

COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS

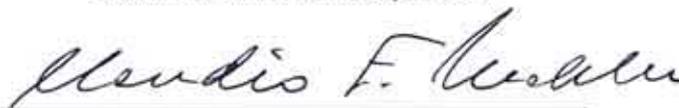
José Antonio Cancino Calle

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

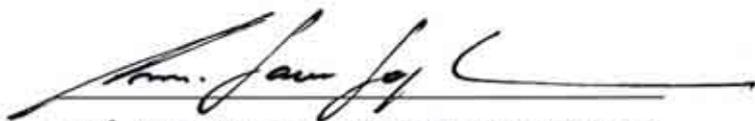
Aprovada por:



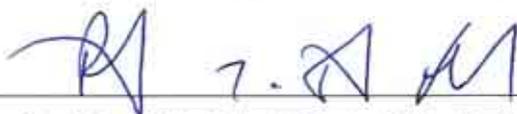
Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.



Prof. Cláudio Fernando Mahler, D.Sc.



Prof.<sup>a</sup>. Anna Laura Lopes da Silva Nunes, D.Sc.



Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.



Prof.<sup>a</sup>. Delma Vidal, D.Sc.



Prof. Orencio Monje Vilar, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

FEVEREIRO DE 2007

CALLE, JOSÉ ANTONIO CANCINO

Comportamento Geomecânico de Resíduos  
Sólidos Urbanos [Rio de Janeiro] 2007

XVIII, 160p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,  
D.Sc. Engenharia Civil, 2007)

Tese – Universidade Federal de Rio de  
Janeiro, COPPE

1. Pré-tratamento Mecânico Biológico.
2. Resíduos Sólidos Urbanos.
3. Parâmetros de Resistência.
4. estabilidade de Taludes.
5. Retro-Análise.

I. COPPE/UFRJ    II. Título (serie)

*Dedico este trabalho aos meus pais Pepe e Luz*

## - AGRADECIMENTOS -

*Gostaria de manifestar minha gratidão a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho. Certo de estar me esquecendo de alguém, no entanto, gostaria de agradecer a algumas pessoas em especial:*

*Aos meus familiares José Manuel Cancino Corrales, Luz Betzaida Calle de Cancino, Carlos Tapia Calle e Miluzka Cancino Calle, pelo apoio irrestrito e valorização de todas as minhas iniciativas.*

*Aos Professores e amigos, Mauricio Ehrlich e Cláudio F. Mahler pela orientação e companheirismo ao longo destes anos.*

*Aos professores do Programa de Engenharia Civil da UFRJ/COPPE pelos conhecimentos transmitidos e pela agradável convivência.*

*Ao meu amigo Diógenes pelo apoio desinteressado na solução de diversos problemas durante a pesquisa.*

*Aos meus amigos, Kally, Petrônio, Beatriz, Amauri, Ronaldo e muitos outros por todo o apoio e pela convivência em todos estes anos.*

*A EMBRAPA pela eficiente colaboração na execução dos ensaios de Lixiviação, Solubilização e Curva de Sucção.*

*A PEQ/COPPE/UFRJ, pela análise executada nos laboratórios do Núcleo de Catálise NUCAI.*

*Ao ITA – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, pelo apoio na execução de ensaios de cisalhamento de grande dimensão, principalmente a professora Delma Vidal.*

*A empresa FABER, em especial a Soraya e Christiane quem gentilmente me apoiaram com o resíduo utilizado e com os ensaios de campo.*

*Ao Município de São Sebastião, pelo apoio na execução de ensaios no aterro de São Sebastião.*

*Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil da UFRJ/COPPE, em especial a Jairo, Rita e Betty, pela presteza e eficiência com que trataram os meus assuntos, ou melhor, problemas acadêmicos.*

*Aos funcionários do Laboratório de Geotecnia da UFRJ/COPPE, em especial a Glória, Serginho, Carlinhos, e Mauro, pelo divertido convívio.*

*Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo apoio financeiro desde o início do curso.*

*Ao PEC/PG ou Convenio de Pós-Graduação entre Peru e Brasil quem possibilitaram minha estadia e bolsa de estudos no Brasil.*

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

## COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS

José Antonio Cancino Calle

Fevereiro/2007

Orientadores: Mauricio Ehrlich

Cláudio Fernando Mahler

Programa: Engenharia Civil

Apresentam-se resultados de estudos de caracterização geomecânica efetuados em resíduos sólidos urbanos (RSU) pré-tratados mecânico biologicamente, provenientes de São Sebastião/SP e Novo Hamburgo/RS. Foram efetuados ensaios de resistência, permeabilidade, compacidade, curva de sucção, capacidade de campo, lixiviação, solubilização e caracterização em geral. Dentro do escopo da pesquisa procurou-se avaliar a influência do plástico no comportamento mecânico do lixo. Efetuaram-se estudos de estabilidade de taludes construídos os resíduos utilizando centrífuga geotécnica. Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto efetuados nos resíduos mostraram incrementos da resistência mobilizada com a deformação. O ângulo de atrito não apresentou mudanças relevantes com o tamanho de partículas, compactação e proporção de fibras, já a coesão aparente sim. Retro-análises de ensaios centrífugos mostraram resultados diversos dos encontrados através de ensaios de cisalhamento direto.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

## GEOMECHANICAL BEHAVIOR OF URBAN SOLID WASTE

José Antonio Cancino Calle

February/2007

Advisors: Mauricio Ehrlich  
Cláudio Fernando Mahler

Department: Civil Engineering

Results of studies in pre-treated urban solid waste (USW) are shown. These wastes are from São Sebastião/SP and Nova Hamburgo/RS and had received mechanical and biological pre-treatment. Laboratory tests were performed, triaxial tests, direct shear tests, permeability tests, compaction tests, suction tests, field capacity tests, lixiviation tests, solubilization tests and geral waste characterization. One of the main objectives of this research was to evaluate the influence of the plastic in the mechanical behavior of the waste. Slope stability of the waste was performed using a getechnical centrifuge. Triaxial tests and direct shear tests show increase of the mobilized resistance with deformation. The frictional angle did not show important variations with particles size, waste compaction and amount of fibers, but apparent cohesion does. Retro-analysis of shear parameters determined from centrifuge tests show different results from that one determined in the direct shear tests.

## INDICE DO TEXTO

INDICE DE FIGURAS.....	X
INDICE DE TABELAS.....	XVII
Capítulo 1 – INTRODUÇÃO .....	1
1.1 RELEVÂNCIA DO ESTUDO .....	1
1.2 OBJETIVO .....	2
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	2
Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
2.1 RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS - RSU .....	3
<i>A natureza dos resíduos domiciliares.....</i>	4
<i>Tratamento e disposição final de resíduos sólidos domiciliares.....</i>	5
2.2 PRÉ-TRATAMENTO MECÂNICO BIOLÓGICO DE RSU .....	9
2.2.1 <i>Introdução .....</i>	9
2.2.2 <i>Tipos de Pré-tratamento.....</i>	11
2.3 PROPRIEDADES DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS.....	17
2.3.1 <i>Composição e granulometria .....</i>	17
2.3.2 <i>Massa específica.....</i>	20
2.3.3 <i>Umidade .....</i>	22
2.3.4 <i>Temperatura .....</i>	23
2.3.5 <i>Permeabilidade.....</i>	23
2.3.6 <i>Capacidade de campo .....</i>	25
2.3.7 <i>Características químicas .....</i>	27
2.3.8 <i>Características Biológicas .....</i>	27
2.3.9 <i>Resistência ao cisalhamento.....</i>	27
2.3.10 <i>Análise de estabilidade de taludes de RSU .....</i>	38
2.3.11 <i>Variação da estabilidade de RSU com o tempo .....</i>	40
2.3.12 <i>Modelagem da estabilidade de depósitos de RSU.....</i>	40
2.4 MODELAGEM EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA .....	50
2.4.1 <i>Leis de escala .....</i>	51

2.4.2	<i>Análise linear</i> .....	56
2.4.3	<i>Erros na modelagem centrífuga</i> .....	61
2.4.4	<i>Estudos de modelos centrífugos</i> .....	67
Capítulo 3: MATERIAIS E MÉTODOS .....		75
3.1	RESÍDUOS UTILIZADOS.....	75
3.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	82
3.2.1	<i>Distribuição gravimétrica de materiais do RSU</i> .....	83
3.2.2	<i>Granulometria</i> .....	83
3.2.3	<i>Massa específica real dos grãos <math>\gamma_s</math></i> .....	83
3.2.4	<i>Massa específica e umidade</i> .....	83
3.2.5	<i>Lixiviação e solubilização</i> .....	84
3.2.6	<i>Curva de sucção</i> .....	84
3.2.7	<i>Carbono orgânico</i> .....	85
3.2.8	<i>Análise Microbiológica</i> .....	87
3.2.9	<i>Coliformes totais e fecais</i> .....	87
3.2.10	<i>Análise mineralógica</i> .....	87
3.2.11	<i>Infravermelho</i> .....	87
3.2.12	<i>Permeabilidade</i> .....	88
3.2.13	<i>Ensaio de compactação</i> .....	88
3.2.14	<i>Capacidade de Campo</i> .....	88
3.2.15	<i>Ensaio triaxiais</i> .....	89
3.2.16	<i>Ensaio de cisalhamento direto</i> .....	91
3.3	ENSAIOS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA .....	94
3.3.1	<i>Introdução</i> .....	94
3.3.2	<i>Situação atual do equipamento</i> .....	94
3.3.3	<i>Metodologia de ensaio</i> .....	95
Capítulo 4: APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....		104
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	104
4.1.1	<i>Distribuição gravimétrica dos componentes do RSU</i> .....	104
4.1.2	<i>Granulometria</i> .....	106
4.1.3	<i>Massa específica dos grãos, <math>\rho_s</math></i> .....	108
4.1.4	<i>Massa específica e umidade</i> .....	108

4.1.5	<i>Lixiviação e solubilização.</i>	109
4.1.6	<i>Curva de sucção</i>	110
4.1.7	<i>Carbono orgânico.</i>	111
4.1.8	<i>Análise Microbiológica</i>	112
4.1.9	<i>Coliformes totais e fecais</i>	112
4.1.10	<i>Análise mineralógico e Infravermelho</i>	113
4.1.11	<i>Concentração de nutrientes</i>	114
4.1.12	<i>Permeabilidade</i>	114
4.1.13	<i>Ensaio de compactação</i>	115
4.1.14	<i>Capacidade de Campo</i>	115
4.1.15	<i>Ensaio triaxiais no resíduo de São Sebastião</i>	116
4.1.16	<i>Ensaio de cisalhamento direto</i>	121
4.2	RETRO-ANÁLISE DOS ENSAIOS CENTRÍFUGOS	131
Capítulo 5: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....		137
5.1	CONCLUSÕES	137
5.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	141
BIBLIOGRAFIA		142
APÊNDICE		155
A.	FOTOS RELATIVAS AOS ENSAIOS PRELIMINARES NA CENTRÍFUGA.	155
B.	FOTOS RELATIVAS AOS ENSAIOS ADICIONAIS NA CENTRÍFUGA.	158

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Esquema operacional do sistema FABER AMBRA (Faber Ambra Recycling, 1999).....	13
Figura 2.2. Esquema operacional do sistema LINKENBACH (Fricke et al, 1995)...	14
Figura 2.3. Esquema operacional do sistema KIRCHDORF (Fricke et al, 1995).....	15
Figura 2.4. Esquema operacional do sistema KIRCHDORF (Fricke et al, 1995).....	15
Figura 2.5. Esquema operacional do sistema BASSUM (Fricke et al, 1995). ....	16
Figura 2.6. Classificação do RSU pela carta de Schmertman (Palma, 1995).....	18
Figura 2.7. Classificação do RSU através do CPT (Manassero et al, 1997). ....	18
Figura 2.8. Classificação pelo Diagrama Triangular (Grisolia et al, 1995a).....	19
Figura 2.9. Distribuição granulométrica (ampliado de Jessberger, 1994).....	19
Figura 2.10. Perfil de Massa Específica para RSU não pré-tratado (Modificado de Mannasero et al, 1997). ....	21
Figura 2.11. Envoltória de resistência ao cisalhamento (Kavazanjian, 2001).....	29
Figura 2.12. Parâmetros de resistência obtidos por retro-análise (Singh & Murphy, 1990).....	31
Figura 2.13. Relação ângulo de atrito e coesão vs deformação (Kockel & Jessberger, 1995).....	31
Figura 2.14. Envoltórias de resistência de RSU com idades entre 1 e 3 anos (Jessberger et al, 1995) .....	32
Figura 2.15. Envoltória de resistência de ruptura para diferentes materiais (Manassero et al, 1996). ....	32
Figura 2.16. Parâmetros de Resistência de RSU (Ampliado de Sanchez et al, 1993).33	
Figura 2.17. Características do comportamento cisalhante do modelo de RSU Kolsch (1993).....	34

Figura 2.18. Modelo de interação entre forças de tensão e atrito do resíduo (Kolsch, 1995).....	35
Figura 2.19. Modelo do incremento da resistência ao cisalhamento total pelas forças de tensão (Kolsch, 1995).....	35
Figura 2.20. Modelo de Resistência de RSU (apud Kolsch, 1996).....	36
Figura 2.21. Ensaio de tração (Ziehmann, 2001).....	37
Figura 2.22. Definições para as propriedades de tensão (Kolsch, 1996).....	41
Figura 2.23. Sistema de equilíbrio num elemento reforçado (Apud Kolsch, 1996 e 2004).....	41
Figura 2.24. Taludes reforçados.....	43
Figura 2.25. Variação da resistência à tração com a tensão normal para diferentes RSU (Kolsch,1996).....	45
Figura 2.26. Tensões atuantes no colapso em um ensaio de cisalhamento direto: (a) Plano de ruptura, (b) Circulo de Mohr e (c) Direção das tensões principais e planos de ruptura.....	47
Figura 2.27. Direção do reforço para $\phi=30^\circ$ .....	49
Figura 3.28. Direção da deformação principal menor em relação aos reforços.....	49
Figura 2.29. Equilíbrio limite de um talude de solo reforçado numa superfície de ruptura circular.....	53
Figura 2.30. Análise escalar entre o reforço do modelo e o protótipo (Apud Zornberg et al, 1995).....	56
Figura 2.31. Tensões inerciais do modelo centrífugo induzidos pela rotação (Apud Gurung 1996).....	56
Figura 2.32. Comparação da variação de tensões com a profundidade do modelo e do protótipo (apud Gurung 1996).....	60
Figura 2.33. Efeito da rugosidade normalizada na interface de resistência ao cisalhamento $t_p$ observada em ensaios de arrancamento modelados em centrífuga (Garnier & Konig 1998).....	63
Figura 2.34. Evolução do atrito de pico na interface com rugosidade normalizada... 63	63

Figura 2.35. Estimacão do atrito entre o solo e as paredes da caixa. ....	64
Figura 2.36. Princípio Modelagem do modelo (Apud Ko 1988).....	68
Figura 2.37. Ensaio centrífugos de aterros sobre solos moles (Almeida et al, 1985). .....	70
Figura 2.38. Perfil de um modelo tpico antes e depois da ruptura (Porbaha & Goodings, 1996). ....	71
Figura 2.39. Esquema da preparao do modelo ensaiado (Jessbeger & Kockel, 1993).....	72
Figura 2.40. Vista do modelo B18 após o ensaio na centrífuga (Zornberg et al, 1995). .....	72
Figura 2.41. Superfície de ruptura de um dique, com coordenadas em cm (Allersma et al, 2002).....	73
Figura 2.42. Teste muro fixo (Syllwasschy & Jessberger, 1998).....	74
Figura 2.43. Comparao do resíduo original e do modelo (Syllwasschy & Jessberger, 1998).....	74
Figura 3.1. Vista aérea do aterro de São Sebastião. ....	76
Figura 3.2. Corte vertical de talude superior a 3 m de altura. ....	76
Figura 3.3. Detalhes do aterro de São Sebastião. ....	76
Figura 3.4. Leira em construo. ....	77
Figura 3.5. Detalhe triturao e homogeneizao do resíduo no interior de um caminhão.....	77
Figura 3.6. Leira de São Sebastião. ....	78
Figura 3.7. Central de reciclagem e compostagem de RSU – Novo Hamburgo. ....	79
Figura 3.8. Materiais reciclados. ....	80
Figura 3.9. Pacotes de metais, PET e papelão. ....	80
Figura 3.10. Fase Biológica: a) Orgânicos b) Baia e c) colocao do resíduo.....	81
Figura 3.11. Fase Biológica: a) Saturao b) Baia coberta e c)aerao. ....	81
Figura 3.12. Peneiramento do resíduo estabilizado.....	82

Figura 3.13. Preparação para ensaio triaxial.....	89
Figura 3.14. Corpo de prova pronto para ensaio triaxial. ....	90
Figura 3.15. Ensaio triaxial aplicando vácuo. ....	90
Figura 3.16. Ensaio de cisalhamento – Adição de plástico no resíduo triturado.....	91
Figura 3.17. Ensaios de grande dimensão no ITA – Aparelhos calibrados.....	93
Figura 3.18. Ensaios de grande dimensão no ITA – Caixa. ....	93
Figura 3.19. Centrífuga UFRJ. ....	95
Figura 3.20. Caixa utilizada na modelagem. ....	96
Figura 3.21 Canais verticais de reforço. ....	96
Figura 3.22. Partes adicionais da caixa.....	97
Figura 3.23. União de aço de lâmina metálica com atuador radial. ....	99
Figura 3.24. Atuador radial e lâmina. ....	100
Figura 3.25. Partes principais dos ensaios preliminares.....	100
Figura 3.26. Ruptura do talude na centrifugação.....	101
Figura 3.27. Montagem do talude.....	102
Figura 3.28. Ruptura do talude na centrifugação.....	103
Figura 3.29. Malha padrão.....	103
Figura 4.1. Gravimetria dos componentes São Sebastião – antes pré-tratamento....	104
Figura 4.2. Gravimetria dos componentes São Sebastião – depois pré-tratamento. ....	104
Figura 4.3. Comparação gravimétrica de aterros sanitários de Brasil. ....	105
Figura 4.4. Gravimetria dos componentes São Sebastião (Pré-tratado).....	106
Figura 4.5. Gravimetria dos componentes Novo Hamburgo (Pré-tratado). ....	106
Figura 4.6. Granulometria da fração fina menor a 50,8mm. ....	107
Figura 4.7. Granulometria RSU pré-tratado São Sebastião vs RSU não pré-tratado Manassero et al (1996) e Jessberger (1994). ....	107
Figura 4.8. Granulometria Resíduo pré -tratado e não triturado de São Sebastião. .	108

Figura 4.9. Ensaio de solubilização.....	110
Figura 4.10. Curva de sucção da parte fina. ....	111
Figura 4.11. Ensaio de papel filtro. ....	111
Figura 4.12. Mineralogia areia RSU em São Sebastião e Novo Hamburgo.....	114
Figura 4.13. Ensaio de Compactação. ....	115
Figura 4.14. Curvas tensão deformação. ....	117
Figura 4.15. Curvas tensão deformação – baixas tensões. ....	118
Figura 4.16. Curva deformação axial versus deformação radial. ....	118
Figura 4.17. Envoltória tensão deformação – baixas tensões.....	119
Figura 4.18. Envoltória de Resistência para RSU passante peneira 9,50 mm.....	120
Figura 4.19. Envoltória de Resistência para RSU passante peneira 19 mm.....	120
Figura 4.20. Parâmetros de resistência (RSU de São Sebastião).....	121
Figura 4.21. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, material fofo, passante na peneira 2mm. ....	122
Figura 4.22. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, material fofo, passante na peneira 9,50mm. ....	123
Figura 4.23. Ensaio cisalhamento direto amostra 40x25, passante na peneira 19,0mm. ....	123
Figura 4.24. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, material compacto, passante na peneira 9,50mm. ....	123
Figura 4.25. Resistência para 14 e 20% de deformação horizontal, material fofo...	124
Figura 4.26. Resistência para 14 e 20% de deformação horizontal, material compacto. ....	124
Figura 4.27. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, resíduo triturado de São Sebastião.....	125
Figura 4.28. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, resíduo triturado fofo com adição de plástico (São Sebastião).....	125

Figura 4.29. Comparação de parâmetros de resistência do resíduo de São Sebastião sob diferentes condições.....	126
Figura 4.30. Comparação de parâmetros de resistência com a variação da adição de plástico no resíduo triturado São Sebastião.....	126
Figura 4.31. Comparações de parâmetros de resistência do resíduo de Novo Hamburgo sob diferentes condições.....	126
Figura 4.32. Curva Tensão-deformação antes e depois da trituração - Resíduo fofo São Sebastião.....	128
Figura 4.33. Curva Tensão-deformação antes e depois da trituração - Resíduo compacto São Sebastião. ....	128
Figura 4.34. Análise Tensão-deformação - Resíduo triturado sem adição de fibras.	129
Figura 4.35. Curva Tensão-deformação - Resíduo triturado com adição de fibras..	129
Figura 4.36. Curva de resistência - Resíduo triturado sem adição de fibras. ....	129
Figura 4.37. Curva de resistência - Resíduo triturado com adição de fibras. ....	130
Figura 4.38. Curvas de resistência para $\epsilon=8\%$ – ensaios adicionais.....	130
Figura 4.39. Análise de ruptura. ....	131
Figura 4.40. Análise de ruptura - modelo.....	133
Figura 4.41. Alturas críticas de ruptura - protótipo. ....	133
Figura 4.42. Retro-análise para resíduo sem fibras - São Sebastião.....	134
Figura 4.43. Retro-análise para resíduo com 0,15% de fibras 1D- 0,2x1,25cm - São Sebastião.....	134
Figura 4.44. Retro-análise para resíduo com 0,15% de fibras 2D- 0,5x0,5cm - São Sebastião.....	135
Figura A1. Para $\beta=45^\circ$ sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião...	155
Figura A2. Para $\beta=60^\circ$ sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião...	155
Figura A3. Para $\beta=80^\circ$ sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião...	155
Figura A4. Para $\beta=45^\circ$ mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião. ....	156

Figura A5. Para $\beta=60^\circ$ mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião. .....	156
Figura A6. Para $\beta=80^\circ$ mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião. .....	156
Figura A7. Para $\beta=45^\circ$ mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião. .....	157
Figura A8. Para $\beta=60^\circ$ mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião. .....	157
Figura A9. Para $\beta=80^\circ$ mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião. .....	157
Figura B1. Para $\beta=45^\circ$ sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião... 158	
Figura B2. Para $\beta=60^\circ$ sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião... 158	
Figura B3. Para $\beta=80^\circ$ sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião... 158	
Figura B4. Para $\beta=60^\circ$ mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião. .....	159
Figura B5. Para $\beta=80^\circ$ mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião. .....	159
Figura B6. Para $\beta=60^\circ$ mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião. .....	159
Figura B7. Para $\beta=80^\circ$ mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião. .....	160

## INDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. Gravimetria dos componentes de Resíduos Sólidos Urbanos. [Manacero et al (1997), Jasem (2002), Barros et al (2000), Rodriguez & Velandia (2002), Junqueira (2000), Machado & Vilar (2000), Monteiro et al (2001), de Melo & Juca (2001), Ogwueleka (2003)]. .....	17
Tabela 2.2. Massas específicas de alguns aterros de RSU não pré-tratados (Modificado de Marques, 2001). .....	20
Tabela 2.3. Permeabilidade de Aterros Sanitários (ampliada de Kaimoto & Cepollina, 1997 e Manassero et al, 1997). .....	24
Tabela 2.4. Valores de capacidade de Campo de RSU (adaptado de McBean et al, 1995). .....	26
Tabela 2.5. Parâmetros de Resistência de resíduos (Turczynski 1988). .....	30
Tabela 2.6. Parâmetros de resistência (Reutner 1995). .....	30
Tabela 2.7. Parâmetros de Resistência. ....	33
Tabela 2.8. Altura crítica de taludes verticais de RSU. ....	46
Tabela 2.9. Ângulos de inclinação de taludes, $\beta_0$ , nos quais se tem a condição limite de eficiência do reforço. ....	50
Tabela 2.10. Resumo de Leis de escala na modelagem (Apud Scott & Morgan, 1977; Barker, 1998; Gurung, 1996 e Taylor, 1995). ....	55
Tabela 2.11. Fatores de escala para parâmetros utilizados na modelagem centrífuga de estruturas em solo reforçado (Zornberg et al, 1995). .....	55
Tabela 3.1. Resumo Ensaios de cisalhamento efetuados. ....	94
Tabela 3.2. Ensaios preliminares na centrífuga com RSU triturado seco ao ar. ....	101
Tabela 3.3. Ensaios adicionais na centrífuga com RSU triturado seco ao ar. ....	102
Tabela 4.1. Massa específica dos grãos (RSU Pré-tratado). .....	108
Tabela 4.2. Resultados dos ensaios de Lixiviação e Solubilização. ....	109

Tabela 4.3. Parâmetros da equação de Van Genuchten.....	110
Tabela 4.4. Carbono orgânico.....	112
Tabela 4.5. Análise de Coliformes Totais e Fecais. ....	112
Tabela 4.6. Concentração de Nutrientes.....	114
Tabela 4.7. Resultados de capacidade de campo efetuados com o Percâmetro (aterros de São Sebastião).....	115
Tabela 4.8. Resultado dos ensaios em centrífuga (aterro de São Sebastião).....	133
Tabela 4.9. Parâmetros de resistência retro-análise - São Sebastião. ....	135

# Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA DO ESTUDO

Em países em desenvolvimento, onde existe uma grande superfície territorial como o Brasil, aterros sanitários podem ser ferramentas úteis na disposição de Resíduos Sólidos Urbanos. Quando feitos seguindo critérios geotécnicos adequados, são formas de disposição seguras e podem também ser utilizados na geração de energia elétrica, composto, etc. No entanto, o passivo ambiental produzido pelos aterros de Resíduos Urbanos pode durar centenas de anos e por este motivo vem-se pesquisando métodos de minimização do problema. Esse tipo de estudo vem de longa data em países desenvolvidos, mas é relativamente recente no Brasil. Processos como compostagem, pré-tratamento mecânico biológico e incineração são metodologias que vêm sendo utilizadas em menor escala ainda, mas que no futuro com certeza serão mais adotados no país.

Um processo de estabilização mecânico-biológico de resíduos urbanos, originário da Alemanha (Spillmann e Colins, 1982), vem sendo empregado nas cidades de São Sebastião, no litoral do estado de São Paulo e Blumenau, em Santa Catarina. Em Novo Hamburgo (Rio Grande do Sul) outro processo de estabilização vem sendo empregado, mais semelhante a uma compostagem.

Em projeto faz-se necessário o conhecimento do comportamento geotécnico dos aterros. Na ausência de informação específica, em geral, no Brasil tem-se utilizado parâmetros geotécnicos publicados na literatura internacional, buscando responder problemas diversos como estabilidade de taludes, deformabilidade, permeabilidade, etc.

Tem-se nesse estudo uma contribuição ao comportamento geomecânico de resíduos estabilizados. Apresenta-se a caracterização geotécnica detalhada dos aterros de São Sebastião e Novo Hamburgo. Serão apontadas também algumas deficiências ainda existentes nos processos que vêm sendo aplicados.

A presente pesquisa avalia a estabilidade de taludes construídos de resíduos pré-tratados mecânico biologicamente utilizando entre outras ferramentas uma centrífuga geotécnica. Dentro do escopo da pesquisa, buscou-se avaliar a influência do plástico no

comportamento mecânico do lixo. Pela primeira vez centrífugas geotécnicas foram utilizadas no estudo do comportamento de resíduos sólidos urbanos no Brasil.

## **1.2 OBJETIVO**

A presente pesquisa teve por objetivo o estudo do comportamento geomecânico de resíduos sólidos urbanos pré-tratados mecânico biologicamente. Buscou-se entre outros aspectos uma melhor compreensão do comportamento tensão deformação e resistência dos resíduos.

Buscou-se explicitar a importância do *efeito fibra* promovido pelos plásticos, madeira, etc. no comportamento. Para tal entre outras ferramentas foram efetuados estudos em centrífuga geotécnica.

## **1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS**

A estrutura da tese foi dividida em seis capítulos.

No primeiro apresenta-se a relevância do estudo e o detalhamento dos objetivos da tese.

No segundo capítulo desenvolve-se uma revisão bibliográfica sobre o tema em estudo. Abordam-se, de maneira geral, aspectos referentes a Resíduos Sólidos Urbanos, sua natureza, tratamento e disposição final. Discutem-se aspectos relevantes ao pré-tratamento mecânico biológico de Resíduos Sólidos Urbanos. Apresentam-se propriedades de resíduos sólidos urbanos tais como: composição e granulometria, massa específica, umidade, temperatura, permeabilidade, capacidade de campo, características químicas e biológicas e parâmetros de resistência. Finalmente desenvolvem-se sucintamente aspectos relacionados a estudos centrífugos e apresentam-se alguns trabalhos encontrados na literatura relacionados à pesquisa.

O terceiro capítulo mostra os materiais e métodos utilizados. São descritos os resíduos utilizados, métodos e procedimentos adotados na caracterização, os estudos de resistência e em centrífuga.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados e análise dos mesmos.

O quinto capítulo mostra as conclusões da tese e algumas sugestões para futuras pesquisas.

## Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS - RSU

O RSU, assim como o solo, é um material não contínuo que geralmente é modelado com base nos princípios da mecânica de solos convencional. No entanto, há certas hipóteses implícitas em muitos dos modelos tradicionalmente utilizados na mecânica de solos (ex. a não compressibilidade da partícula) que não podem ser aplicadas aos RSU. A constituição do RSU é variável. Antigamente, as comunidades eram menores e a quantidade e a composição dos resíduos não traziam tanta preocupação, pois sua constituição química era predominantemente orgânica e biodegradável. Nos dias atuais são produzidos em grandes quantidades e com composição variada, não podendo ser mais abandonados ao ar livre sem tratamento prévio (Gonçalves, 1997).

O RSU além de variar em sua constituição, pode variar enormemente ao longo do tempo. Antes de 1965 não havia plástico no lixo brasileiro. O plástico surge aproximadamente no final dos anos 60. Atualmente sua participação na massa do lixo é extremamente significativa e não pode deixar de ser considerada na avaliação dos diversos parâmetros geotécnicos dos RSU.

Uma característica própria dos países em desenvolvimento, como o Brasil, é a adoção como sistema de disposição de lixo dos chamados lixões (sem critério geotécnico e ambiental). Dentre os inúmeros problemas resultantes dessa prática obsoleta de dispor resíduos a céu aberto, pode-se citar:

- Contaminação causada pelo chorume que pode atingir o solo e as águas superficiais e sub-superficiais. Na água o lixo pode provocar poluição física (aumento de turbidez, alteração de temperatura), poluição química (mudança de coloração e acidificação), poluição bioquímica (mau cheiro, alteração no pH e oxigênio dissolvido) e poluição biológica (presença de coliformes fecais);
- Gases resultantes da decomposição anaeróbia da matéria orgânica ( $\text{CH}_4$ ,  $\text{NH}_3$ ,  $\text{CO}_2$  e  $\text{H}_2\text{S}$ ) que contribuem para o efeito estufa e podem causar dano à saúde humana;
- Desperdício de material reciclável;

- Desvalorização de espaços urbanos para a localização dos lixões, que quase sempre são instalados nas periferias das cidades mais carentes e vulneráveis às consequências da degradação ambiental;
- Proliferação de insetos e agentes patogênicos.

### **A natureza dos resíduos domiciliares**

A Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT define o lixo como os “restos das atividades humanas, consideradas pelos geradores como inúteis, indesejáveis ou descartáveis, podendo-se apresentar no estado sólido, semi-sólido ou líquido, desde que não seja passível de tratamento convencional”.

Segundo Landva & Clark (1990) e Grisolia et al, (1995a), diferentes tipos de partículas podem se apresentar nos RSU e são classificadas convencionalmente como segue:

- Classe A: Materiais estáveis inertes;
- Classe B: Materiais que podem variar sua forma inicial, reduzindo seu tamanho. Incluem:
  - Partículas esmagáveis ou quebráveis (latas e garrafas) as quais podem liberar líquido ou gás retido, resultando numa aparente diminuição no volume ocupado pela fase sólida após a quebra;
  - Partículas compressíveis, dobráveis, deformáveis que variam sua forma com o incremento de pressão;
- Classe C: Materiais degradáveis, os quais como resultado da sua decomposição variam de sua estrutura inicial sólida a compostos líquidos ou gases. Aqui se pode incluir materiais quimicamente reativos ou biodegradáveis.

Alguns materiais convencionalmente considerados como classe B (papel, trapos, entre outros) podem absorver água alterando o balanço entre a água livre ou retida, o que pode resultar também na variação da rigidez das partículas. Estas partículas podem atuar como reforço aumentando a resistência ao cisalhamento do resíduo (plástico, madeira, etc.).

Segundo Manassero et al (1996) é a fase sólida que proporciona as maiores diferenças entre os RSU e os solos. A fase líquida dos resíduos compreende água e lixiviado, e a fase gasosa é constituída pelo ar e pelos gases formados durante a decomposição dos materiais biodegradáveis.

Uma outra classificação segundo a Norma ABNT NBR 20004 seria:

- Classe I – Perigosos. Aqueles que, em função de suas características intrínsecas de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade, apresentam riscos à saúde pública e meio ambiente;
- Classe II – Não perigosos;
- Classe IIA – Não inertes. Resíduos que podem apresentar características de combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade, com possibilidade de acarretar riscos à saúde ou ao meio ambiente. Não é perigoso nem inerte;
- Classe IIB – Inertes.

Grisolia & Napoleoni (1996) descreveram um modelo didático para as variações observadas em amostras de RSU ao longo do tempo, sob a ação de uma tensão vertical inicial. Os autores propuseram que, num estágio inicial, somente alguns pontos dos chamados “materiais inertes estáveis” estão em contato. Os elementos deformáveis do resíduo sólido, sob a ação de uma sobrecarga, causam um acentuado e acelerado decréscimo no volume total da amostra de RSU, e assim, um maior contato entre os materiais inertes estáveis. Ao final do processo de decomposição, os materiais degradáveis terão se transformado em inertes e se concentrarão em um volume bem menor. Neste estágio, é principalmente a presença dos materiais compressíveis que ainda faz diferença para os solos. Estes materiais compressíveis, após as deformações sofridas, acabam gerando uma estrutura de reforço à tração, proporcionando um comportamento similar ao solo reforçado (Cowland et al 1993).

## **Tratamento e disposição final de resíduos sólidos domiciliares**

### **a) Conceituação**

Define-se tratamento como uma série de procedimentos destinados a reduzir a quantidade ou o potencial poluidor dos resíduos sólidos, seja impedindo o descarte de lixo em ambiente ou local inadequado, seja transformando-o em material inerte ou biologicamente estável.

## **b) Tratamento e disposição**

O tratamento mais eficaz começa no local onde foi gerado o resíduo, onde este deveria ser separado para posterior reciclagem, evitando o desperdício e facilitando seu futuro tratamento.

Além desses procedimentos prévios no local de origem quando de sua ausência, existem procedimentos físicos e biológicos que objetivam estimular a atividade dos microorganismos que atacam os resíduos, decompondo a matéria orgânica e reduzindo a poluição.

Os métodos mais usados no tratamento e disposição de resíduos são os aterros sanitários, compostagem, reciclagem e incineração.

### **Triagem**

Consiste na primeira fase em separar os diversos materiais do lixo (papel, plástico, vidro e metais) com a finalidade de trazê-los de volta à indústria para seu reuso. O ideal é fazer a triagem em cada casa ou local de origem.

Os resíduos da reciclagem, se matéria orgânica, são transformados em composto podendo ser empregados na proteção de aterros, como adubo na agricultura, etc.

Uma usina de preparo para reciclagem apresenta três fases de operação (Monteiro, 2001):

- Recepção. Aferição do peso ou volume por meio de balança ou cálculo estimativo e, armazenamento em silos ou depósitos adequados com capacidade para o processamento de, pelo menos, um dia;
- Alimentação. Carregamento na linha de processamento, por meio de máquinas, tais como pás carregadeiras, pontes rolantes, pólipos e braço hidráulico;
- Triagem. Dosagem do fluxo de lixo nas linhas de triagem e processos de separação de recicláveis por tipo.

### **Compostagem**

É o processo natural de decomposição biológica de materiais orgânicos (aqueles que possuem carbono em sua estrutura), de origem animal e vegetal, pela ação de microorganismos. Para que ele ocorra, não é necessária a adição de qualquer componente físico ou químico à massa do lixo.

A decomposição pode acontecer em forma aeróbia ou anaeróbia. Na forma anaeróbia os microorganismos se desenvolvem sem presença de oxigênio. A decomposição acontece a baixa temperatura, com exalação de fortes odores ( $H_2S$ ) e com mais tempo para estabilização do resíduo. Na forma aeróbia ou com presença de oxigênio (apropriada para resíduos urbanos), a temperatura pode chegar a  $70^{\circ}C$ , os odores emanados não são desagradáveis e a decomposição é mais rápida.

Esta decomposição faz com que o tamanho dos poros decresça reduzindo o fluxo de líquidos ou gases. A reação bioquímica influencia a relação água-resíduo de muitas formas. Em primeiro lugar, esta degradação promove o recalque reduzindo a porosidade e em segundo lugar, caso o processo se torne anaeróbio, a atividade biológica produz gás, principalmente  $CH_4$  e  $CO_2$ .

O produto da compostagem pode ser utilizado como fertilizante por ser rico em húmus e nutrientes minerais.

### **Incineração**

A incineração é a queima de materiais em alta temperatura (geralmente acima de  $900^{\circ}C$ ), em mistura com uma quantidade apropriada de ar e durante um tempo pré-determinado. No caso do lixo, os elementos resultantes da incineração são normalmente, gases como o dióxido de carbono, dióxido de enxofre, nitrogênio, gás inerte que provêm do ar utilizado como fonte de oxigênio e do próprio lixo; oxigênio proveniente do ar em excesso que não consegue ser completamente queimado, água, cinza e escórias que se constituem de metais ferrosos e inertes como vidros e pedras.

A incineração tem a vantagem de resolver objetivamente o problema da escassez de áreas para os depósitos, através de uma combustão controlada. No entanto, sempre haverá resíduos a serem encaminhados a aterros, podendo chegar a valores em torno de 20% do peso inicial (Monteiro, 2001). Não se pode esquecer que a incineração também apresenta outras vantagens como a redução de periculosidade do lixo, exemplo no caso do lixo hospitalar, e a possibilidade de recuperar, com um sistema bem elaborado, parte da energia que foi consumida.

Com relação às desvantagens, a incineração é um dos tratamentos de resíduos que apresenta custos mais elevados, tanto no investimento inicial quanto no custo operacional. A necessidade de uma mão-de-obra qualificada para a supervisão e operação dos incineradores e o surgimento de possíveis problemas no manuseio dos resíduos devido à sua variabilidade de composição, que exigem uma manutenção mais

intensa, são os principais fatores que contribuem para os custos se apresentarem de forma elevada, muito embora os mesmos venham decrescendo ao longo do tempo. Os controles de emissão de componentes da classe das toxinas e furanos que potencialmente poderiam ser lançados na atmosfera também são fatores que levam ao encarecimento da operação deste sistema. Um incinerador para ser operado sem provocar agressões ao meio ambiente, necessita que sejam empregados precipitadores de partículas, filtros eletrostáticos, lavadores de gases e outros (IPT, 2000).

### **Aterros urbanos**

Os aterros podem se classificar de acordo com o tipo de disposição final utilizada, como segue:

- *Lixões*. Forma irresponsável de jogar o lixo sobre um local qualquer sem nenhum tipo de controle contra poluição ou contaminação;
- *Aterros controlados*. Esta forma de disposição produz em forma geral, poluição localizada, não dispõe de impermeabilização da base, nem sistema de tratamento de chorume ou de dispersão dos gases gerados (IPT, 2000);
- *Aterros sanitários*. Forma de disposição de RSU que obedece a critérios de engenharia e normas operacionais específicas, permitindo o confinamento seguro em termos de controle de poluição ambiental e proteção à saúde pública (ABNT, 1984).

Segundo Lima (1995), aterro sanitário é o método mais econômico de disposição de resíduos. Possuindo além de baixo custo, a possibilidade de receber grandes quantidades de resíduos sem poluir ou contaminar o subsolo ou ar.

Segundo Leite (1991), aterro sanitário é o método de disposição mais difundido em todo o mundo. Hoje, dentro das soluções de adequado padrão, o aterro sanitário é o principal sistema de destino final dos resíduos sólidos domésticos no Brasil como meta.

É comum o equívoco, na definição dos termos aterros sanitários, lixões ou depósitos de resíduos. Segundo Leite (1991), nos lixões ou depósitos estão ausentes os critérios científicos ou ambientais de disposição do resíduo e, por isso são criticados pelo ponto de vista sanitário. Já o aterro sanitário, deve ser executado de tal forma que não comprometa a qualidade das águas sub-superficiais e do solo. Assim, deve conter:

- Conjunto de células recobertas, diariamente, por uma camada de solo para evitar a proliferação de vetores e espalhamento de papéis e poeira, pelo vento;
- Sistema de drenagem de gás e de líquido percolado;
- Sistema de tratamento dos líquidos percolados;
- Sistema de drenagem de águas superficiais e nascentes.

Os resíduos destinados aos aterros sanitários, geralmente, são constituídos por uma parcela considerável de materiais facilmente ou moderadamente degradáveis, que sofrem, portanto, processos de transformação físico-química e biológica decorrentes primeiramente da decomposição da matéria orgânica, da qual resulta a produção de chorume e gás. Os principais gases gerados são o metano e o dióxido de carbono, sendo que o metano corresponde aproximadamente a 60% do total produzido. O gás metano é inflamável quando misturado com oxigênio na proporção de 10 a 15% (Monteiro 2001). O líquido percolado do aterro sanitário, freqüentemente denominado de chorume, apresenta elevadas concentrações de espécies químicas que podem se infiltrar no solo e vir a poluir e contaminar as águas subterrâneas e superficiais.

Os resíduos urbanos, por sua composição, variam no tempo apresentando novos produtos em sua constituição. A degradação da matéria orgânica pode ocorrer em forma aeróbia ou anaeróbia, sendo o processo aeróbio mais rápido. Ambos os processos acontecem num aterro sanitário, inicialmente o aeróbio e depois o anaeróbio.

## **2.2 PRÉ-TRATAMENTO MECÂNICO BIOLÓGICO DE RSU**

### **2.2.1 Introdução**

Os RSU colocados livremente em lixões representam um passivo ambiental gerencialmente caro para as futuras gerações. Já os aterros urbanos dispostos segundo critérios geotécnicos sem pré-tratamento prévio, em países em desenvolvimento como Brasil, resultam numa ferramenta econômica e fundamental com redução do passivo ambiental provocado por estes materiais.

Em alguns países desenvolvidos como a Alemanha é obrigatório no presente executar algum tipo de pré-tratamento (Munnich et al, 2006). Considera-se que o pré-tratamento prévio à disposição dos aterros é fundamental na inertização dos mesmos. No Brasil, em

linhas gerais, os resíduos ainda não recebem pré-tratamento. No entanto, experiências do Brasil em pré-tratamento de RSU foram conduzidos a partir dos anos setenta na forma de compostagem (Kiehl, 1998). Pereira (1996), em Mahler (2002), estudou a viabilidade do processo mecânico biológico aeróbio com ventilação forçada. Mahler (2002) e Munnich et al (2001) descreveram experiências com variações do *processo de chaminé* do pré-tratamento mecânico biológico aeróbio de RSU. Hoje duas variações do processo de chaminé estão sendo utilizadas no Brasil, AMBRA em São Sebastião e DEGEMA em Novo Hamburgo. Os procedimentos utilizados nestas cidades são similares ao modelo proposto por Spillmann e Collins (1981), na Alemanha, e Pereira (1996) e Kiehl (1998), no Brasil, (Mahler e de Lamare Netto, 2003).

Com o pré-tratamento dos resíduos o volume de aterramento final pode ser reduzido em mais de 60%, comparativamente ao resíduo antes do pré-tratamento. O processo de degradação dos resíduos pode ser reduzido a poucos meses. Tal fato leva quando do aterramento que a quantidade de gás e chorume venham a ser reduzida, o que implica menores custos de controle.

O pré-tratamento mecânico biológico é uma forma de estabilização que combina os processos em duas etapas.

O processo mecânico consiste em preparar o resíduo para a fase biológica. Isto significa separar peças de grande dimensão e difícil trabalhabilidade mecânica. Em geral, o processo mecânico tem as seguintes funções (Soyez & Plickert, 2003):

- Remoção de contaminantes e componentes, que prejudiquem os processos mecânicos ou biológicos;
- Ajuste da distribuição do tamanho das partículas para o processo subsequente;
- Reciclagem de metais ferrosos e não ferrosos, opcionalmente vidro e plástico;
- Recuperação e processamento de uma fração calorífica alta destinada para recuperação de energia como o combustível derivado do resíduo;
- Pré-processamento do material remanescente para o tratamento biológico, com homogeneização e ajuste constante da umidade do material.

A fase biológica é a fase de estabilização (ou redução) da matéria orgânica existente. A eficiência do método dependerá da composição do resíduo após a fase mecânica, do método de tratamento aplicado e da duração do tratamento.

Para isto, o lixo resultante da fase mecânica é disposto formando pilhas que podem permanecer estáticas ou serem revolvidas a cada período de tempo. Nestas pilhas pode se aplicar o processo de forma aeróbia ou anaeróbia.

Na forma aeróbia, a matéria orgânica é degradada pela liberação de calor que a transforma em CO<sub>2</sub>, água e biomassa. A ventilação utilizada pode ser apenas a natural, podendo-se utilizar dispositivos especiais semelhantes a uma chaminé, que permitem uma troca de energia entre a massa de resíduo da leira e o meio ambiente. Na massa de resíduo, durante o processo de degradação há uma produção de microorganismos acelerada pela presença de oxigênio em abundância. Isto provoca uma elevação da temperatura. A busca de equilíbrio provoca o fluxo praticamente espontâneo de ar na leira. É importante observar que para obter uma rápida e eficiente degradação do resíduo deve-se manter uma determinada umidade específica, a qual pode ser garantida irrigando periodicamente a leira e/ou revolvendo os resíduos de tempo em tempo.

No processo anaeróbio, ocorre a exclusão do oxigênio e os resíduos orgânicos podem ser convertidos em biogás e resíduos de digestão. Este processo exige um monitoramento dos gases produzidos, uma vez que ocorre em um ambiente fechado, havendo predominância da produção de CH<sub>4</sub>.

É importante saber qual método resulta mais eficaz na escolha da fase biológica (aeróbia ou anaeróbia). Rendra S. et al (2003) estudaram a influência da recirculação de chorume e lama no RSU utilizando modelos de bioreatores aeróbio e anaeróbio. Eles concluíram que o RSU no bioreator aeróbio estabilizou entre 27 a 37 semanas (COD<1000 mg/L). No modelo anaeróbio, a estabilização aconteceu entre 51 a mais de 63 semanas. Isto indica que a degradação de RSU sob condições aeróbias foi aproximadamente duas vezes mais rápida comparada com a decomposição anaeróbia.

### **2.2.2 Tipos de Pré-tratamento**

Segundo o objetivo pretendido com o pré-tratamento, existem vários sistemas para o processamento mecânico e biológico. De acordo com a definição de MBA (Mechanisch Biologisch Abfallbehandlung), o pré-tratamento destina-se principalmente ao gerenciamento adequado dos resíduos domiciliares, tendo como opções:

- Separação de diferentes tipos de resíduos para reaproveitamento de materiais;

- Enriquecimento do fluxo parcial calorífico para incorporá-lo no reaproveitamento térmico;
- Condicionamento dos resíduos para o depósito final.

Em países mais desenvolvidos estes aspectos se apresentam normalmente, mas quando se trata de países em desenvolvimento geralmente o segundo não é encontrado. Nesses casos o interesse é simplesmente a melhoria da forma de disposição e ter-se um possível reaproveitamento de materiais.

Descrevem-se a seguir alguns processos de pré-tratamento em utilização. São processos desenvolvidos na Europa, em adoção principalmente na Alemanha, Áustria e Suíça.

### **Sistema – MBA – FABER AMBRA RECYCLING**

*Tratamento mecânico.* Após a descarga do material, os resíduos são submetidos a uma triagem visual e manual, onde são excluídos materiais volumosos ou estranhos ao processo mecânico ou biológico, como por exemplo: baterias de carros, pneus, grandes peças de metais, entre outros.

Os resíduos são a seguir transportados por pá-carregadeira ou retro-escavadeira para o abastecimento de um tambor de homogeneização. Esse equipamento, parte fundamental do tratamento mecânico, é provido de dispositivos para elevar o grau de umidade da massa e abertura de sacolas, provocando também a ruptura em alguns tipos de materiais. Durante o umedecimento da massa, pode ser utilizada água pluvial ou potável, líquido de percolação, chorume ou lodo de estação de tratamento de esgoto.

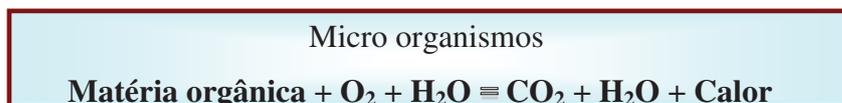
Após receberem o tratamento mecânico, os resíduos são transportados para a área de decomposição biológica denominada pátio de tratamento ou leira.

*Tratamento biológico.* O material proveniente do tratamento mecânico é transportado e disposto em leiras para a sua decomposição de forma estática e aeróbia.

O prazo de estabilização do material poderá variar conforme as condições climáticas locais, aerobicidade do processo, umidade e a diversificação nas características gravimétricas dos resíduos.

Pode-se utilizar como parâmetro para caracterizar o prazo de estabilização, a experiência em Meisenheim na Alemanha, onde o prazo foi de 9 meses e, o projeto piloto realizado pela COPPE (Mahler, 2002).

Quimicamente o fundamento da decomposição do tratamento biológico aeróbio seria:



Impermeabilização. A impermeabilização do pátio de tratamento biológico é recomendável em qualquer processo e visa evitar a contaminação dos solos abaixo dos lençóis e das águas subterrâneas.

Coleta, canalização e tratamento do líquido lixiviado das leiras. O pátio de tratamento será executado de modo a oferecer uma declividade maior que 1%, facilitando, portanto, a percolação dos líquidos através da leira de resíduos e sua futura captação.

Os líquidos captados serão armazenados em tanques, para que possam ser reintegrados durante o processo de tratamento mecânico ou durante o umedecimento das leiras no tratamento biológico.

Coleta e tratamento de gás. Considerando que os gases eliminados durante a decomposição aerada são basicamente CO<sub>2</sub>, N<sub>2</sub> e O<sub>2</sub>, não será necessária qualquer tipo de coleta exclusiva de gases durante o tratamento biológico. Também válido para qualquer processo mecânico biológico.

Monitoramento. Para a avaliação da eficácia do processo biológico fazem-se necessárias medições de temperatura na superfície e no interior das leiras, e ainda, medições dos gases provenientes da decomposição. Também são avaliadas a matéria sólida e os líquidos emitidos durante o tratamento.



Figura 2.1. Esquema operacional do sistema FABER AMBRA (Faber Ambra Recycling, 1999).

O sistema Faber Ambra, da mesma forma que os outros processos mecânico biológicos, reduz a necessidade de área de aterro. Porém, durante o processo de inertização faz-se necessário uma área suplementar para a construção e monitoramento das leiras.

As vantagens dos processos de pré-tratamento mecânico biológico se aplicados em forma eficiente são:

- Aumenta a vida útil do aterro;
- As emissões de gases e o teor orgânico do chorume ficam reduzidos;
- Dispensa material para a cobertura diária do aterro;
- Simplificação das drenagens e do tratamento de gases e líquidos;
- Incremento da estabilidade de aterro, reduzindo os custos de sua manutenção posterior.

### **Sistema – MBA - LINKENBACH**

Um dos mais simples. Consiste na retirada manual prévia de materiais, um tratamento mecânico baseado em trituração e peneiramento e um tratamento biológico através da degradação aeróbia de material disposto em pilhas. O produto final é aterrado e compactado. O sistema é semelhante ao da Faber.

