



**UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO  
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil**

**EURICO DE LIRA ARAÚJO JUNIOR**

**USO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO  
(RCD) EM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO PARA  
MELHORAMENTO DE SOLOS**

**Recife, PE  
2010**



**UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO**  
**Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil**

**EURICO DE LIRA ARAÚJO JUNIOR**

**USO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO  
(RCD) EM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO PARA  
MELHORAMENTO DE SOLOS**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Escola Politécnica de Pernambuco da Universidade de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão

Co-orientadora: Profa. Dra. Stela Fucale Sukar

**Recife, PE**  
**2010**

# FICHA CATALOGRÁFICA

**EURICO DE LIRA ARAÚJO JUNIOR**

**USO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO  
(RCD) EM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO PARA  
MELHORAMENTO DE SOLOS**

BANCA EXAMINADORA:

**Orientador:**

---

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão  
Orientador  
Universidade de Pernambuco

**Examinadores:**

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Kalinny Patrícia Vaz Lafayette  
Examinadora Interna  
Universidade de Pernambuco

---

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho  
Examinador Externo  
Universidade Federal de Pernambuco

**Recife, PE  
2010**

À minha esposa **Aline** e minha filha **Beatriz** pelo  
apoio essencial à conclusão dessa pesquisa.  
Aos meus pais **Eurico** e **Rosilda** por terem contribuído  
com os primeiros tijolos na construção de minha  
existência

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pois é Ele que permite todas as coisas, e, portanto, merece a glória de todas as boas conquistas.

Ao Professor Dr. Alexandre Duarte Gusmão, pela confiança em mim depositada e pela cobrança constante que fez esse trabalho evoluir.

À Professora Dra. Stela Fucale Sukar, por seu olhar atento em todos os aspectos desse trabalho.

À Escola Politécnica de Pernambuco, à Universidade de Pernambuco e ao seu Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, por me terem permitido realizar esse Mestrado.

Aos colegas do PEC, pelo mútuo incentivo e encorajamento.

Às pesquisadoras Thalita Cristina Rodrigues Silva e Andréa Batista de Farias, cuja dedicação está expressa em todas as páginas desse trabalho.

À empresa Gabriel Bacelar, em especial ao Engenheiro Tiago Muniz e ao mestre-de-obras João Martins, pela paciência, presteza e incansável esforço.

Às empresas GEOSOLO, SEFE e SOLOSSANTINI, pelo incentivo e curiosidade científica, sem a qual esse trabalho não seria o mesmo.

À empresa Moura Dubeux, por sua importante contribuição.

À Universidade Federal de Pernambuco, por ter cedido profissionais e laboratórios, sobretudo na Fase 1 desse trabalho.

Aos Mestrandos, Engenheirandos e alunos de iniciação científica: Béda Barkokébas, Pedro Henrique Oliveira, Karla Oliveira, Adolpho Guido e Guilherme Torres.

À minha esposa Aline, pela ajuda, força e compreensão, sem o que, fatalmente, teria prejudicado o andamento desse trabalho.

Aos meus amigos Adriano, Heber e Wademir, pelo suporte e incentivo.

Ao guerreiro Leandro Marques, por ter triturado e peneirado uma montanha de RCD.

À Marinha do Brasil, em especial ao tenente Machado e à tenente Henriqueta, por não terem me deixado na onça ou cheio de PS.

Finalmente, a todos aqueles me disseram: “Que pesquisa interessante!”, o que, por si só, já constituía incentivo para continuar remando.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Participação de diversos materiais na composição das amostras de RCD da cidade do Recife.....	35
Figura 2.2	Redução do número de caçambas removidas após implantação do SGR.....	41
Figura 2.3	Ensaio de CBR da amostra 1.....	41
Figura 2.4	Ensaio de CBR da amostra 2.....	41
Figura 2.5	Ensaio de CBR da amostra 1.....	44
Figura 2.6	Ensaio de CBR da amostra 6.....	44
Figura 2.7	Resistência à compressão dos concretos moldados com material vermelho, em diferentes faixas de densidades de agregados.....	46
Figura 2.8	Resistência à compressão dos concretos moldados com material cinza, em diferentes faixas de densidades de agregados.....	46
Figura 2.9	Perfil de índice de deformação específica.....	56
Figura 2.10	Comparação de custos de fundação superficial com melhoramento e fundação em estacas pré-moldadas de concreto.....	59
Figura 2.11	Granulometria versus técnicas de melhoramento de solos.....	61
Figura 2.12	Efeito da compactação inicial do solo no melhoramento.....	62
Figura 2.13	Processo executivo de estacas de compactação.....	64
Figura 2.14	Ábaco de correlação entre NSPT final / $\sigma_v'$ e NSPT original / $\sigma_v'$ .....	66
Figura 3.1	Obra em estágio de estrutura.....	69
Figura 3.2	Coleta de amostra - estágio de estrutura.....	69
Figura 3.3	Obra em estágio de alvenaria.....	70
Figura 3.4	Coleta de amostra - estágio de alvenaria.....	70
Figura 3.5	Obra em estágio de acabamento.....	70
Figura 3.6	Coleta de amostra - estágio de acabamento.....	70
Figura 3.7	Obra em estágio de demolição.....	71
Figura 3.8	Coleta de amostra - estágio de demolição.....	71
Figura 3.9	Coleta de amostra de pó-de-pedra.....	71
Figura 3.10	Amostragem composta.....	72
Figura 3.11	Aspecto da pilha de resíduos.....	73
Figura 3.12	Segregação tátil-visual de amostra de RCD (Fase 1).....	74

Figura 3.13	Pesagem dos constituintes de cada amostra (Fase 1).....	74
Figura 3.14	Segregação de amostra de RCD (Fase 2).....	74
Figura 3.15	Pesagem dos constituintes de cada amostra (Fase 2).....	75
Figura 3.16	Material miúdo.....	75
Figura 3.17	Britagem de RCD.....	76
Figura 3.18	Segunda britagem de RCD.....	76
Figura 3.19	Pesagem do material retido na peneira N° 4.....	76
Figura 3.20	Quarteamento das amostras de RCD.....	77
Figura 3.21	Armazenamento das amostras de RCD.....	77
Figura 3.22	Beneficiamento de RCD.....	78
Figura 3.23	RCD britado e peneirado.....	78
Figura 3.24	Preparação das amostras para ensaio de microscopia ótica.....	79
Figura 3.25	Extração de amostras após retirada de estufa.....	79
Figura 3.26	Peneiramento das amostras.....	81
Figura 3.27	Ensaio de sedimentação.....	81
Figura 3.28	Utilização de picnômetro no ensaio de densidade real.....	81
Figura 3.29	Utilização de bomba a vácuo.....	82
Figura 3.30	Aquecimento da amostra.....	82
Figura 3.31	Pesagem de amostra para $\phi < 4,8$ mm amostra.....	83
Figura 3.32	Cilindro padrão.....	83
Figura 3.33	Compactação do material.....	83
Figura 3.34	Equipamento de cisalhamento direto.....	85
Figura 3.35	LVDTs e célula de carga para leitura dos deslocamentos e tensão.....	85
Figura 3.36	Caixa de cisalhamento bipartida.....	85
Figura 3.37	Vista superior do tambor de 200 L para acondicionamento de amostras.....	86
Figura 3.38	Vista lateral do tambor de 200 L para acondicionamento de amostras...	86
Figura 3.39	Homogeneização da amostra.....	86
Figura 3.40	Compactação estática na prensa de CBR.....	87
Figura 3.41	Obra escolhida para execução de malha de compactação experimental.	88
Figura 3.42	Bate estacas tipo tripé utilizado na confecção da malha.....	89
Figura 3.43	Posicionamento do tubo.....	89
Figura 3.44	Cravação do tubo.....	89

Figura 3.45	Apiloamento do material.....	89
Figura 3.46	Estacas executadas de RCD (preto) e convencionais (amarelo).....	90
Figura 3.47	Locação e numeração da malha experimental.....	90
Figura 3.48	Aspecto de pilha de pó-de-pedra.....	91
Figura 3.49	Aspecto de pilha de RCD.....	91
Figura 3.50	Aspecto de pilha de brita N° 50.....	91
Figura 3.51	Ilustração do ensaio de SPT.....	93
Figura 3.52	Locação dos furos de sondagem.....	94
Figura 3.53	Tripé montado para execução do ensaio.....	94
Figura 3.54	Lavagem do furo.....	94
Figura 3.55	Tubos empregados na execução de estacas raiz.....	96
Figura 3.56	Máquina perfuratriz inserindo tubo no solo.....	96
Figura 3.57	Preenchimento do tubo com argamassa.....	96
Figura 3.58	Barras prontas para utilização.....	97
Figura 3.59	Inserção da barra no tubo.....	97
Figura 3.60	Locação de provas de carga e de estacas raiz.....	97
Figura 3.61	Aspecto final de uma estaca raiz.....	98
Figura 3.62	Panorama de estacas raiz executadas.....	98
Figura 3.63	Conjunto de vigas de reação para ensaio de prova de carga sobre placa	99
Figura 3.64	Placa de 800 mm.....	100
Figura 3.65	Macaco hidráulico posicionado abaixo da viga N° 02.....	100
Figura 3.66	Deflectômetros posicionados.....	100
Figura 3.67	Detalhe de um deflectômetro.....	100
Figura 4.1	Composição gravimétrica dos constituintes das amostras de RCD coletadas – Fase 1.....	102
Figura 4.2	Composição gravimétrica dos constituintes das amostras estudadas – Fase 2.....	103
Figura 4.3	Visualização da amostra Estrutura.....	104
Figura 4.4	Visualização da amostra Alvenaria.....	104
Figura 4.5	Visualização da amostra Acabamento.....	105
Figura 4.6	Visualização da amostra Demolição.....	105
Figura 4.7	Visualização da amostra Pó-de-pedra.....	105
Figura 4.8	Comparação das curvas granulométricas das amostras de RCD e Pó-	

	de-pedra – Fase 1.....	107
Figura 4.9	Comparação das curvas granulométricas das amostras de RCD e Pó-de-pedra com granulometria corrigida – Fase 1.....	108
Figura 4.10	Comparação das curvas granulométricas das amostras de RCD e Pó-de-pedra – Fase 2.....	111
Figura 4.11	Curvas de compactação das amostras ensaiadas – Fase 1.....	114
Figura 4.12	Curva de compactação das amostras ensaiadas – Fase 2.....	115
Figura 4.13	Curvas granulométricas da amostra de Estrutura na condição não compactada e compactada.....	117
Figura 4.14	Curvas granulométricas da amostra de Pó-de-pedra (GN) na condição não compactada e compactada.....	117
Figura 4.15	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Estrutura: ensaio não inundado – Fase 1.....	119
Figura 4.16	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Estrutura: ensaio inundado – Fase 1.....	120
Figura 4.17	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra (GN): ensaio não inundado – Fase 1.....	121
Figura 4.18	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra (GN): Ensaio inundado – Fase 1.....	122
Figura 4.19	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra RCD: ensaio não inundado – Fase 2.....	123
Figura 4.20	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra RCD: ensaio inundado – Fase 2.....	124
Figura 4.21	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra: ensaio não inundado – Fase 2.....	125
Figura 4.22	Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra:ensaio inundado – Fase 2.....	126
Figura 4.23	Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio não inundado – Fase 1.....	127
Figura 4.24	Envoltórias de resistência das amostras estudadas na condição não	

	inundada – Fase 1.....	128
Figura 4.25	Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio inundado – Fase 1..	130
Figura 4.26	Envoltórias de resistência das amostradas estudadas na condição inundada – Fase 1.....	131
Figura 4.27	Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio inundado – Fase 2..	133
Figura 4.28	Envoltórias de resistência das amostradas estudadas na condição não inundada – Fase 2.....	134
Figura 4.29	Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio inundado – Fase 2..	135
Figura 4.30	Envoltórias de resistência das amostradas estudadas na condição inundada – Fase 2.....	136
Figura 5.1	Diagrama de energia de cravação local das estacas.....	140
Figura 5.2	Diagrama de energia de cravação acumulada das estacas.....	141
Figura 5.3	Comparação de furos de sondagem.....	145
Figura 5.4	Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa (cota - 0,50).....	148
Figura 5.5	Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa (cota - 1,50).....	148
Figura 5.6	Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa de 300 mm (cota -0,50).....	150
Figura 5.7	Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa de 620 mm (cota -5,50).....	151
Figura 5.8	Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa de 800 mm (cota (-0,50).....	152

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Perdas percentuais de insumos pesquisados.....	33
Tabela 2.2	Levantamentos de geração de RCD em algumas localidades.....	34
Tabela 2.3	Dados de geração de RCD em diferentes cidades de São Paulo.....	35
Tabela 2.4	Participação de RCD em relação ao RSU de algumas localidades.....	37
Tabela 2.5	Composição em porcentagens de RCD em relação ao RSU de algumas localidades.....	38
Tabela 2.6	Participação dos resíduos oriundos de atividades de construção e demolição em relação aos RCD.....	39
Tabela 2.7	Experimento com argamassas constituídas por RCD.....	45
Tabela 2.8	Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto...	49
Tabela 2.9	Relação entre tipos de solos e suas pressões admissíveis. Adaptado da NBR 6122.....	50
Tabela 2.10	Resumo de diversos custos de elementos de fundação considerando a cidade do Recife / PE.....	58
Tabela 3.1	Relação de amostras coletadas x quantidade.....	72
Tabela 3.2	Quantidade de RCD descartado.....	77
Tabela 3.3	Comparação de energia de compactação (campo versus laboratório).....	83
Tabela 3.4	Especificação dos equipamentos utilizados na obra.....	88
Tabela 4.1	Características de composição e forma das partículas das amostras.....	106
Tabela 4.2	Participação dos grãos com diâmetros equivalentes à argila, silte e areia nas amostras investigadas – Fase 1.....	109
Tabela 4.3	Coefficientes de granulometria das amostras de RCD e das amostras de Pó-de-pedra – Fase 1.....	110
Tabela 4.4	Participação dos grãos com diâmetros equivalentes à argila, silte e areia nas amostras investigadas – Fase 2.....	111
Tabela 4.5	Coefficientes de granulometria das amostras de RCD e das amostras de Pó-de-pedra – Fase 2.....	112
Tabela 4.6	Densidade real dos grãos das amostras ensaiadas – Fases 1 e 2.....	113
Tabela 4.7	Resultados de ensaios de compactação – Fase 1.....	114
Tabela 4.8	Resultados de ensaios de compactação – Fase 2.....	116
Tabela 4.9	Resumo de parâmetros encontrados nos ensaios não inundados – Fase 1.....	129

Tabela 4.10	Resumo de parâmetros encontrados nos ensaios inundados – Fase 1.....	132
Tabela 4.11	Comparação entre amostras das Fases 1 e 2 – condição não inundada.....	137
Tabela 4.12	Comparação entre amostras das Fases 1 e 2 – condição inundada.....	137
Tabela 5.1	Resultados obtidos para energia de cravação e volume compactado.....	143
Tabela 5.2	Comparação de grupos de estacas.....	144
Tabela 5.3	Resumo de informações de provas de carga.....	147

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMBITEC	Grupo de Pesquisa em Engenharia Aplicada ao Meio Ambiente
B	Largura de sapata
c	Coesão dos solos
c inundado	Coesão para condição inundada dos solos
c não inundado	Coesão para condição não inundada dos solos
CBR	<i>California Bearing Ratio</i> (Índice de Suporte Califórnia)
CC	Coefficiente de Curvatura
cm	Centímetros
cm <sup>3</sup>	Centímetros cúbicos
CNU	Coefficiente de Não Uniformidade
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
D <sub>10</sub>	Diâmetro Efetivo do solo
D <sub>r</sub>	Densidade relativa do solo
e <sub>0</sub>	Índice de vazios inicial do solo
g	Grama
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
kg	Quilo
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
L	Litro
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
mm	Milímetros
m <sup>3</sup>	Metros cúbicos
NBR	Norma Brasileira Registrada
N <sub>SPT</sub>	Número de golpes medidos no ensaio de SPT
PGRCC	Programa de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil
RCC	Resíduos da Construção Civil
RCD	Resíduos de Construção e Demolição

RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
$S_{\text{médio}}$	Grau de saturação médio do solo
SEBRAE	Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas
SGR	Sistema de Gerenciamento de Resíduos
SINDUSCOM	Sindicato da Indústria da Construção Civil
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
Ton	Tonelada
$w_{\text{ótima}}$	Umidade ótima
$\phi$	Diâmetro equivalente de grãos
$\varphi^{\circ}$	Ângulo de atrito interno dos solos
$\varphi^{\circ}_{\text{não inundado}}$	Ângulo de atrito para condição não inundada dos solos
$\varphi^{\circ}_{\text{inundado}}$	Ângulo de atrito para condição inundada dos solos
$\gamma_s$	Peso específico do solo
$\sigma_{\text{adm}}$	Tensão admissível do solo
$\sigma_R$	Tensão de ruptura do solo

# USO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD) EM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO PARA MELHORAMENTO DE SOLOS

## RESUMO

As taxas crescentes de produção de resíduos na construção civil, seja em novas construções ou em demolições, têm se tornado cada vez mais preocupantes. Aliando o problema de que destino dar a esse material com o fato de que os recursos naturais tem se tornado mais escassos e cada vez mais distantes dos centros urbanos, os estudos de viabilidade de resíduos de construção e demolição (RCD) ganham importância. A presente pesquisa procurou investigar algumas propriedades físicas e mecânicas dos RCD verificando seu desempenho quando aplicado a melhoramento de solos através de estacas de compactação, em substituição ao agregado natural. Com este objetivo foram realizados ensaios de caracterização; compactação; cisalhamento direto, em laboratório, assim como foi executada uma malha experimental de compactação composta por estacas convencionais e de RCD, em campo, na qual foi possível realizar sondagens a percussão e provas de carga sobre placa. Os ensaios de cisalhamento direto, além de apresentarem comportamento satisfatório para todas as diferentes constituições de amostras de RCD, foram bem superiores aos encontrados para as amostras do agregado natural. Nos ensaios de prova de carga sobre placa e de sondagem a percussão foi possível comparar o comportamento das estacas de RCD e do agregado natural através da escolha de pontos estratégicos em relação à malha experimental de compactação, verificando-se perfeita compatibilidade de desempenho entre esses dois materiais. Dessa forma, foi possível verificar o bom desempenho do RCD quando aplicado a esse propósito, uma vez que seus resultados, tanto em laboratório quanto em campo, apresentaram um comportamento mesmo superior ao agregado natural.

