, situada no Bairro de Boa Viagem, possui 40 pavimentos tipo, uma área total de 13.438,46 m<sup>2</sup>, encontra-se com 80% de seu cronograma concluído. O entulho, utilizado para esse estudo, foi coletado segundo as prescrições da norma ABNT – NBR 10007(1987), e representa o resíduo gerado na fase intermediária entre a elevação de alvenaria nos pavimentos e finalização de aplicação do acabamento externo.

As amostras coletadas passaram pelo processo de separação de materiais indesejáveis para este estudo, tais como: madeira, ferro, plástico, gesso, cerâmica, etc. Esse material, após seleção e separação in loco, foi armazenado em lugar específico estruturado pela própria construtora, conforme resolução do CONAMA/307(<http://www.mma.gov.br/port/conama>)

Todo material coletado, resíduo de alvenaria, argamassa e concreto, foi transportado até o Laboratório de Materiais da Universidade Católica de Pernambuco em 9 sacos de nylon com aproximadamente 60kg, sendo acondicionado em local seco e específico para o estudo.



Figura III.4 – Material coletado de alvenaria, argamassa e concreto.

### 3.3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS NATURAIS E DE RCD

As amostras de RCD foram trituradas em britador de mandíbulas, ajustado para obtenção de uma granulometria equivalente à uma brita de 25mm, e secas ao ar e ao sol, além de protegidas por lonas plásticas para evitar o contato direto com a umidade relativa do ar, ou contaminação por outros materiais não recicláveis.

A avaliação de todo material triturado objetivou determinar a proporção entre cada componente presente nas amostras, para isto, utilizou-se a norma ABNT – NBR 9941(1987) – que trata do processo de redução de Amostras de Agregados para Ensaios de Laboratórios, conforme Figura III. 5.



Figura III.5 – Material de RCD já com suas devidas proporções de mistura.

Após a realização da separação manual, de acordo com sua composição, ou seja: alvenarias, argamassa e concreto e outros, cada porção foi pesada de acordo com os percentuais escolhidos para cada componente, conforme indicado na Figura III.6, do traço experimental de RCD, caracterizando qualitativamente o entulho adotado nesta pesquisa.

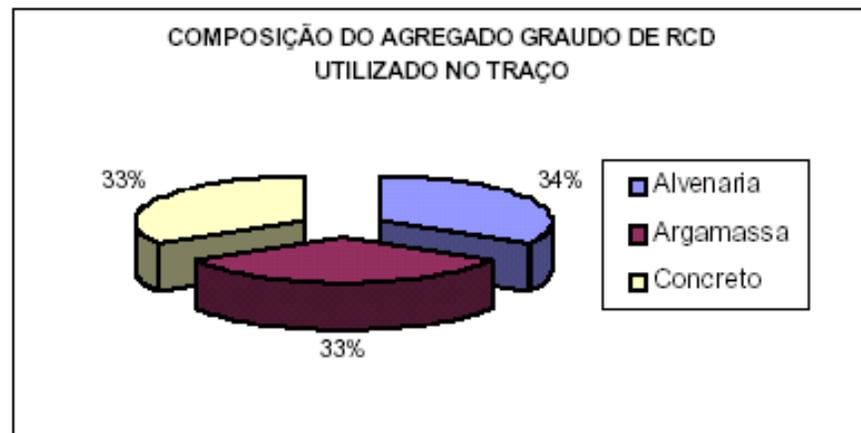


Figura III.6– Composição do agregado graúdo RCD utilizado na pesquisa

Após a britagem de todo material, executou-se, no laboratório de Materiais da Universidade Católica de Pernambuco/UNICAP, todo processo de peneiramento, seguindo a norma ABNT - NBR-7217(1997), atendendo a todas as prescrições granulométricas necessárias para o andamento da pesquisa, conforme Figura III.7.



Figura III.7 – Execução do processo de peneiramento segundo norma NBR-7217

Foi utilizado o britador de mandíbula, cedido pelo Universidade de Pernambuco/UPE, instalado sobre suportes metálicos no Laboratório de Materiais da Universidade Católica de Pernambuco/UNICAP. Fabricante: Máquinas FURLAN Ltda / ano de fabricação: 2003, Modelo: BM/0804 – com mandíbula móvel / Motor trifásico, tipo WEG/IP55, com 1800 rpm/60 Hz, conforme Figura III.8.



Figura III.8 – Britador de mandíbula, utilizado na pesquisa.

Na obtenção de agregado miúdo de RCD, fez-se necessário assemelhar, o máximo possível, através do peneiramento uma granulometria igual ou similar à da areia natural, conforme Figura III.9 e Figura III.10.

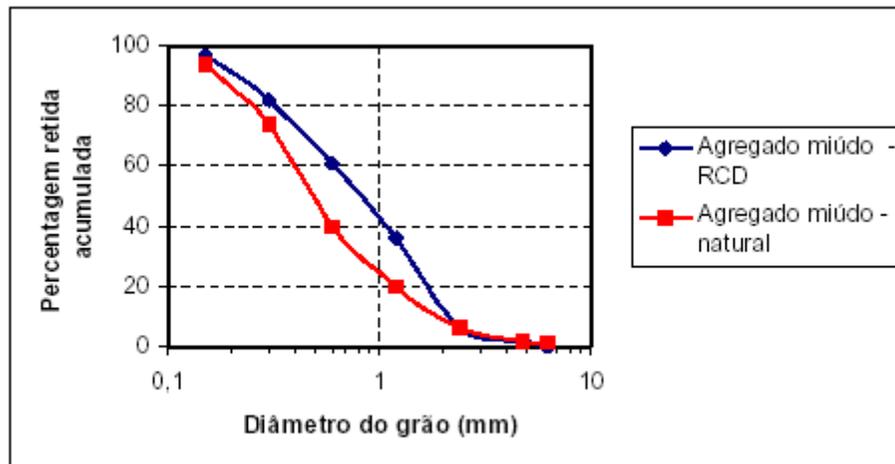


Figura III.9 – Caracterização do agregado miúdo de RCD e natural – areia

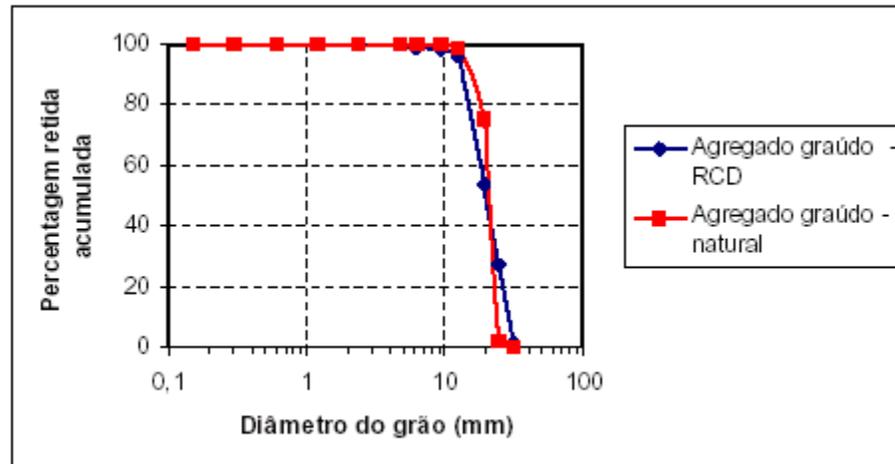


Figura III.10 - Caracterização do agregado graúdo de RCD e agregado natural – brita

A partir dos agregados reciclados dos Resíduos de Construção e Demolição, foi elaborado um traço de concreto na proporção 1 : 2,17 : 3,16 e fator água cimento de 0,57, foi montada uma fôrma de madeira com capacidade de moldagem de 4 pastilhas de concreto reciclado, nas dimensões de 100mmx100mm e 20mm, procurando obter duas superfícies de rugosidade, para serem utilizados nos ensaios de cisalhamento direto, com o objetivo de avaliar o ângulo de atrito solo-muro.

O cimento utilizado foi do fabricante ZEBU , Tipo Portland CP- II Z 32. Este molde, conforme Figura III.11, foi feito com madeira utilizada em obras de construção civil, objetivando a reprodução fiel do relevo de concreto moldado in loco.



Figura III.11 - Concreto de agregado RCD moldado em forma de madeira

### **3.4 AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE DAS SUPERFÍCIES DE CONTATO SOLO-MURO**

As superfícies de contato solo-muro foram selecionadas em função do tipo de material em concreto com agregado convencional, com agregado de RCD e rocha utilizada na construção de alvenaria de pedra. As rugosidades das superfícies foram avaliadas segundo a metodologia proposta por PALMA (2006) . As dimensões das amostras de concreto e rocha foram estabelecidas em função das dimensões das caixas do ensaio de cisalhamento direto.



Figura III.13 - Mapeamento de superfície de concreto RCD por um defletrômetro digital.



Figura III.12 – Traçado em rocha objetivando medir a profundidade da superfície.

A metodologia utilizada, para o cálculo da rugosidade superficial das pastilhas de rocha, concreto convencional e reciclado, foi desenvolvida com o objetivo de descrever o relevo desses 3 materiais, usados nos ensaios de cisalhamento. A descrição ou mapeamento de toda superfície desses materiais é essencial para determinar o índice de rugosidade das superfícies de contato entre o solo-muro.

O cálculo da rugosidade foi feito para dois tipos de pastilhas: 50mmx50mmx20mm e 100mmx100mmx20mm. Os procedimentos são idênticos e constituem-se em duas fases. A primeira consiste na marcação das pastilhas a partir da adaptação de um defletrômetro para

medir as alturas das superfícies. Na segunda, foi utilizada planilha eletrônica para cálculo dos índices de rugosidade total, rugosidade média e rugosidade média quadrática conforme foi mostrado no capítulo II. No cálculo de rugosidade das pastilha 100mmx100mmx20mm e 50mmx50mmx20mm, foi adotado o seguinte procedimento:

- a) para a pastilha de 100mmx100mmx20mm, foi marcado com lápis grafite quadrículas de 10mm de área, totalizando 121 pontos de referência, conforme Figura III.12;
- b) para as pastilhas de 50mmx50mmx20mm, foi realizado o mesmo procedimento acima, totalizando 36 pontos;
- c) para registro das cotas verticais, relativas aos 121 pontos, na pastilha de 100mmx100mmx20mm e 36 pontos nas pastilhas de 50mmx50mmx20mm, foi utilizado um defletrômetro digital com capacidade de aferir variações de sensibilidade de 0,001mm e capacidade de 12,5mm, conforme Figura III.13; no caso das superfícies de 50mm X 50mm, foram consideradas 12 linhas (no sentido horizontal “X” e vertical “Y”) e, nas superfícies de 100mm X 100mm, foram consideradas 22 linhas (no sentido horizontal “X” e vertical “Y”);
- d) o braço de alavanca original do defletrômetro foi regulado a uma altura permanente, facilitando seu deslocamento horizontal de ponto a ponto, tanto no sentido “X” como no sentido “Y”;
- e) ao finalizar a planilha com seus respectivos 121 e 36 pontos, todos os dados foram passados para o Software EXCEL, definindo o perfil de cada trecho mapeado, anexo 01;
- f) a Rugosidade Média de cada superfície foi avaliada calculando, inicialmente, altura média, definindo assim plano médio, de cada linha de observação. Foram obtidas as diferenças de altura entre cada profundidade medida e a altura média, como ilustra a Figura III.14 e utilizou-se a equação II.13;

g) na definição da rugosidade média, o perfil médio foi definido por uma linha de comprimento “L” no qual a soma das áreas cheias acima da linha é igual a soma das áreas vazias abaixo da linha (superfície sem ondulação) conforme Figura III.14.

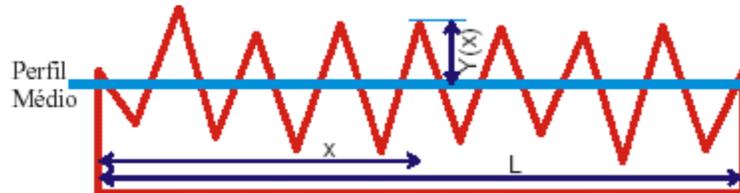


Figura III.14 – Esquema simplificado de rugosidade média (<http://myspace.eng.br/eng/rugosid.asp>)

h) a Rugosidade Total de cada superfície foi avaliada calculando, inicialmente, a diferença entre o maior e o menor valor da profundidade de cada linha de observação estabelecida; através das quadrículas a seguir, foi calculada a média das rugosidades totais de cada linha de observação, como ilustra a Figura III.15.



Figura III.15 – Esquema simplificado de rugosidade total (<http://myspace.eng.br/eng/rugosid.asp>)

i) a rugosidade média quadrática foi calculada considerando a equação II.15, para cada linha de observação, e fazendo a média de todas as linhas.

## CAPÍTULO IV

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 4.1. INTRODUÇÃO

Os resultados e as análises dos ensaios de laboratório realizados são apresentados neste capítulo e estão divididos em duas partes. Na primeira, procura-se caracterizar e avaliar a resistência ao cisalhamento dos solos de Nova Descoberta e do Ibura. Na segunda, analisa-se a interação entre o solo-muro através da obtenção do ângulo de atrito entre as duas superfícies.

#### 4.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

##### 4.2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

A composição granulométrica dos solos de Nova Descoberta e do Ibura estão apresentados na Tabela (IV.1) e Figura (IV.1). Resultados dos Limites de Liquidez e Índice de Plasticidade são apresentados na Tabela (IV.1) e a Carta de Plasticidade-Atividade na Figura (IV.2). Os valores dos Pesos Específicos Aparentes Secos e as Umidades Ótimas dos solos estão na Tabela (IV.1), e as curvas de compactação, na Figura (IV. 3).

Tabela (IV.1) - Composição granulométrica, consistência e compactação dos solos

Solo	Composição Granulométrica %					Consistência (%)		Atividade	Compactação	
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	< 2 $\mu$ m	WL	IP		W <sub>ot</sub> (%)	$\gamma_{smax}$ KN/m <sup>3</sup>
Ibura	01	69	05	25	21	23	08	0,38	10,7	19,5
Nova Descoberta	01	47	06	46	44	28	16	0,36	19,30	16,5

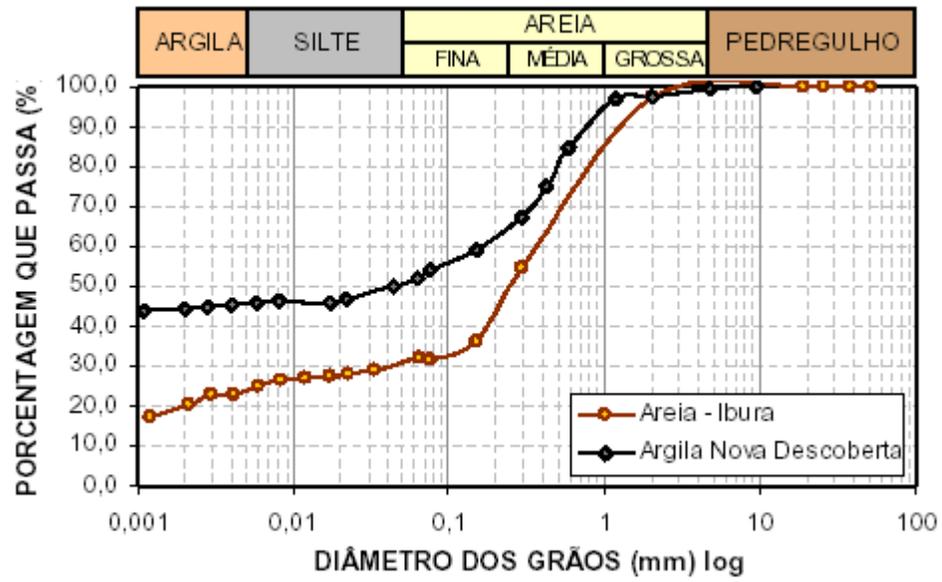


Figura (IV.1) - Curvas Granulométricas

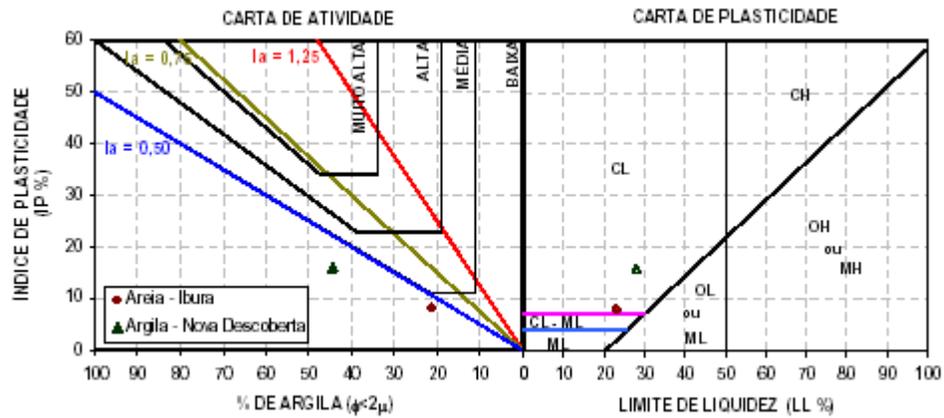


Figura (IV.2) - Carta de Plasticidade – Atividade – VARGAS (1985)

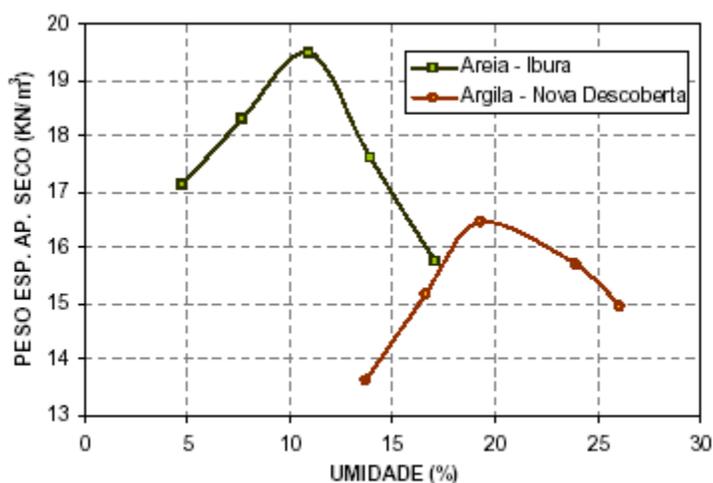


Figura (IV.3) – Curvas de Compactação

O solo do Ibura é arenoso, tem 1% de pedregulho, 69% de areia, 5% de silte e 25% de argila. Apresenta Limite de Liquidez de 23% e Limite de Plasticidade de 15%. Trata-se de uma Areia Argilosa (SC) na Classificação Unificada dos Solos e pela Classificação da Transportation Research Board - TRB o solo do tipo A-2-4. O solo tem Atividade 0,38 Inativo. O solo apresenta um peso específico aparente seco máximo de 19,50 KN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 10,70%.

O solo do Alto do Reservatório em Nova Descoberta é mais argiloso, tem 1% de pedregulho, 47% de areia, 6% de silte e 46% de argila. Apresenta Limite de Liquidez de 28% e Limite de Plasticidade de 12%. Trata-se de uma Argila de compressibilidade (CL) na Classificação Unificada dos Solos e pela Classificação da Transportation Research Board - TRB o solo do tipo A-6. O solo tem Atividade 0,38 Inativo. O solo apresenta um peso específico aparente seco máximo de 16,50 KN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 19,30%.

#### 4.2.2. AVALIAÇÃO DAS RUGOSIDADES DAS SUPERFÍCIES DE CONTATO

Os valores, obtidos das rugosidades totais, médias e médias quadráticas, seguindo a metodologia mostrada no Item III. 4, são apresentados na Tabela IV.2. Considerando como referência os dados da Tabela IV.3 de Rugosidade Equivalente e aplicando para as superfícies utilizadas, as mesmas podem ser classificadas considerando a seguinte faixa de variação:

- Lisa:  $0,1\text{mm} < R < 0,5\text{mm}$ ;
- Rugosa:  $0,5\text{mm} < R < 2\text{mm}$ ;
- Muito Rugosa:  $R > 2\text{mm}$ .

É importante destacar que, em função do critério de avaliação da rugosidade adotada (  $R_t$  - Rugosidade Total,  $R_a$  - Rugosidade Média e  $R_q$  - Rugosidade Média Quadrática), as superfícies podem ser classificadas de maneira diferente como mostrado na Tabela IV.2.

Tabela IV.2 Valores de rugosidade das superfícies de contato solo-muro

Dimensões dos corpos de prova	Material	Superfície	Rugosidade * (mm)			Classificação** da rugosidade		
			Rt	Ra	Rq	Rt	Ra	Rq
50mmx50mmx 40mm	Concreto com agregado convencional	S1	0,901	0,274	0,328	R	L	L
		S2	0,519	0,147	0,179	R	L	L
		S3	0,433	0,134	0,162	L	L	L
	Concreto com agregado RCD	S5	1,260	0,392	0,449	R		LL
		S4	1,46	0,439	0,524	R	L	R
Rocha	S6	1,083	0,391	0,509	R	L	R	
100mmx100mmx 40mm	Concreto com agregado convencional	S7	1,229	0,274	0,356	R	L	L
		S8	0,779	0,206	0,247	R	L	L
		S9	0,634	0,147	0,185	R	L	L
	Concreto com agregado RCD	S10	2,682	0,718	0,847	MR	R	R
		S11	1,507	0,385	0,467	R	L	L
Rocha	S12	2,336	0,601	0,723	MR	R	R	

\*  $R_t$  - Rugosidade Total,  $R_a$  - Rugosidade Média e  $R_q$  - Rugosidade Média Quadrática.

\*\* L - Superfície Lisa, R - Superfície Rugosa e MR - Superfície Muito Rugosa

A representação virtual da rugosidade de 3 tipos de materiais (concreto convencional, concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD e rocha), utilizados no estudo, foi feita através do software 3D Studio Max 6, no qual as superfícies de rugosidade estão representadas em perspectiva, conforme Figuras IV.4 a IV.12.