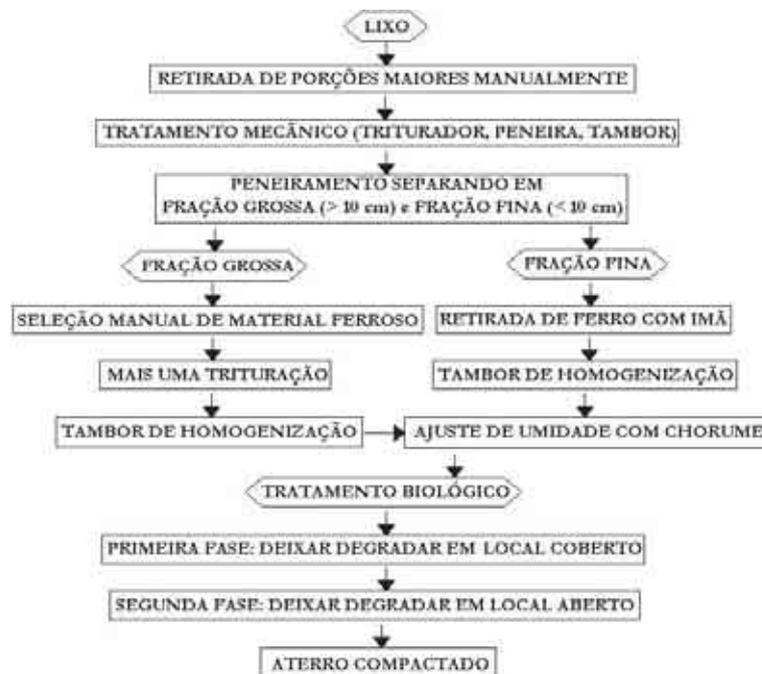


Figura 2.2. Esquema operacional do sistema LINKENBACH (Fricke et al, 1995).

### **Sistema – MBA - KIRCHDORF**

Este sistema tem um separador que decompõe o lixo em três frações: pesada, leve e fina e tem como resultado final 2/3 do material incinerado.



Figura 2.3. Esquema operacional do sistema KIRCHDORF (Fricke et al, 1995).

### **Sistema – MBA – VAGRON**

Este sistema, mais atual, busca desenvolver um projeto aliando o tratamento do lixo à reciclagem, utilizando um sistema técnico e econômico seguido de várias pesquisas para a formação de mercado para o seu produto final.

O processo consiste em previamente separar manualmente vidro, pedra e areia que são interessantes para a reciclagem. Logo depois o lixo é distribuído através do tratamento mecânico em várias frações. A maior parte dele é formada de ferro e materiais leves como papel e plástico que são levadas e aproveitadas para a incineração. No final o que resta é levado para o depósito, um material fino e úmido que pode ser utilizado energeticamente e como cobertura de aterros sanitários.



Figura 2.4. Esquema operacional do sistema KIRCHDORF (Fricke et al, 1995).

## Sistema – MBA - BASSUM

Um dos mais complexos, que conta com um sistema de maquinaria complexo, elaborado especificamente para a separação e processamento, possuindo um forno de aquecimento que efetua a incineração no próprio local onde o resíduo é tratado sem precisar ser transportado. Desta forma pode ser utilizado para resíduos urbanos e industriais, em madeiras e até em resíduos de construções.

Adotam-se três linhas de tratamento. A primeira para os de grande porte como os de origem industrial e madeira, a segunda para o urbano e comercial e a terceira para os resíduos com consistência de lama ou pasta.

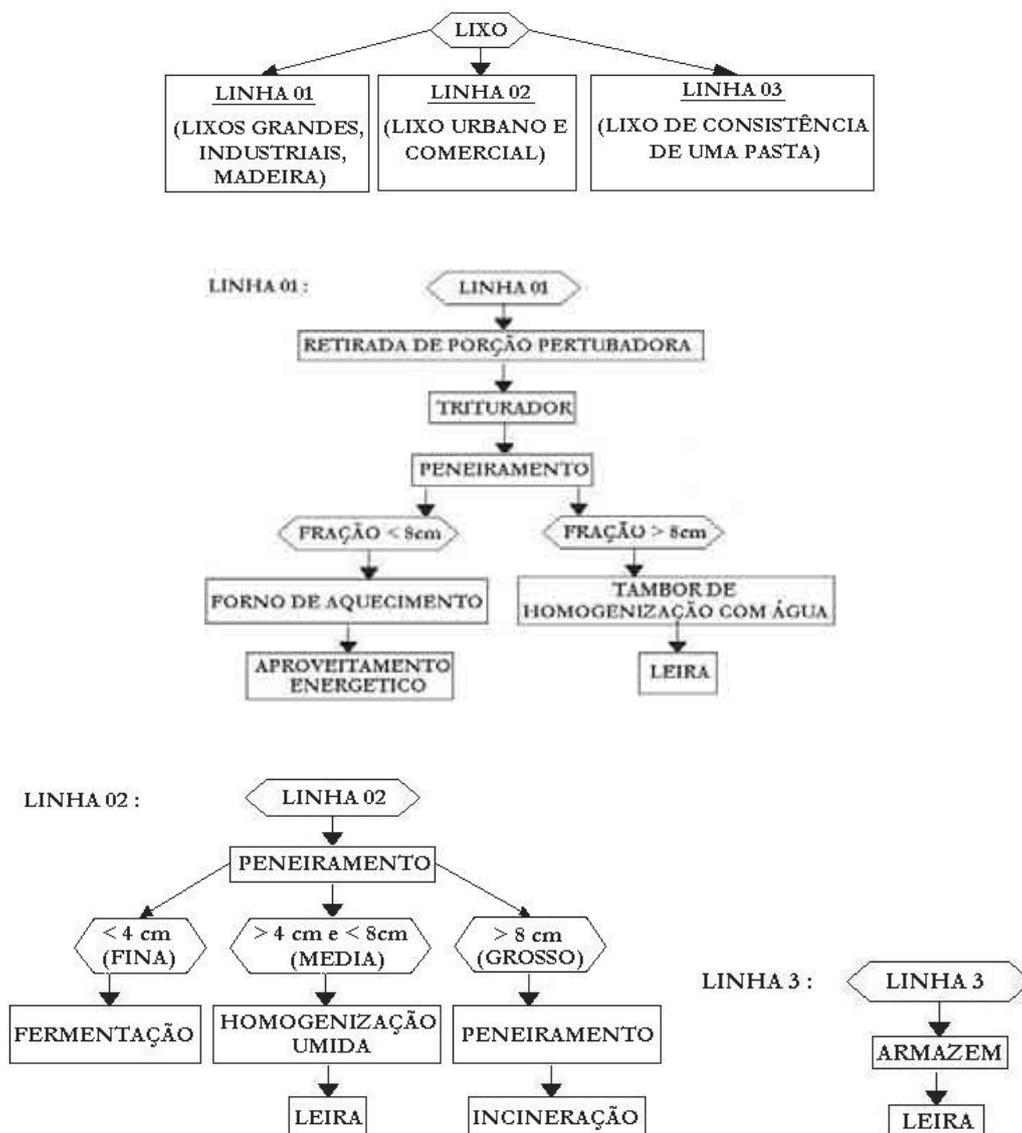


Figura 2.5. Esquema operacional do sistema BASSUM (Fricke et al, 1995).

## 2.3 PROPRIEDADES DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS

### 2.3.1 Composição e granulometria

Os resíduos domiciliares brasileiros têm se apresentado com taxas de matéria orgânica da ordem de 50 a 60%, típicas de países em desenvolvimento, e maiores aos encontrados em países desenvolvidos. Este teor orgânico elevado propicia, entre outros fatores, um elevado teor de umidade.

Na Tabela 2.1 apresentam-se as gravimetrias dos componentes de diversos aterros sanitários do mundo [Bangkok, Pekin, Nairobi, Hong-Kong, New York, Istambul, Atenas, Cochabamba e Wollongong, Manacero et al (1997); Kuwait, Jasem (2002); Belo Horizonte, Barros et al (2000); Doña Juana, Rodriguez & Velandia (2002); Brasília, Junqueira (2000); Bandeirantes, Machado & Vilar (2000); Muribeca, Monteiro et al (2001); Olinda e Salvador, de Melo & Juca (2001); Califórnia e Spruitville, Ogwueleka (2003)].

Tabela 2.1. Gravimetria dos componentes de Resíduos Sólidos Urbanos. [Manacero et al (1997), Jasem (2002), Barros et al (2000), Rodriguez & Velandia (2002), Junqueira (2000), Machado & Vilar (2000), Monteiro et al (2001), de Melo & Juca (2001), Ogwueleka (2003)].

RSU	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
MO	<b>67</b>	<b>55</b>	<b>60</b>	<b>51</b>	<b>60</b>	<b>50</b>	<b>49</b>	<b>71</b>	50	26	32	44	45	<b>74</b>	15	20	<b>58</b>	<b>59</b>	<b>61</b>
papel	10	2	15	24	10,5	13,6	26	2	20,6	43	37	25	5	12	3	22	16	19	10
vidro	3	2	2	3	2	4,2	-	1	3,3	6,1	4	1	1	4	10	6	2	2	1
metal	3	5	2	2	2,4	3,35	3	1	2,6	7,6	6	1	1	3	3	5	3	4	2
plastico	11	17	8	12	15	-	15	3	12,6	12	17	-	1	5	-	-	20	7	3
otros	6	-	13	8	10,1	-	7	21	6,1	3,3	6	19	46	2	22	46	1	5	14
pedra+solo	-	10	-	-	-	1,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
madeira+borracha+coro	-	6	-	-	-	23,7	-	1	-	-	-	7	1	-	7	3	-	4	6
textil	-	3	-	-	-	3,56	-	-	4,8	1,9	-	3	-	-	10	-	-	-	3

1. Brasil-Belo Horizonte, 2. Brasil- Bandeirantes, 3. Brasil-Muribeca, 4. Brasil-Olinda, 5. Brasil-Salvador, 6. Colombia-Doña Juana, 7. Brasil-Brasília, 8. Bolivia-Cochabamba, 9. Kuwait, 10. USA-California, 11. Africa-Spruntville, 12. Tailandia-Bangkok, 13. China-Pekin, 14. Kenya-Nairobi, 15. Hong Kong, 16. USA-New York, 17. Australia-Wollongong, 18. Grecia-Atenas, 19. Turquia-Estambul

Segundo Landva & Clark (1990) as seguintes categorias de classificação podem ser estabelecidas: i) resíduos de alimentos, ii) de poda, iii) de papel, iv) plásticos, borracha e couro, v) têxteis, vi) madeira, vii) metais, viii) cerâmicos e vidros, ix) cinzas e pedras.

Ensaio CPT vem sendo efetuados em aterros de RSU. Os resultados foram plotados na carta de Schmertman, excluindo-se os picos de resistência. Observa-se que os RSU apresentam-se dentro de uma variação correspondente a areias fofas e a argilas siltosas e arenosas, como apresentado nas figuras 2.6 e 2.7 (Palma, 1995 e Manassero et al 1997,

apud Knochenmus et al 1998). A razão de atrito apresentada na carta é definida como a razão entre o valor do atrito lateral medido no cone e o valor da resistência de ponta. Grisolia et al (1995a) propuseram um sistema de classificação baseado nas classes dos materiais usando um diagrama triangular (Figura 2.8).

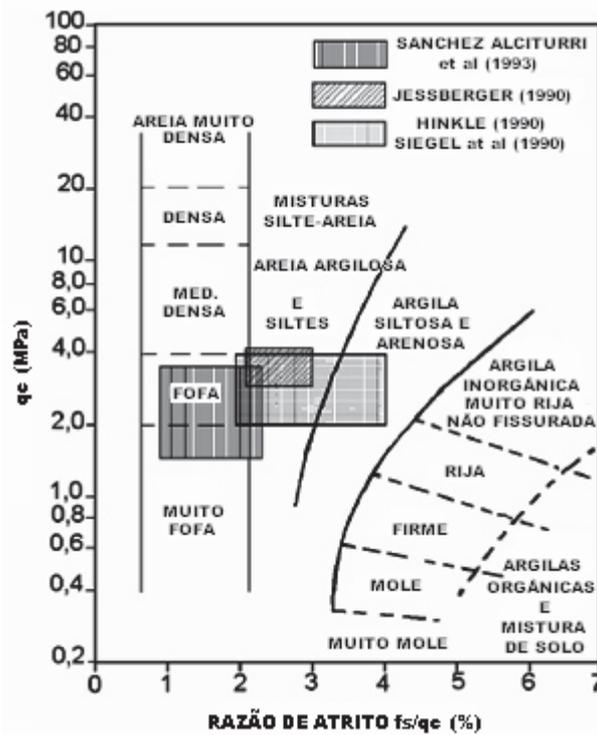


Figura 2.6. Classificação do RSU pela carta de Schmertman (Palma, 1995).

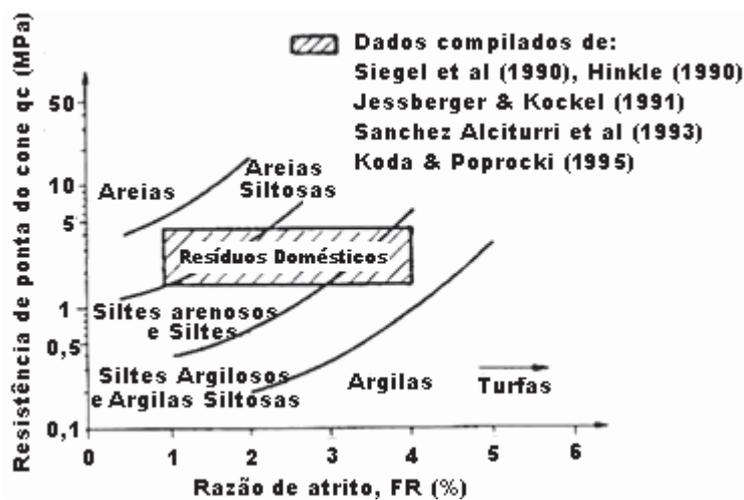


Figura 2.7. Classificação do RSU através do CPT (Manassero et al, 1997).

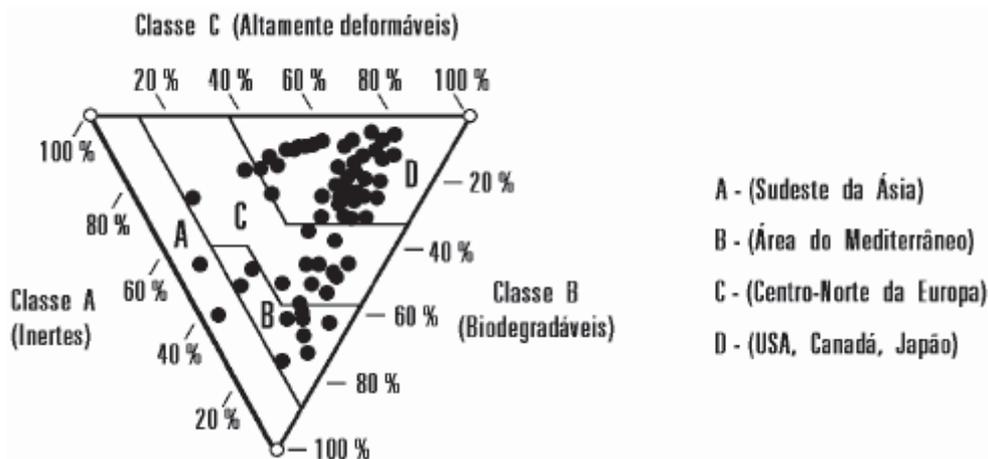


Figura 2.8. Classificação pelo Diagrama Triangular (Grisolia et al, 1995a).

Para representação da distribuição granulométrica de RSU da Alemanha, Kolsch (1995) adotou a separação dos constituintes em porcentagem por peso através de peneiras com abertura de 8, 40 e 120mm. Acima de 120mm, os materiais foram separados visualmente em 500 e 1000mm. Gabr & Valero (1995) em ensaios de distribuição granulométrica para o RSU do aterro de Pioneer Crossing, Pensilvânia, utilizou a fração do RSU menor que 9,50mm.

A Figura 2.9 mostra curvas granulométricas para RSU com diferentes idades (Manassero et al, 1996) e a faixa de variação típica para distribuição granulométrica do RSU sugerida por Jessberger (1994).

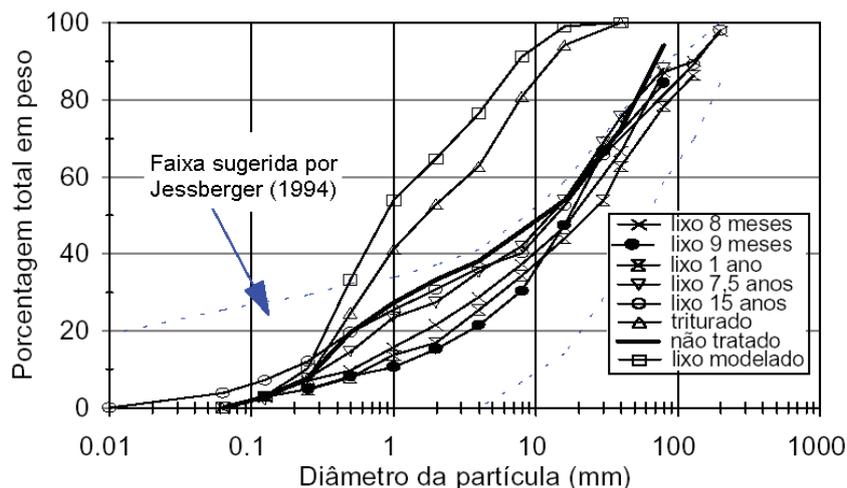


Figura 2.9. Distribuição granulométrica (ampliado de Jessberger, 1994)

Os resíduos, em sua fase de decomposição anaeróbia, liberam fluidos. Um sistema deficiente de drenagem os confinaria, podendo levar à desestabilização do aterro.

### 2.3.2 Massa específica

A massa específica varia conforme cada aterro. É difícil a padronização de valores visto a variabilidade na composição dos resíduos, métodos de compactação, volume, grau de compactação, condições meteorológicas e umidade. Diversos valores encontram-se publicados na literatura (Tabela 2.2). Perfis de massa específica de diferentes aterros são mostrados na Figura 2.10 (ampliado de Mannasero et al, 1997).

Segundo Gotteland *et al* (1995), várias técnicas são usadas para determinar a massa específica *in situ*, dentre elas destacam-se os ensaios em poços escavados (2 a 4m de profundidade) ou trincheira e aqueles empregando radiação gama. Os ensaios em poços consistem na pesagem do material e determinação do volume a partir do preenchimento da cava devidamente impermeabilizada com manta sintética.

A composição, principalmente o conteúdo orgânico, controla o processo bioquímico, especialmente a geração de gases e lixiviados. O conteúdo orgânico também afeta os parâmetros de resistência e a deformabilidade dos resíduos.

Tabela 2.2. Massas específicas de alguns aterros de RSU não pré-tratados (Modificado de Marques, 2001).

Autor	Massa Específica [kN/m <sup>3</sup> ]	Observações
Merz & Stone (1962)	2,2 a 2,7	Não compactado
Sowers (1968)	4,7 a 9,4	compactado
Schomaker (1972)	2,9 a 8,8	não compactado a bem compactado
Bromwell (1978)	3,1 a 9,3	não compactado a bem compactado
Ham et al (1978)	6,6	compactado
Sargunan et al (1986)	5,5 a 6,9	Pouco compactado
Landva & Clark (1986)	6,8 a 16,2	compactado
Watts & Charles (1990)	5,9	Londres, resíduo in situ compacto
Oweis & Khera (1990)	6,3 a 9,4	compactado
Sharma et al (1990)	7,2	sem relato sobre compacidade
Galante et al (1991)	9,9 a 10,9	compactado
Richardson & Reynolds (1991)	15	sem relato sobre compacidade
Fassett et al. (1994)	3 - 9	Resíduo não compactado
	5 a 8	Resíduo medianamente compacto
	9 a 10,5	Resíduo compacto
Vam Impe (apud Manassero et al 1996)	5 a 10	Bélgica
Jessberger (1997)	3 a 17	
Hendron et al (1999)	9,1	Bogota-Aterro de Doña Juana
Zornberg et al (1999)	10 a 15	sem relato sobre compacidade
Kavazanjian (2001)	10 a 20	USA- Azusa (aumenta com a profundidade)
Gotteland et al (2001)	10	França-Montech. Tarn
Jasem (2002)	5,8	Kuwait, in situ
Carvalho (2002)	11,7	Brasil-Santo André. Ensaio de campo - percâmetro
Silveira (2004)	[14,8-12,2]	Brasil-Paracambi-RJ. Ensaio de campo [cava-Percâmetro]
Silveira (2004)	18,2	Brasil-Gramacho-RJ. Ensaio de campo - cava
Silveira (2004)	9,15	Brasil-N Iguazu-RJ. Ensaio de campo - cava

No caso de um aterro da Califórnia ( Kavazanjian, 2001), o peso específico do resíduo degradado úmido, como resultado da recirculação de chorume no aterro, foi significativamente maior que o peso específico de resíduos de aterros relativamente secos. Os valores de peso específico para estes aterros úmidos resultam freqüentemente maiores que  $15\text{kN/m}^3$ .

Carvalho (2002 e 2006) descreve o procedimento (Percâmetro) para retirada de amostras indeformadas de aterros, possibilitando a determinação entre outras grandezas da massa específica, capacidade de campo e umidade.

Silveira (2004) determinou pelo método da cava as massas específicas de Paracambi/RJ, Santo André/SP, Gramacho/RJ e Nova Iguaçu/RJ. Descreveu os procedimentos usados nos ensaios *in situ* e as dificuldades encontradas na realização de tais ensaios. Com o uso do percâmetro (Carvalho, 2002) reanalisou-se o material e observou-se uma boa concordância entre os resultados.

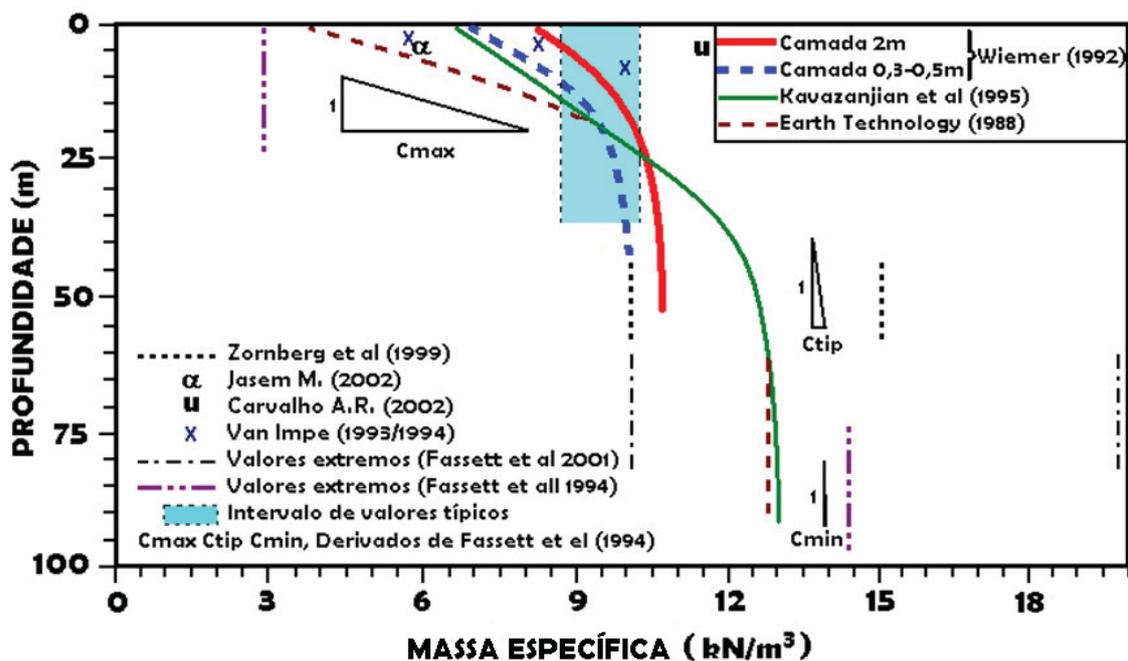


Figura 2.10. Perfil de Massa Específica para RSU não pré-tratado (Modificado de Mannasero et al, 1997).

O peso específico médio dos constituintes individuais (i) do resíduo depende do peso específico da porção sólida de cada constituinte, de sua porosidade e do grau de saturação. O peso específico médio segundo Manassero et al (1997) de n constituintes seria:

$$\gamma_c = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{w_c} \cdot \frac{1}{\gamma_i}} \quad (2.1)$$

onde  $\gamma_i$ =peso específico do constituinte i, e  $w_i/w_c$ =peso do constituinte i como fração do peso total  $w_c$  do constituinte.

Caso o constituinte possa absorver água, o novo valor médio do peso específico seria:

$$\gamma'_c = \gamma_c \left[ 1 + \sum_{i=1}^n \frac{w_i}{w_c} \cdot \frac{\Delta\gamma_i}{\gamma_i} \right] \quad (2.2)$$

onde  $\Delta\gamma_i$ =incremento no peso unitário do constituinte i.

### 2.3.3 Umidade

Os teores de umidade iniciais do resíduo são fortemente influenciados pelo percentual de matéria orgânica, pelas condições climáticas locais e pela época do ano (seca e chuva). Determinados valores de umidade favorecem o aumento da produção de chorume e a presença de água no lixo, conseqüentemente, promove o aumento do seu estágio de degradação. Nas precipitações ocorre a entrada de oxigênio dissolvido na água, favorecendo a degradação do material orgânico.

Palmisano e Barlaz (1996) afirmam que o teor de umidade médio para resíduos depositados em aterros onde predomina a decomposição anaeróbia é de 25%. Afirmam ainda que, um teor de umidade inferior a 20% ou superior a 40% é inibitório para processos anaeróbios de decomposição da matéria orgânica. Os teores de umidade estão relacionados com os teores sólidos voláteis, sendo que a maior porcentagem de umidade presente na massa de lixo deve-se à presença de matéria orgânica. Quanto maior o teor de sólidos voláteis, maior a quantidade de matéria orgânica a ser decomposta.

Tchobanoglous *et al.* (1993) mostraram que o teor de umidade do RSU, usualmente, varia entre 15 a 40%, com um valor típico de aproximadamente 25%, onde a evapotranspiração excede a precipitação.

Segundo Knochenmus *et al.* (1998), o teor de umidade do RSU é basicamente o resultado de altas porcentagens de lixo orgânico (resíduos alimentares, de jardim e poda). Os componentes inorgânicos, tais como, papéis e produtos plásticos, geralmente, têm um teor de umidade abaixo de 10%. Assim, o teor de umidade tende a aumentar com o aumento do conteúdo orgânico do material.

Segundo Landva & Clark (1990), a massa orgânica tem maior capacidade de retenção de água, portanto maior umidade. Como resultado, a umidade cresce com o conteúdo orgânico.

### **3.3.4 Temperatura**

Coumoulos et al (1995) apresentaram valores típicos de temperatura com relação à profundidade. Mostraram que a temperatura aumenta com a profundidade até os 60°C numa profundidade de 20 m independentemente da temperatura do meio ambiente. Após essa profundidade a temperatura diminuiu. Para Mariano & Jucá (1998) no aterro da Muribeca em Recife, a temperatura variou entre 30 e 57°C entre as profundidades de 0 a 15 m. Após esta profundidade a temperatura diminuiu.

As temperaturas no interior da massa de lixo são de grande importância principalmente no que se refere à atividade de microrganismos que promovem a degradação dos diversos componentes do lixo. Os microrganismos existentes dentro da massa não controlam a sua própria temperatura, ficando altamente condicionados à temperatura do meio, o que propicia o surgimento de diferentes tipos de bactérias para faixas variadas de temperatura (Junqueira, 2000).

### **2.3.5 Permeabilidade**

Ensaio de carga constante mencionado por Beaven & Powrie (1995), executados em amostras de grande dimensão indicam que o fluxo através de resíduo urbano saturado pode ser razoavelmente caracterizado pela lei de Darcy, expressa por:

$$q = A.k.i$$

Onde  $q$  é o fluxo volumétrico do lixiviado,  $A$  a seção transversal ao fluxo,  $k$  a condutividade hidráulica e  $i$  o gradiente hidráulico.

Diversos resultados são apresentados na Tabela 2.3 (ampliada de Kaimoto & Cepollina, 1997 e Manassero et al, 1997). Nesta Tabela pode-se verificar que o Aterro de Bandeirantes indica um valor diferenciado inferior, da ordem de  $10^{-5}$  cm/s. De forma geral, a permeabilidade varia de  $10^{-2}$  cm/s a  $10^{-4}$  cm/s, a qual é compatível com os valores obtidos para areias finas e limpas.

Tabela 2.3. Permeabilidade de Aterros Sanitários (ampliada de Kaimoto & Cepollina, 1997 e Manassero et al, 1997).

AUTOR	ANÁLISE	k (cm/s)	OBSERVAÇÕES
FUNGAROLI ET AL (1979)	Lisímetro	$1 \times 10^{-3}$ a $2 \times 10^{-2}$	resíduo triturado
KORIATES ET AL (1983)	Laboratório	$5,1 \times 10^{-3}$ a $3,2 \times 10^{-3}$	
OWEIS & KHERA (1986)	Ensaio de campo	$1 \times 10^{-3}$	
OWEIS ET AL (1990)	Ensaio de campo	$1,5 \times 10^{-4}$	Carga variável
MASSANERO (1990)	Ensaio em poço	$1,5 \times 10^{-3}$ a $2,6 \times 10^{-2}$	Ens. Bombeamento (15-20m)
BRANDL (1990)	Ensaio de campo	$2 \times 10^{-3}$ a $7 \times 10^{-4}$	comp. com rolo. Ens. car. var.
LANDVA & CLARK(1990)	Ensaio em poço	$1 \times 10^{-3}$ a $4 \times 10^{-2}$	
CEPOLLINA ET AL (1994)	Ensaio em poço	$1 \times 10^{-5}$	Bandeirantes-São Paulo - SP
BRANDL (1994)	Laboratório	$2 \times 10^{-4}$ a $3 \times 10^{-3}$	compacto
EHRlich ET AL (1994)	Ensaio de campo	$1 \times 10^{-3}$	Gramacho / RJ - Fluxo horizontal
BEAVEN & POWRIE (1995)	Laboratório	$10^{-5}$ a $10^{-4}$	Pressão conf. De 0 a 600kPa
GABR & VALERO (1995)	Laboratório	$10^{-5}$ a $10^{-3}$	
BLENGINO ET AL (1996)	Ensaio de campo	$3 \times 10^{-5}$ a $3 \times 10^{-4}$	Ens. car. var. em furos(30-40m)
SANTOS (1998)	Ensaio de campo	$1 \times 10^{-5}$	Muribeca-Brasil. Furos de sond.
CARVALHO (2002)	Ensaio de campo	$9,48 \times 10^{-4}$	Santo André-SP
MAHLER C & AGUILAR B.(2001)	Perm. Guelph	$4,73 \times 10^{-2}$	Jaquerapaguá-Brasil

A permeabilidade é altamente dependente do procedimento de aterramento, grau de compactação, pressão de sobrecarga, idade e composição do RSU (Knochenmus et al, 1998). Portanto, deve ser determinada em cada caso se necessária. Manassero et al, (1996) sugerem o uso de um coeficiente de permeabilidade de  $10^{-3}$  cm/s como uma primeira aproximação. Segundo McCreanor & Reinhart (1997), a literatura apresenta valores de permeabilidade para lixo urbano variando de várias ordens de magnitude, os quais são função dos procedimentos de disposição bem como das características do material.

Para Santos & Presa (1995), os RSU são “livre drenantes” propensos a se comportarem de modo drenado, ou seja, a não desenvolverem excessos de poropressão. Porém, Boscow & Abreu (2001) questionam esta afirmação visto que pressões de gás de até 170kPa foram medidas em aterros sanitários brasileiros. Análises da ruptura do sub-aterro AS-1 do aterro de Bandeirantes (SP) demonstraram que o fator deflagrador do fenômeno foi a elevação das pressões neutras devido ao acúmulo de chorume. Fatores  $r_u$  de até 0,6 foram admitidos nas retro-análises para a obtenção de fatores de segurança de 1,0 (Benvenuto & Cunha, 1991).

### 2.3.6 Capacidade de campo

A quantidade de água que um perfil de terreno sem vegetação e evaporação retém contra a ação da gravidade, após plenamente inundado e deixado drenar livremente por uns poucos dias e sem adição de água, determina o volume máximo aproximado de água que um solo bem drenado pode armazenar por longos períodos. Esta umidade é chamada capacidade de campo do solo (Veihmeyer & Hendrickson, 1931).

Inúmeros trabalhos realizados em laboratório com amostras deformadas e indeformadas objetivaram definir um potencial matricial de água no solo, que fosse correspondente à umidade retida na capacidade de campo medida *in situ* (Lund et al, citados por Swain & Scotter, 1988).

A capacidade de campo pode ser influenciada pela estrutura do resíduo, teor de matéria orgânica, seqüência dos horizontes pedogenéticos e gradiente textural entre os horizontes, bem como pelo teor inicial de umidade e lâmina de água (Marshall, citado por Salter & Williams, 1965).

A determinação da capacidade de campo *in situ*, segundo Embrapa (1979), é realizada num tabuleiro de 1 x 1 m, onde se aplica uma lâmina de água suficiente para saturar o perfil até a profundidade desejada. Esta lâmina é obtida pela diferença entre a porosidade e a umidade inicial, integrada ao longo do perfil, acrescentando-se uma porcentagem relativa às perdas laterais causadas pelo fluxo horizontal. Quanto maior a dimensão do tabuleiro, menor a influência desse fluxo de perda horizontal na estabilização do perfil de umidade decorrente da drenagem interna (Hillel, 1980). Uma questão metodológica relevante é a definição do tabuleiro mínimo do experimento.

Adelar et al, (2000), em ensaios realizados *in situ* sobre solo Podzólico Vermelho – amarelo e utilizando a câmara de fluxo desenvolvida por Fabian & Ottoni Filho (1997), concluíram que a câmara de fluxo reproduz adequadamente os fenômenos de transferência hídrica vertical e que o tamanho do tabuleiro preconizado pela Embrapa (1,0 m<sup>2</sup> de área) pode ser reduzido.

A câmara de fluxo de Fabian & Ottoni Filho (1997) consiste num cilindro metálico de 80 cm de diâmetro por 80 cm de altura e que pode ser cravado totalmente no terreno por pressão hidráulica, sem necessidade de nenhuma perturbação na estrutura do solo. A utilização deste equipamento na determinação *in situ* da capacidade de campo, apresenta a vantagem de eliminar os fluxos horizontais de perda de água das camadas superiores do perfil.

Zornberg et al (1999) e Bligh et al (1992) realizaram um programa de teste em laboratório para investigar a capacidade de campo do lixo. O teste de laboratório constou da inundação de uma amostra de lixo, permitindo o escoamento do excesso de líquido por 24h e finalmente comprimindo-a com sobrecarga de pressões crescentes para as quais a capacidade de campo era medida. Os valores de capacidade de campo encontrados variam de 225% para lixo novo com baixa pressão de confinamento a 55% para lixo velho comprimido a uma massa específica de aproximadamente 10kN/m<sup>3</sup>.

Fungaroli e Steiner (1979) mostram que a capacidade de campo aumenta com a massa específica do lixo. Os resultados do teste indicaram que, para lixo triturado, a capacidade de campo aumenta. Para o lixo não triturado, a capacidade de campo,  $\theta_\alpha$  (%), e o peso específico,  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>), foram relacionados pela seguinte expressão:

$$\theta_\alpha = 21,7Ln(\gamma) - 5,4$$

Carvalho (2002 e 2006) desenvolveu um equipamento composto de um cilindro metálico denominado “Percâmetro”, de 15,2cm de diâmetro por 17,8cm de altura capaz de medir a capacidade de campo, umidade, massa específica e permeabilidade de amostras indeformadas coletadas pelo cilindro. O autor concluiu que a capacidade de campo tem uma pequena tendência de crescimento com a idade do resíduo e que os resultados encontrados guardam certa relação com a literatura existente.

A Tabela 2.4 mostra um resumo de capacidades de campo encontradas na literatura.

Tabela 2.4. Valores de capacidade de Campo de RSU (adaptado de McBean et al, 1995).

REFERÊNCIA	Capacidade de Campo (vol/vol)
Ham (1980)	0,333
Hughes et al (1971)	0,100; 0,350
Fungaroli (1971)	0,286; 0,294; 0,325; 0,346
Stone (1974)	0,375; 0,283
Walsh & Kinman (1982)	0,318; 0,404; 0,368
Wigh (1979)	0,367; 375
Fungaroli & Steiner (1979)	0,342
Zornberg (1999)	0,500
Carvalho (2002)	0,338

### **2.3.7 Características químicas**

Poder calorífico. Indica a capacidade potencial de um material desprender determinada quantidade de calor quando submetido à queima, sendo o seu conhecimento fundamental para o dimensionamento das instalações de incineração.

Potencial Hidrogeniônico (pH). Indica o teor de acidez ou alcalinidade dos resíduos. O seu valor está relacionado com a velocidade de degradação e estabilização da matéria orgânica, sendo o seu conhecimento útil para o planejamento e projetos relacionados a destinação final do lixo.

Composição química. Tem por objetivo a determinação dos teores de cinzas, matéria orgânica, carbono, nitrogênio, potássio, cálcio, fósforo, resíduo mineral total, resíduo mineral solúvel e gorduras. O seu conhecimento é importante, principalmente quando se estudam processos de tratamento aplicáveis ao lixo e a forma mais adequada de destinação final.

Relação Carbono/Nitrogênio. Indica o grau de decomposição da matéria orgânica do lixo nos processos de tratamento/disposição final.

### **2.3.8 Características Biológicas**

Estão representadas pela população microbiana e agentes patogênicos presentes no resíduo sólido. O seu conhecimento, juntamente com as características químicas, permite que sejam selecionados os métodos de pré-tratamento e disposição mais adequados, com o desenvolvimento, por exemplo, de inibidores de cheiro e de retardadores/aceleradores de decomposição da matéria orgânica. Esses procedimentos são também utilizados no interior de veículos de coleta e na recuperação de áreas degradadas.

### **2.3.9 Resistência ao cisalhamento**

O conhecimento deste parâmetro é fundamental na descrição das propriedades geotécnicas dos aterros sanitários. Ainda na atualidade utilizam-se no Brasil parâmetros da literatura internacional para avaliar o comportamento dessas estruturas, embora os resíduos sejam diferentes na sua origem, estrutura, gravimetria dos componentes, etc.

O incremento da tensão normal num aterro provoca o incremento de sua resistência. Porém, devido ao seu alto teor de matéria orgânica e sua estrutura fibrosa seu comportamento é mais como um solo orgânico fibroso e não só como um solo. González, (1995, apud Fucale, 2005) indicou que os fatores que afetam os parâmetros de resistência são o teor de matéria orgânica e fibras, a idade e grau de decomposição dos resíduos sólidos, a época em que se construiu o aterro e o esforço de compactação, composição e quantidade de solo de cobertura.

A interpretação dos resultados de ensaios em resíduos está sujeita a muitas incertezas devido à dificuldade de definir o modelo de ruptura mais apropriado para o comportamento especial deste material. A análise usualmente é feita a partir de modelos e métodos estabelecidos para solos considerando o reforço dado pelo plástico, madeira, panos, etc. No entanto, há diferenças significativas do solo, pois o índice de vazios é muito alto o que implica numa compressibilidade volumétrica alta; as partículas são de natureza muito diferente, algumas fracas e muito deformáveis ou quebradiças; há um processo de decomposição com o tempo, o que promove uma auto consolidação e variação de suas propriedades com o tempo.

No atual estado de conhecimento, Manassero et al (1996) consideram de grande utilidade os conceitos teóricos derivados do comportamento de solos para interpretação dos ensaios com resíduos sólidos. Desta forma, os conceitos de ângulo de atrito e intercepto de coesão são normalmente utilizados.

Os ensaios de cisalhamento direto vêm sendo executados por alguns pesquisadores a fim de determinar os parâmetros de resistência dos RSU e para obter, em alguns casos, os parâmetros de resistência na superfície de contato entre os resíduos sólidos e geossintético (Del Greco & Oggeri 1993 apud Fucale 2005). Segundo Siegel et al (1990) e Manassero et al (1996), este tipo de ensaio não reproduz o real comportamento dos resíduos no aterro, mas serve como uma aproximação inicial para procedimentos mais exatos.

Baseado em ensaios de laboratório e a retro-análise de taludes, Kavazanjian (2001) propôs um *limite inferior* para envoltória de resistência ao cisalhamento drenado de RSU (Figura 2.11). Ele sugere uma resistência constante igual a 24kPa para baixas tensões de confinamento. Para tensões elevadas, indica uma coesão nula e o ângulo de atrito igual a 33°. Também na Figura 2.11, tem-se o resultado de uma retro-análise da ruptura do aterro de Doña Juana, Colômbia. Utilizando a poropressão gerada pela reinjeção do chorume obteve-se que a resistência ao cisalhamento drenada, que explica o

colapso do talude, pode ser caracterizada por uma coesão de 19kPa e um ângulo de atrito de 28° (GeoSyntec, 1998). Van Impe et al (1996) apresentaram uma envoltória tri linear semelhante à de Kavazanjian (2001). Esse autor sugere para tensões normais menores de 20kPa, ângulo de atrito nulo e coesão igual a 20kPa. Para pressões superiores a 20kPa e inferiores a 60kPa tem-se coesão nula e ângulo de atrito 38°. Para tensões normais maiores do que 60kPa a coesão passa a 20kPa e o ângulo de atrito para 30°.

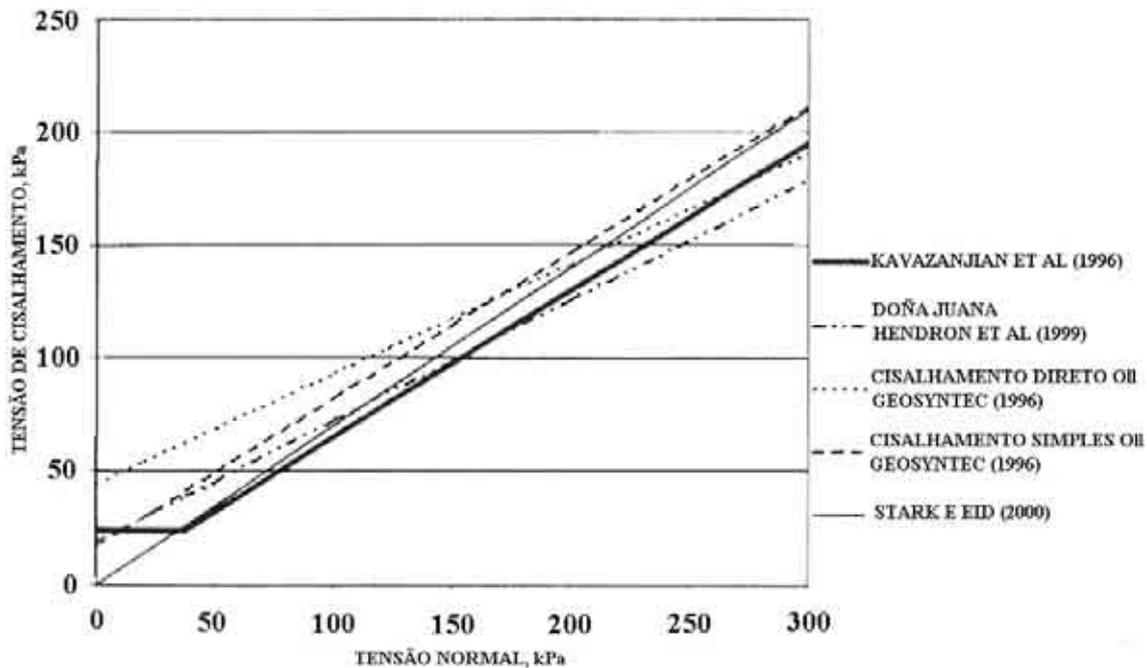


Figura 2.11. Envoltória de resistência ao cisalhamento (Kavazanjian, 2001).

Segundo Kolsch (1995), a resistência do resíduo é função de duas componentes. Uma produzida pelo atrito entre partículas e outra promovida por partículas planas que desenvolvem no resíduo a função de reforço. A componente de atrito entre partículas aumenta com o incremento de tensões normais e a componente do reforço inicialmente também aumenta com o incremento de tensões, até o limite de resistência à tração da fibra, quando esta se rasga. Kolsch (1995), por conseguinte, postula uma envoltória de resistência bi-linear, onde devido ao reforço, a envoltória de resistência inicialmente apresenta-se mais inclinada. Quando a resistência à tração do reforço é atingida e é perdido seu aporte na resistência, tem-se a variação abrupta da resistência e a inclinação da envoltória passa ser controlada unicamente pelo ângulo de atrito entre partículas.

Jessberger et al (1995) não concordam com este postulado já que num resíduo os elementos de reforço têm diferentes resistências à tração e diferentes propriedades

tensão-deformação. Dessa forma uma ruptura pontual (como ocorre no caso do reforço de solo granular com tiras metálicas) não deve ser esperada.

Os plásticos (fibra) podem favorecer taludes mais íngremes, mas tal não deve ser tomado como uma garantia da estabilidade em longo prazo. O efeito da fibra pode diminuir com o tempo, pela degradação promovida pela ação corrosiva do chorume e a temperatura. (Mahler et al, 1998).

Embora Jessberger et al (1995) indiquem que o estado crítico de resíduos foi atingido em ensaios triaxiais para deformações de 40 a 50%, esta afirmação entra em contradição com os resultados apresentados por Grisolia et al (1995b) que afirmam que as tensões cisalhantes continuam crescendo.

Na Tabela 2.5 apresenta-se resultados obtidos por Turczynski 1988, que relacionam parâmetros de resistência com a idade do resíduo.

*Tabela 2.5. Parâmetros de Resistência de resíduos (Turczynski 1988)*

<i>Idade (anos)</i>	$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )
Fresco	38-40	40-50
3	35	15
5	32	12
15	26	10

Reutner 1995 apresenta valores de resistência em função da deformação (Tabela 2.6).

*Tabela 2.6. Parâmetros de resistência (Reutner 1995).*

<i>Deformação máxima de (%)</i>	$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )
5	16,9	16
10	24,9	32
15	30,6	51

A definição dos parâmetros de resistência a partir de retro-análise do comportamento do maciço limita-se apenas a alguns poucos casos (Cowland et al, 1993). Singh & Murphy (1990) apresentaram uma coletânea dos vários parâmetros de resistência, obtidos de retro-análise de aterros sanitários de RSU (figura 2.12), porém não se teve informação adicional ao respeito.

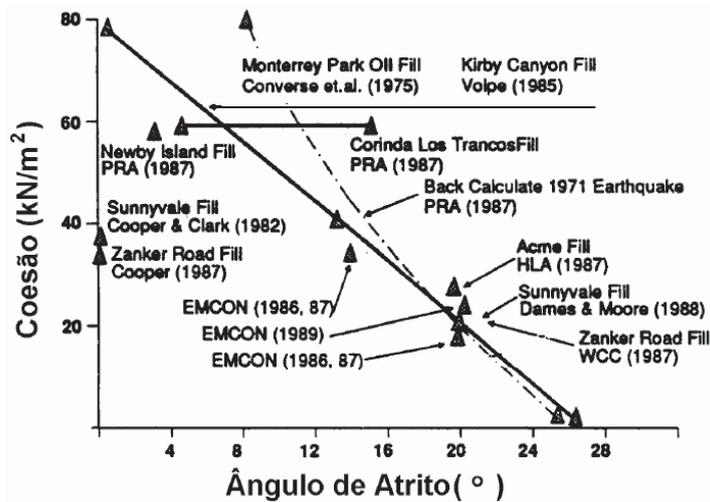


Figura 2.12. Parâmetros de resistência obtidos por retro-análise (Singh & Murphy, 1990)

Kockel & Jessberger (1995), em ensaios variando a proporção de plástico, mostraram que a resistência ao cisalhamento da matriz básica tem um ângulo de atrito de 42° a 45° que aparece a altas deformações e é pouco influenciada pela presença do plástico. No entanto, a coesão depende do reforço da matriz (coesão devido ao efeito fibra) (Figura 2.13). Kockel (1995) mostrou que existem incrementos de coesão e ângulo de atrito com a idade dos resíduos excetuando os resíduos muito velhos.

Gabr e Valero (1995) mostraram uma redução na coesão mobilizada com o incremento de umidade.

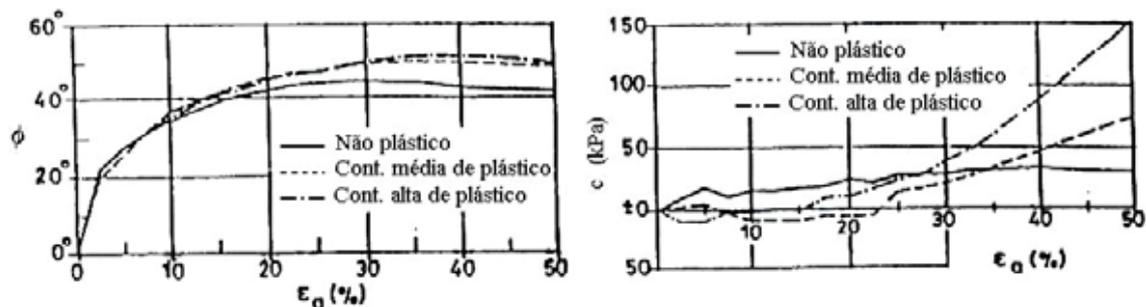


Figura 2.13. Relação ângulo de atrito e coesão vs deformação (Kockel & Jessberger, 1995)

Observa-se que para a ativação integral da coesão necessita-se de elevadas deformações (perto de 20%), valores nos quais o ângulo de atrito já foi totalmente mobilizado.

O aumento da coesão em função da presença dos materiais fibrosos pode ser compreendido pela análise da Figura 2.14. (Jessberger et al 1995). Num diagrama q-p, a resistência ao cisalhamento do resíduo sólido propriamente dito (matriz básica + fibras) apresentou um intercepto coesivo e um movimento de linha de ruptura aproximadamente paralelo em relação a matriz básica do resíduo. Os parâmetros de

resistência ao cisalhamento variaram de  $\phi=42$  a  $49^\circ$  e  $c=51$  a  $41$  kPa para resíduos sólidos com idade entre 1 e 3 anos. As amostras ensaiadas possuíam diâmetro de 300 mm e altura de 600 mm.

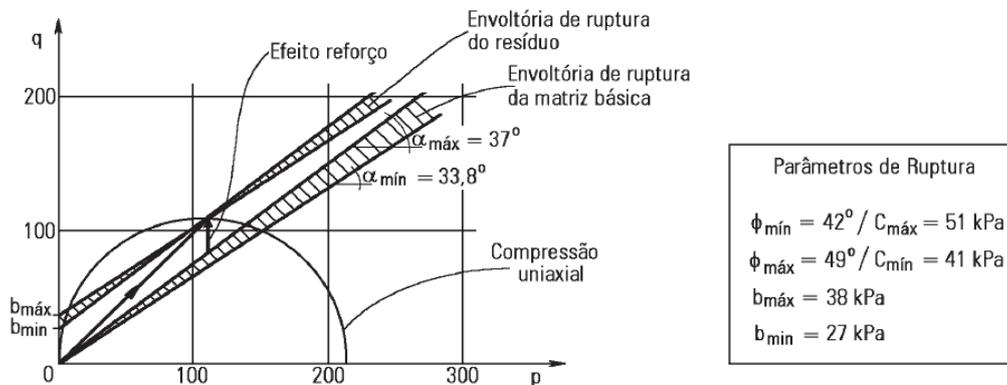


Figura 2.14. Envoltórias de resistência de RSU com idades entre 1 e 3 anos (Jessberger et al, 1995)

Kockel & Jessberger (1995) realizaram ensaios com RSU triturado, matriz básica e mistura de solo-fibra. Segundo os resultados a envoltória de ruptura tende a ser linear. A Figura 2.15 mostra também que a envoltória de resistência de um resíduo triturado resultou paralela à envoltória da matriz básica. Isto sugere que o reforço não afeta as propriedades de fricção do solo como material, mas aumenta o valor do intercepto de coesão.