**Palavras chave:** Edifícios, RCD, Melhoramento de solos.

## CONSTRUCTION AND DEMOLITION WASTE (CDW) USE IN COMPACTION PILES FOR SOIL IMPROVEMENT

### ABSTRACT

The escalating rates of waste generation in construction, whether in new buildings or in demolitions, is increasingly becoming something to worry about. The problem of how to dispose of such materials combined with the fact that natural resources are running out and are located further and further away from urban centers makes construction and demolition waste (CDW) feasibility studies even more important. The purpose of this research was to investigate some physical and mechanical properties of CDW by verifying its performance when applied to soil improvement through compaction piles using it as a substitute for natural aggregates. In order to accomplish such objective, were carried out tests of features identification, compaction, and direct shear in laboratory, as well as a field test performing an experimental compaction grid composed of both conventional piles and CDW ones, in which it was possible to execute percussion drillings and plate load tests. The direct shear tests, beyond presenting satisfactory behavior for all the different constitutions of CDW samples, had been well superior to the found ones for the samples of the natural aggregate. In the plate load and percussion drillings tests was possible to compare the behavior of CDW and natural aggregate piles through the choice of strategical points in relation with the experimental compaction grid, being verified itself perfect compatibility of performance between these two materials. Therefore, we could substantiate the good performance of CDW when employed to such purposes, since both its field and lab results proved to be even superior to natural aggregates.

**Keywords:** Buildings, CDW, Soil improvement.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	23
1.1 Importância e justificativas.....	23
1.2 Objetivos.....	25
1.2.1 Objetivos Gerais.....	25
1.2.2 Objetivos Específicos.....	25
1.3 Metodologia de trabalho.....	26
1.4 Estruturação da Dissertação.....	26
<b>2 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL E FUNDAÇÕES</b> .....	28
2.1 Resíduos de construção civil.....	28
2.1.1 Conceitos.....	28
2.1.2 Classificação.....	29
2.1.3 Normas vigentes.....	30
2.1.4 Legislação.....	31
2.1.5 Perdas e desperdícios na construção civil.....	31
2.1.6 Geração e composição – Brasil.....	33
2.1.7 Geração e composição – Brasil e mundo.....	36
2.1.8 Gestão.....	39
2.1.8.1 Gestão na cidade do Recife.....	40
2.1.9 Aplicações de agregados reciclados.....	41
2.2 Fundações.....	48
2.2.1 Escolha do tipo de fundação.....	48
2.2.2 Mecanismos para avaliação de desempenho do solo.....	52
2.2.2.1 Capacidade de carga do solo $N_{SPT}$ .....	52
2.2.2.2 Capacidade de carga do solo associada à prova de carga sobre placa..	53
2.2.2.3 Ângulo de atrito interno dos solos.....	53
2.2.2.4 Influência dos recalques nas fundações.....	53
2.2.3 A geotecnia no Recife.....	56
2.2.4 Estacas de compactação.....	58
2.2.4.1 Processo executivo.....	63
2.2.4.2 Capacidade de carga a compressão de estacas de compactação.....	64

2.2.4.3 Recalque em solos melhorados com estacas de compactação.....	65
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>68</b>
3.1 Programa experimental.....	68
3.2 Coleta das amostras.....	69
3.2.1 Fase 1.....	69
3.2.2 Fase 2.....	72
3.3 Análise de composição gravimétrica.....	73
3.4 Beneficiamento do RCD.....	75
3.4.1 Fase 1.....	75
3.4.2 Fase 2.....	77
3.5 Ensaio de microscopia ótica.....	79
3.6 Ensaio de granulometria.....	80
3.7 Ensaio de densidade real.....	81
3.8 Ensaio de limites de consistência.....	82
3.9 Ensaio de compactação.....	82
3.9.1 Fase 1.....	84
3.9.2 Fase 2.....	84
3.10 Ensaio de cisalhamento direto.....	84
3.11 Execução de malha de compactação experimental de estacas.....	87
3.11.1 Obra escolhida.....	87
3.11.2 Malha experimental.....	89
3.11.3 Parâmetros de controle de execução de malha experimental.....	92
3.12 Sondagem a percussão.....	92
3.13 Ensaio de prova de carga sobre placa.....	95
3.13.1 Preparação do ensaio – estacas raiz.....	95
3.13.2 Preparação do ensaio – equipamentos.....	99
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS – ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....</b>	<b>101</b>
4.1 Composição gravimétrica das amostras de RCD.....	101
4.1.1 Fase 1.....	101
4.1.2 Fase 2.....	103
4.2 Ensaio de microscopia ótica.....	103
4.3 Análise granulométrica.....	107

4.3.1 Fase 1.....	107
4.3.2 Fase 2.....	110
4.4 Ensaio de densidade real.....	112
4.4.1 Fases 1 e 2.....	112
4.5 Ensaio de limite de consistência.....	113
4.6 Ensaio de compactação.....	113
4.6.1 Fase 1.....	113
4.6.2 Fase 2 .....	115
4.6.3 Comparação granulométrica da amostra Estrutura resultantes da compactação na Fase 1.....	116
4.7 Ensaio de cisalhamento direto.....	118
4.7.1 Fase 1.....	118
4.7.1.1 Amostra Estrutura.....	118
4.7.1.2 Amostra de Pó-de-pedra de granulometria normal.....	120
4.7.2 Fase 2 .....	122
4.7.2.1 Amostra RCD.....	122
4.7.2.2 Amostra de Pó-de-pedra.....	124
4.7.3 Comparação entre ensaios da Fase 1.....	126
4.7.4 Comparação entre ensaios da Fase 2.....	132
4.7.5 Comparação entre ensaios das Fases 1 e 2.....	136
<b>5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS – ENSAIOS DE CAMPO</b>	139
5.1 Execução de malha experimental de compactação.....	139
5.1.1 Análise de cravação dos tubos.....	139
5.1.1.1 Energia de cravação.....	139
5.1.1.2 Volume compactado <i>versus</i> energia de cravação acumulada.....	142
5.2 Sondagem a percussão.....	144
5.2.1 Comparação de furos de sondagem.....	144
5.3 Análise de prova de carga sobre placa.....	146
5.3.1 Curvas de carga <i>versus</i> recalque máximo.....	146
5.3.2 Análise das provas de carga com placa de 300 mm.....	149
5.3.3 Análise das provas de carga com placa de 620 mm.....	150
5.3.4 Análise das provas de carga com placa de 800 mm.....	151

<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	153
6.1 Conclusões.....	153
6.2 Sugestões de trabalhos futuros.....	154
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	155
<b>ANEXO A</b> .....	165

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Importância e justificativa

A crescente preocupação com a produção de entulhos de uma forma geral, no tocante à sua disposição em espaços urbanos cada vez mais confinados, assim como o esgotamento de recursos naturais e sua íntima relação com o custo de extração e transporte de materiais de jazidas cada vez mais distantes das cidades, gera a preocupação de se avaliar mais de perto a questão dos resíduos gerados nos grandes centros urbanos.

Diversos problemas surgem devido à negligência com respeito aos resíduos, tais como obstrução de elementos de drenagem urbana, o que provoca risco de enchentes; assoreamento e poluição de rios, lagoas e outros mananciais; poluição visual da cidade; aumento do número de espécies indesejáveis e prejudiciais à saúde humana, como ratos e baratas; gastos excessivos com a extração de recursos naturais e o possível esgotamento dos mesmos; assim como custos adicionais oriundos do desperdício de material.

Carneiro (2005) vai mais além quando afirma que dentre os problemas relacionados com a geração de resíduos, além do consumo descontrolado de recursos naturais, existe a possibilidade de ocorrerem mesmo acidentes sérios.

Podem-se citar como exemplos de possíveis acidentes relacionados a resíduos, o desmoronamento, ou escorregamento, de volumes desse material dispostos de maneira irregular ou sem qualquer critério, assim como combustões devido à formação e ao acúmulo de combustíveis próprios do resíduo doméstico (chorume e metano).

Apesar dos riscos e transtornos relacionados aos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU), de uma forma geral, os dados obtidos a esse respeito ainda são bastante incipientes. Pinto (1999) já alertava para um profundo desconhecimento sobre volumes gerados; dos impactos causados; dos custos sociais, além do desconhecimento das possibilidades de reaproveitamento dos referidos resíduos. E o fato é que esse quadro não evoluiu satisfatoriamente ao longo dessa década.

A geração em escala exponencial de sobras de produção, refugos e dejetos pela indústria, incluindo a indústria da construção civil com seu caráter itinerante, tem relação direta com o nível de desenvolvimento econômico dos países. As nações mais ricas são, em boa parte, as grandes responsáveis pela maior porcentagem de carga de poluição e contaminações geradas. No entanto, países de economia emergente, que só agora experimentam sua fase de “Revolução Industrial”, tendem a relegar a questão ambiental em último plano.

Como se tratasse de situação inaceitável, Ribeiro (2002) registra que a reunião de diversos países, como em Estocolmo (1972); Rio de Janeiro (1992) e Johannesburgo (2002), institucionalizam a temática ambiental, formando uma ordem ambiental internacional. Pode-se citar também o encontro mais recente: Conpenhagen (2009), o qual focou, sobretudo, as mudanças climáticas resultantes de ações humanas.

Os resíduos oriundos das atividades de construção civil são gerados desde a fase de escavação, execução da fundação, passando por estrutura e alvenaria, e por fim, no acabamento da obra. No entanto, as atividades pós-obra, como reformas, por exemplo, também geram resíduos.

Vale lembrar que um importante passo foi dado no ano de 2002, em relação aos Resíduos de Construção e Demolição (RCD), com a aprovação pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, da Resolução Nº 307, a qual determina, a grosso modo, a mudança da chamada gestão corretiva de resíduos (atual realidade dos grandes centros urbanos), por uma gestão sustentável.

A referida Resolução 307 reconhece a necessidade de implantação de diretrizes para redução dos impactos ambientais, que têm como origem a construção civil; que a disposição inadequada de resíduos tem participação na degradação ambiental e que os geradores devem ser responsáveis pelos resíduos oriundos de suas atividades de construção (CONAMA, 2002).

Buscando alternativas para dirimir o impacto que os RCD causam ao meio ambiente, e aliando isso à procura incessante de insumos mais baratos, o uso de agregados reciclados desponta como uma boa proposta, uma vez que há possibilidade de aproveitamento de quantidade significativa do material reciclado; seu processo de beneficiamento é simples e diversos materiais componentes de RCD são utilizados.

O material resíduo, inserido dentro do ciclo de produção da grande indústria da construção civil, retro-alimentando o sistema, poderia muito bem ser chamado de **agregado-resíduo**, ou **resíduo-agregado**. O objetivo de emprego dos RCD pode ser alcançado através de pesquisas que permitam conhecer melhor as propriedades desse material, seus benefícios e limitações, aliado a avaliações de custo *versus* benefício de seu uso.

Havendo interesse de investimento por parte das indústrias e/ou estímulos tributários por parte do governo, usinas de beneficiamento poderiam ser instaladas em pontos convenientes, de forma a abastecer os interessados em utilizar esse novo produto, gerando com isso, novos postos de trabalho.

É nesse contexto que o estudo sobre o uso de estacas de compactação para melhoramento de solos utilizando como agregados básicos Resíduos de Construção e Demolição (RCD) constitui-se em uma promissora alternativa para a questão da geração de resíduos nos centros urbanos, notadamente nordestinos, visto que o emprego da referida técnica lhes são característicos.

## **1.2 Objetivos**

### ***1.2.1 Objetivo Geral***

Analisar a viabilidade técnica do uso de agregados reciclados de RCD como material de preenchimento em estacas de compactação para melhoramento de solos.

### ***1.2.2 Objetivos Específicos***

- Avaliar diferentes composições de RCD para uso em estacas de compactação através de ensaios de caracterização e resistência mecânica em laboratório, com posterior comparação de desempenho;
- Analisar o desempenho de amostras de agregado natural e RCD nas condições não inundadas e inundadas;

- Analisar e comparar o desempenho de estacas de pó-de-pedra e RCD executadas em uma malha de compactação experimental, em campo, a fim de comparar o desempenho dos materiais, submetendo-os às mesmas condições de execução.

### **1.3 Metodologia de trabalho**

A fim de cumprir os objetivos apresentados, a pesquisa contemplou uma pesquisa acerca dos temas (RCD e melhoramento de solos para implantação de fundações superficiais), ensaios de laboratório, assim como ensaios de campo.

A pesquisa foi dividida em duas fases: Fase 1 e Fase 2. Na Fase 1 procurou-se obter o máximo de informações dos RCD por intermédio de ensaios de amostras com diferentes constituições. Por sua vez, na Fase 2 o objetivo principal foi a execução de ensaios de campo. Em ambas as fases realizaram-se comparação entre os agregados reciclados (RCD) e o natural (pó-de-pedra).

### **1.4 Estruturação da Dissertação**

A Dissertação está dividida em seis capítulos, incluindo a Introdução.

Capítulo 2 – “REVISÃO BIBLIOGRÁFICA” – apresenta os principais aspectos acerca dos Resíduos de Construção e Demolição (RCD): conceitos, classificação e tecnologias que visam o aproveitamento dos resíduos na construção civil. Esse capítulo também exhibe os principais estudos concernentes à técnica conhecida como *melhoramento de solo* para fundação superficial.

Capítulo 3 – “METODOLOGIA” – Descreve todos os procedimentos de ensaios de laboratório e campo executados em amostras de agregado natural (pó-de-pedra) e agregados reciclados (RCD).

Capítulo 4 – “APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS – ENSAIOS DE LABORATÓRIO” – Apresenta uma análise dos resultados obtidos em laboratório, avaliando e comparando o desempenho dos materiais investigados.

Capítulo 5 – “APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS – ENSAIOS DE CAMPO” – Apresenta uma análise dos resultados obtidos em campo, avaliando e comparando o desempenho dos materiais investigados.

Capítulo 6 – “CONSIDERAÇÕES FINAIS” – Apresenta considerações finais e sugere trabalhos futuros.

## **2 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL E FUNDAÇÕES**

### **2.1 Resíduos de construção civil**

#### **2.1.1 Conceitos**

Pinto (1999) dá as seguintes definições:

- Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) – resíduos gerados em ambientes urbanos, que de acordo com a origem podem ser classificados em resíduos domiciliares, comerciais, de varrição, feiras livres, serviços de saúde e hospitalares, portos aeroportos e terminais rodoviários, industriais, vegetais e agrícolas e resíduos da construção e demolição;
- Resíduos de Construção e Demolição (RCD) – compostos por restos ou aparas dos diversos materiais utilizados ou oriundos da construção e demolição de edificações ou ambientes urbanos. Essa sigla será utilizada doravante nessa pesquisa.

A Resolução N° 307 do CONAMA (2002) define Resíduos da Construção civil (RCC) como materiais provenientes de construções, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, assim como os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, comumente chamados de entulhos de obra, calça ou metralha.

Outras definições importantes contidas na referida Resolução são:

- Reciclagem – é o processo de reaproveitamento de um resíduo após ter sido submetido à transformação;
- Agregado reciclado – material granular proveniente do beneficiamento de resíduos de construção que apresentem características técnicas para aplicação em obras de edificação, de infra-estrutura, em aterros sanitários ou outras obras de engenharia.

### 2.1.2 Classificação

De acordo com a Resolução Nº 307 do CONAMA (2002), os RCD são classificados como apresentado a seguir:

- CLASSE A – resíduos reutilizáveis ou recicláveis oriundos de construções, demolições; reformas e reparos de pavimentação, incluindo solos provenientes de terraplenagem;
- CLASSE B – resíduos recicláveis para outras destinações (plásticos, papel / papelão, metais, vidros, madeiras entre outros);
- CLASSE C – resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam sua reciclagem / recuperação;
- CLASSE D – são os resíduos perigosos oriundos da indústria da construção, tais como tintas, solventes, óleos e outros, ou aqueles contaminados, advindos de demolições, reformas ou reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais, entre outros.