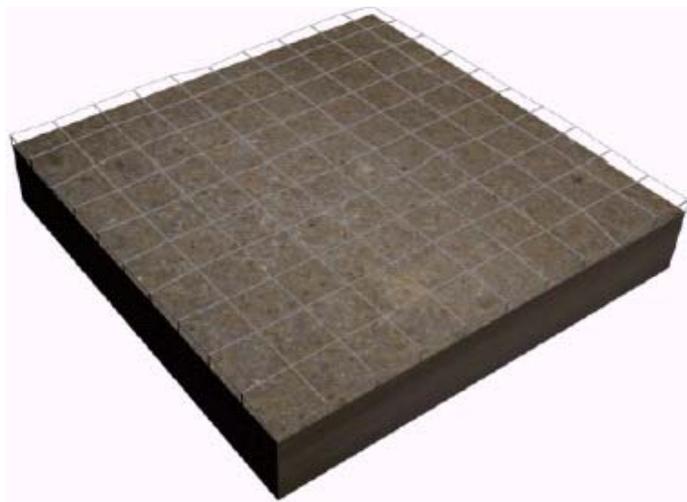


Figura IV.4 – Representação pelo Software 3D STUDIO da forma aramada da superfície de rugosidade do concreto convencional.



Figura IV.5- Representação da rugosidade pelo Software 3D STUDIO após o mapeamento do concreto convencional.



Figura IV.6 – Vista ortogonal da pastilha de concreto convencional.

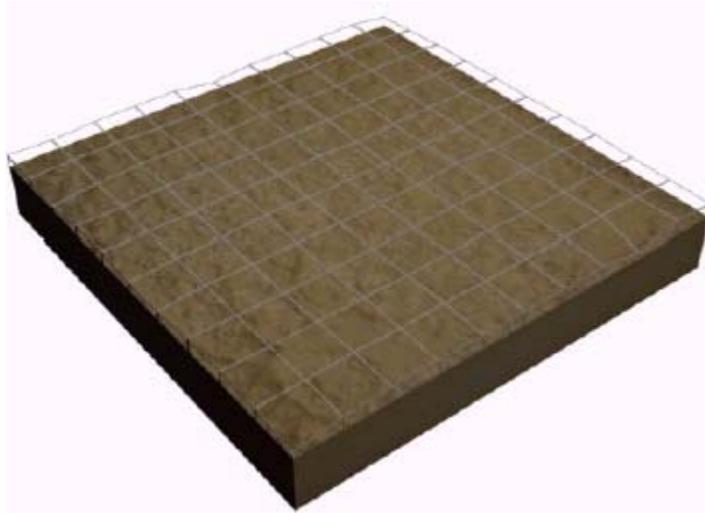


Figura IV.7 – Representação pelo Software 3D STUDIO da forma aramada da superfície de rugosidade do concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD.



Figura IV.8- Representação da rugosidade pelo Software 3D STUDIO após o mapeamento do concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD.

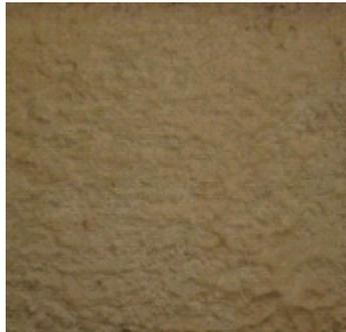


Figura IV.9 – Vista ortogonal da pastilha de concreto com agregado reciclado de construção e demolição-RCD.

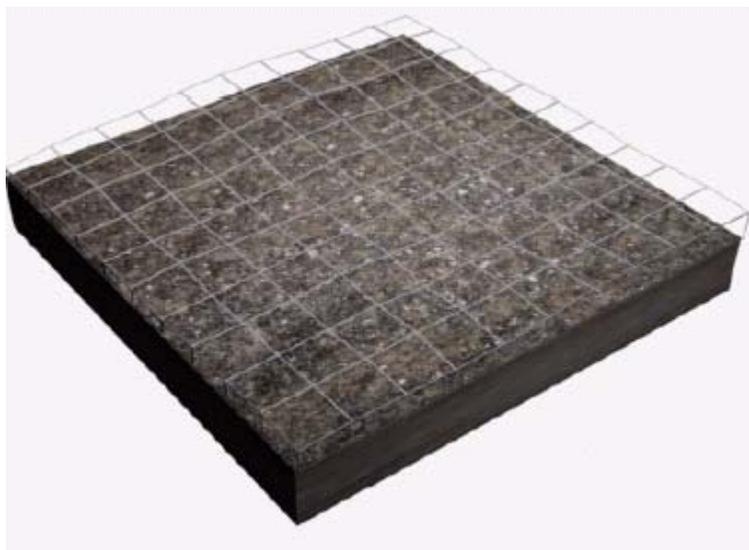


Figura IV.10 – Representação da forma aramada pelo Software 3D STUDIO da superfície de rugosidade de rocha.



Figura IV.11 - Representação da rugosidade pelo Software 3D STUDIO após o mapeamento de rocha.



Figura IV.12 – Vista ortogonal da pastilha de rocha.

Tabela IV.3 - Rugosidade Equivalente publicada para materiais mais usualmente empregados na fabricação de tubos, QUINTELA (1981), SIMON (1986) e TULLIS (1989).

Material do tubo		Rugosidade (m)
Aço	comercial	0,00006
	galvanizado	0,00016
	com ferrugem leve	0,0025
	com grandes incrustações	0,007
	com cimento centrifugado	0,0001
	revestido com asfalto	0,006
	Revestido com esmalte, vinil, epoxi	0,00006
Alumínio		0,000004
Concreto	muito rugoso	0,0002
	rugoso	0,0005
	liso	0,0001
	muito liso	0,00006
	alisado, centrifugado	0,0003
	liso formas metálicas	0,00012
Ferro	fundido	0,000122
	galvanizado	0,00015
	fundido não revestido novo	0,0005
	fundido com ferrugem leve	0,0015
	fundido com cimento centrifugado	0,0001
Fifrocimento		0,0001
Manilha cerâmica		0,0003
Latão, cobre		0,000007
Plásticos		0,00006
Rocha (Galeria não revestida)		0,35

HidroTec Calculador Assy, Jardim, Lencastre, Quintela, Simon, Tullis

#### 4.2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência do solo foi determinada através do ensaio de cisalhamento direto convencional, em amostras compactadas com peso específico aparente seco máximo e umidade ótima. Na Tabela (IV.4), estão apresentados os parâmetros de resistência coesão e atrito. Foram rompidos corpos de provas em solos do Ibura e de Nova Descoberta, em cada um dos solos, foram realizados corpos de prova com dimensões 50mmX50mmX40mm e outros com dimensões de 100mmX100mmX40mm.

As curvas  $\tau \times \epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica horizontal), envoltória de Mohr-Coulomb curva  $\tau \times \sigma_n$  (tensão cisalhante x tensão normal) e  $\Delta V/V \times \epsilon_a$  (variação de volume x deformação específica horizontal) estão nas Figuras (IV.13 e IV.14), para o solo do Ibura e corpos de prova de 50mm e 100mm de lado respectivamente e as Figuras (IV.15 e IV.16) apresentam os mesmos tipos de curvas para o solo de Nova Descoberta para corpos de prova de 50mm e 100mm de lado respectivamente.

Tabela (IV.4) Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Solo / Local	Dimensões dos corpos de prova			
	50mmX50mmX40mm		100mmX100mmX40mm	
	Parâmetros de resistência de pico		Parâmetros de resistência de pico	
	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito $\phi$ (°)
Areia / Ibura	14	39	32	36
Argila/NovaDescoberta	127	29	12	33

O solo arenoso do Ibura apresenta um intercepto de coesão que varia de 14 a 32 kPa, e o ângulo de atrito variou de 36° a 39° para corpos de prova de 50mm X 50mm de área e para 100mm X 100mm respectivamente. Para efeito de comparação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo compactado com o ângulo de atrito solo-muro ( $\delta$ ), será considerado o valor de 37°.

No solo argiloso de Nova Descoberta, os parâmetros de resistência, considerando o critério de tensão cisalhante máxima, obtidos através de regressão linear, apresentam um

intercepto de coesão que varia de 12 a 127 kPa, e o ângulo de atrito de 29° a 33° a depender da dimensão do corpo de prova. GUSMÃO FILHO et al (1997), encontrou, para este mesmo solo, em condição natural, coesão que variou de 13 a 70 kPa, e ângulo de atrito que variou de 24° a 32° em função da sucção inicial do solo. Para efeito de comparação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo compactado com o ângulo de atrito solo-muro ( $\delta$ ), será considerado o valor médio de 31°.

No solo arenoso do Ibura e solo argiloso de Nova Descoberta compactados na umidade ótima e no peso específico aparente seco máximo, as curvas,  $\tau$  x  $\epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica) apresentaram um leve comportamento de pico. As tensões máximas ocorreram para deformações de 5 a 8%. As curvas de variação de volume x deformação específica horizontal mostram que o solo, inicialmente, comprime e, posteriormente, aumenta de volume antes de romper.

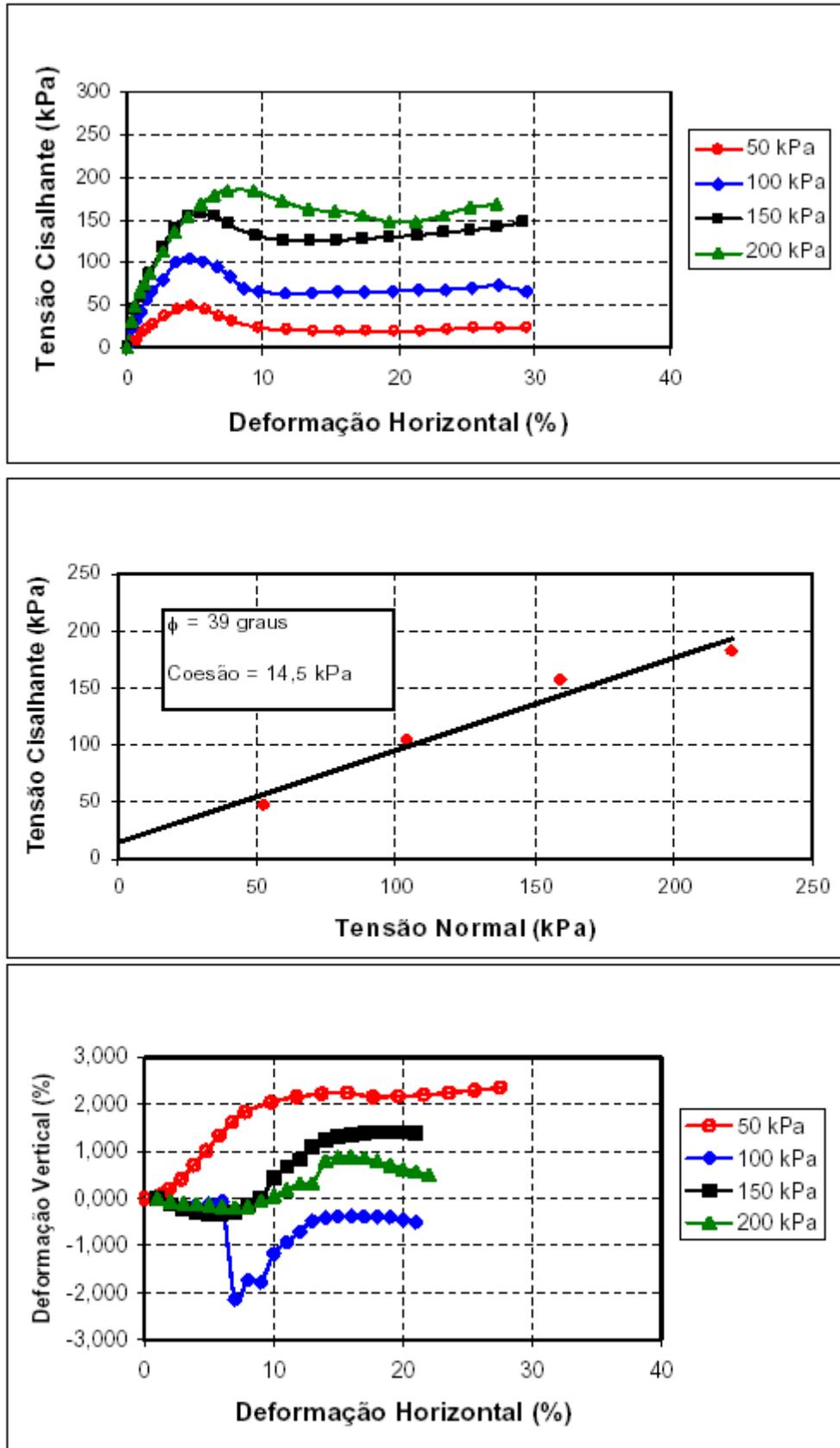


Figura IV.13 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 50 mm – Solo do Iburá.

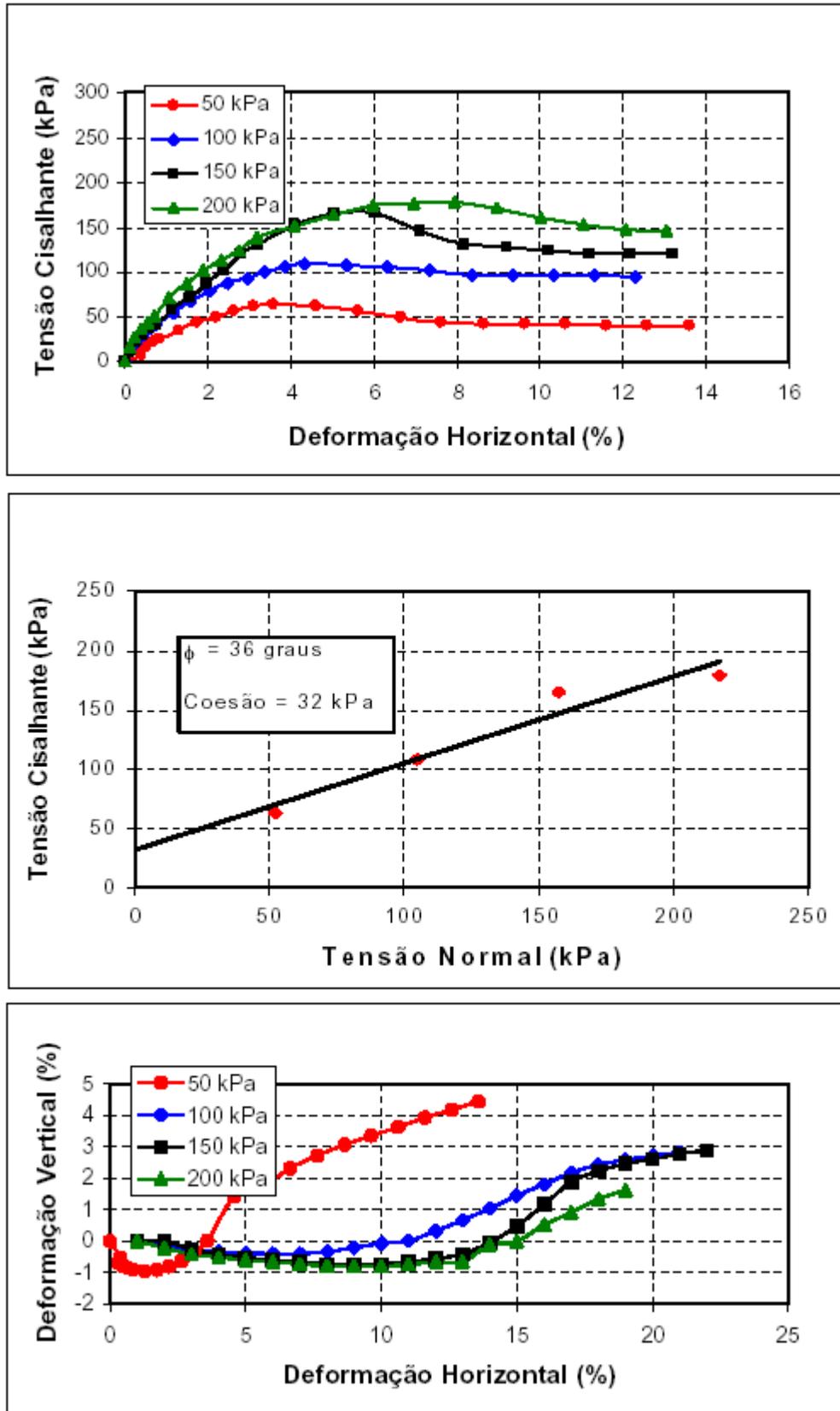


Figura IV.14 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 100 mm – Solo do Iburá

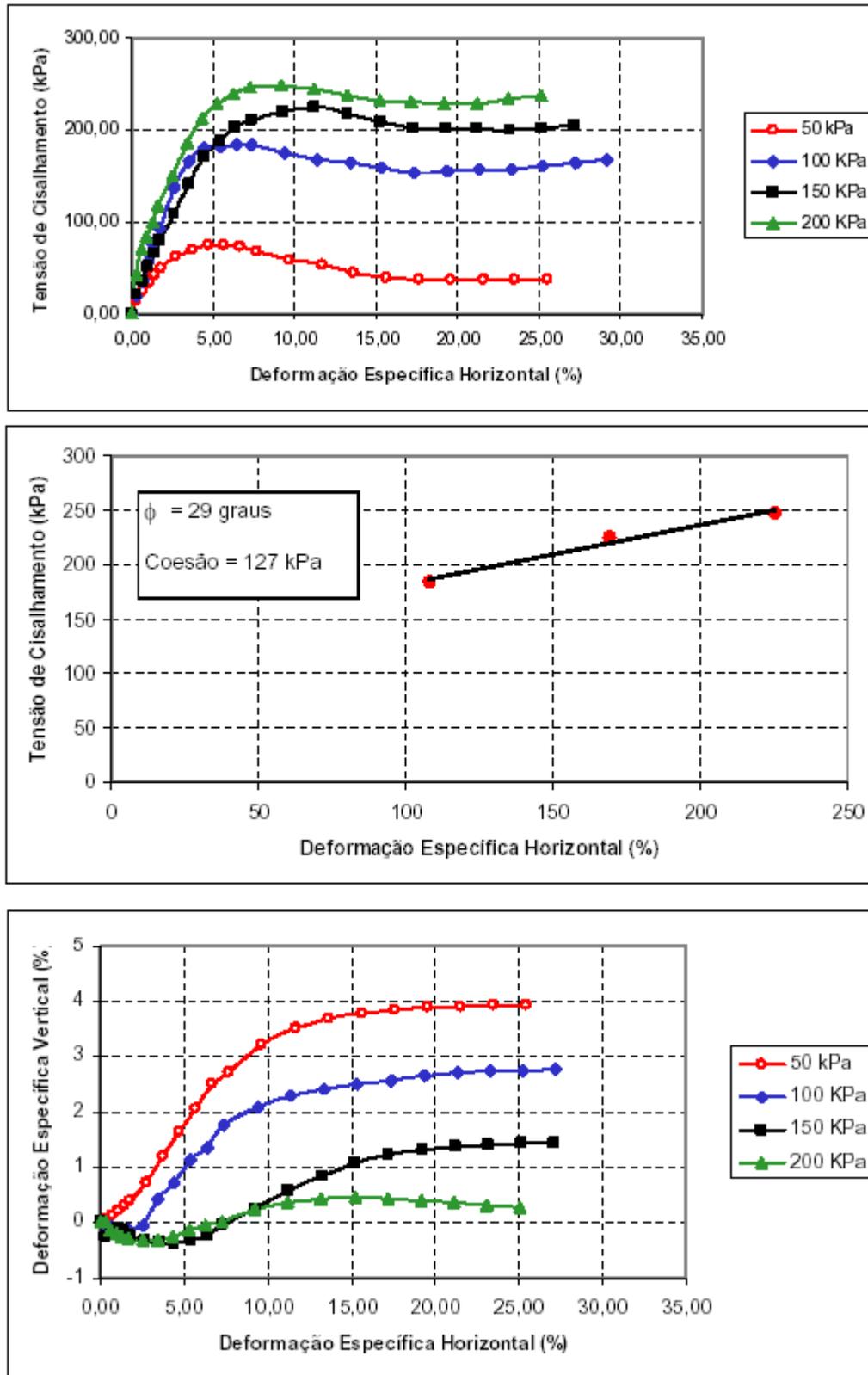


Figura IV.15 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 50 mm – Solo de Nova Descoberta

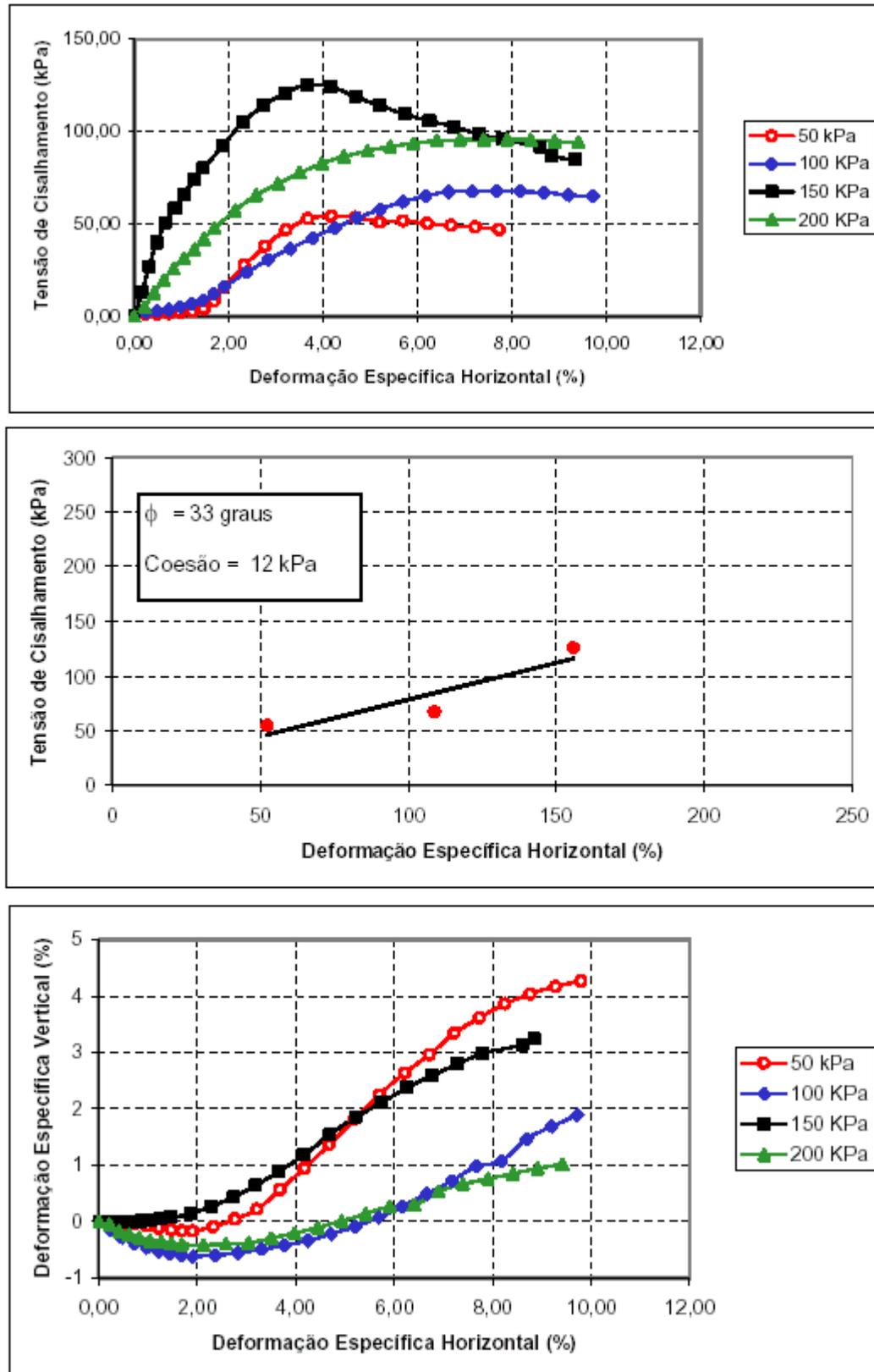


Figura IV.16 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo - Corpo de prova com lado 100 mm – Solo de Nova Descoberta

### 4.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SOLO-MURO – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Resultados dos ensaios de cisalhamento direto, realizados em corpos de provas, constituídos de dois materiais: solo-concreto (com agregado convencional e com agregado do RCD) e solo-pedra (Paralelepípedo), são apresentados na Tabela (IV.5) e nas Figuras (IV.17) a (IV.36).