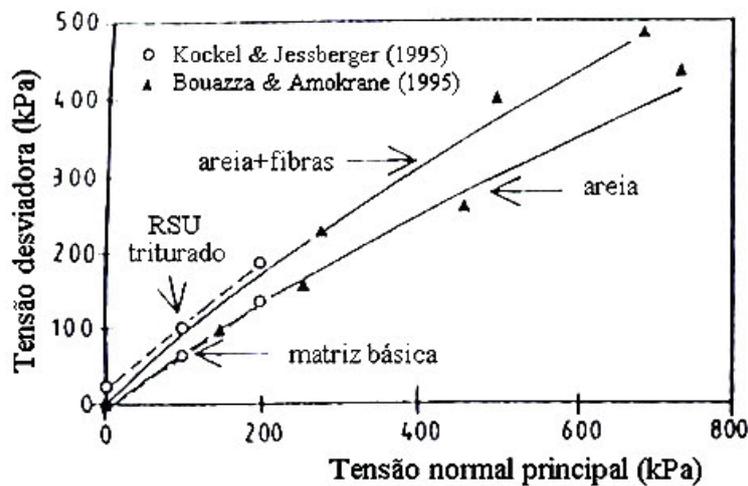


Figura 2.15. Envoltória de resistência de ruptura para diferentes materiais (Manassero et al, 1996).

Segundo Brandl (1995), a resistência ao cisalhamento é altamente variável e o ângulo de atrito pode crescer com o incremento de compactação e/ou com o incremento do tamanho máximo de partícula.

Na Tabela 2.7 mostra-se alguns resultados de parâmetros de resistência em RSU, das diversas partes do mundo e na Figura 2.16 mostra-se alguns resultados de diversos autores (Modificado de Sanchez et al, 1993).

Tabela 2.7. Parâmetros de Resistência.

AUTOR	c (kPa)	$\phi$ (°)	TIPO ENSAIO	OBSERVAÇÕES	LOCAL
Carvalho (1999)	42-60	21-27	CD	Resíduo antigo, Bandeirantes	Brasil
Cowland Et Al (1993)	10	25		Aterro-Shuen wan	Hong Kong
Gabr & Valero (1995)	0 a 27,5	20,5 a 39	cisalhamento direto	Resid antigos-Pioneer Crossing	USA
Grecco & Oggeri (1993)	16	21	cisalhamento direto	$\gamma=5kN/m^3$ Chivasso	Italia
Grecco & Oggeri (1993)	24	22	cisalhamento direto	$\gamma=7kN/m^3$	Italia
Jessberger & Kochel (1991)	22	46	Triaxial	Grande dimensão ( $\epsilon=20\%$ )	Alemanha
Jessberger (1995)	41 a 51	42 a 49	cisalhamento direto	Resíduos novos	Alemanha
Kavazanjian Et Al (1999)	43	31	cisalh anel direto	diam=46cm, Monterrey, Califórnia	USA
Kolsch (1993, 1995)	0	26,4	cisalhamento direto	Resíduo novo	Alemanha
Kolsch (1993, 1995)	0	17,7	cisalhamento direto	Resíduo antigo	Alemanha
Landva & Clark (1990)	19 a 22	24 a 39	cisalhamento direto	Tensões normais sup a 480kPa	Canada
Landva & Clark (1990)	23	24	cisalhamento direto	Edmonton Canadá	Canada
Landva & Clark (1990)	16	33	cisalhamento direto	Blackfoot, Canadá, Resid antigo	Canada
Landva & Clark (1990)	19	39	cisalhamento direto	Blackfoot, Canadá, Resid antigo	Canada
Landva & Clark (1990)	0	41	cisalhamento direto	Hansport, Canadá, Resid antigo	Canada
Lukas (1985)	39	34,5	CU	Chicago	USA
Richardson & Reynolds (1991)	10	18 a 43	cisalhamento direto	Tensão normal entre 14 a 38kPa	
Shimizu (1996)	15-91	8-20,4		Resid antigo-CD, Tóquio port	Japão

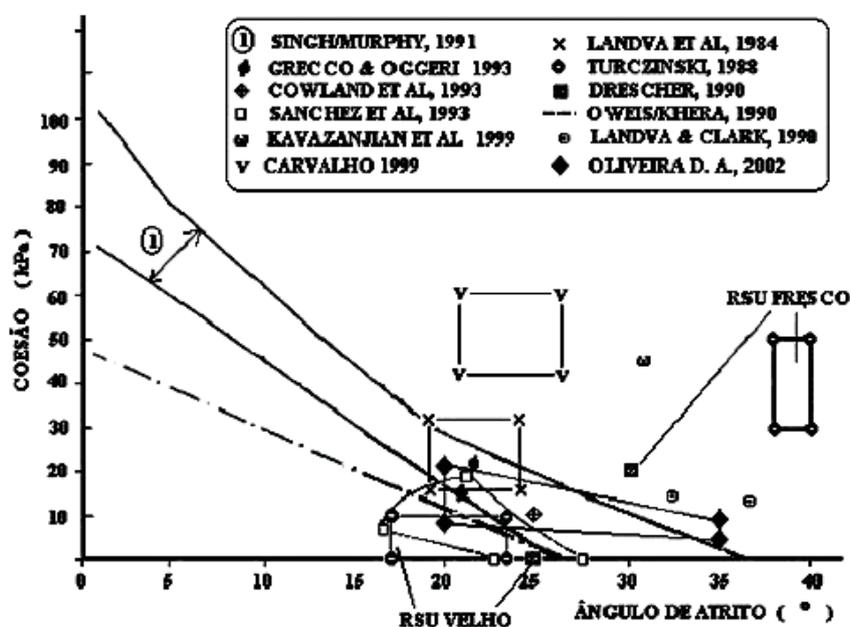


Figura 2.16. Parâmetros de Resistência de RSU (Ampliado de Sanchez et al, 1993).

Kolsch (1993) apresentou um modelo para o comportamento do plástico (Efeito feito fibra) no resíduo. A Figura 2.17 mostra o comportamento cisalhante característico de

um resíduo reforçado num ensaio de resistência ao cisalhamento. As rupturas das fibras são vistas como pontos de descontinuidade e só começam a aparecer após 200 KN/m<sup>2</sup> de pressão de confinamento. Para baixas pressões confinantes, a influência do plástico na resistência ao cisalhamento do solo apresenta-se de menor importância, visto a pequena aderência (atrito) entre as fibras e o resto do resíduo.

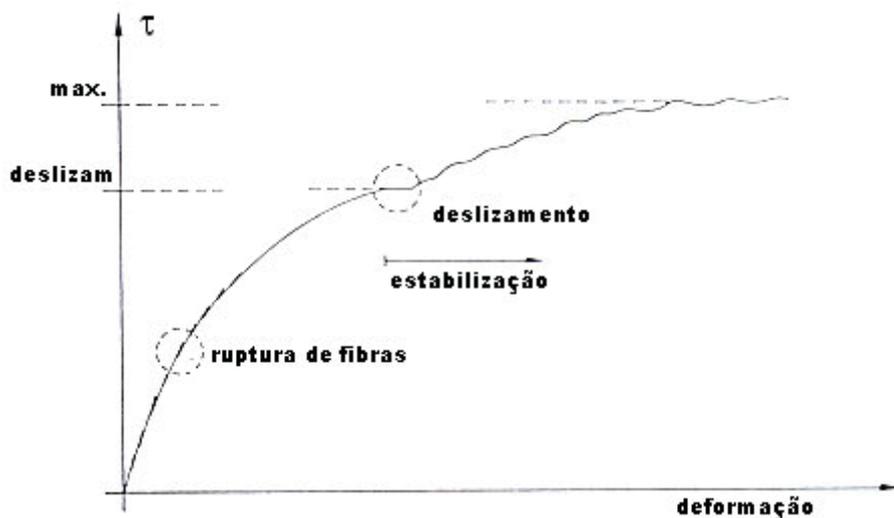


Figura 2.17. Características do comportamento cisalhante do modelo de RSU Kolsch (1993).

A Figura 2.18 mostra o modelo de interação entre as forças de tração e atrito durante a deformação cisalhante das fibras sob tensão constante. Durante a deformação, no início só as forças cisalhantes crescem (I); após certa deformação as fibras ficam tracionadas, provocando um efeito de reforço no resíduo (II). Excedida a resistência à tração ou de aderência, as fibras rompem ou deslizam (III). Finalmente, as forças cisalhantes prevalecem e o máximo da tensão cisalhante é atingido (IV) (Kolsch, 1995).

A Figura 2.19 mostra a interação entre as forças de tensão e atrito para várias tensões normais. Os pequenos círculos indicam os pontos de máxima força de tensão e os triângulos indicam os pontos de máximo atrito para uma tensão normal determinada. Sob baixas tensões normais,  $\sigma_1$ , as forças de tração mobilizadas nas fibras são baixas (baixa aderência), com o incremento de tensão normal as forças de tração nas fibras podem vir a crescer, visto a maior aderência plausível de ser mobilizada no contato das fibras com os demais componentes do resíduo. Para tensões normais mais elevadas ( $\sigma > \sigma_2$ ) observa-se a ruptura das fibras e só a componente de atrito assume papel de relevância na resistência ao cisalhamento.

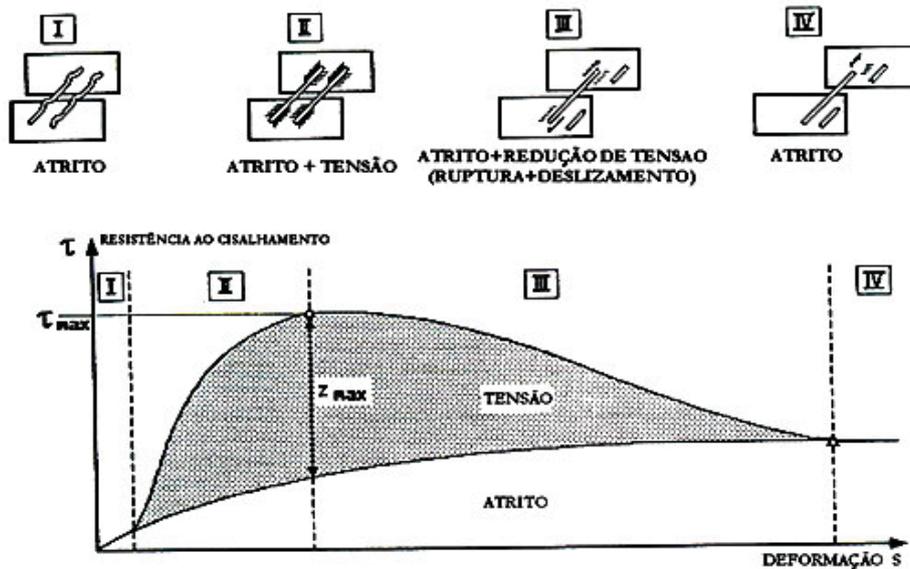


Figura 2.18. Modelo de interação entre forças de tensão e atrito do resíduo (Kolsch, 1995).

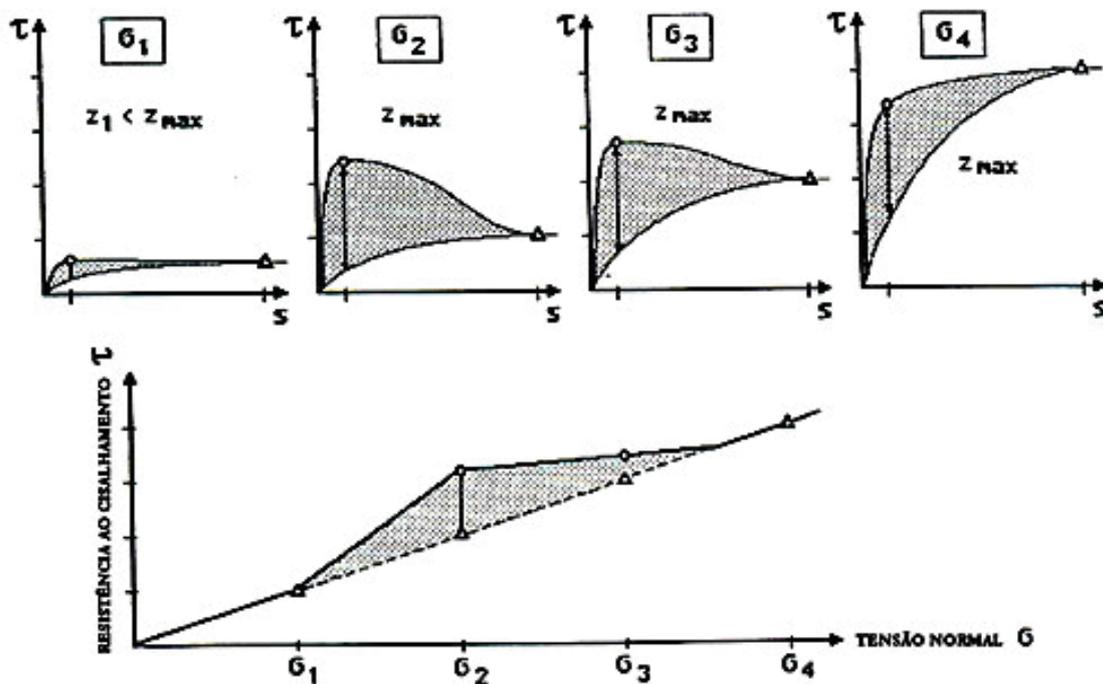


Figura 2.19. Modelo do incremento da resistência ao cisalhamento total pelas forças de tensão (Kolsch, 1995).

Neto (2004), em ensaios com resíduo pré-tratado passante da peneira 19mm da Usina de Compostagem de Jacarepaguá – Rio de Janeiro, indicou que os parâmetros de resistência mostraram uma tendência de crescimento com os deslocamentos horizontais, apresentando valores semelhantes aos obtidos para a mistura areia + tiras de plástico (0,05% em peso), também executados pelo mesmo autor.

Vilar & Carvalho (2002), mostram curvas tensão-deformação de resíduo com 15 anos de idade obtida em ensaios triaxiais drenados, enfatizando a necessidade de referir os parâmetros de resistência aos valores de deformações. Indicaram que ambos os parâmetros de resistência tendem a crescer com a deformação axial,  $\epsilon$ . Observa-se que o ângulo de atrito tende a ser mobilizado totalmente para grandes deformações. Observa-se também que a coesão promovida pelo efeito “fibra” começa a ser mobilizada a partir de 10% de deformação.

Machado et al. (2002) apresentam um modelo para o comportamento mecânico do RSU baseado em dois efeitos: o reforço das fibras e o comportamento da massa sem fibras. O comportamento da massa sem fibras foi obtido considerando o Estado Crítico Estrutural e as fibras foram consideradas no estado elasto-plástico perfeito.

Collins et al (1997) e Kolsch (1996) consideram a resistência ao cisalhamento de RSU controladas pelo ângulo de atrito e a coesão, e pela resistência à tração expressa pelo ângulo,  $\xi$ . A resistência ao cisalhamento obtida de ensaios de resistência sem fibras e a resistência à tração obtida de ensaios de resistência à tração. Isto produz um modelo bi linear para RSU (Figura 2.20).

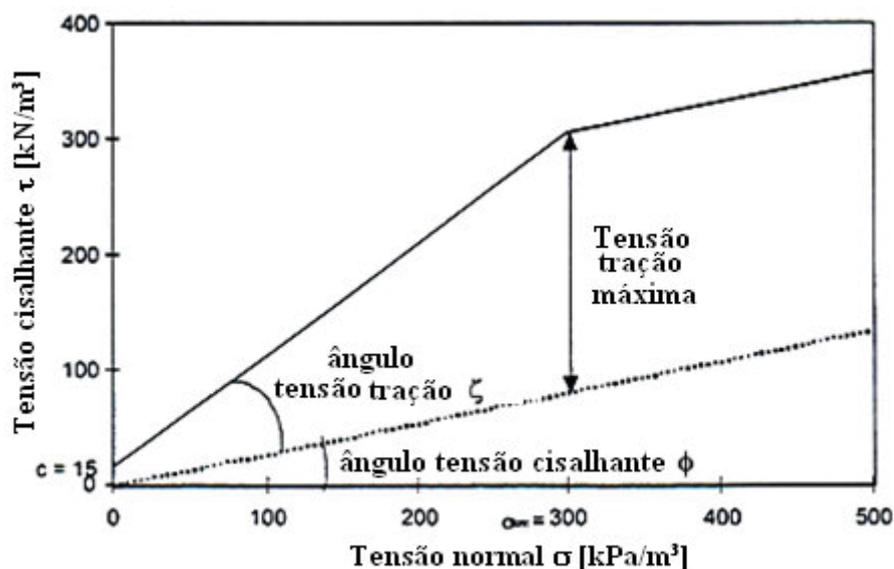


Figura 2.20. Modelo de Resistência de RSU (apud Kolsch, 1996).

Na Figura 2.21 apresenta-se equipamento para determinação da resistência à tração das fibras do RSU. A tensão de tração desenvolvida nas fibras, no plano de ruptura, é monitorada durante o ensaio. Variando as cargas, é possível determinar o ângulo  $\xi$  e tensão de tração máxima.

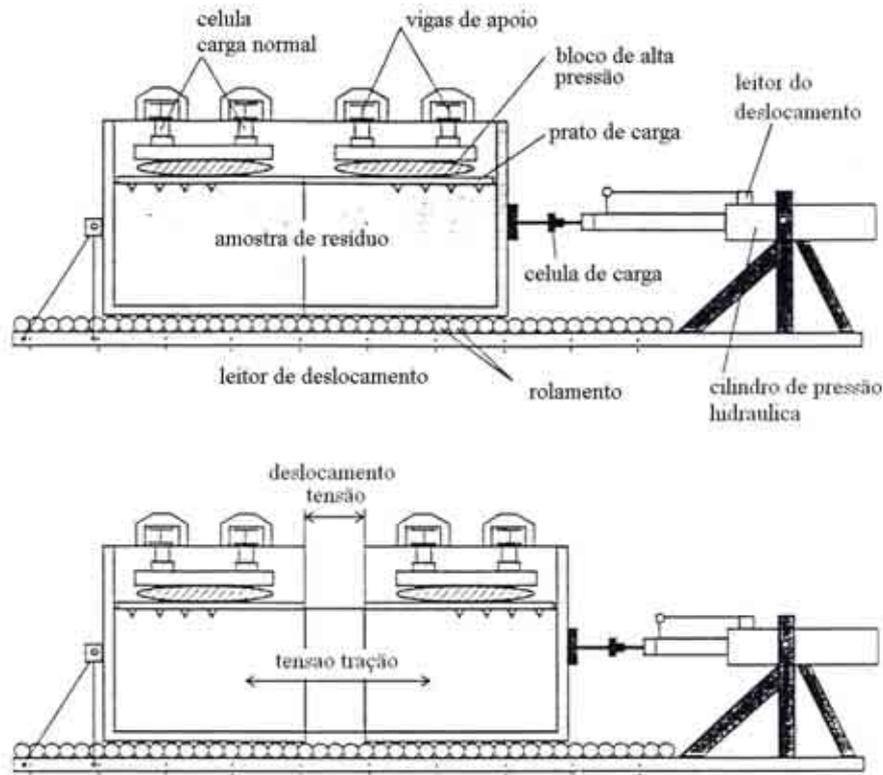


Figura 2.21. Ensaio de tração (Ziehmann, 2001).

Ziehmann (1999) considera o modelo bi linear de Kolsch (1996) o mais completo para descrição da resistência de RSU. Com este modelo é possível representar as duas componentes de resistência de RSU separadamente. A aplicabilidade do método, segundo Kolsch (1996) torna-se eficiente quando:

- A porcentagem de partículas maiores que 120 mm é superior a 10% (em peso) e a altura de cada camada do aterro é inferior a 1m;
- A espessura de cada camada do aterro é menor que 50 cm e o resíduo contém partículas superiores a 4 cm;
- A carga no talude é baixa.

Vários autores (Siegel et al, 1990; Sanchez et al, 1993; Coumoulos et al, 1995 e Juca et al, 1997) têm buscado avaliar a resistência do RSU por meio de ensaios *in situ*, tais como CPT, SPT e palheta. Na maioria dos casos, esses ensaios são de difícil execução devido à presença de materiais resistentes como madeira, pedra, metal e outros, os quais promovem grandes picos na resistência medida, desvio das hastes dos equipamentos e avarias nos amostradores, palhetas e ponteiras.

Segundo Singh & Murphy (1990) os resultados obtidos dos ensaios de palheta não são representativos da resistência de RSU, pois as palhetas usadas neste ensaio são muito pequenas comparativamente às dimensões dos componentes do RSU.

Sowers (1968) considera que os valores de penetração do amostrador ( $N_{spt}$ ), raramente, ultrapassam 10 golpes. Já Coumoulos et al (1995) encontraram os valores de  $N_{SPT}$  crescentes com a profundidade, variando entre 25 golpes até cerca de 65 golpes a 25m de profundidade. Em geral, os resultados apresentam um alto grau de dispersão, o que torna difícil sua interpretação (Knochenmus et al, 1998).

Carvalho (1999) correlacionou resultados de ensaios CPT em RSU com solos arenosos, encontrando ângulo de atrito efetivo entre 29 a 33°. Os ângulos de atrito estimados apresentaram-se maiores do que aqueles obtidos por meio de ensaios triaxiais consolidados drenados, para 20% de deformação axial. Resultados típicos de CPT estimaram para RSU valores de coesão não drenada variando entre 45 e 120kPa.

### **2.3.10 Análise de estabilidade de taludes de RSU**

A estabilidade dos taludes de RSU em condições estáticas é controlada pelos seguintes fatores:

- Resistência ao cisalhamento e compressibilidade dos solos de fundação;
- Massa específica e resistência ao cisalhamento dos resíduos;
- Altura e inclinação do talude;
- Nível de chorume e flutuação no interior do aterro;
- Composição e resistência à erosão da capa superficial do aterro.

Há muitos mecanismos de ruptura que podem acontecer num talude de RSU, os quais incluem:

- Ruptura de talude durante ou depois do aterramento;
- Ruptura de deslizamento através do resíduo;
- Ruptura de deslizamento através do liner;
- Ruptura de deslizamento profundo incluindo liner, resíduo e fundação.

A análise de estabilidade de aterros de RSU é mais complicada do que para aterros de solo dada a dificuldade na avaliação das propriedades físicas e mecânicas do resíduo e da interação das interfaces, assim como as variações destes parâmetros com o tempo e a profundidade. Como parte da análise de estabilidade, a forma da superfície potencial de ruptura deve ser avaliada. Ela pode ser circular, se restrita ao resíduo, mas pode variar de forma se envolve alguma interface.

Usualmente, utiliza-se o método convencional de fatias na análise de estabilidade de equilíbrio limite do talude. O fator de segurança normalmente adotado apresenta-se entre 1,3 e 1,5 (Knochenmus et al, 1998).

O Fator de Segurança pode decrescer devido ao constante incremento da pressão de gás no interior do aterro. No aterro de Doña Juana (Colômbia), o Fator de Segurança variou de 1,31 a 1,27. No caso de recirculação de chorume, a diminuição do Fator de Segurança pode ser ainda maior, no aterro de Doña Juana análises demonstram variações de 1,31 a 1,11 (Caicedo et al, 2002).

Jessberger & Kockel (1991) analisaram a estabilidade de talude de um aterro em RSU utilizando o programa TALREN 97 desenvolvido pela Terrasol. Os parâmetros de resistência utilizados foram os obtidos em ensaios de CPT. O fator de segurança mínimo estável para uma superfície circular foi de 1,35. No entanto, uma pequena redução do ângulo de atrito de  $32^\circ$  para  $28^\circ$  e da coesão de 10kPa para 5kPa levou a um fator de segurança próximo a 1. Isto demonstra a importância na obtenção de propriedades de RSU confiáveis.

Singh & Murphy (1991) assinalam que para aterros de RSU com alturas medianas, em torno de 61m, e taludes 3H:1V, assentes em fundações relativamente resistentes, análises clássicas de estabilidade de taludes levam a fatores de segurança aceitáveis tomando como base parâmetros dentro das faixas apresentadas anteriormente. Os resultados devem ser considerados conservadores visto que taludes com inclinações superiores encontram-se estáveis. Aterros com alturas elevadas e taludes moderadamente íngremes (1,5 a 2H:1V) e assentes em fundações pouco resistentes, apresentam potencial de ruptura pela fundação do aterro.

A avaliação da estabilidade das fundações pode ser conduzida com base em análises de estabilidade de taludes convencionais e de capacidade de carga das fundações. Singh & Murphy (1991) consideram que na análise de estabilidade das fundações, a resistência do aterro deve ser desconsiderada, numa abordagem conservadora. Nessa modelagem tem-se a ruptura da fundação independente do corpo do aterro.

### **2.3.11 Variação da estabilidade de RSU com o tempo**

Dentre os fatores responsáveis por mudanças nas condições de estabilidade de aterros de RSU ao longo da sua vida útil destacam-se:

- Alteração da composição do resíduo, em virtude de, por exemplo, reciclagem de plásticos, metais, etc.;
- Incremento do lixiviado causado pela ruptura do sistema de drenagem e degradação dos resíduos;
- Incremento da pressão de gás, produto da decomposição orgânica, tendo origem na ruptura do sistema de coleta de gás.

Outro aspecto importante que influencia a estabilidade de taludes de aterros de RSU é a alteração na resistência à tração das fibras (plásticos, papel, etc.). Tal pode ocorrer por destruição mecânica das fibras, por efeitos físicos, variações de temperatura de até 70° no interior do aterro e biológicos.

### **2.3.12 Modelagem da estabilidade de depósitos de RSU**

a) Análise de estabilidade de taludes utilizando métodos de equilíbrio limite (Kolsch, 1996).

O modelo proposto considera a mobilização de resistência à tração que depende da tensão normal no contato resíduo-fibras e da resistência das fibras (Figura 2.21).

A Figura 2.22 mostra a relação entre a tensão tração, a tensão normal e os parâmetros do material que descrevem as propriedades de reforço no resíduo.

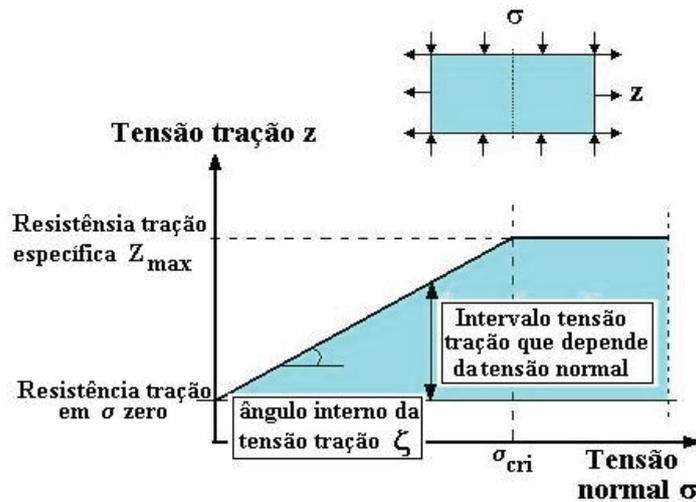


Figura 2.22. Definições para as propriedades de tensão (Kolsch, 1996).

O ângulo entre a superfície de ruptura em estudo e a direção principal da fibra,  $\alpha$  é considerado no cálculo da estabilidade. A resistência ao cisalhamento da matriz básica (atrimento) e da matriz de fibra (coesão de fibra) gera a resistência ao cisalhamento do resíduo, que pode ser obtida superpondo ambas as componentes (Figura 2.20).

Na Figura 2.23 apresenta-se a forma de determinação da parcela de resistência denominada coesão de fibra. O elemento reforçado horizontalmente encontra-se submetido a um carregamento cisalhante  $T$ . Esta carga gera a tensão de tração na fibra,  $Z$ , que transformado na direção do reforço resulta  $Z_\alpha$ . A tensão de tração gera a resistência ao cisalhamento  $\tau_z$ . Para garantir o equilíbrio de forças no elemento mobiliza-se uma tensão normal adicional  $\sigma_z$  (Efeito Clamp). Com  $\sigma_z$  surge uma força de atrito adicional gerando a componente de resistência ao cisalhamento  $\tau_{R(Z)}$  (Kolsch, 1996).

A coesão de fibra  $\tau_{(Z)}$  pode ser obtida através das equações a seguir:

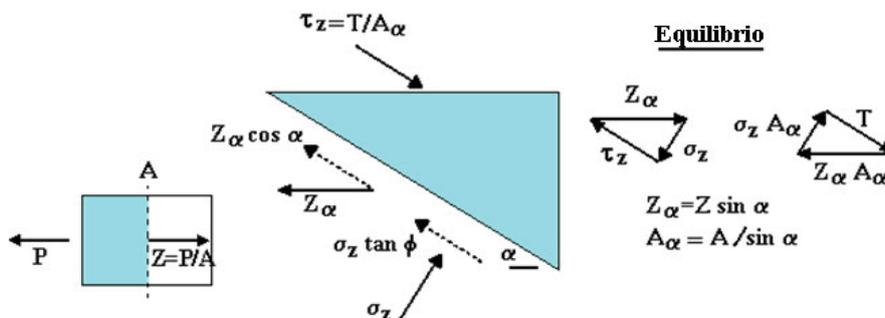


Figura 2.23. Sistema de equilíbrio num elemento reforçado (Apud Kolsch, 1996 e 2004).

$$\tau_{(Z)} = \tau_z + \tau_{R(Z)} \quad (2.4)$$

$$\tau_{(Z)} = Z \cos \alpha + \sigma_Z \tan \phi \quad (2.5)$$

$$\tau_{(Z)} = Z \sin \alpha \cos \alpha + Z \sin \alpha \sin \alpha \tan \phi \quad (2.6)$$

$$\tau_{(Z)} = Z \sin \alpha ( \cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi ) \quad (2.7)$$

Onde  $\tau_{(Z)}$  é a coesão de fibra;  $\tau_Z$  a resistência ao cisalhamento–fibra;  $\tau_{R(Z)}$  a resistência de atrito adicional (efeito clamp);  $Z$  a tensão tração e  $\alpha$  o ângulo entre a fibra e a superfície de cisalhamento.

Simplificando a ultima equação tem-se:

$$\tau_{(Z)} = Z a_\zeta \quad (2.8)$$

Onde  $a_\zeta$  é um fator de transmissão que descreve a quantidade máxima de mobilização.  $a_\zeta$  varia entre 0,65 a 0,95 para ângulos de atrito,  $\phi$ , entre 15 e 35°, porém numa condição mais simples tem-se:

$$\begin{aligned} Z &= \sigma_V \tan \zeta && \text{para } [\sigma_V < \sigma_{\text{cri}}] \\ Z &= Z_{\text{max}} && \text{para } [\sigma_V > \sigma_{\text{cri}}] \end{aligned} \quad (2.9)$$

Onde  $\sigma_V$  é a tensão normal (perpendicular a direção principal da fibra) e  $\zeta$  o ângulo correspondente à resistência à tração.

A resistência ao cisalhamento da matriz básica (atrito) adicionada à coesão de fibra (Figura 2.20) resulta:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \tau_{(R)} + \tau_{(Z)} \\ \tau_f &= \sigma \tan \phi + Z a_\zeta \\ \tau_f &= \sigma \tan \phi + \sigma_V \tan \zeta a_\zeta && \text{para } [\sigma_V < \sigma_{\text{crit}}] \\ \tau_f &= \sigma \tan \phi + Z_{\text{max}} a_\zeta && \text{para } [\sigma_V > \sigma_{\text{crit}}] \end{aligned} \quad (2.10)$$

Kolsch (1996) considera as equações acima e utiliza o método de Bishop na análise de estabilidade de taludes de aterros sanitários. Às forças resistentes,  $T$ , são acrescentadas um termo que inclui a resistência devida às fibras, expreso por:.

$$T = \frac{G.tg\phi + c.b + G.tg\zeta.a_r.\text{sen}(1,5\alpha)}{\frac{1}{FS}\text{sen}\alpha.tg\phi + \cos\alpha} \quad (2.11)$$

Onde G é a massa efetiva do elemento; b a espessura do elemento e FS o fator de segurança.

b) Análise de estabilidade de aterros de RSU como uma estrutura de solo reforçado (Ehrlich, 2004).

Taludes de aterros RSU podem ser analisados utilizando procedimentos similares aos adotados para estruturas de solo reforçado. A contribuição das fibras (plástico, madeira, etc.) pode ser entendida similarmente aos reforços.

Considerando essa abordagem Ehrlich (2004) avalia alturas críticas de RSU e estuda também a influência da direção de posição das fibras na estabilidade.

Na Figura 2.24 mostra-se uma análise em solo reforçado com n lâminas horizontais separadas numa distancia constante entre si. Nela mostra-se detalhe do reforço por camadas num talude vertical de altura H.

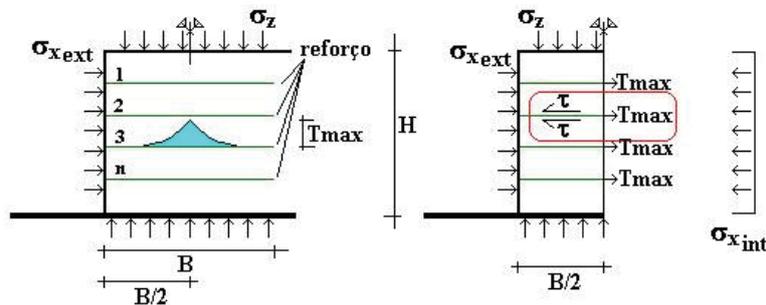


Figura 2.24. Taludes reforçados.

No equilíbrio,

$$(\sigma_{x\text{int}} - \sigma_{x\text{ext}})H \leq \sum T_{\text{max}} = nT_{\text{max}} \quad (2.12)$$

onde n é o número de reforços e  $T_{\text{max}}$  é a tensão máxima possível de ser mobilizada nos reforços.

Tem-se que de  $T_{\text{max}}$  é determinado considerando o menor valor entre a resistência à ruptura das fibras,  $T_R$  e a resistência ao arrancamento,  $T_P$ .

$$\begin{aligned} T_{\text{max}} &= T_R && \text{se } T_R < T_P \\ &T_P && \text{se } T_R > T_P \end{aligned} \quad (2.13)$$

$$T_p = 2\tau \frac{B}{2} = 2(\sigma_z \text{tg}(\phi_{sr})) \frac{B}{2} = \sigma_z \text{tg}\phi_{sr} B \quad (2.14)$$

onde  $\tau$  = Resistência ao cisalhamento da interface resíduo fibra;

$\phi_{sr}$  = ângulo de atrito resíduo fibra;

B = Comprimento de reforço.

b.1) Verificação do colapso pela não aderência das fibras no interior da massa de resíduo.

Considerando o arrancamento do reforço, tem-se levando (2.14) e (2.13) em (2.12)

$$nT_{\max} = n\sigma_z \text{tg}\phi_{sr} B = (\sigma_{X_{\text{int}}} - \sigma_{X_{\text{ext}}})H \quad (2.15)$$

$$\sigma_{X_{\text{int}}} = K\sigma_z \quad (2.16)$$

Onde K é o coeficiente de empuxo do solo

Para  $\sigma_{X_{\text{ext}}}$ =zero, (2.16) em (2.15)

$$n = \frac{KH}{\text{tg}\phi_{sr} B} \quad (2.17)$$

Assim na condição ativa de Rankine  $K = K_a = \text{tg}^2(45-\phi/2)$

$$n = \frac{H \text{tg}^2(45-\phi/2)}{B \text{tg}\phi_{sr}} \quad (2.18)$$

Pode-se observar que o número de reforços necessários ao equilíbrio, n, independe de  $\sigma_z$ , isto é, da altura do aterro. Pode-se concluir analisando a Equação 2.18 que para condições usuais de parâmetros e geometria é improvável a ruptura por arrancamento das fibras.

b.2) Verificação do colapso pela ruptura das fibras

Considerando a ruptura dos reforços tem-se levando a Equação (2.13) em (2.12)

$$nT_{\max} = nT_R = (\sigma_{X_{\text{int}}} - \sigma_{X_{\text{ext}}})H \quad (2.19)$$

para  $\sigma_{x_{ext}}=zero$

Substituindo (2.16) em (2.19)

$$n = \frac{K\sigma_z H}{T_R} \quad (2.20)$$

Na condição ativa,

$$n = \left( \frac{\sigma_z H}{T_R} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.21)$$

Observa-se que nesse caso n depende de  $\sigma_z$

Na ruptura ( $\sigma_{z_{crit}}$ ) a Equação (2.21) pode ser reduzida a:

$$\frac{nT_R}{H} = \sigma_{z_{crit}} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.22)$$

tem-se,

$$\sigma_{z_{crit}} = \gamma \cdot Z_{crit} \quad (2.23)$$

$$Z_{crit} = \frac{nT_R}{\gamma \cdot H} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.24)$$

Na Tabela 2.8 apresentam-se resultados calculados de altura crítica de aterros de RSU com taludes verticais considerando a Equação 2.24 e resultados de ensaios de resistência à tração para diferentes RSU (Figura 2.25, Kolsch, 1996). O ângulo de tensão de tração  $\xi=0^\circ$  para resíduo peneirado significa que houve uma perda total do efeito estrutural (ex. solo sem reforço). O solo triturado com 20% de reforço atingiu  $\xi=14^\circ$  e o resíduo fresco com maior porcentagem de reforço  $\xi=35^\circ$ .

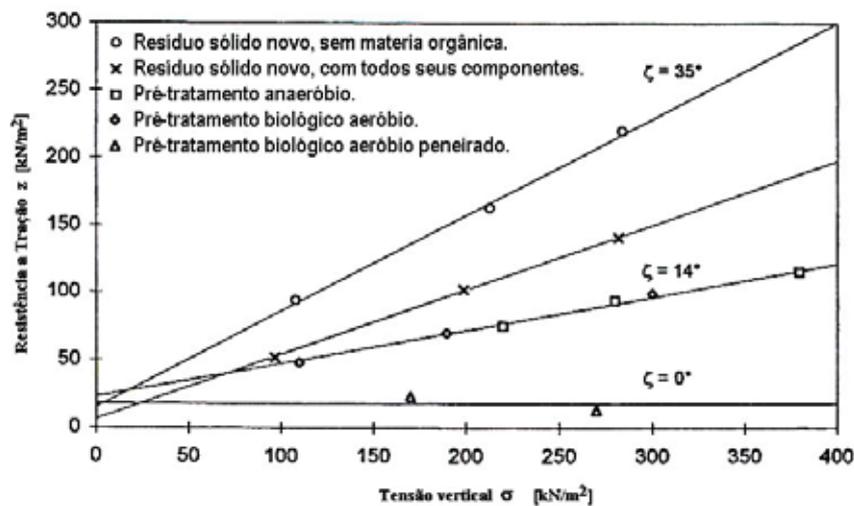


Figura 2.25. Variação da resistência à tração com a tensão normal para diferentes RSU (Kolsch, 1996).

Considerou-se no cálculo apresentado na Tabela 2.8 um peso específico de 10 kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_z$  de 400KPa e ângulos de atrito de 20 e 30°.

Tabela 2.8. Altura crítica de taludes verticais de RSU.

$\phi$	Tipo de Resíduo	$nT_R/H$ [KPa]	$Z_{cri}$ [m]
20	Resíduo sem mat.org.	> 300	> 60
	Fresco	> 200	> 40
	Pré-tratado	> 120	> 24
	Pré-tratado Peneirado	> 20	> 4
30	Resíduo sem mat.org.	> 300	> 90
	Fresco	> 200	> 60
	Pré-tratado	> 120	> 36
	Pré-tratado Peneirado	> 20	> 6

Nas condições analisadas pode-se observar que aterros de RSU podem atingir elevados desníveis sem atingir o colapso.

c) Estudo da eficiência da orientação das fibras no comportamento de massas reforçadas (Ehrlich, 2004)

No estado plano de deformações, em um material isotrópico elástico linear tem-se relacionado às tensões,  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , e deformações principais,  $\epsilon_1$  e  $\epsilon_3$ , por:

$$\epsilon_1 = \frac{1-\mu^2}{E} \left[ \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 \left( \frac{\mu}{1-\mu} \right) \right] \quad (2.25)$$

$$\epsilon_3 = \frac{1-\mu^2}{E} \left[ \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1 \left( \frac{\mu}{1-\mu} \right) \right] \quad (2.26)$$

Considerando,

$$K = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \quad (2.27)$$

$$K_o = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (2.28)$$

Onde K=coeficiente de empuxo e  $K_o$ =coeficiente de empuxo no repouso.

Substituindo tem-se,

$$\epsilon_1 = \frac{1-\mu^2}{E} \Delta\sigma_1 (1 - K.K_o) \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1-\mu^2}{E} \Delta\sigma_1 (K - K_o) \quad (2.30)$$

Na condição ativa,

$$K = K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.31)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1-\mu^2}{E} \Delta\sigma_1 (1 - K_a K_o) \quad (2.32)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1-\mu^2}{E} \Delta\sigma_1 (K_a - K_o) \quad (2.33)$$

Na Figura 2.26 encontra-se representado o estado de tensões atuante no colapso em um ensaio de cisalhamento direto. Nestas condições o plano horizontal é um plano de colapso (Figura 2.26a). As tensões principais podem ser determinadas considerando o círculo de Mohr que tangencia a envoltória de ruptura e passa pelo ponto definido por  $\tau_{xz}$  e  $\sigma_z$  (Figura 2.26b). As direções, tensões principais e planos de ruptura estão representadas na Figura 2.26c.

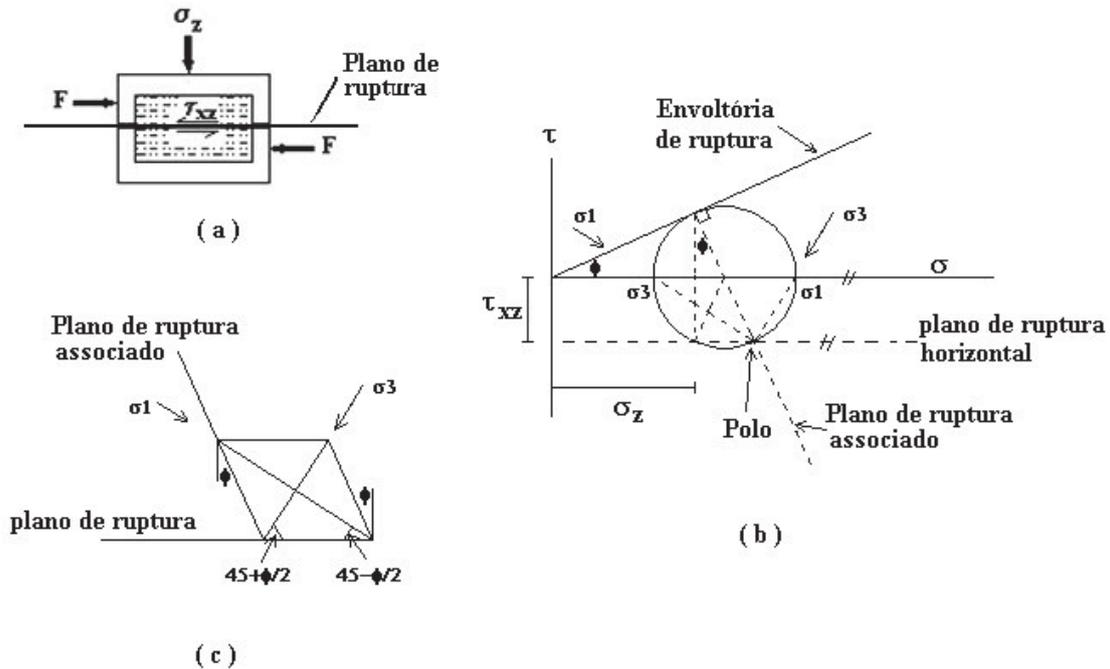


Figura 2.26. Tensões atuantes no colapso em um ensaio de cisalhamento direto: (a) Plano de ruptura, (b) Círculo de Mohr e (c) Direção das tensões principais e planos de ruptura.

As deformações,  $\varepsilon_\theta$ , que ocorrem na direção normal em um plano qualquer que faz um ângulo,  $\theta$ , com a direção do plano principal maior são determinadas por:

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} + \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \cos 2\theta \quad (2.34)$$

Considerando os planos de deformação de tração ( $\varepsilon_{\theta} < 0$ ), rearranjando a Equação (2.34) tem-se,

$$\cos 2\theta < (-) \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} \quad (2.35)$$

Substituindo 2.32 e 2.33 em 2.35 tem-se

$$\cos 2\theta < (-) \frac{(1 - K_o)(1 + K_a)}{(1 + K_o)(1 - K_a)} \quad (2.36)$$

$$\text{Tomando } K_o = 1 - \sin\phi \quad (\text{Jaky, 1944}) \quad (2.37)$$

E substituindo as Equações 2.30 e 2.37 em 2.36, tem-se:

$$\cos 2\theta < (-) \frac{1}{2 - \sin\phi} \quad (2.38)$$

Considerando um material com ângulo de atrito,  $\phi$ , igual a  $30^\circ$  tem-se que a direção dos planos,  $\theta$ , zona hachurada, Figura 2.27, nos quais se tem tração é igual a  $66^\circ < \theta < 114^\circ$ .

No caso em questão,  $\phi = 30^\circ$ , a inclinação limite dos planos nos quais se observa tração em relação a  $\varepsilon_3$ ,  $\alpha_o$  é igual  $24^\circ$ .

As fibras são mobilizadas quando orientadas segundo planos submetidos a deformação de tração (zona hachurada Figura 2.27). A direção da deformação principal  $\varepsilon_3$  é onde ocorrem as maiores deformações de tração. Portanto, é a direção na qual se verifica a maior eficiência dos reforços.

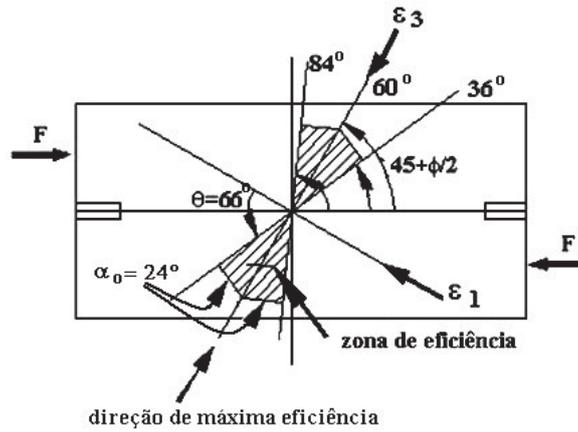


Figura 2.27. Direção do reforço para  $\phi=30^\circ$ .

Em taludes verticais a direção da deformação principal menor,  $\epsilon_3$ , é horizontal e nos inclinados  $\epsilon_3$  faz com a horizontal um ângulo  $\alpha$  (Figura 2.28).

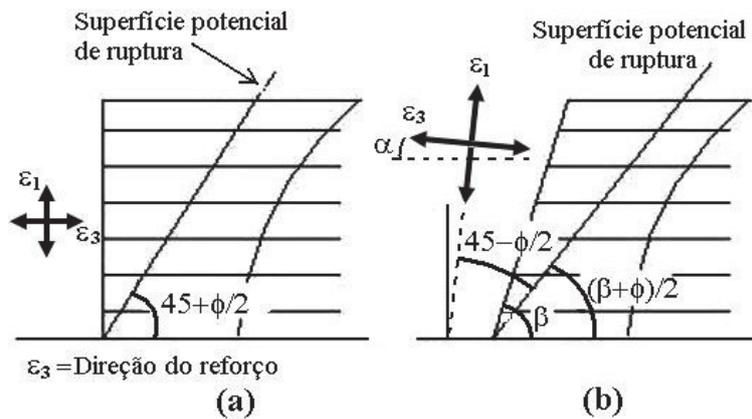


Figura 3.28. Direção da deformação principal menor em relação aos reforços.

O valor de  $\alpha$  pode ser calculado por,

$$\alpha = \frac{(90 - \beta)}{2} \quad (2.39)$$

Para  $\alpha \geq \alpha_0$  não se tem a influência dos reforços horizontais como elementos trativos.

Na Tabela 2.9 mostra-se para diferentes valores de ângulo de atrito,  $\phi$ , e  $\alpha_0$ , valores de inclinação de taludes,  $\beta_0$ , a partir da qual ( $\beta < \beta_0$ ) não se verifica a mobilização das fibras. Para valores de inclinação menores que  $\beta_0$ , o reforço encontrar-se-á em compressão, portanto não participará como elemento de reforço do talude.

O valor de  $\beta_0$  é determinado considerando na Equação 2.39,  $\alpha = \alpha_0$ . Rearranjando tem-se.

$$\beta_o = 2.\alpha_o - 90 \quad (2.40)$$

Tabela 2.9. Ângulos de inclinação de taludes,  $\beta_o$ , nos quais se tem a condição limite de eficiência do reforço.

$\phi$	20	25	30	45
$\beta_o$	37	39,4	42	50,6
$\alpha_o$	26,5	25,3	24	19,7

## 2.4 MODELAGEM EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Os ensaios em modelos centrífugos potencialmente são uma excelente ferramenta para análise de problemas geotécnicos. Nesses estudos, condições específicas podem ser verificadas e extrapoladas para um protótipo.

Busca-se na modelagem física replicar as condições que ocorrem no protótipo. O modelo é freqüentemente uma versão em escala reduzida do protótipo em condições adequadas à modelagem centrífuga. Os dois eventos devem ser similares e essa similaridade deve satisfazer as leis de escala utilizadas.

O estudo de um problema geotécnico, através de modelos centrífugos, busca reproduzir o nível de tensões verificado no protótipo. Os modelos são acelerados, de forma a se verificar um campo de aceleração inercial radial que equivaleria a valores de aceleração da gravidade muito superiores. Dessa forma, tem-se o incremento do estado de tensões do solo com a profundidade. Se o solo é o mesmo no modelo e no protótipo e o procedimento da preparação do modelo é cuidadoso, para o modelo centrífugo sujeito a um campo de aceleração inercial de N vezes a gravidade, a tensão vertical atuante à profundidade  $h_m$  será equivalente à que se verifica no protótipo à profundidade  $h_p$  onde  $h_p = N \times h_m$ .

Para uma correta utilização da centrífuga, é necessário o conhecimento de seus princípios básicos e suas leis. A seguir, são apresentados dois aspectos importantes a serem considerados em toda modelagem centrífuga:

*Leis de escala.* As leis de escala devem ser obtidas fazendo-se uso da análise dimensional.

*Erros de escala.* Críticas comumente observadas nos modelos centrífugos são os erros de escala, devido ao campo de aceleração não uniforme e também à dificuldade de representação de detalhes do protótipo num modelo de pequena escala.

#### 2.4.1 Leis de escala

A análise escalar de parâmetros físicos relativos ao transporte de contaminantes é essencial para similaridade destes processos no modelo reduzido e no protótipo. A análise dimensional (Laut, 1975; Arulanadan et al, 1988) e as técnicas de inspeção (Bachmat 1967, Hensley 1988) vêm sendo utilizados para derivar as leis de escala gerais dos modelos centrífugos de migração de contaminantes.

Os princípios básicos e as leis de escala da modelagem em centrífuga vêm sendo pesquisados por diversos autores. Barker (1998) fez o seguinte resumo:

Se para um ensaio é utilizado o mesmo solo tanto na escala real (protótipo) como na escala reduzida 1/N (modelo), as tensões em pontos específicos do modelo e protótipo serão as mesmas, sempre que as condições de contorno forem similares.

Se as variações de poro-pressão do modelo e do protótipo são similares, então, todo fluxo de poropressão primária e adensamento será modelado em tempos  $N^2$  maior que no protótipo.