Segundo Kartam et al. (2004), os RCD podem ser classificados, de acordo com a sua origem, em:

- Material de escavação;
- Restos de materiais provenientes de construção de estradas;
- Restos de materiais das atividades de construção de edifícios, levando em conta construção, renovação ou demolição dos mesmos.

É importante incluir também a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 10004 (2004) – Resíduos Sólidos – Classificação, que embora trate de resíduos sólidos em geral, classifica-os dessa forma:

- Perigosos (Classe I) – apresentam algum tipo de periculosidade como inflamabilidade; corrosividade; reatividade; toxicidade ou patogenicidade.
- Não perigosos e não Inertes (Classe II-A) – podem possuir propriedades como biodegradabilidade; combustibilidade ou solubilidade em água;

- Não perigosos e Inertes (Classe II-B) – não apresentam nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade da água, excetuando-se aspecto, cor, turbidez, dureza e sabor.

É preciso, outrossim, cautela na hora de se avaliar a classificação de um dado resíduo, pois resíduos de construção podem conter, por exemplo, materiais de pintura e/ou substâncias de tratamento de superfícies, ou qualquer outra substância não-inerte, que podem percolar pelo solo, e dessa forma, contaminá-lo (OLIVEIRA, 2003).

Oliveira (2002) *apud* Santos (2007) verificou que concretos sob a ação de águas de chuva ácida se decompunham e contribuíam para mineralização dos cursos d'água, perdendo assim sua característica “não inerte”.

### **2.1.3 Normas vigentes**

As principais normas atualmente em vigência acerca de RCD no Brasil são listadas abaixo:

- ABNT NBR 15113 (2004) – Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes – aterros – diretrizes para projeto, implantação e operação;
- ABNT NBR 15114 (2004) – Resíduos sólidos da construção civil – áreas de reciclagem – diretrizes para projeto, implantação e operação;
- ABNT NBR 15115 (2004) – Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – execução de camadas de pavimentação – procedimentos;
- ABNT NBR 15116 (2004) – Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – requisitos.

Como complemento, apresenta-se também normas que tratam de resíduos em geral:

- 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;

- ABNT NBR 10007 (2004) – Amostragem de resíduos sólidos;
- ABNT NBR 11174 (1990) – Armazenamento de resíduos classe II – não inertes e III – inertes;
- ABNT NBR 11175 (1990) – Incineração de resíduos sólidos perigosos – padrões de desempenho;
- ABNT NBR 12235 (1992) – Armazenamento de resíduos sólidos perigosos;
- ABNT NBR 13463 (1995) – Coleta de resíduos sólidos;
- ABNT NBR 13591 (1996) – Compostagem;
- ABNT NBR 13894 (1997) – Tratamento no solo (landfarming);
- NBR 13896 (1997) – Aterro de resíduos não perigosos – critérios de projeto, implantação e operação;

#### ***2.1.4 Legislação***

Além da Resolução CONAMA (2002), a prefeitura da cidade do Recife - PE sancionou a Lei Municipal Nº 17.072/05 em 4 de janeiro de 2005, regulamentando o Programa de Gerenciamento de Resíduos da Construção e Demolição do Município. Entre outras determinações, a referida lei regulamenta em seu artigo 7º, que toda atividade geradora de resíduos em quantidade superior a 1,0 m<sup>3</sup>, bem como aqueles que pretendam se instalar no Município do Recife, devem obter licença de operação, e para tanto submeter à aprovação do órgão gestor da limpeza urbana deste Município o respectivo Projeto de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil.

#### ***2.1.5 Perdas e desperdícios na construção civil***

A geração de sobras é consequência natural das ações do homem na face da terra. Acontece que, durante a maior parte da existência do ser humano, o vulto e a quantidade de construções e manufaturas permitiam que os RSU, além de resíduos não sólidos, fossem gerenciados sem maiores problemas.

O fato de não existir problemas com a produção de resíduos na aurora das indústrias (antes da revolução industrial), se deveu, notadamente, à fabricação artesanal dos bens de consumo, de

sorte que havendo baixa produção, logicamente proporcionava-se uma aceitável geração de resíduos.

Nos séculos mais recentes, porém, as inovações tecnológicas e o anseio por conquistar novos mercados a fim de escoar a produção, removeram significativamente a característica artesanal das indústrias, sem que, no entanto, tal evolução contemplasse uma política de prevenção e correção das maiores e mais diversificadas cargas ambientais que progressivamente surgiram.

De acordo com Paliari (1999), a indústria da construção civil é caracterizada pela heterogeneidade das etapas e dos agentes intervenientes que atuam no processo de construção. Dessa forma, o conjunto formado pela referida heterogeneidade e a complexidade do inter-relacionamento entre as etapas dos processos, favorece a ocorrência de falhas responsáveis por consumos adicionais de recursos em relação aos previstos.

No entanto, em nome de um uso mais racional de materiais nos canteiros de obras, a indústria da construção civil tem sofrido forte pressão para que deixe a condição de vilão no que se refere a consumo de recursos naturais, assim como de desperdício e perdas de materiais por ela utilizados (CARNEIRO, 2005).

Em um estudo sobre perdas de materiais nos canteiros de obras no Reino Unido, Skoyles e Skoyles (1987) identificaram duas formas de ocorrência de perdas. A primeira delas é representada pelos materiais danificados, e conseqüentemente inutilizados, compreendendo o entulho gerado pela má utilização do material durante a execução, o que os autores chamaram de perda direta. O segundo tipo de perda, afirmam os autores, é aquela oriunda da diferença entre o custo dos materiais que deveriam ser aplicados e o custo dos materiais efetivamente aplicados, a chamada perda indireta.

A classificação de perdas na construção civil, segundo Franchi et al. (1993), divide-se em três grupos:

- Grupo A: perdas ocorridas durante o transporte, manuseio e armazenagem do material, ou seja, em etapas anteriores à execução final do produto;
- Grupo B: perdas ocorridas na produção / execução propriamente dita;

- Grupo C: perdas ocorridas em quaisquer das etapas do processo, em função de fatores externos (roubo, vandalismo, acidentes).

### 2.1.6 Geração e composição - Brasil

Pinto (1989) destaca que na construção empresarial a intensidade da perda chega a 20 a 30 % da massa total de materiais, considerando a sobre-utilização em relação às especificações técnicas, e dependendo do patamar tecnológico do executor.

Souza et al. (1998) realizou uma importante pesquisa nacional intitulada “Alternativas para a Redução do Desperdício de Materiais nos Canteiros de Obra”, em que envolvia 16 universidades brasileiras, distribuídas por doze estados, através de 99 canteiros de obras. A Tabela 2.1 apresenta as porcentagens de perdas de diferentes insumos avaliados.

**Tabela 2.1** – Perdas percentuais de insumos pesquisados (SOUZA et al., 1998).

<b>Materiais</b>	<b>Perdas (%)</b>
Concreto usinado	9
Aço	11
Blocos e tijolos	13
Cimento	56
Cal	36
Areia	44

Observa-se, de acordo com a Tabela 2.1, que as maiores perdas foram representadas pelos elementos cimento, cal e areia.

De acordo com John (2000), os resíduos de construção e demolição representam de 13% a 67% em massa, do total de resíduos sólidos urbanos, tanto no caso do Brasil quanto dos países estrangeiros. Ainda de acordo com o autor, os RCD representam cerca de duas a três vezes a massa de resíduos domiciliares.

Andrade et al. (2001), considerando somente o entulho gerado na construção de edifícios, encontrou o valor de 50 kg / m<sup>2</sup> de produção de RCD para áreas urbanas. Esse valor é três

vezes menor que o publicado por Pinto (1999), o qual, no entanto, incluía novas edificações somadas a reformas e construções informais.

Os dados de geração de RCD levantados por Leite (2001) para algumas cidades, assim como o estudo de Andrade et al. (2001) encontram-se resumidos na Tabela 2.2. Da referida Tabela, verifica-se que a maior geração de RCD é atribuída à cidade de São Paulo (5.000 Ton/dia), e que sua geração é pouco menos que três vezes superior à segunda colocada (Salvador).

**Tabela 2.2** – Levantamentos de geração de RCD em algumas localidades.

Município	Geração de RCD (Ton / dia)	Participação de RCD em relação ao RSU (%)
Belo Horizonte <sup>(1)</sup>	1.200,0	51
Campinas <sup>(2)</sup>	1.258,0	-
Florianópolis <sup>(2)</sup>	636,0	-
Porto Alegre <sup>(1)</sup>	350,0	-
Ribeirão Preto <sup>(1)</sup>	1.043,0	67
Salvador <sup>(1)</sup>	1.700,0	37
Santo André <sup>(1)</sup>	1.013,0	58
São José dos Campos <sup>(1)</sup>	733,0	65
São Paulo <sup>(1)</sup>	5.000,0	-

(1) LEITE (2001);

(2) ANDRADE *et al.* (2001)

É importante ressaltar que em um estudo realizado por Schneider (2003), na cidade de São Paulo, foi verificado que mais de 20% dos RCD eram depositados ilegalmente no centro da cidade assim como na circunvizinhança. Essa atividade irregular custava ao município R\$ 45 milhões por ano, envolvendo coleta, transporte e deposição regular do resíduo.

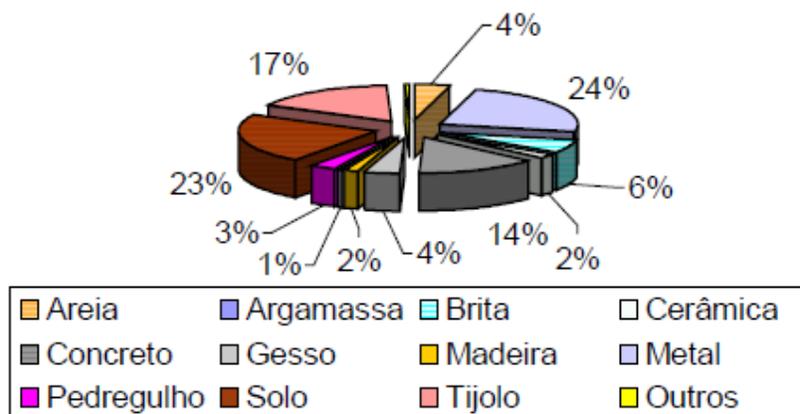
Pinto (2005) informa que o consumo de materiais pela construção civil nas cidades é pulverizado. O referido autor afirma que cerca de 75% dos resíduos gerados pela construção nos municípios provêm de atividades informais em meio a obras de construção, reformas e demolições, normalmente efetuadas pelos próprios usuários dos imóveis. O referido autor expõe os impactos dos RCD em ambiente urbano para o Estado de São Paulo (Tabela 2.3), utilizando os dados da I&T (Informações e Técnicas da Construção Civil). Mais uma vez é

possível observar que São Paulo (Capital) possui os maiores índices de geração de RCD quando comparado às demais cidades pesquisadas.

**Tabela 2.3** – Dados de geração de RCD em diferentes cidades de São Paulo (PINTO, 2005).

Município	Geração Diária (Ton)	Participação em relação aos RSU (%)
São Paulo	17.240,0	55
Guarulhos	1.308,0	50
Diadema	458,0	57
Campinas	1.800,0	64
Piracicaba	620,0	67
São José dos Campos	733,0	67
Ribeirão Preto	1.043,0	70
Jundiaí	712,0	62
São José do Rio Preto	687,0	58
Santo André	1.013	54

Carneiro (2005), em um estudo sobre a geração de resíduos na cidade do Recife, concluiu que 91% dos elementos advindos de construção e demolição eram potencialmente recicláveis tendo em vista seu uso como agregados para concreto. A Figura 2.1 apresenta a caracterização geral dos RCD na cidade do Recife. É importante ressaltar que de acordo com Carneiro (2005), o volume médio de RCD gerado no Recife é de 1.142,40 Ton / dia.



**Figura 2.1** – Participação de diversos materiais na composição das amostras de RCD da cidade do Recife (CARNEIRO, 2005).

O referido autor destaca que a composição dos RCD é função direta das atividades de sua fonte geradora, assim como do momento de coleta da amostra, inserindo assim, diversas variáveis na determinação de quantidade, composição e características dos resíduos. Dentre essas variáveis, pode-se apontar:

- O nível de desenvolvimento da indústria da construção local;
- Os tipos de materiais predominantes e/ou disponíveis;
- Desenvolvimento de obras especiais na região (metrô, esgotamento sanitário, entre outros);
- O desenvolvimento econômico da região;
- A demanda por novas construções.

Dessa forma, levando-se em conta obras em países desenvolvidos, encontram-se maiores percentuais de papel e plástico na composição de RCD, ao passo que em países em desenvolvimento, os maiores percentuais ficam por conta concreto, argamassa e blocos (PINTO, 2001).

Reforçando a influência do nível de desenvolvimento das construções locais, Carneiro (2000) lembra que a grande diversidade de matérias-primas, técnicas e metodologias empregadas na construção civil afetam sobremaneira as características dos resíduos gerados.

De uma forma geral, na composição dos RCD encontram-se substâncias orgânicas e inorgânicas. Dentre as primeiras, destaque para madeira, plásticos e papéis. Concreto, tijolo e argamassa são exemplos de substâncias inorgânicas. Não se deve, outrossim, descuidar-se de elementos que embora apareçam em menor percentagem, possuam algum grau de toxicidade ANGULO (2000).

### ***2.1.7 Geração e composição – Brasil e mundo***

A pesquisa desenvolvida por Pinto (1999) indica a participação dos RCD na composição dos RSU em algumas cidades brasileiras, e em alguns países ao redor do globo, conforme representado na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4** - Participação de RCD em relação ao RSU de algumas localidades (PINTO 1999).

<b>Localidades</b>	<b>Participação dos RCD na Massa Total de RSU (%)</b>
Santo André / SP	54
São José do Rio Preto / SP	58
São José dos Campos / SP	67
Ribeirão Preto / SP	70
Jundiaí / SP	62
Vitória da Conquista / BA	61
Belo Horizonte / MG	54
Campinas / SP	64
Salvador / BA	41
Europa Ocidental	~ 66
Suíça	~ 45
Alemanha	> 60
Região Bruxelas - Bélgica	> 66
EUA	39
Vermont State (EUA)	48

Ainda avaliando Pinto (1999), com relação a países estrangeiros, como revela a Tabela 2.5, existe uma variabilidade na composição dos resíduos quando se comparam diversas localidades. Também é possível perceber que a maioria dos resíduos gerados, em qualquer das localidades, é formada por parcelas recicláveis.

**Tabela 2.5** - Composição em porcentagens de RCD em relação ao RSU de algumas localidades (PINTO, 1999).

<b>Composição percentual (discriminação conforme as fontes)</b>	<b>Composição dos RCD em obras brasileiras típicas <sup>(1)</sup></b>	<b>Composição típica RCD em Hong Kong <sup>(2)</sup></b>	<b>Composição típica dos RCD na Bélgica <sup>(3)</sup></b>	<b>Composição típica dos RCD em Toronto <sup>(4)</sup></b>
Argamassas	64,0	-	-	-
Asfalto	-	2,2	-	-
Materiais asfálticos	-	-	10,2	-
Concreto	4,2	31,2	38,2	-
Alvenaria	-	-	45,2	-
Madeira	0,1	7,9	2,1	34,8
Entulho, agreg.e cerâmicos	-	-	-	24,1
Entulho	-	7,7	-	-
Componentes cerâmicos	11,1	-	2,9	-
Blocos de concreto	0,1	0,8	-	-
Tijolos	18,0	5,2	-	-
Ladrilhos de concreto	0,4	-	-	-
Pedra	1,4	11,5	-	-
Areia	-	3,2	-	-
Cimento amianto	0,4	-	-	-
Gesso	-	-	0,2	-
Metais	-	3,3	0,2	7,7
Vidro	-	0,3	-	2,8
Papel cartão	-	-	-	4,3
Papel	-	-	-	3,5
Papel e orgânicos	0,2	-	-	-
Outros orgânicos	-	1,7	-	0,6
Plástico	-	-	0,4	2,5
Tubos plásticos	-	0,6	-	-
Acessórios	-	0,1	-	-
Têxteis	-	-	-	0,7
Borracha e couro	-	-	-	0,5
Finos	-	-	-	1,9
Outros mat. de construção	-	-	-	16,6
Solo	0,1	-	-	-
Lixo, solo e barro	-	23,8	-	-
Bambu e árvores	-	0,4	-	-
Sucata	-	0,1	-	-
Outros	-	-	0,6	-
Total	100	100	100	100

(1) Dados coletados em canteiros de obras convencionais em São Carlos / SP (PINTO, 1986) e Santo André / SP (I&T, 1990);

(2) Dados coletados na área de destinação final (HONG KONG POLYTECHNIC, 1993);

(3) INSTITUT BRUXELLOIS POUR LA GESTION DE L'ENVIRONNEMENT, 1995

(4) Dados coletados na área de destinação final (SWANA, 1993)

Angulo (2000) resume na Tabela 2.6 o estudo de diversos autores sobre a participação de resíduos de construção e resíduos de demolição com relação à geração total de RCD em diferentes países. No caso do Brasil, foi considerada uma população de 150 milhões de habitantes e geração anual de 0,5 Ton / hab. Verifica-se na Tabela 2.6 que todos os países pesquisados têm participação significativa de resíduo de demolição presente no RCD. No caso da Europa Ocidental, o resíduo oriundo de demolição chega a ser pouco mais que 4 vezes maior que o resíduo oriundo de construção.