Tabela (IV.5) Parâmetros de resistência ao cisalhamento: interação solo-muro

Local / Material		Dimensões dos corpos de prova					
		50mmX50mmX40mm			100mmX100mmX40mm		
		Parâmetros de resistência de pico			Parâmetros de resistência de pico		
		Superfície de contato	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Superfície de contato	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito $\phi$ (°)
I B U R A	Concreto com agregado convencional	S1	18	34	S7	09	38
		S2	05	37	S8	17	28
		S3	09	38	S9	20	36
	Concreto com agregado de RCD	S4	---	---	---	---	---
		S5	---	---	---	---	---
	Rocha	S4	14	39	S10	0	33
N. D E S C O B E R T A	Concreto com agregado convencional	S5	0	19	S7	5	20
		S6	0	11	S8	0	25
		S7	0	12	S9	0	18
	Concreto com agregado de RCD	S5	0	20	S10	0	23
		S6	0	10	S11	7	22
	Rocha	S10	05	10	S12	0	20

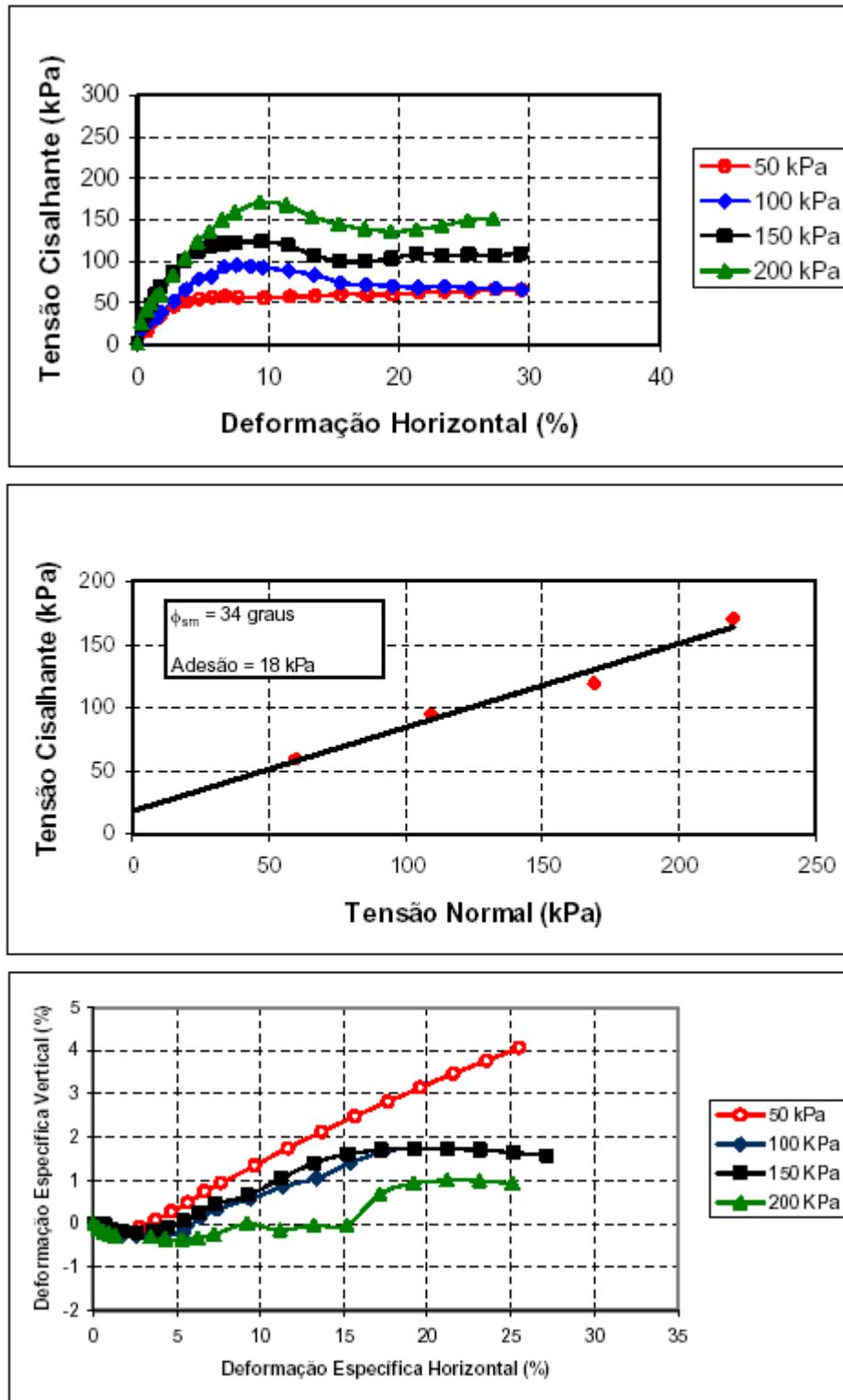


Figura IV.17 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm

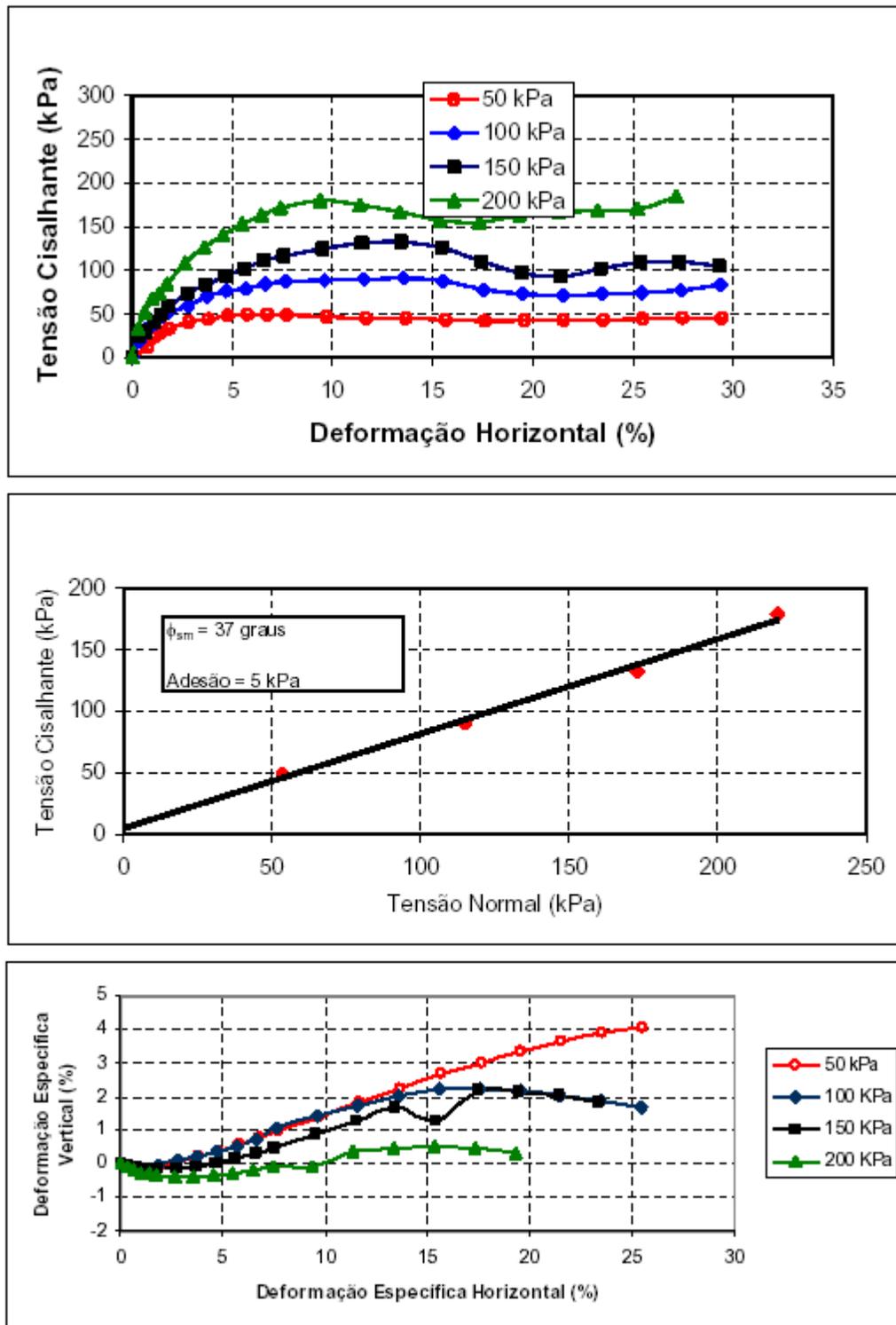


Figura IV.18 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm

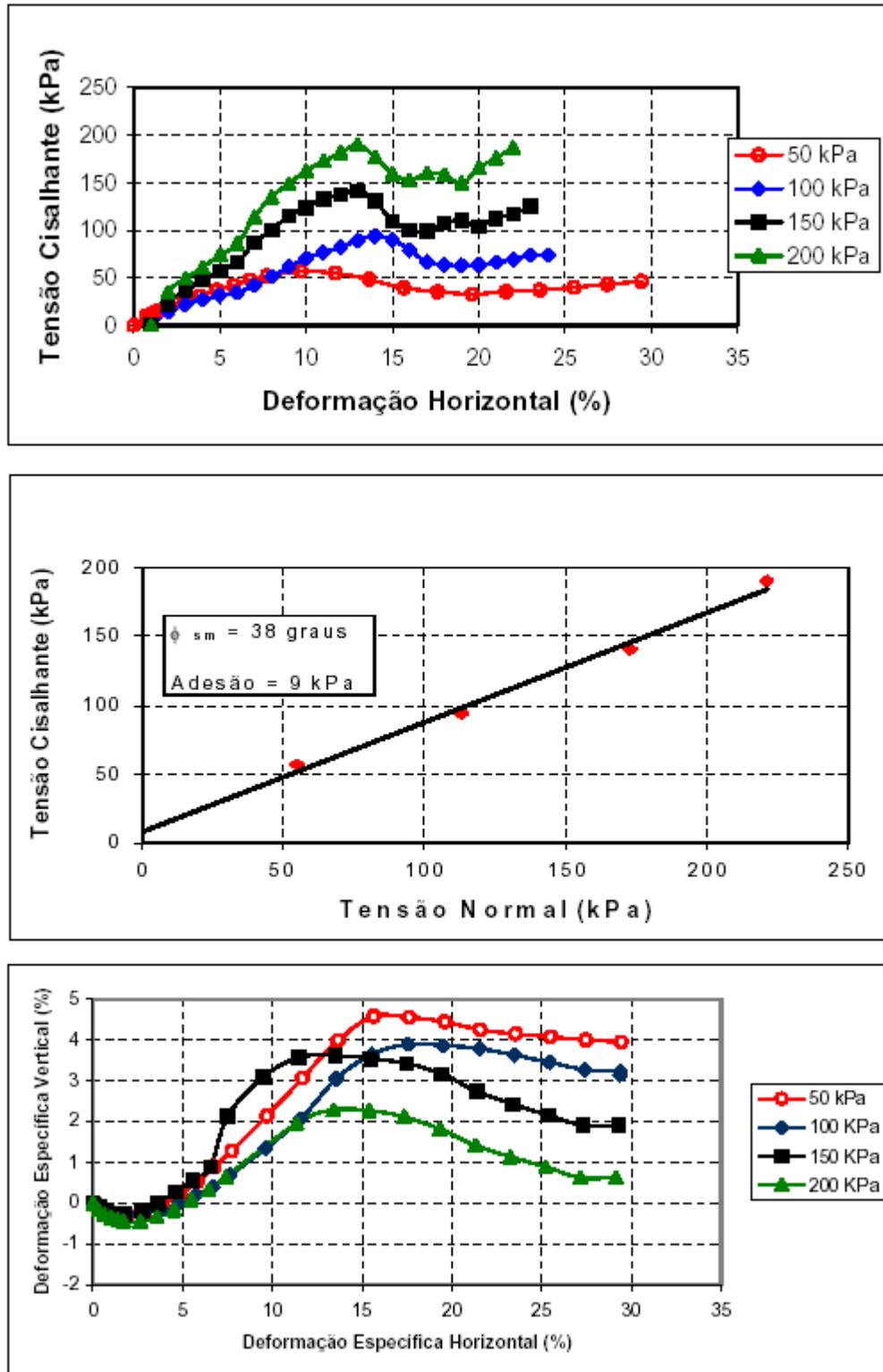


Figura IV.19 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 50 mm

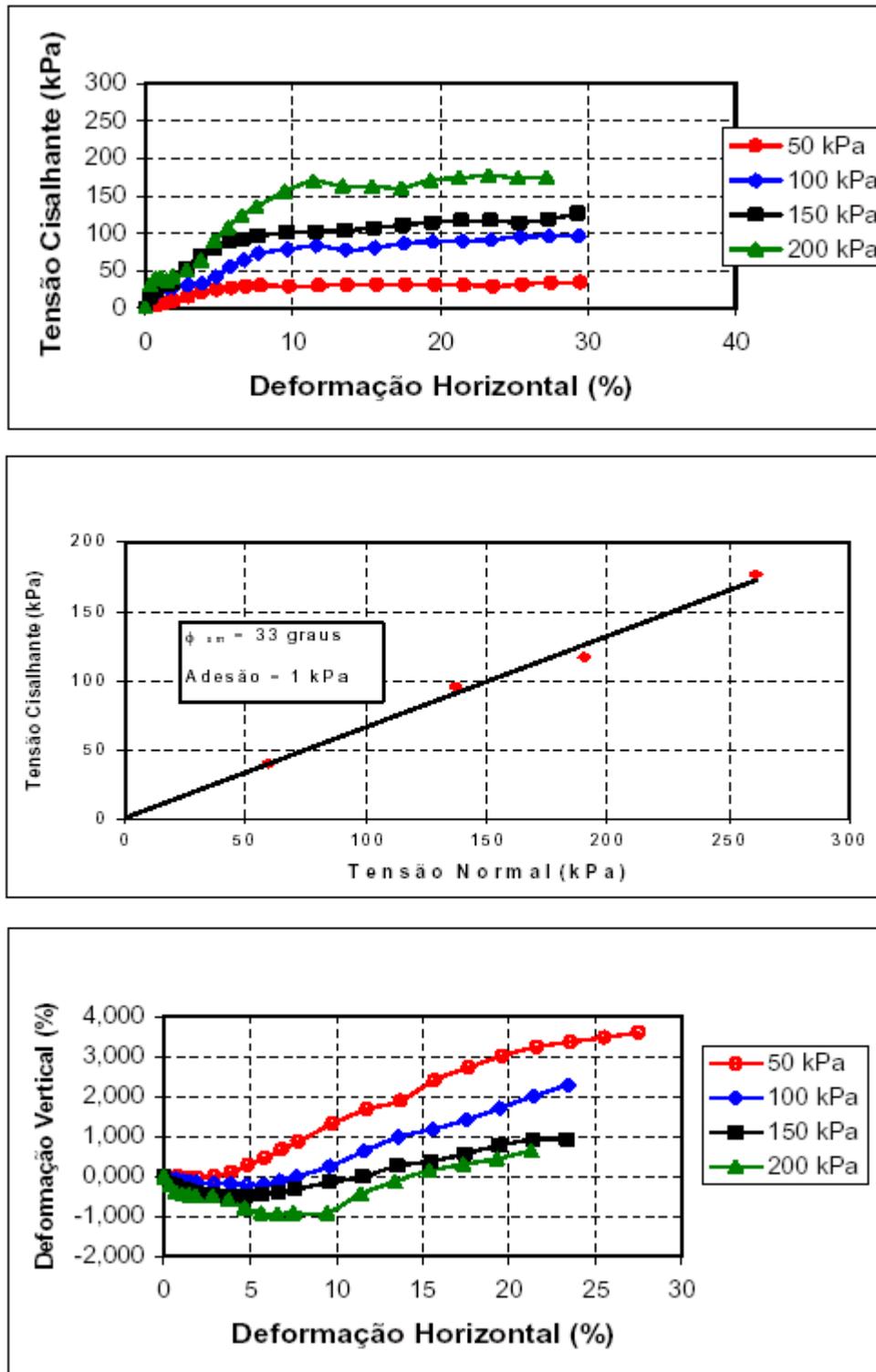


Figura IV.20 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo do Iburá – Corpo de prova com lado 50 mm

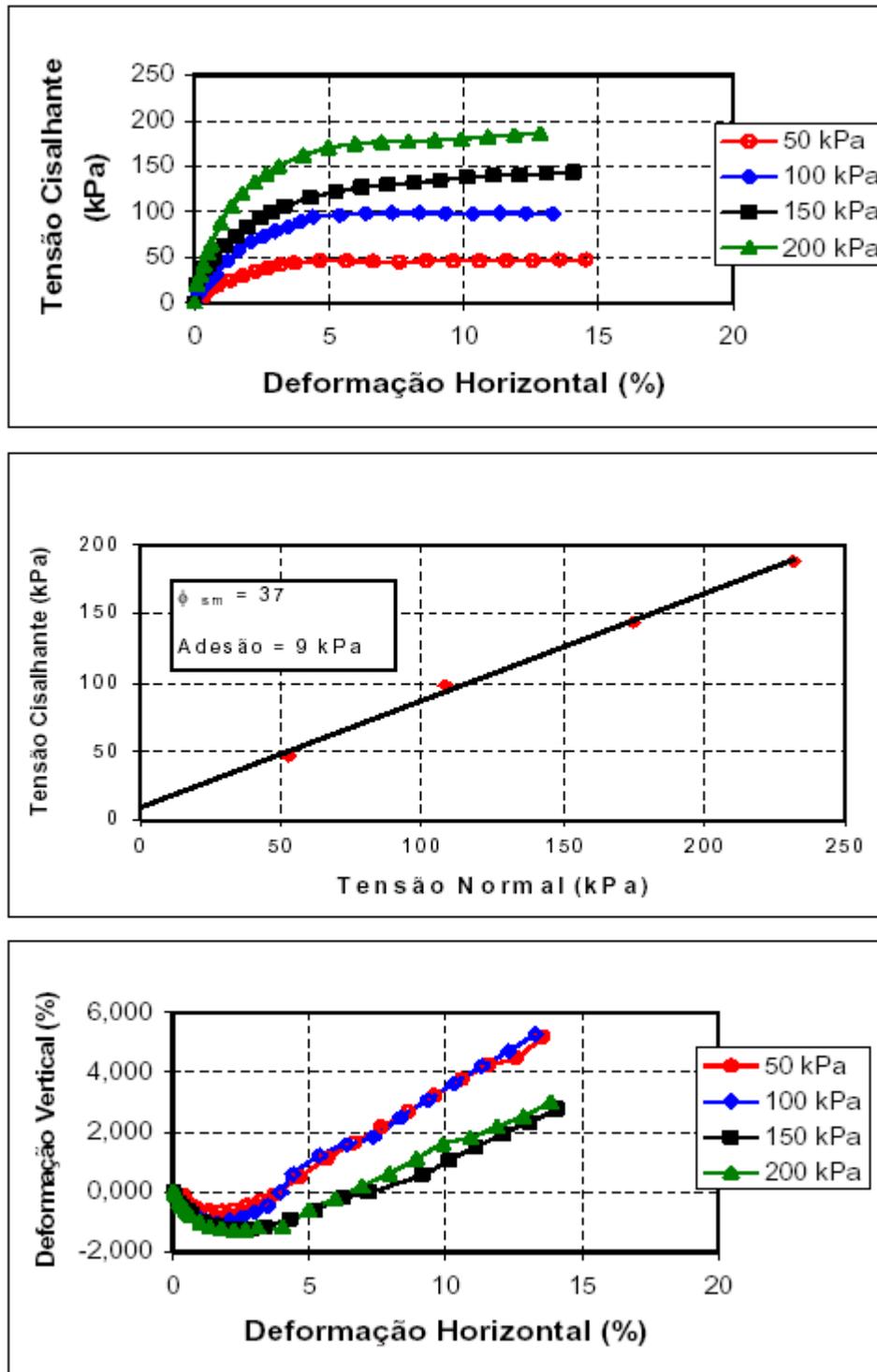


Figura IV.21 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 100 mm

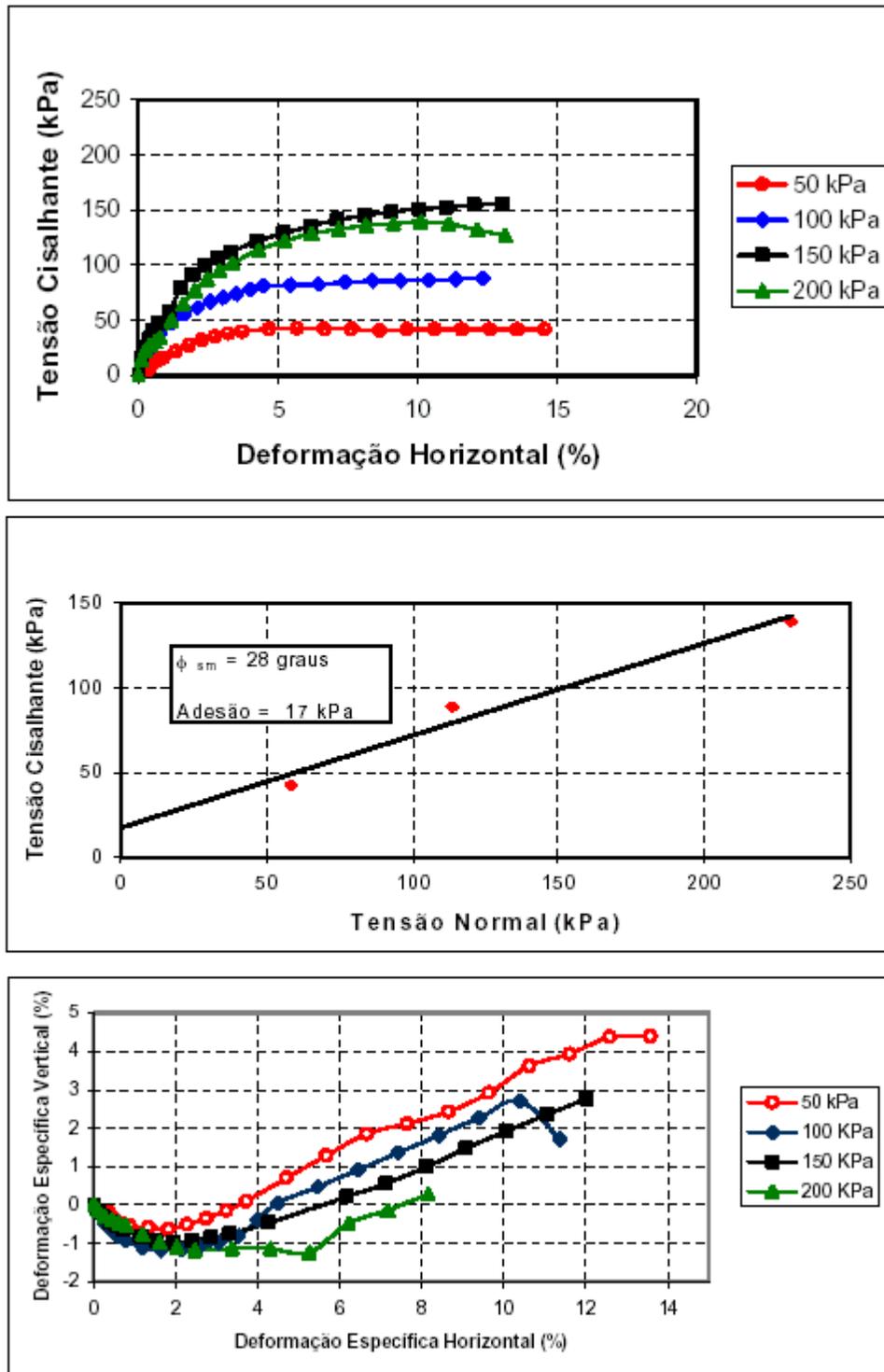


Figura IV.22 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Iburá – Corpo de prova com lado 100 mm