No caso, por exemplo, do estudo da ruptura de taludes em solo reforçado, procura-se a similaridade entre o modelo e o protótipo para garantir fatores de segurança idênticos. Ao considerar o método de Fellenius, o Fator de Segurança é dado por (Figura 2.29):

$$FS = \frac{\sum \text{Momento.resistente}}{\sum \text{Momento.atuante}} \quad (2.41)$$

No protótipo,

$$FS_p = \frac{\sum(A_i \cdot \rho \cdot g) \cos \theta_i \tan \phi \cdot R + \sum T_j y_j}{\sum(A_i \cdot \rho \cdot g) \sin \theta_i \cdot R} \quad (2.42)$$

onde,

$(A_i \cdot \rho \cdot g)$  = peso da fatia  $i$  por unidade de longitude;

$A_i$  = Área da fatia;

$\rho$  = Massa específica do solo;

$g$  = Aceleração;

$\theta_i$  = Ângulo desde a horizontal à tangente no centro da fatia  $i$ ;

$R$  = Raio do círculo de ruptura;

$\phi$  = Ângulo de atrito do solo;

$T_j$  = Força de tração do reforço  $j$ ;

$y_j$  = Braço de momento para o reforço.

Para o modelo a expressão do fator de segurança seria:

$$FS_m = \frac{\sum(A_{im} \cdot \rho_m \cdot g_m) \cos \theta_i \tan \phi_m R_m + \sum T_{jm} y_{jm}}{\sum(A_{im} \cdot \rho_m \cdot g_m) \sin \theta_i \cdot R_m} \quad (2.43)$$

As seguintes relações existem entre o modelo e o protótipo:

$$A_{im} = (\alpha_L)^2 A_i \quad (2.44)$$

$$g_m = \alpha_g \cdot g \quad (2.45)$$

$$R_m = \alpha_L R \quad (2.46)$$

$$y_{jm} = \alpha_L y_j \quad (2.47)$$

onde  $\alpha_L$  é o fator de escala linear, e  $\alpha_g$  é o fator de escala para aceleração. Notar que o modelo com um fator de escala  $\alpha_L = 1/N$  requer que a aceleração causada pela gravidade tenha escala de  $\alpha_g=N$ . Considerando isto a Equação (2.43) seria:

$$FS_m = \frac{\sum(A_i \cdot \rho_m \cdot g) \cos \theta_i \tan \phi_m R + \sum \frac{T_{jm}}{(\alpha_L)^2 \alpha_g} y_j}{\sum(A_i \cdot \rho_m \cdot g) \sin \theta_i \cdot R} \quad (2.48)$$

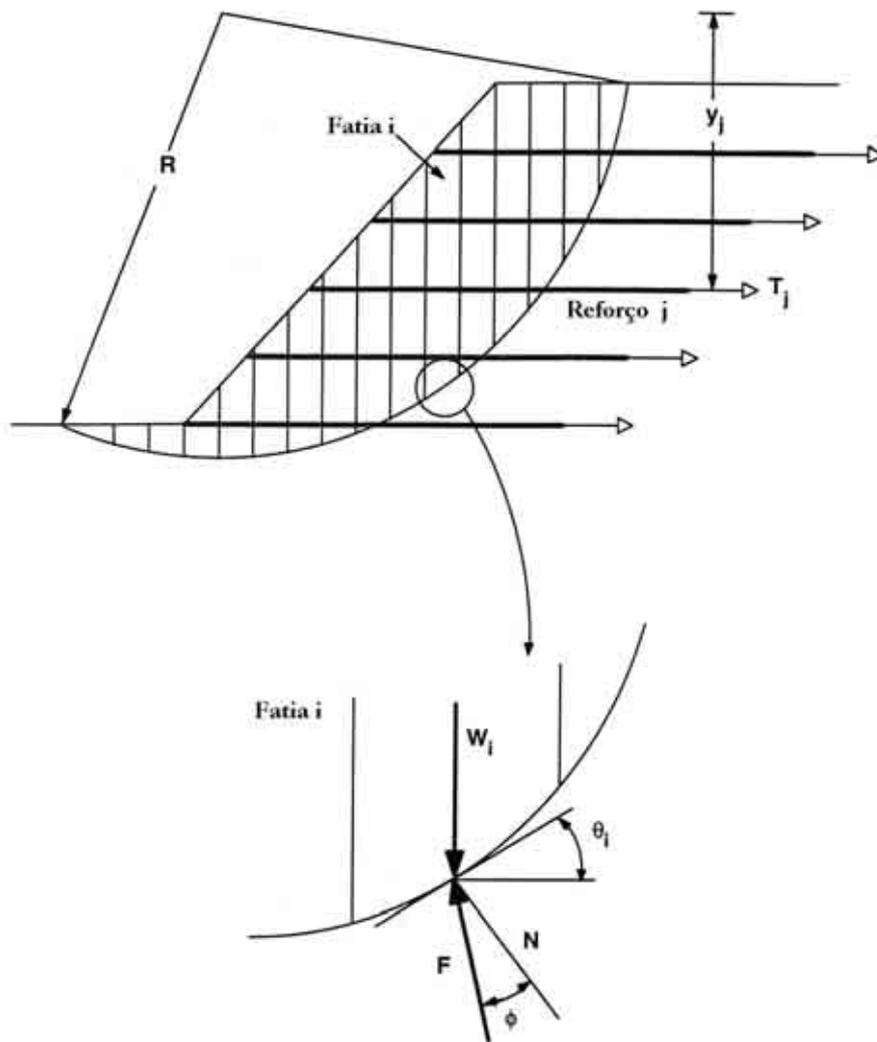


Figura 2.29. Equilíbrio limite de um talude de solo reforçado numa superfície de ruptura circular.

Dada a similaridade entre o protótipo e o modelo tem-se:

$$FS_m = FS_p \quad (2.49)$$

A relação escalar para análise de taludes de solo reforçado pode-se encontrar mediante a comparação das expressões (2.42) e (2.48). Conseqüentemente, as seguintes equivalências devem-se satisfazer com o intuito de ter os mesmos fatores de segurança entre protótipo e modelo:

$$\rho_m = \rho \quad (2.50)$$

$$\tan\phi_m = \tan\phi \quad (2.51)$$

$$\begin{aligned}
T_{jm} &= (\alpha_L)^2 \alpha_g T_j \\
&= (1/N)^2 N T_j \\
&= (1/N) T_j
\end{aligned}
\tag{2.52}$$

Os requerimentos escalares (2.50) e (2.51) indicam que tanto modelo como protótipo devem ter a mesma massa específica e ângulo de atrito. A condição (2.52) indica que o fator de escala  $\alpha_T$  para a tensão do reforço deve ser igual a  $1/N$ .

Embora as expressões (2.50) (2.51) e (2.52) governem a modelagem de ruptura de taludes reforçados, outras relações escalares na modelagem em centrífuga foram apresentadas (Scott & Morgan, 1977; Barker, 1998; Gurung, 1996; Taylor, 1995), ver Tabela 2.10. Particular importância requer o fator de escala da tensão. Assim, a dependência do ângulo de atrito e a dilatância deveria ser considerada na modelagem de modelos em centrífuga.

Baseado na Tabela 2.10 pode-se inferir fatores de escala para estruturas de solo reforçado. A Tabela 2.11 resume as equivalências escalares para solo, reforço, e parâmetros de interface. Estas relações escalares assumem que o mesmo solo é utilizado no modelo e no protótipo e que inclusões planares são utilizados como elementos de reforço, sendo assim, tem-se:

$$T_{ult} = \sigma_{ult} \cdot t \tag{2.53}$$

Onde  $t$  é a espessura do reforço planar.

Considerando o fator de escala para  $\sigma_{ult}$  e  $t$ , obtém-se o fator de escala  $\alpha_T$  para a resistência a tensão  $T_{ult}$ :

$$\alpha_T = \alpha_\sigma \cdot \alpha_L = 1 \cdot 1/N = 1/N \tag{2.54}$$

Similarmente, ao invés de considerar o módulo convencional de Young  $E[F/L^2]$ , utiliza-se o parâmetro de rigidez  $J[F/L]$  para caracterizar a deformação dos reforços planares, a saber:

$$J = E \cdot t \tag{2.55}$$

$$\alpha_J = \alpha_\sigma \cdot \alpha_L = 1 \cdot 1/N = 1/N \tag{2.56}$$

Tabela 2.10. Resumo de Leis de escala na modelagem (Apud Scott & Morgan, 1977; Barker, 1998; Gurung, 1996 e Taylor, 1995).

Tipo de evento	Parâmetro	Modelo Protótipo
Eventos estáticos	Gravidade, g	N
	Tensão, $\sigma$	1
	Deformação, $\epsilon$	1
	Longitude, L	1/N
	Área, L <sup>2</sup>	1/N <sup>2</sup>
	Massa específica, $\rho$	1
	Massa, m	1/N <sup>3</sup>
Eventos dinâmicos	Força, F	1/N <sup>2</sup>
	Tempo	1/N
	Frequência	N
	Aceleração	N
Eventos de difusão	Índice de deformação	N
	Pressão neutra	1
	Gradiente hidráulico	1
	Concentração	1
	Tempo (evento de percolação)	1/N <sup>2</sup>
	Temperatura	1
	Velocidade	N
Permeabilidade (mesma solução modelo e protótipo)	N	

Tabela 2.11. Fatores de escala para parâmetros utilizados na modelagem centrífuga de estruturas em solo reforçado (Zornberg et al, 1995).

Quantidade	Modelo / Protótipo
<u>Parâmetros do solo:</u>	
Parâmetros de resistência c, $\phi$	1
Comportamento tensão-deformação	1
<u>Parâmetros de reforço</u>	
Resistência à tração ( $T_{ult}$ )	1/N <sup>*</sup>
Módulo (J)	1/N <sup>*</sup>
<u>Propriedades de interface.</u>	
Resistência da interface (tan $\delta$ )	1
Comportamento tensão-deformação da interface	1 <sup>**</sup>

\* Para o caso de reforço planar (unidades para  $T_{ult}$  e J: Força/Longitude).

\*\* O fator de escala poderia ser N se a relação tensão cisalhante-deslocamento é considerada para representar o comportamento de interface atual.

A Figura 2.30 mostra o comportamento do reforço no modelo e no protótipo. Notar que para satisfazer os requerimentos de resistência à tração, pode-se utilizar o mesmo material do reforço do protótipo no modelo com espessura  $N$  vezes menor.

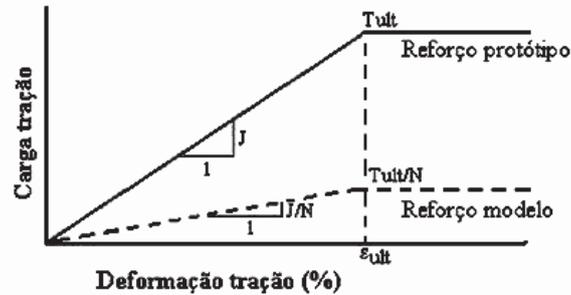


Figura 2.30. Análise escalar entre o reforço do modelo e o protótipo (Apud Zornberg et al, 1995).

### 2.4.2 Análise linear

Antes de extrapolar os resultados do modelo da centrífuga aos valores do protótipo, é essencial entender as leis físicas sob as quais a modelagem centrífuga é baseada. Na Engenharia Geotécnica, o estudo do comportamento mecânico de um protótipo através de um modelo reduzido em escala, requer, essencialmente, que o modelo centrífugo tenha o mesmo estado de tensões que o protótipo. Portanto, é de grande interesse conhecer como atingir a equivalência entre modelo e protótipo.

A Figura 2.31 mostra um diagrama esquemático de um modelo durante a centrifugação.

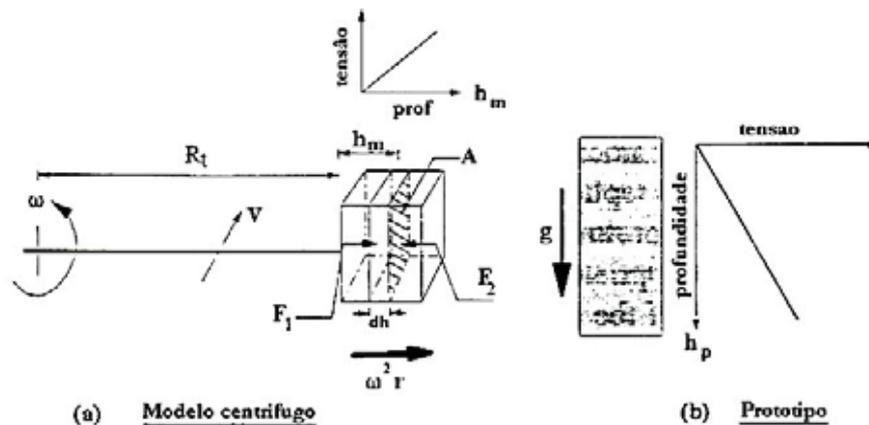


Figura 2.31. Tensões inerciais do modelo centrífugo induzidos pela rotação (Apud Gurung 1996).

Quando um modelo gira num plano horizontal é gerada uma aceleração centrípeta em uma profundidade  $h_m$  a partir do topo do modelo, dada por:

$$a_r = \frac{V^2}{R_t + h_m} = (R_t + h_m)\omega^2 \quad (2.57)$$

Onde,

$a_r$ , = Aceleração centrípeta;

$V$  = Velocidade tangencial;

$R_t$  = Raio do centro de rotação até o topo do modelo;

$h_m$ , = Profundidade do modelo;

$w$  = Velocidade angular da centrífuga.

Durante a centrifugação, de acordo com a segunda lei de Newton, a base do container atrai o solo em direção ao centro de rotação da centrífuga com uma força,  $ma_r$ , onde  $m$  é a massa do solo. Também, pela terceira lei de Newton, a massa do solo reage de encontro ao container com uma força equivalente e em sentido contrário de  $ma_r$ , que é o peso aparente do solo no modelo.

Na hipótese da aceleração centrípeta  $a_r$  ser igual a algum valor adicional da aceleração gravitacional  $g$  ( ex.  $a_r = \{[(R_t+h_m)/g]w^2 g\}$ , então a força total exercida pela massa de solo no container será  $F_r = ma_r = m\{[(R_t+h_m)/g]w^2 g\} = [(R_t+h_m)/g]w^2 (mg)$  (que é igual a  $[(R_t+h_m)/g]w^2$  vezes o peso do solo na velocidade zero).

Logo, o peso do protótipo é  $[(R_t+h_m)/g]w^2$  vezes maior que o peso do modelo.  $[(R_t+h_m)/g]w^2$  é denominado *fator de escala* (N).

Pode-se ver na Figura 2.31a que, aplicando a segunda lei de Newton num pequeno elemento do modelo que gira no plano horizontal, tem-se:

$$F_2 - F_1 = dF = a_r dm \quad (2.58)$$

onde

$F$  = força;

$m$  = massa do elemento;

$a_r$  = aceleração radial.

E, sabendo que,

$$dm = \rho dv = \rho (dh) A \quad (2.59)$$

Onde

$\rho$  = massa específica;  
 $dv$  = variação de volume;  
 $dh$  = variação do comprimento radial;  
 $A$  = área.

A partir da definição de tensão, tem-se:

$$d\sigma_m = dF / A \quad (2.60)$$

Assim, das equações anteriores tem-se  $dF = \rho (dh) A a_r$ , e

$$d\sigma_m = \rho a_r dh \quad (2.61)$$

E, voltando à Equação 2.57,

$$d\sigma_m = \rho \omega^2 (R_t + h) dh \quad (2.62)$$

Integrando,

$$\int_0^\sigma d\sigma_m = \rho \omega^2 h_m \int_0^{h_m} (R_t + h) dh \quad (2.63)$$

$$\sigma_m = \rho \omega^2 h_m \left( R_t + \frac{h_m}{2} \right) \quad (2.64)$$

Para a modelagem centrífuga, esta tensão radial corresponde ao peso do modelo nessa direção. No caso de solo natural (protótipo), as tensões são chamadas *tensões geostáticas* e sempre são verticais. Portanto, a tensão geostática em qualquer profundidade será igual ao peso específico do solo pela altura de solo acima dela.

$$\sigma_p = \gamma h_p = \rho g h_p \quad (2.65)$$

Na Equação (2.65), pode-se observar, claramente, uma variação linear da tensão com a profundidade. Nesta equação, assume-se que a aceleração da gravidade é constante com a profundidade.

Pode-se observar que as equações de tensão do modelo e do protótipo são diferentes. Desta forma, a fim de preservar uma similaridade entre o modelo e o protótipo, é importante determinar um ponto de equivalência entre ambas as equações (Figura 2.31). Fazer as tensões de o modelo centrífugo variar linearmente provoca um desvio das tensões reais induzidas na centrífuga. Para saber a magnitude deste desvio, pode-se valer de um método conservativo, por exemplo, calculando o máximo desvio possível da tensão na base do modelo assumindo o raio efetivo do topo do modelo, ou seja,  $R_t = R_t + h_m/2$ ,

$$\sigma_m = \rho w^2 h_m R_t = \rho (w^2 R_t) h_m = \rho (N * g) h_m \quad (2.66)$$

Em seguida, adota-se o fator de escala N num raio centrífugo efetivo para o modelo  $R_e$  tal que,

$$N * g = w^2 R_e \quad (2.67)$$

Igualando a Equação (2.57) com a Equação (2.67) resulta,

$$R_e = (R_t + h_m) \quad (2.68)$$

A diferença de tensões entre o protótipo (função linear) e o modelo centrífugo (função não linear) é mostrada na Figura 2.32.

Na parte superior, as tensões do modelo são menores que as do protótipo e na parte inferior são maiores. Supondo-se que as tensões verticais no modelo e no protótipo sejam iguais a uma profundidade  $h = h_i$  e considerando as Equações (2.64) e (2.66), tem-se:

$$\sigma_m = \rho g N h_i = \rho w^2 (R_t + h_i/2) h_i \quad (2.69)$$

Considerando agora a Equação (2.67).

$$R_e = R_t + 0,5 h_i \quad (2.70)$$

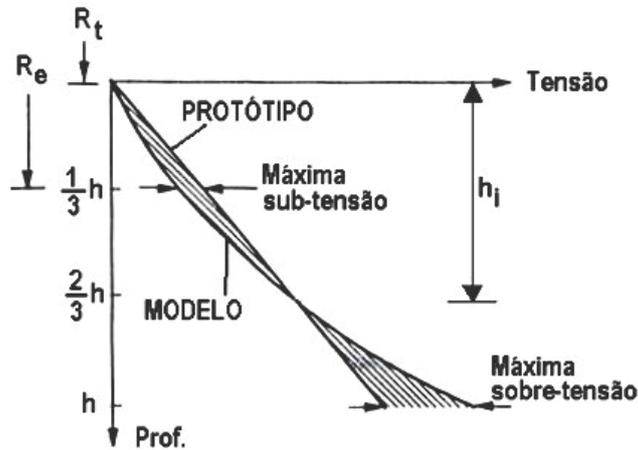


Figura 2.32. Comparação da variação de tensões com a profundidade do modelo e do protótipo (apud Gurung 1996).

Observando-se a Figura 2.32, o índice de máxima sub-tensão  $r_u$  que ocorre na parte superior do modelo numa profundidade  $h = 0,5h_i$  pode ser calculada com a seguinte relação: *(tensão protótipo – tensão modelo) / Tensão protótipo*.

$$r_u = \frac{0,5h_i \rho g N - 0,5h_i \rho w^2 \left[ R_t + \frac{0,5h_i}{2} \right]}{0,5h_i \rho g N} \quad (2.71)$$

Simplificando-se a equação, tem-se.

$$r_u = \frac{h_i}{4R_e} \quad (2.72)$$

De maneira similar, o índice de máxima sobre tensão  $r_o$  que ocorre na parte inferior do modelo será.

$$r_o = \frac{h_m - h_i}{2R_e} \quad (2.73)$$

Quando o índice de máxima sub tensão  $r_u$  for igual ao índice de máxima sobre-tensão  $r_o$  (Equação 2.72=Equação 2.73) as tensões do modelo serão iguais escalarmente com o protótipo,

$$h_i = \frac{2}{3} h_m \quad (2.74)$$

Então 
$$r_u = r_o = \frac{h_m}{6R_e} \quad (2.75)$$

Da Equação 2.74 e na Figura 2.32, pode-se observar uma correspondência exata de tensões entre o modelo e o protótipo a 2/3 da altura do modelo. Assim, é possível

considerar como raio efetivo a distância desde o eixo central até 1/3 da profundidade do modelo, sempre que o erro seja mínimo (Equação 2.75). Para a maioria das centrífugas,  $h/R_e > 0,2$  (Taylor, 1995). Desta forma, o erro máximo no perfil de tensões é menor que 3% das tensões do protótipo. É importante notar que para centrífugas com raios pequenos (ex.  $R_e=1.5m$ ), o erro devido à distribuição de tensões não linear é pequeno para amostras moderadamente grandes (30 cm de altura).

### 2.4.3 Erros na modelagem centrífuga

Os modelos centrífugos são protótipos em escala reduzida, onde se espera encontrar as mesmas propriedades físicas dos protótipos. No entanto, certas circunstâncias podem causar diferenças do comportamento mecânico do solo no modelo em relação ao seu correspondente no protótipo. Esta diferença é chamada *Efeito de escala*. Associadas ao efeito de escala, estão o efeito do tamanho da partícula e do confinamento.

Junto ao efeito de escala pode-se ter o efeito de Coriolis e o efeito gravitacional da terra (Gurung 1996).

#### **Efeitos de escala**

Nos estudos da modelagem física, é possível fazer algumas vezes uma réplica detalhada do protótipo. No entanto, algumas aproximações têm que ser consideradas freqüentemente referidas ao efeito de escala.

Muitos pesquisadores têm citado os problemas de efeito de escala e efeito de tamanho das partículas associados com a redução dimensional do modelo e o comportamento do solo no protótipo. Por exemplo, quando o modelo de uma sapata é apoiado em areia e é sujeito a  $N$  vezes o valor da aceleração gravitacional, as dimensões da sapata e as partículas do solo chegariam a ser teoricamente  $N$  vezes maiores que as dimensões originais. Tal fato levaria a incorreções na modelagem do comportamento real do protótipo.

Por outro lado, como discutido anteriormente, a função que governa as variações de tensão do modelo com a profundidade não é uma função linear. Esta não linearidade é produzida pelas tensões inerciais desenvolvidas na centrífuga variáveis com o raio. No caso do protótipo, as variações de tensão com a profundidade são lineares devido à

tensão geostática vertical. Esta diferença pode ser minimizada escolhendo-se cuidadosamente o raio efetivo no qual o fator de escala  $N$  é determinado.

### **Efeito do tamanho da partícula**

A pergunta mais freqüente dos pesquisadores em centrífuga é: “Como a modelagem em centrífuga é justificada se o tamanho da partícula não é reduzido pelo fator  $N$ ”. Assim, uma areia fina modelada numa escala de 1:100 poderia representar no protótipo um pedregulho. Da mesma forma, uma argila teoricamente poderia representar uma areia. No entanto, deve-se atentar que as argilas naturais, por suas características geométricas e mineralógicas, têm comportamento tensão-deformação diferente do das areias. O tamanho da partícula pode ser significativo quando comparado às dimensões do modelo sendo improvável que o modelo mobilize a mesma curva tensão-deformação no solo e no protótipo. Efeitos locais dos grãos do solo influenciam no comportamento do modelo reduzido.

Especial consideração deve ser dada ao estudo do lixo urbano pré-tratado mecânico-biologicamente. Neste tipo de material, é importante manter as propriedades do protótipo no modelo. Assim, antes da trituração do lixo, devido à grande heterogeneidade do resíduo, as partículas de grande dimensão devem ser retiradas previamente. Este foi o procedimento adotado por Syllwasschy & Jessberger (1998) que utilizaram partículas com dimensões menores de 3,2 cm.

É importante garantir que seja obedecida a relação crítica entre a maior dimensão do modelo e o diâmetro médio dos grãos de forma a evitar problemas oriundos do tamanho das partículas. Esta foi a medida adotada por Ovesen (1979), que investigou o comportamento de fundações circulares em areia, estudando diferentes escalas de modelo de um mesmo protótipo. Este estudo evidenciou que os menores desvios ocorrem quando a razão entre o diâmetro da fundação e o tamanho da partícula obedece no mínimo à 15.

### **Efeito da rugosidade $R$ da interface (efeito de confinamento)**

Segundo Garnier & Konig (1998), a rugosidade  $R$  da superfície em contato com o solo pode ser normalizada em  $R_n=R/d_{50}$ , apresentando-se três zonas: **a interface lisa, rugosa e intermediária**. A Figura 2.33 mostra valores de resistências de pico  $\tau_p$  (normalizadas pela tensão normal), obtidas durante ensaios de arrancamento na centrífuga em inclusões cilíndricas verticais imersas em areia.

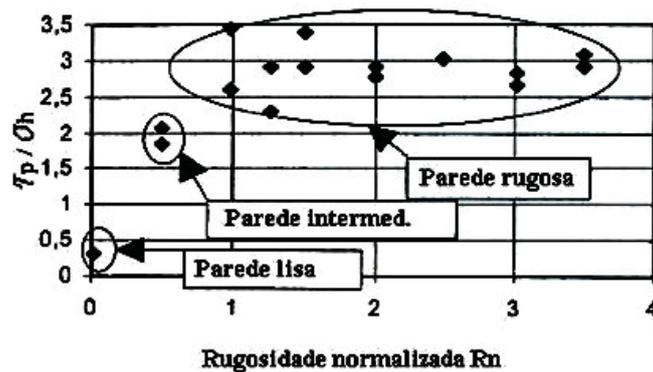


Figura 2.33. Efeito da rugosidade normalizada na interface de resistência ao cisalhamento  $t_p$  observada em ensaios de arrancamento modelados em centrífuga (Garnier & König 1998).

a) Interface lisa ( $R_n < 0,01$ ).

O coeficiente de atrito é muito menor que o atrito interno do solo e não ocorre dilatância. Estudos feitos por Dietz (2000) com  $R_n$  entre 0,0005 e 0,005 em várias areias, mostram que a resistência de pico da interface não é dependente da rugosidade normalizada nesta faixa (Figura 2.34). Na figura 2.34a, os pontos representados pelos mesmos símbolos correspondem a provas na mesma areia em contato com o mesmo metal e com rugosidade diversa.

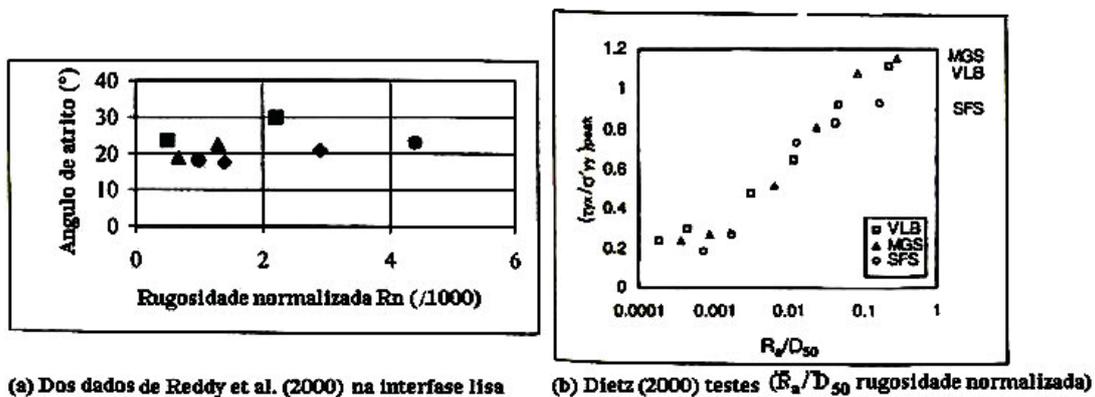


Figura 2.34. Evolução do atrito de pico na interface com rugosidade normalizada.

b) Interface Rugosa ( $R_n > 0,5$ ).

Neste caso, ocorre dilatância. A rugosidade acaba exercendo um efeito no atrito de pico desde que a resistência apareça na amostra de solo e não na interface (Figura 2.34).

c) Rugosidade intermediária ( $0,01 < R_n < 1$ ).

Nesta zona, verifica-se um rápido incremento da resistência ao atrito com a rugosidade.

Na prática, as interfaces reproduzidas nos modelos são ambas rugosas ou lisas. Para obter-se uma modelagem correta da interface é, portanto, necessário que a rugosidade normalizada  $R_n$  do modelo apresente-se na mesma faixa da observada no protótipo.

Uma abordagem diferente foi apresentada por Sharma (1994) onde se conhecido o coeficiente de atrito entre o solo e as paredes da caixa do modelo podem-se determinar as cargas normais totais agindo nas paredes da caixa com as seguintes equações (Figura 2.35):

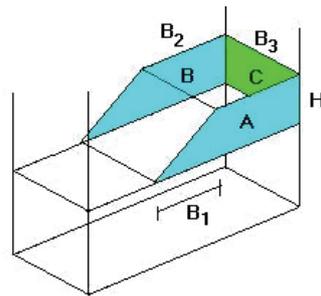


Figura 2.35. Estimação do atrito entre o solo e as paredes da caixa.

$$N_A = N_B = \frac{1}{6} K_a \gamma H^2 B_1 + \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 B_2 \quad (2.76)$$

$$N_C = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 B_3 \quad (2.77)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi_{cri})}{1 + \sin(\phi_{cri})} \quad (2.78)$$

Considerando agora como exemplo,  $\phi_{cri} = 37^\circ$ ,  $\gamma = 10,05 \text{ kN/m}^3$  tem-se  $K_a = 0,25$ . Se  $N = 12,6$  e a inclinação do talude  $80^\circ$  têm-se  $H = 1\text{m}$ ,  $B_1 = 0,176\text{m}$ ,  $B_2 = 2,5\text{m}$  e  $B_3 = 1,41\text{m}$ .  $N_A = N_B = 3,21 \text{ kN}$  e  $N_C = 1,77 \text{ kN}$ . Adotando agora um coeficiente de atrito entre o solo e a caixa de 0,27, as componentes de atrito serão  $F_A = F_B = 0,86 \text{ kN}$  e  $F_C = 0,48 \text{ kN}$ . A força de atrito total nas paredes da caixa será 2,2 kN. Esta força é contrária ao peso do corpo do resíduo  $W$  igual a:

$$W = \frac{1}{2} (B_1 + B_2 + B_3) * H * \gamma$$

$W = 36,67 \text{ kN}$ . Considerando estes resultados na análise numérica, o talude do resíduo pode-se reduzir a  $W_e = W - F = 36,67 - 2,2 = 34,47 \text{ kN}$ . Este valor pode ser atingido reduzindo a massa específica do resíduo de  $10,05 \text{ kN/m}^3$  a  $9,50 \text{ kN/m}^3$ .

### **Efeitos de construção**

Os problemas de construção são comuns. É muito difícil escavar ou construir durante a centrifugação. O solo torna-se muito pesado e qualquer equipamento precisa ser pequeno, de pouco peso e muito resistente. Embora existam muitas dificuldades, novas tecnologias vêm sendo desenvolvidas. No processo de construção, é importante definir primeiramente os detalhes essenciais da modelagem. Como exemplo, pode-se citar a modelagem do processo de construção de um aterro sobre argila mole onde o comportamento da cimentação pode ser considerado como a parte essencial da investigação. Muitos fabricantes de centrífugas elaboraram um alimentador que pode ser utilizado para simular o aterramento feito com areia seca durante o processo de centrifugação. Contudo, é possível ainda estudar a cimentação submetida a esta carga e alguma variação no comportamento quando, por exemplo, técnicas de melhoria de solos são empregadas.

Em estudos sobre fundações, Craig (1983) considerou os efeitos de construção no contexto de modelagem das estacas. No desempenho de estacas de baixa capacidade de carga lateral poderia ser razoável adotar a abordagem simples de instalar as estacas antes de iniciar o ensaio. Embora a distribuição de tensões devido à instalação não esteja sendo corretamente modelada, esta produzirá um efeito menor sobre a abordagem global. No entanto, se o objetivo é estudar o desempenho de estacas de baixa capacidade de carga axial, é essencial que a instalação das estacas se efetue durante a centrifugação, já que a capacidade de carga é dependente das tensões laterais desenvolvidas durante a instalação.

### **Efeito de Coriolis**

O efeito de Coriolis aparece na centrífuga quando alguma partícula qualquer se movimentar no solo do modelo. Este efeito é considerável no caso de simular terremotos onde as partículas se movimentam com considerável velocidade. Para baixas velocidades, como por exemplo, a velocidade de percolação, este efeito pode ser ignorado. A força de Coriolis  $F_c$  para uma partícula com velocidade  $v_r$  é dada por:

$$F_c = 2 m w v_r \text{ sen } \theta \quad (2.79)$$

Onde

$m$  = massa do solo;

$w$  = velocidade angular;

$v_r$  = velocidade da partícula;

$\theta$  = Inclinação da superfície do modelo medida desde a horizontal.

Se  $w$  e  $v_r$  estão na mesma direção da rotação da centrífuga ou as partículas permanecem em repouso, o efeito de Coriolis é nulo.

Tem-se pela Equação (2.79)  $A_c=2wv_r$ . Comparando-se esta aceleração com a magnitude da aceleração centrípeta constante  $a_r = V^2/R = V w$ , tem-se um erro de Coriolis de  $A_c/a_r = 2v_r/V$ . Para eventos onde  $v_r$  é relativamente lento (percolação no solo), o efeito de Coriolis é considerado mínimo se a razão  $A_c/a_r$  é menor que 10%:

$$v_r < 0,05V \quad (2.80)$$

Para eventos onde  $v_r$  é grande (simulação de solo ejetado numa explosão), o raio de curvatura  $R_c$  do caminho seguido pela massa em movimento no modelo deve ser maior que o raio efetivo da centrífuga ( $R_c > R_e$ ). Neste caso, tampouco existe influência do efeito de Coriolis. Tem-se assim,  $A_c = 2wv_r = v_r^2/R_c$ ,  $R_c = v_r/2w$ . Sendo  $V = w R_e$ , e,  $R_c > R_e$ , resulta:

$$v_r > 2V \quad (2.81)$$

Se, por exemplo, temos como dados:  $a_r=100g$ ,  $N=100$ ,  $R=4$  m,  $V=62$  m/s e  $v_r=0,5$  m/s (velocidade de percolação). A influência do efeito de Coriolis será:

$$A_c/a_r = 2v_r/V = 2 * 0,5 / 62 = 1,6\% < 10\% \text{ (O efeito de Coriolis é mínimo)}$$

Ou, da Equação (2.81):

$$v_r < 0,05V \quad (2.82)$$

$$0,5 < 0,05*62 < 3,1 \text{ (O efeito de Coriolis é mínimo)}$$

### **Efeito gravitacional da terra**

A centrífuga permite a geração de um campo de alta aceleração gravitacional. A aceleração radial inercial é proporcional ao raio que varia com a profundidade do modelo, conforme já visto em capítulos anteriores. A aceleração se dá no sentido do

centro de rotação (eixo de rotação vertical). Há, no entanto, uma componente lateral de aceleração, que precisa ser considerada. Seja, por exemplo, o caso de um modelo que tem a espessura média de 200 mm e um raio efetivo de 1,6 m, esta aceleração lateral tem, em geral, um valor máximo de 2/16 ou 0,125 vezes a aceleração vertical. Isto poderia ser significativo se existisse uma maior área de atividade próxima às paredes do container. É uma boa prática considerar que os eventos principais acontecem na região central do modelo onde o erro devido à natureza radial do campo de aceleração é pequeno (Taylor, 1995).

O efeito da aceleração gravitacional num plano horizontal de rotação resulta crítico para baixos valores de N. Para verificar este efeito basta um simples ensaio, utilizando-se só água no tambor. Com N=10 pode-se observar a influência gravitacional sobre a superfície de água. Com N=40 a superfície de água esta quase vertical. Este último valor seria o mínimo valor a utilizar na centrífuga (Gurung, 1996).

#### **2.4.4 Estudos de modelos centrífugos**

Não existem restrições para o estudo de um protótipo particular com vistas à melhoria do projeto. Mas, geralmente, os estudos centrífugos são conduzidos buscando o entendimento geral de eventos, onde os mecanismos de comportamento podem ser melhores interpretados. As provas centrífugas podem ser realizadas com diferentes objetivos. Segundo Taylor (1995), as seguintes categorias podem ser identificadas.

- O estudo de um problema particular (por exemplo, um aterramento) para o qual há algumas dificuldades na definição do projeto. Há claramente a necessidade de reproduzir no modelo as características essenciais do protótipo. Sendo assim os resultados do modelo são extrapolados para o protótipo;
- Quando não se tem em consideração o estudo de um protótipo, a investigação é dirigida fazendo-se hipóteses gerais acerca de uma classe particular de problema, por exemplo, a estabilidade de muros de retenção ou as deformações causadas pela construção de um túnel;
- Estudos específicos das variações de tensão e deslocamentos relevantes a um tipo particular de problema. O propósito destes testes é obter informações do comportamento do solo que possam ser de utilidade para modelos constitutivos ou alguma outra análise específica.

Destas categorias, a segunda é a mais aplicável à maioria dos estudos em centrífuga. Em muitos ensaios, é importante saber o efeito de certos parâmetros, freqüentemente referidos à geometria, os quais influenciam o mecanismo da deformação ou colapso. Estudos paramétricos podem ser executados com êxito usando uma centrífuga desde que seja possível ter um bom controle sobre o solo modelado. Nesse sentido, é possível determinar certos parâmetros não determináveis sob outras formas de análise.

Um princípio muito utilizado quando não se utiliza um protótipo a escala natural é a *Modelagem do modelo*, discutido, entre outros, por Ko (1988) e mostrado na Figura 2.36. Pode-se verificar que o mesmo protótipo de 10 m de altura poderia ser modelado a escala total de 1/10 ou 1/100 nos pontos A1, A2 e A3 respectivamente

O fator de escala geométrica para o modelo é selecionado para representar a situação do protótipo em estudo dentro do container com um efeito mínimo de fronteira. A escolha do fator de escala será restrita pela dimensão máxima do modelo, a mesma que está referida à capacidade de suporte da centrífuga e ao domínio operacional da mesma. Em geral, o fator de escala pode ser tão baixo quanto possível para maximizar a dimensão do modelo: modelos pequenos são mais difíceis de instrumentar e mais sensíveis à presença de instrumentação e ao processo de construção do modelo.

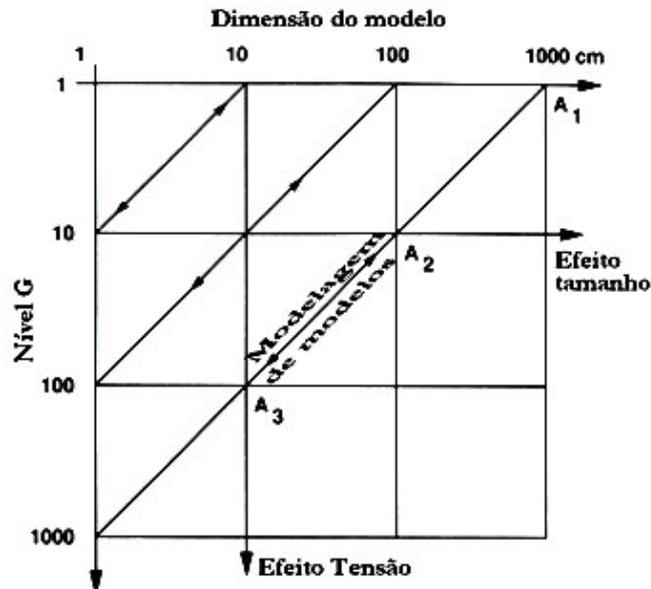


Figura 2.36. Princípio Modelagem do modelo (Apud Ko 1988).

O nível de aceleração centrífuga apropriada é normalmente idêntico ao fator de escala geométrico, mas provavelmente diferente quando utilizados materiais equivalentes

parcialmente similares (Craig 1993). A aceleração centrífuga cresce linearmente com o raio.

Idealmente, devem-se ter as camadas do modelo formadas com a mesma curvatura da centrífuga. A maioria dos ensaios com centrífuga é realizada com camadas niveladas. Se a largura da caixa que for conter o solo é aproximadamente 20% do raio da centrífuga na direção circunferencial, então uma aceleração lateral de 10% da aceleração centrífuga será induzida na extremidade externa dos estratos nivelados. Este efeito pode ser minimizado colocando a área de interesse ao longo da linha central da caixa.

Outra consideração é sobre os fatores de escala de tempo que são determinados considerando o nível de aceleração centrífuga apropriado,  $N$ , utilizando as leis de escala. Com base nos fatores de tempo, a frequência de atuação do solo do modelo pode ser estabelecida. O método de atuação e o poder de atuação requerido podem então ser selecionados.

A frequência de atuação pode induzir também efeitos inerciais que não existem no protótipo. A frequência de atuação deve ser então, reduzida a níveis mais manipuláveis. Esta variação não deve causar uma mudança significativa na dissipação de poropressão.

### **Modelos centrífugos**

Na literatura existem muitos trabalhos em centrífuga aplicados a diferentes problemas de engenharia. Em relação à estabilidade de taludes e reforço de solos serão mencionados alguns dos trabalhos pesquisados.

Ovesen & Krarup (1982) realizaram um dos primeiros trabalhos em centrífuga. Estudaram o comportamento de taludes reforçados com geotêxtil apoiados em argila mole normalmente adensada. O objetivo do trabalho foi avaliar a influência do geotêxtil na estabilidade e recalque dos taludes. A fundação de argila foi adensada a  $N=50$  e após o adensamento foi levantado o talude de areia seca com a centrífuga em repouso. A deformação da argila foi monitorada com 9 LVDTs e foi fotografado o perfil da fundação e talude ao longo dos ensaios. Concluíram que a estabilidade de taludes sobre argila mole normalmente adensada pode ser melhorada consideravelmente com a utilização de reforço como o geotêxtil.

Terashi & Kitazume (1988) Realizaram ensaios de centrífuga em taludes reforçados apoiados em argila mole normalmente adensada e ligeiramente adensada. Eles simularam o processo de construção de taludes injetando areia em vô sobre a fundação

de argila. Como reforço foi utilizado poliéster não tecido com uma resistência de pico de 0,72 kN/m em 135% de deformação. O talude foi construído com areia fina com coeficiente de uniformidade de 1,38 e  $D_{10}=0,13\text{mm}$ . A deformação foi determinada tirando fotografias durante o ensaio. Os autores observaram que no caso dos taludes reforçados construídos sobre argila normalmente adensada, a ruptura da fundação precedeu a ruptura rotacional global. Concluíram que o comportamento mecânico do talude reforçado e a função do reforço são influenciados pela configuração geométrica, a resistência da argila e o estado de carregamento.

Almeida et al (1985) avaliaram o comportamento de aterros arenosos sobre solos compressíveis com medidas de poropressão e deslocamento (Figura 2.37). Um ensaio com fundação reforçada na base do talude (drenos de areia) e outro sem reforço. No primeiro caso o talude rompeu com 13m de altura e no segundo caso com 11,6m. A utilização de drenos permitiu uma mais rápida dissipação de poropressão e uma diminuição dos movimentos laterais e verticais do aterro em 50%, provocando no aterro com drenos maior estabilidade. Como era esperado, na fundação virgem foram medidas maiores deslocamentos laterais durante a etapa de consolidação.

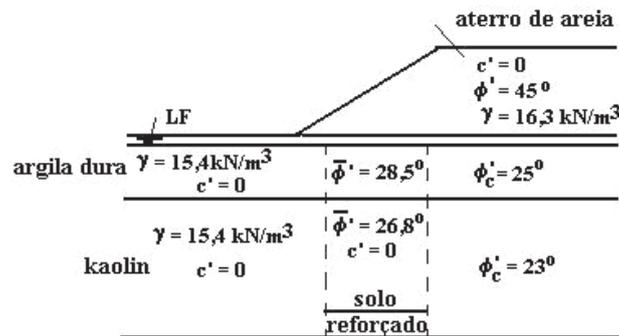


Figura 2.37. Ensaios centrífugos de aterros sobre solos moles (Almeida et al, 1985).

Utilizando o mesmo equipamento Sharma & Bolton (2001) estudaram aterros com características similares onde ademais de considerar o solo compressível com e sem drenos, tomaram em conta a presença de um reforço de geotêxtil na base do aterro. Os autores compararam resultados do modelo centrífugo com a análise de elementos finitos (CRISP – Britto & Gum, 1990), encontrando resultados razoavelmente equivalentes entre o modelo e a análise numérica. Para o caso do aterro reforçado em argila mole e com drenos, a magnitude da tensão máxima no reforço foi ligeiramente maior que naquela sem drenos. Ao mesmo tempo como esperado por eles, a fundação de argila

com drenos, atingiu o estado de poropressão hidrostática em menos tempo (2h) do que aquelas tomadas pela argila sem drenos (6h).

Porbaha & Goodings (1996) estudaram a estabilidade de um aterro reforçado com geotêxtil num modelo centrífugo. O geotêxtil foi fabricado especialmente para este ensaio com uma espessura de 0,0002 mm e resistência à tração entre 1 a 2 vezes menor que a do protótipo. O aterro do modelo foi preparado antes do início do ensaio (Figura 2.38) e no final do ensaio foi coletado solo do modelo para realizar ensaios de cisalhamento.

Os modelos foram apoiados em dois tipos de fundação: i) Uma rígida, onde uma capa de areia separava a base metálica do aterro (fundação rochosa rígida). ii) Uma firme, onde o aterro se apoiava sobre uma capa de argila compactada de 19 mm de espessura, com massa específica de  $13,5 \text{ kN/m}^3$  e uma saturação de 78%.

Eles encontraram que o comportamento global de taludes no modelo sobre uma fundação firme é melhor que outra idêntico em fundação rígida. A análise de estabilidade, utilizando o método de Bishop simplificado com reforço, mostrou bons resultados do comportamento do modelo.



Figura 2.38. Perfil de um modelo típico antes e depois da ruptura (Porbaha & Goodings, 1996).

Jessberger & Kockel (1993), ensaiaram modelos centrífugos de taludes verticais em RSU com o propósito de ganhar informação do mecanismo de ruptura e conhecer as propriedades de resistência. Eles utilizaram resíduo triturado de partículas com tamanho inicial máximo de 10mm antes da trituração. O resíduo já triturado foi compactado em capas de 5cm com o propósito de simular uma compactação real de campo. Para reduzir o atrito das paredes da caixa do modelo com o resíduo utilizaram lâminas de vidro. Depois disso a centrífuga passou a rotar a 50g para produzir o adensamento do modelo. Na Figura 2.39 mostra-se o modelo preparado e os marcadores para medir o recalque (TD). Com o incremento de aceleração o modelo de 40cm a 25g representa 10m de

altura e conforme a aceleração aumenta a altura aumenta proporcionalmente e a ruptura de topo acontece a 60g aproximadamente, aparecendo algumas fissuras verticais na superfície.

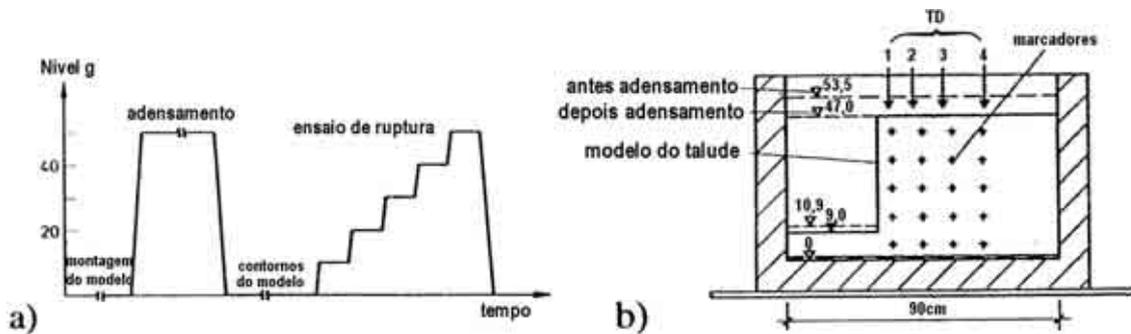
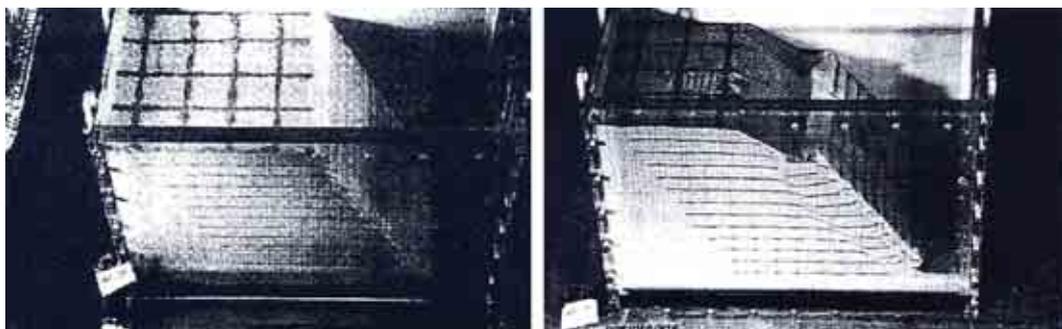


Figura 2.39. Esquema da preparação do modelo ensaiado (Jessbeger & Kockel, 1993).

Zornberg et al (1995) estudaram a estabilidade de taludes em areia reforçada com geotêxtil em modelos reduzidos numa centrífuga braço de 419x203mm de seção por 300mm de altura. Para reduzir o atrito das paredes da caixa do modelo com a areia empregaram vidro transparente em um dos lados da caixa e alumínio coberto com teflon no outro.

O número de capas de reforço variou entre 6 e 18, com espaçamentos entre 12,5 e 37,5mm e com reforço de 203mm de longitude. Em cada reforço de geotêxtil foi colocada uma capa de areia verde para identificar melhor a ruptura e a cada 25mm marcas de cor preta para identificar os deslocamentos laterais. Após preparar a caixa a areia foi pluviada utilizando um tubo de PVC controlando a altura e fluxo de queda da areia para obter a massa específica relativa de 55 e 75%.

Deram-se incrementos graduais de  $N=5$  até atingir a ruptura do talude, sendo que todo o processo foi acompanhado com fotografias contínuas. A Figura 2.40 mostra a ruptura de um talude.



a) Antes da ruptura

b) Depois da ruptura

Figura 2.40. Vista do modelo B18 após o ensaio na centrífuga (Zornberg et al, 1995).

Como resultado da experiência todos os modelos centrífugos romperam aproximadamente pela mesma superfície de ruptura, o que significa que a localização da superfície de ruptura independe do espaçamento entre reforços. Também, a estabilidade de taludes reforçada resultou governada pela resistência ao cisalhamento de pico e não pelo estado crítico do ângulo de atrito do aterro.

Allersma et al (2002) estudaram a ruptura de um dique argiloso apoiado numa fundação de areia, causada pelo incremento do nível de água. Para o estudo foi utilizado uma centrífuga braço de 1,5 m de raio e para definir as deformações eles tiraram fotos ao início do ensaio e ao final dele, com estes dados e os dados de fronteira obtidos nos ensaios de caracterização do solo utilizaram o Plaxis para definição do estado de tensões e deformações. A Figura 2.41 mostra uma foto depois da ruptura do modelo a 100g de aceleração. Nela mostram-se também três pontos que definem a superfície de ruptura.

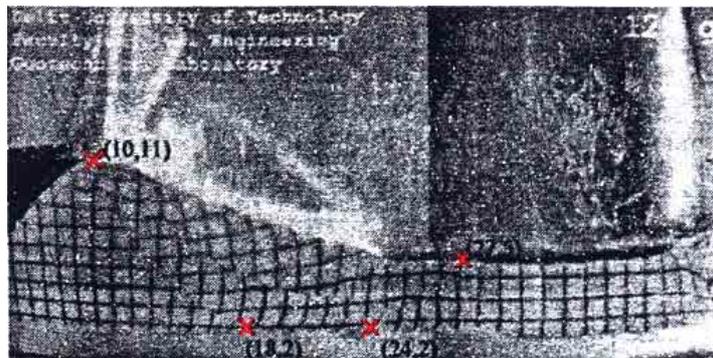


Figura 2.41. Superfície de ruptura de um dique, com coordenadas em cm (Allersma et al, 2002).

Os autores demonstraram que em mini centrífugas é possível modelar uma configuração completa inclusive o lençol freático e os gradientes de pressão na capa permeável.

Syllwasschy & Jessberger (1998) efetuaram um estudo em centrífuga para muros de contenção com especial consideração ao comportamento mecânico de um resíduo sólido municipal. Os autores verificaram uma boa concordância entre resultados medidos e cálculos para os momentos fletores observados nos ensaios.