**Tabela 2.6** – Participação dos resíduos oriundos de atividades de construção e demolição em relação aos RCD (ANGULO 2000).

País	RCD (milhões de toneladas / ano)	Resíduo de construção presente no RCD (%)	Resíduo de demolição presente no RCD (%)
Alemanha <sup>(1)</sup>	32,6	31	69
Brasil <sup>(3)</sup>	70,0	30-50	50-70
Estados Unidos <sup>(2)</sup>	31,5	33	66
Europa Ocidental <sup>(4)</sup>	215,0	19	81
Japão <sup>(1)</sup>	99,0	52	48

(1) LAURITZEN (1994);

(2) PENG et al. (1997);

(3) PINTO (1999); ZORDAN (1997); JOHN (2000);

(4) PERA (1996); HENDRICKS (1993) apud QUEBAUD, BUYLE-BODIN (1999).

De acordo com Ozkan (2001), em países europeus, como o caso da Alemanha, e em países da Europa Oriental, cerca de dois terços dos RCD são provenientes de obras de manutenção e demolição, sendo o restante resultado de outras atividades de construção.

### **2.1.8 Gestão**

Considerando a intensidade da geração dos resíduos, assim como a extensão de seus impactos, Pinto (1999) chama a atenção para a necessidade de ruptura com a ineficácia da Gestão Corretiva (engloba atividades não preventivas, repetitivas, custosas e ineficientes), uma vez que a gestão dos espaços urbanos em municípios de médio e grande porte não comporta mais intervenções continuamente emergenciais.

De acordo com Pinto (2005), para que se implante uma gestão de resíduos na construção civil é necessário o desenvolvimento de um conjunto de atividades que se apliquem dentro e fora do canteiro de obras. Essas atividades levam em conta um planejamento que contemple, entre outros:

- Levantamento de informações junto às equipes de obra, identificando a quantidade de funcionários e equipes;
- Área em construção;
- Arranjo físico do canteiro de obras;
- Resíduos predominantes;
- Empresa contratada para remoção de resíduos;
- Locais de destinação dos resíduos utilizados pela obra/coletor;

Ainda de acordo com Pinto (2005), a questão do gerenciamento de resíduos está intimamente associada ao problema do desperdício de materiais e mão-de-obra na execução dos empreendimentos. Dessa forma, a gestão nos canteiros contribui muito para não gerar resíduos, uma vez que: *i*) o canteiro fica mais organizado e mais limpo; *ii*) haverá triagem de resíduos, impedindo sua mistura com insumos.

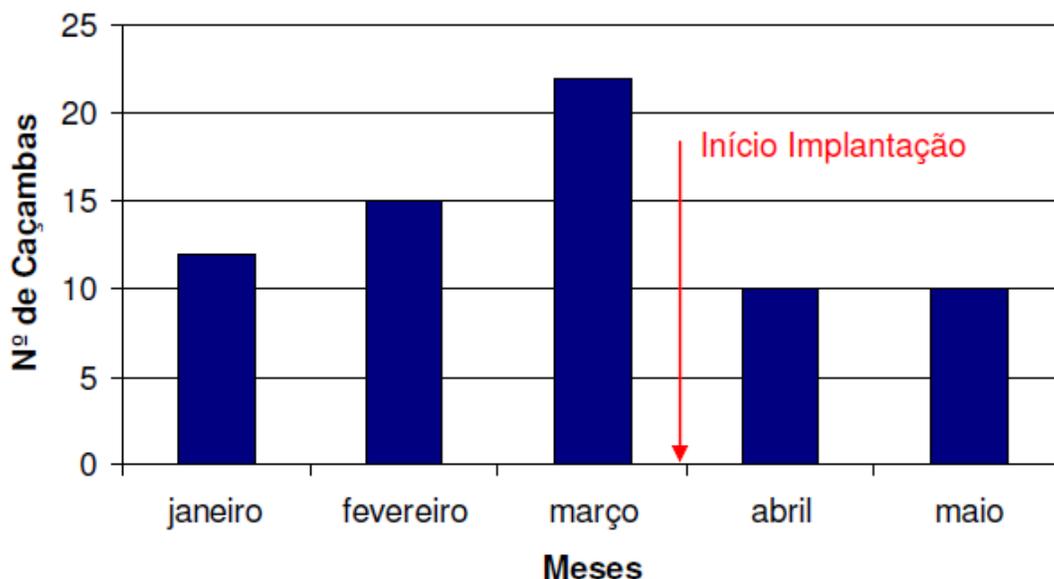
O nível de desenvolvimento das cidades é um dos fatores que influenciam diretamente a quantidade de resíduos gerados, por se tratar de um indicador do grau de atividades econômicas, e por conseqüência, os hábitos de consumo da população, os quais, por sua vez, influenciam o volume de resíduos gerados (SANTOS, 2007).

#### **2.1.8.1 Gestão na cidade do Recife**

No caso específico da cidade do Recife, desde 2003, as empresas construtoras, tendo como representante o Sindicato da Indústria da Construção Civil de Pernambuco (SINDUSCON / PE), em parceria com o SEBRAE / PE, iniciaram o PROJETO ENTULHO LIMPO / PE, sob coordenação do Grupo de Pesquisa em Engenharia Aplicada ao Meio Ambiente (AMBITEC), sediada na Escola Politécnica de Pernambuco (UPE). O AMBITEC, entre outras tarefas, elabora Projetos de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PGRCC), tornados obrigatórios pela Resolução CONAMA Nº 307 (2002).

A partir de um Sistema de Gerenciamento de Resíduos (SGR), as obras, notadamente edifícios, são orientadas a adotar adequada disposição de arranjo físico do canteiro; disponibilizar recipientes e espaços específicos para segregação de diferentes materiais como baias e bombonas; treinamento dos trabalhadores da construção civil; e realização de *check-list* para avaliação periódica do canteiro em avaliação dos quesitos limpeza, segregação e destinação de materiais descartados, entre outros itens.

Tomando como exemplo uma obra na cidade do Recife – PE, na qual foi implantada o SGR, observou-se uma redução no número médio de caçambas de resíduos removidas mensalmente de 16,3 para 10,0 (Figura 2.2). A economia obtida em virtude dessa redução foi da ordem de R\$ 2.000,00 (dois mil reais) no período de apenas dois meses após a implantação do projeto, o que representou um retorno de 3,6 vezes o custo de implantação, uma vez que a obra investiu R\$ 565,00 (quinhentos e sessenta e cinco reais) no SGR.



**Figura 2.2** – Redução do número de caçambas removidas após implantação do SGR (GUSMÃO, 2008).

### 2.1.9 Aplicações dos agregados reciclados

É possível que a maior demanda por resíduos da história tenha ocorrido logo após a segunda guerra mundial. A destruição dos grandes centros urbanos da Europa gerou quantidade

expressiva de resíduos, e dessa forma, segundo Schulz e Hendricks (1992), o uso de RCD se deveu à grande demanda por materiais de construção, ao mesmo tempo em que se fazia necessário dar um destino aos escombros.

Os elementos que compõe os RCD, em sua maioria silicatos, aluminatos e carbonatos, possuindo propriedades químicas e minerais bastante semelhantes aos agregados naturais, não se apresentam como causadores de riscos ambientais. Dessa forma explica-se o fato dos resíduos de construção e demolição se enquadrarem como inertes pela literatura nacional e internacional (ANGULO; JOHN, 2006).

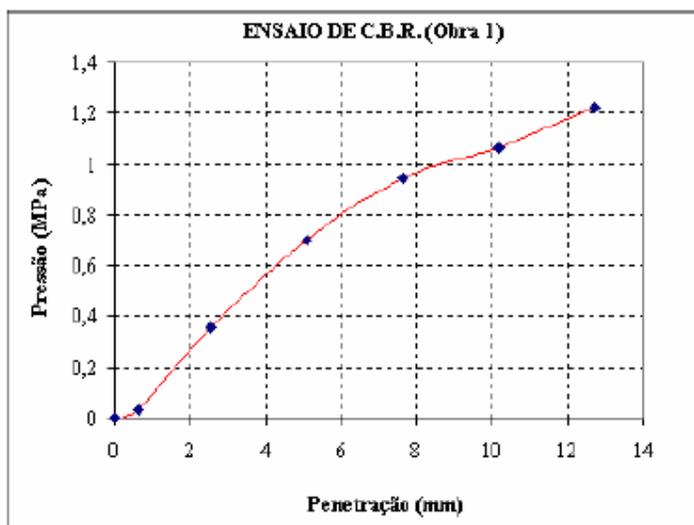
Diversos estudos estão atualmente em marcha visando equacionar o incômodo problema do que fazer com os RSU / RCD. Tantos outros já foram concluídos, e dão conta de que a reutilização de resíduos é factível.

#### ***a) Pavimentação***

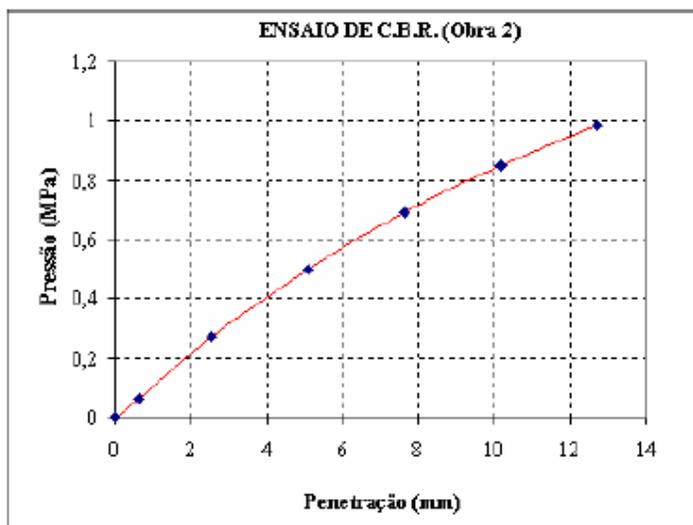
Siqueira (2006) realizou uma pesquisa sobre a utilização de RCD aplicados a camadas de pavimentação, obtendo resultados extremamente favoráveis, analisando-se duas amostras de obras distintas na cidade de Recife - PE. O autor encontrou valores de CBR de 33,71% e de 24,18%, respectivamente (Figuras 2.3 e 2.4). Isso significa dizer, que essas propriedades estão de acordo com a norma ABNT NBR 15116 (2004), a qual exige os seguintes valores:

- Reforço de subleito – CBR mínimo  $\geq 12\%$
- Revestimento primário e sub-base – CBR mínimo  $\geq 20\%$

Destaca-se que a amostra 1 (Figura 2.3) foi retirada de obra em fase de demolição e a amostra 2 (Figura 2.4) de obra em fase e alvenaria estrutural. Dessa forma, a amostra 1 apresentava 68,42% de argamassa em sua composição, enquanto a amostra 2 apresentava 59,27% de tijolo.

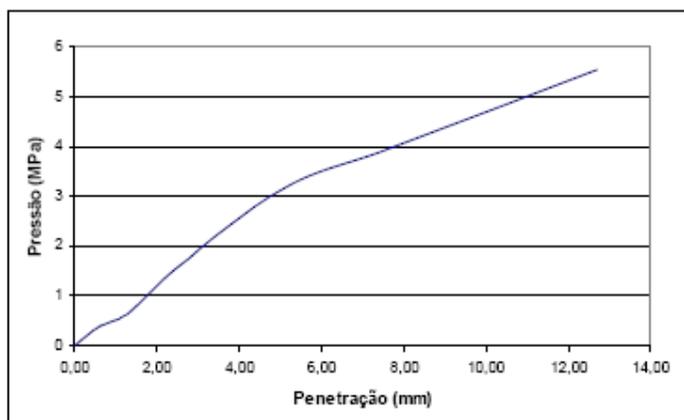


**Figura 2.3** – Ensaio de CBR da amostra 1 (SIQUEIRA, 2006).

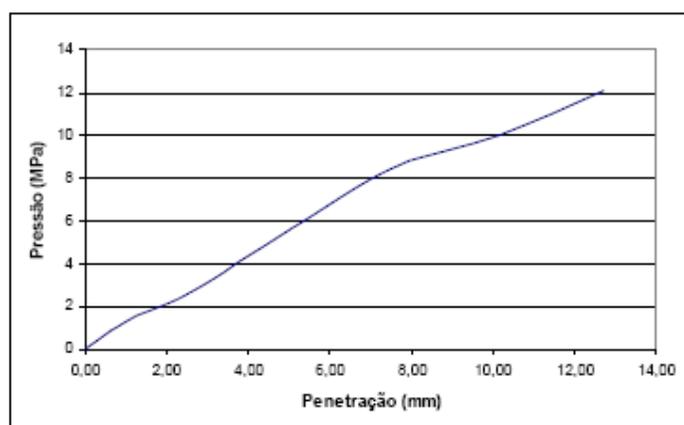


**Figura 2.4** – Ensaio de CBR da amostra 2 (SIQUEIRA, 2006).

Para esse mesmo propósito, Araújo Junior (2006), acrescentando porcentagens de argila bentonítica aos RCD, verificou um incremento significativo na capacidade de suporte desse material. Realizando experimentos em seis amostras coletadas de uma dada obra em Recife - PE, o autor escolheu três amostras e substituiu 5% de seu peso por argila bentonítica. Os resultados obtidos revelaram um incremento de cerca de 60% no índice CBR dessas amostras. As Figuras 2.5 e 2.6 exibem os resultados de ensaio CBR de uma amostra sem adição (amostra 1), com uma amostra que possui adição (amostra 6).



**Figura 2.5** – Ensaio de CBR da amostra 1 (ARAÚJO JUNIOR, 2006).



**Figura 2.6** – Ensaio de CBR da amostra 6 (ARAÚJO JUNIOR, 2006).

### ***b) Argamassa***

Levy e Helene (1997), observaram as vantagens advindas do grau de pozolanicidade presente em argamassas produzidas com RCD, a saber: incremento de cerca de 2,5 vezes na resistência à compressão e redução de 30% no consumo de cimento quando relacionados a resultados encontrados na literatura para argamassas mistas equivalentes.

No entanto, Miranda e Selmo (2001) observam que é recomendável não ultrapassar o teor de 25% de finos totais, ou seja, partículas com o diâmetro menor que  $75\mu\text{m}$ , pois esse valor revelou-se um ponto crítico para iniciação de fissuras por secagem do revestimento de argamassa mista, assim como um ponto suficiente para se obter uma boa trabalhabilidade. A

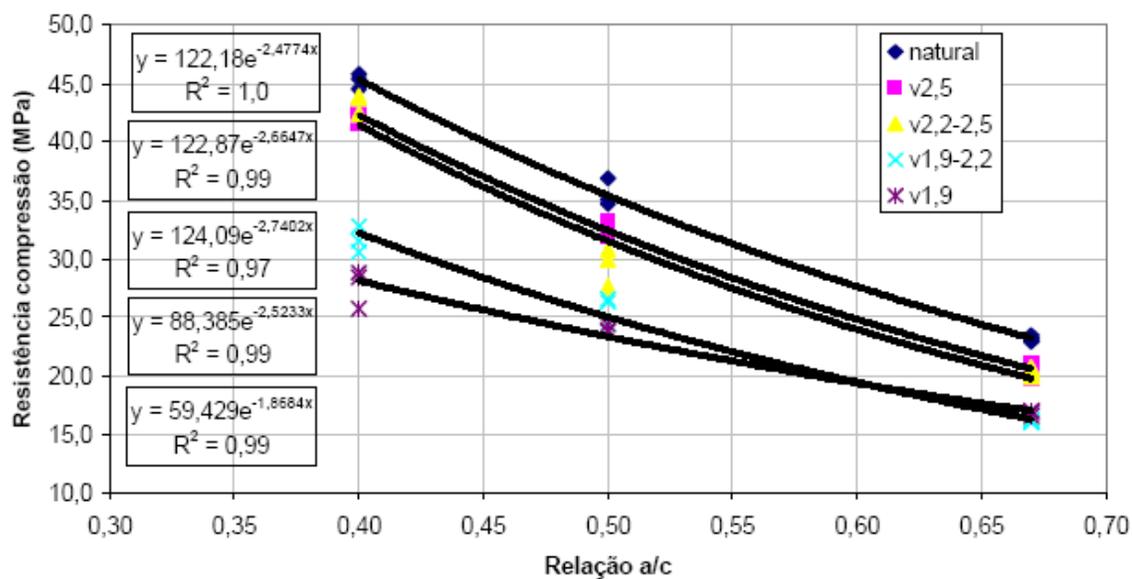
Tabela 2.7 mostra os teores de finos totais ensaiados pelos autores para diferentes traços e tipos de composições para controle experimental.