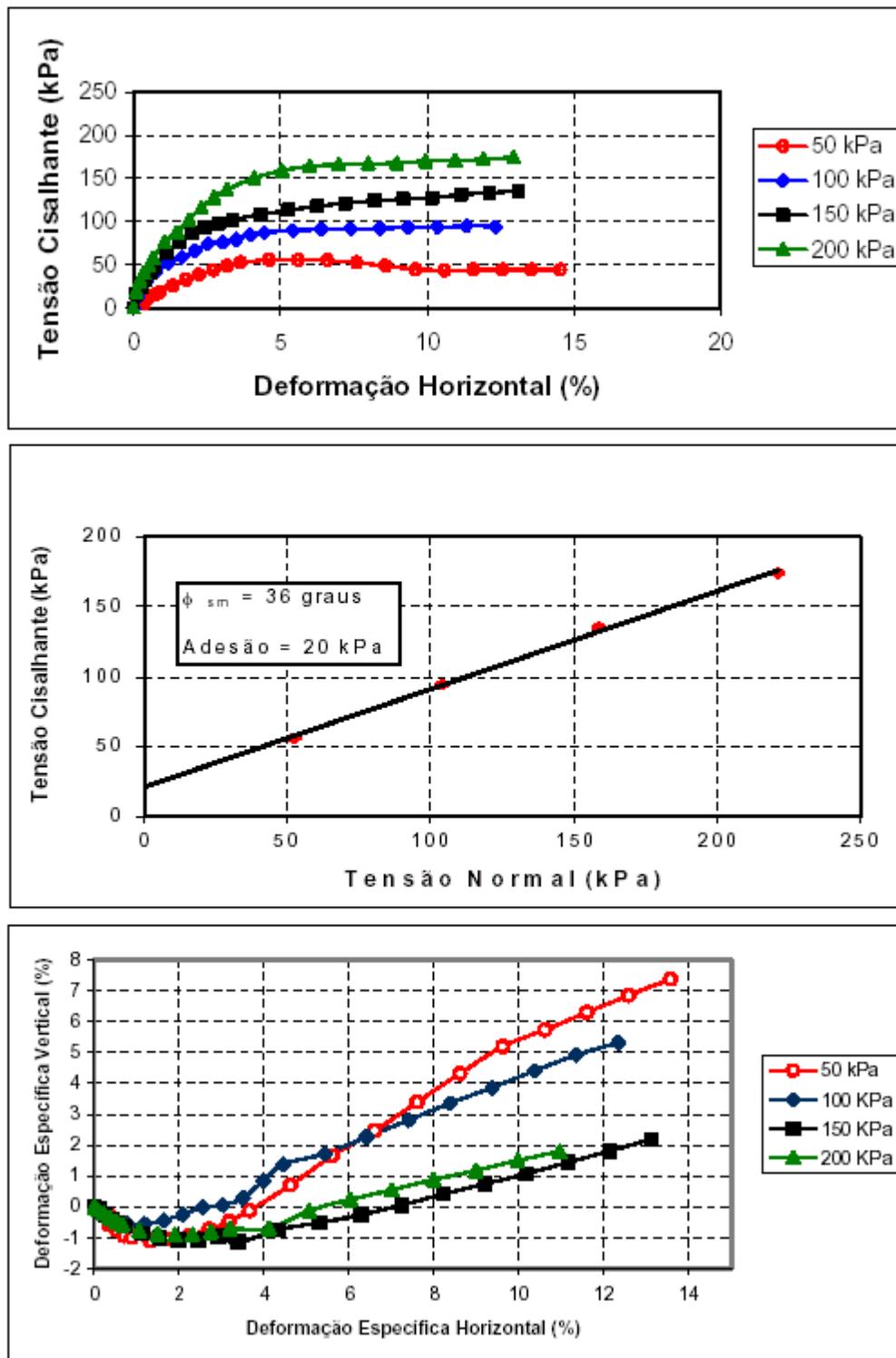


Figura IV.23 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Ibura – Corpo de prova com lado 100 mm

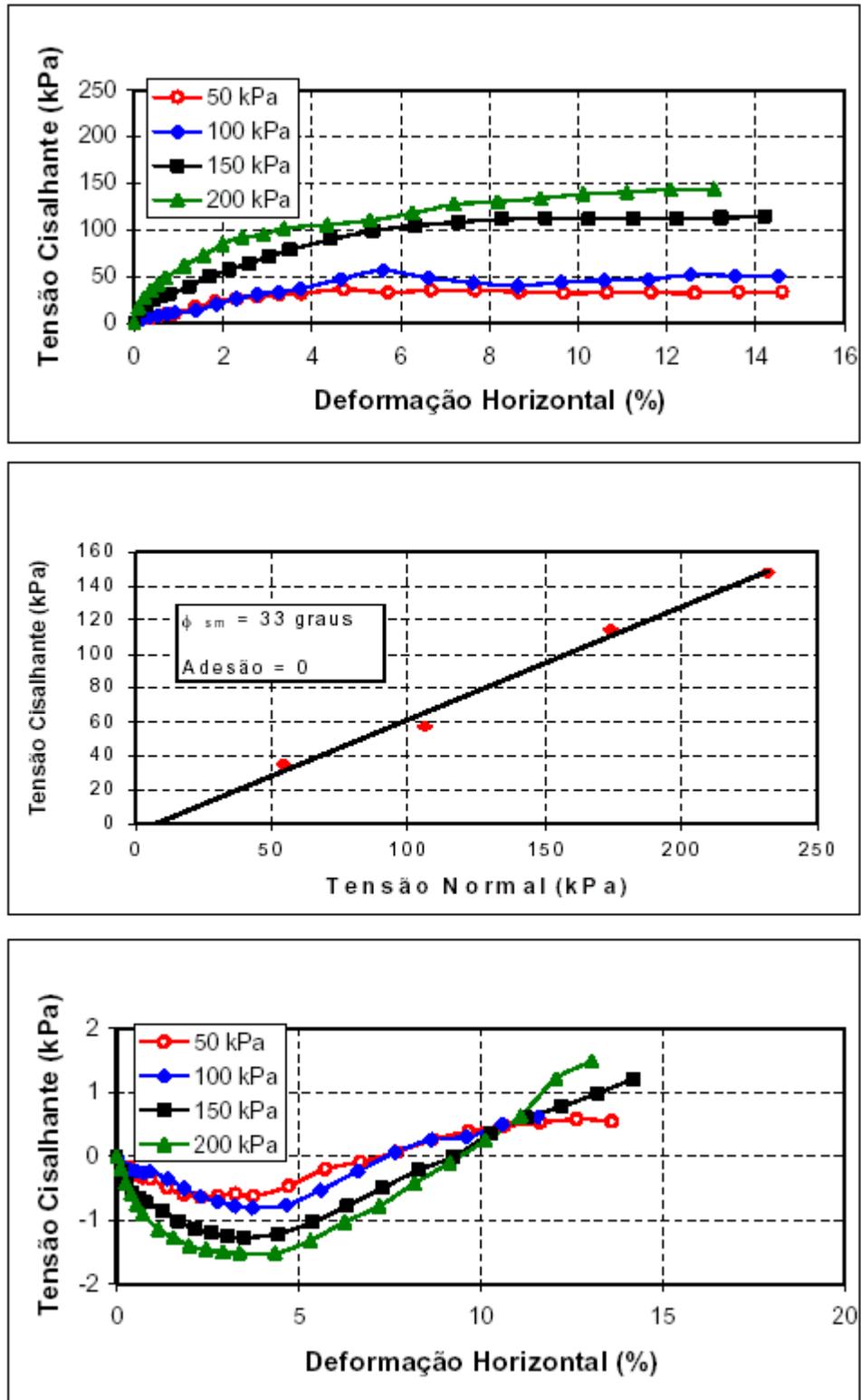


Figura IV.24 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo do Iburá – Corpo de prova com lado 100 mm