No modelo centrífugo, o muro de retenção foi simulado com uma placa de alumínio de 440 x 350 x 5 mm (Figura 2.42). A deformação vertical foi medida por 21 *strain gauges* colocados uniformemente nas faces interna e externa do muro. Transdutores de deslocamento foram instalados na superfície para medir o recalque vertical do corpo do resíduo. O resíduo foi colocado em camadas compactadas até obter 13 kN/m<sup>3</sup>. Do lado direito, encontra-se o resíduo e do lado esquerdo uma escavação. Esta escavação foi

coberta por uma sacola de borracha impermeável e cheia de água até o mesmo nível do resíduo. A escavação foi simulada tirando água durante o ensaio.

A simulação chegou a N=50 que resulta num muro de 22m e numa escavação entre 10 a 16 m de profundidade. Durante 30 minutos foi feito o adensamento com a respectiva drenagem da água.

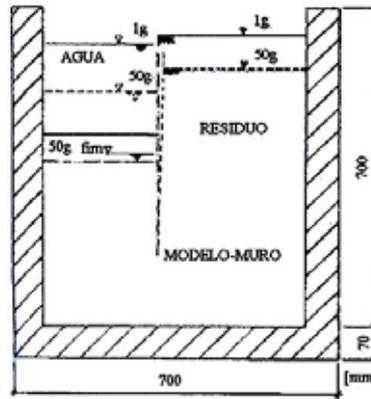


Figura 2.42. Teste muro fixo (Syllwasschy & Jessberger, 1998).

Devido a grande heterogeneidade do lixo, retiraram-se os componentes de grande porte como os tijolos, tapetes, metais, etc. Depois, o lixo foi moído 3 a 5 vezes num moinho elétrico. Foram retiradas as partículas maiores do que 32 mm.

Como resultado deste processo obteve-se materiais de propriedades tensão-deformação similares (Figura 2.43). O valor máximo do ângulo de atrito foi  $37,5^\circ$  em  $\epsilon = 30\%$  e coesão  $c = 145 \text{ kN/m}^2$  em  $\epsilon = 45\%$

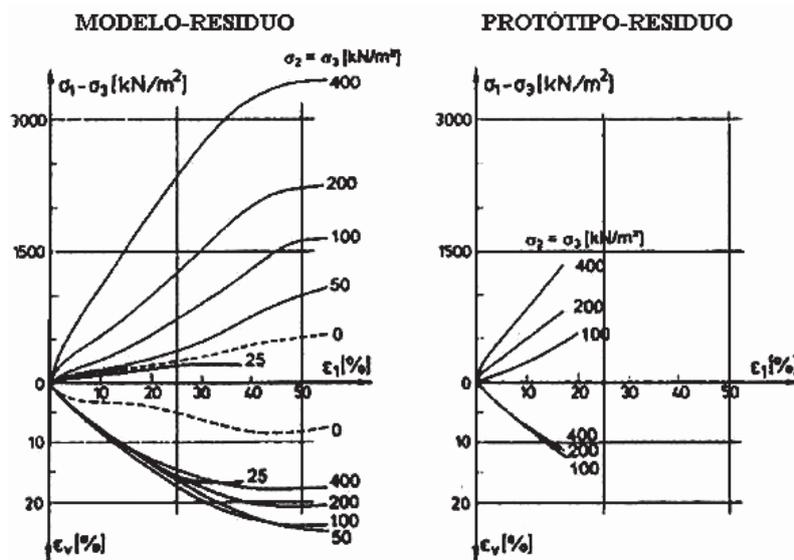


Figura 2.43. Comparação do resíduo original e do modelo (Syllwasschy & Jessberger, 1998).

## Capítulo 3: MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.1 Resíduos utilizados

#### a) São Sebastião

O município de São Sebastião encontra-se localizado a 199km de São Paulo capital. Faz divisa com Caraguatatuba ao norte, Bertioga ao sul e Ilha Bela através do canal de São Sebastião. Possui uma área de 401km<sup>2</sup> ocupada em grande parte pela Mata Atlântica. A planície costeira é estreita e o litoral bastante recortado, composto por 42 praias com alto potencial turístico.

A população fixa do Município é de aproximadamente 57 300 habitantes (IBGE – Censo 2000) com densidade demográfica de 143 hab/km<sup>2</sup>. Em períodos de temporada a população aumenta, podendo chegar a 44 041 pessoas a mais (Fundação Seada 2000) alterando a rotina local e a demanda por água, coleta de esgoto e lixo.

A área do antigo Aterro da Baleia localizado a 2 km da praia, com 92 mil m<sup>2</sup> foi utilizada pela Prefeitura de São Sebastião desde 1988, para dispor o lixo doméstico do município e, desde essa época, a CETESB constatou a operação inadequada do empreendimento (lixo descoberto, falta de drenagem, presença de catadores de lixo, etc). Em março de 2000 foi inaugurada a central de Tratamento Mecânico biológico de Resíduos de São Sebastião próximo à praia da Baleia, substituindo o lixão por um aterro estabilizado. Este projeto da prefeitura contou com a cooperação da GTZ (Agência alemã de cooperação técnica) e a empresa alemã FABER Serviço Ltda.

O aterro de São Sebastião é constituído por várias leiras de pré-tratamento e um aterro de resíduos estabilizados, além do local designado para a triagem, homogeneização e corte do resíduo. A Figura 3.1 mostra uma vista aérea do aterro de São Sebastião. A Figura 3.2 mostra um perfil do talude de São Sebastião íngreme e superior a 3m de altura. A Figura 3.3 mostra as leiras de São Sebastião e o aterro onde foram efetuados os ensaios de campo.



*Figura 3.1. Vista aérea do aterro de São Sebastião.*



*Figura 3.2. Corte vertical de talude superior a 3 m de altura.*



*Figura 3.3. Detalhes do aterro de São Sebastião.*

A Figura 3.4 mostra uma leira em construção.



*Figura 3.4. Leira em construção.*

### **Método de pré-tratamento mecânico biológico de São Sebastião**

Na fase mecânica do processo removem-se do resíduo recém chegado e com apoio de catadores, plásticos, vidros, alumínio, metais e têxteis recicláveis. Os materiais grandes não recicláveis (baterias, sofás, etc) são dispostos posteriormente no aterro sanitário. Seguidamente a trituração e homogeneização do resíduo são efetuadas num caminhão adaptado com facas especiais que permitem cortar todas as sacolas de plástico (Figura 3.5).



*Figura 3.5. Detalhe trituração e homogeneização do resíduo no interior de um caminhão.*

Na Fase Biológica o resíduo é disposto em leiras para o tratamento biológico aeróbio. A Figura 3.6 mostra detalhes de uma das leiras de São Sebastião onde a base de Pallets e tubos verticais foram utilizados para garantir a aeração passiva e saída de lixiviados.



*Figura 3.6. Leira de São Sebastião.*

O resíduo permanece nas leiras durante um tempo mínimo de nove meses. Durante esse período para garantir o processo de decomposição aeróbia da matéria orgânica é importante manter úmida a leira recirculando o próprio lixiviado ou com água. Depois de terminada a fase biológica o resíduo resultante é disposto no aterro sanitário.

O material utilizado de São Sebastião corresponde ao resíduo estabilizado extraído de uma das leiras. Este depois de seco ao ar foi preparado para os diversos ensaios realizados e apresentados nos próximos capítulos.

#### **b) Novo Hamburgo**

O resíduo utilizado foi proveniente da Central de Reciclagem e Compostagem, situada no bairro da Roselândia de Novo Hamburgo / RS, construída com recursos da Prefeitura Municipal e do Programa Compensatório Sócio-Econômico da Petrobrás pela passagem do Gasoduto Brasil - Bolívia - GASBOL. A inauguração da Central no ano 2000 provocou uma mudança radical e de grande importância para a melhoria dos procedimentos de separação dos materiais triáveis, conseqüentemente, permitindo a qualificação dos resíduos recicláveis. Benefícios diretos foram obtidos com a qualificação das condições de trabalho dos mais de 100 trabalhadores ligados à atividade recicladora. Onde antes havia um lixão, hoje encontra-se uma estrutura composta por pavilhão com 1.200 m<sup>2</sup> de área construída e coberta, piso concretado e duas esteiras separadoras rotativas com 37 metros de comprimento cada uma, que permitem uma maior eficiência na triagem e separação dos materiais. Os caminhões encarregados da coleta diária descarregam em média 180 t/dia na área de recebimento. Através da ação dos recicladores, os sacos de resíduos recolhidos na cidade são abertos e lançados na tulha dosadora, onde posteriormente caem nas esteiras de separação, sendo transportados e classificados pelos catadores. Com esse trabalho são selecionados os materiais recicláveis (papel, papelão, plásticos, vidros, metais) dos resíduos

orgânicos, os quais são encaminhados para o aterro sanitário, sendo ali dispostos. A partir de maio de 2002 os materiais orgânicos foram direcionados para um novo sistema de compostagem por aeração forçada, transformando-se em adubo num tempo mais curto que a compostagem convencional. O adubo distribui-se para a comunidade local e produtores rurais do bairro de Lomba Grande.

Muitos dos triáveis (lixo seco) são ainda pré-processados através de prensagem e enfardamento, agregando valor aos resíduos que serão reciclados. Prensas hidráulicas ajudam a compactar os grandes fardos de papel, papelão e plásticos. Uma vez condicionados, os materiais são destinados às várias empresas compradoras, tanto da Região Metropolitana de Porto Alegre, quanto para outras cidades da região.

Os líquidos percolados do aterro de resíduos (chorume) são canalizados e tratados em duas lagoas de tratamento, onde por aeração forçada são mantidos microrganismos envolvidos na depuração dos efluentes líquidos, para posterior lançamento no ambiente. Quando em saturação os lodos são removidos, tratados desaguados em leitos de secagem.

A Figura 3.7 mostra uma visão panorâmica do Aterro Sanitário de Novo Hamburgo.



Figura 3.7. Central de reciclagem e compostagem de RSU – Novo Hamburgo.

### **Método de pré-tratamento mecânico biológico de Novo Hamburgo**

Nesta localidade, na fase mecânica, o resíduo recém chegado é disposto em local coberto passando depois por uma triagem rigorosa com apoio de catadores. Os materiais reciclados e comercializados são: embalagens do tipo Longa Vida (Tetrapack), garrafas de água (PP), garrafas de refrigerante (PET), sacos plásticos (PEBD), copos e bandejas

(PS), baldes, bacias e frascos (PEAD), papelão, latas de alumínio, papel branco, jornais e vidros (Figura 3.8).



*Figura 3.8. Materiais reciclados.*

O material reciclado é prensado para sua comercialização (Figura 3.9).



*Figura 3.9. Pacotes de metais, PET e papelão.*

Os resíduos resultantes do processo mecânico (orgânicos principalmente) são direcionados com caminhões para outra etapa de transformação do lixo (etapa biológica). A matéria orgânica é transformada em adubo num ambiente confinado (Figura 3.10). No interior de baias cobertas, o material orgânico se transforma em adubo pela ação de bactérias, fungos e outros organismos. A ação dos microorganismos é controlada utilizando temperatura média de 60°. A umidade e a aeração constante aceleram o processo (Figura 3.11). A aeração é injetada pela parte de trás da baia através de um sistema de bombas.



*Figura 3.10. Fase Biológica: a) Orgânicos b) Baia e c) colocação do resíduo.*



*Figura 3.11. Fase Biológica: a) Saturação b) Baia coberta e c) aeração.*

As baias são abastecidas com os materiais orgânicos e cobertas com lonas especiais, possibilitando a realização do processo em tempo acelerado. Após 33 dias os resíduos são peneirados (peneiras de 10, 15 e 20 mm) e o composto está pronto para a fase de maturação (Figura 3.12). Após 10 dias o adubo pode ser utilizado. O material retido nas peneiras é disposto formando aterros sanitários.



a) Retido para caminhão (Aterro). b) Peneiramento a 10, 15 e 20 mm. c) Ingresso do resíduo estabilizado.

*Figura 3.12. Peneiramento do resíduo estabilizado.*

O trabalho de controle exige o direcionamento das águas contaminadas para o sistema de tratamento. Turbos misturados fornecem oxigênio para a atividade de microrganismos existentes nas lagoas de aeração. A poluição é reduzida antes dos líquidos serem lançados no ambiente.

O material de Novo Hamburgo utilizado no projeto corresponde ao composto com tamanho máximo de partícula de 20 mm. O resíduo foi seco ao ar e preparado para os diversos ensaios feitos durante o projeto.

### 3.2 Ensaios de caracterização geotécnica

Segundo os objetivos do projeto os ensaios foram divididos em duas etapas: Antes da trituração e depois da trituração.

Para execução dos ensaios foi preciso ter em consideração o tamanho máximo de partícula que os diversos equipamentos utilizados permitem. Por exemplo, o equipamento de cisalhamento direto da UFRJ de 6x6x4,16cm permitiu um tamanho máximo de partícula de 9,50mm.

Nos ensaios em centrífuga, a detalhar no item 3.3, o resíduo triturado foi aquele com tamanho máximo de partícula de 9,50mm. Este uma vez triturado ( $\phi < 0,2$  mm), foi utilizado para fazer ensaios de cisalhamento direto sem e com adição de plástico.

Uma vez feitos os ensaios antes e depois da trituração foi preciso comparar as envoltórias tensão-deformação do resíduo de 9,50mm com aquele de 0,2 mm. Deve-se verificar se ambos têm envoltórias parecidas. Tal fato garante que os resultados obtidos com material triturado na centrífuga (modelo) possam ser extrapolados a aterros de tamanho natural (protótipo).

O resíduo utilizado nos diversos ensaios foi seco ao ar atingindo-se umidades de 2,8% em São Sebastião e 10,4% em Novo Hamburgo. Utilizou-se para os ensaios uma estufa calibrada em 60°C.

### **3.2.1 Distribuição gravimétrica de materiais do RSU**

Este ensaio foi feito com material seco ao ar onde para facilitar a execução do ensaio gravimétrico separou-se a fração facilmente visível (*Fração grossa,  $\phi > 50,8$  mm*) da fração fina (*entre 2 mm e 50,8 mm*). O material de Novo Hamburgo com tamanho máximo de partícula menor a 20 mm enquadra-se diretamente na fração fina. O ensaio da fração grossa foi feito a olho nu e o ensaio da fração fina ajudado de uma lupa. A gravimetria dos componentes antes do pré-tratamento de São Sebastião foi proporcionada pela Faber Ltda. e corresponde a uma outra leira. Por tanto, a gravimetria dos componentes esperada antes do pré-tratamento não esta relacionada numericamente com os resultados encontrados depois do pré-tratamento. Os materiais separados por peso no ensaio foram: matéria orgânica, papéis, couro, têxtil, madeira, borracha, plásticos, metal, vidro e outros.

### **3.2.2 Granulometria**

Os ensaios de granulometria (ABNT NBR 7181/84: Solo - Análise Granulométrica – Procedimento) foram feitos em amostras secas ao ar passantes da peneira 50,8 mm para São Sebastião e 20 mm para Novo Hamburgo. Foram feitos ensaios com defloculante (hexameta fosfato) em amostras de 2 kg utilizando um equipamento dotado de vibração automática. Foi feito também um ensaio com a amostra total de São Sebastião passante da peneira 50,8mm sem defloculante com o propósito de avaliar quanto de material fica formando grumos no resíduo.

### **3.2.3 Massa específica real dos grãos $\gamma_s$**

Foi determinada utilizando material passante da peneira de 2 mm.

### **3.2.4 Massa específica e umidade**

A massa específica e umidade média do resíduo em São Sebastião foi possível de se obter com o Percâmetro (Carvalho 2002 e 2006).

O Percâmetro é um cilindro metálico que permite extrair amostras indeformadas *in situ* sem alterar suas propriedades físicas. Uma retro-escavadeira foi utilizada previamente para retirar a camada superior do aterro (1m de profundidade). O cilindro foi cravado nessa profundidade com ajuda da retro-escavadeira até o resíduo preencher totalmente o cilindro. Seguidamente o cilindro foi fechado na base e topo com laminas metálicas adaptadas especialmente para o resíduo não perder umidade e fazer posteriormente no laboratório ensaios de massa específica, umidade, permeabilidade e capacidade de campo.

Não foi possível obter amostras de Novo Hamburgo.

Foram extraídas três amostras de campo. O resultado foi obtido de duas amostras porque a terceira foi perdida durante a manipulação em laboratório.

### **3.2.5 Lixiviação e solubilização**

Utilizou-se resíduo passante da peneira de 2 mm segundo os procedimentos das normas NBR 10004, NBR 10005 e NBR 10006.

O ensaio de lixiviação determina a capacidade de transferência de substâncias orgânicas e inorgânicas presentes no resíduo sólido, por meio de dissolução no meio extrator.

O ensaio de Solubilização tem uma duração de 7 dias e nele o resíduo permanece dissolvido em água destilada durante esse período antes da análise da proporção de metais pesados.

### **3.2.6 Curva de sucção**

Este ensaio foi efetuado na EMBRAPA com resíduo passante da peneira #40 (0,42mm). A metodologia empregada por centrifugação (Freitas E. & Da Silva E. M. 1984) proporcionou valores de umidade volumétrica e sucção matricial necessários para ajustar a curva de sucção.

Para a determinação da curva de sucção foi utilizada a equação de Van Genuchten (1980):

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{(1 + |\alpha\psi|^n)^m} \quad (3.1)$$

Onde,

$\psi$  - sucção matricial (cm);

$\theta$  - umidade volumétrica;

$\theta_s$  - umidade volumétrica de saturação;

$\theta_r$  - umidade volumétrica residual;

$\alpha$  - parâmetro de ajuste da curva (1/cm);

n,m - parâmetros de ajuste; e

$m = 1-1/n$

Os parâmetros da equação  $\theta_s$ ,  $\theta_r$ ,  $\alpha$ ,  $n$  e  $m$  e ajuste da curva de sucção foram obtidos mediante a utilização do programa CURVARET desenvolvido por Van Lier & Neto (1991).

### 3.2.7 Carbono orgânico

Foi determinado utilizando duas metodologias: O método da EMBRAPA e TOC.

#### a) Método da EMBRAPA

O método consiste na oxidação da matéria orgânica via úmida com dicromato de potássio em meio sulfúrico e/ou aquecimento. O excesso de dicromato após a oxidação é titulado com solução padrão de sulfato ferroso amoniacal (sal de Mohr).

O conteúdo de carbono é dado por:

$$CU \text{ (g/kg)} = (40 - \text{volume gasto}) * f * 0,6$$

Onde

$f = 40 / \text{volume sulfato ferroso gasto na prova em branco.}$

#### b) TOC

Os ensaios foram feitos pela Pontifícia Universidade Católica – PUC em amostras de resíduo estabilizado seco ao ar passante pela peneira de 0,42 mm.

No procedimento utilizado os filtros secos foram descarbonatados por uma noite em dessecadores contendo vapor de HCl. O procedimento de descarbonatação das amostras líquidas foi realizado pela acidificação com solução HCl 1 M até pH entre 2 e 3. O volume de ácido introduzido à amostra foi previamente testado sendo fixado em 50 µL. Após a adição do ácido, as amostras foram purgadas com O<sub>2</sub> no próprio equipamento de medição por cerca de 5 minutos e, em seguida, imediatamente injetadas no analisador de carbono. As determinações foram conduzidas em um auto-analisador de carbono da marca Shimadzu, modelo TOC-5000 A com módulo para amostras sólidas SSM-5000 A.

O princípio de funcionamento do auto-analisador de carbono se baseia na queima catalisada a alta temperatura da amostra. Como as concentrações de carbono orgânico em amostras ambientais de água são em geral baixas, utilizam-se catalisadores de platina de alta sensibilidade para que ocorra a oxidação completa da matéria orgânica presente a CO<sub>2</sub> e posterior leitura deste gás em detector de infravermelho. A concentração da amostra foi obtida a partir do levantamento de uma curva de calibração feita com soluções padrões de fitalato de potássio de concentrações conhecidas. Estas soluções foram utilizadas tanto para a análise de COD (Carbono orgânico dissolvido) quanto para a de COP (Carbono orgânico particulado). Como nas análises dos nutrientes, somente foram consideradas curvas de calibração com coeficientes de correlação superiores a 0,99. Paralelamente às amostras, também foram injetados no equipamento brancos do procedimento analítico, constituídos de água Milli-Q, sendo que a diferença entre os valores de área obtidos nestes brancos dos de água Milli-Q foram descontados das amostras.

O valor de área dado pelo equipamento foi convertido em massa de carbono orgânico pela curva de calibração e em concentração (mg L<sup>-1</sup>) com o volume filtrado. Considerando-se a massa de material particulado foi obtido o percentual de carbono orgânico. Nas amostras de água o resultado foi expresso em mg de COD em um litro de amostra.

Todo o material que esteve em contato com as amostras foi descontaminado para a análise de compostos orgânicos a nível traço por aquecimento em mufla, a 450 °C, por uma noite.

### **3.2.8 Análise Microbiológica**

A análise foi feita com material passante da peneira 0,42 mm no Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente. O método utilizado para o preparo e análise da amostra do resíduo foi uma adaptação do método de Franz Schinner et al (1996).

Pesou-se 10g de material em espátula estéril (rinsar com álcool e flambar) e transferiu-se para um frasco graduado de 100ml. Adicionou-se uma solução salina (NaCl 0,9%) até completar 100ml e agitou-se por 30 minutos a 150RPM e temperatura de 31°C (ambiente).

A análise microbiológica de bactérias heterotróficas mesofílicas (Método CETESB), fez-se com a contagem, determinada por plaqueamento em profundidade (Triplicata), utilizando o meio *Plate Count Agar for Microbiology* (Merck), cuja composição é de peptona de caseína (5,0), extrato de levadura (2,5), D+glicose (1,0) e Agar Agar (14,0). Finalmente fez-se a leitura após 48 horas de incubação em estufa incubadora regulada a 35°C.

### **3.2.9 Coliformes totais e fecais**

Os ensaios foram realizados com material passante da peneira 0,42mm no laboratório de Engenharia do Meio Ambiente DRHIMA/UFRJ, Utilizou-se os Métodos FEEMA – MF 404 e 405 onde as diluições foram feitas conforme recomendado por Andreoli & Bonnet (1998).

### **3.2.10 Análise mineralógica**

Fez-se a análise mineralógica da argila e areia por separado com o método do *Manual de Métodos de Análise de Solo da Embrapa*. Para tal fim foi retirada toda a parte orgânica dos resíduos antes da análise da areia com Lupa Binocular e da argila com o Difractograma de Raios X.

### **3.2.11 Infravermelho**

A radiação no infravermelho em frequência menor que  $100\text{cm}^{-1}$  converte-se, quando absorvida por uma molécula orgânica ou inorgânica em energia de rotação molecular. O

processo de absorção é quantizado, e em consequência, o espectro de rotação das moléculas consiste em uma serie de linhas.

A radiação infravermelha na faixa aproximada de 10000 a  $100\text{cm}^{-1}$  converte-se, quando absorvida em energia de vibração molecular. O processo também é quantizado, porem o espectro vibracional costuma aparecer como uma serie de bandas em vez de linhas, porque a cada mudança de nível de energia vibracional corresponde uma serie de mudanças de níveis de energia rotacional. As linhas se sobrepõem dando lugar às bandas observadas.

Os ensaios foram feitos com material passante da peneira de 0,42mm seco ao ar.

### **3.2.12 Permeabilidade**

Esta foi calculada em laboratório utilizando o método de carga constante com resíduo seco ao ar, passante pela peneira de 2 mm, com massa específica inicial de  $0,99\text{g/cm}^3$  e umidade inicial de 2,8%.

Só foi possível fazer ensaios de campo em São Sebastião, local onde se empregou o Percâmetro (Carvalho 2002). O equipamento permitiu realizar ensaios de carga constante em amostras inalteradas obtidas diretamente do aterro com amostrador cilíndrico metálico: diâmetro 16,4 cm altura 17,7 cm e espessura 0,7 cm.

### **3.2.13 Ensaio de compactação**

Para execução dos ensaios em ambas as amostras foi considerada a norma ABNT. NBR 7182/84, Solo - Ensaio de Compactação – Procedimento. No projeto foi empregado o Proctor Normal com resíduo passante pela peneira de 4,8 mm.

### **3.2.14 Capacidade de Campo**

Para determinar a capacidade de campo de São Sebastião, foi utilizado o Percâmetro segundo metodologia descrita por Carvalho (2006).

Neste ensaio foram utilizados três cilindros metálicos para amostragem indeformada. As três amostras foram levadas ao laboratório onde se executou o ensaio (uma das amostras foi perdida). O ensaio permitiu determinar o índice de vazios, a permeabilidade, a massa

específica e a umidade de campo. Depois de terminado o ensaio de permeabilidade foi possível determinar a capacidade de campo  $\theta_{med}$ .

Não foi possível executar o ensaio em Novo Hamburgo.

### 3.2.15 Ensaio triaxiais

O propósito destes ensaios foi determinar o comportamento geomecânico do resíduo de São Sebastião em altas e baixas tensões e o ganho de resistência pela variação da proporção do reforço quando incrementado o tamanho de partícula de 0,9 cm a 1,9 cm. O resíduo utilizado de São Sebastião antes dos ensaios foi seco ao ar e a massa específica utilizada nos ensaios foi de  $0,79\text{g/cm}^3$  para resíduo passante da peneira de 9,50mm e  $0,69\text{g/cm}^3$  para resíduo passante da peneira de 19 mm. O resíduo não foi saturado durante os ensaios.

Foram utilizadas amostras preparadas com diâmetro de 10,16cm por 15,6cm de altura. A velocidade do ensaio foi de 0,457mm/min. Tomou-se especial cuidado em colocar graxa no topo e base da amostra para reduzir o atrito nestas zonas durante os ensaios de ruptura.

Para manter o corpo de prova estável em cada ensaio utilizou-se vácuo de 8kPa. Após preparado o corpo de prova, a pressão de ar foi mantida constante (Figuras 3.13 e 3.14).



a) Tubo 4'' para montar amostra.



b) Amostra sem tubo

Figura 3.13. Preparação para ensaio triaxial.



Figura 3.14. Corpo de prova pronto para ensaio triaxial.

Uma vez montado o corpo de prova na câmara triaxial aplicava-se a pressão de confinamento variável entre 10 e 500kPa. Imediatamente depois de aplicado o confinamento a chave de pressão de ar (vácuo) era liberada à pressão atmosférica. Seguidamente permitia-se ao corpo de prova adensar por um tempo meio de 15 min no confinamento desejado, até o incremento de recalque secundário se tornar muito baixo. Após o adensamento o corpo de prova era submetido à ruptura. O tipo de ensaio utilizado foi o CD (Consolidado drenado), com resíduo seco durante tudo o ensaio. Para os ensaios de tensões confinantes baixas entre 0 e 100kPa utilizou-se o vácuo como tensão confinante, com o propósito de estudar a relação entre as deformações nos eixos x-y (Figura 3.15). A deformação vertical foi determinada com um extensômetro e a deformação horizontal foi a soma das leituras de dois extensômetros alinhados diametralmente e no centro da altura da amostra.



Figura 3.15. Ensaio triaxial aplicando vácuo.

### 3.2.16 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram feitos utilizando resíduo natural e resíduo triturado numa velocidade de ensaio de 0,77cm/min e com resíduo seco ao ar. O equipamento utilizado da UFRJ tem dimensões de 6 x 6 x 4,16cm e deformação horizontal máxima de 15mm.

Foram feitos ensaios variando a massa específica, tamanho de partícula e proporção de fibras em material triturado e não triturado.

Inicialmente foram feitos ensaios com resíduo passante da peneira 9,50 mm e 2 mm. Foram testadas duas massas específicas uma denominada fofa onde o resíduo era colocado caindo de uma altura de 1 cm e outra compacta onde foi preciso vibrar 10min e aplicar uma carga de 2kg durante a vibração. O número de ensaios foram os necessários para definir os parâmetros de resistência nos diferentes casos.

Só foi possível fazer estudos de centrífuga com material de São Sebastião, por este motivo só foram feitos estudos de cisalhamento com resíduo triturado desta localidade. A título de verificação da influência do tamanho de partículas (quantidade de fibras) foram efetuados ensaios com o resíduo passante na #9,50mm e com o material triturado, onde o tamanho máximo após a trituração foi de 0,2 mm. A trituração foi feita num moinho de discos tentando manter uma gradação proporcional do lixo não triturado. Os ensaios foram conduzidos nos estados fofa e compacto, segundo procedimento anteriormente descrito.

Adicionou-se ao material triturado plásticos nas proporções de 0,05 e 0,15% com o propósito de verificar a influência do plástico no comportamento geomecânico. O plástico (0,5x0,5cm de seção) foi posicionado em 2 camadas de forma uniforme (Figura 3.16) e horizontal.



*Figura 3.16. Ensaio de cisalhamento – Adição de plástico no resíduo triturado.*

Foram efetuados ensaios adicionais de cisalhamento direto com resíduo triturado sem adição de água e com adição de plástico 1D (0,2x1,25cm) e 2D (0,5x0,5cm), para baixas tensões (<100kPa) e massa específica de 1,20 g/cm<sup>3</sup> equivalente à massa específica utilizada na centrífuga. O plástico (0,15%) foi misturado aleatoriamente com o resíduo. Para conseguir a massa específica de 1,20g/cm<sup>3</sup> a forma de compactação foi equivalente à utilizada na centrífuga. Utilizou-se uma barra de aço de seção quadrada de 2x2x13cm. A compactação foi feita numa única camada aplicando-se 25 golpes com a barra proporcionalmente à superfície do equipamento. Para conseguir uma boa compactação foi preciso criar uma altura adicional no perímetro da caixa de 2 cm. Após a compactação a lâmina adicional de 2cm de altura era retirada para alinhar a superfície do corpo de prova até atingir os 4,16cm.

Foram também efetuados ensaios de cisalhamento de grande dimensão com resíduo seco ao ar, tamanho máximo de partícula 19 mm e, resíduos provenientes de ambos locais de investigação. O equipamento de grande porte desenvolvido no ITA (Rimoli, 1986; Vidal et al, 1988) e, conforme descrito por Gomes (1993), é constituído por um conjunto de duas caixas de 400x250x100 mm, montada em uma estrutura de sustentação e associadas a uma prensa de ensaios convencional.

O espaçamento entre as caixas pode ser ajustado com o deslocamento da metade superior verticalmente ao longo da estrutura de sustentação através de um sistema de roldanas e cabos de aço. Esta metade superior é selada por uma placa rígida, dotada de rótula de articulação, para a transmissão das cargas verticais. A caixa inferior está apoiada em um sistema de trilhos e rolamentos, capaz de minimizar os esforços de atrito com a base de suporte.

A viga de 4 m de comprimento possibilitou a aplicação de cargas normais de até 30 kN. Antes de iniciar os ensaios calibraram-se as constantes de tensão normal e tensão horizontal. As Figuras 3.17 e 3.18 mostram alguns detalhes do equipamento utilizado.



Figura 3.17. Ensaios de grande dimensão no ITA – Aparelhos calibrados.

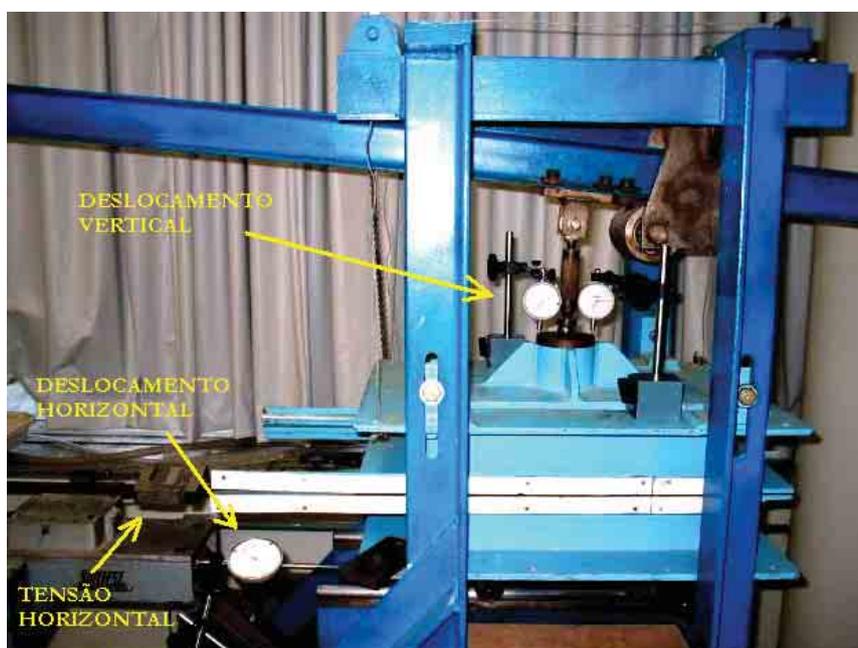


Figura 3.18. Ensaios de grande dimensão no ITA – Caixa.

Finalmente os resultados foram comparados e avaliados, principalmente a equivalência entre as envoltórias tensão deformação do Resíduo de São Sebastião antes e depois da trituração (9,50 mm e 0,2 mm respectivamente). Busca-se verificar se existe equivalência entre os dois resíduos. Esta verificação faz-se necessária, pois nos estudos na centrífuga utilizou-se o resíduo triturado.

Na Tabela 3.1 mostra-se um resumo dos ensaios de cisalhamento feitos na pesquisa.

Tabela 3.1. Resumo Ensaios de cisalhamento efetuados.

Partícula	Local	Condição	Adição de fibras	$\gamma$ [g/cm <sup>3</sup> ]		Equipamento	Compactação		Observação
				Fofo	Compacto		Fofo	Compacto	
$\phi < 2\text{mm}$ , $\phi < 9,5\text{mm}$	São Sebastião	Peneirado	0%	0,88	0,92	6x6x4,16cm	Queda livre de h=1cm	Vibração com 2kg de sobrecarga	-
	Novo Hamburgo	Peneirado	0%	0,53	0,71			-	
$\phi < 0,2\text{mm}$	São Sebastião	Triturado de 9,5mm	0%	0,88	1,09		40x25x10cm	Queda livre de h=1cm	-
	São Sebastião	Triturado de 9,5mm	0,05% e 0,15%	0,88		-			
$\phi < 19\text{mm}$	São Sebastião	Peneirado	0%	0,85		40x25x10cm	Queda livre de h=1cm	-	-
	Novo Hamburgo	Peneirado	0%	0,66				-	
$\phi < 0,2\text{mm}$	São Sebastião	Triturado de 9,5mm	0% e 0,15%	1,2		6x6x4,16cm	25 golpes - aço 2x2x13cm	-	Reforço misturado no resíduo

### 3.3 Ensaios em centrífuga geotécnica

#### 3.3.1 Introdução

Busca-se nos estudos de modelagem em centrífuga verificar os mecanismos de colapso e retro-analisar parâmetros de resistência. Os resultados foram comparados com os obtidos através de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto efetuados e cotejados com valores encontrados na literatura.

Os valores encontrados são representativos de protótipos onde o material empregado seja resíduo estabilizado e seco. Naturalmente é também possível utilizar resíduo estabilizado misturado a outros materiais (ou saturado), mas estas condições estão fora do escopo do presente trabalho.

#### 3.3.2 Situação atual do equipamento

A mini centrífuga de tambor da COPPE-UFRJ adquirida em 1994 junto à G-Max Ltd encontra-se em operação no Laboratório de Geotecnia desde 1995 (Figura 3.19). A centrífuga da COPPE tem sido empregada para a modelagem de problemas nas áreas de geotecnia ambiental e de interação solo-estrutura.

O equipamento possui sete sistemas interdependentes que possibilitam a realização de diversos tipos de ensaios. **O primeiro sistema** é composto por um motor eletro-hidráulico capaz de bascular a centrífuga em 90° da posição de rotação para a posição de montagem. Esse recurso permite uma posição otimizada para montagem de amostras.

**O segundo sistema** é composto por um motor elétrico que controla a rotação do tambor. O canal de amostras, dentro do tambor giratório, possui raio interno de 500 mm, podendo atingir 450g (g = aceleração da gravidade) à 900 rpm, suportando uma carga máxima de 90g-ton.

**O terceiro sistema** é o computador de bordo que gira junto com o tambor da centrífuga e ao qual são conectados todos os sensores de instrumentação do modelo. Esse sistema é composto por uma placa mãe industrial Advantech, uma placa de vídeo, um multiplexador analógico, três placas de condicionamento de sinal e três placas de amplificação de sinal, com capacidade total de 16 canais. Tanto a potência quanto os sinais são ligados ao meio externo através de anéis deslizantes.

**O quarto sistema** é um atuador radial que permite simular em escala reduzida carregamento e descarregamento utilizando-se um sistema de motor de passo e controlador PARKER que permite levantar ou cravar qualquer elemento radialmente à centrífuga. **O quinto sistema** é um atuador angular que permite o arrastamento de qualquer elemento tangencialmente no interior da centrífuga utilizando um sistema de motor de corrente contínua atrelado a um tacômetro e um controlador. **O sexto sistema** é um computador industrial Advantech externo que faz a aquisição de dados através de um programa especialmente desenvolvido para este fim. O computador externo e o computador interno se comunicam através dos anéis deslizantes via porta serial RS-422, sendo capazes de varrer os 16 canais em menos de 1s. **O sétimo e último sistema** é um multiplexador analógico externo que se comunica com a placa interna permitindo uma varredura manual dos canais e que também possui quatro fontes diferentes de alimentação para os sensores. Oliveira (2005) descreve minuciosamente cada parte e características da centrífuga. Por tanto, estes temas não serão abordados na presente Tese.



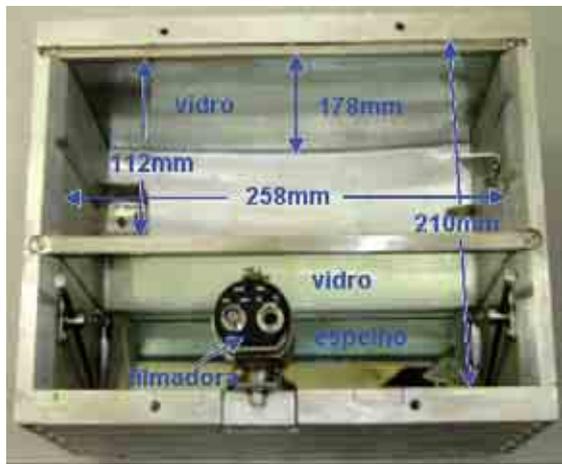
*Figura 3.19. Centrífuga UFRJ.*

### 3.3.3 Metodologia de ensaio

#### a) Equipamento utilizado e calibração

Além dos componentes próprios da centrífuga foram utilizados outros que serão detalhados a seguir:

- Foi elaborada uma caixa em alumínio para os ensaios. Na caixa foi instalada uma câmara filmadora para monitoração visual do talude através de um espelho, conforme mostrado na Figura 3.20a;
- Foram construídas três lâminas de aço para modelar taludes de 45, 60 e 80°. Estas lâminas são desmontáveis em duas partes para facilitar a construção do talude (Figura 3.20b). As lâminas foram projetadas considerando a curvatura do tambor da centrífuga.



a) Dimensões da caixa.



b) Lâminas utilizadas.

Figura 3.20. Caixa utilizada na modelagem.

- Para evitar que o vidro quebre no ensaio foi preciso adaptar na caixa dois canais verticais opostos para fixar o movimento vertical das lâminas (Figura 3.21);



Figura 3.21 Canais verticais de reforço.

- Foram implantados dois consoles para apoiar a lâmina durante a fase de construção do talude e também, duas linhas de aço para proteção dos vidros laterais (Figura 3.22a);
- Durante a realização do ensaio a parte superior da lâmina era mantida para evitar a ruptura do talude quando da basculação da centrífuga para a posição horizontal. Foi adaptado sobre a parte superior das lâminas um elemento de fixação para evitar a sobrecarga do talude durante a centrifugação (Figura 3.22b);



a) Consoles da lâmina e reforço do vidro



b) Apoio superior de lâmina.

*Figura 3.22. Partes adicionais da caixa.*

- Uma lâmpada de 20W e uma bateria de 12V foram empregados na iluminação da caixa.

Para eliminar os efeitos de curvatura e deformação de imagem causada pela lente da câmara e pelo espelho, respectivamente, foi necessário preparar uma malha do sistema de eixos x-y. A malha feita em Autocad, impressa foi colada no vidro na fase preliminar dos ensaios em centrífuga. Tiraram-se fotos com a câmara na condição de repouso e em movimento. Feito isto a malha foi retirada e desenhada em Autocad. No final dos ensaios a malha em Autocad era superposta às fotos e desta maneira os efeitos antes mencionados pudessem ser corrigidos. Tal permitiu acompanhar deformações, a forma da superfície de ruptura, altura do talude e inclinação do mesmo.

O sistema de eixos x-y da malha foi estabelecido com espaçamentos de 0,50cm. O eixo x tangencial ao círculo formado pela centrifugação (mesmo raio) foi mantido constante. O espaçamento no eixo y perpendicular ao eixo x variou proporcionalmente ao raio da

centrífuga. Isto é, as distâncias, inicialmente com 0,50cm, aumentaram com a redução do raio da centrífuga. A seguir, será apresentado o procedimento utilizado na definição do espaçamento vertical entre as linhas da malha.

Tem-se na centrífuga empregada (Oliveira, 2005) que:

$$f_1 = \frac{\sqrt{N \cdot g / R}}{2\pi} \quad (3.2)$$

$$f_2 = 3 \cdot f_1 \quad (3.3)$$

Onde:

$f_1$  = Frequência da centrífuga;

$f_2$  = Frequência do motor;

$R = 0,50$  m = Raio na base da centrífuga;

$g = 9,80\text{m/s}^2$  = aceleração gravitacional;

$N$  = Número de vezes a ser incrementada a aceleração gravitacional nos ensaios.

Isolando os valores tem-se:

$$f_2 = 1,4947 \sqrt{N/R} \quad (3.4)$$

$$N = \left( \frac{f_2^2}{2,2341} \right) R \quad (3.5)$$

Adotando, por exemplo,  $N=12,6$  e  $R=0,5\text{m}$ , na Equação (3.4) tem-se,  $f_2 = 7,5$ .

Substituindo  $f_2$  na Equação (3.5), vem:

$$N = 25,2 R \quad (3.6)$$

O espaçamento entre as linhas da malha deve ser proporcional ao valor de  $R$ , que varia ponto a ponto na direção radial. Por exemplo, para  $R=0,5\text{m}$  nas condições do exemplo ( $N=12,6$ ) 1 cm equivale a 12,6cm. Já para  $R=0,4\text{m}$ , para manter no protótipo o mesmo valor de 12,6cm, precisa-se aumentar o espaçamento entre linhas de 1cm para 1,25cm.

## b) Ensaios efetuados

Inicialmente programou-se um total de nove ensaios que não levaram a resultados conclusivos. Conduziram-se, em seguida, novos experimentos adotando-se uma metodologia adaptada à anterior, que se apresentou mais adequada.

### c) Procedimento

#### c.1) Ensaios preliminares

Ensaios preliminares foram efetuados com RSU triturado de São Sebastião com massa específica de  $10,5\text{kN/m}^3$ . Os taludes foram construídos com a centrífuga em repouso utilizando lâminas metálicas com três inclinações de talude  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $80^\circ$  (Figura 3.20b). O resíduo foi disposto livremente sem aplicar compactação, inicialmente com parte da lâmina. Depois de terminada a disposição do resíduo colocava-se a parte superior da lâmina.

A lâmina em contato com o talude era unida ao atuador radial da centrífuga através de uma união adaptada para tal fim (Figura 3.23, 3.24 e 3.25).

De forma a evitar variações bruscas de rigidez, decidiu-se não posicionar o talude diretamente sobre a caixa metálica. Abaixo do pé do talude tinha-se uma camada de resíduo de 3,6cm de espessura.



Figura 3.23. União de aço de lâmina metálica com atuador radial.



Figura 3.24. Atuador radial e lâmina.

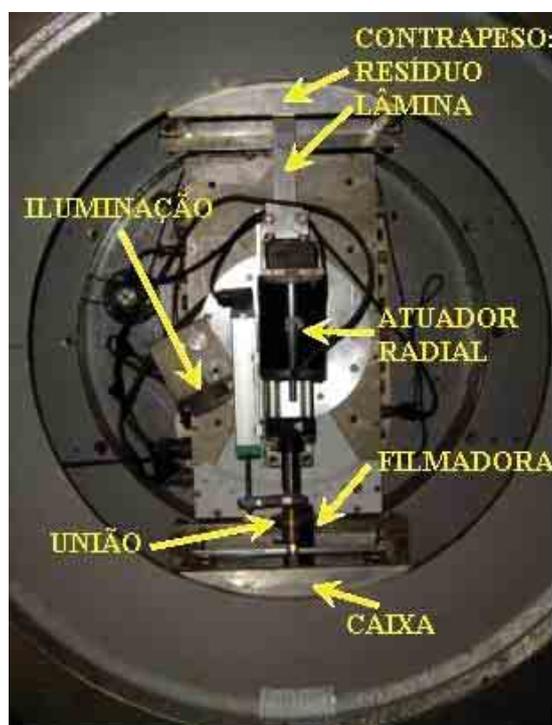
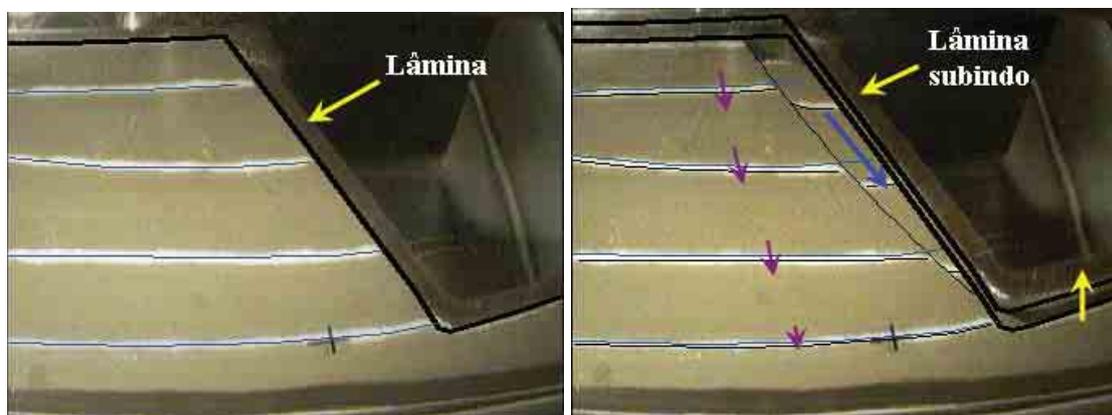


Figura 3.25. Partes principais dos ensaios preliminares.

As lâminas antes de serem instaladas eram untadas nos bordos com óleo para reduzir o atrito com a caixa metálica e visando facilitar o levantamento da lâmina durante o ensaio. Para eliminar o vácuo gerado no contato resíduo-lâmina quando do levantamento, posicionou-se plásticos entre ambos os materiais com pequenas rasuras que permitiam o fluxo de ar na superfície de contato.

Após a união da lâmina com o atuador radial, a centrífuga era levada na posição horizontal onde foram instalados os contrapesos e iluminação.

Como resultado das limitações do atuador radial só foi possível utilizar  $N=12,6$  como valor máximo de centrifugação. Atingido o valor de  $N$ , procedia-se o levantamento da lâmina. A Figura 3.26 mostra o antes e o depois de cada ensaio.



a) Antes do ensaio

b) Talude em ruptura e deformado -  $N=12.6$

Figura 3.26. Ruptura do talude na centrifugação.

Uma malha especialmente adaptada permitiu definir a superfície de ruptura e talude inicial quando superposta às fotografias do processo de ruptura.

Foram programados três grupos de ensaios para cada inclinação de talude (Tabela 3.2).

Tabela 3.2. Ensaios preliminares na centrifuga com RSU triturado seco ao ar.

	Fibras	Seção fibras	Nº de ensaios	Observações
Grupo 1	0 %	-	3	Resíduo triturado
Grupo 2	0,15%	0,5x0,5cm [1D]	3	Sacolas de supermercado
Grupo 3	0,15%	0,2x1,25cm [2D]	3	Sacolas de supermercado

Observou-se, em todos os ensaios, que a ruptura ocorria simultaneamente ao levantamento da lâmina. A lâmina desempenhou um papel de contenção aos movimentos laterais dificultando as análises.

No apêndice A apresentam-se as fotos relativas aos ensaios efetuados.

### c.2) Ensaios adicionais

Nestes ensaios foram realizados três ensaios para cada uma das inclinações de 60 e 80° e somente um ensaio para inclinação de 45° (Resíduo triturado sem adição de fibras),

ver Tabela 3.3. O resíduo foi reutilizado, sendo em cada grupo o mesmo para cada inclinação. Compactou-se utilizando uma barra de aço de seção quadrada até atingir um peso específico,  $\gamma$ , de 12 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 3.3. Ensaio adicionais na centrífuga com RSU triturado seco ao ar.

	Fibras	Seção fibras	Nº de ensaios	Observações
Grupo 1	0 %	-	45, 60 e 80°	Resíduo triturado
Grupo 2	0,15%	0,5x0,5cm [1D]	60 e 80°	Sacolas de supermercado
Grupo 3	0,15%	0,2x1,25cm [2D]	60 e 80°	Sacolas de supermercado

Adotou-se o seguinte procedimento no preparo dos modelos. Com a centrífuga parada e na vertical foi posicionada parte da lâmina, que dessa forma definiu a conformação do talude. Para visualizar as deformações foram efetuadas linhas brancas com açúcar nas laterais da caixa à medida que se procedia à colocação do resíduo (Figura 3.27). Uma vez construído o aterro, retirava-se a parte lateral da lâmina e colocava-se a superior antes de inclinar a centrífuga (Figura 3.22b).

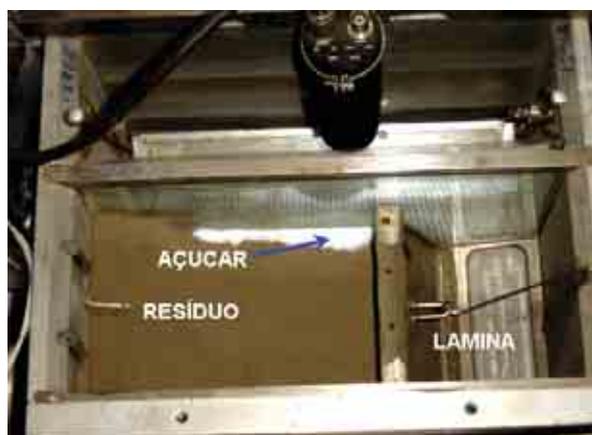


Figura 3.27. Montagem do talude.

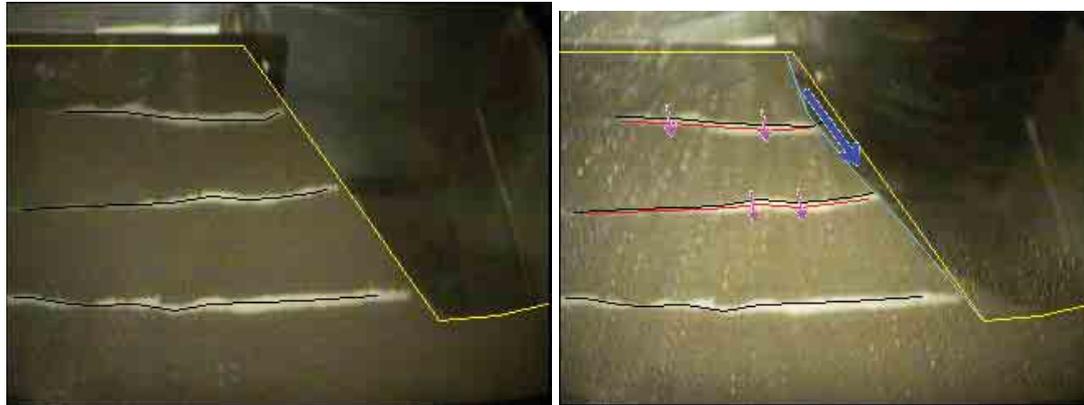
Para evitar o desenvolvimento de vácuo entre o resíduo e a lâmina posicionou-se entre estes uma folha de plástico com pequenas aberturas que permitiram o livre fluxo de ar em todo o contato durante a construção do talude.