**Tabela 2.7** - Experimento com argamassas constituídas por RCD (MIRANDA & SELMO, 2001).

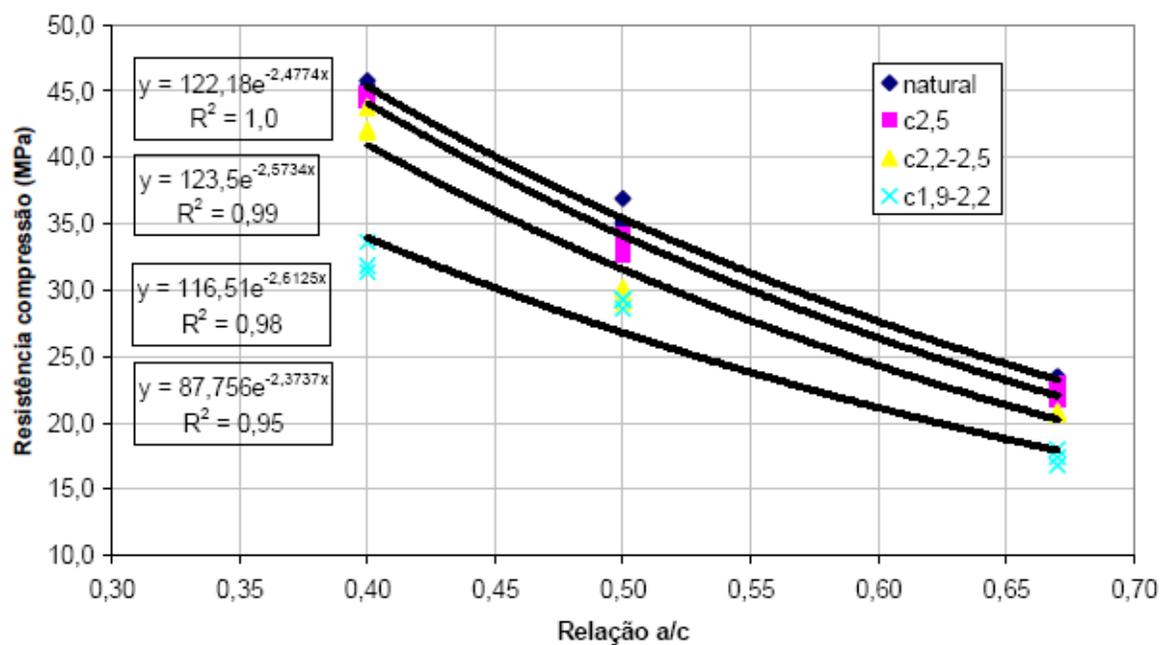
<b>Teor total de finos &lt; 75 µm (%)</b>	<b>Tipo de composição</b>	<b>Traço (massa seca) cim.: RCD : areia</b>	<b>Relação água / cimento corrigida (kg / kg)</b>
18	T2	1 : 1,1 : 7,9	2,54
	T4	1 : 1,3 : 7,7	2,58
	T6	1 : 1,4 : 7,6	2,51
25	T2	1 : 3,1 : 5,9	2,23
	T4	1 : 3,7 : 5,3	2,43
	T6	1 : 3,8 : 5,2	2,20
32	T2	1 : 5,0 : 4,0	2,10
	T4	1 : 6,2 : 2,8	2,22
	T6	1 : 6,3 : 2,7	1,92
	Mista	1 : 1,0 : 7,7	2,46

### **c) Concreto**

Também para aplicação em concretos, muito se tem feito para conhecer as propriedades mecânicas e químicas dos resíduos. Carrijo e Figueiredo (2005), em sua análise de desempenho mecânico de concretos moldados com RCD, concluíram que independente das amostras ensaiadas (materiais à base de cimento e materiais com predominância de cerâmica vermelha), os resultados encontrados indicaram que a classificação dos agregados pela densidade pode ser utilizada como uma tecnologia de controle mais confiável que a classificação pela natureza mineral, pois as resistências encontradas nos concretos variaram em função das diferentes faixas de densidade. (Figuras 2.7 e 2.8).



**Figura 2.7** – Resistência à compressão dos concretos moldados com material vermelho, em diferentes faixas de densidades de agregados (CARRIJO & FIGUEIREDO, 2005).



**Figura 2.8** – Resistência à compressão dos concretos moldados com material cinza, em diferentes faixas de densidades de agregados (CARRIJO & FIGUEIREDO, 2005).

Observando-se as Figuras 2.7 e 2.8, nota-se que a resistência a compressão cai à medida que o fator água / cimento cresce, o que representa um comportamento típico dos concretos.

É bem verdade que no caso de aplicação em concretos, várias propriedades devem ser observadas com mais cuidado por influem diretamente na qualidade do produto final. Algumas dessas propriedades estão listadas abaixo:

- **Composição:** Os elementos constituintes dos agregados reciclados determinam muitas de suas propriedades, tais como resistência mecânica, absorção de água e massa específica, alterando, pois, os produtos deles obtidos (LIMA, 1999);
- **Granulometria:** Reações químicas em que participem materiais como a pozolana, notadamente sua fração fina, podem melhorar a resistência do concreto, como observou Zordan, (1997), após ter testado diversas amostras constituídas por RCD;
- **Massas específica e massa unitária:** Segundo Leite (2001), existe a necessidade de se realizar uma compensação da quantidade de material reciclado a ser utilizada nas misturas de concreto confeccionado com material reciclado, cujo o traço tem como referência o do concreto convencional. De outra forma, haveria uma distorção entre os volumes de concreto convencional e reciclado obtidos a partir do mesmo traço unitário;
- **Porosidade e absorção de água:** os agregados reciclados, de uma forma geral, apresentam considerável porosidade, e conseqüentemente, altas taxas de absorção de água. Dessa forma, a permeabilidade de concretos confeccionados com agregados reciclados é também afetada. Outros fatores que são influenciados por essas propriedades são aderência entre o agregado e a pasta, a resistência ao congelamento e ao degelo, resistência à compressão e à abrasão, assim como a estabilidade química do conjunto (NEVILLE, 1997).

#### ***d) Blocos de vedação***

Carneiro (2005), cuja pesquisa incluiu o estudo de desempenho de blocos de vedação confeccionados com RCD, verificou que esses últimos atingiram satisfatoriamente o valor mínimo de resistência à compressão estabelecido pela norma ABNT NBR 7173 (1982), na época ainda em vigor, a qual preconizava o valor de 2,50 MPa. A referida autora descobriu

também que a presença significativa de resíduos a base de cimento na composição do RCD, contribuiu bastante para o aumento da resistência analisada.

#### ***d) Solos reforçados***

Santos (2007), em seu estudo sobre a utilização de RCD em estruturas de solo reforçado, verificou que esse material apresentou resultados superiores aos obtidos pelo material recomendado pela *Federal Highway Administration* (FHWA) no que concerne a obras públicas nos Estados Unidos da América. O autor concluiu, pois, que com baixos coeficientes de variação nos resultados de caracterização, assim como excelentes propriedades de resistência e comportamento mecânico, era justificável seu uso na aplicação proposta.

## **2.2 Fundações**

### ***2.2.1 Escolha do tipo de fundação***

Como bem define Caputo (1987), os principais tipos de fundação podem ser reunidos em dois grandes grupos: fundações superficiais e fundações profundas. Fundações superficiais, também chamadas de rasas, são empregadas onde as camadas do subsolo imediatamente abaixo das estruturas são capazes de suportar as cargas. Por sua vez, fundações profundas são utilizadas quando se necessita de camadas mais profundas para transmissão das cargas com segurança.

No grupo das fundações rasas incluem-se os blocos de fundação e as sapatas, sendo os primeiros elementos de grande rigidez, executados com concreto simples e, portanto, não armados. Já as sapatas são elementos de fundação executados em concreto armado, possuindo altura reduzida em relação às dimensões da base e caracterizando-se por trabalhar à flexão (ALONSO, 1983).

Como estabelece Velloso e Lopes (2002), as fundações profundas podem ser classificadas de acordo com diversos critérios. Levando em conta sua constituição, podem ser discriminadas em (i) madeira; (ii) de concreto; (iii) de aço e (iv) mistas. Podem também ser diferenciadas em função do deslocamento do solo que provocam ao serem executadas, a saber: (i) grande deslocamento; (ii) pequeno deslocamento e (iii) sem deslocamento.

Diferentemente das estruturas reticuladas de concreto armado ou aço, cujas principais concepções de cálculo e detalhamento estrutural são devidas ao ambiente em que são construídas, as fundações frequentemente são concebidas de forma totalmente dispare para um mesmo pórtico estrutural dado.

Como exemplo de parâmetros para concepção estrutural, A norma ABNT NBR 6118 (2003), define quatro classes de agressividade, estabelecendo valores mínimos e máximos de relação água / cimento e de classe de concreto, em função das características do ambiente considerado, bem como do tipo de concreto utilizado (Tabela 2.8).

**Tabela 2.8** Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118, 2003).

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

A diferença entre concepção estrutural e geotécnica se dá, notadamente, pelo fato de que as estruturas construídas em uma mesma região, para um mesmo propósito, estão submetidas, via de regra, às mesmas classes de agressividade, ao passo que um solo de uma mesma região poderá possuir uma conformação radicalmente diferente de um ponto para outro.

Para se ter uma idéia da influência do tipo do solo em uma concepção de projeto de fundação, a norma ABNT NBR 6122 (1996), traz uma orientação de valores de tensões admissíveis para diferentes tipos de solos ou rochas (Tabela 2.9), sobre os quais poderão estar assentes fundações superficiais.

**Tabela 2.9** - Relação entre tipos de solos e suas pressões admissíveis. Adaptado da NBR 6122 (1996).

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, como pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	(1)
4	Solos granulares concrecionados – conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

(1) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.

É preciso ressaltar, no entanto, que a própria norma ABNT NBR 6122 (1996) deixa claro que a implantação de fundações em solos constituídos por areias fofas, argilas moles, siltes fofos ou moles, aterros e outros materiais deve contemplar cuidadoso estudo baseado em ensaios de laboratório e campo, a fim de bem analisar a capacidade de carga e a repercussão dos recalques.

Assim, baseado nos parâmetros indicados pela norma ABNT NBR 6122 (1996), nos dados coletados do terreno em que se pretende construir, e do tipo de construção, o profissional de geotecnia concebe a fundação. Dessa forma, levando-se em conta a variabilidade de parâmetros, dos tipos de camadas de solo que constituem o terreno, e de suas espessuras, pode-se imaginar a quantidade de considerações que o referido profissional deve fazer.

As fundações diretas, considerando inclusive processos de melhoramento de solos, são normalmente mais baratas que as fundações profundas (ver item 2.8). No entanto, a escolha por certo tipo de fundação será função das características do solo que lhe dará suporte.

Rebello (2008) apresenta dois critérios práticos que permitem optar por fundação direta: o primeiro, quando o solo em que serão assentes os elementos de fundação apresentarem resistência  $N_{SPT}$  maior ou igual a 8; o segundo, que a profundidade máxima não ultrapasse dois metros. O autor justifica o primeiro critério como sendo a resistência mínima necessária para uso de fundação direta. O segundo critério é justificado pelo autor quando leva em conta o custo da escavação e reaterro do terreno, sendo o limite indicado, um critério para avaliação da viabilidade econômica do projeto.

Por sua vez, Alonso (1983) declara, que em princípio, este tipo de fundação (superficial) só é vantajoso quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área disponível. Por fim, deixa claro que esse tipo de fundação não deve ser usado nos seguintes casos:

- Aterro não compactado;
- Argila mole;
- Areia fofa ou muito fofa;
- Na existência de água onde o rebaixamento do lençol freático não se justifique economicamente.

Obviamente, quando não é possível dispor da solução de fundação superficial, normalmente economicamente mais atrativa, é preciso empregar elementos de fundação profunda. Como esclarece Rebello (2008), as estacas transmitem carga ao solo por dois mecanismos: pelo atrito lateral entre seu corpo e o solo e pela reação de ponta.

A escolha de uma estaca em particular leva em conta além de parâmetros econômicos, a viabilidade técnica e os efeitos decorrentes de sua confecção. Dessa forma, por exemplo, estacas pré-moldadas, metálicas e do tipo Franki, devem ser evitadas quando não se deseja vibração durante a cravação, o que poderia causar dano a construções vizinhas (ALONSO, 1983).

## 2.2.2 Mecanismos para avaliação de desempenho do solo

### 2.2.2.1 Capacidade de carga do solo associada ao $N_{SPT}$

Os parâmetros mais importantes avaliados desse ensaio são a constituição dos estratos do solo e seus valores correspondentes de  $N_{SPT}$ , valor esse representando pelo número de golpes necessário para fazer o amostrador padrão penetrar os últimos 30 cm, em cada metro avaliado.

Alonso (1983) declara que na análise de adoção de fundação rasa a taxa admissível do solo pode ser obtida pela Expressão 2.1:

$$\sigma_{adm} = \frac{(N_{SPT \text{ médio}})}{50} \quad (\text{Expressão 2.1})$$

Em que:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível do solo em MPa;

$N_{SPT}$  = índice de resistência à penetração ( $N_{SPT} \leq 20$ ).

Por sua vez, Soares (2002), levando em conta as fórmulas encontradas por Teixeira (1996), considerando uma profundidade de embutimento  $H = 1,5$  m, peso específico do solo  $\gamma_s = 18$  kN/m<sup>3</sup> e coeficiente de segurança igual a 3 chegou a seguinte expressão para adoção de tensão admissível para um solo arenoso:

$$\sigma_{adm} = 50 + (10 + 4B)N_{SPT} \quad (\text{Expressão 2.2})$$

Em que:

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível do solo em kPa;

B = largura da sapata;

$N_{SPT}$  = índice de resistência à penetração ( $5 < N_{SPT} < 25$ ).

### **2.2.2.2 Capacidade de carga do solo associada à prova de carga sobre placa**

De acordo com a ABNT NBR 6122 (1996), os resultados da prova de carga sobre placa devem ser interpretados de modo a levar em conta as relações de comportamento entre a placa e a fundação real, bem como as características das camadas de solo influenciadas pela placa e pela fundação.

Como está descrito em Alonso (1983), a capacidade de carga admissível de um solo, levando-se em conta o ensaio de prova de carga sobre placa, repousa, na maioria dos casos, em duas situações extremas: solos que apresentam curva de ruptura geral, isto é, com tensão de ruptura ( $\sigma_R$ ) bem definida e solos que apresentam curva de ruptura local, ou seja, não há uma definição de valor de tensão de ruptura. No primeiro caso, uma vez que se conhece a tensão de ruptura do solo, é possível aplicar coeficiente de segurança para obtenção de carga, ou tensão admissível. Entretanto, no segundo caso, como não existe definição de tensão de ruptura, a capacidade de carga pode ser determinada através de fixação de recalque máximo permitido.

### **2.2.2.3 Ângulo de atrito interno dos solos**

O ângulo de atrito interno de um solo está intimamente relacionado com sua resistência ao cisalhamento. O ângulo de atrito depende da compacidade do solo, propriedade característica de solos granulares que governa o entrosamento entre as partículas. Como as areias têm intervalo de índices de vazios bem distintos, os ângulos de atrito interno são geralmente referidos à compacidade relativa das areias (PINTO, 2006). O método para obtenção do ângulo de atrito interno dos solos está descrito no item 3.10.

### **2.2.2.4 Influência dos recalques nas fundações**

Recalques totais excessivos de maneira geral, ou diferenciais (um elemento em relação a outros) podem inviabilizar uma construção. Como esclarece Soares e Soares (2004), com o projeto de fundações concluído, conhecendo-se as dimensões das sapatas, as tensões aplicadas sobre o solo e as características geotécnicas, como sondagens de SPT, inicia-se o estudo dos recalques previstos, seguindo-se as etapas abaixo descritas:

- a) Estudo de propagação de tensões, utilizando-se de diversos métodos convencionais existentes. Faz-se necessário conhecer os valores das tensões que chegam às diversas profundidades do subsolo, oriundos das tensões aplicadas pelas sapatas sobre o solo;
- b) Elegem-se as diversas camadas que sofrerão influência das fundações diretas;
- c) Cada camada deverá ter seu recalque previsto, considerando-se recalques imediatos nos solos arenosos e recalques por adensamento nas argilas compressíveis;
- d) O módulo de deformação do solo (E) pode ser obtido através de tabelas de correlações existentes, ou através de provas de carga sobre placa;
- e) No recalque total de cada sapata deve estar computado também o recalque provocado pela influência das sapatas vizinhas;
- f) Determinam-se os recalques diferenciais.

A previsão de recalques, no tocante à elaboração de projetos de fundação, ainda é examinada de forma quase que puramente teórica. Isso se deve, evidentemente, ao caráter heterogêneo dos solos. Dessa forma, o estabelecimento de um parâmetro, como, por exemplo, o módulo de elasticidade, fica dificultado pelo desconhecimento das características do solo em estudo, visto que, freqüentemente, tudo que o engenheiro geotécnico possui para a elaboração de seu projeto, são sondagens a percussão (SPT).