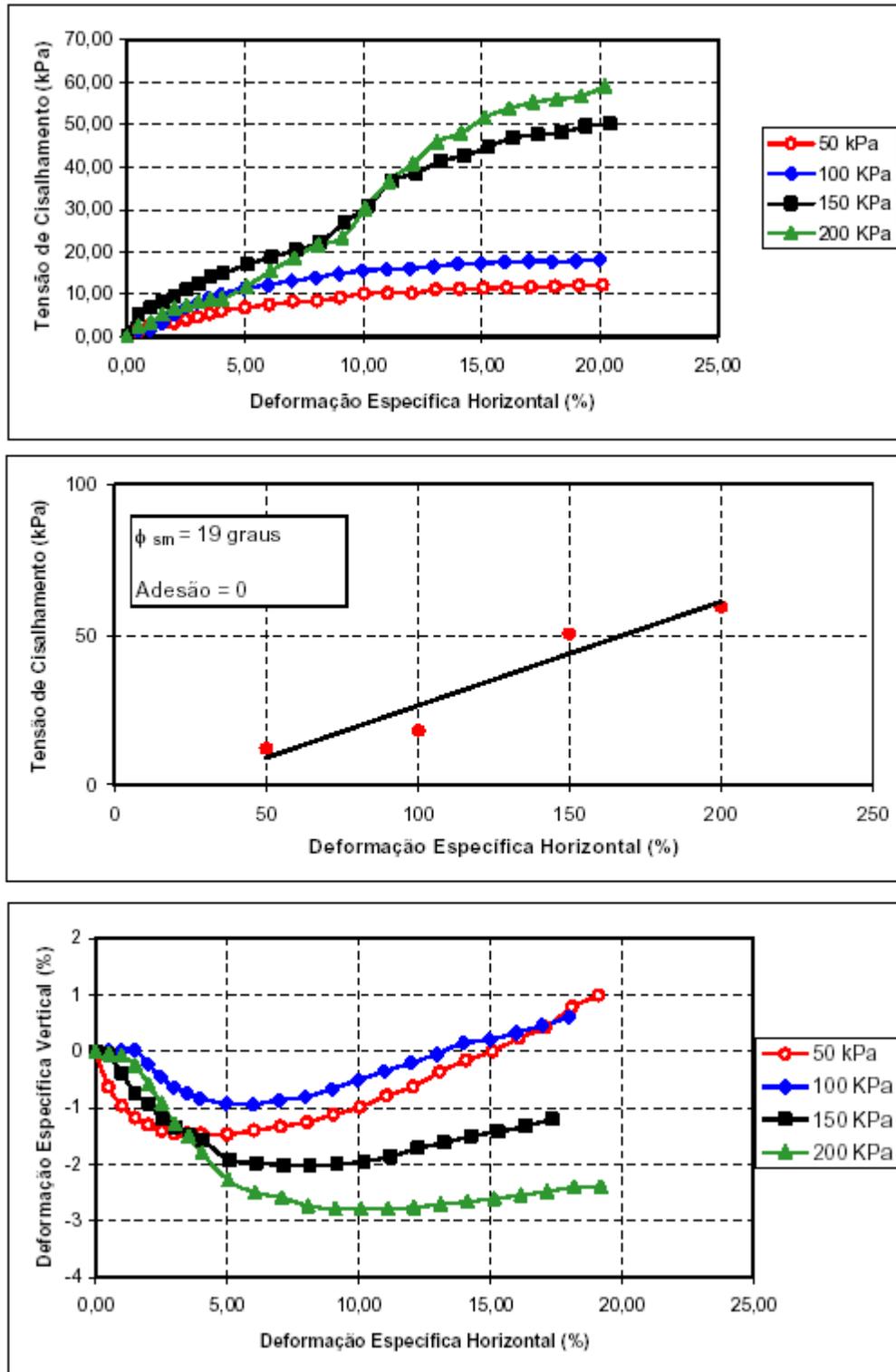


Figura IV.25 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm

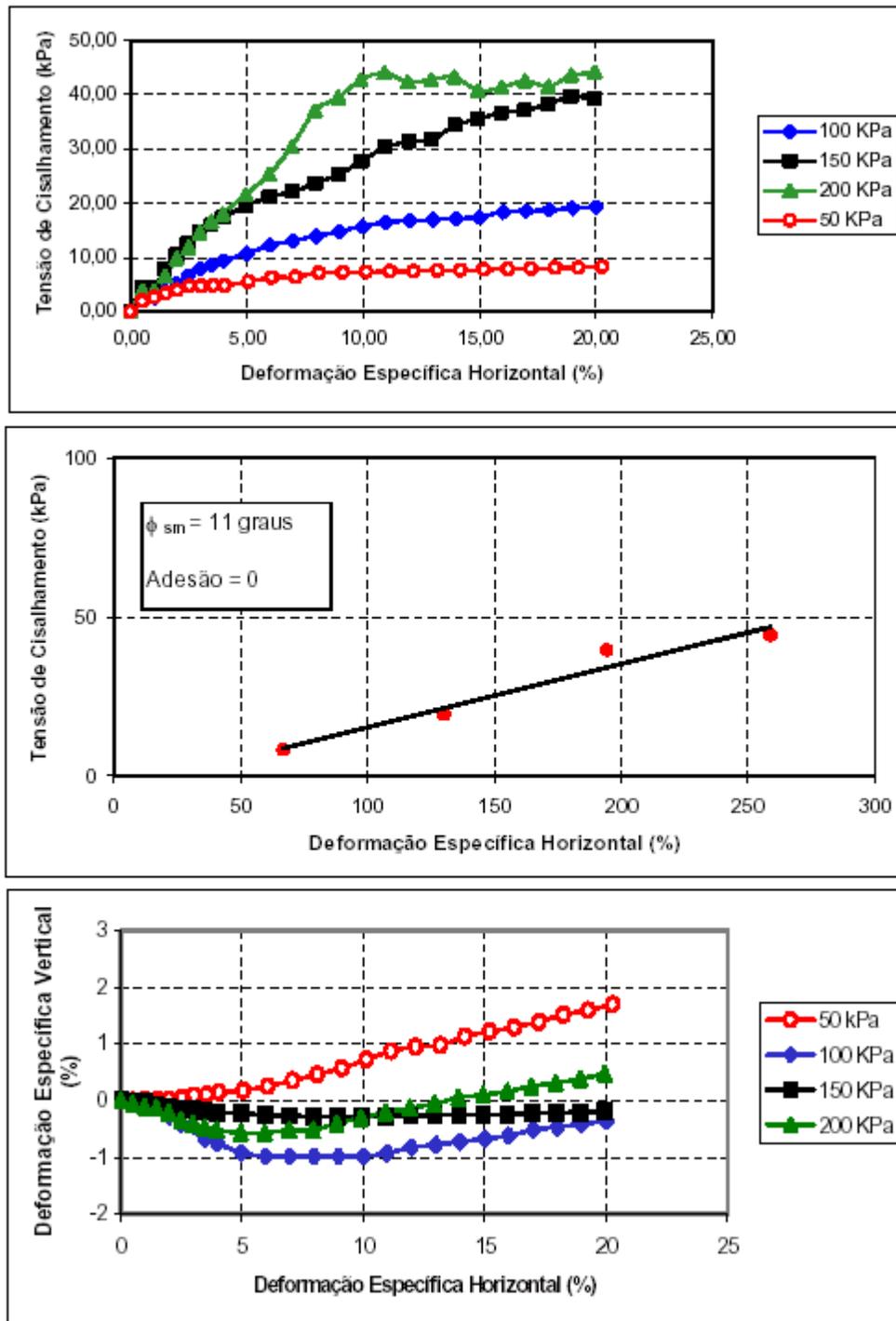


Figura IV.26 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm

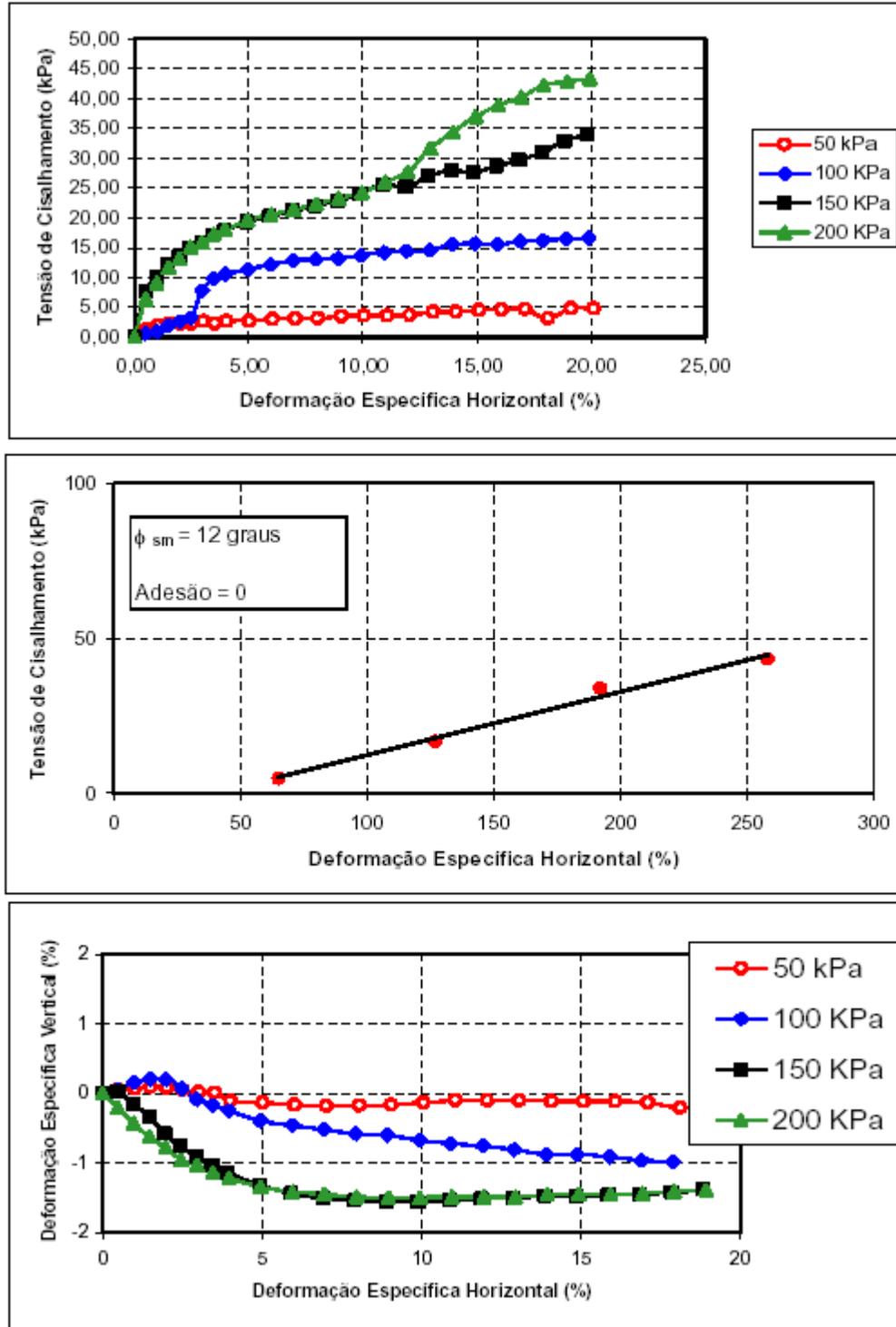


Figura IV.27 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm

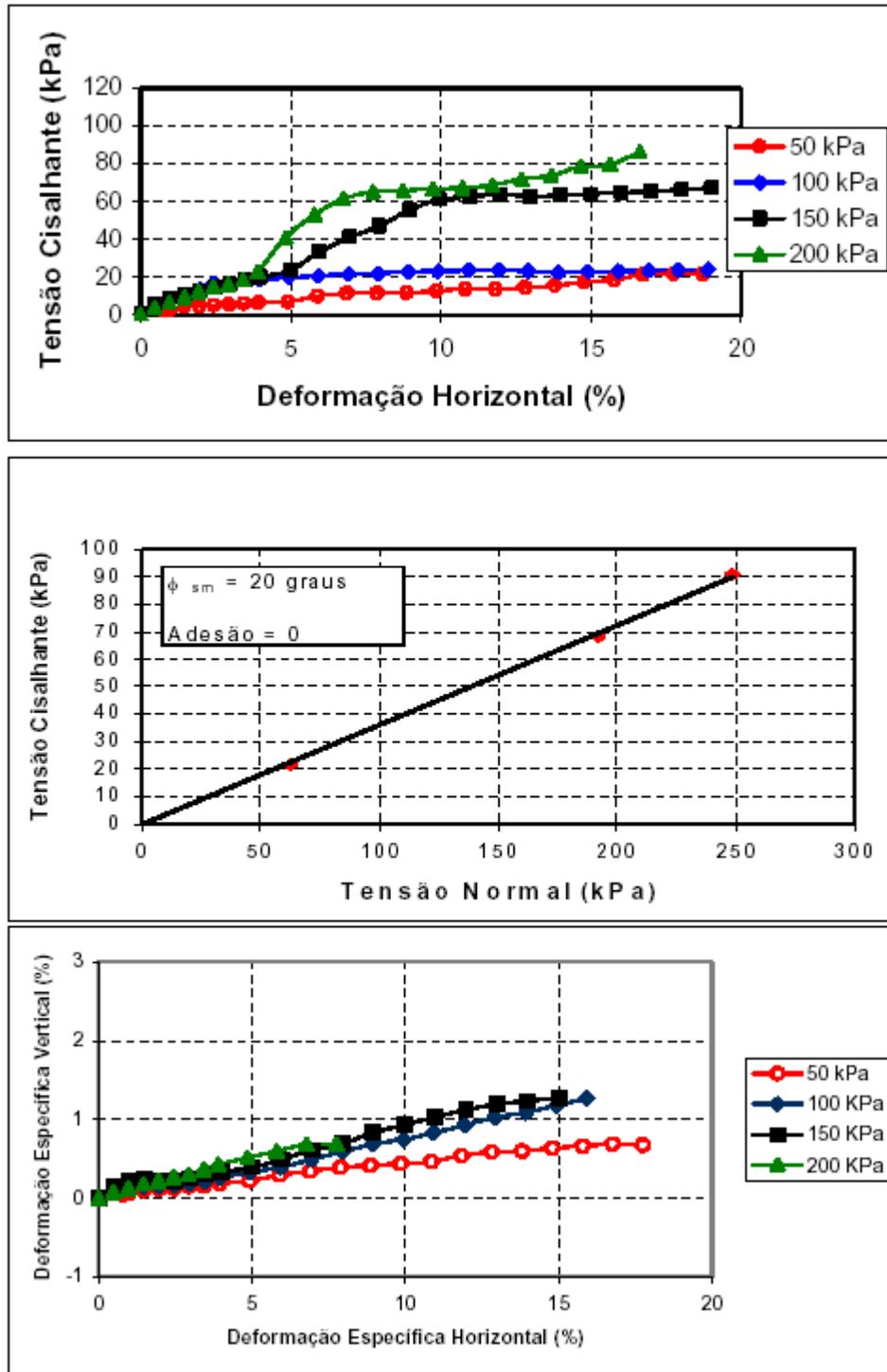


Figura IV.28 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm

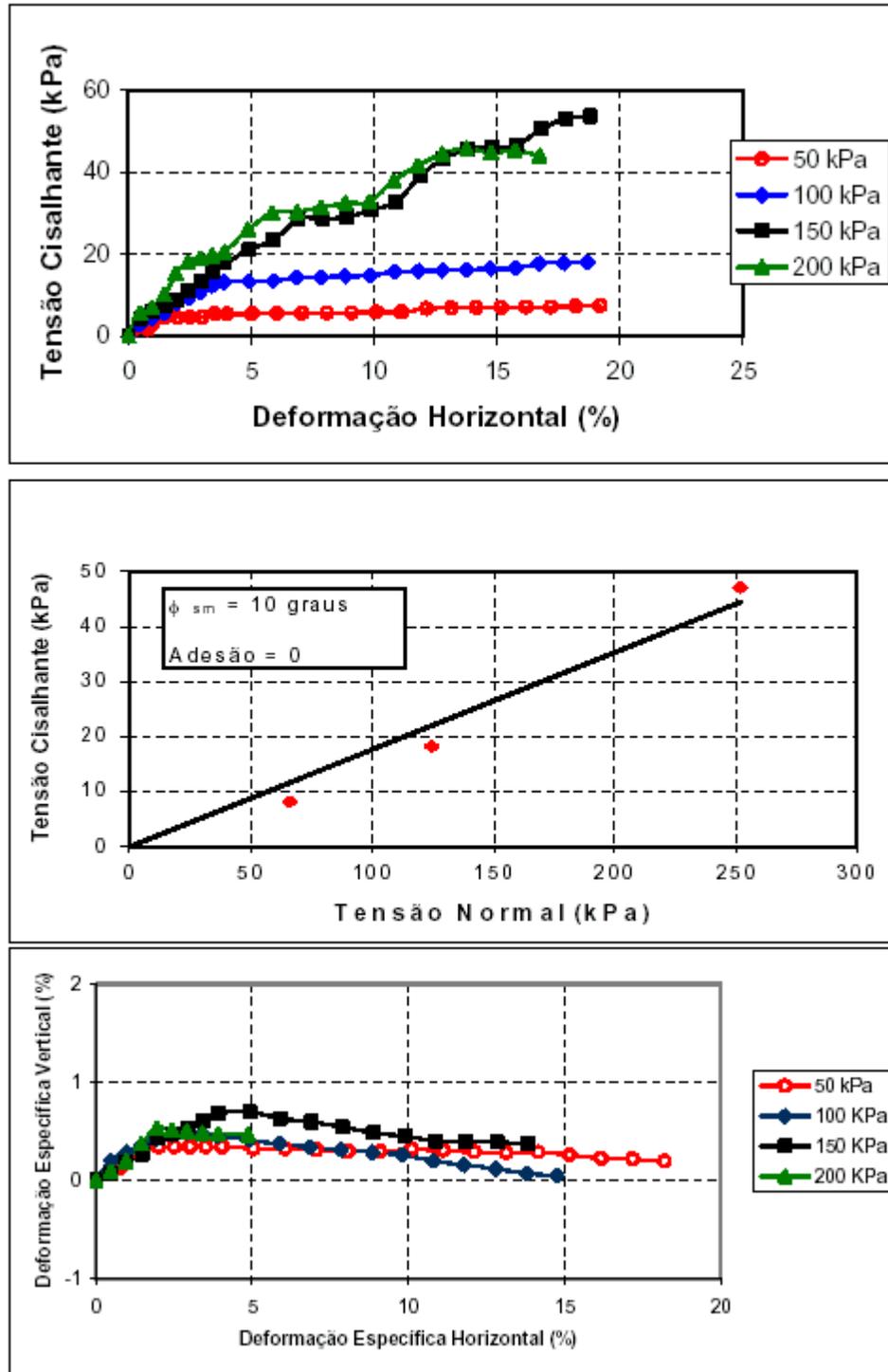


Figura IV.29 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 50 mm

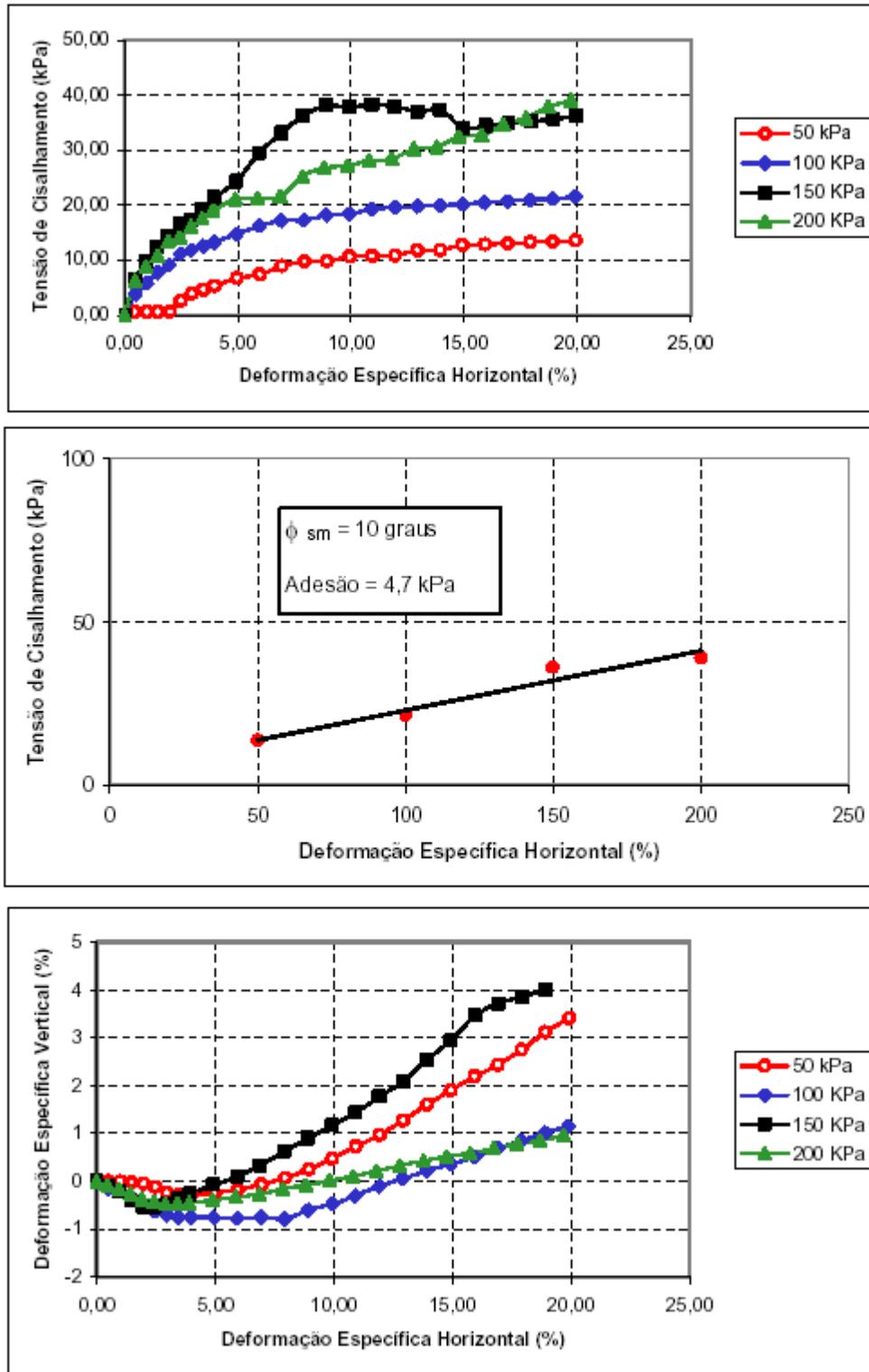


Figura IV.30 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo de Nova Descoberta – Corpo de prova com lado 50 mm

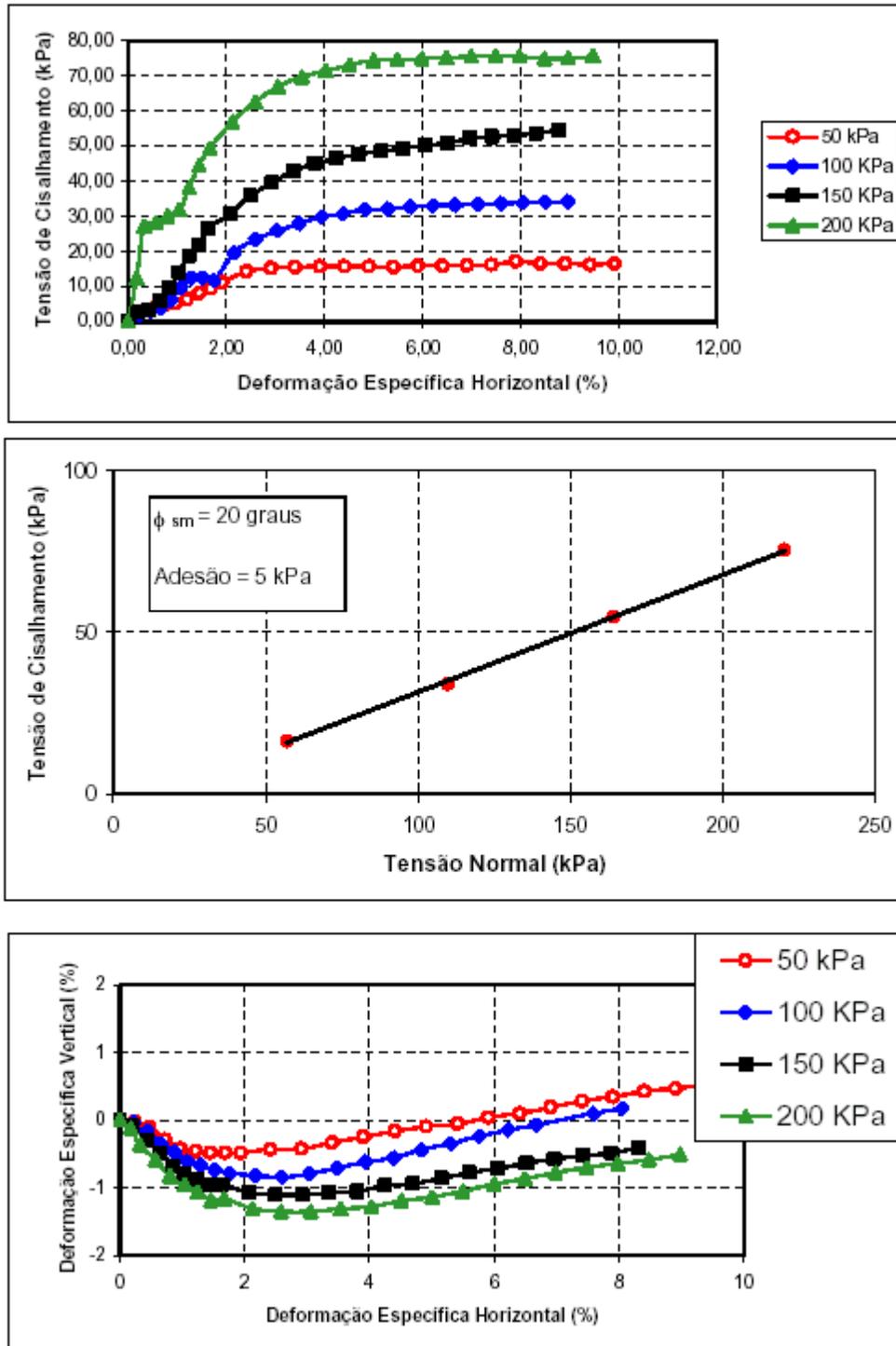


Figura IV.31 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm

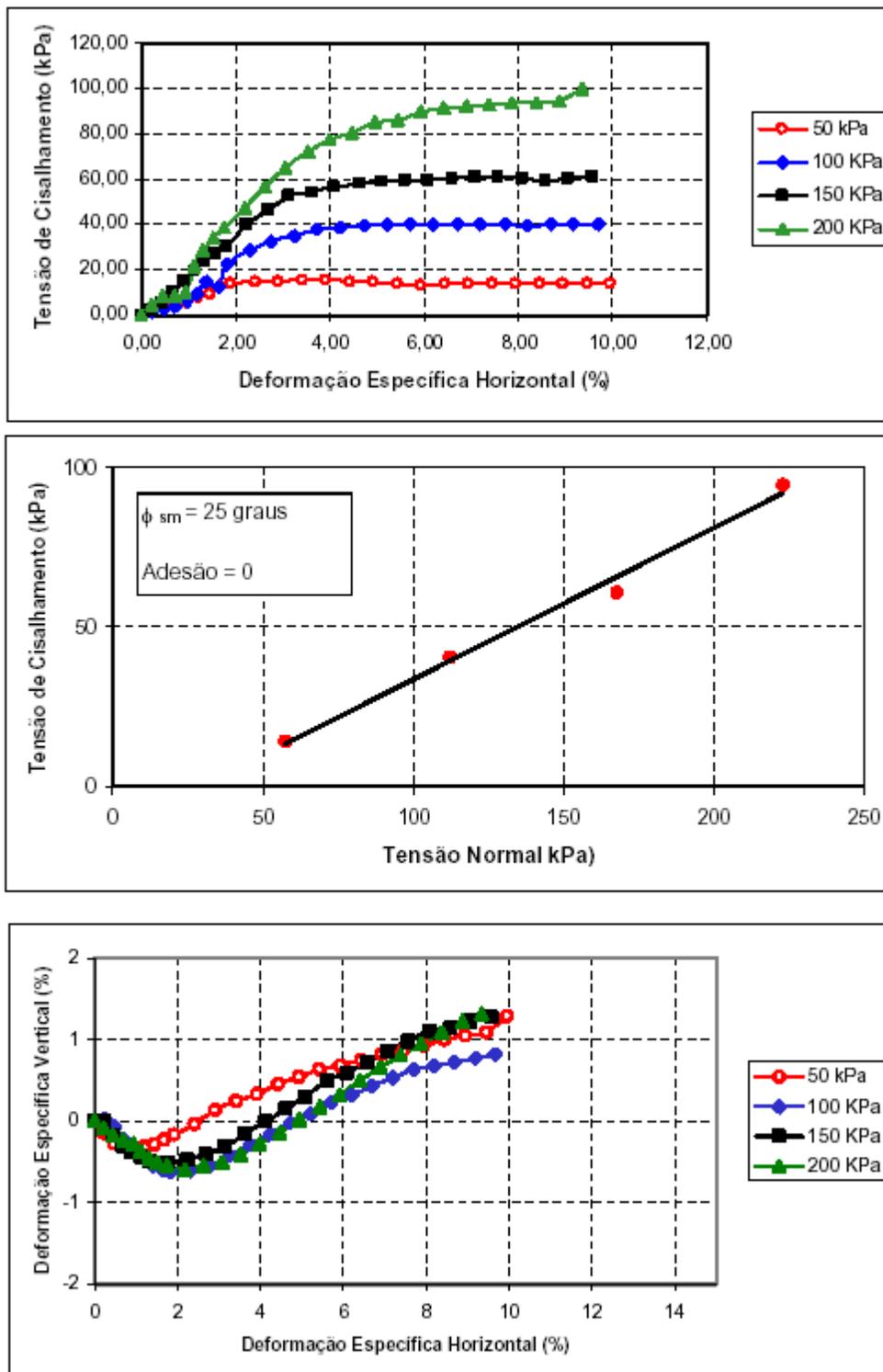


Figura IV.32 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície de rugosidade média) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm

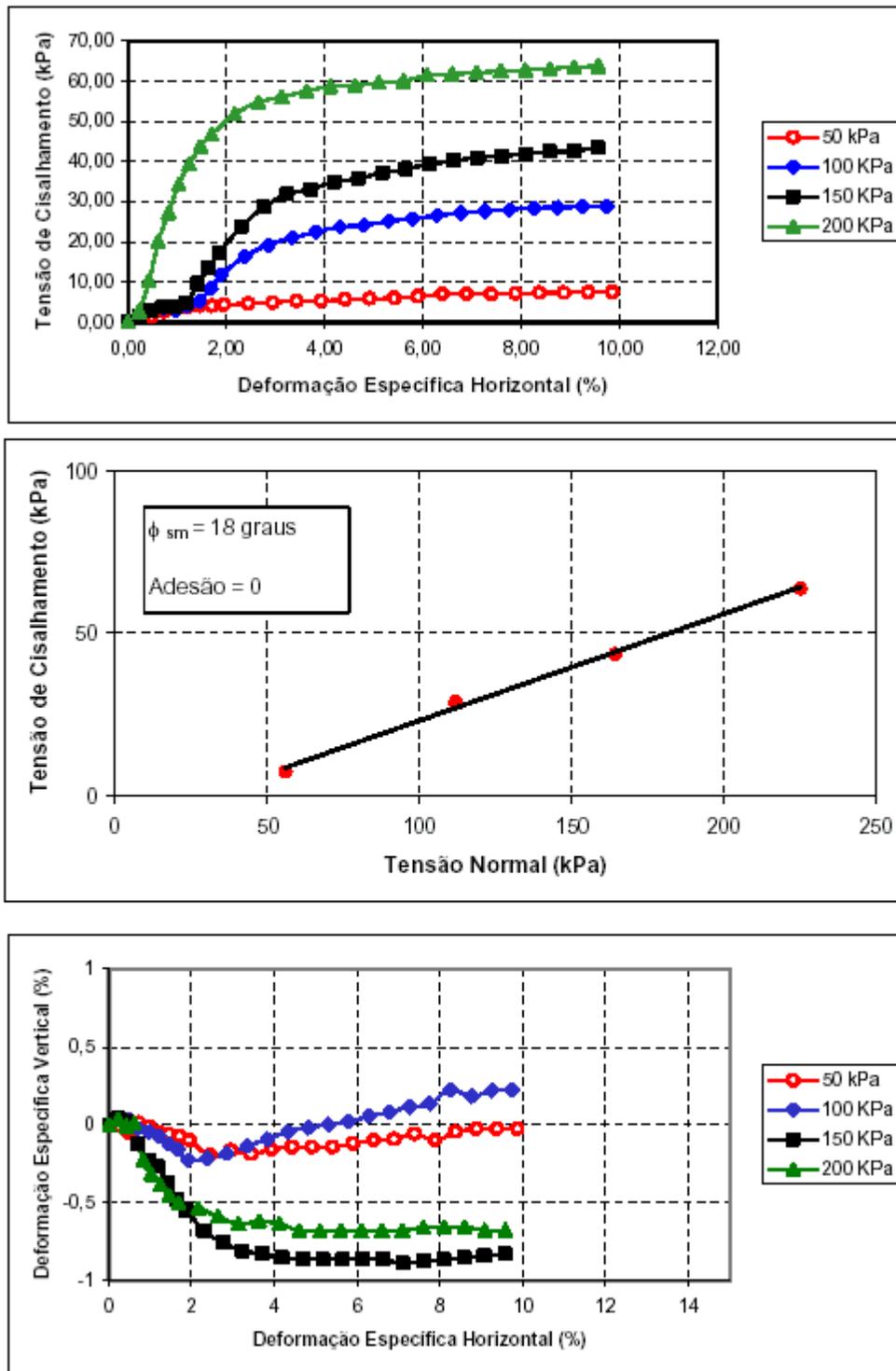


Figura IV.33 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm

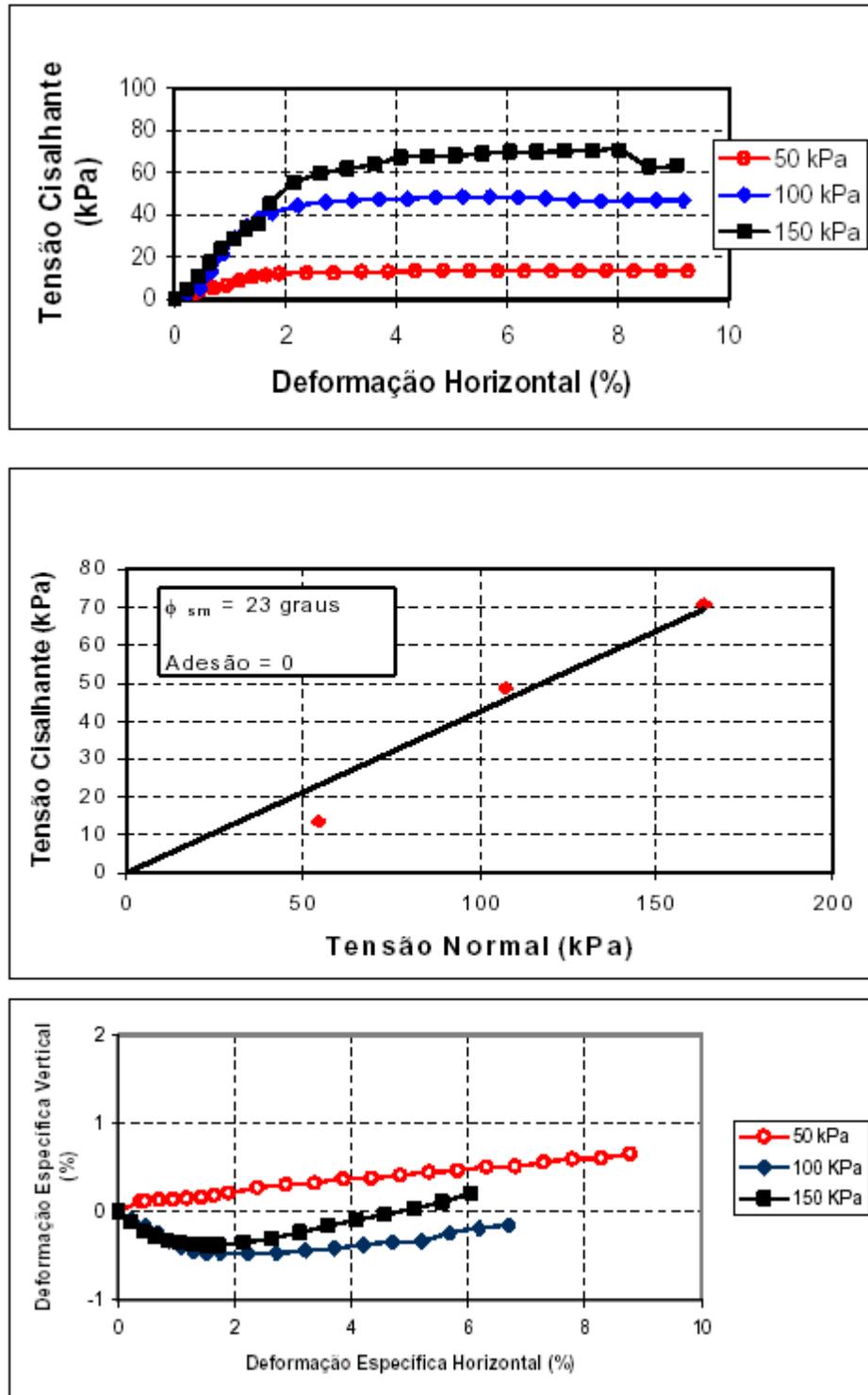


Figura IV.34 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície rugosa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm

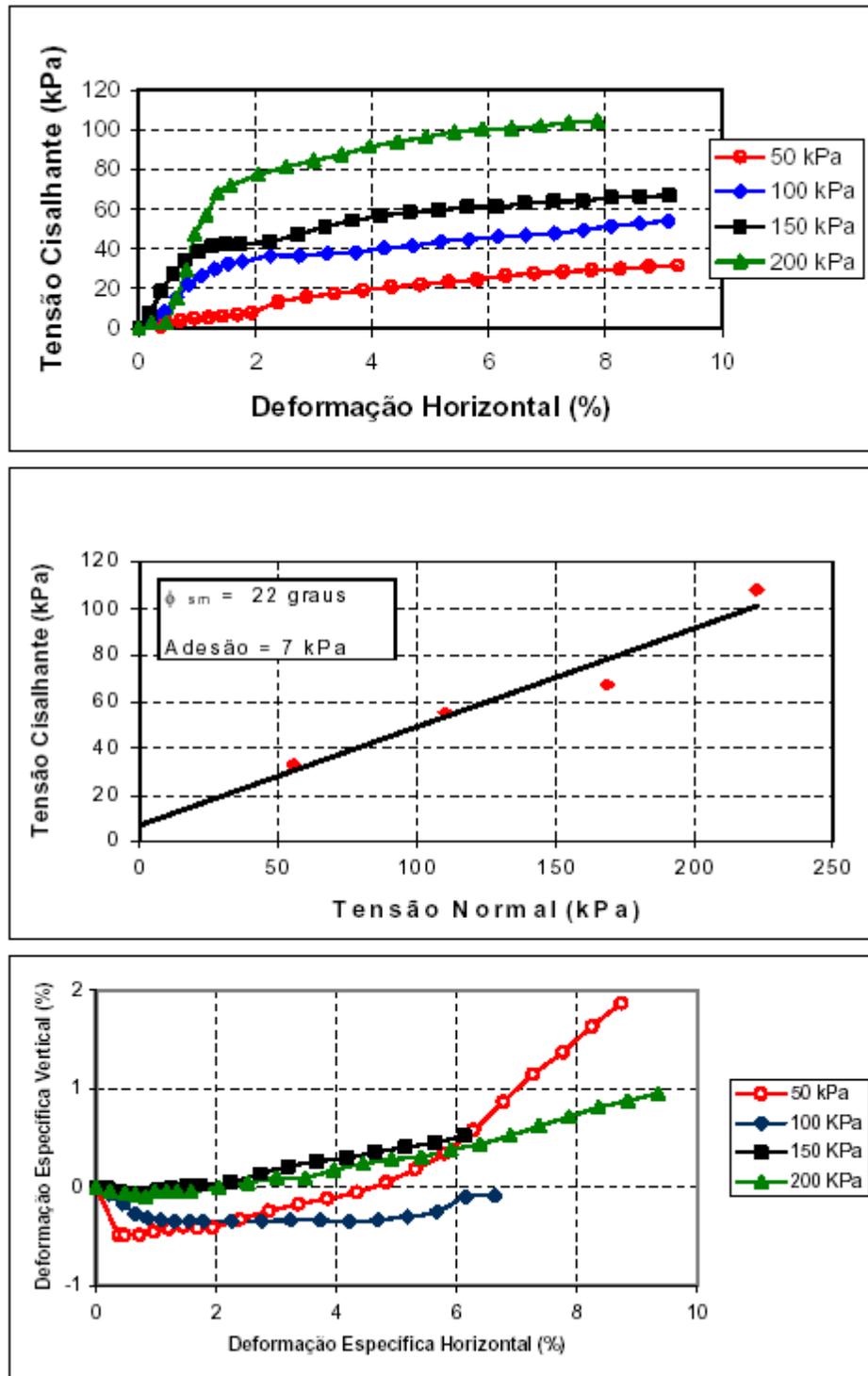


Figura IV.35 – Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-concreto RCD (superfície lisa) – Solo do Alto do Reservatório – Corpo de prova com lado 100 mm

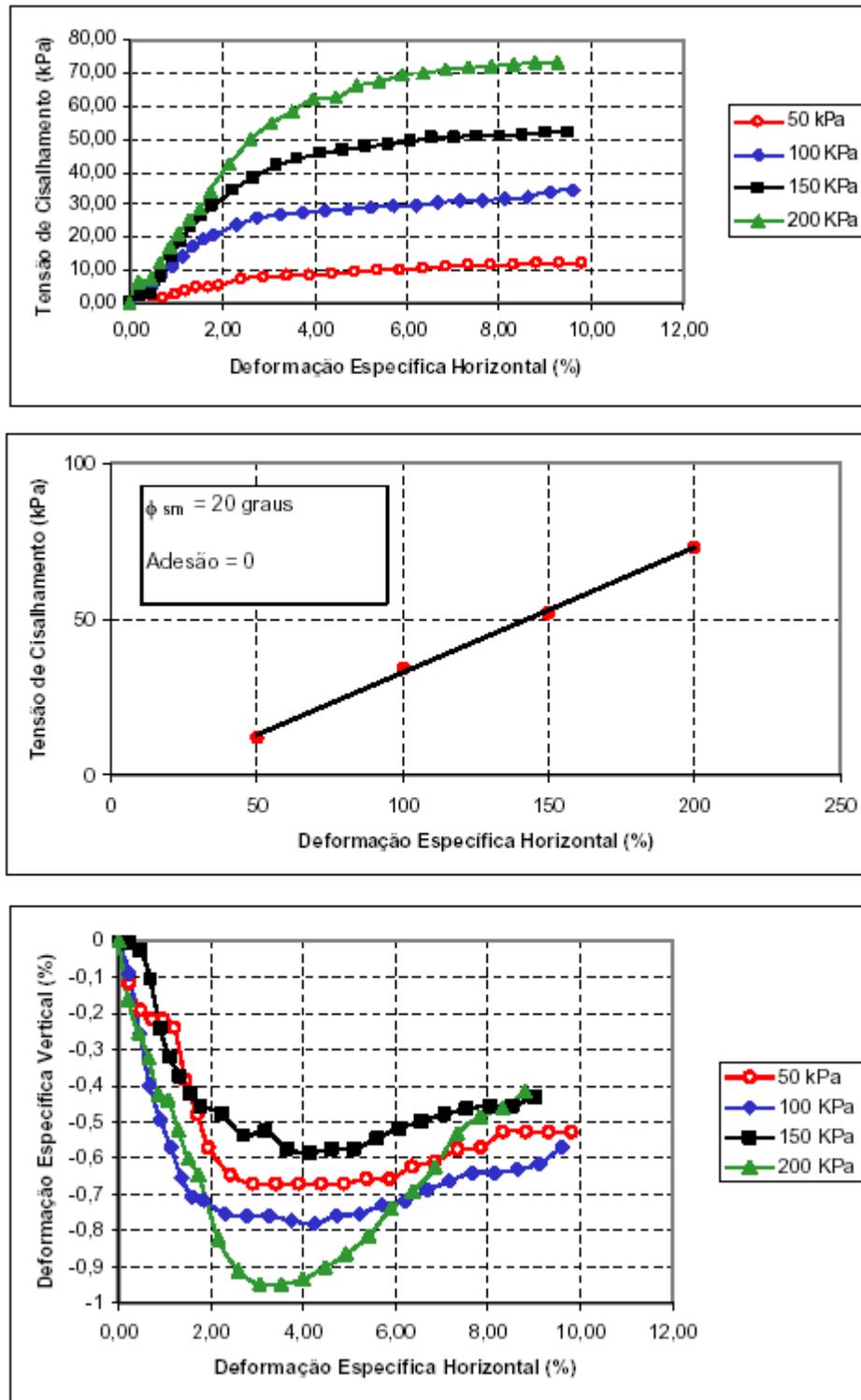


Figura IV.36– Curvas do ensaio de cisalhamento direto solo-rocha – Solo de Nova Descoberta – Corpo de prova com lado 100 mm

### 4.3.1 SOLO ARENOSO DO IBURA

#### 4.3.1.1 Solo – concreto convencional

No solo arenoso do Ibura, no processo de cisalhamento do solo em contato com o concreto convencional, as curvas  $\tau \times \epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica horizontal) apresentam comportamento de pico, mesmo comportamento encontrado no cisalhamento solo-solo. Este comportamento é observado para todas as superfícies de contato, em corpos de prova com dimensões 50mmX50mm. Nos corpos de prova com dimensões de 100mmX 100mm, o solo plastifica com pequeno endurecimento diferente do observado no processo de cisalhamento do solo-solo que apresentou comportamento de pico. Durante o cisalhamento, o solo comprime inicialmente e, depois, aumenta de volume, atingindo variações de volume da mesma ordem de grandeza do cisalhamento do solo-solo. O ângulo de atrito solo-concreto variou de 34 a 38° nos corpos de prova de 50mmX50mmX40mm, em função da rugosidade da superfície e, entre 28 a 38° nos corpos de prova de 100mmX100mmX40mm.

#### 4.3.1.2 Solo – Rocha

No solo arenoso do Ibura, no processo de cisalhamento do solo em contado com a rocha, as curvas  $\tau \times \epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica horizontal) indicam que o solo plastifica com pequeno endurecimento, diferente do solo natural que apresenta comportamento de pico. Comportamento observado em corpos de prova com dimensões 50mmX50mm e 100mmX100mm. Durante o cisalhamento, o solo comprime inicialmente e, depois, aumenta de volume, atingindo variações de volume da mesma ordem de grandeza do cisalhamento do solo-solo. O ângulo de atrito solo-rocha foi de 39° nos corpos de prova de dimensões 50mmX50mm e, de 33° nos corpos de prova de 100mmX100mm.

No solo arenoso do Ibura, os valores dos ângulos de atrito solo-muro ( $\delta=\phi_{sm}$ ), obtido, para corpos de prova com dimensões 50mmX50mm, independente da superfície de contato, existe a tendência de serem superiores aos encontrados em corpos de prova, com dimensões de 100mmX100mm, Figura IV. 28.

### 4.3.2 SOLO ARGILOSO DE NOVA DESCOBERTA

#### 4.3.2.1 Solo – concreto convencional

No solo argiloso de Nova Descoberta, no processo de cisalhamento do solo em contato com o concreto convencional, as curvas  $\tau \times \epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica horizontal) indicam que o solo plastifica com endurecimento, diferente do comportamento encontrado no cisalhamento solo-solo. Este comportamento é observado para todas as superfícies de contato em corpos de prova com dimensões 50mmX50mm e 100mmX100mm. Durante o cisalhamento, o solo comprime inicialmente e, depois, aumenta de volume. O ângulo de atrito solo-concreto variou de 11° a 19° nos corpos de prova de 50mmX50mm, em função da rugosidade da superfície e, entre 18° a 25° nos corpos de prova de 100mmX 100mm.

#### 4.3.2.2 Solo – concreto com agregado RCD

No solo argiloso de Nova Descoberta, no processo de cisalhamento do solo em contado com o concreto com agregado de RCD, as curvas  $\tau \times \epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica horizontal) indicam que o solo plastifica com endurecimento, diferente do comportamento encontrado no cisalhamento solo-solo e semelhante ao solo-concreto com agregado convencional. Este comportamento é observado para todas as superfícies de contato em corpos de prova com dimensões 50mmX50mm e 100mmX100mm. Durante o cisalhamento, o solo comprime inicialmente e, depois, aumenta de volume. O ângulo de atrito solo-concreto variou de 10° a 20° nos corpos de prova de 50mmX50mm, em função da rugosidade da superfície e, entre 18° a 22° nos corpos de prova de 100mmX100mm.

#### 4.3.2.3 Solo – rocha

No solo argiloso de Nova Descoberta, as curvas  $\tau \times \epsilon_a$  (tensão cisalhante x deformação específica horizontal) não apresentam comportamento de pico, após a ruptura, o solo enrijece à medida que as deformações cisalhantes ocorrem. No cisalhamento do solo-solo, as curvas  $\tau \times \epsilon_a$  apresentaram comportamento de pico. Para todas as tensões verticais aplicadas o nível de tensão cisalhante alcançado, na ruptura, foi menor, no cisalhamento solo-

rocha, variando de duas a cinco vezes, do que no solo-solo em função da tensão normal aplicada. Durante o cisalhamento, o solo comprime inicialmente e, depois, aumenta de volume, atingindo variações de volume da mesma ordem de grandeza do que no cisalhamento solo-solo. O ângulo de atrito solo-rocha variou de  $10^\circ$ , nos corpos de prova de 50mmX50mm, a  $20^\circ$  nos corpos de prova de 100mmX100mm.

#### 4.4 FATORES INFLUENTES NA INTERAÇÃO SOLO-MURO

##### 4.4.1 INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CORPO DE PROVA NO ÂNGULO DE ATRITO

O ângulo de atrito interno do solo e o ângulo de atrito solo-muro, no material arenoso do Ibura, determinados a partir de corpos de prova com dimensões 50mmX50mmX40mm, foram ligeiramente superiores aos obtidos com corpos de prova com dimensões 100mmX100mmX40mm. Já no material argiloso de Nova Descoberta, os resultados foram ligeiramente inferiores, Figura IV.37.

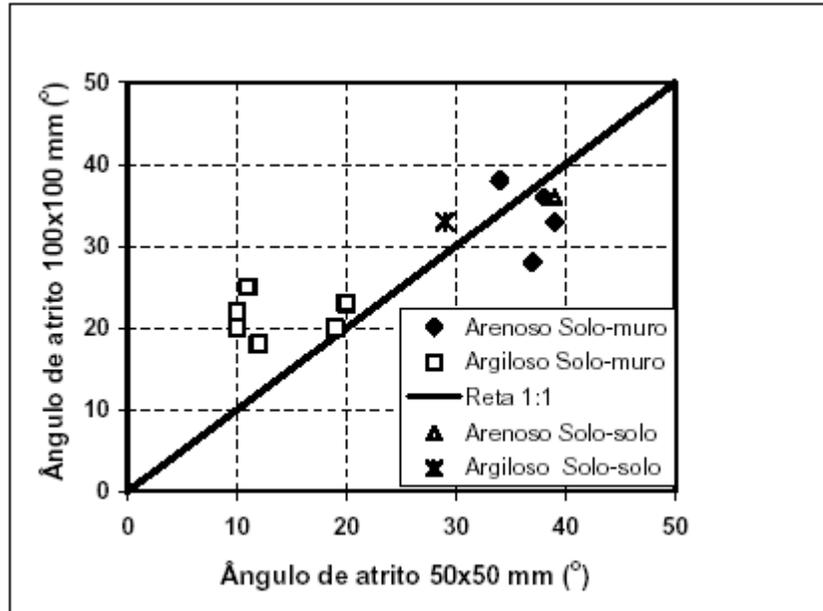


Figura (IV. 37) Relação entre valores dos ângulos de atrito obtidos com corpos de prova com dimensões 50mmX50mm e 100mmX100mm, em diferentes superfícies de contato.

#### 4.4.2 RELAÇÃO DE ATRITO SOLO-MURO COM A RUGOSIDADE

Para o solo arenoso do Ibura, o ângulo de atrito solo-muro tem pequena variação em relação à rugosidade da superfície, conforme mostrado na Figura (IV.38), avaliada pela Rugosidade Total, Rugosidade Média e Rugosidade Média Quadrática.

O valor médio do ângulo de atrito solo-muro ( $\delta = 33^{\circ}$ ), para os diferentes materiais e superfícies de contato, é próximo ao ângulo de atrito interno do solo ( $\phi = 37^{\circ}$ ), exceto para a superfície de contato lisa do concreto com agregado convencional que foi de ( $\phi = 28^{\circ}$ ).

Para o solo argiloso de Nova Descoberta, o ângulo de atrito solo-muro tem influência significativa na rugosidade da superfície, conforme mostrado na Figura (IV.39), para valores de Rugosidade Total inferiores a 0,8 mm, Rugosidade Média inferiores a 0,2mm e Rugosidade Média Quadrática inferiores a 0,4mm. Quanto menos rugosa a superfície de contato, menor é o ângulo de atrito solo-muro. Para valores de rugosidade inferiores aos acima mencionados, o ângulo de atrito solo-muro variou de  $\delta = 22^{\circ}$  a  $10^{\circ}$ , enquanto o ângulo de atrito interno do solo é  $\phi = 31^{\circ}$ . Para valores de rugosidade superiores aos acima indicados, tal como ocorre no solo arenoso do Ibura, o ângulo de atrito solo-muro independe da rugosidade da superfície e do tipo de material, porém tem valor inferior ao ângulo de atrito interno do solo  $\delta = 23^{\circ}$ .