Após a montagem, a centrífuga foi posicionada horizontalmente e em seguida foram instalados os contrapesos. Utilizou-se uma bateria de 12V para gerar luz de 12watts.

Com o sistema pronto iniciava-se a centrifugação partindo com valores baixos de N até valores próximos a N=100. Utilizou-se o programa iuVCR para tirar fotos antes do

início da centrifugação de forma a ter-se registradas as condições iniciais dos ensaios. As imagens eram captadas no espelho.

Atingido o valor do N de ruptura procedia-se a tirar a foto para posterior retro-análise. A Figura 3.28 mostra as condições iniciais e finais de um determinado ensaio.

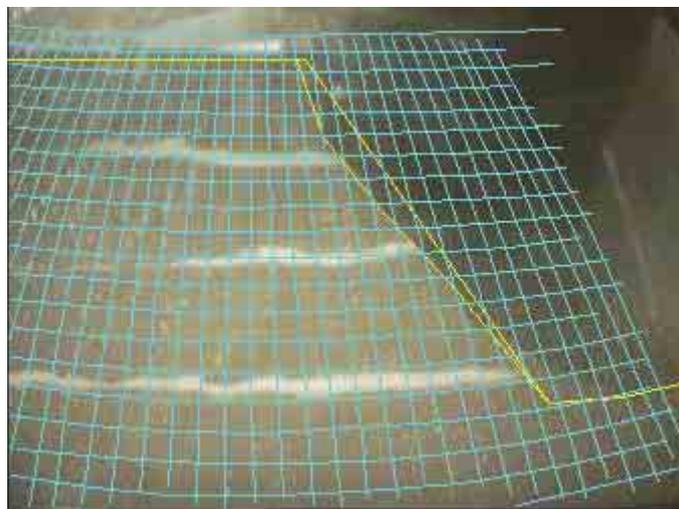


a) Antes do ensaio

b) Talude em ruptura e deformado.

*Figura 3.28. Ruptura do talude na centrifugação.*

As fotografias foram levadas ao Autocad para cotejamento com uma malha padronizada (Figura 3.29).



*Figura 3.29. Malha padrão.*

Considerando a base da caixa como origem de coordenadas foi possível referenciar o talude e a superfície de ruptura.

No apêndice B apresentam-se as fotos relativas aos ensaios efetuados.

## Capítulo 4: APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 Ensaios de caracterização geotécnica.

#### 4.1.1 Distribuição gravimétrica dos componentes do RSU.

Na Figura 4.1 mostra-se resultados da gravimetria dos componentes de São Sebastião antes do pré-tratamento. O resíduo utilizado corresponde a uma amostra diferente da utilizada na pesquisa.

Na Figura 4.2 mostra-se resultados após pré-tratamento excutados com resíduo seco ao ar.

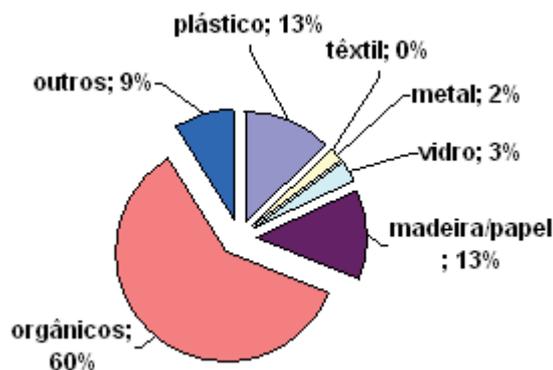


Figura 4.1. Gravimetria dos componentes São Sebastião – antes pré-tratamento.

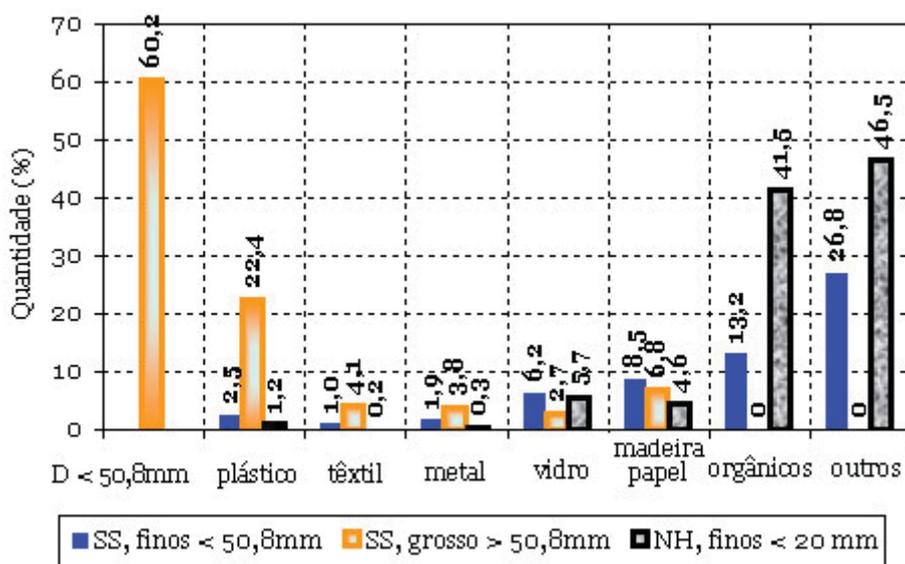


Figura 4.2. Gravimetria dos componentes São Sebastião – depois pré-tratamento.

Nas figuras 4.1 e 4.2 o RSU de São Sebastião (SS) antes do pré-tratamento apresentou 60% de matéria orgânica e depois do pré-tratamento 13,2%. Pode-se observar que a matéria orgânica encontra-se na parte fina (< 50,8mm) do resíduo pré-tratado, provavelmente em vista da decomposição ocorrida durante o processo de estabilização. Novo Hamburgo (NH) apresentou 41,5% de massa orgânica após o pré-tratamento, valor elevado, mas esperado devido à presença de folhas em grande quantidade.

A fibra de reforço, principalmente plásticos encontra-se em maior proporção na parte grossa do resíduo de São Sebastião, 22,4%. Já na parte fina as fibras apresentam-se em pequena quantidade, 2,5%. No caso de Novo Hamburgo, verificou-se 1,2% de plásticos na parte fina.

Anteriormente ao pré-tratamento, em São Sebastião verificou-se 26% em fibras (plástico+papel+madeira+têxtil), próximo a valores encontrados na literatura (25%) e menor do que o valor correspondente a Jacarepaguá - Rio de Janeiro, 33,8% (Izzo et al., 2006).

Na Figura 4.3 observa-se a gravimetria dos componentes de alguns aterros sanitários do Brasil sem pré-tratamento [Belo Horizonte, Barros et al (2000); Bandeirantes, Machado & Vilar (2000); Muribeca, Monteiro et al (2001); Olinda e Salvador, de Melo & Juca (2001); Brasília, Junqueira (2000); Jacarepagua, Borgatto (2006); São Sebastião, Calle, (2005); Paracambi, Schueler (2005); São Gonçalo, Silveira (2004)].

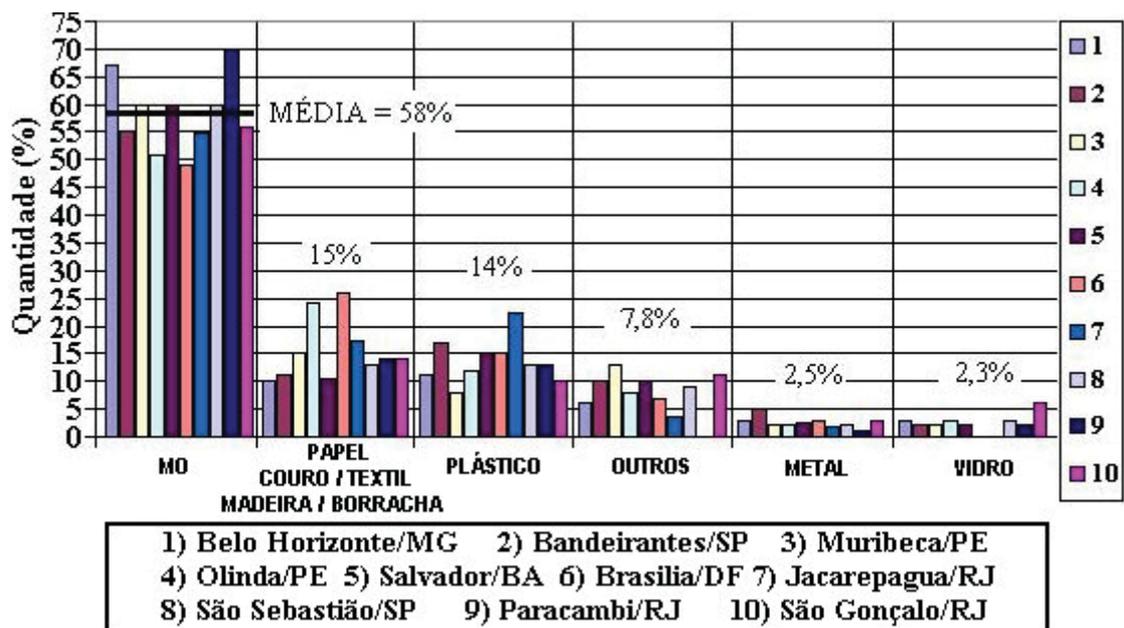


Figura 4.3. Comparação gravimétrica de aterros sanitários de Brasil.

Observa-se que, em linhas gerais, os resultados encontrados nos diferentes aterros são similares. Tem-se uma massa orgânica média de 58% e um total de fibras médio de 29%. Esses números são superiores aos usualmente encontrados em aterros de países desenvolvidos (Izzo et al., 2006).

Nas Figuras 4.4 e 4.5 observam-se fotos da gravimetria dos componentes de RSU



a) Entre 2,4 e 4,8 mm

b) Entre 4,8 e 9,50 mm

c) Entre 25,4 e 38,1 mm

*Figura 4.4. Gravimetria dos componentes São Sebastião (Pré-tratado).*



a) Entre 2,4 e 4,8 mm

b) Entre 4,8 e 9,50 mm

*Figura 4.5. Gravimetria dos componentes Novo Hamburgo (Pré-tratado).*

Observa-se das figuras que para diâmetros menores de 4,8 mm existe dificuldade na identificação dos constituintes, por se encontrarem formando grumos, ou estarem cobertos com material mais fino ou matéria orgânica. O plástico ou reforço só aparece nitidamente a partir da peneira de 9,50 mm.

#### **4.1.2 Granulometria**

Na Figura 4.6 mostram-se os resultados dos ensaios efetuados nas amostras de Novo Hamburgo e São Sebastião.

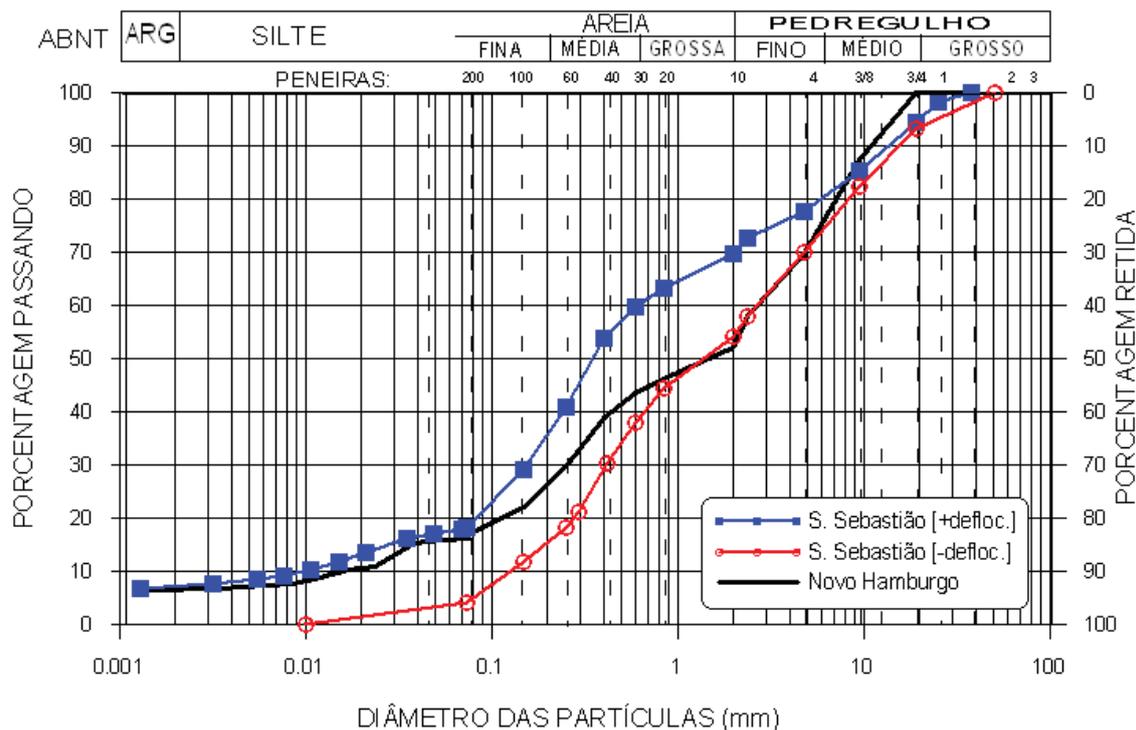


Figura 4.6. Granulometria da fração fina menor a 50,8mm.

Observa-se que São Sebastião sem defloculante apresentou menor proporção de finos, pouco mais de 10% do encontrado com defloculante.

A Figura 4.7 mostra a curva granulométrica do RSU estabilizado correspondente ao aterro de São Sebastião. Pode-se observar que os valores apresentam-se similares ao verificado por Manassero et al (1996) para resíduos de 15 anos de idade e dentro da faixa sugerida por Jessberger (1994), para RSU não pré-tratados.

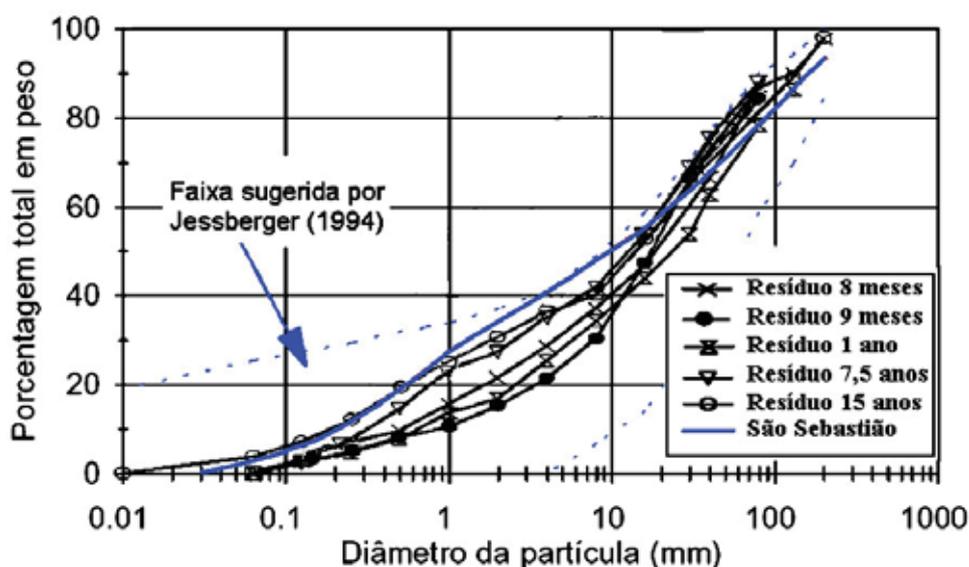


Figura 4.7. Granulometria RSU pré-tratado São Sebastião vs RSU não pré-tratado Manassero et al (1996) e Jessberger (1994).

Na Figura 4.8 mostra-se o resíduo de São Sebastião antes e depois da trituração.

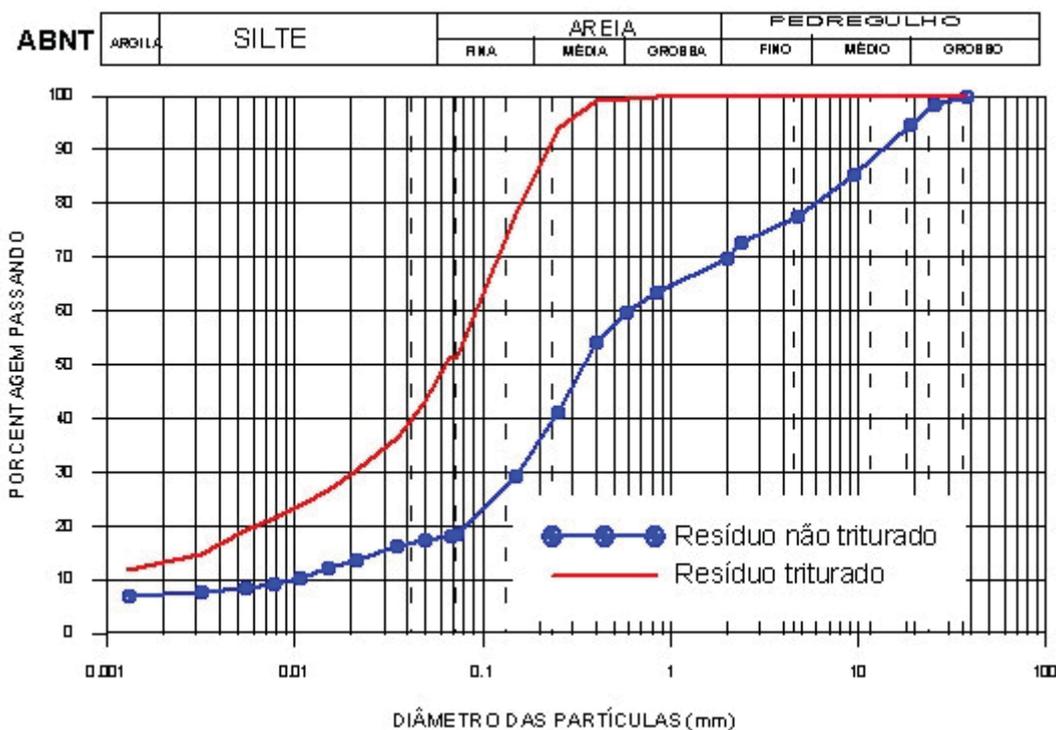


Figura 4.8. Granulometria Resíduo pré-tratado e não triturado de São Sebastião.

Observa-se que a granulometria do resíduo foi reduzida de uma areia com 18% de finos, a uma areia média com 48% de finos (13% argila e 35% silte).

#### 4.1.3 Massa específica dos grãos, $\rho_s$

A massa específica dos grãos da parte fina (passante de 2mm) apresentou-se igual a  $2,4\text{g/cm}^3$  para o resíduo de São Sebastião e  $2,1\text{g/cm}^3$  para o de Novo Hamburgo (Tabela 4.1).

Tabela 4.1. Massa específica dos grãos (RSU Pré-tratado).

Amostra	Valores ( $\text{g/cm}^3$ )			Média ( $\text{g/cm}^3$ )
São Sebastião	2,435	2,417	2,425	2,425
Novo Hamburgo	2,196	2,090	2,145	2,144

#### 4.1.4 Massa específica e umidade

Com base nas amostras indeformadas retiradas utilizando o Percâmetro (Carvalho, 2006) determinou-se para RSU pré-tratado de São Sebastião uma massa específica de campo de  $0,9\text{g/cm}^3$  e umidade gravimétrica 55%. Observam-se na literatura internacional valores de massa específica variando entre  $0,7\text{g/cm}^3$  a  $0,8\text{g/cm}^3$  para lixo fresco e  $1\text{g/cm}^3$  a  $1,1\text{g/cm}^3$  para resíduo com tratamento simples. Com o pré-tratamento mecânico biológico podem-se atingir valores de  $1,25\text{g/cm}^3$  a  $1,50\text{g/cm}^3$  (IPT, 2000).

#### 4.1.5 Lixiviação e solubilização.

Na Tabela 4.2 apresentam-se resultados de ensaios de lixiviação (NBR 10005) e solubilização (NBR 10006) efetuados nos RSU pré-tratados de São Sebastião e Novo Hamburgo. Incluem-se nessa tabela os limites máximos permitidos estabelecidos na norma NBR 10004.

Tabela 4.2. Resultados dos ensaios de Lixiviação e Solubilização.

ENSAIO	LIXIVIAÇÃO (mg/L)			SOLUBILIZAÇÃO (mg/L)		
	METAIS	VM	AM 1	VM	AM 1	AM 2
São Sebastião	Mn	ni	1,18	0,1	0,866	0,446
	Fe	ni	0,16	0,3	1,610	0,551
	Zn	ni	0,75	5	nd	nd
	Cu	ni	0,03	2	nd	nd
	Cr	5,0	nd	0,05	nd	nd
	Co	ni	nd	0,03	nd	nd
	Ni	ni	0,06	0,05	nd	nd
	Al	ni	nd	0,2	nd	0,081
	Cd	0,5	nd	0,005	nd	nd
	Pb	1,0	nd	0,01	nd	nd
Novo Hamburgo	Mn	ni	1,79	0,1	0,570	0,529
	Fe	ni	0,30	0,3	10,500	15,300
	Zn	ni	1,67	5	1,170	2,300
	Cu	ni	0,19	2	1,270	2,730
	Cr	5,0	0,02	0,05	0,211	0,208
	Co	ni	nd	0,03	0,019	0,023
	Ni	ni	0,04	0,05	0,222	0,245
	Al	ni	0,17	0,2	1,340	1,410
	Cd	0,5	nd	0,005	nd	nd
	Pb	1,0	nd	0,01	0,182	0,448

nd = Não detectado

VM = Valor Máximo segundo norma brasileira NBR 10004

ni = Não indicado.

O ensaio de lixiviação mostrou que os valores máximos permitidos pela norma em geral não foram atingidos.

O ensaio de solubilização mostrou que em São Sebastião os metais pesados sobre passaram para alguns íons os valores de concentração permitidos segundo a norma NBR 10006 e foram o Mn e o Fe. Já em Novo Hamburgo foram Mn, Fe, Cu, Cr, Ni, Al e Pb. Deve-se ressaltar que só foi estudada a porção inferior à peneira de 2 mm (que corresponde a #10) entre 60% e 70% do resíduo. A contaminação por metais pesados pode ser considerada pequena em São Sebastião (Classe II B).

Observa-se na Figura 4.9 que após 7 dias (ensaio de solubilização), a coloração da água apresentou-se mais escura no ensaio com o resíduo de Novo Hamburgo, provavelmente devido à elevada quantidade de matéria orgânica presente nesse resíduo. Observa-se também que o resíduo de Novo Hamburgo teve maior parcela flutuante na água devido à elevada quantidade de restos de folhas e outros materiais de baixa massa específica.



a) Novo Hamburgo

b) São Sebastião

Figura 4.9. Ensaio de solubilização.

#### 4.1.6 Curva de sucção

Os ensaios efetuados na EMBRAPA para resíduo passante da peneira 0,42 mm tiveram seus resultados de umidade-sucção analisados utilizando o programa CURVARET. Na Tabela 4.3 apresentam-se os parâmetros encontrados nessa análise.

Tabela 4.3. Parâmetros da equação de Van Genuchten.

Zona	$\alpha$	m	n	$\theta_r$	$\theta_s$
Novo Hamburgo	6,6522	0,1413	1,1645	0,054	0,768
São Sebastião	2,1816	0,2003	1,2505	0,081	0,724

Na Figura 4.10 mostram-se as curvas de sucção encontradas em ambos os locais estudados. O ajuste das curvas foi estabelecido com base no programa CURVARET.

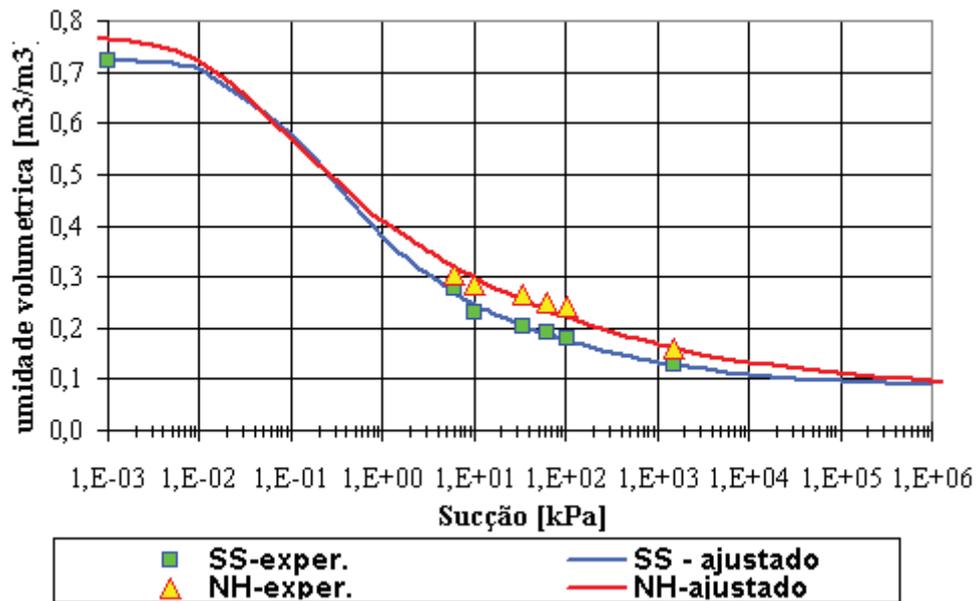


Figura 4.10. Curva de sucção da parte fina.

Os ensaios efetuados com papel filtro não apresentaram bons resultados, portanto não foram considerados. A presença de bactérias e o pH elevado provavelmente causaram a degradação rápida do papel filtro tanto para o resíduo de São Sebastião como para o de Novo Hamburgo (Figura 4.11). Por outro lado, o ensaio de centrifugação não permitiu obter valores de umidade volumétrica para uma sucção menor de 6,2kPa ou maior que  $1,1 \times 10^3$  kPa, limitando a precisão do resultado.



Figura 4.11. Ensaio de papel filtro.

#### 4.1.7 Carbono orgânico.

Com base nos procedimentos anteriormente descritos foi possível obter os seguintes resultados (Tabela 4.4):

*Tabela 4.4. Carbono orgânico.*

Método	Teor de carbono orgânico (g/kg)	
	São Sebastião	Novo Hamburgo
Embrapa	4,09	11,3
TOC	35,3	54,1

Pode-se observar que existe uma grande diferença entre os resultados obtidos com o método da EMBRAPA e o método TOC. Isto porque a metodologia TOC permite encontrar todo o CO e a metodologia da EMBRAPA só detecta alguns compostos orgânicos humificados, não detectando substâncias de alto peso molecular.

#### **4.1.8 Análise Microbiológica**

Os resultados encontrados foram:

São Sebastião:  $1,9 \cdot 10^{07}$  UFC/g.

Novo Hamburgo:  $0,8 \cdot 10^{07}$  UFC/g.

Onde UFC: Unidade Formadora de Colônia.

Dos resultados efetuados na porção fina dos resíduos pode-se observar que São Sebastião apresentou pouco mais do dobro de Bactérias que Novo Hamburgo.

#### **4.1.9 Coliformes totais e fecais**

A Tabela 4.5 mostra os resultados dos ensaios feitos na parte fina dos resíduos.

*Tabela 4.5. Análise de Coliformes Totais e Fecais.*

Amostra	Coliformes Totais NMP/100ml	Coliformes Fecais NMP/100ml
Novo Hamburgo	240.000	240.000
São Sebastião	> 240.000.000	> 240.000.000

NMP – Número mais provável.

A presença de coliformes totais e fecais foi de  $24 \times 10^4$  NMP/100ml para o resíduo de Novo Hamburgo e maior de  $24 \times 10^7$  NMP/100ml para o de São Sebastião.

A contaminação encontrada em São Sebastião era esperada visto que a quantidade de fraldas encontrada no aterro foi muito grande. Novo Hamburgo apesar de ter um valor bastante inferior ao observado em São Sebastião também tem uma concentração muito elevada de coliformes. A concentração de coliformes nesses locais foi superior ao usualmente encontrada em esgoto.

#### **4.1.10 Análise mineralógico e Infravermelho**

Os resultados dos ensaios nos resíduos pré-tratados, passantes na peneira 0,42mm e secos ao ar apresentaram a seguinte mineralogia:

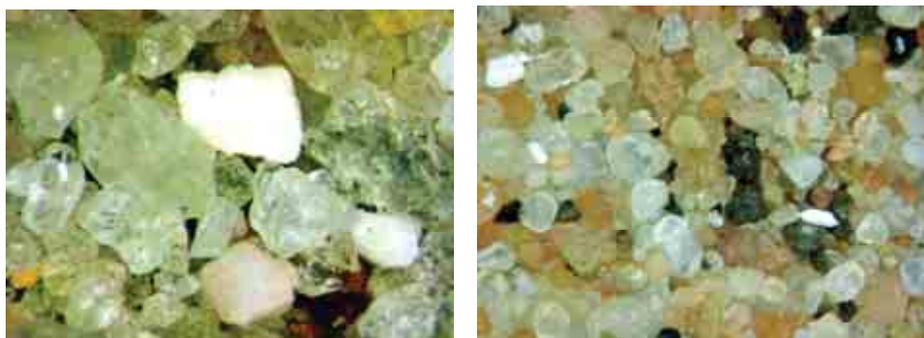
*Novo Hamburgo:* Areias de forma prismática ou similar composta principalmente, por quartzo amarelo claro (95% do Volume total). Os restantes 5% são constituídos principalmente por feldspatos branco opaco, óxidos/hidróxidos de ferro e alumínio e rutilo vermelho com brilho metálico. Observou-se, também, a presença mínima de restos de vidro, orgânicos e concretos, além de elementos desconhecidos como pequenas bolas pretas que aparecem isoladamente na amostra. A fração argila do resíduo apresenta principalmente caulinita, quartzo e mica.

*São Sebastião:* Areias também de forma prismática ou similar formadas principalmente por quartzo claro incolor (96% do volume total). Os restantes 4% são constituídos principalmente por feldspatos branco opaco, óxidos/hidróxidos de ferro e alumínio (ferrugem) e rutilo vermelho com brilho metálico. Observou-se, também, a presença mínima de restos de vidro e concretos. A argila do resíduo apresenta principalmente caulinita, quartzo, mica e em menor proporção, vermiculita.

Da análise infravermelha pode-se concluir que São Sebastião apresenta argilominerais em maior proporção que Novo Hamburgo. Em ambos os casos, a presença de compostos orgânicos é grande predominando compostos formados por Alquenos, Aromáticos, OH, NO<sub>2</sub>, C=O e NH<sub>2</sub>NH principalmente.

Os resíduos de São Sebastião e Novo Hamburgo não apresentaram montmorilonita o que indica que a água retida no resíduo deve-se encontrar predominantemente na parte orgânica.

A Figura 4.12 mostra a forma dos grãos de areia do resíduo estudado.



a) RSU de São Sebastião.

b) RSU de Novo Hamburgo.

Figura 4.12. Mineralogia areia RSU em São Sebastião e Novo Hamburgo.

#### 4.1.11 Concentração de nutrientes

A concentração de nutrientes dos resíduos foi: (Tabela 4.6):

Tabela 4.6. Concentração de Nutrientes.

	C (g/kg)	P (g/kg)	N (g/kg)	Relação C/N
São Sebastião	28,5	0,08	3	9,5
Novo Hamburgo	70,4	0,47	45	1,56

Pode-se observar que a relação C/N de ambos os materiais estão muito abaixo de 35. Isto significa que ambos os resíduos podem estar maturados ou estabilizados. Os valores baixos de C e N no RSU de São Sebastião devem-se provavelmente à elevada quantidade de inorgânicos presentes nesse material. As proporções elevadas de C e N no resíduo de Novo Hamburgo indicam que o composto desse local poderia ser útil na agricultura. Naturalmente seriam necessários mais ensaios para ter confiança na eficiência do processo de compostagem (estudos de chorume, gases, etc), o que está fora do escopo da tese.

#### 4.1.12 Permeabilidade

A permeabilidade média de São Sebastião, obtida em ensaio de permeabilidade de carga constante (massa específica de 0,99g/cm<sup>3</sup>), foi de 2,06 x 10<sup>-3</sup> cm/s.

No ensaio de campo com o Percâmetro esta permeabilidade foi de 1,57 x 10<sup>-3</sup> cm/s. Com isto pode-se verificar que a permeabilidade no campo foi equivalente à obtida no laboratório e próxima ao encontrado na literatura.

#### 4.1.13 Ensaio de compactação

Na Figura 4.13 pode-se observar que o resíduo de São Sebastião requer menor umidade (29,8%) do que o de Novo Hamburgo (42,5%) para atingir a massa específica seca máxima. No resíduo de São Sebastião, a massa específica máxima apresentou-se igual a  $1,18\text{g/cm}^3$ , enquanto que o valor, encontrado para o resíduo de Novo Hamburgo foi de  $0,91\text{g/cm}^3$ . Estes valores estão condizentes com o esperado, pois o resíduo de São Sebastião tem mais material inorgânico do que o resíduo de Novo Hamburgo.

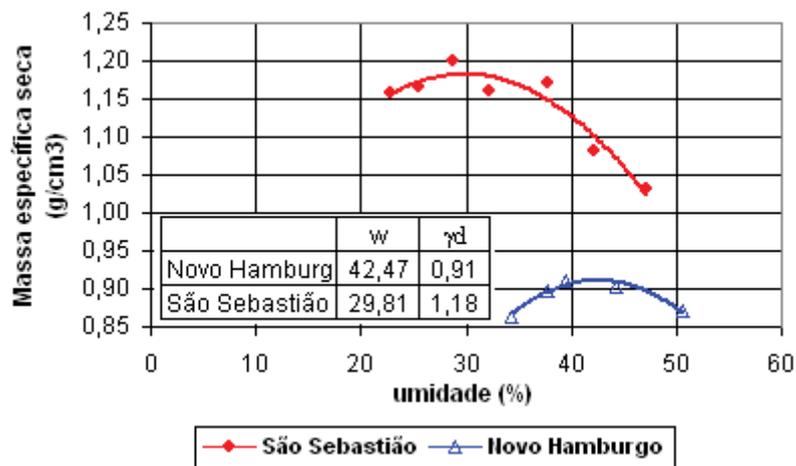


Figura 4.13. Ensaio de Compactação.

#### 4.1.14 Capacidade de Campo

Os resultados de ensaios efetuados com o Percâmetro são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7. Resultados de capacidade de campo efetuados com o Percâmetro (aterros de São Sebastião).

Amostras	A1	A3	Média
$w_i$ [%] =	54,1	55,7	54,9
$\gamma$ [ $\text{g/cm}^3$ ] =	1,0	0,9	0,9
$\gamma_d$ [ $\text{g/cm}^3$ ] =	0,6	0,6	0,6
$k_{20}$ [cm/s] =	1,3E-03	1,9E-03	1,6E-03
pHi =	8,1	8,2	8,2
pHf =	8,5	8,0	8,2
$\theta_w$ [%] =	73,9	96,6	85,2
$\theta_v$ [ $\theta_w * \gamma_d$ ] =	45,8	57,0	51,4

A umidade gravimétrica da amostra,  $w_i$ , antes do ensaio de permeabilidade no Percametro foi de 54,9% e a massa específica de campo,  $\gamma$ , de  $0,9\text{g/cm}^3$ . A permeabilidade média a  $20^\circ\text{C}$ ,  $k_{20}$ , foi de  $1,6 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ . Ao final do ensaio de capacidade de campo valores determinados em amostras do líquido percolante apresentaram pH de 8,1 e 8,2. Um mês após repetiram-se os ensaios de pH nas mesmas amostras de líquido e os valores variaram muito pouco, passando para 8,5 e 8,0. O valor determinado para a capacidade de campo,  $\theta_v$ , (ou *umidade volumétrica*) foi de 51,4%. Em termos gravimétricos,  $\theta_w$ , este valor representaria 85,2%, bastante superior à umidade gravimétrica de campo, 54,9%. Tal mostra a elevada capacidade de reter água do aterro de São Sebastião.

A umidade gravimétrica do resíduo apresenta-se maior que a umidade ótima de compactação 29,8% (Figura 4.13). Tal indica uma provável ineficiência no processo de compactação do aterro em São Sebastião. No entanto, tal resultado não é conclusivo, visto que o ensaio de compactação foi conduzido no material depois de retirada das partículas superiores a 4,8mm. O material inferior a 4,8mm representa 40% do observado na granulometria original do resíduo.

Considerando a expressão proposta por Fungaroli & Steiner (1979) que relaciona com base em resultados experimentais, a capacidade de campo,  $\theta_v$  (%), de RSU naturais com a massa específica do resíduo,  $\gamma$  ( $\text{kN/m}^3$ ). Têm-se para São Sebastião,  $\theta_v=43\%$ , inferior ao encontrado experimentalmente, 51%.

$$\theta_v = 21,7.Ln\gamma - 5,4$$

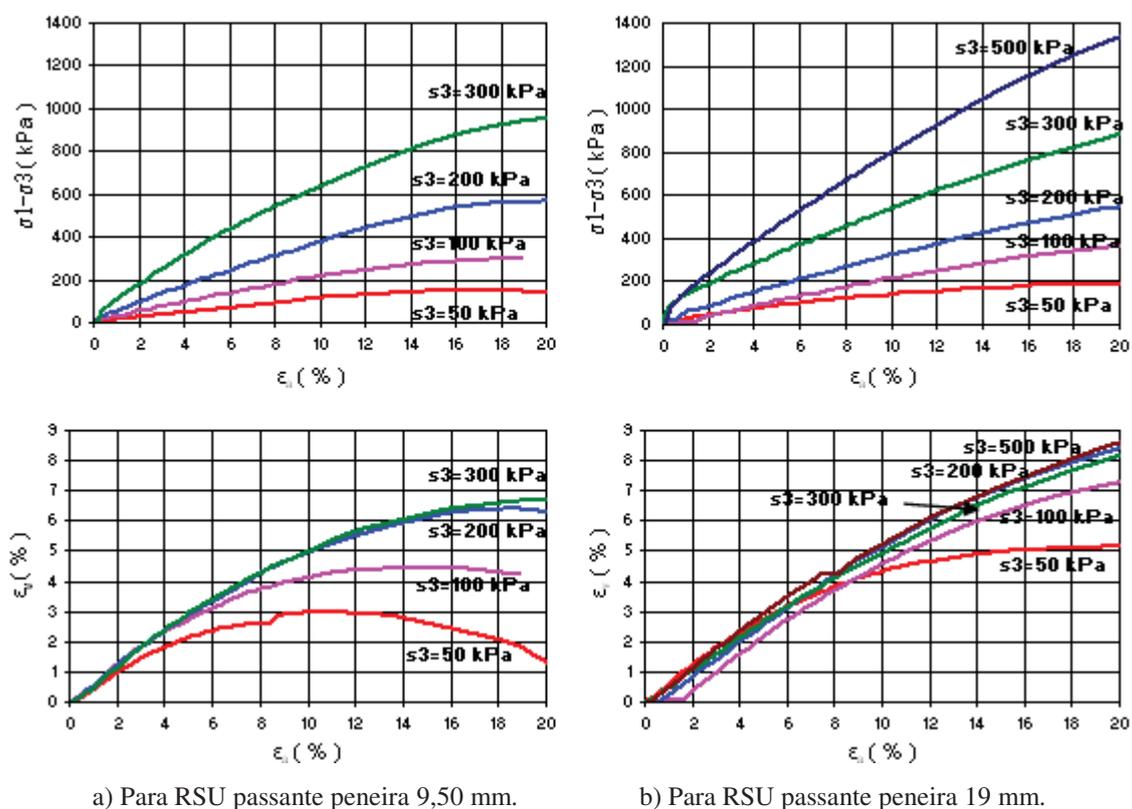
Observa-se que o aterro de São Sebastião apresenta uma umidade natural média, 55%, inferior à capacidade de campo, 85%. Tal indica que o aterro pode ainda absorver e reter, por tempos prolongados, uma grande quantidade de água.

Na Tabela 2.4 observa-se que os valores da capacidade de campo em aterros sanitários não pré-tratados são inferiores ao determinado no aterro de RSU estabilizado de São Sebastião.

#### **4.1.15 Ensaio triaxiais no resíduo de São Sebastião**

Na figura 4.14 e 4.15 apresentam-se os resultados de ensaios triaxiais efetuados no resíduo de São Sebastião ( $e=2.12$  e massa específica de  $0,79\text{g/cm}^3$ ). Os ensaios foram

efetuados sob pressões confinantes variando de 10kPa a 500kPa. Na Figura 4.14 apresentam-se resultados sob pressões confinantes superiores à 50kPa.



a) Para RSU passante peneira 9,50 mm.

b) Para RSU passante peneira 19 mm.

Figura 4.14. Curvas tensão deformação.

Na Figura 4.15 comparam-se os resultados sob pressão de confinamento inferior a 100kPa. As linhas pontilhadas correspondem a ensaios efetuados utilizando vácuo parcial para confinamento da amostra. Nesta condição não é possível medir a variação volumétrica.

Observa-se que os ensaios utilizando vácuo apresentaram sistematicamente resistência superior aos que utilizaram água como pressão confinante. Não se tem explicação para esta diferença nos resultados.

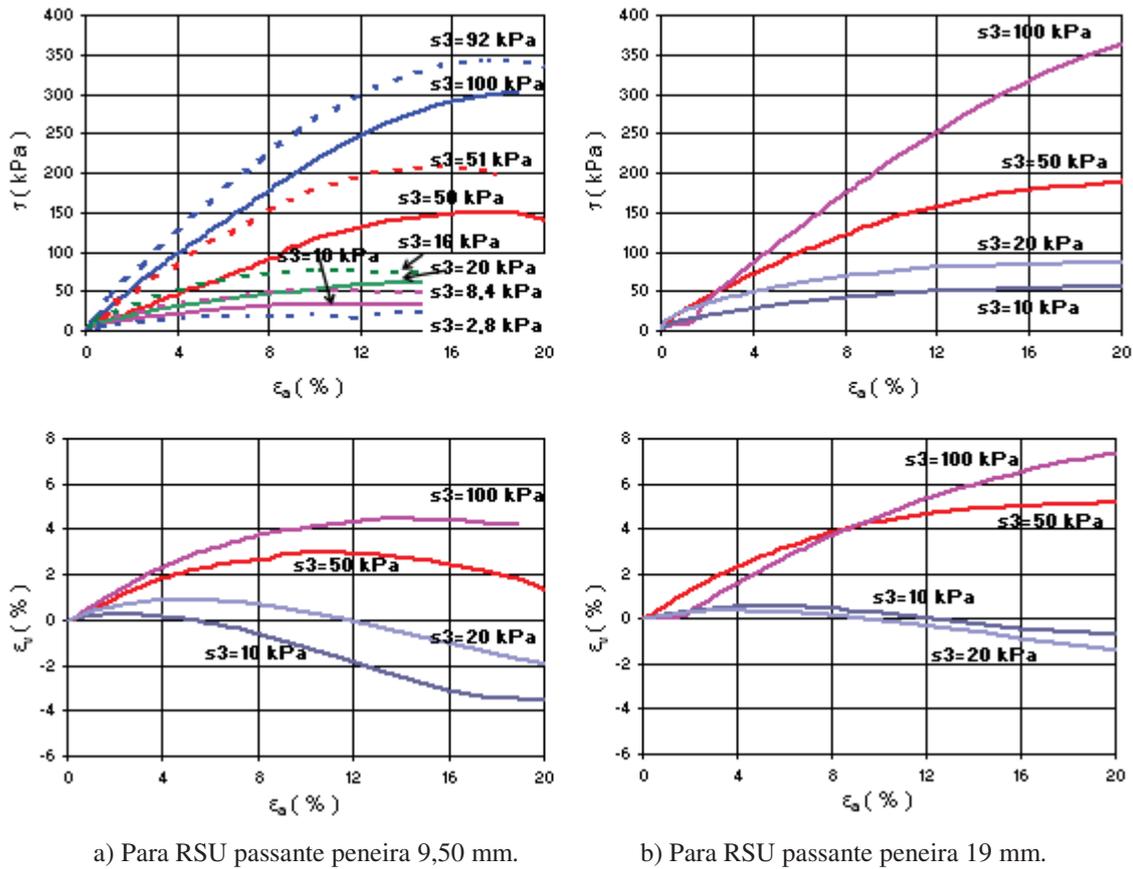


Figura 4.15. Curvas tensão deformação – baixas tensões.

Nos ensaios em que foi adotado vácuo como confinamento acompanhou-se ao longo do ensaio a variação da deformação radial  $\epsilon_r$  em relação à deformação axial  $\epsilon_a$  (Figura 4.16)

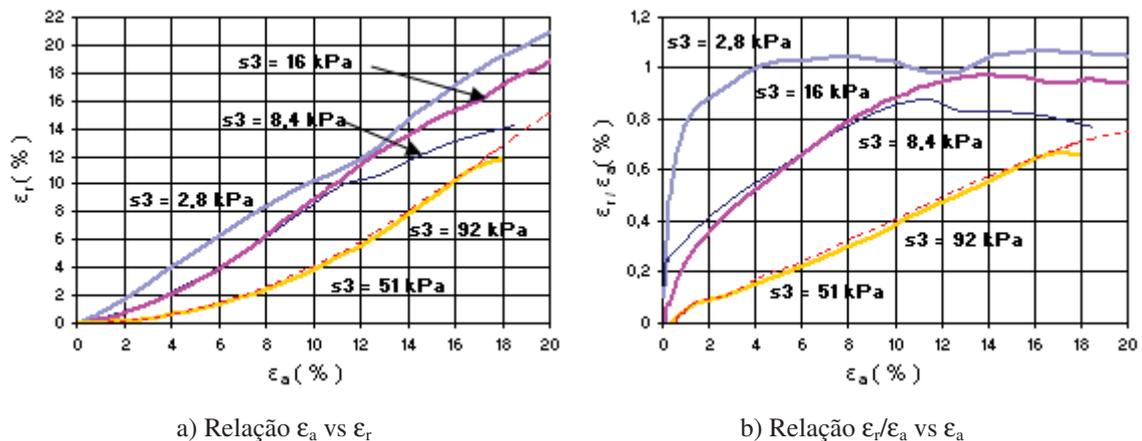


Figura 4.16. Curva deformação axial versus deformação radial.

O coeficiente de Poison ( $\mu = \epsilon_r/\epsilon_a$ ) varia com a pressão de confinamento e as deformações axiais. Menores pressões confinantes e maiores deformações levam a ter-se coeficientes de Poison mais elevados tendendo a se aproximar da unidade.

Na Figura 4.17 apresentam-se envoltórias p-q dos ensaios efetuados.

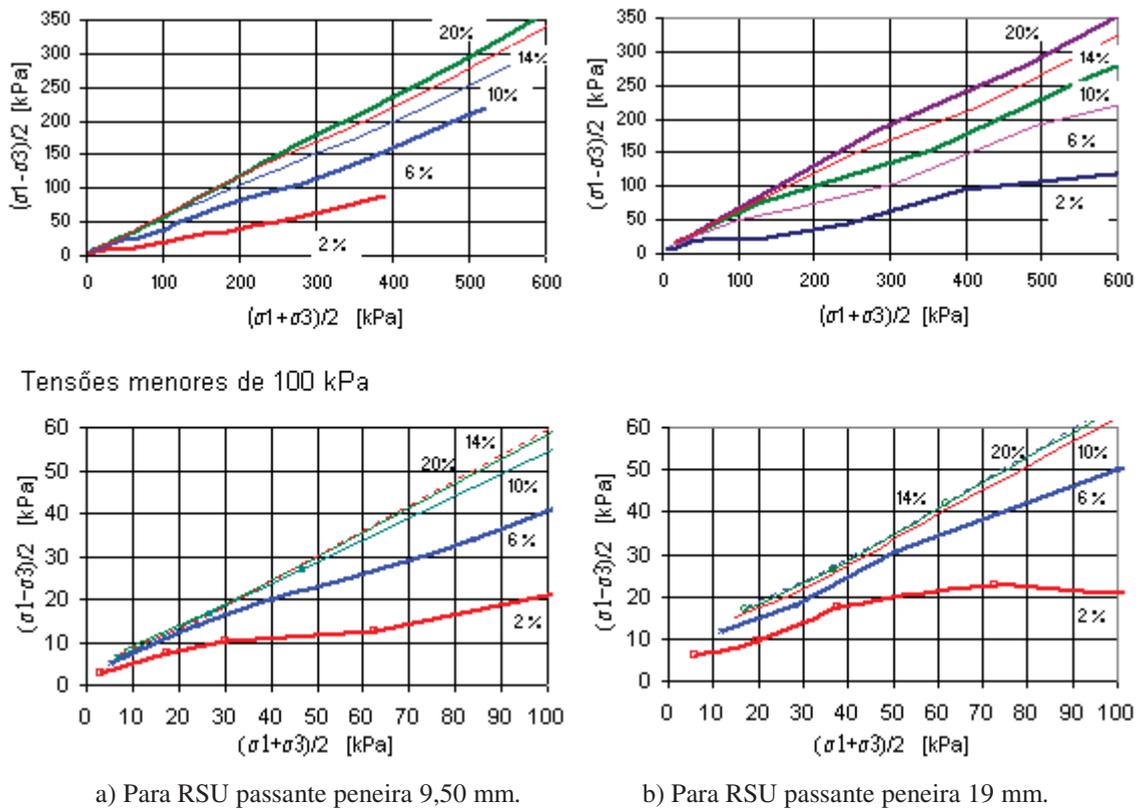


Figura 4.17. Envoltória tensão deformação – baixas tensões.

Em linhas gerais, as curvas p-q não apresentam um comportamento linear. A não linearidade torna-se mais pronunciada nos ensaios com o RSU passante na peneira 19 mm.

Nas Figuras 4.18 e 4.19 apresentam-se envoltórias de resistência dos ensaios efetuados no resíduo passante nas peneiras 9,50mm e 19 mm respectivamente. Ajustes bilineares foram obtidos para o resíduo passante na peneira 19 mm. Enquanto, nos resultados correspondentes ao resíduo passante na peneira 9,5mm foram possíveis ajustes lineares.

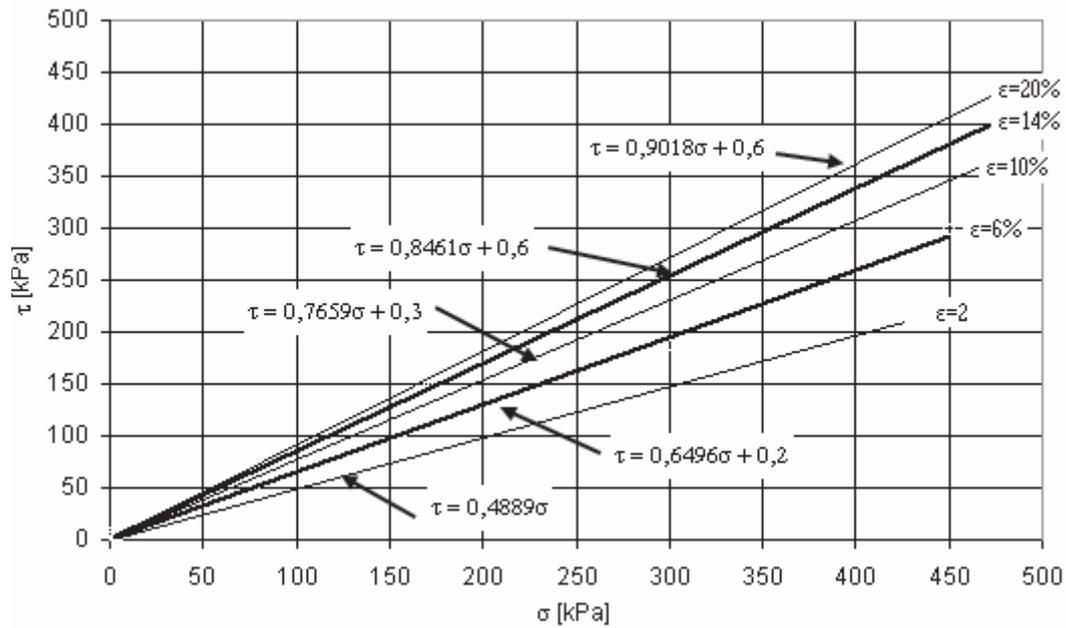


Figura 4.18. Envoltória de Resistência para RSU passante peneira 9,50 mm.