Apesar da norma ABNT NBR 6122 (1996) destacar a importância da comparação de valores medidos de recalques com os previamente calculados, muito pouco se tem feito no sentido de se realizar retro-análises com os dados obtidos em campo.

Como salienta Velloso e Lopes (2004), qualquer fundação submetida a ações de carregamento sofre a ação de duas parcelas de recalque: recalque imediato e recalque no tempo, de sorte que o recalque final pode ser expresso por:

$$w_f = w_i + w_t \quad (\text{Expressão 2.3})$$

Em que:

$w_f$  = recalque final;

$w_i$  = recalque imediato;

$w_t$  = recalque no tempo.

O recalque imediato ocorre devido ao rearranjo das partículas do solo, diminuindo o índice de vazios inicial ( $e_0$ ). Por sua vez, o recalque no tempo se deve, notadamente, aos fenômenos de migração de água no interior dos solos. Como observam Velloso e Lopes (2004), esse movimento se dá com redução no índice de vazios, e esse recalque também ganha a contribuição de fenômenos viscosos (*creep*) ou fluência. De maneira que:

$$w_t = w_a + w_v \quad (\text{Expressão 2.4})$$

em que:

$w_a$  = parcela devida ao adensamento;

$w_v$  = parcela devida a fenômenos viscosos.

O recalque no tempo tem uma significância mais forte quando associado a solos de granulometria mais fina, devido ao tempo de percolação da água ser mais lento. Por outro lado, Schmertmann (1970) verificou em solos arenosos um acréscimo de recalque com o tempo devido a deformações viscosas. Da mesma forma, Vargas e Leme de Moraes (1989) identificaram recalques em areias em fase pós-construção associados ao efeito *creep*.

O método de Schmertmann (1970) leva em conta perfis de deformação específica ( $\varepsilon_z$ ) por meio de medições de deslocamento de placas de prova, apresentando dois pontos singulares associados ao diâmetro de uma dada sapata circular (B). O referido autor verificou que a uma profundidade B/2 da placa ocorria um pico no índice de deformação específica, assim como ocorria anulação do mesmo a uma profundidade 2xB (Figura 2.9). Sendo que o índice de deformação específica pode ser definida como:

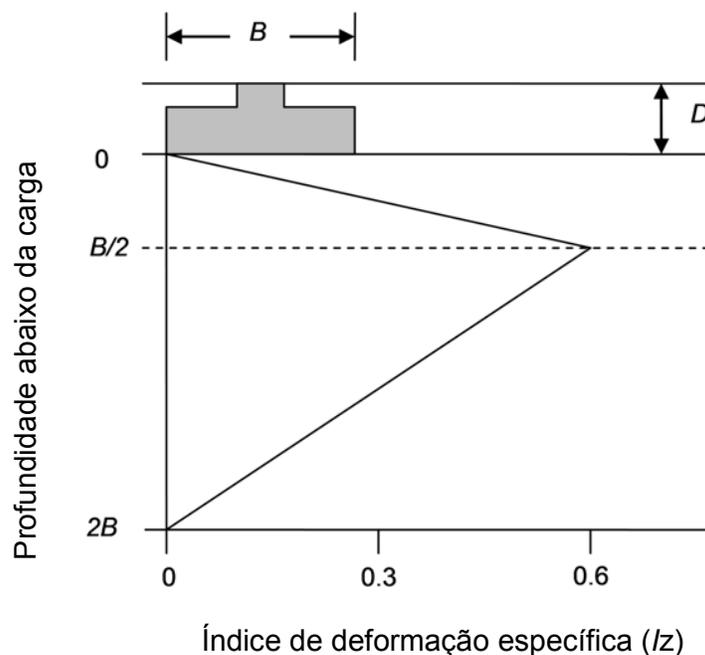
$$I_z = \varepsilon_z \frac{E}{q} \quad (\text{Expressão 2.5})$$

Em que:

$I_z$  = deformação específica;

$\varepsilon_z$  = deformação específica;

$E$  = módulo de elasticidade do solo;  
 $q$  = pressão efetiva na cota considerada.



**Figura 2.9** – Perfil de índice de deformação específica (SCHMERTMANN, 1970).

Alguns anos mais tarde, Schmertmann et al. (1978) procurando incluir sapatas quadradas e corridas no método de 1970, descobriu novos pontos singulares. No caso de sapatas corridas, o pico máximo do índice de deformação específica acontecia para a profundidade equivalente a  $B$  (largura da sapata) e a anulação da mesma se dava a  $4 \times B$ .

### 2.2.3 A Geotecnia no Recife

O solo do Recife é reconhecidamente um desafio para os engenheiros geotécnicos. A formação geológica dessa cidade há milhões de anos atrás, permitiu o surgimento de diversificadas conformações de terreno.

Alheiros et al. (1990) concluiu que a planície do Recife é de origem flúvio-marinha, possuindo dois níveis de terraço marinho arenosos oriundos da penúltima e última transgressão marinha. Além disso, prossegue o referido autor, existem depósitos de mangues, sedimentos flúvio-lagunares e aluviões recentes.

Logicamente, a consequência imediata deste fato para a engenharia de fundações, é uma gama de soluções disponíveis, ficando a cargo do engenheiro geotécnico optar, de acordo com sua experiência, pela solução que viabilizará o empreendimento técnica e economicamente. Soluções de fundações corriqueiras na cidade do Recife são:

- Fundação direta – sapatas assentes em terreno natural;
- Fundação direta – sapatas assentes em estacas de compactação;
- Fundação direta – sapatas assentes em estacas de argamassa;
- Fundação profunda – estacas pré-moldadas de concreto e de aço; hélice contínua.

Como destaca Gusmão Filho (1998), a presença de camadas arenosas superficiais na maior parte dominada pela planície no Recife, tem permitido a adoção de fundações diretas, em terreno natural, em prédios de até seis pavimentos.

Já para Gusmão (2005), a presença de depósitos de argila mole presente em cerca de 50 % da área de planície do Recife, favorece também o uso de estacas pré-moldadas de concreto e de aço, as quais, embora dispendiosas, são soluções de fundações largamente utilizadas na referida cidade.

O custo das fundações pode, em muitos casos, onerar significativamente a execução de um edifício. O investimento necessário é evidentemente função do porte da edificação, ou seja, da magnitude das cargas repassadas para a fundação, assim como do tipo de solo onde se pretende construir. No caso da cidade do Recife / PE, a Tabela 2.10 abaixo resume diversas considerações de custo de acordo com Gusmão (2005).

**Tabela 2.10** - Resumo de diversos custos de elementos de fundação considerando a cidade do Recife / PE (adaptado de GUSMÃO, 2005).

<b>Tipo de fundação</b>	<b>Comprimento usual (m)</b>	<b>Unidade</b>	<b>(R\$ / Unidade)</b>	<b>Moblização (R\$ / Equipamento)</b>
Sapatas	-	Concreto (m <sup>3</sup> )	600,0 – 800,0 <sup>(2)</sup>	-
Estacas de compactação	3 - 5	(m)	30,0	3.000,0
Estacas de argamassa	3 – 5	(m)	40,0	3.000,0
Estacas pré-moldadas de concreto	até 36	(m)	50,0 – 240,0	6.000,0
Estacas pré-moldadas de aço	até 48 <sup>(1)</sup>	(kg)	0,80 – 2,40	8.000,0
Hélice contínua	até 22	(m)	52,0 – 260,0	10.000,0

(1) Perfis tipo trilho;

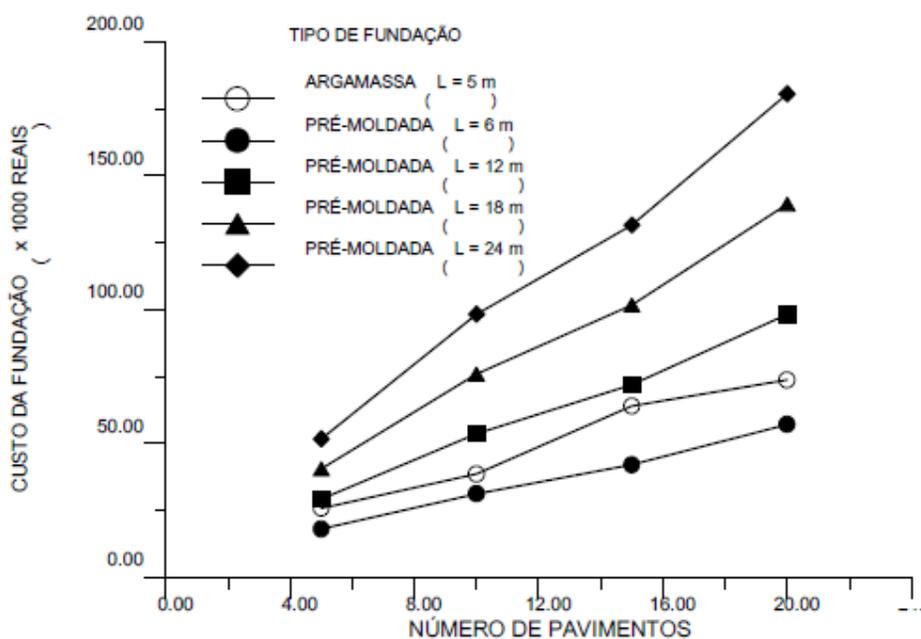
(2) Excluindo necessidade de rebaixamento de lençol freático e considerando escavação, concreto magro, forma e armação, concreto estrutural e reaterro.

#### **2.2.4 Estacas de compactação**

No caso de melhoramento de solo por meio de estacas de compactação, como o próprio nome já sugere, espera-se que haja uma compactação do terreno no lugar onde se insere a estaca, assim como em sua circunvizinhança. Dessa forma, é uma solução contra-indicada para solos coesivos, como argilas e siltes argilosos, já que estes últimos não respondem satisfatoriamente à compactação. Solos com essas características têm um comportamento melhor quando submetido a outros métodos de melhoramento, como o tratamento térmico e a eletro-osmose, por exemplo.

Broms (1991), afirma que essas estacas podem ser usadas para compactar solos granulares até 25 metros de profundidade. No entanto, não convém (pelo menos na região Nordeste) aplicar essa solução em grandes profundidades, sob pena de inviabilizar economicamente a referida solução. Como concluiu Gusmão (2005), comparando-se os custos de estacas pré-moldadas

com comprimento menor ou igual a 12 m, com as opções de melhoramento, as estacas apresentaram-se altamente competitivas, o que desmistifica a noção de que as fundações superficiais são sempre mais baratas. A Figura 2.10 apresenta a comparação da solução em estacas de argamassa, cujo custo é bastante parecido com o de estacas de compactação (Tabela 2.10), com estacas pré-moldadas de diversos comprimentos.



**Figura 2.10** – Comparação de custos de fundação superficial com melhoramento e fundação em estacas pré-moldadas de concreto (Gusmão, 2005).

Segundo a definição de Slocombe (1993), o processo de compactação melhora as propriedades do solo por meio do deslocamento físico das partículas, de forma a diminuir o volume de vazios do solo, aumentando a compactidade relativa do solo assim como a capacidade de carga da fundação.

Com significativa economia de volumes de escavação e de concreto nas fundações, consequência da elevação das taxas de trabalho dos terrenos, a técnica do melhoramento tem como objetivo dar segurança e estabilidade às fundações, minimizando assim os recalques (GUSMÃO FILHO, 1998).

A técnica de melhoramento de solos com estacas de compactação é prática corrente notadamente no litoral nordestino. No entanto, existem poucos trabalhos e estudos sobre o comportamento de solos melhorados com estacas de compactação. Eis a importância de mais estudos geotécnicos nessa área (SOARES, 2002).

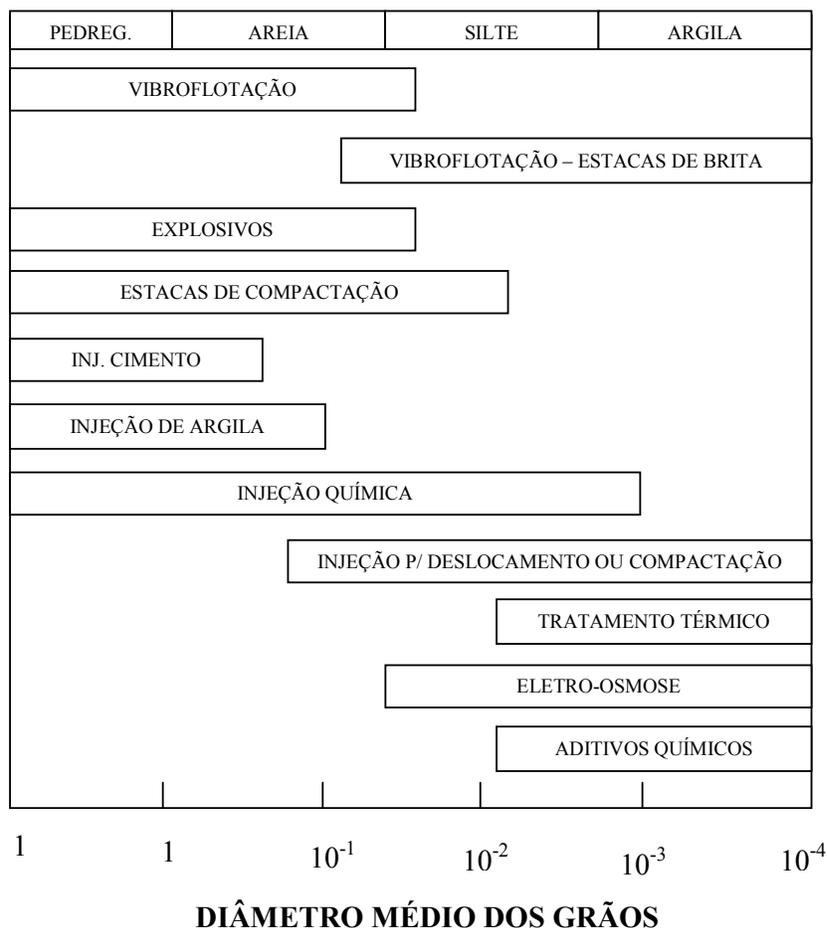
Como destaca Soares (2005), a compactação de solos arenosos com estacas de compactação, principalmente em João Pessoa e no Recife, é freqüente. Devido à majoração da capacidade da carga e redução de recalques, advém a possibilidade de utilização de sapatas em certos casos que de outra forma não permitiriam essa solução de fundação.

Gusmão (2005) explica a densificação do solo através de três fatores:

- Introdução de material compactado no terreno;
- Deslocamento do material do terreno igual ao volume do tubo introduzido;
- Efeito da vibração decorrente do processo de cravação dinâmica.

No entanto, o citado autor ressalta a ineficiência dessa técnica quando em presença de solos com excessiva quantidade de finos. De fato, Mitchell (1968) já apresentava um esquema (Figura 2.11) onde indica o uso da técnica de compactação em solos cuja natureza, via de regra, é constituída por grãos mais grossos, como a areia por exemplo. Da referida Figura depreende-se que existem diversas técnicas de melhoramento de solo.

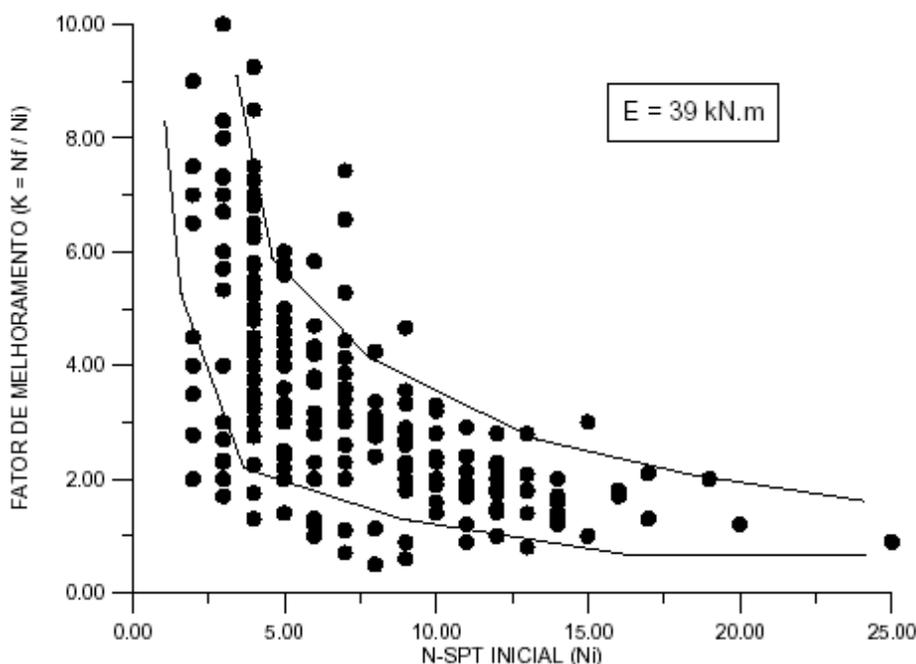
Pinto (2006) esclarece que na engenharia geotécnica, principalmente no tocante a fundações, a expressão “areia” é empregada para designar solos em que a fração areia (material retido na peneira nº 200), é superior a 50%. No entanto, areias com 20, 30 ou 40% de finos têm o comportamento muito influenciado pela fração argila, tornando suas características mais semelhantes a dessas últimas.