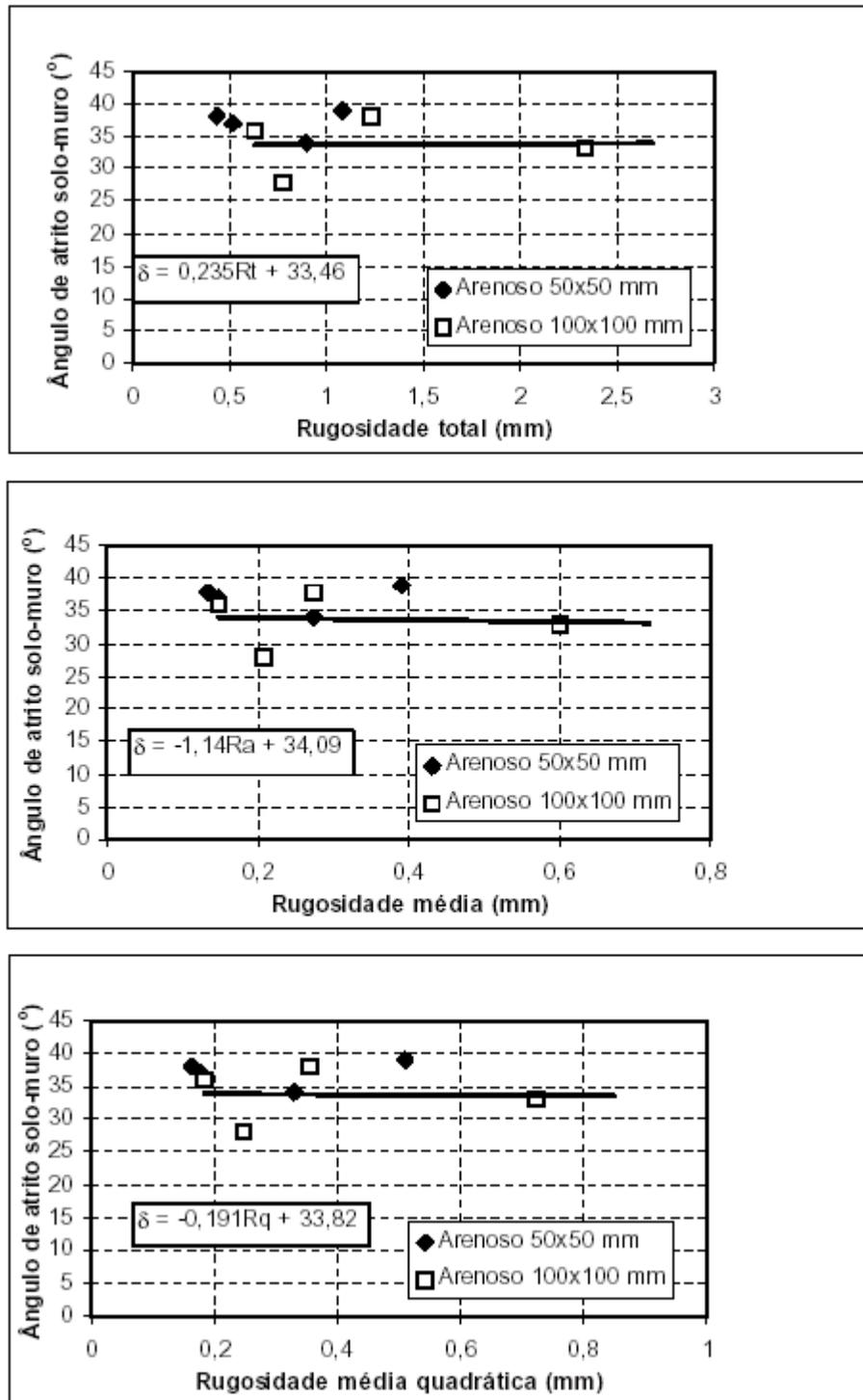


Figura (IV.38) Variação do atrito solo-muro com a Rugosidade Total, Rugosidade Média e Rugosidade Média Quadrática para o solo arenoso do Ibura.

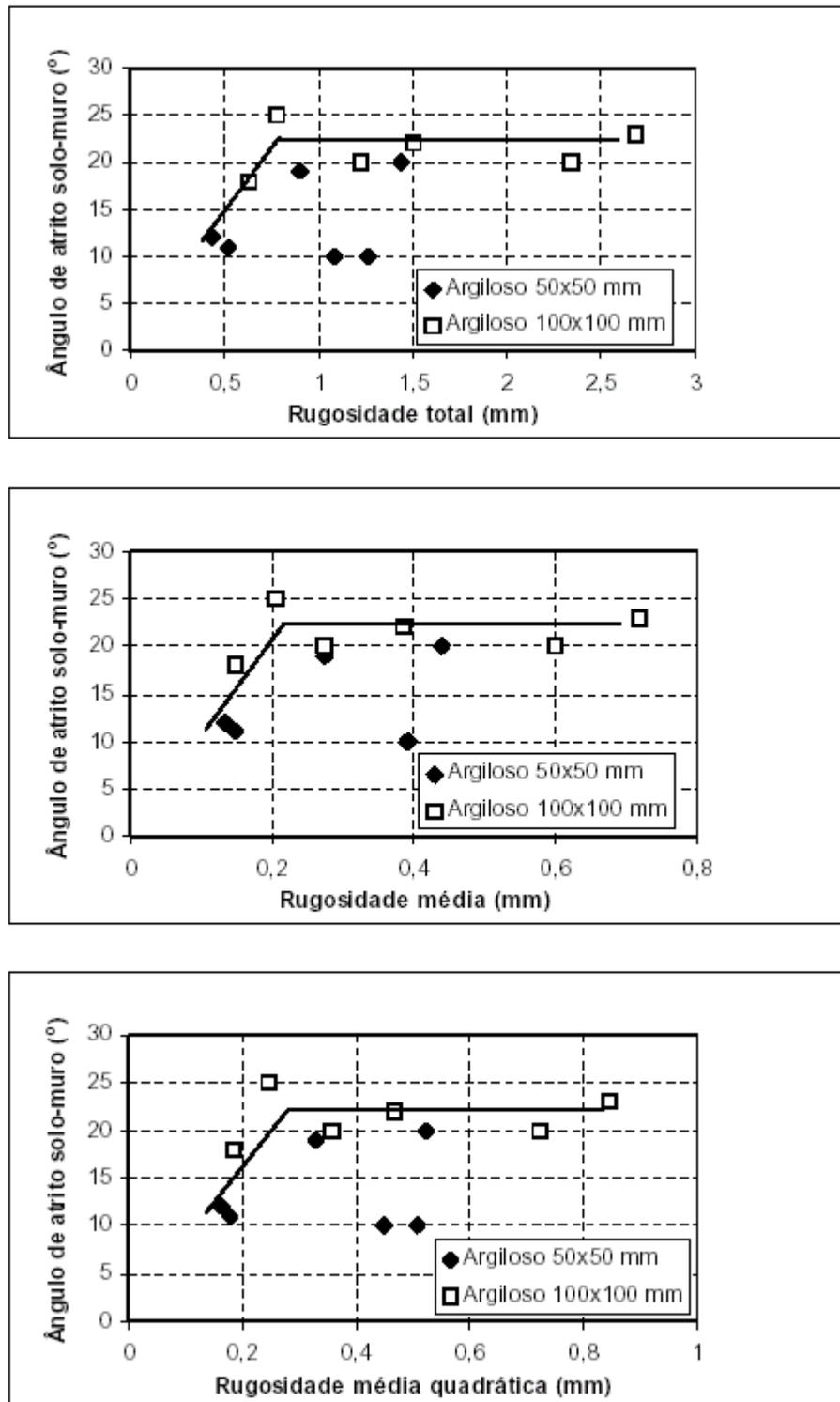


Figura (IV. 39) Variação do atrito solo-muro com a Rugosidade Total, Rugosidade Média e Rugosidade Média Quadrática para o solo argiloso em Nova descoberta.

#### 4.4.3 RELAÇÃO ATRITO SOLO-MURO COM O ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO

Para o solo arenoso do Ibura, a relação entre o ângulo de atrito solo-muro e o ângulo de atrito do solo ( $\delta/\phi$ ) varia de 3/4 a 1 com a Rugosidade Média  $e$ , para o solo argiloso de Nova Descoberta, esta relação variou de 1/3 a 3/4 (Figura IV.40). Os valores obtidos estão em conformidade com a variação citada na literatura, como apresentados na Tabela II.2. Os valores, indicados na tabela, definem apenas de forma isolada o tipo de solo ou a rugosidade qualitativa da superfície do paramento do muro. A contribuição da presente dissertação está na combinação do tipo de solo com a rugosidade da superfície de contato mensurada e associada a dois tipos de solos da Região Metropolitana do Recife, uma Areia Argilosa (SC) e uma Argila de Baixa Compressibilidade (CL).

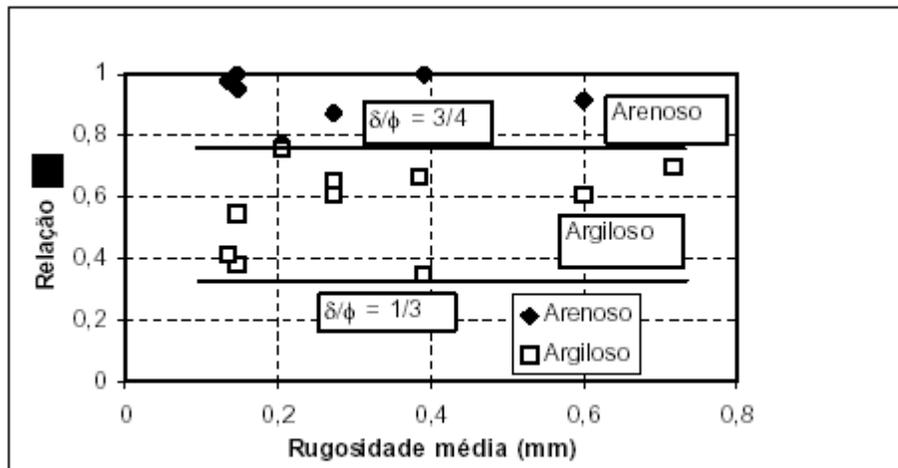


Figura (IV. 40) Relação do ângulo de atrito solo-muro com ângulo de atrito solo-solo em função da Rugosidade Média para o solo arenoso do Ibura e do solo argiloso de Nova Descoberta.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

#### 5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O solo do Ibura utilizado, tem granulometria constituída de 1% de pedregulho, 69% de areia, 5% de silte e 25% de argila. É uma Areia Argilosa SC na Classificação Unificada dos Solos e pela Classificação da Transportation Research Board - TRB o solo do tipo A-2-4. Tem Atividade 0,38, Inativo. O solo apresenta um peso específico aparente seco máximo de 19,50 kN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 10,70%. Apresenta coesão média de 23 kPa e um ângulo de atrito interno de 37° nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

O solo de Nova Descoberta utilizado, tem composição granulométrica de 1% de pedregulho, 47% de areia, 6% de silte e 46% de argila. Trata-se de uma Argila de baixa compressibilidade (CL) na Classificação Unificada dos Solos, sendo do tipo A-6 na Classificação da Transportation Research Board - TRB. Tem Atividade 0,38, considerado como Inativo. Tem peso específico aparente seco máximo de 16,50 kN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 19,30%. Quando compactado, nas condições acima indicadas, apresenta coesão que varia de 12 a 127 kPa e um ângulo de atrito médio de 31°.

O solo arenoso do Ibura o solo argiloso de Nova Descoberta, compactados na umidade ótima e no peso específico aparente seco máximo, apresentaram um leve comportamento de pico no ensaio de cisalhamento direto. As tensões cisalhantes máximas ocorreram para deformações de 5 a 8%. As curvas de variação de volume x deformação específica horizontal indicam um comportamento de dilatância durante o processo de ruptura.

A metodologia, empregada para avaliar a rugosidade das superfícies de contato do solo com o material do muro, foi adaptada da utilizada para avaliar a rugosidade dos metais. Os resultados obtidos, mesmo por aproximação, foram significativos para estabelecer uma relação do ângulo de atrito solo-muro, fazendo uso de materiais e superfícies diferentes. Servindo-se de faixa de valores, indicada na literatura para Rugosidade Equivalente em tubos, e considerando os critérios de Rugosidade Total, Média e Média Quadrática, as superfícies,

utilizadas no presente trabalho, foram classificadas em superfícies: lisa, rugosa e muito rugosa.

As dimensões dos corpos de prova tiveram pequena influência na determinação do ângulo de atrito interno do solo e do ângulo de atrito solo-muro. No solo arenoso do Ibura, os ângulos, determinados a partir de corpos de prova com dimensões 50mmX50mmX40mm, foram ligeiramente superiores aos obtidos com corpos de prova com dimensões 100mmX100mmX40mm. Já no material argiloso de Nova Descoberta, os resultados foram ligeiramente inferiores.

No solo arenoso do Ibura, a rugosidade da superfície de contato tem pequena influência na avaliação do atrito solo-muro, para diferentes materiais e diferentes rugosidades da superfície de contato, avaliada pela Rugosidade Total, Rugosidade Média e Rugosidade Média Quadrática. O valor médio do ângulo de atrito solo-muro ( $\delta = 33^{\circ}$ ) é próximo ao ângulo de atrito interno do solo ( $\phi = 37^{\circ}$ ), exceto para a superfície de contato lisa de concreto com agregado convencional que foi de ( $\phi = 28^{\circ}$ ).

No solo argiloso de Nova Descoberta, a rugosidade da superfície influencia significativamente, no ângulo de atrito solo-muro. Para valores de: Rugosidade Total inferiores a 0,8 mm, Rugosidade Média inferiores a 0,2mm e Rugosidade Média Quadrática inferiores a 0,4mm, quanto menor a rugosa superfície de contato, menor é o ângulo de atrito solo-muro. Para valores de rugosidade inferiores aos acima mencionados, o ângulo de atrito solo-muro variou de  $\delta = 22^{\circ}$  a  $10^{\circ}$ , enquanto o ângulo de atrito interno do solo é  $\phi = 31^{\circ}$ . Para valores de rugosidade superiores aos acima indicados, tal como ocorre no solo arenoso do Ibura, o ângulo de atrito solo-muro independe da rugosidade da superfície e do tipo de material, porém tem valor inferior ao ângulo de atrito interno do solo  $\delta = 23^{\circ}$ .

A relação entre o ângulo de atrito solo-muro e o ângulo de atrito do solo ( $\delta/\phi$ ) varia de 3/4 a 1 com a Rugosidade Média para o solo arenoso do Ibura e, de 1/3 a 3/4 para o solo argiloso de Nova Descoberta. No solo arenoso, o atrito solo-muro tem menor influência da rugosidade da superfície de contato e tem valor muito próximo do ângulo de atrito interno do solo. No solo argiloso o atrito solo-muro é fortemente influenciado pela rugosidade da superfície de contato e o seu valor varia de 1/3 a 3/4 do ângulo de atrito do solo.

Os valores obtidos estão em conformidade com a variação citada na literatura, como apresentados na Tabela II.2. Os valores, indicados na tabela, definem apenas de forma isolada o tipo de solo ou a rugosidade qualitativa da superfície do paramento do muro.

A contribuição da presente dissertação está na combinação do tipo de solo com a rugosidade da superfície de contato mensurada e associada a dois tipos de solos da Região Metropolitana do Recife, uma Areia Argilosa (SC) e uma Argila de Baixa Compressibilidade (CL).

## **5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

- a) Realizar estudos de viabilidade técnica da utilização de imagens, digitalizadas na obtenção de índice de rugosidade de diversos materiais de construção.
- b) Determinar o índice de rugosidade de superfícies de contato entre solo-muro em áreas acima de 1m<sup>2</sup>.
- c) Realizar estudos de viabilidade técnica de padronização da combinação do tipo de solo com a rugosidade da superfície de contato, em obras de contenção.
- d) Analisar a possibilidade de uso de estruturas de contenção, utilizando concreto com agregado reciclado, de resíduo da construção e demolição (RCD).

## REFERÊNCIAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14082**: Execução de substrato padrão e aplicação de argamassa para ensaios. Rio de Janeiro, 1998.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6405**: Rugosidade das superfícies: Define o sistema de avaliação, define termos e conceitos relativos à rugosidade de superfície, define parâmetros de avaliação dos estados de superfície – Ra, Rz e R<sub>máx.</sub>, define procedimentos de avaliação dos parâmetros de rugosidade, por meio de instrumentos apalpadores elétricos, com filtragem, classificação da rugosidade por meio de parâmetros padronizados (Ra, Rz e R<sub>máx.</sub>). Rio de Janeiro, 1985.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6508**: “Agregados: determinação do inchamento de agregado miúdo. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6467**: “Solo: determinação dos grãos do solo que passam na peneira de 4,8mm , determinação da Massa Específica Aparente”. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7180**: “Solos: determinação do limite de plasticidade”. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7181**: “Solos: Análise granulométrica conjunta”. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7182**: “Solos: ensaio de compactação”. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6459**: “Solos: determinação do limite de liquidez”. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7217**: “Agregados - determinação da composição granulométrica”. Rio de Janeiro, 1997.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9941**: “Redução de amostras de campo de agregados para ensaios de laboratório”. Rio de Janeiro, 1987.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6405**: “Especificação de parâmetro para medida de rugosidade superficial”. Rio de Janeiro, 1985.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 10007**: “Amostragem de resíduos sólidos”. Rio de Janeiro, 1987.

ALHEIROS, M. M., (1998), **Riscos de escorregamentos na Região Metropolitana do Recife**. Universidade Federal da Bahia, Tese de Doutorado, Salvador, 135 p.

AJDUIEWICZ, B.A; KLISZCZEWICZ, T.A. (1996), **Properties of structural concrete with rubble Aggregate from demolition of RC/PC structure**. In : CONCRETE IN THE SERVICE OF MANKIND-INTERNATIONAL CONFERENCE CONCRETE FOR ENVIRONMENT ENHACEMENT AND PROTECTION, Dundee- Escocia junho. Proceedings Ravindra & Thomas Grã Bretanha-1996 p 115. a 120.

BARROS, P. L. A. (1992), **Análise e Dimensionamento de Muros de Arrimo de Gabiões**, GCP Engenharia, Projetos e Consultoria S/C Ltda., São Paulo.

BARROS, P. L. A. (2004), **Obras de Contenção** – Manual Técnico. Editora Maccaferri do Brasil LTDA., São Paulo.

BARROS, P. L. A. (2005), Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda – **Obras de Contenção**, Publicação Técnica, São Paulo.

BCSJ, (1977), **JAPAN BUILDING CONTRACTORS SOCIETY OF JAPAN**, Proposed standard for use of recycled aggregate and recycle aggregate concrete. Committee on Disposal and Reuse of Construction Waste.

BISHOP, A. W. (1959), “ **The Principle of Effective stress**”, Tecknisk Ukeblad,. Pág. 106.

BISHOP, A. W. ALPAN; I; BLIGHT, G. E. e DONALD, I. B. (1960), “**Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils**”, ASCE Research Conf. Shear strength of cohesive soils, pp. 503-532.

CAPUTO, H. P. (1997), **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. Ed. Vol.1. Rio de Janeiro: Livro Técnico e Científico.

CARNEIRO, A. R. S. & MESQUITA L. B. (2000), **Espaços livres do Recife**. Prefeitura da cidade do Recife/Universidade Federal de Pernambuco, Recife, p.25-30.

CARNEIRO, F. P. (2005), **Diagnóstico e ações da atual situação dos resíduos de construção e demolição na cidade do Recife/** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

CARVALHO, PEDRO ALEXANDRE SAWAYA DE, (1991), DER SP – Departamento de Estradas de Rodagens do Estado de São Paulo, Taludes de Rodovias – **Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas** – São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, (Publicação IPT; nº 1843)

CUNHA, M. A.(1991), **Ocupação de encostas**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Publicação nº 1831, São Paulo,234p.

CUR, (1986), **Commissie voor Uitvoering van Research**. Betonpuingranulaaten Metselwerkpuins Granulaat alls ToeslagsmaterialvanBeton. Commissie voor Uitvoering van Research ingesteld door de Betonvereniging, Rapport 125.

DIF, (1989), Proposed amendment to the Danish concrete code: **use of recycled demolition rubble**, Dansk Beton, 6, nº 4.

FARRAG, K., ACAR, Y. B., & JURAN, I., (1993), “ **Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforcements**”. Geotextiles and Geomenbranes. (12):3, 133 –159.

FIDEM, (2001). **Diagnóstico ambiental, urbanístico e social das áreas de morros urbanos da Região Metropolitana do Recife**. Convênio FIDEM/SUDENE. (Ermelinda Gonçalves, Sônia M. G. M. Medeiros – FIDEM; Margareth M. Alheiros, Maria Ângela A. Souza, Jan Bitoun – ATEPE, coordenação). Programa Viva o Morro, Recife, 75p.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. (1978), “**The shear strength of unsaturated soils**”, can. Geot. Jnl., Vol. 15, Nº 3. pp. 313-321.

GARDNER, W. R.; HILLEL, D. e BENYAMINI, Y., (1970), “**Post irrigation movement of soil water**: I. Redistribution, Water Resources Res. 6 (3), pp. 851\_861; II. Simultaneous Redistribution and Evaporation, Water Resources es. 6 (4), pp.1148-1153.

GEORIO, (2000), **Manual técnico de encostas**. 2. ed., Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 4vols.

GIROUD, J. P.; BONAPARTE, R.; BEECH, J. F.; GROSS, B. A. (1990).Design of soil layer-geosynthetics systems overlying voids. **Geotextiles and Geomembranes**, n. 9, p.11-50.

GUSMÃO FILHO, J. A.;FERREIRA, S. R. M.; AMORIM, W. M. (1997). **Escorregamento em morros urbanos do Recife**, O Caso do Boleiro. 2º. Panamericam Symposium on Landslides, Rio de Janeiro. Vol. 2,pp. 985-994

HANDY, R. L. (1985), The arch in soil arching. **Jounal of Geotechnical engineering Division**, v. 111, n. 3, p. 302-318.

HANSEN T. C. RILEM (1992), Report 6 **Recycling of Demolished Concrete and masonry**, London, E&FN SPON an imprint of Chapman & Hall,. 305p.

HANSEN, T. C.; NARUD, H.. (1983), Strength of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate **Concrete International-** Design and Construction, 5 n. 1 p. 79-83.

HANSEN T. C. RILEM (1992), Report 6 **Recycling of Demolished Concrete and Masonry**, london, E&FN SPON na imprint of Champam & Hall,. 305p.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. (1992), **Manual de Dosagem e Controle**. São Paulo. PINI; Brasília, DF: SENAI.

JOHN, V. M., (2000), **Reciclagem do resíduo na construção civil: Contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento**. Tese(Livre Docência)- Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 113 p.

JURAN, I., SCHLOSSER, F. (1979), **Etude théorique des efforts de tractions dans les armatures des ouvrages en terre armée**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL REINFORCEMENT, 1, Paris, 1979. Proceedings, V. 1, p. 77-82.

KRININE, D. P. (1945), Discussion of “**Stability and stifness of cellular cofferdams**” by Karl Terzaghi, ASCE, Transactions, v. 110, p. 1175-1178.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1969). **Soil mechanics**, New York, John Wiley e Sons, 553p.

LEVY, S. M. (2001), **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concretos e alvenaria**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Tese de doutorado.

LIMA, J. A. R. (1999), **Proposição de diretrizes para produção e normalização de resíduos de construção reciclado e de suas aplicações em argamassas e concretos**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Dissertação de Mestrado.

MARAGON, M. (2005), UFRJ, Núcleo de Geotecnia, **Mecânica dos solos 2** – Empuxo das terras.

MAFFEI, C. E. M., MARZIONNA, J. D., FERREIRA, A. A. (1996), **“Análise, projeto e execução escavações e contenções”**. In: Hachich, W C, Eds et Al. Fundacoes: Teoria e Pratica. Sao Paulo : Pini, p.537-78

MESQUITA, L. B. (2000), **Espaços livres do Recife**. Prefeitura da cidade do Recife/Universidade Federal de Pernambuco. Recife, p. 25-30.

METHA, P. K.; MONTEIRO Paulo J. M. (1994), **Concreto Estrutura, Propriedades e Materiais**, São Paulo, PINI,. 574 p.

MOLITERNO, A.(1980), **Cadernos de muros de arrimo**. São Paulo, Editora Edgar Blucher.