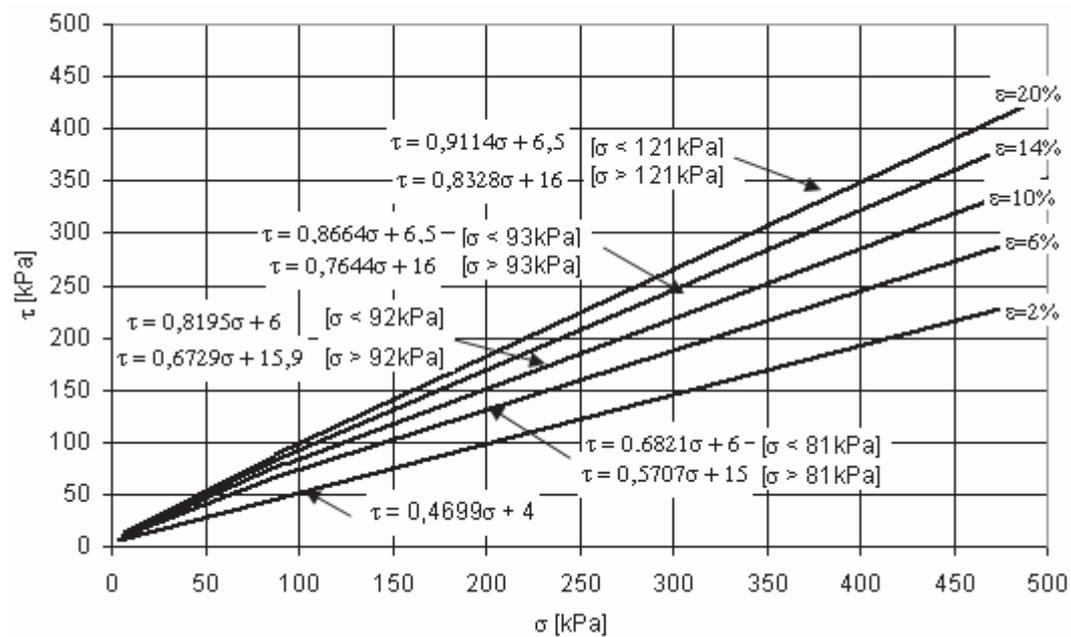


Figura 4.19. Envoltória de Resistência para RSU passante peneira 19 mm.

Na Figura 4.20 apresentam-se valores de ângulo de atrito e coesão aparente para altas pressões de confinamento, > 100kPa, (linha pontilhada) e baixas pressões, < 100kPa, (linha contínua), correspondentes aos ensaios efetuados.

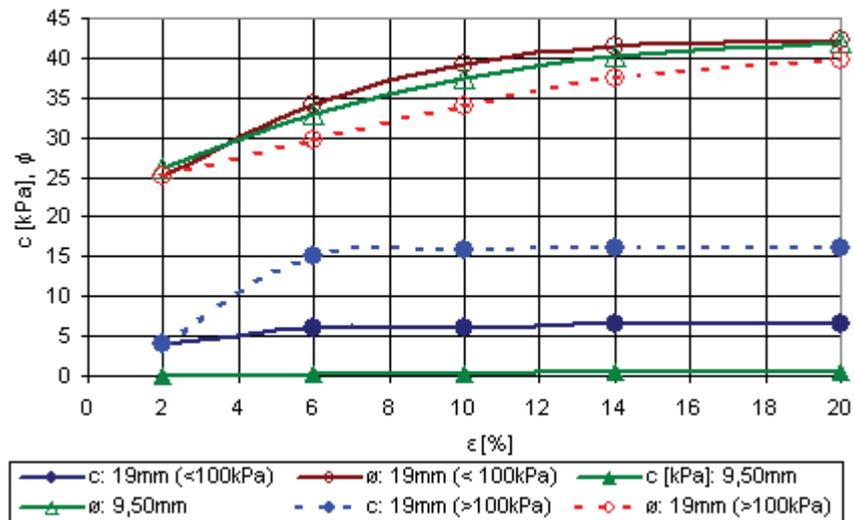


Figura 4.20. Parâmetros de resistência (RSU de São Sebastião).

Observa-se que, para o resíduo passante na peneira 9,50mm, a coesão aparente apresenta-se baixa, com um valor máximo de 0,6kPa. Tal comportamento espelha a pequena quantidade de fibras, o que promove um reduzido reforço da massa do resíduo. Já para o resíduo de 19 mm, a coesão aparente é bem mais elevada, 6,5kPa e 16kPa, para tensões confinantes menores e maiores que 100kPa (valores médios), respectivamente.

O máximo ângulo de atrito como esperado não foi significativamente influenciado pelo incremento do tamanho de partículas (quantidade de fibras), tendo variado significativamente entre 25° e 42°, com a deformação axial.

Observou-se também que para pressões de confinamento < 100kPa, a coesão aparente varia muito pouco com a deformação axial. Já para pressões confinantes >100kPa, a coesão aparente varia, atingindo o valor máximo para 6% de deformação.

#### 4.1.16 Ensaios de cisalhamento direto

Ensaios de cisalhamento direto foram efetuados em equipamento de 6x6x4,16 no laboratório da geotecnia da COPPE nos estados fofo ( $\gamma=0,68\text{g/cm}^3$ ) e compacto ( $\gamma=0,92\text{g/cm}^3$ ) para São Sebastião e fofo ( $\gamma=0,53\text{g/cm}^3$ ) e compacto ( $\gamma=0,71\text{g/cm}^3$ ) para Novo Hamburgo. Dois grupos de ensaios foram efetuados no material previamente seco ao ar. O primeiro grupo compreende ensaios no material passante na peneira de 2,0mm e o segundo na peneira 9,5mm. Foram efetuados ensaios complementares com resíduo triturado de São Sebastião, sem adição de plástico, nos estados fofo ( $\gamma=0,88\text{g/cm}^3$ ) e

compacto ( $\gamma=1,09\text{g/cm}^3$ ) e, com adição de plástico no estado fofo ( $\gamma=0,88\text{g/cm}^3$ ). Adicionalmente foram feitos ensaios de cisalhamento utilizando equipamento de grande dimensão 40x25x10 cm pertencente ao laboratório de geotecnia do ITA, descrito em Gomes (1993). Esses ensaios foram conduzidos na parcela dos resíduos de São Sebastião ( $\gamma=0,85\text{g/cm}^3$ ) e Novo Hamburgo ( $\gamma=0,66\text{g/cm}^3$ ) passantes na peneira de 19 mm.

As Figuras a seguir não representam as envoltórias de resistência, mas sim os resultados empíricos de cada ensaio. O ajuste das envoltórias não é apresentado graficamente, mas sim os resultados dos parâmetros inferidos a partir delas.

As Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 mostram resultados dos ensaios de cisalhamento com material fofo. A deformação,  $\epsilon$ , foi a razão entre o deslocamento horizontal,  $\Delta h$ , e a altura do corpo de prova. A Figura 4.24 mostra resultados dos ensaios de cisalhamento com material compacto.

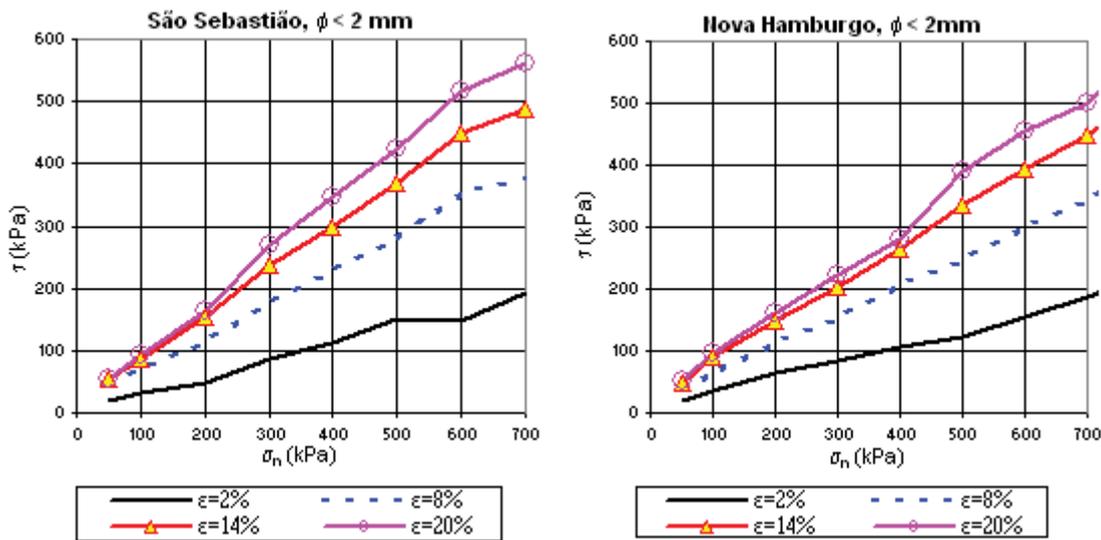


Figura 4.21. Ensaios cisalhamento direto amostra 6x6, material fofo, passante na peneira 2mm.

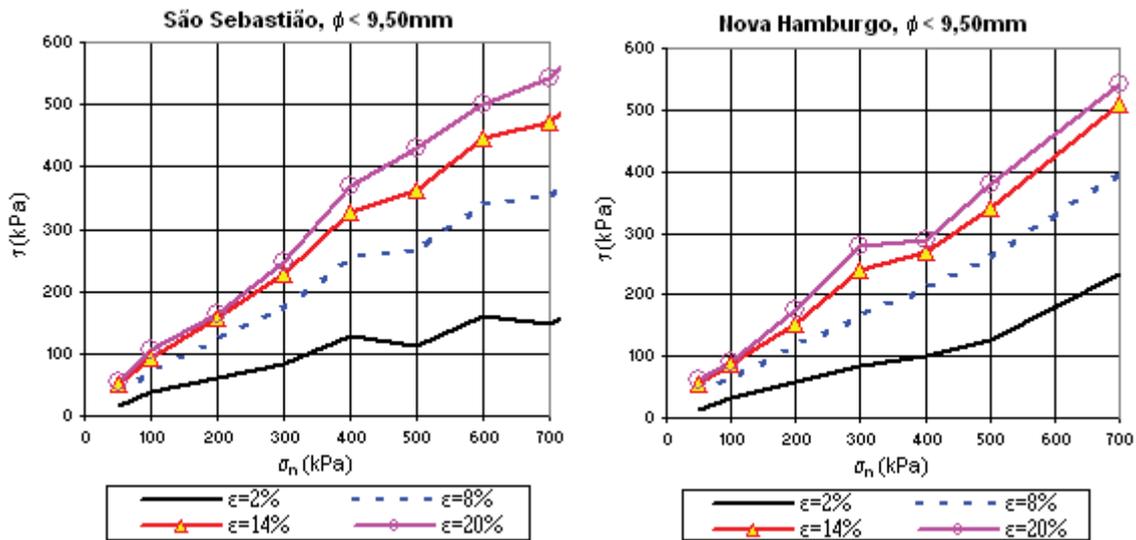


Figura 4.22. Ensaios cisalhamento direto amostra 6x6, material fofo, passante na peneira 9,50mm.

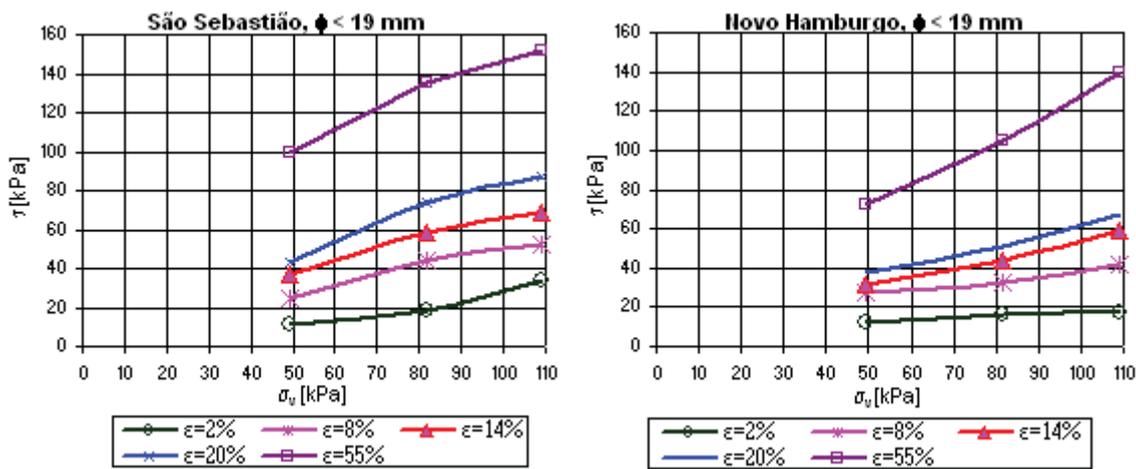


Figura 4.23. Ensaios cisalhamento direto amostra 40x25, passante na peneira 19,0mm.

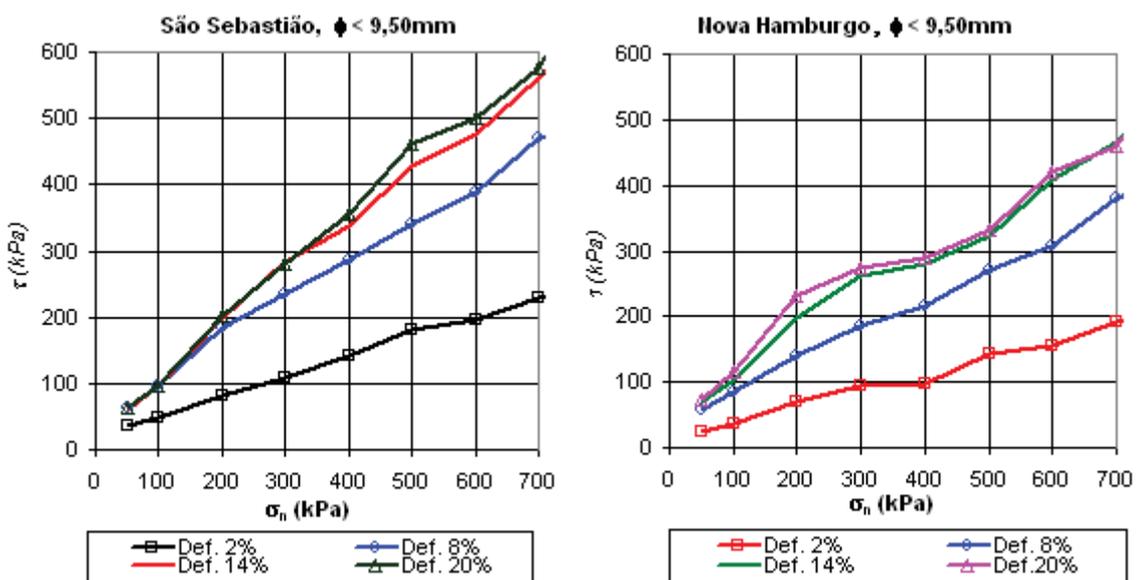


Figura 4.24. Ensaios cisalhamento direto amostra 6x6, material compacto, passante na peneira 9,50mm.

Verifica-se dos resultados que existe um incremento de resistência com o incremento de deformação unitária. A contribuição dos plásticos como elemento de reforço aparece em forma mais nítida nos ensaios efetuados com o resíduo passante na peneira 9,50mm. Os ensaios com o resíduo passante na #19 mm foram efetuados sob pressões normais inferiores a 109kPa. Não se observou nesse ensaio um efeito pronunciado das fibras. Note-se, no entanto, que a não linearidade da envoltória de resistência promovida pelo efeito fibra se fez sentir nos demais ensaios sob tensões confinantes mais elevadas. Nas Figuras 4.25 e 4.26 comparam-se resultados dos ensaios de resistência para as deformações de 14 e 20%.

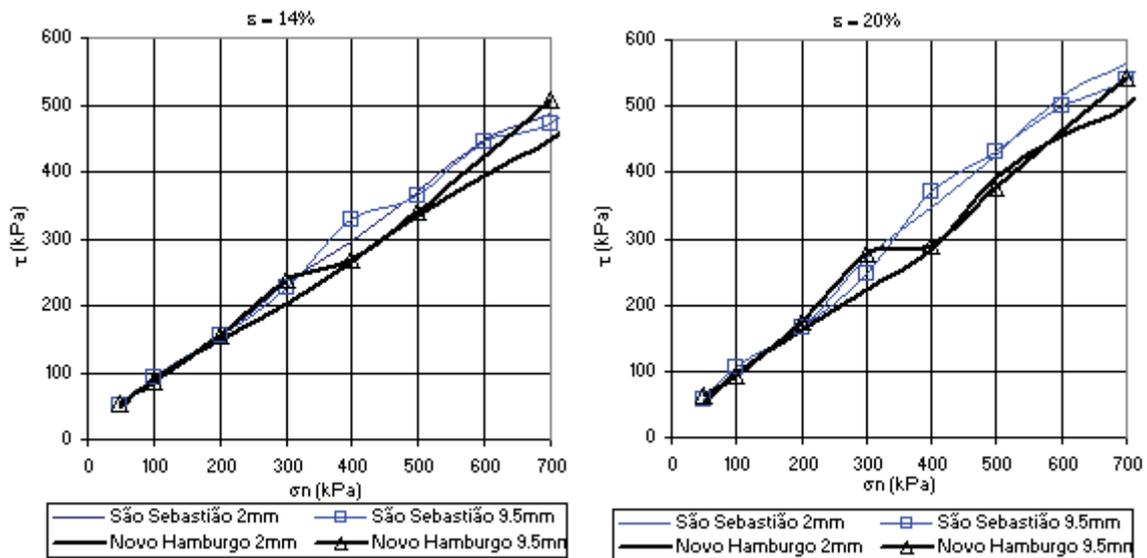


Figura 4.25. Resistência para 14 e 20% de deformação horizontal, material fofo.

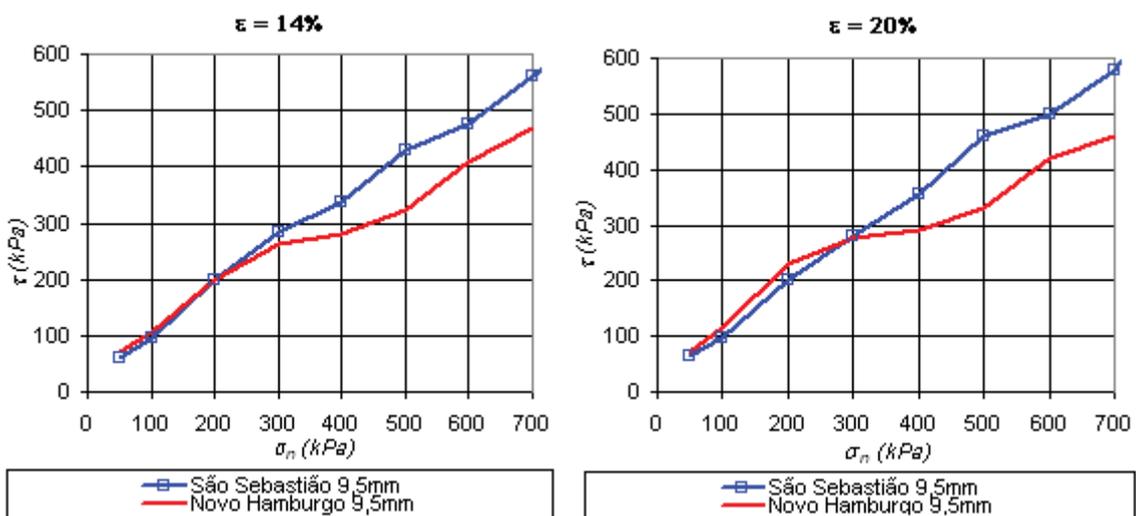


Figura 4.26. Resistência para 14 e 20% de deformação horizontal, material compacto.

Observa-se que a não linearidade para o resíduo de São Sebastião ocorre no estado fofo entre pressões confinantes de 300 e 500kPa. Em Novo Hamburgo tal ocorre entre 200 e 400kPa.

No estado compacto verifica-se a não linearidade entre 400 a 600kPa e 100 a 400kPa para o resíduo de São Sebastião e de Novo Hamburgo, respectivamente.

As Figuras 4.27 e 4.28 mostram os resultados dos ensaios de cisalhamento direto efetuados no resíduo triturado, com e sem a adição de plástico.

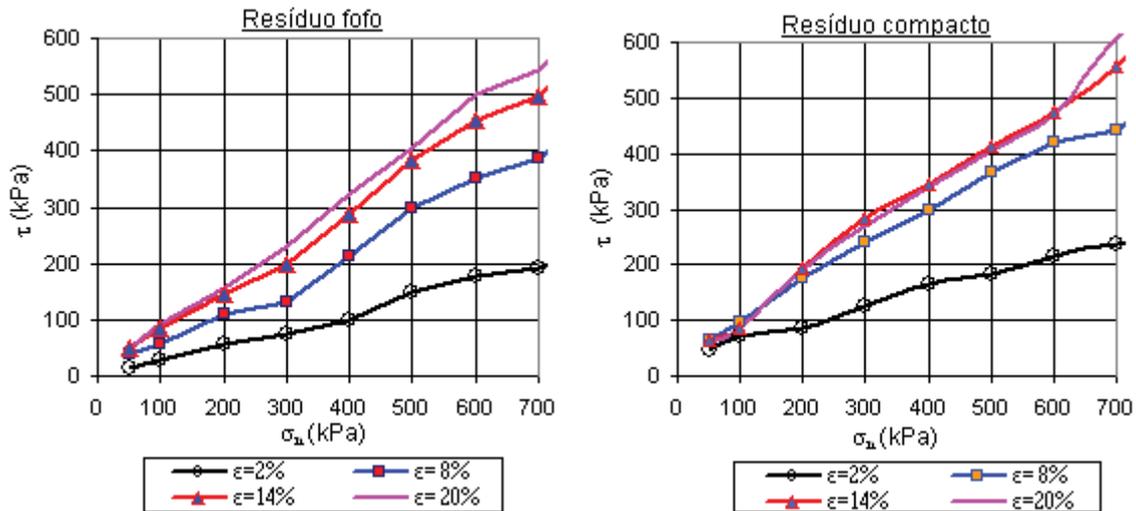


Figura 4.27. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, resíduo triturado de São Sebastião.

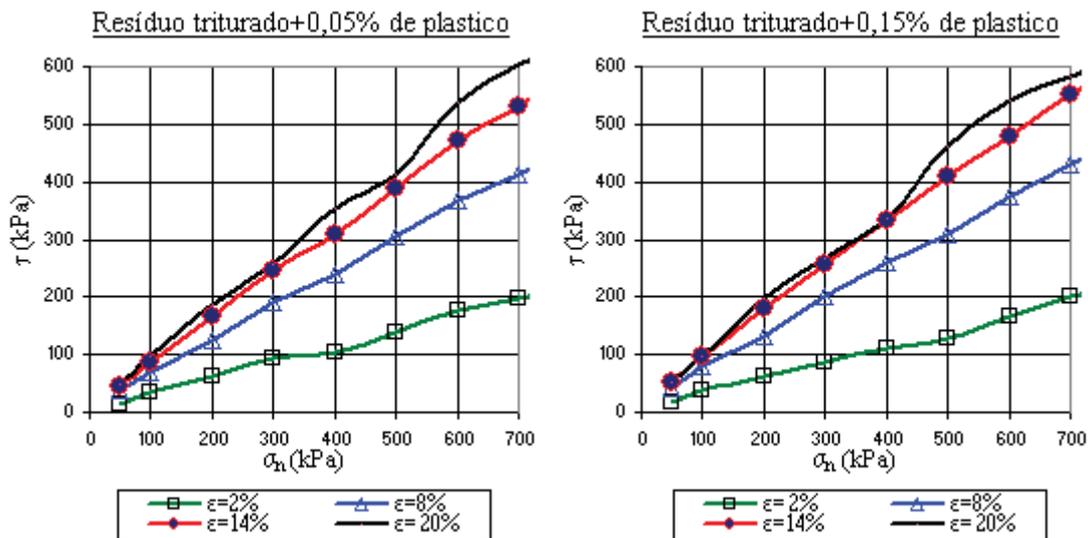


Figura 4.28. Ensaio cisalhamento direto amostra 6x6, resíduo triturado fofo com adição de plástico (São Sebastião).

Nas figuras 4.29 e 4.30 e 4.31 comparam-se valores de coesão aparente,  $c$ , e ângulo de atrito,  $\phi$ , correspondentes aos ensaios de cisalhamento direto efetuados nos resíduos triturados (T) e não triturados (nT).

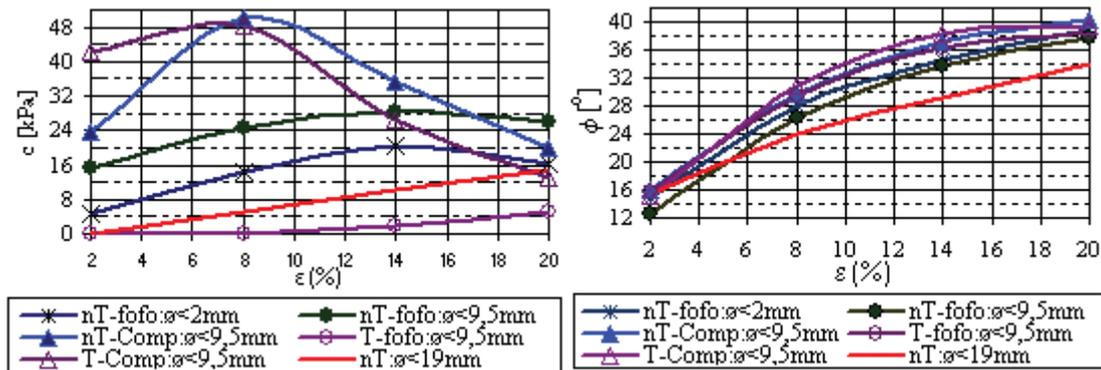


Figura 4.29. Comparação de parâmetros de resistência do resíduo de São Sebastião sob diferentes condições.

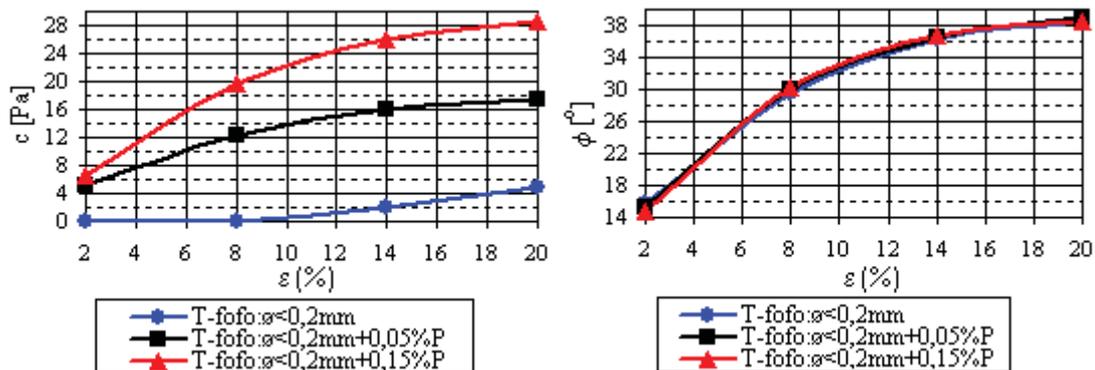


Figura 4.30. Comparação de parâmetros de resistência com a variação da adição de plástico no resíduo triturado São Sebastião.

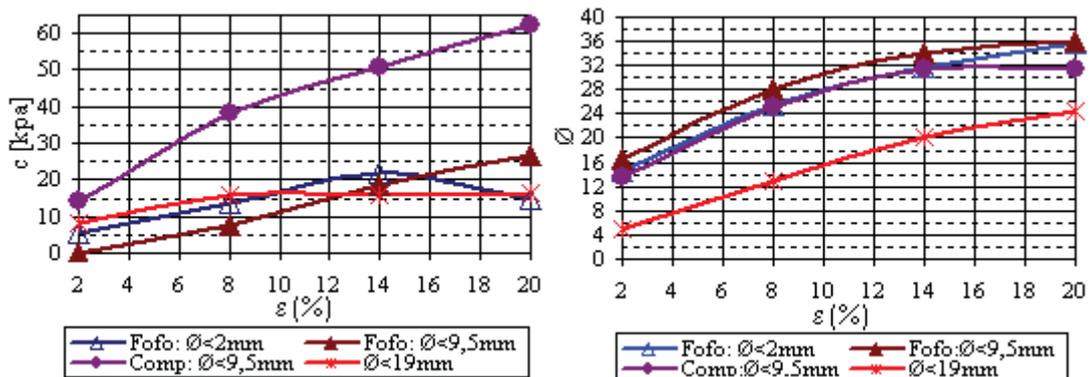


Figura 4.31. Comparações de parâmetros de resistência do resíduo de Novo Hamburgo sob diferentes condições.

Verifica-se na Figura 4.29 que, no RSU de São Sebastião, a coesão aparente aumenta com o incremento do tamanho das partículas de 2mm a 9,50mm, mas o ângulo de atrito não apresentou variações significativas. Observa-se que com o incremento da

compacidade a coesão aparente aumenta de 28 a 50kPa, entre as deformações horizontais de 2 e 8%, e depois diminui até um valor cerca de 25kPa para uma deformação de 20%.

Os ensaios com as amostras passantes na peneira 19 mm (Figura 4.29), resultaram em valores mais baixos para o ângulo de atrito e a coesão aparente, que atingiram valores de 35° e 15 kPa, respectivamente.

Nos ensaios com o resíduo triturado, com e sem adição de plásticos (Figura 4.30), ficou evidenciado que a coesão aparente aumenta com o incremento de fibras, mas o ângulo de atrito permanece invariável.

Para o RSU de Novo Hamburgo a variação da coesão aparente com o tamanho de partícula apresentou um comportamento irregular. O valor máximo observado foi 25kPa. Observou-se um significativo acréscimo da coesão aparente com a compacidade. No estado compacto atingiu-se para a coesão aparente valores superiores a 60kPa. O ângulo de atrito não foi significativamente influenciado com o tamanho de partícula e compacidade atingindo um valor máximo de 35°.

Da mesma forma que verificado no resíduo de São Sebastião passante na peneira 19 mm, observou-se para Novo Hamburgo parâmetros mais baixos para o ângulo de atrito, 25° e coesão aparente, 15kPa.

Verificou-se dos ensaios feitos antes ( $\phi < 9,50\text{mm}$ ) e depois da trituração ( $\phi < 0,2\text{mm}$ ) uma equivalência gráfica tensão-deformação (Figura 4.32 e 4.33).

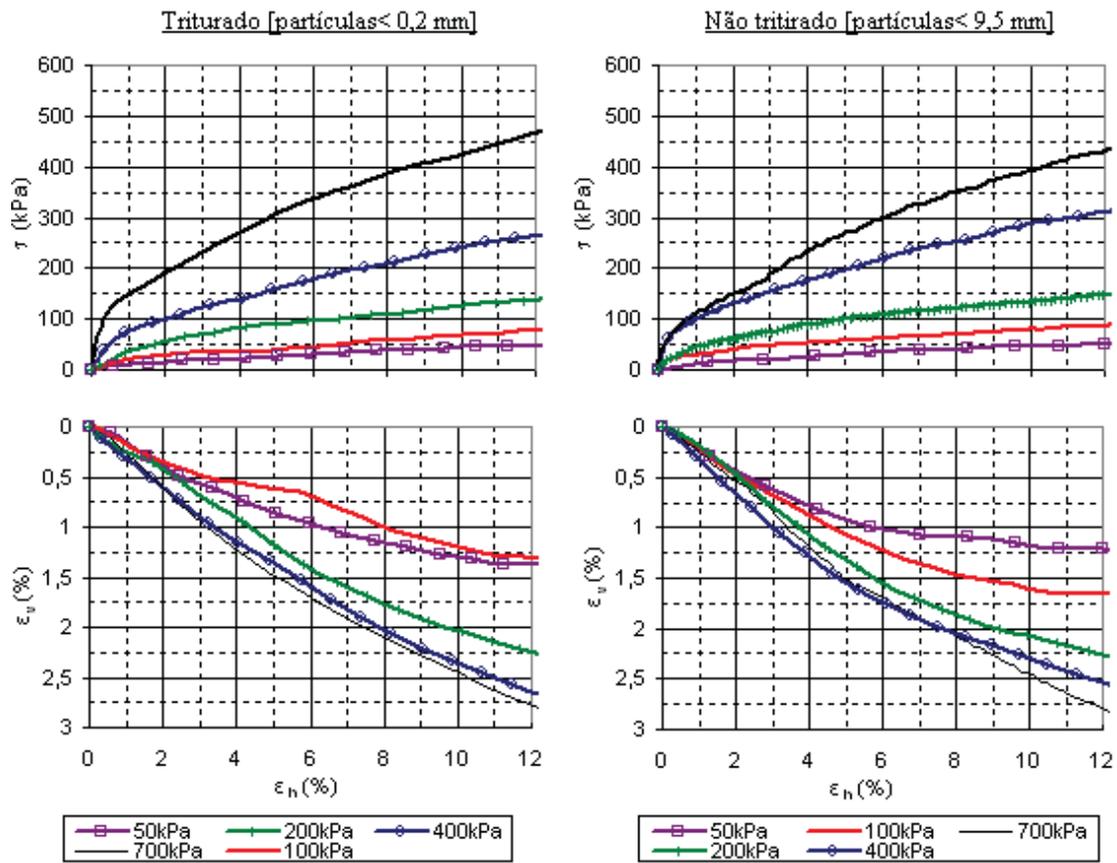


Figura 4.32. Curva Tensão-deformação antes e depois da trituração - Resíduo fofo São Sebastião.

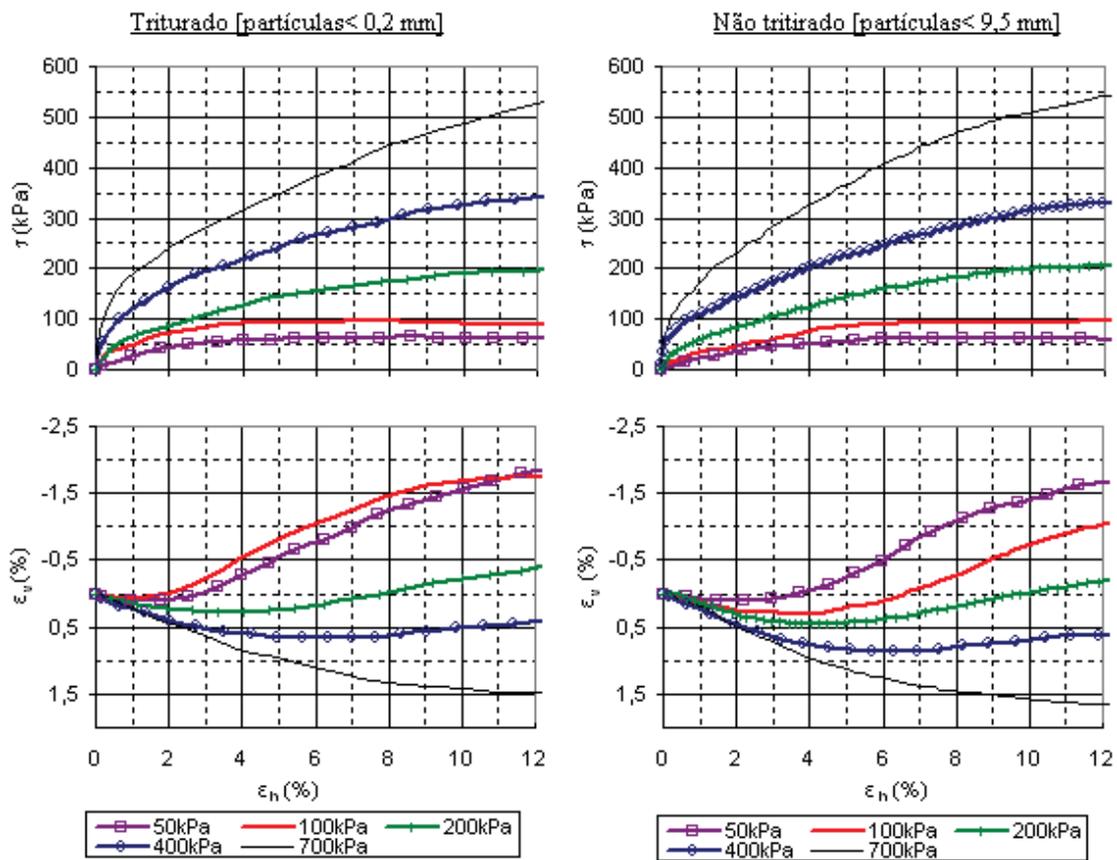


Figura 4.33. Curva Tensão-deformação antes e depois da trituração - Resíduo compacto São Sebastião.

Os ensaios adicionais de resistência ao cisalhamento com resíduo triturado de São Sebastião mais plástico 1D e 2D apresentaram tensões de pico,  $\epsilon=8\%$ , e tensões residuais (Figuras 4.34 e 4.35).

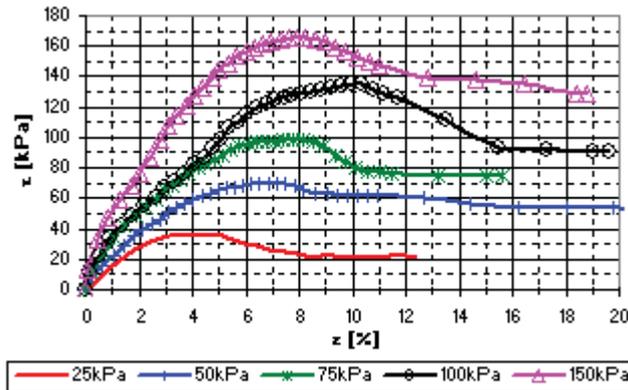
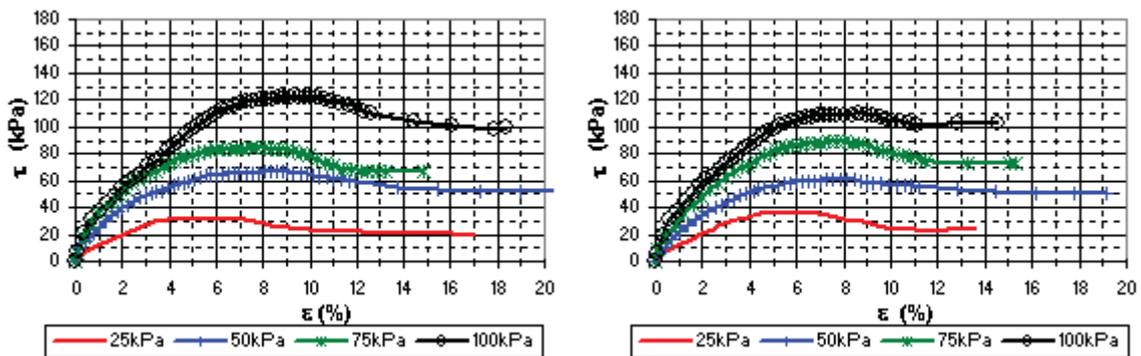


Figura 4.34. Análise Tensão-deformação - Resíduo triturado sem adição de fibras.



a) Resíduo mais 0,15% plástico 1D (0,2x1,25cm). b) Resíduo mais 0,15% plástico 2D (0,5x0,5cm).

Figura 4.35. Curva Tensão-deformação - Resíduo triturado com adição de fibras.

Nas Figuras 4.36 e 4.37 mostram-se resultados dos ensaios de resistência e os parâmetros de resistência para  $\epsilon=8\%$ .

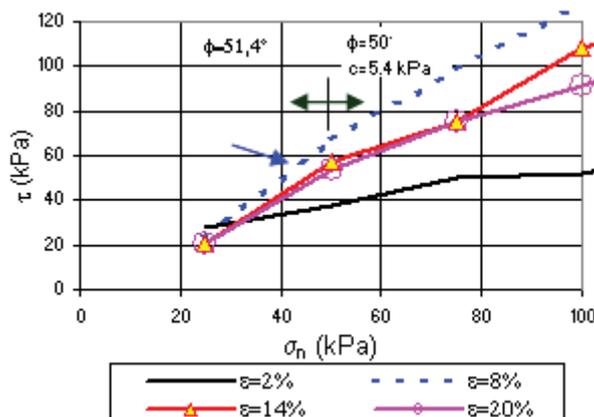
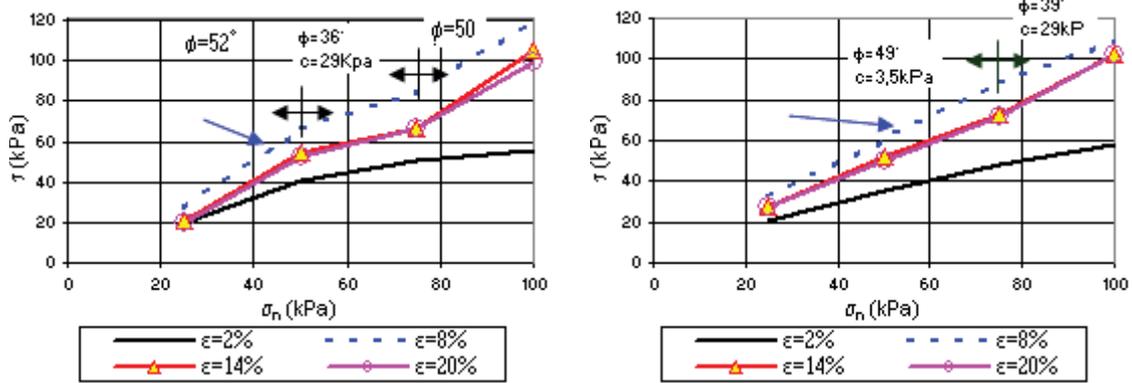


Figura 4.36. Curva de resistência - Resíduo triturado sem adição de fibras.



a) Resíduo mais 0,15% plástico 1D (0,2x1,25cm). b) Resíduo mais 0,15% plástico 2D (0,5x0,5cm).

Figura 4.37. Curva de resistência - Resíduo triturado com adição de fibras.

O comportamento tri linear aparece mais nitidamente na Figura 4.37a mostrando uma provável variação da resistência pelo reforço proporcionado pelas fibras. A Figura 4.38 mostra as curvas de resistência dos tres casos.

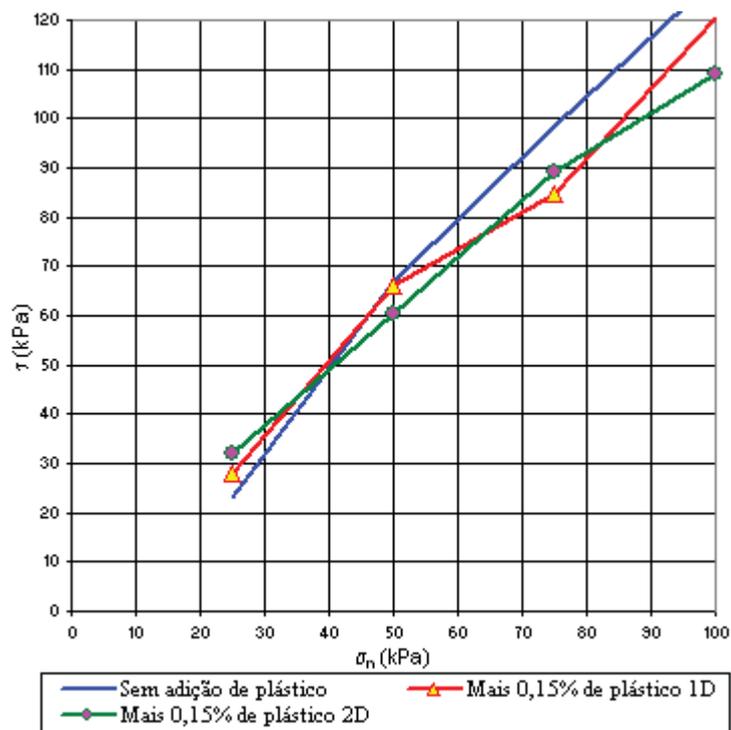


Figura 4.38. Curvas de resistência para  $\epsilon=8\%$  – ensaios adicionais.

Verifica-se da figura 4.38 que as fibras não proporcionaram incrementos de resistência no resíduo. Provavelmente não estão orientadas na direção de máxima eficiência (Figura 2.27).

## 4.2 Retro-análise dos ensaios centrífugos

Os resíduos nos ensaios preliminares apresentaram compacidade ( $\gamma=10,5\text{kN/m}^3$ ), insuficiente para ter-se os taludes estáveis quando do levantamento da lâmina metálica nos ensaios de centrifugação. Nos ensaios adicionais ( $\gamma=12\text{kN/m}^3$ ) foi possível manter os taludes estáveis a  $N=1$ . A ruptura verificou-se somente a valores mais elevados de centrifugação, como desejado.

Como comentado, nos ensaios preliminares, a lâmina, de forma indesejada, desempenhou papel de contenção lateral do resíduo. Dessa forma, não foi possível conhecer todas as forças envolvidas no colapso. Por esse motivo nesses ensaios não se efetuou retro-análise, que foram limitadas aos ensaios adicionais.

Na retro-análise dos ensaios adicionais, considerou-se superfícies de ruptura lineares (Figura 4.39), a inclinação do talude,  $\beta$ , o ângulo crítico de ruptura,  $\theta_{\text{crit}}$ , o peso da cunha,  $M_\theta$ , o ângulo de atrito,  $\phi$  e a parcela de coesão aparente,  $c_\theta$ .

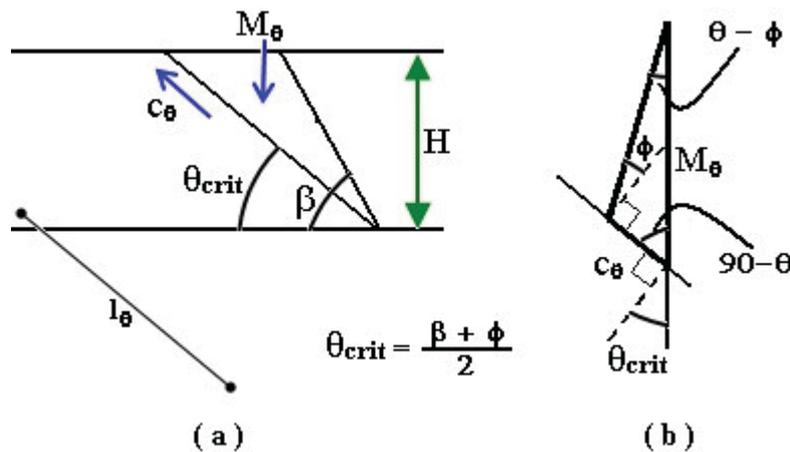


Figura 4.39. Análise de ruptura.

Da Figura 4.39 tem-se,

$$M_\theta = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} (\text{ctn} \theta_{\text{crit}} - \text{ctn} \beta) \quad (4.1)$$

Pela lei dos senos,

$$\frac{M_\theta}{\text{sen}(90 + \phi)} = \frac{c_\theta}{\text{sen}(\theta_{\text{crit}} - \phi)} \quad (4.2)$$

onde

$$\begin{aligned}
c_{\theta} &= c \cdot l_{\theta}, \\
l_{\theta} &= H / \text{sen } \theta_{\text{crit}}
\end{aligned}
\tag{4.3}$$

Substituindo as Equações 4.1 e 4.3 em 4.2 tem-se.

$$\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H} = \frac{\text{sen}\left(\frac{\beta + \phi}{2}\right) \text{sen}\left(\frac{\beta - \phi}{2}\right) \left[ \text{ctn}\left(\frac{\beta + \phi}{2}\right) - \text{ctn}(\beta) \right]}{\cos \phi}
\tag{4.4}$$

Simplificando,

$$\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H} = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{2 \text{sen} \beta \cos \phi}
\tag{4.5}$$

A coesão aparente do modelo,  $c_m$ , é obtida isolando a coesão aparente,  $c$ , da Equação 4.5.

$$c_m = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{2 \text{sen} \beta \cos \phi} * \frac{\gamma \cdot H_m}{2}
\tag{4.6}$$

A altura do protótipo,  $H_p = H_m \cdot N$ , foi utilizada para se determinar a coesão aparente do protótipo.

$$c_p = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{2 \text{sen} \beta \cos \phi} * \frac{\gamma \cdot N \cdot H_m}{2}
\tag{4.7}$$

Na Figura 4.40 apresenta-se valores críticos de estabilidade para diferentes inclinações de talude,  $\beta$ , e parâmetros de resistência,  $c$  e  $\phi$ , com base na equação 4.5.

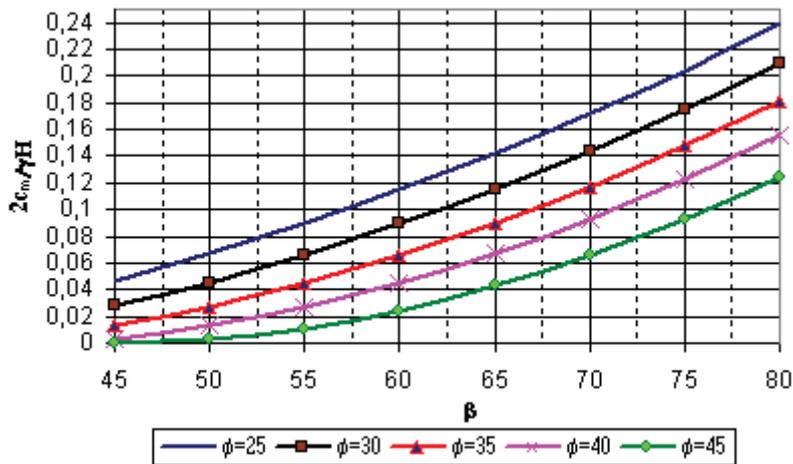


Figura 4.40. Análise de ruptura - modelo.

A retro-análise foi efetuada considerando a massa específica,  $\gamma=12 \text{ kN/m}^3$  e altura de talude,  $H=0,10 \text{ m}$ , correspondente às condições dos ensaios em centrífuga.

Na Tabela 4.8 mostra-se os valores de  $N$  que provocaram as rupturas de talude.

Tabela 4.8. Resultado dos ensaios em centrífuga (aterro de São Sebastião).

		N <sub>crit</sub>	
β	Sem fibras	Com fibras (0,15%)	
		1D (0,2x1,25cm)	2D (0,5x0,5cm)
45	120	-	-
60	41,6	63,6	30,5
80	23	29,8	20,0

Com os valores de  $N_{crit}$  foi possível obter as alturas críticas de ruptura dos taludes (Figura 4.41).

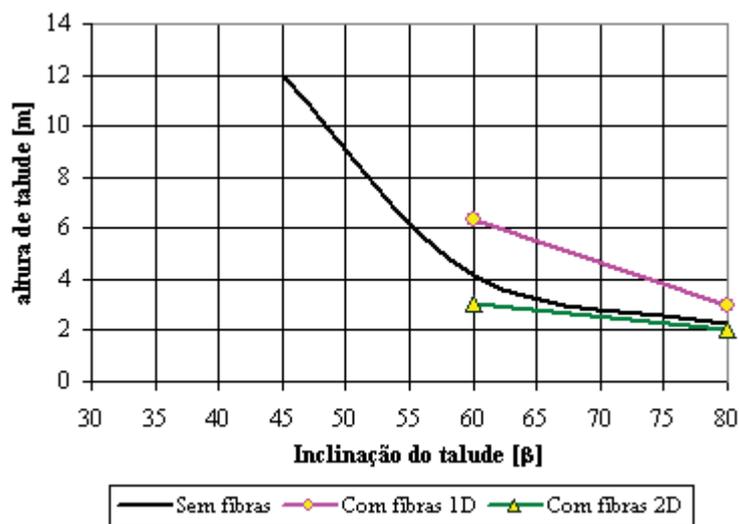


Figura 4.41. Alturas críticas de ruptura - protótipo.

Considerando-se as condições dos ensaios na Equação 4.7 tem-se

$$c_p = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{2 \operatorname{sen} \beta \cos \phi} * 0,6.N \quad (4.8)$$

Com base nos resultados da Tabela 4.8 e a equação 4.8, determinaram-se valores de coesão aparente efetiva aparente e ângulo de atrito correspondente à condição de colapso de cada um dos ensaios efetuados (Figuras 4.42, 4.43 e 4.44).