**Figura 2.11** – Granulometria *versus* técnicas de melhoramento de solos (MITCHELL, 1968).

Diversos fatores influenciam o efeito da compactação em determinado solo. Entre eles, compactidade inicial, granulometria, energia de compactação e espaçamento entre as estacas (GUSMÃO, 2005).

Gusmão Filho & Gusmão (2002), relacionaram o  $N_{SPT}$  inicial (terreno natural) e o  $N_{SPT}$  final (terreno melhorado), exprimindo um fator K, o qual dá idéia do quanto um terreno pode ser melhorado em função do  $N_{SPT}$  inicial (Figura 2.12).



**Figura 2.12** – Efeito da compactidade inicial do solo no melhoramento  
(GUSMÃO FILHO & GUSMÃO, 2002).

É fácil entender o comportamento apresentado pela Figura 2.12 quando se descobre o conceito de índice de vazios crítico. É sabido que um solo granular como a areia em estado fofo tem seu volume diminuído quando submetido a uma carga axial. Por outro lado, solos granulares em estado compacto se dilatam nas mesmas condições (PINTO, 2006).

Esse comportamento pode parecer estranho a princípio, mas é totalmente justificado. Areias fofas, que na Figura 2.12, são representadas pelos números de  $N_{SPT}$  mais baixos na escala de  $N_{SPT}$  INICIAL ( $N_i$ ), apresentam elevados índices de vazios, os quais diminuem com a ação do carregamento. Areias compactas, porém, com baixos índices de vazios (valores mais altos na referida escala), se expandem, provocando efeito contrário. É exatamente o que se observa na referida Figura: solos que já possuem certo nível de compactação possuem valores para  $K$  inexpressivos ( $\leq 1$ ). O oposto é verificado para solos com baixa compactação.

É interessante notar que após a ruptura, que pode ser analisada por meio de ensaios de cisalhamento, tanto solos compactados quanto fofos, tendem ao mesmo índice de vazios: que é o de índice de vazios crítico. Pode-se assim dizer que um solo que se encontra em seu índice

de vazios críticos, não apresenta nem diminuição nem aumento de volume quando experimenta a ruptura. Melhor ainda, pode-se dizer que solos abaixo desse índice encontram-se em estado fofo, e de outra forma, em estado compacto (PINTO, 2006).

A pesquisa de Mitchell (1981) revelou que um aumento médio na densidade do solo pode ser obtido em função do espaçamento das estacas como explica a Expressão 2.3 apresentada a seguir:

$$L = \sqrt{\frac{\pi(1+e_0)}{e-e_0}} \quad (\text{Expressão 2.6})$$

Em que:

L = espaçamento entre estacas;

$e_0$  = índice de vazios inicial do solo;

e = índice de vazios que se deseja atingir;

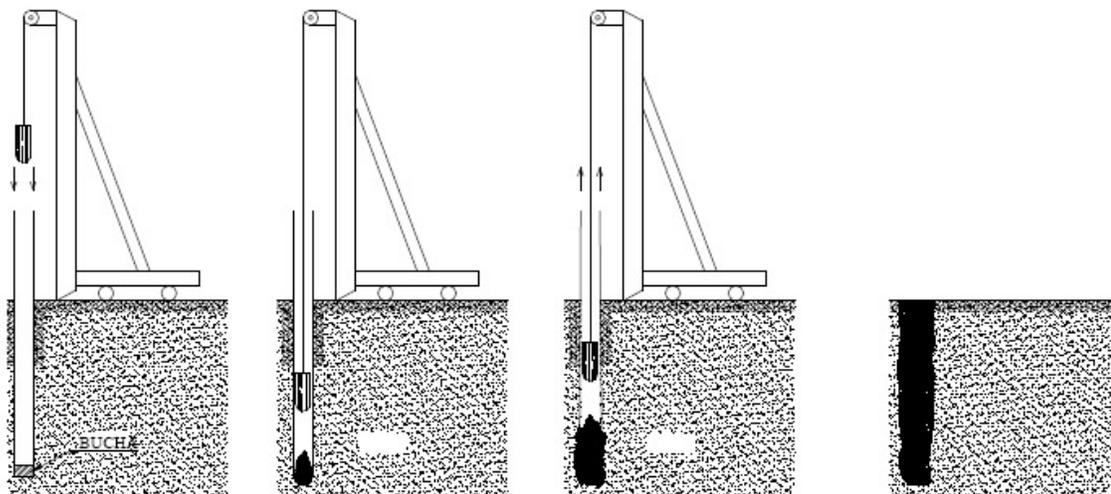
d = diâmetro das estacas.

Com o mesmo propósito, Alves (1998) *apud* Passos (2005), avaliando a Expressão 2.3, verificou que um fator de correção de 0.5 deveria ser introduzido, a fim de se adequar aos valores pelo referido autor encontrado.

#### **2.2.4.1 Processo executivo**

Crava-se um tubo de revestimento, normalmente de aço, por intermédio de impactos de um pilão em um plugue (bucha) localizado na base do tubo. Dessa forma, chega-se a profundidade indicada no projeto de fundações. Em seguida, o tubo cravado é preso na torre do bate-estaca por cabos de aço, aplicam-se golpes de pilão, expulsando assim a bucha. Desse ponto em diante, o material granular (areia e brita, pó-de-pedra e brita, areia e cimento ou uma mistura desses materiais) é colocado no tubo em certas quantidades; procede-se à compactação do mesmo através de queda livre do pilão, enquanto é feita a retirada do tubo (SOARES & SOARES, 2004).

De acordo com Passos (2005), a bucha consiste de um “concreto seco”, isto é, de uma mistura de areia, brita e cimento, sendo seu volume definida pelo executor, tomando-se como base uma vez e meia o diâmetro do tubo para determinação da altura da bucha. A Figura 2.13 (GUSMÃO FILHO, 1995), dá uma idéia do processo executivo.



**Figura 2.13** – Processo executivo de estacas de compactação (GUSMÃO FILHO, 1995).

#### **2.2.4.2 Capacidade de carga a compressão de estacas de compactação**

Os estudos de Bergado e Lam (1987) deram singular importância ao efeito de grupo das estacas granulares. Em seu experimento, realizaram ensaios de prova de carga com diversas dosagens de areia e brita, e em cada camada, aplicaram diferentes números de golpes. Os autores concluíram que para uma determinada dosagem, a carga de ruptura é diretamente proporcional ao número de golpes por camada.

Por sua vez, as retro-análises de Gusmão Filho e Gusmão (1994) em ensaios de placa aplicados em solos em que se empregou a técnica de melhoramento de solos com estacas de compactação, indicaram que o ângulo de atrito interno de solos melhorados com estacas de areia e brita é da ordem de 40°. Dessa forma, considerando-se fatores globais de segurança, pode-se adotar taxas de 400 a 600 kPa para cargas permanentes.

### 2.2.4.3 Recalque em solos melhorados com estacas de compactação

Alves (1998) *apud* Passos (2005) desenvolveu uma metodologia de cálculo a fim de estimar as características de deformação do solo melhorado, assim como de obter uma estimativa de  $N_{SPT}$  melhorado de solos onde se emprega estacas de compactação. Dessa forma, é possível prever os recalques das fundações apoiadas em solo melhorado.

O método do referido autor leva em conta o índice de vazios final do solo, que deve estar na faixa entre 0,5 e 0,9, e que pode ser encontrado pela associação com a Expressão 2.7 abaixo, também desenvolvida por Alves (1998) *apud* Passos (2005), com a finalidade de estimar a redução da porosidade, considerando também o caso de uma malha de estacas de compactação.

$$\Delta n = \frac{1}{8} n_0^2 e^{-\frac{1}{2} \frac{r^2 n_0^2}{d^2}} \quad (\text{Expressão 2.7})$$

Em que:

$\Delta n$  = redução na porosidade do solo;

$r$  = distância de um ponto ao eixo da estaca;

$d$  = diâmetro da estaca;

$n_0$  = porosidade inicial do solo;

Calcula-se então o acréscimo de densidade relativa do solo ( $D_r$ ) ao redor da estaca, e por meio de expressões que envolvem  $N_{SPT}$  e  $D_r$ , por exemplo a de Gibbs e Holtz (1957) apresentada na Expressão 2.8, encontra-se o acréscimo de  $N_{SPT}$ .

$$D_r = \left( \frac{N_{SPT}}{0,234\sigma_v' + 16} \right) \quad (\text{Expressão 2.8})$$

Em que:

$D_r$  = densidade relativa;

$N_{SPT}$  = número de golpes obtidos no ensaio SPT para a camada considerada;

$\sigma_v'$  = tensão efetiva do solo em  $\text{kN/m}^2$ .

Alves (1998) *apud* Passos (2005) resumiu o procedimento por meio de um ábaco (Figura 2.14), o qual relaciona  $N_{SPT \text{ final}} / \sigma_v'$  e  $N_{SPT \text{ original}} / \sigma_v'$ , sendo que a tensão efetiva vertical ( $\sigma_v'$ ) varia de 30 a 70  $\text{kN/m}^2$ .

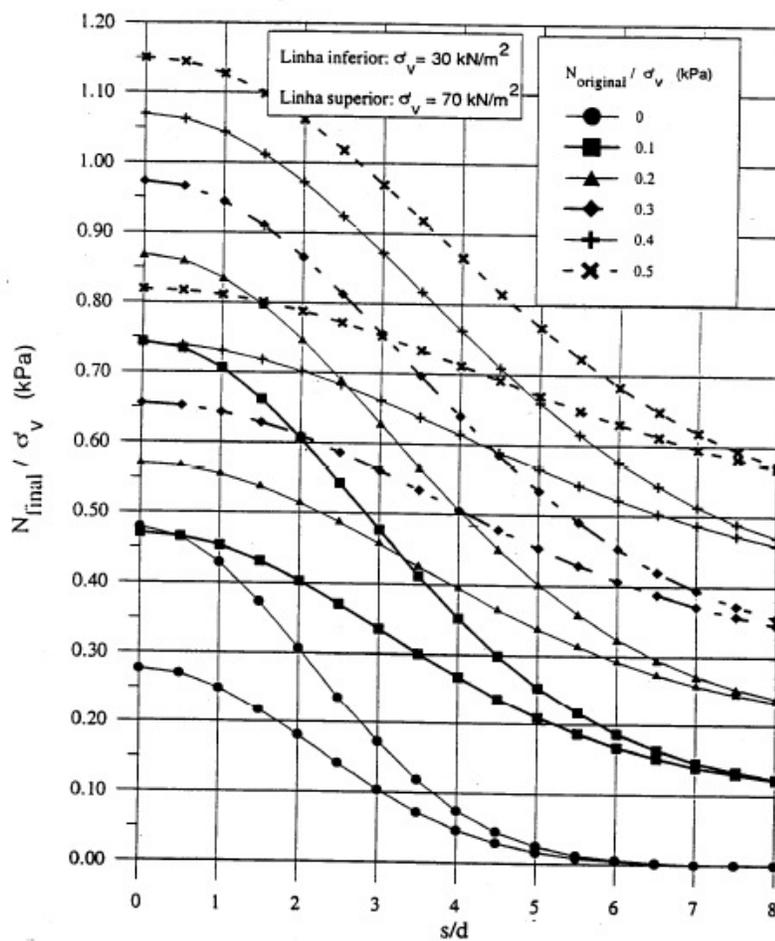


Figura 2.14 - Ábaco de correlação entre  $N_{SPT \text{ final}} / \sigma_v'$  e  $N_{SPT \text{ original}} / \sigma_v'$  (ALVES *apud* PASSOS, 1998).

Em seguida, Alves (1998) apud Passos (2005), estima o módulo de elasticidade do terreno melhorado (E), em MPa, o qual pode ser encontrado pela Expressão 2.9 abaixo:

$$E = \alpha N_{SPT} \quad (\text{Expressão 2.9})$$

Em que:

$\alpha = 1,5$  para solos arenosos;

$\alpha = 2,5$  para areias finas siltosas ou argilosas;

$\alpha = 3,0$  para solos finos;

$N_{SPT}$  = valor para a resistência estimada do solo de acordo com o modelo proposto pelo autor.

Finalmente, o referido autor pôde relacionar os recalques de fundação com o módulo de elasticidade equivalente da camada melhorada, considerando o módulo das estacas como sendo 500 MPa quando há adição de cimento à estaca, e 100 MPa quando inexistente essa adição.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Programa experimental

Para efeito de comparação do desempenho do RCD aplicado em estacas de compactação face à sua substituição por areia ou pó-de-pedra, se faz necessário, conhecer, notadamente, as propriedades físicas e mecânicas desse material. Tal comparação foi realizada submetendo-se as amostras de RCD a ensaios comumente empregados em solos naturais, e, portanto, seguindo os mesmos limites e classificações desses últimos. Pelo fato dos RCD empregados nesta pesquisa serem considerados inertes, não foram realizadas análises químicas.

A pesquisa foi dividida em duas fases: a denominada Fase 1, a qual, no primeiro ano do início dessa pesquisa, procurou caracterizar e comparar em laboratório as principais propriedades de diferentes amostras de RCD face ao agregado natural comumente usado em obras de fundação em que ocorre melhoramento de solo: pó-de-pedra. E a denominada Fase 2, a qual a partir do segundo ano dessa pesquisa, procurou, sobretudo, preparar os ensaios de campo que comparariam o desempenho das estacas de RCD com as compostas por pó-de-pedra.

Visando investigar as propriedades mecânicas e físicas do agregado miúdo reciclado de RCD, cujo principal parâmetro de comparação foi o tamanho dos grãos dos solos naturais granulares miúdos, ou seja, diâmetro médio inferior a 4,8 mm, notadamente por ser esse o diâmetro médio praticado nas estacas convencionais de compactação, foi seguido o programa experimental explicitado a seguir:

- Coleta de amostra de RCD bruto;
- Análise de composição gravimétrica;
- Beneficiamento de RCD;
- Análise granulométrica;
- Ensaio de microscopia ótica;
- Ensaio de densidade real;
- Limite de liquidez;
- Limite de plasticidade;
- Limite de contração;

- Ensaio de compactação com energia de proctor normal;
- Ensaio de resistência ao cisalhamento direto;
- Execução de malha de compactação de estacas (RCD e brita / pó-de-pedra e brita);
- Sondagem a percussão;
- Ensaio de carga sobre placa.

## 3.2 Coleta das amostras

### 3.2.1 Fase 1

Com o objetivo de se obter o maior número possível de amostras representativas de RCD, uma vez que se trata de material heterogêneo, foram selecionadas quatro obras na cidade do Recife / PE, as quais se encontravam em estágios de execução de estrutura, alvenaria, acabamento e demolição. As Figuras 3.1; 3.3; 3.5 e 3.7 representam as obras escolhidas, ao passo que, as Figuras 3.2; 3.4; 3.6 e 3.8 exibem as coletas das amostras.

Com exceção da obra que se encontrava no estágio de demolição, as demais construções possuíam sistemas de gerenciamento de RCD implantados nos canteiros, em perfeita conformidade com a Resolução CONAMA N° 307 (2002).



**Figura 3.1** – Obra em estágio de estrutura.



**Figura 3.2** – Coleta de amostra - estágio de estrutura.



**Figura 3.3** – Obra em estágio de alvenaria.



**Figura 3.4** – Coleta de amostra - estágio de alvenaria.



**Figura 3.5** – Obra em estágio de acabamento.



**Figura 3.6** – Coleta de amostra - estágio de acabamento.



**Figura 3.7** – Obra em estágio de demolição.



**Figura 3.8** – Coleta de amostra - estágio de demolição.

A amostra de pó-de-pedra foi retirada de uma obra na fase de execução de fundação, cujo projeto geotécnico previra melhoramento do solo com estacas de compactação. A Figura 3.9 exibe a coleta da amostra de pó-de-pedra.



**Figura 3.9** – Coleta de amostra de pó-de-pedra.

As amostras foram pesadas e apresentaram os valores expostos na Tabela 3.1 divididos por categoria de amostra.

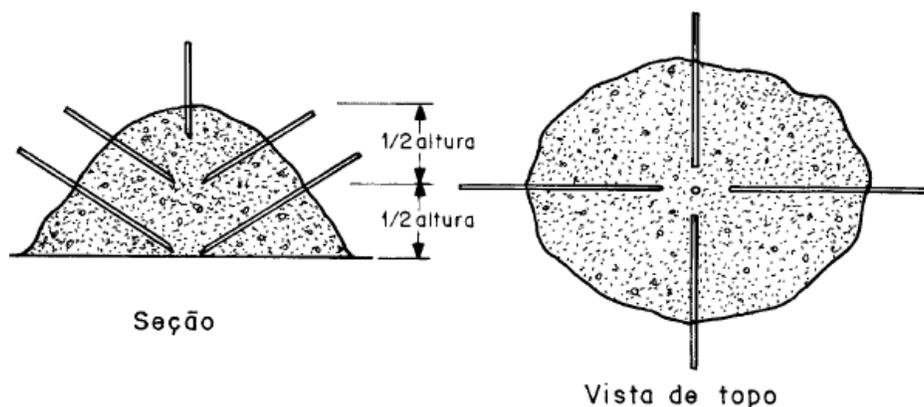
**Tabela 3.1** – Relação de amostras coletadas *versus* quantidade.