PALMA, E. S. (2006), **Metrologia-apostila da disciplina em engenharia mecânica de graduação**. PUC, Minas.

PIMENTA, Veloso. Apud. Maragon (2005), - Faculdade de Engenharia no Geo/ Núcleo de Geotécnia, **Mecânica de Solos 2 – Empuxo das Terras**.

PINTO, T. P. **Utilização de resíduos de construção – estudo do uso em argamassas**. São Carlos 1986. 148p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Arquitetura e Planejamento, Universidade de São Paulo.

QUINTELA, A.C. (1981), **"Hidráulica"**. Calouste Gulbenkian, Lisboa.

SIEIRA, A. C. C. F. (1998), **Análise do comportamento de um muro de contenção utilizando pneus**. Dissertação de Mestrado. Área de Geotecnia Experimental, PUC-Rio de Janeiro, 113p.

SILVA, L. C. R. (1996), **Análise do comportamento de muros reforçados em condições de trabalho**. Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Orientador: Dr. Mauricio Abramento. 203p.

SILVA, L. C. R., ABRAMENTO, M., MARANHO, F. L., ABUKATER, J., & CARRETTI, L. G. C. (2002), **A influência da movimentação do parâmetro na distribuição de tensões laterais em muros de arrimo rígidos**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e engenharia Geotécnica, São Paulo.

SIMON, A. L. (1986). "**Hydraulics**". John Wiley & Sons, New York.

SOUSA PINTO, C. (2000) – **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, Editora Oficina de Textos, São Paulo.

TEIXEIRA, D. C. L.; SILVA, J. M. J., COUTINHO, R.Q.; FERREIRA, S. R.M., LINS, I. S..M. (1997). **Análise de estabilidade de um talude sob condicionantes geológicos e de ocupação ambiental**. 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia – ABGE, São Paulo, V.2, pp. 153-162.

TERZAGHI, K.(1941). **General Wedge Theory of earth pressure**. ASCE. Transations, 106p.

TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1967), **Soil Mechanics in Engineering Practice**, second edition, John & Sons, New York.

TULLIS, J. P. (1989), "**Hydraulics of pipelines**". John Wiley & Sons, New York.

VARGAS, M. (1985), "**The Concept of Tropical Soil**". 1st International Conference. Geomech. Trap. Lat. And Sprol. Soils. Brasília – Brasil.

VAZQUEZ, E. (1997), Enric Utilizacion de resíduos en la C. E. E. aspectos politicos y ambientales. In: RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, ALTERNATIVA ECONÔMICA PARA PROTEÇÃO AMBIENTAL (SEMINÁRIO), São Paulo. **ANAIS** São Paulo CT 206 IBRACON p 64-66.

<http://www.myspace.eng.br/eng/rugosid.asp> (acessado em: 06 de fevereiro de 2006)

<http://www.mma.gov.br/port/conama> (acessado em: 05 de junho de 2005)

## ANEXO 1

Superfície: S1 – Concreto convencional Dimensões: 50mmx50mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm
0	0	2,123	20	0	3,034	40	0	3,239
0	10	3,284	20	10	2,904	40	10	2,889
0	20	2,842	20	20	2,891	40	20	2,534
0	30	2,417	20	30	2,859	40	30	2,815
0	40	2,366	20	40	2,668	40	40	2,956
0	50	1,839	20	50	2,219	40	50	2,667
10	0	3,038	30	0	3,566	50	0	2,19
10	10	3,104	30	10	3,314	50	10	3,059
10	20	3,27	30	20	2,959	50	20	3,095
10	30	2,906	30	30	2,721	50	30	2,708
10	40	2,571	30	40	2,286	50	40	2,645
10	50	2,127	30	50	2,468	50	50	1,671

Superfície: S2 – Concreto convencional Dimensões: 50mmx50mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm
0	0	2,709	20	0	2,843	40	0	2,827
0	10	2,998	20	10	2,965	40	10	3,177
0	20	3,322	20	20	2,99	40	20	3,105
0	30	3,117	20	30	2,941	40	30	2,972
0	40	2,454	20	40	3,043	40	40	2,824
0	50	0,582	20	50	2,636	40	50	2,84
10	0	3,203	30	0	2,687	50	0	2,894
10	10	2,958	30	10	2,964	50	10	2,679
10	20	3,366	30	20	3,086	50	20	2,813
10	30	3,249	30	30	3,027	50	30	2,73
10	40	3,191	30	40	3,084	50	40	3,051
10	50	3,097	30	50	2,928	50	50	3,13

Superfície: S3 – Concreto convencional Dimensões: 50mmx50mmx20mm

0	0	2,348	20	0	2,548	40	0	3,36
0	10	2,966	20	10	3,181	40	10	3,464
0	20	3,061	20	20	3,167	40	20	3,331
0	30	3,058	20	30	3,245	40	30	3,294
0	40	3,061	20	40	3,231	40	40	3,348
0	50	1,362	20	50	3,125	40	50	3,258
10	0	2,961	30	0	3,34	50	0	2,792
10	10	3,052	30	10	3,326	50	10	3,458
10	20	3,08	30	20	3,291	50	20	3,262
10	30	3,159	30	30	3,282	50	30	3,133
10	40	3,157	30	40	3,33	50	40	3,176
10	50	3,099	30	50	3,225	50	50	3,074

Superfície: S4 – Concreto com agregado RCD Dimensões: 50mmx50mmx20mm

0	0	2,272	20	0	1,527	40	0	2,117
0	10	1,972	20	10	2,556	40	10	3,701
0	20	2,717	20	20	3,078	40	20	3,44
0	30	1,74	20	30	3,229	40	30	3,218
0	40	1,824	20	40	3,098	40	40	2,876
0	50	1,605	20	50	3,076	40	50	2,389
10	0	2,714	30	0	3,006	50	0	1,795
10	10	2,28	30	10	3,21	50	10	2,97
10	20	3,315	30	20	3,562	50	20	1,779
10	30	3,319	30	30	3,57	50	30	2,661
10	40	3,093	30	40	3,505	50	40	2,495
10	50	2,561	30	50	1,827	50	50	2,469

Superfície: S5 – Concreto com agregado RCD Dimensões: 50mmx50mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm
0	0	3,023	20	0	3,582	40	0	4,266
0	10	3,588	20	10	4,346	40	10	4,539
0	20	3,21	20	20	4,133	40	20	4,188
0	30	2,343	20	30	3,967	40	30	4,028
0	40	3,217	20	40	3,679	40	40	3,762
0	50	2,631	20	50	3,346	40	50	2,879
10	0	3,516	30	0	4,565	50	0	4,645
10	10	4,359	30	10	4,49	50	10	4,305
10	20	4,133	30	20	4,194	50	20	3,347
10	30	3,867	30	30	3,947	50	30	3,148
10	40	3,733	30	40	3,793	50	40	3,017
10	50	3,455	30	50	3,413	50	50	2,479

Superfície: S6 – Rocha Dimensões: 50mmx50mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm
0	0	5,388	20	0	4,888	40	0	5,519
0	10	5,452	20	10	5,01	40	10	5,527
0	20	5,356	20	20	5,44	40	20	5,903
0	30	5,289	20	30	5,36	40	30	2,296
0	40	5,537	20	40	5,33	40	40	5,792
0	50	4,781	20	50	5,429	40	50	5,912
10	0	4,601	30	0	5,043	50	0	6,226
10	10	4,968	30	10	5,481	50	10	6,318
10	20	5,322	30	20	5,332	50	20	6,447
10	30	5,215	30	30	5,463	50	30	6,65
10	40	5,467	30	40	5,542	50	40	6,585
10	50	5,866	30	50	5,338	50	50	6,485

Superfície: S7 – Concreto convencional Dimensões: 100mmx100mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm
0	0	2,145
0	10	2,729
0	20	3,175
0	30	3,248
0	40	3,355
0	50	3,187
0	60	3,527
0	70	3,665
0	80	3,303
0	90	3,115
0	100	3,081

X mm	Y mm	Z mm
40	0	2,74
40	10	2,891
40	20	2,83
40	30	2,825
40	40	2,425
40	50	2,645
40	60	2,622
40	70	3,125
40	80	3,377
40	90	3,424
40	100	2,784

X mm	Y mm	Z mm
80	0	2,979
80	10	2,936
80	20	2,86
80	30	3,074
80	40	2,641
80	50	2,704
80	60	2,896
80	70	2,744
80	80	3,072
80	90	3,347
80	100	3,076

10	0	3,367
10	10	3,409
10	20	3,379
10	30	3,244
10	40	3,203
10	50	3,783
10	60	3,108
10	70	3,646
10	80	3,494
10	90	3,56
10	100	3,544

50	0	1,781
50	10	2,883
50	20	2,861
50	30	2,862
50	40	2,912
50	50	2,585
50	60	2,83
50	70	2,678
50	80	3,321
50	90	3,209
50	100	3,079

90	0	2,402
90	10	2,824
90	20	2,558
90	30	2,352
90	40	2,622
90	50	2,86
90	60	3,109
90	70	2,929
90	80	3,015
90	90	3,03
90	100	2,784

20	0	3,14
20	10	3,223
20	20	3,461
20	30	3,061
20	40	3,011
20	50	3,286
20	60	2,95
20	70	3,484
20	80	3,467
20	90	3,559
20	100	1,08

60	0	3,142
60	10	2,441
60	20	2,816
60	30	2,631
60	40	2,455
60	50	2,856
60	60	2,9
60	70	2,847
60	80	3,685
60	90	3,461
60	100	3,685

100	0	2,769
100	10	2,411
100	20	1,281
100	30	2,564
100	40	2,969
100	50	2,286
100	60	2,308
100	70	3,314
100	80	3,331
100	90	2,812
100	100	1,148

30	0	2,762
30	10	3,1
30	20	2,809
30	30	2,966
30	40	2,884
30	50	2,975
30	60	3,032
30	70	3,079
30	80	3,04
30	90	3,108
30	100	2,983

70	0	3,115
70	10	2,494
70	20	2,88
70	30	2,777
70	40	2,968
70	50	3,139
70	60	2,769
70	70	2,825
70	80	3,277
70	90	3,101
70	100	3,047

Superfície: S8 – Concreto convencional Dimensões: 100mmx100mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm	X mm	Y mm	Z mm
0	0	1,94	40	0	2,476	80	0	2,507
0	10	2,149	40	10	2,32	80	10	3,142
0	20	2,183	40	20	2,814	80	20	2,601
0	30	2,464	40	30	2,696	80	30	2,807
0	40	2,917	40	40	2,583	80	40	2,849
0	50	2,651	40	50	2,855	80	50	3,022
0	60	2,788	40	60	2,903	80	60	3,031
0	70	3,138	40	70	2,979	80	70	2,998
0	80	3,28	40	80	3,093	80	80	2,934
0	90	3,165	40	90	2,972	80	90	3,072
0	100	3,302	40	100	3,159	80	100	3,083
10	0	2,283	50	0	2,311	90	0	2,83
10	10	2,445	50	10	2,534	90	10	3,034
10	20	2,694	50	20	2,446	90	20	2,868
10	30	3,065	50	30	2,33	90	30	3,143
10	40	2,744	50	40	3,423	90	40	3,064
10	50	2,808	50	50	2,428	90	50	3,052
10	60	2,894	50	60	2,757	90	60	2,816
10	70	2,981	50	70	2,732	90	70	2,968
10	80	3,155	50	80	2,887	90	80	2,9
10	90	2,226	50	90	2,81	90	90	3,016
10	100	3,325	50	100	3,056	90	100	3,244
20	0	2,375	60	0	2,639	100	0	2,347
20	10	2,978	60	10	2,747	100	10	3,036
20	20	2,314	60	20	2,729	100	20	2,7
20	30	2,715	60	30	2,713	100	30	3,08
20	40	2,955	60	40	2,492	100	40	3,059
20	50	2,605	60	50	2,477	100	50	3,158
20	60	2,822	60	60	2,488	100	60	3,055
20	70	2,733	60	70	2,514	100	70	3,096
20	80	3,028	60	80	2,421	100	80	3,068
20	90	3,059	60	90	3,049	100	90	2,889
20	100	3,328	60	100	3,277	100	100	2,998
30	0	2,552	70	0	3,069			
30	10	2,529	70	10	2,655			
30	20	2,649	70	20	2,881			
30	30	2,539	70	30	2,731			
30	40	3,104	70	40	2,978			
30	50	3,052	70	50	3,166			
30	60	2,891	70	60	3,03			
30	70	3,174	70	70	2,963			
30	80	2,998	70	80	2,833			
30	90	3,383	70	90	3,254			
30	100	3,294	70	100	3,456			

Superfície: S9 – Concreto convencional Dimensões: 100mmx100mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm
0	0	2,95
0	10	3,751
0	20	3,697
0	30	3,607
0	40	3,531
0	50	3,409
0	60	3,181
0	70	3,222
0	80	3,175
0	90	3,091
0	100	3,027

X mm	Y mm	Z mm
40	0	3,721
40	10	3,699
40	20	3,7
40	30	3,64
40	40	3,489
40	50	3,437
40	60	3,337
40	70	3,365
40	80	3,247
40	90	3,177
40	100	3,205

X mm	Y mm	Z mm
80	0	3,487
80	10	3,417
80	20	3,344
80	30	3,253
80	40	3,26
80	50	3,218
80	60	3,227
80	70	3,243
80	80	3,146
80	90	3,156
80	100	3,142

10	0	3,77
10	10	3,761
10	20	3,631
10	30	3,655
10	40	3,499
10	50	3,412
10	60	3,361
10	70	3,266
10	80	3,216
10	90	3,144
10	100	3,062

50	0	3,639
50	10	3,563
50	20	3,558
50	30	3,567
50	40	3,47
50	50	3,383
50	60	3,378
50	70	3,252
50	80	3,23
50	90	3,405
50	100	3,314

90	0	3,42
90	10	3,473
90	20	3,391
90	30	3,255
90	40	3,288
90	50	3,276
90	60	3,254
90	70	3,231
90	80	3,229
90	90	3,217
90	100	3,151

20	0	3,528
20	10	3,559
20	20	3,53
20	30	3,514
20	40	3,37
20	50	3,234
20	60	3,164
20	70	3,142
20	80	3,107
20	90	2,972
20	100	2,905

60	0	3,62
60	10	3,562
60	20	3,453
60	30	3,424
60	40	3,423
60	50	3,395
60	60	3,298
60	70	3,256
60	80	3,213
60	90	3,246
60	100	3,272

100	0	2,516
100	10	3,341
100	20	3,307
100	30	3,231
100	40	2,258
100	50	2,957
100	60	3,181
100	70	3,22
100	80	3,097
100	90	2,984
100	100	1,921

30	0	3,573
30	10	3,534
30	20	3,361
30	30	3,325
30	40	3,289
30	50	3,202
30	60	3,09
30	70	3,002
30	80	2,947
30	90	2,907
30	100	2,824

70	0	3,548
70	10	3,515
70	20	3,411
70	30	3,353
70	40	3,389
70	50	3,329
70	60	3,307
70	70	3,285
70	80	3,207
70	90	3,191
70	100	3,106

Superfície: S10 – Concreto com agregado de RCD Dimensões: 100mmx100mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm
0	0	4,609
0	10	4,655
0	20	4,875
0	30	3,698
0	40	5,1
0	50	5,523
0	60	5,333
0	70	4,745
0	80	4,747
0	90	5,347
0	100	4,258

X mm	Y mm	Z mm
40	0	5,643
40	10	5,623
40	20	5,59
40	30	5,492
40	40	5,402
40	50	5,35
40	60	5,346
40	70	5,127
40	80	5,142
40	90	5,252
40	100	5,272

X mm	Y mm	Z mm
80	0	4,887
80	10	4,718
80	20	4,536
80	30	4,473
80	40	4,243
80	50	4,175
80	60	3,849
80	70	3,986
80	80	3,971
80	90	3,805
80	100	4,007

10	0	5,097
10	10	5,142
10	20	5,277
10	30	5,287
10	40	5,231
10	50	5,086
10	60	5,1
10	70	5,203
10	80	5,154
10	90	5,304
10	100	5,002

50	0	5,087
50	10	5,175
50	20	5,065
50	30	4,92
50	40	4,834
50	50	4,788
50	60	4,956
50	70	4,913
50	80	5,005
50	90	4,987
50	100	4,998

90	0	3,252
90	10	4,494
90	20	4,248
90	30	4,036
90	40	3,857
90	50	3,699
90	60	3,61
90	70	3,425
90	80	3,436
90	90	3,415
90	100	3,62

20	0	4,84
20	10	5,04
20	20	5,207
20	30	5,187
20	40	5,111
20	50	5,128
20	60	5,145
20	70	5,207
20	80	5,328
20	90	5,473
20	100	5,669

60	0	5,06
60	10	5,009
60	20	4,798
60	30	4,751
60	40	4,771
60	50	4,851
60	60	4,787
60	70	4,695
60	80	4,554
60	90	4,776
60	100	4,039

100	0	4,627
100	10	4,149
100	20	3,822
100	30	3,672
100	40	3,483
100	50	3,33
100	60	3,01
100	70	3,345
100	80	3,202
100	90	2,916
100	100	3,141

30	0	5,685
30	10	5,602
30	20	5,582
30	30	5,474
30	40	5,301
30	50	5,382
30	60	5,39
30	70	5,362
30	80	5,387
30	90	5,369
30	100	5,401

70	0	5,018
70	10	4,913
70	20	4,713
70	30	4,865
70	40	4,68
70	50	4,526
70	60	4,569
70	70	4,445
70	80	4,386
70	90	4,416
70	100	3,986

Superfície: S11 – Concreto com agregado de RCD Dimensões: 100mmx100mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm
0	0	0,753
0	10	3,031
0	20	1,594
0	30	2,37
0	40	2,869
0	50	3,639
0	60	4,488
0	70	4,74
0	80	4,248
0	90	4,965
0	100	2,021

X mm	Y mm	Z mm
40	0	2,952
40	10	3,547
40	20	3,287
40	30	3,269
40	40	4,69
40	50	4,773
40	60	4,74
40	70	5,049
40	80	4,714
40	90	4,697
40	100	5,406

X mm	Y mm	Z mm
80	0	2,051
80	10	2,452
80	20	2,414
80	30	3,13
80	40	3,392
80	50	3,375
80	60	3,707
80	70	3,127
80	80	4,067
80	90	4,156
80	100	5,187

10	0	0,186
10	10	2,746
10	20	3,222
10	30	3,446
10	40	3,784
10	50	4,995
10	60	4,819
10	70	4,93
10	80	4,552
10	90	4,785
10	100	3,401

50	0	1,719
50	10	3,085
50	20	3,078
50	30	4,174
50	40	4,766
50	50	4,162
50	60	4,24
50	70	4,578
50	80	4,958
50	90	4,449
50	100	5,41

90	0	3,149
90	10	1,883
90	20	1,535
90	30	1,428
90	40	3,489
90	50	3,263
90	60	3,236
90	70	3,151
90	80	3,782
90	90	3,228
90	100	4,081

20	0	2,781
20	10	3,306
20	20	3,675
20	30	4,364
20	40	4,856
20	50	4,854
20	60	4,979
20	70	5,319
20	80	5,641
20	90	4,742
20	100	4,796

60	0	2,271
60	10	2,704
60	20	2,536
60	30	3,966
60	40	4,002
60	50	4,542
60	60	4,541
60	70	3,549
60	80	4,443
60	90	4,315
60	100	4,819

100	0	1,986
100	10	2,243
100	20	2,445
100	30	1,763
100	40	3,455
100	50	2,118
100	60	3,189
100	70	2,759
100	80	3,353
100	90	3,698
100	100	4,316

30	0	3,37
30	10	3,557
30	20	3,432
30	30	4,27
30	40	4,407
30	50	4,687
30	60	4,939
30	70	4,886
30	80	5,165
30	90	5,527
30	100	4,92

70	0	3,252
70	10	2,563
70	20	2,652
70	30	3,42
70	40	3,7
70	50	4,222
70	60	3,429
70	70	3,415
70	80	3,874
70	90	4,076
70	100	4,862

Superfície: S12 – Rocha Dimensões: 100mmx100mmx20mm

X mm	Y mm	Z mm
0	0	1,822
0	10	3,417
0	20	4,091
0	30	4,379
0	40	5,108
0	50	5,765
0	60	5,787
0	70	5,139
0	80	4,641
0	90	4,473
0	100	4,536

X mm	Y mm	Z mm
40	0	3,035
40	10	3,257
40	20	3,092
40	30	3,641
40	40	3,887
40	50	5,132
40	60	4,737
40	70	4,047
40	80	4,378
40	90	4,715
40	100	4,812

X mm	Y mm	Z mm
80	0	3,764
80	10	3,98
80	20	4,324
80	30	4,695
80	40	3,952
80	50	4,841
80	60	4,609
80	70	5,129
80	80	5,288
80	90	5,623
80	100	5,514

10	0	2,652
10	10	3,151
10	20	4,285
10	30	4,331
10	40	5,647
10	50	5,911
10	60	5,858
10	70	6,178
10	80	5,6
10	90	5,491
10	100	5,003

50	0	3,454
50	10	4,583
50	20	4,093
50	30	3,919
50	40	3,752
50	50	4,012
50	60	4,326
50	70	4,681
50	80	3,978
50	90	4,811
50	100	5,7

90	0	4,585
90	10	4,711
90	20	5,126
90	30	5,397
90	40	5,441
90	50	5,667
90	60	5,831
90	70	5,327
90	80	5,937
90	90	6,229
90	100	5,994

20	0	3,219
20	10	4,163
20	20	4,213
20	30	4,413
20	40	5,59
20	50	6,45
20	60	6,761
20	70	5,559
20	80	5,702
20	90	5,65
20	100	5,186

60	0	3,109
60	10	3,409
60	20	3,911
60	30	4,8
60	40	4,577
60	50	5,19
60	60	4,937
60	70	5,089
60	80	4,91
60	90	5,751
60	100	5,641

100	0	4,268
100	10	4,757
100	20	4,757
100	30	4,525
100	40	4,718
100	50	5,33
100	60	6,755
100	70	6,822
100	80	6,64
100	90	6,228
100	100	5,8

30	0	2,884
30	10	3,244
30	20	4,105
30	30	3,888
30	40	5,21
30	50	5,704
30	60	5,905
30	70	5,057
30	80	4,708
30	90	4,534
30	100	4,259

70	0	4,097
70	10	3,931
70	20	4,318
70	30	5,23
70	40	4,907
70	50	4,366
70	60	4,6
70	70	4,508
70	80	4,667
70	90	4,95
70	100	5,077