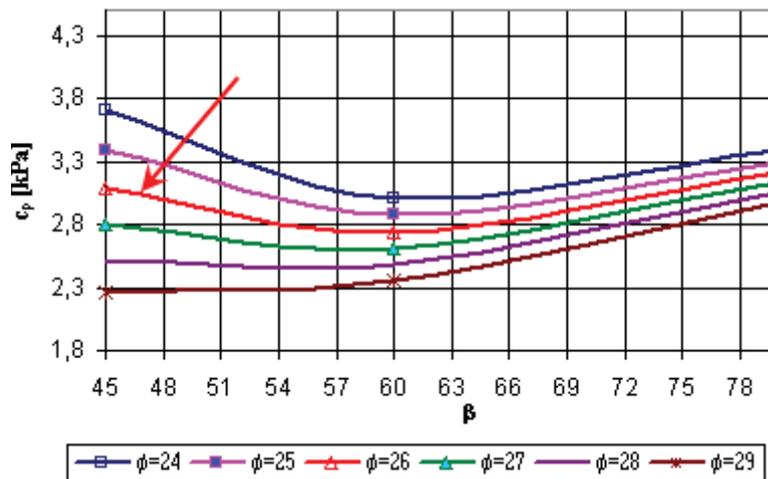


Figura 4.42. Retro-análise para resíduo sem fibras - São Sebastião.

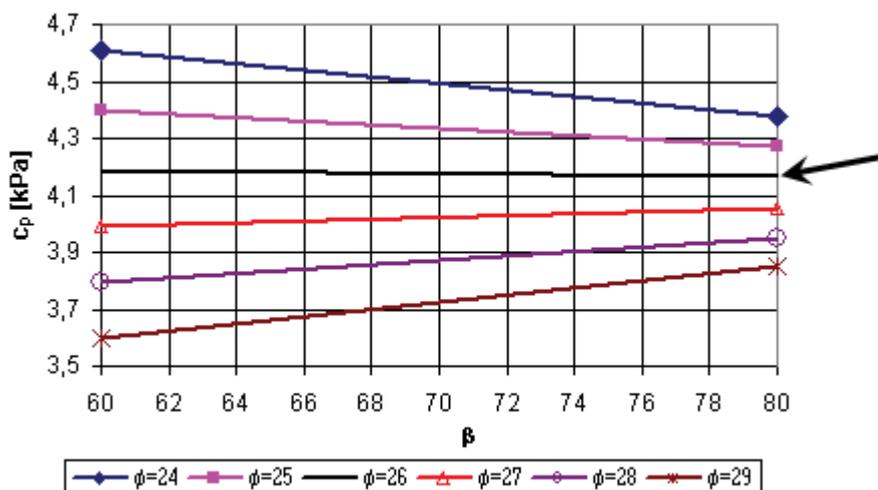


Figura 4.43. Retro-análise para resíduo com 0,15% de fibras 1D- 0,2x1,25cm - São Sebastião.

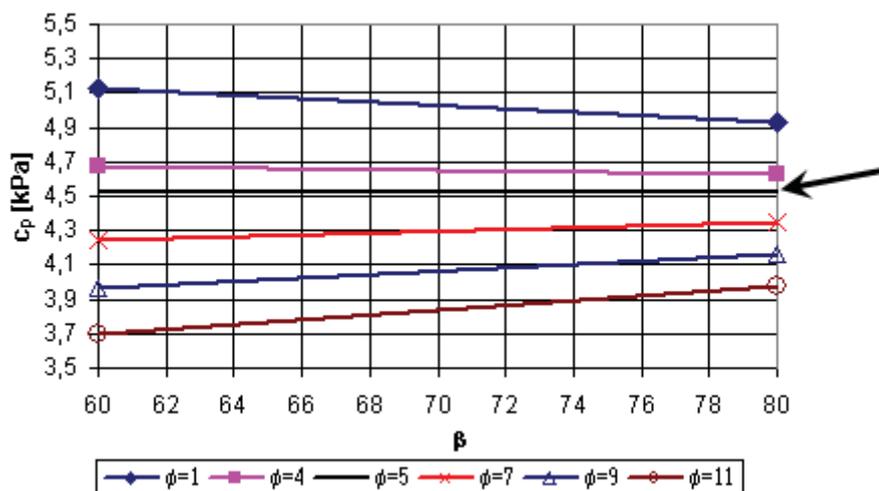


Figura 4.44. Retro-análise para resíduo com 0,15% de fibras 2D- 0,5x0,5cm - São Sebastião.

Na tabela 4.9 apresentam-se pares de valores de coesão aparente e ângulo de atrito correspondente aos diferentes resíduos ensaiados. Esses valores foram estabelecidos considerando os valores apresentados nas Figuras 4.42 a 4.44 buscando ter-se para um mesmo resíduo, independentemente da inclinação do talude, um mesmo valor para  $c$  e  $\phi$  capaz de explicar o colapso. Tal implica na hipótese de  $c$  e  $\phi$  constantes, independentes da condição de confinamento da amostra (envoltória de resistência linear). Nas Figuras 4.42 a 4.44 a curva que melhor corresponde a esta condição apresenta-se destacada por uma seta.

Tabela 4.9. Parâmetros de resistência retro-análise - São Sebastião.

	Coesão aparente [kPa]	$\phi$
Sem fibras	3	26
Mais 0,15% de fibras 1D	4,2	26
Mais 0,15% de fibras 2D	4,5	5

Observa-se nas Figuras 4.36 e 4.37 e da Tabela 4.9 que os valores determinados com base na retro-análise dos ensaios centrífugos redundaram para o resíduo estudado parâmetros de resistência inferiores aos encontrados através dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial. Provavelmente a causa da diferença deve-se a:

- O tamanho das partículas nos ensaios centrífugos crescem proporcionalmente ao valor de  $N$ , não sendo, por tanto, equivalente ao que se verifica nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais onde o tamanho da partícula mantém-se constante.

- A direção e montante das deformações em relação às fibras são diversas conforme o ensaio, por esse motivo as fibras são solicitadas de forma diferenciada durante os mesmos.
- Detalhes dos ensaios podem também ter contribuído, tais como, forma de compactação, disposição das fibras e precisão na monitoração dos ensaios centrífugos.

## Capítulo 5: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 5.1 CONCLUSÕES

#### Características dos resíduos

Em São Sebastião o processo de estabilização do resíduo consiste numa fase mecânica, onde são retirados elementos inorgânicos, com ajuda de catadores, e uma biológica. O resíduo após estabilização aumenta o percentual de inorgânicos, e é depositado em aterros. Em Novo Hamburgo a fase mecânica é mais rigorosa buscando retirar, ao máximo, materiais inorgânicos. A fase biológica é similar a um processo de compostagem. O resíduo tratado antes de ser encaminhado ao aterro é peneirado e a parcela passante na peneira de 20mm é utilizada como composto.

- O RSU de São Sebastião, tal como ocorre na maioria dos países em desenvolvimento, antes do pré-tratamento, apresentou 60% de matéria orgânica. Depois do pré-tratamento tem-se 60,2 %, em peso, de material passante na peneira de 50,8 mm e a matéria orgânica caiu para 13,2 % (presente na porção fina do resíduo < 50,8mm). A proporção total de plásticos (principal elemento “fibra”), presente no resíduo pré-tratado apresentou-se igual a 24,9 %. A parcela passante na peneira 50,8mm apresenta-se em pequena quantidade, 2,5%. Já o resíduo de Novo Hamburgo apresentou 41,5% de matéria orgânica e 1,2 % de plásticos, após pré-tratamento (fração < 20 mm).
- Quando comparados diversos resíduos sólidos do Brasil (Figura 4.2), incluindo os de Jacarepaguá e São Sebastião, observou-se que todos eles tinham matéria orgânica na ordem de 58% e reforço 29%, tendo uma mínima quantidade de vidros, metais e outros.
- A granulometria de São Sebastião mostrou que 60,2% em peso corresponde a material passante da peneira de 2” e 39,8% corresponde principalmente a plástico e em menor proporção inorgânicos em geral. A curva granulométrica encontra-se na faixa sugerida por Jessberger (1994).

- São Sebastião apresentou uma concentração mínima de metais pesados na porção fina do resíduo podendo ser considerado como Classe II-B segundo a norma NBR10004 quando considerado unicamente os ensaios de lixiviação e solubilização. Novo Hamburgo, por sua vez, apresentou uma concentração de Fe, Cu, Cs, N, Al, Pb acima do exigido pela mesma norma (Classe II-A) provavelmente devido a alguma deficiência no processo de estabilização das amostras recebidas na época.
- A determinação da curva de sucção apresentou limitações de precisão. Não foi possível em ambos os resíduos a execução de ensaios de papel filtro. O papel foi atacado pela contaminação, umidade e pH do resíduo. A metodologia empregada na determinação, também apresentou limitações, levando a resultados aproximados.
- Quanto ao carbono orgânico na metodologia da EMBRAPA, onde só foram detectados alguns compostos orgânicos humificados, detectaram-se valores de 4,09g/kg e 11,3g/kg para São Sebastião e Novo Hamburgo respectivamente. Empregando-se o auto-analisador de carbono para amostras sólidas foi possível detectar valores de carbono total dos resíduos (TOC), 35,3g/kg e 54,1g/kg, respectivamente. Ambos acima dos valores encontrados na literatura.
- Adicionalmente para avaliar a contaminação dos resíduos foram feitos ensaios de povoação de Bactérias e concentração de coliformes. A povoação de Bactérias heterotróficas foi elevada e maior em São Sebastião  $1,9 \times 10^7$  UFC/g que Novo Hamburgo  $0,8 \times 10^7$  UFC/g. A presença de coliformes totais e fecais em São Sebastião  $2,4 \times 10^6$  NMP/ml foi muito maior que em Novo Hamburgo  $2,4 \times 10^3$  NMP/ml, tendo ambas uma concentração maior ao que normalmente verifica-se em esgoto doméstico.
- O principal mineral presente na fração areia dos resíduos foi o Quartzo (95%) e na fração argila a Caolinita, Quartzo e Mica. Os argilominerais apresentaram-se em maior proporção em São Sebastião, no entanto, a pouca quantidade de Montmorilonita faz supor que a água não é retida no argilomineral e sim na massa orgânica.
- O valor da relação de C/N de São Sebastião foi 9,50 e Novo Hamburgo 1,56 fazendo supor que ambos os resíduos podem se encontrar estabilizados ou maturados. Os valores baixos de C e N em São Sebastião devem-se provavelmente a elevada quantidade de inorgânicos presentes nesse material. Por outro lado, as proporções maiores de C e N do resíduo de Novo Hamburgo podem tornar o composto dessa localidade por sua vez útil à agricultura (maturado). Naturalmente seria preciso mais

ensaios para ter certeza da eficiência do processo de compostagem ou estabilização (estudos de chorume, gases, etc), aspecto que não é parte do objetivo dessa tese.

- A permeabilidade de campo em São Sebastião foi de  $1,57 \times 10^{-3}$  cm/s equivalente ao encontrado em laboratório e próxima ao encontrado na literatura.

### **Comportamento mecânico**

- Devido às características gravimétricas dos materiais dos RSU em estudo, no ensaio de compactação, o RSU de São Sebastião requer menor umidade (29.81%) que Novo Hamburgo (42.47%) para atingir uma massa específica seca máxima (1.18g/cm<sup>3</sup>) superior a observada no RSU de Novo Hamburgo (0.91g/cm<sup>3</sup>).

- A umidade natural do resíduo de São Sebastião foi de 54,9%, superior a umidade ótima de compactação, 29,8%. Tal indica uma provável ineficiência no processo de compactação do aterro. No entanto, deve-se atentar que o ensaio de compactação foi efetuado numa parcela do resíduo (passante peneira de 4,8 mm).

- A umidade gravimétrica de campo apresenta-se inferior ao valor determinado para a capacidade de campo (85,2%). Tal indica que, o resíduo tem elevada capacidade de reter água por tempos prolongados.

- Ensaio de cisalhamento mostraram que o ângulo de atrito não sofre significativa variação com a compactação da amostra. A quantidade de fibras (plásticos, variação de tamanho de partícula entre 2mm e 19mm) também, não altera substancialmente o valor do ângulo de atrito, sendo o valor médio encontrado em São Sebastião de 38° e em Novo Hamburgo de 34°, para uma deformação de 20%.

- Para pressões de confinamento baixas (<100kPa) a coesão aparente variou muito pouco e o  $\phi$  precisou de uma deformação unitária de 20% para atingir seu valor máximo. Já para confinamentos altos (> 100kPa) a coesão aparente só precisou de 6% para atingir o valor máximo.

- Nos ensaios triaxiais, com o incremento da deformação unitária, a participação do reforço na resistência aumentou, verificando-se um modelo bi linear de ruptura já observado por Kolsch (1996). Observou-se um comportamento variável com a deformação unitária do resíduo, o grau de compactação e o tamanho da partícula. Sabe-se que a porcentagem de fibras cresce com o incremento do tamanho de partículas. Assim, o comportamento bi linear dever-se-ia tornar mais evidente e a coesão aparente

crescer com o tamanho de partículas. Contudo, o comportamento bi linear não se mostrou muito evidente nos ensaios com o material passante na peneira de 9,50mm. Nos ensaios triaxiais com o material passante na peneira de 19 mm o comportamento bi linear ficou mais evidente.

- Nos ensaios de cisalhamento direto, a coesão aparente sofreu variações com a granulometria do resíduo (se passante na #2mm ou #9,50mm). No resíduo de São Sebastião o ângulo de atrito máximo atingido do resíduo foi de  $38^\circ$  ( $\epsilon=20\%$ ), enquanto a coesão aparente foi de 20 kPa nos ensaios executados em partículas menores que 2.0mm e 28kPa obtido nos ensaios com partículas menores que 9.5mm. Esta coesão aparente aumentou com o tamanho dos grãos devido ao aumento de plásticos nas amostras da fração mais grossa.

- As envoltórias de resistência de ambos os resíduos apresentaram comportamento tri-linear. Na primeira etapa observou-se um comportamento linear. Na segunda etapa verificou-se um patamar de resistência, oriundo do tracionamento das fibras. Passou-se a seguir a uma terceira etapa, na qual a curva apresentou-se similar à primeira etapa.

- Nos ensaios de cisalhamento feitos com material triturado sem adição de plástico verificou-se sob 10% de deformação horizontal em São Sebastião, a coesão aparente apresenta-se nula e cresce para 17,3kPa quando de um incremento de 0,05% de plástico, em peso, e 25,7kPa para um incremento de 0,15%. Sob 14% de deformação horizontal obteve-se para 0%, 0,05% e 0,15% de plástico valores de coesão aparente iguais a 3,6kPa, 18,7kPa e 29,7kPa, respectivamente. Tal consistentemente com o esperado evidencia a importância da deformação e do incremento de fibras no comportamento do resíduo. Maiores deformações levam a maiores mobilizações das fibras e maiores quantidades de fibras maiores resistências à tração.

- Nos ensaios centrífugos as alturas críticas dos taludes variaram com a inclinação e o tipo de resíduo. Considerando resíduos sem adição de plástico as alturas correspondentes ao protótipo para inclinações de taludes de 45, 60 e 80° foram de 12, 4,2 e 2,3, respectivamente.

- Nos ensaios centrífugos observou-se incrementos de resistência quando da adição do plástico (0,20x1,25cm) e decréscimo na adição de plástico 2D (0,5x0,5cm), a adição de plástico proporcionou as seguintes alturas, para reforço 1D na inclinação de  $\beta=60^\circ$ , 6,4m e para 2D, 3,1m. Uma possível explicação para os resultados encontrados é

que a disposição dos plásticos na horizontal, não deve ter possibilitado uma contribuição significativa dos mesmos no comportamento.

- Os valores determinados com base na retro-análise dos ensaios centrífugos redundaram para o resíduo estudado parâmetros de resistência inferiores aos encontrados através dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial. Provavelmente a causa da diferença deve-se a:

- ✓ O tamanho das partículas nos ensaios centrífugos crescem proporcionalmente ao valor de N, não sendo, por tanto, equivalente ao que se verifica nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais onde o tamanho da partícula mantém-se constante;
- ✓ A direção e montante das deformações em relação às fibras são diversas conforme o ensaio, por esse motivo as fibras são solicitadas de forma diferenciada durante os mesmos;
- ✓ Detalhes dos ensaios podem também ter contribuído, tais como, forma de compactação, disposição das fibras e precisão na monitoração dos ensaios centrífugos.

## **5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

- Investigar o comportamento de resíduos naturais e saturados, incluindo a pressão de gás.
- Complementar os estudos em centrífuga incluindo medidas de deformação de melhor qualidade.
- Investigar o efeito da orientação das fibras na resistência do material através de modelos reduzidos.
- Estudar a influência do tamanho e quantidade de fibras através de ensaios em equipamentos de grande dimensão e diferentes tipos de solicitações (triaxial, tração direta e cisalhamento direto).

## BIBLIOGRAFIA

- ABNT NBR 10004, 2004, Resíduos sólidos – Classificação.
- ABNT NBR 10005, 2004, Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos.
- ABNT NBR 10006, 2004, Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos.
- ADELAR J. & THEOPHILO B. O. FILHO, 2000, “Determinação de capacidade de campo in situ ou através de equações de regressão” *Pesq agropec brás. Brasília*, v35,n5,p.1029-1036, May
- ALLERSMA H. ROHE A & DUPONT O., 2002, “Centrifuge tests on the failure of dikes caused by uplift pressure” *Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG '02*. Sweis & Zeitlinger Lisse.
- ALMEIDA M.S.S., DAVIES M.C.R. & PARRY R.H.G. 1985. “Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations” *Geotechnique* 35, No. 4, 425-441.
- ANDREOLI, C.V., BONNET, B.R.P. 1998. *Manual de métodos para análise microbiológica e parasitológicas em reciclagem agrícola de lodo de esgoto*. Curitiba; Sanaper, 80p
- ARULANADAN, K., THOMPSON, P.Y. & UTTER, B.L., MEEGODS, N.J., MURALEETHARAN, K.K. AND YOGACHANDRAN, C., 1988. “Centrifuge modeling of transport processes for pollutants in soils”. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114, (2), February, 185-205
- BACHMAT, Y., 1967. “on the similitude of dispersion phenomena in homogeneous and isotropic porous media”, *Water Res. Res.* 3(4), 1079-1083
- BARKER H. R., 1998, “Physical Modelling of Construction Processes in the Mini-Drum Centrifuge”. *A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at the University of Cambridge*. March
- BARROS R.T., GARIGLIO L.P., KELLER W., LOUREIRO C. de O., MELO G.C.B. de, BATISTA H. & GOULART A.F. (2000). “Landfill monitoring methodology the experience of Belo Horizonte (MG)” *5th International Symposium on Global*

- Sustainable Development Environmental Geotechnology*, August 17-23, 2000. Belo Horizonte;MG.
- BEAVEN R. & POWRIE W. 1995, “Determination of the Hydrogeological and Geotechnical Properties of Refuse using a large Scale Compression Cell” *Proceeding of the 5<sup>th</sup> Sardinia International Landfill Symposium*, S. Margherita Di Pula, Cagliari. Vol II pp 745-760
- BENVENUTO C. & CUNHA M.A 1991. “Escorregamento em massa de lixo no aterro sanitario Bandeirantes em São Paulo” II Simpósio sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos REGEO’91 v.2. Rio de Janeiro-RJ, Novembro.
- BLIGHT, G.E., BALL, J.M., BLIGHT, J.J. 1992. “Moisture and Suction in Sanitary Landfills in Semiarid Areas.” *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 118(6).
- BORGATTO A. V. A. 2006. “Estudo do efeito fibra e da morfologia na estabilidade de aterros de resíduos sólidos urbanos.” *Dissertação de mestrado em Ciências em Engenharia civil apresentada no programa de Engenharia Civil da UFRJ/COPPE*. 157p. Fevereiro 2006.
- BOSCOV M.E. & ABREU R.C., 2001. “Aterros Sanitários. Previsão X Desempenho” ABMS
- BRANDL H. 1995 “Stability of waste deposits” *Proc. 10<sup>th</sup> Danube-European Conference on soil mechanics and Foundation Engineering*. Mamaia, Romania, vol4 (in german).
- BRITTO A.M. and Gum M.J. (1990) CRISP90 – User’s and programmer’s Guide, Vols. 1 & 3. Cambridge University Engineering Department, UK
- CAICEDO B. GIRALDO E. & YAMIN L. 2002. “The landslide of Doña Juana landfill in Bogota. A case study” *Environmental Geotechnics (4<sup>th</sup> ICEG)*. Lisse
- CALLE J. A., 2005, “Investigação dos Parâmetros de Resistência no Laboratório e no Campo de Resíduos Sólidos”, Relatório 2.2005, PROJETO PROBAL 178/04, CAPES – DAAD.
- CANCINO CALLE, J. A 2000. *Análise de Ruptura de Talude em Solo não Saturado*. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, Área de Geotecnia.
- CARVALHO A. R. 2006. “Desenvolvimento de um equipamento para a determinação de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos” Tese de Doutorado, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Programa de Engenharia Civil.

- CARVALHO A. R. 2002. “Percâmetro: Um novo equipamento para medidas de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos. Desenvolvimento e aplicação no aterro sanitário de Santo André – SP”, Tese de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Programa de Engenharia Civil.
- CARVALHO M. F. 1999 “Comportamento mecânico de resíduos sólidos urbanos” Tese de Doutorado apresentada a EESC/USP.
- COLLINS, H.; KOLSCH, F. & ZIEHMANN, G. 1997. “Veränderung des Tragverhaltens und der mechanischen Eigenschaften von Abfällen durch Alterung und Abbau” *Abschlussbericht DFG Az. Co 76/26-1 bis-50*
- COPPETEC, RELATORIOS, 2000/2001, *Acompanhamento do processo de pré tratamento mecânico biológico de Resíduos Sólidos Domésticos, caso Piloto, Projeto PEC-671*
- COUMOULOS D., KORYALOS T., METAXAS I., GIOKA D. 1995 “The main landfill of Athens-Geotechnical Investigation” Proc. 5<sup>th</sup> *International Landfill Symposium, Sardinia 95*.
- COWLAND J., TANG K. & GABAY J. 1993, “Density and Strength properties of Hong Kong refuse” *Proceedings Sardinia 93, Fourth International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 11-15 October*.
- CRAIG W. H. 1983, “Simulation of Foundations for offshore structures using centrifuge modeling”. In *Development in Geotechnical Engineering* (ed. P.K. Banerjee) pp. 1-27. Applied science Publishers, Barking.
- CRAIG W.H. 1993, “Partial similarity in centrifuge models of offshore platforms”. Proc. 4<sup>th</sup> *Canadian Conf. Marine Geotechnical Engineering*, St. Johns, Newfoundland, Vol. 3, pp 1044-1061. C-CORE, Memorial University of Newfoundland.
- DE MELLO L.G. & BOSCOV M.E.G., 2002 “Influence of time on design parameters of MSW fills” *Environmental Geotechnics 4<sup>th</sup> ICEG*, Swets & Zeitlinger, Lisse
- DE MELO V. & JUCA J.F., 2001. “Diagnostico ambiental em aterros de resíduos sólidos a partir de estudos de referencia” *21 Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e ambiental*, ABES.
- DIETZ, M.S. 2000. *Developing on holistic understanding of interface friction using sand within the direct shear apparatus*. Degree of Doc. Of Philo., Un. Of Bristol, 282p

- DRESCHER J., 1990, “Standsicherheit von Deponiekörpern, Festigkeit des Deponiegutes” *Vortrag beim 6. Nürnberger Deponieseminar.*
- EHRlich, M. 2004. Comunicação pessoal.
- EHRlich, M.; ALMEIDA, M. S. S. & BARBOSA, M. C. 1994. “Pollution Control of Gramacho Municipal Landfill”. In: *Proceedings of the 1st Int. Congress on Environmental Geotechnics.*, 1994. Edmonton, Canada, Julho.
- EMBRAPA 1979, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos (Rio de Janeiro-RJ). *Manual de métodos de análise de solo.*
- FABIAN A J & OTTONI FILHO T.B. 1997, “Determinação de curvas de infiltração usando uma câmara de fluxo” *Revista brasileira de Ciência do Solo*, Campinas v21, p 325-333.
- FOUNDATION COPPETEC, (1999 to 2001) Reports for FABER RECYCLING and Ministry of Science and education of Germany, COPPE/UFRJ.
- FRANZ SCHINNER (1996). “Methods in soil biology” Springer – Verlag Berlin Heidelberg, p 16
- FREITAS E. & DA SILVA E. M. 1984, “Uso da centrífuga para determinação da curva de retenção de água do solo, em uma única operação” *XIX Congresso Brasileiro de Ciência do Solo*, Curitiba.
- FRICKE, K. MULLER W GANSER G. TURK T. KOLBL R., 1995, “Massenbilanz Stabilität der organischen Substanz und Qualität des Eluats – Untersuchung am Beispiel Quarzbühl”; in *Thome Kosmienski, k.j., Biologische Abfallbehandlung Enzyklopedie der Kreislaufwirtschaft/EF – Verlag für Energie und Umwelttechnik – Berlin, Alemanha.*
- FUCALE, STELA PAULINO, 2005, “*Influência dos componentes de reforço na resistência de resíduos sólidos urbanos*”. Tese de doutor em Ciências em Engenharia civil apresentada no programa de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, UFPE, Recife-PE, Setembro 2005.
- FUNGAROLI A & STEINER R, 1979, “Investigation of Sanitary landfill behavior” *Final Report EPA-600-2-79-053a, Vol I, Washington, D.C-USA.*
- GABR M & VALERO S 1995. “Geotechnical properties of Municipal solid waste” *Geotechnical Testing Journal*, Vol 18 pp 241-251
- GARNIER J & KONIG 1998, “Scale effects in piles and soils loading tests in sand”, *Centrifuge '98 Tokyo*. Kimura et al (ed) Balkema1, 205-210.

- GEOSYNTEC CONSULTANTS, 1998, Investigation of the causes of 27 September 1997 Zone II Slope Failure, Doña Juana sanitary landfill, Santafe de Bogota, Columbia, South America, *Technical Report* prepared for ProSantana Ltda., GeoSyntec Consultants, Chicago, Illinois.
- GOMES, R.C. 1993. *Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotextil*. Tese de Doutorado USP, 270p.
- GONÇALVES C.L. (1997). Definindo a questão do lixo urbano. Consumo, Lixo e Meio Ambiente – Desafios e Alternativas. CEDEC/Secretario do Meio ambiente / Coordenadoria de Educação Ambiental São Paulo.
- GOTTELAND, P.; LEMARÉCHAL, D. & RICHARD, P. (1995). Analysis and Monitoring of the Stability of a Domestic Waste Landfill. *Proceedings Sardinia 95, Fifth International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, october 1995, p.777-787*.
- GRISOLIA M, NAPOLEONI Q & TANCREDI G, 1995b, “The use of triaxial tests for the mechanical characterization of MSW” *Proceedings of the 5<sup>th</sup> Sardinia international Landfills Symposium*. S. Margherita Di Pula, Cagliari, Vol. II, pp 761-768.
- GRISOLIA M. NAPOLEONI Q & TANCREDI G., 1995a, “Contribution to a technical classification of MSW” *Proceedings of the 5<sup>th</sup> Sardinia International Landfill Symposium*. S. Margherita Di Pula, Cagliari Vol II pp 703-710.
- GRISOLIA, M. & NAPOLEONI, Q. 1996, “Geotechnical Characterization of Municipal Solid Waste: Choice of Design Parameters”. In: *Proc. Of the second international Congress on Environmental Geotechnics, 2, Japan, Rotterdam, A A Balkema, Vol. 2, pp 641-646*.
- GURUNG S. B., 1996, *Physical modeling of pull-out tests and migration of organic chemicals through soil models in an accelerated gravity field*. Dissertation for the degree of Doctor of Engineering. Dept. of civil and Environmental Engineering. Hiroshima University. Japan.
- HENSLEY, P.J., 1988. “Geotechnical centrifuge modelling of hazardous waste migration”. in *Land Disposal of Hazardous Waste: Engineering and Environmental Issues*, Gronow, J. R., Schofield, A. N. and Jain, R. K. Eds. Ellis Horwood Ltd.,Chicester,139-151

- HILLEL D., 1980, “Internal drainage and redistribution following infiltration” *In: HILLEL, D. (Ed). Applications of soil physics*. New York: Academic, 1980. p.50-72.
- IBAM, SEDU/PR (2001) “Gestão Integrada de Resíduos Sólidos - Manual de gerenciamento integrado de Resíduos Sólidos”.
- IPT, CEMPRE (2000) “Lixo Municipal-Manual de gerenciamento integrado” *São Paulo*.
- IZOO R.L. dos S., BORGATOO A.V.A. & MAHLER C.F. (2006) “Classificação de Resíduos Sólidos Urbanos da Cidade do Rio de Janeiro Utilizando a Norma Alemã E1-7 GDA” *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG*, Agosto 2006.
- JASEM M. 2002, ‘Solid waste management in Kuwait’ *Journal of Solid waste technology and management*, Vol 28, No 2, May 2002
- JESSBERGER h.L.& KOCKEL R., 1991, “Mechanical properties of waste materials” *Proc. of 15<sup>th</sup> Conf Geotechnics of Torino*, Societa Ingegneria e Architetti, Torino.
- JESSBERGER h.L.& KOCKEL R., 1993, “Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials” *Proceedings Sardinia 93*.
- JESSBERGER, H. L., 1994. “Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction. Part 1: Principles and Requirements.” *Proc. Instn Civ. Engrs Geotechnical. Engineering*, v.107, Apr. 99 - 104.
- JESSBERGER H.L. SYLLWASSCHY O. & KOCKEL R. 1995, “Investigation of waste body-behavior and waste structure interaction”. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> sardinia International Landfill Symposium* S. Margherita Di Pula, Cagliari, vol. II pp 731-743.
- JESSBERGER H.L. 1997 “TC5 activities-Technical Committee on Environmental Geotechnics, ISSMFE” *Environmental Geotechnics*, Kamon (ed) Balkema, Rotterdam, ISBN 9054108487
- JUCÁ, J. F. T.; CABRAL, J. J. P. S; MONTEIRO, V. E. D; SANTOS, S. M. & PERRIER Jr, G. S. 1997. *Geotechnics of a Municipal Solid waste Landfill in Recife, Brazil. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. Almeida (ed), Balkema, Rotterdam, ISBN9054108851, p.429 – 436.
- JUNQUEIRA F.F. 2000, *Análise de Comportamento de Resíduos Urbanos e sistemas Dreno-Filtrantes em diferentes escalas, com Referencia ao aterro do Jôquei Clube*, Tese de Doutorado, UNB, pp283

- KAIMOTO L.S.A & CEPOLLINA M (1997), “Considerações sobre alguns condicionantes e critérios geotécnicos de projeto e executivos de aterros sanitários” *Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental*.
- KAVAZANJIAN E, 2001, “Mechanical Properties of Municipal Solid Waste”, *VIII International Waste Management and Landfill Symposium*, Italy, October 2001.
- KAVAZANJIAN E., MATASOVIC N., BONAPARTE R. & SCHMERTMANN G.R. 1995, “Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis”. *Geoenvironment 2000*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Volume 2, pp. 1126-1141
- KAVAZANJIAN E, MATASOVIC N, BACHUS RC. 1999. “Large-diameter static and cyclic laboratory testing of municipal solid waste.” Paper presented at the *7th international waste management and landfill symposium*, Cagliari, Italy, pp 437–444
- KIEHL, E.J., 1998, “Composting manual: Maturation and compost quality”. Ed. Edmar Jose Kiehl. Sao Paulo.
- KNOCHENMUS, G.; WOJNAROWICZ, M. & VAN IMPE 1998. “Stability of Municipal Solid Wastes”. In: *Proc. of the Third International Congress on Environmental Geotechnics*, Lisboa, Portugal, Sêco e Pinto (ed.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 006x, p. 977-1000.
- KO H.Y., 1988, “Summary of thr state of the art in centrifuge model testing”. In *Centrifuges in Soil Mechanics* (eds. W.H. Craig R.G. James and A.N. Schofield) pp. 11-18 Balkema. Rotterdam.
- KOCKEL R & JESSBERGER H. 1995 “Stability Evaluation of Municipal Solid Waste Slopes” *Proc. 11<sup>th</sup> ECSMF*, Copenhagen, Denmark, Danish Geotechnical Society, Bulletin 11, vol.2
- KOCKEL R. 1995, *Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Stansicherheit von Deponien*, Ruhr – Universitat Bochum, Heft 24, Germany, 171p
- KOLSCH, F. 1993. “The bearing Behaviour of Domestic Waste and Related Consequences for Stability.” *Proceedings Sardinia 93, Fourth International Landfill Symposium*, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 11-15 october 1993, p.1393 - 1410.
- KOLSCH F. 1995, “Material values for some mechanical properties of domestic waste” *Proceedings of the 5<sup>th</sup> Sardinia International Landfill Symposium*, S Margherita Di Pula, Cagliari, vol II.

- KOLSCH F., 1996, *Der Einfluß der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungsabfall*, Mitteilungen Heft 133/1996, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Braunschweig, 1996.
- KOLSCH F., 2004. Comunicação pessoal.
- LANDVA A & CLARK J, 1990, “Geotechnics of waste fills – theory and practice” *In Geotechnics of waste Fills*. Eds Landva and Knowles. Baltimore: ASTM Special Publication.
- LANDVA A, CLARK J, WEISNER W & BURWASH W., 1984, “Geotechnical Engineering and Refuse Landfill”, *6<sup>th</sup> National Conference on Waste Management in Canada*, Vancouver, British Columbia.
- LAUT, P., 1975. “Application of centrifuge model tests in connexion with studies of flow patterns of contaminated water in soil structures”. *Geotechnique*, 25(2), 401-407
- LIMA, L.M.Q., 1995, *Lixo: Tratamento e Biorremediação*. Hemus Editora Ltda. São Paulo, 265 p.
- LEITE W.C.A., 1991 “Estudo do comportamento da temperatura, pH e teor de umidade na decomposição de resíduos sólidos urbanos em Aterros Sanitários” Dissertação de mestrado, EESC/USP, São Carlos-SP.
- MACHADO, S. L. & VILAR, O. M., 2000, “Towards modelling municipal solid waste mechanical behaviour”. *GeoEng2000 - An international Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne.
- MACHADO, S. L.; CARVALHO, M. F.; VILAR, O. M 2002, “Constitutive Model for Municipal Solid Waste” *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, ASCE, New York, v. 128, n. 11, p. 940-951, 2002.
- MAHLER C & AGUILAR A B. de, 2001, “Determinação da permeabilidade *in situ* em aterros de Resíduos Sólidos”, *21 Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES*.
- MAHLER C., 2002, “Proposed Scientific follow-up of the Project of Mechanical Biological Treatment of Urban Solid Waste, Final Report” Fundação COPPETEC, for Faber Recycling and the German Ministry of Education and Research.
- MAHLER C., BURIN E. & OLIVEIRA F., 1998, “Reflections on the stability of a municipal sanitary landfill” *In: Environmental GEotechnics, Lisboa*.

- Proceedings of the Third International Congress on Environmental Geotechnics.*  
Rotterdam : A.A.Balkema, v. I. p. 83-88.
- MAHLER C., de LAMARE NETTO, 2003, “Shear resistance of mechanical biological pre-treated domestic urban waste” *Sardinia 2003*
- MANASSERO, M.; VAN IMPE, W.F. & BOUAZZA, A. 1996. “Waste Disposal and Containment.” *In: Proc. of the Second International Congress on Environmental Geotechnics*, Preprint of special lectures, Osaka, Japan, A.Balkema, v.3, p. 1425-1474.
- MANASSERO M., VAN IMPE W.F. & BOUAZZA A, 1997 “Waste disposal and containment” *Environmental Geotechnics*, Balkema, Rotterdam.
- MARIANO, M. O. H. & JUCÁ, J. F. T. 1998. “Monitoramento de Recalques no Aterro de Resíduos Sólidos da Muribeca”. XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE GEOTÉCNICA, V.3, novembro de 1988, Brasília, p. 1671-1678.
- MARQUES A M.M. 2001 “Compactação e compressibilidade de Resíduos Sólidos Urbanos” Tese de Doutor em Geotecnia, EESC/USP.
- McBEAN E.A & M.H.P.FORTIN, 1995, “A Forecast model of refuse tonnage with recapture and uncertainly bounds” *Waste Management and Research*, vol. 11, pp 373-385
- McCREANOR P.T. & REINHART D.R., 1997. “Design and Operational Guidance for Landfill Leachate Recirculation Systems,” *Proceedings of the 2nd Annual SWANA Landfill Symposium*, Sacramento, California, August 4-6, 1997.
- MELO V.L. de & JUCÁ J.F.T., 2001. “Diagnóstico ambiental em aterros de resíduos sólidos a partir de estudos de referência”, *21 Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e ambiental*, ABES
- MONTEIRO V.E., JUCA J.F. & REGO C., 2001 “Influência das condições climáticas no comportamento do aterro de resíduos sólidos da Muribeca” *21 Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e ambiental*, ABES
- MONTEIRO J. H. P., 2001. “Manual de Gerenciamento Integrado de Resíduos Sólidos” Rio de Janeiro: IBAM, 2001.
- MUNNICH K., MAHLER C. & MAAK D. 2001, “Mechanical Biological Pre-treatment of residual waste in Brazil” *Intern. Conference on Waste management, Sardinia 2001*, Italy.

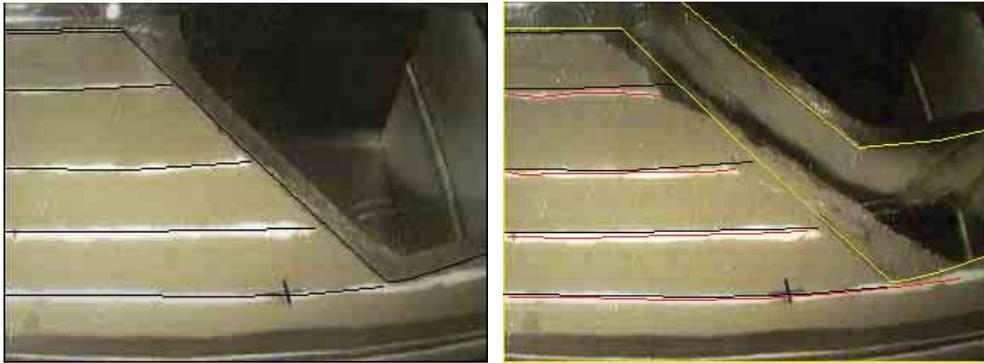
- MUNNICH, K; MAHLER, C.F.; FRICKE, K. 2006. "Pilot project of mechanical-biological treatment of waste in Brazil". *Waste management* (Elmsford), v. 26, n. 2, p. 150-157.
- NETO, A. de L. (2004). "Resistência ao cisalhamento de resíduos sólidos urbanos e de materiais granulares com fibras". Tese de doutorado em Geotecnia apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Rio de Janeiro, Março de 2004.
- OGWUELEKA T.C. 2003, "Analysis of Urban Solid Waste in Nsukka, Nigeria" *Journal of Solid waste Technology and Management*. Vol 29 no. 4, November, 2003.
- OLIVEIRA D. A F., 2002. "Estabilidade de Taludes em maciços de Resíduos Sólidos Urbanos" Dissertação de mestrado em Geotecnia apresentado ao Departamento de Engenharia Civil e ambiental da Universidade de Brasília, Julho de 2002.
- OLIVEIRA J R. M. 2005, "Modelagem em Centrífuga de um problema de interação solo estrutura" *Tese de doutor em Ciências em Engenharia civil apresentada no programa de Engenharia Civil da UFRJ/COPPE*.
- OVESEN N.K. 1979, "The scaling law relationship – Panel Discussion". *Proc. 7<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Brighton*, No 4 pp 319-323
- OVESEN, N.K. & KRARUP, J. 1982. "Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay" *Proc. 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, Vol. 1, pp. 393-398.
- OWEIS I & KHERA R., 1990 *Geotechnology of Waste Management*, Butterworth & Co.
- PALMA J.H. (1995) "Comportamiento Geotécnico de Vertederos Controlados de Resíduos Sólidos Urbanos". Tesis Doctoral, tomo II, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria, 300p
- PEREIRA NETO, J. T. (1999) *Quanto vale nosso lixo*. Projeto Verde Vale, Depositado na Reserva Legal da Biblioteca Nacional, IEF/UNICEF. Edit. Ação & Promoção. Viçosa-MG, 1999.
- PORBAHA A AND GOODINGS D.J. 1996, "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced steep clay slopes". *Can. Geotech. J.* **33** 696-704 (1996).
- REDDY, E.S. CHAPMAN, D.N. & SASTRY, V.V.R.N. 2000. "Direct shear interface test for shaft capacity of piles in sand". *Geotechnical Testing Journal*. 23(2), 199-205.

- RENDRA S. FERNANDES L & WARITH M.A, 2003, “Degradation of Municipal solid waste in simulated aerobic and anaerobic bioreactor landfills” *Journal of Solid waste technology and management*, Vol. 29, No 3, August 2003
- RIMOLDI, J.V.V. 1986. *Desenvolvimento de um Equipamento para Estudo da Interação Solo-Geotextil*. Relatório de Pesquisa, Instituto Tecnológico da Aeronáutica, 52p.
- RODRIGUEZ J & VELANDIA E. 2002. “Geotechnical monitoring program in Bogota`s municipal solid waste landfill after the 1997 landfill slide” *Environmental Geotechnics (4<sup>th</sup> ICEG)*
- SALTER P.J. & WILLIAMS J.B., 1965, “The influence of texture on the moisture characteristics of soils. I. A critical comparison of techniques for determining the available water capacity and moisture characteristic curve of a soil” *Journal of Soil Science*, Oxford, ,v16, p.1-15.
- SANCHEZ J., PALMA J., SAGASETA C. & CANIZAL J., 1993. “Mechanical properties of waste in a sanitary landfill”. *Green 93*.
- SANTOS L. A & PRESA E.P., 1995. “Compressibilidade de Aterros Sanitários Controlados”. III Simpósio sobre Barragens de rejeito e Disposição de Resíduos REGEO’95, vII Ouro Preto.
- SCHUELER, A. S. de, 2005. “Estudo de caso e proposta para classificação de áreas degradadas por disposição de resíduos sólidos urbanos”. Tese de doutorado em ciências em engenharia civil. COPPE/UFRJ.
- SCOTT R.F. & MORGAN N.R. 1977, “Feasibility and desirability of constructing a very large centrifuge for geotechnical studies” *Prepared for National Science Foundation*.
- SHARMA J., 1994,”Behaviour of reinforced embankment on soft clay”. Dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University. March 1994.
- SHARMA J.S. and Bolton M.D., 2001. ”Centrifugal and numerical modeling of reinforced embankments on soft clay installed with wick drains”. *Geotextiles and Geomembranes 19*, 23-44.
- SIEGEL, R. A.; ROBERTSON, R. J. & ANDERSON, D. G. 1990. *Slope Stability Investigations at a Landfill in Southern California. Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*, ASTM STP 1070, Arvid Landva and G. David Knowles, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1990, p.259-284.

- SILVEIRA A. M. de M. 2004. “Estudo do peso específico de RSU” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. UFRJ/COPPE.
- SINGH, S. & MURPHY, B. J. 1990. “Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills.” *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*, ASTM STP 1070, Arvid Landva and G. David Knowles, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1990, p.240-258.
- SINGH S & MURPHY B., 1991, “Evaluation of the Stability of Sanitary Landfill”, *In Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*, ASTM STP 1070, edited by Landva and Knowles.
- SOYEZ K. & PLICKERT S., 2003, “Material flux management of waste by Mechanical-Biological pre-treatment” *Sardinia, 9<sup>th</sup> International Waste management and landfill symposium*, Italy
- SOWERS, G. F. 1968. “Foundation Problems in Sanitary Landfills.” *Journal of the Sanitary Engineering Division*, ASCE, v.4, p.103-116.
- SPELLMANN P. & COLLINS H.J., 1981, “Das kaminzug-verfahren-eine einfache und zielsichere beluftung als voraussetzung des aeroben abbaues im betrieb einer geordneten muldeponie” *z. furum stadte-hygiene*, 32, 15-24, Patzer Verlag Berlin Hannover.
- SWAIN D.J & SCOTTER D.R, 1988, “Hydraulic properties and field capacity of Himatangi sand” *New Zealand Journal of Experimental Agriculture*, Lower Hutt, v16, p 367-374
- SYLLWASSCHY O. AND JESSBERGER H.L. 1998, “Horizontal earth pressure in municipal solid waste landfills”. *3th International Congress on Environmental Geotechnics*, Lisboa, Portugal.
- TA SIEDLUNGSABFALL TASI (1993) Technische Anleitung Siedlungsabfall herausgegeben vom Bundesministerium fur Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Bonn, Germany.
- TAYLOR, 1995, “Centrifuges in modelling: principles and scale effects.” *Geotechnical Centrifuge Technology*, Blackie academic & Professional, Glasgow, pp. 19-33
- TCHOBANOGLIOUS, G.; THEISEN, H.; VIGIL, S. 1993 “*Integrated Solid Waste Management Engineering Principles and Management Issues*”. McGraw-Hill, Inc, 1993, 978p.
- TERASHI, M. & KITAZUME, M., 1988. “Behaviour of a fabric reinforced clay ground under an embankment” *Proc. Centrifuge 88*, Paris, pp 243-252.

- UENO K., 2000, "Methods for preparation of sand samples". *Centrifuge '98*, Balkema 2. 1047-1055
- VAN GENUTCHEN M.T. 1980, "A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils" *Soil Science Soc. Am. J.*, vol 44, n5, p.892-898.
- VAN IMPE W.F. MANASSERO M & BOUAZZA A 1996. "Geotechnical properties of RSU" *State of the art report Proc. 2<sup>nd</sup> ICEG*, Osaka, Japan.
- VAN LIER Q.J. & NETO D.D. 1991, *Programa CURVARET versão 2,16* Departamento de Física e Meteorologia, Departamento de Agricultura ESALQ-USP.
- VEIHMAYER F.J & HENDRICKSON, A H., 1931, "The moisture equivalent as a measure of the field capacity of soil" *Soil Science*, Baltimore, v.32, p.181-193.
- VIDAL, D., MOREIRA FILHO, L.A., MONTEZ, F. & HUCH, W. 1988. "Desenvolvimento de um Dispositivo para Estudo da Interação Solo – Geotextil" *Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de Campo e Laboratório*. Rio de Janeiro, p. 475-482.
- VILAR, O. M. ; CARVALHO, M. F. 2002, "Shear strength properties of municipal solid waste" In: *4th. International Congress on Environmental Geotechnics*, Balkema, 2002. v. I. p. 59-64.
- ZIEHMANN G. 1999 "Linear model for stability calculation of domestic waste landfills" *Slope Stability Engineering*, Yagi, Yamagami & Jiang, Balkema, Rotterdam, ISBN 90
- ZIEHMANN G. 2001. "Mechanical properties of waste in low income countries" *Proc. Sardinia 2001, 8<sup>th</sup> International Waste Management and Landfill Symposium*, Margherita di Pula, Cagliari, Italy, October 2001.
- ZORNBERG J., SITAR N. & MITCHELL J.K., 1995 "Performance of geotextile-reinforced soil slopes at failure: A centrifuge study" *A report on research supported by the California Department of Transportation Award No RTA-65T128.*, *Geotechnical Engineering Report No UCB/GT/95-01*. April.
- ZORNBERG J.G.; JERNIGAN B.L. SANGLERAT T.R. & COOLEY B.H. 1999, "Retention of free liquids in landfills undergoing vertical expansion" *ASCE GT7. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 125, n.7, july 1999. p 583-594.

A. Fotos relativas aos ensaios preliminares na centrífuga.



a) início do ensaio

b) final do ensaio

Figura A1. Para  $\beta=45^\circ$  sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião.



a) início do ensaio

b) final do ensaio

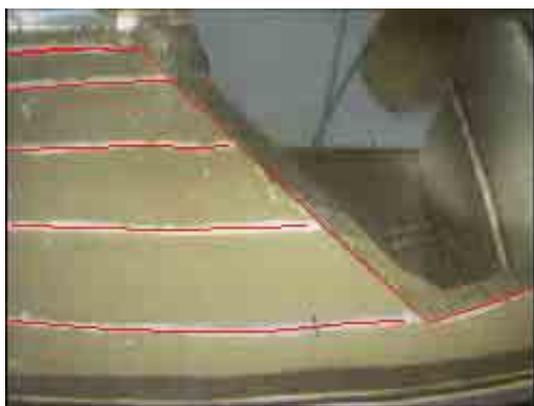
Figura A2. Para  $\beta=60^\circ$  sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião.



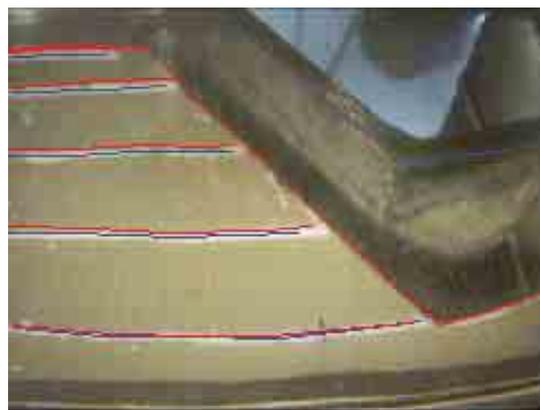
a) início do ensaio

b) final do ensaio

Figura A3. Para  $\beta=80^\circ$  sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião.



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

Figura A4. Para  $\beta=45^\circ$  mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião.



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

Figura A5. Para  $\beta=60^\circ$  mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião.



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

Figura A6. Para  $\beta=80^\circ$  mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião.

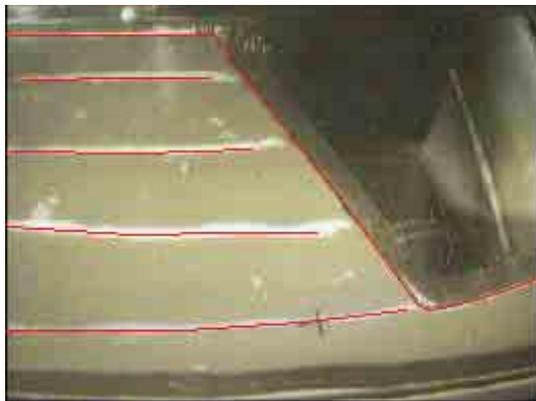


a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

Figura A7. Para  $\beta=45^\circ$  mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião.



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

Figura A8. Para  $\beta=60^\circ$  mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião.



a) inicio do ensaio



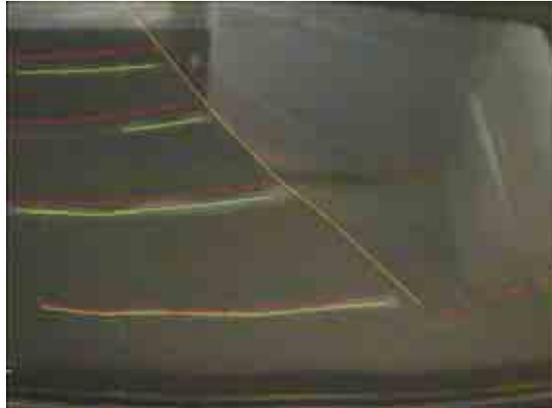
b) final do ensaio

Figura A9. Para  $\beta=80^\circ$  mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião.

**B. Fotos relativas aos ensaios adicionais na centrífuga.**



a) início do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B1. Para  $\beta=45^\circ$  sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião.*



a) início do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B2. Para  $\beta=60^\circ$  sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião.*



a) início do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B3. Para  $\beta=80^\circ$  sem adição de plástico - RSU triturado de São Sebastião.*



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B4. Para  $\beta=60^\circ$  mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião.*



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B5. Para  $\beta=80^\circ$  mais 0,15% de plástico 1D - RSU triturado de São Sebastião.*



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B6. Para  $\beta=60^\circ$  mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião.*



a) inicio do ensaio



b) final do ensaio

*Figura B7. Para  $\beta=80^\circ$  mais 0,15% de plástico 2D - RSU triturado de São Sebastião.*