<b>Amostra</b>	<b>Quantidade (kg)</b>
Estrutura	152,0
Alvenaria	109,0
Acabamento	92,0
Demolição	132,0
Pó-de-pedra	85,0

### 3.2.2 Fase 2

Para a Fase 2 da pesquisa, foi selecionada uma obra de edifício residencial de grande porte em estágio de acabamento, em Boa Viagem – Recife / PE, que iria fornecer RCD Classe A (CONAMA, 2002), Classe II-B (NBR 10004, 2004) para beneficiamento e posterior utilização em estacas de compactação. A referida obra possuía sistema de gerenciamento de resíduos implantado, o que facilitou sobremaneira as outras etapas da pesquisa.

Tendo-se obtido um uma caçamba de 6,0 m<sup>3</sup> de capacidade, com peso de resíduos estimado de 5,0 Ton de resíduo classe A, foi coletada amostra de acordo com os procedimentos preconizados pela ABNT NBR 10007 (2004) – Amostragem de Resíduos. Com efeito, foi realizada uma amostragem composta, com a retirada de material de oito pontos da pilha, procedendo-se a quarteamento até a obtenção de 10 L. As Figuras 3.10 e 3.11 revelam detalhes da obtenção da amostra composta.

**Figura 3.10** – Amostragem composta (ABNT NBR 10007, 2004).



**Figura 3.11** – Aspecto da pilha de resíduos.

A amostra de 10 litros foi encaminhada para realização de ensaios de composição gravimétrica e o restante seguiu para britagem e peneiramento, a fim de que fosse utilizado nos ensaios de cravação de estacas constituídas por RCD e brita em fase posterior.

A amostra de pó-de-pedra para a Fase 2 foi retirada da própria obra selecionada para execução da malha experimental de compactação (ver item 3.11). Semelhantemente ao ocorrido com o RCD, foi coletado um volume de aproximadamente 10 L para execução dos ensaios de laboratório.

### **3.3 Análise de composição gravimétrica**

A análise de composição gravimétrica visa à identificação dos materiais constituintes de dada amostra, ao mesmo tempo em que informa a composição em peso de um dos constituintes em relação ao todo. Os procedimentos explicitados abaixo foram aplicados nas fases 1 e 2 da pesquisa

As amostras de RCD foram identificadas através de separação tátil-visual (Figura 3.12) na qual cada amostra foi identificada de acordo com os materiais que as compunham,

notadamente: tijolo, concreto, argamassa, papel e plástico. De sorte que o material segregado era pesado (Figura 3.13), determinando-se em seguida a porcentagem de cada constituinte em relação ao peso total da amostra. Após a segregação, outras Classes de resíduos, como a B e a C, foram descartadas, uma vez que o escopo da pesquisa abrange apenas os resíduos de Classe A (CONAMA, 2002), Classe II-B (ABNT NBR 10004, 2004). A operação foi repetida para cada uma das amostras de Estrutura, Alvenaria, Acabamento e Demolição. De forma similar, procedeu-se ao ensaio da amostra da Fase 2 (Figuras 3.14 e 3.15 ).



**Figura 3.12** – Segregação tátil-visual de amostra de RCD (Fase 1).



**Figura 3.13** – Pesagem dos constituintes de cada amostra (Fase 1).



**Figura 3.14** – Segregação de amostra de RCD (Fase 2).



**Figura 3.15** – Pesagem dos constituintes de cada amostra (Fase 2).

Convencionou-se chamar de material miúdo ao conjunto de partículas, que por possuírem dimensões diminutas, dificultavam sobremaneira sua classificação tátil-visual. A Figura 3.16 dá uma idéia da dificuldade dessa classificação.



**Figura 3.16** – Material miúdo.

## **3.4 Beneficiamento do RCD**

### **3.4.1 Fase 1**

O beneficiamento dos RCD consistiu na britagem dos resíduos Classe A, em um britador de mandíbulas do fabricante Furlan, linha JC (Jaw Crushers) de propriedade da Universidade de Pernambuco - UPE (Figura 3.17).

Nesse processo, as amostras foram passadas duas vezes no britador de mandíbulas (Figuras 3.17 e 3.18), de forma a facilitar a redução das partículas ao tamanho limite dos agregados

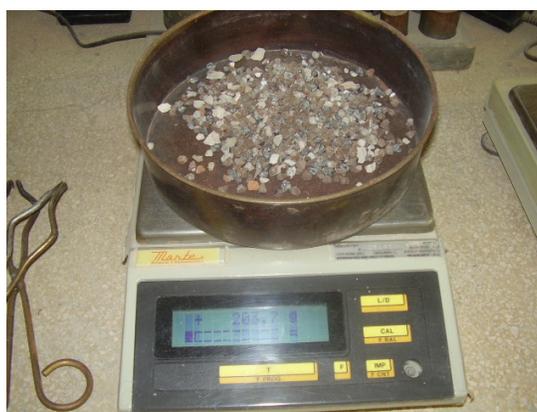
miúdos, que era 4,8 mm. Ao equipamento foi incorporada uma peneira N° 4 (4,8 mm), de sorte que o material retido na referida peneira (material graúdo) era continuamente pesado a cada final de passagem de resíduo pelo britador (Figura 3.19), sendo posteriormente descartado, uma vez que não se enquadravam no limite de granulometria que constitui o foco de pesquisa do trabalho. Em geral, as quantidades descartadas representaram pequena fração em relação às quantidades totais de amostra. A Tabela 3.2 apresenta as quantidades descartadas por categoria de amostra.



**Figura 3.17** – Britagem de RCD.



**Figura 3.18** – Segunda britagem de RCD.



**Figura 3.19** – Pesagem do material retido na peneira N° 4.

**Tabela 3.2** – Quantidade de RCD descartado.

Amostras	Quantidade desprezada (g)	Quantidade desprezada em relação ao total (%)
Estrutura	284,4	0,1871
Alvenaria	163,2	0,1497
Acabamento	357,4	0,3884
Demolição	185,9	0,1408
Total	990,9	0,8660

Após o processo de britagem, as amostras foram quarteadas (Figura 3.20) a fim de garantir a homogeneização do material, e logo após, procedeu-se ao acondicionamento em recipientes (bombonas), como demonstra a Figura 3.21.

**Figura 3.20** – Quarteamento das amostras de RCD.**Figura 3.21** – Armazenamento das amostras de RCD.

### 3.4.2 Fase 2

Para a Fase 2 da pesquisa era necessário obter material triturado e peneirado para aplicá-lo na execução de estacas de compactação do tipo RCD e brita. Com esse propósito, os resíduos obtidos da obra de controle foram encaminhados para uma conhecida fábrica de confecção de estacas pré-moldadas na cidade do Recife / PE, onde se procedeu à separação do resíduo Classe A, e em seguida, à britagem e peneiramento do material.

A pilha de RCD de cerca de 5 Ton foi, pois, britada 2 vezes, como mostra Figura 3.22, com o mesmo equipamento da Fase 1 (Furlan, linha JC - Jaw Crushers). Com o propósito de facilitar o peneiramento, foi confeccionada peneira de 80 x 80 cm com abertura correspondente à peneira N° 4 (4.8 mm), de sorte que o material ganhou o aspecto da Figura 3.23.



**Figura 3.22** – Beneficiamento de RCD.



**Figura 3.23** – RCD britado e peneirado.

Por fim, 10 litros de amostra foram coletados de acordo com a norma ABNT NBR 10007 (2004), para fins de caracterização em laboratório. Nessa fase do processo não foi possível mensurar a quantidade de material descartado, uma vez que não se dispunha de balança adequada na referida fábrica.

Posteriormente, na fase de execução das estacas de RCD e brita, por meio de controle de injeção de material no tubo, contabilizou-se que cerca de 3,0 m<sup>3</sup> haviam sido beneficiados no processo.

### 3.5 Ensaio de microscopia ótica

Foi realizada investigação visual com auxílio de microscópio ótico binocular, de maneira a se obter informações sobre as características das diferentes amostras no tocante à forma e composição do material.

Assim, foi necessário dividir cada amostra em duas faixas granulométricas: a primeira delas correspondeu ao material com granulometria entre 2,00 e 1,19 mm (peneiras N° 10 e N° 16, respectivamente); ao passo que a segunda faixa correspondeu ao material com dimensões de grãos inferiores a 0,074 mm (peneira N° 200).

A fim de facilitar a separação do material, as amostras, contidas nas peneiras, foram passadas por água corrente (Figura 3.24). Em seguida, o material peneirado era colocado em um almofariz (Figura 3.25), levado a estufa a uma temperatura de 100° por 24 horas, e então retirado.

De cada amostra foi retirada porção em torno de 30 g, sendo então analisadas no microscópio ótico, cujo poder de aumento era de até 34 vezes.



**Figura 3.24** – Preparação das amostras para ensaio de microscopia ótica.



**Figura 3.25** – Extração de amostras após retirada de estufa.

O ensaio de microscopia ótica só foi realizado na Fase 1, tendo sido executado no Departamento de Geologia da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

O grau de aumento foi determinado pelo índice que proporcionava melhor visualização das partículas constituintes de cada amostra. Assim, utilizaram-se aumentos de 7,5; 12,5; 16; e 34 x.

### **3.6 Ensaio de granulometria**

Foram realizados ensaios de peneiramento e sedimentação (Lei de Stokes). As amostras foram classificadas de acordo com a Norma ABNT 7181 (1984), que define assim as diferentes faixas granulométricas:

- 25 centímetros a 1 metro – matacão;
- 7,6 a 25 centímetros – pedra;
- 4,8 a 7,6 centímetros – pedregulho;
- 2,0 a 4,8 centímetros – areia grossa;
- 0,42 milímetros a 2,0 centímetros – areia média;
- 0,05 a 0,42 milímetros – areia fina;
- 0,005 a 0,05 milímetros – silte; e
- Inferior a 0,005 milímetros – argila.

O procedimento foi aplicado tanto nas amostras da Fase 1, quanto nas amostras da Fase 2. As Figuras 3.26 a 3.27 exibem as etapas para a realização do ensaio de análise granulométrica.



**Figura 3.26** – Peneiramento das amostras.



**Figura 3.27** – Ensaio de sedimentação.

### 3.7 Ensaio de densidade real

De acordo com Caputo (1961), a densidade real dos grãos é obtida pela relação entre o peso da parte sólida do solo e o peso de igual volume de água pura a 4° C. Para determinação desse parâmetro, foi empregado o método do picnômetro (Figura 3.28), em conformidade com a Norma do DNER/ME 093 (1994).



**Figura 3.28** – Utilização de picnômetro no ensaio de densidade real.

Na Fase 1 da pesquisa, para eliminação da parcela gasosa das amostras, foi utilizada bomba a vácuo (Figura 3.29), ao passo que na Fase 2 as amostras foram aquecidas e deixadas em fervura por um período de 15 minutos (Figura 3.30).



**Figura 3.29** – Utilização de bomba a vácuo.



**Figura 3.30** – Aquecimento da amostra.

### **3.8 Ensaios de limites de consistência**

Uma vez que apenas a análise granulométrica não é suficiente para a adequada caracterização do comportamento dos solos, procura-se complementar a investigação das amostras por meio dos ensaios de consistência, a saber: ensaios de limite de liquidez (ABNT NBR 6459, 1984); limite de plasticidade (ABNT NBR 7180, 1984) e limite de contração (ABNT NBR 7183, 1982). Os procedimentos foram aplicados nas Fases 1 e 2 da pesquisa, tanto para as amostras de pó-de-pedra quanto para as de RCD. Todos os ensaios apresentaram comportamento de solo granular, ou seja, sem plasticidade.

### **3.9 Ensaio de compactação**

A fim de se obter uma energia dinâmica em ensaios de laboratório que fosse a mais adequada possível, realizou-se a análise de uma obra, na cidade do Recife / PE, que estava na fase de execução de estacas de compactação. Com os dados de peso do pilão, diâmetro do tubo, altura média de queda do pilão, e volume injetado, descobriu-se a energia de compactação que seria compatível com uma simulação no laboratório: energia de Proctor Normal. A Tabela 3.3 exhibe dados de comparação entre a análise de campo e de laboratório. A energia escolhida foi

utilizada para a Fase 1 e 2 da pesquisa. Para a realização do ensaio, foi levado em conta o que preconiza a norma ABNT NBR 7182 (1986).

**Tabela 3.3** – Comparação de energia de compactação (campo *versus* laboratório).

Ensaio	Peso do pilão (kg)	Diâmetro (cm)	Altura de queda (cm)	Volume (cm <sup>3</sup> )	Energia (Kg cm / cm <sup>3</sup> ) <sup>(1)</sup>
Proctor Normal	2,5	15,24	30	1000	5,6
Campo	1500	32	300	80300	5,6

(1) Peso do pilão x altura de queda dividido pelo volume do cilindro

As Figuras 3.31 a 3.33 mostram algumas etapas dos ensaios.



**Figura 3.31** – Pesagem de amostra para  $\phi < 4,8$  mm amostra.



**Figura 3.32** – Cilindro padrão.



**Figura 3.33** – Compactação do material.

### **3.9.1 Fase 1**

Os ensaios foram realizados uma primeira vez, com o que se chamou de amostra não compactada, e uma segunda vez com o material já compactado no primeiro ensaio, que foi denominada amostra compactada. Procurava-se, com isso, detectar alterações nas propriedades das amostras de RCD e pó-de-pedra devido a eventuais fraturas de partículas, causadas pela energia de compactação. Com efeito, foram repetidos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação para amostras compactadas e não compactadas, o que possibilitou verificar se poderia haver alterações nas amostras devido à energia de compactação.

### **3.9.2 Fase 2**

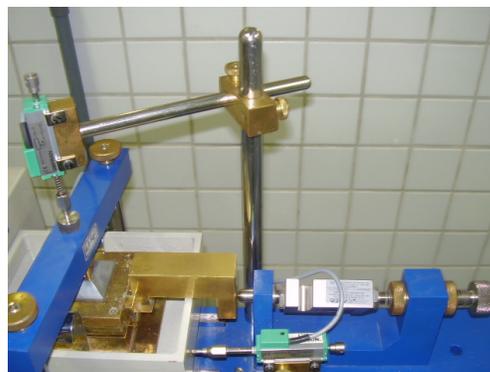
Na Fase 2, só foram realizados ensaios apenas uma vez para cada amostra, ou seja, não houve distinção entre amostra compactada e não compactada a exemplo do que ocorreu na Fase 1. Isso ocorreu devido ao fato da quantidade de amostra reservada aos ensaios de laboratório na Fase 2 serem menores que na Fase 1, além de se objetivar, tão somente, ratificar os resultados obtidos na fase anterior (Fase 1).

## **3.10 Ensaio de cisalhamento direto**

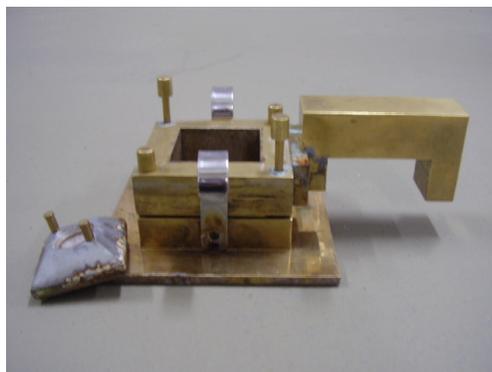
Para efetuar o programa de ensaios, foi utilizada uma prensa servo-controlada para ensaio de cisalhamento direto, modelo I-1073. O equipamento possui transdutores do tipo LVDT para efetuar leituras de deslocamentos verticais e horizontais, assim como uma célula de carga para efetuar leituras de tensões. A caixa de cisalhamento, com área de  $25,8 \text{ cm}^2$ , é composta por duas partes, sendo a inferior fixa, enquanto a superior se desloca, o que provoca o cisalhamento ao longo do plano definido pela superfície de separação entre as partes da caixa. As Figuras 3.34 a 3.36 exibem o equipamento e suas partes. Como o ABNT ainda não possui normas técnicas que tratam de cisalhamento direto, utilizou-se como referência Lambe (1951).



**Figura 3.34** – Equipamento de cisalhamento direto.



**Figura 3.35** – LVDTs e célula de carga para leitura dos deslocamentos e tensão.



**Figura 3.36** – Caixa de cisalhamento bipartida.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados tendo em vista dois cenários: amostras inundadas e não inundadas. A verificação dessas duas condições é importante para a simulação das condições em que as estacas de compactação estarão submetidas, uma vez que essas últimas estão normalmente sob a ação da variação de lençol freático na cidade do Recife / PE.

O procedimento do ensaio de resistência ao cisalhamento direto para a condição não inundada obedeceu a 3 etapas: preparação das amostras, compactação estática e execução do ensaio; enquanto que para a condição inundada foram adotadas 4 etapas: preparação das amostras, compactação estática, inundação e execução do ensaio.

De posse da umidade higroscópica de cada amostra, foi realizada adição de água a fim de ajustar a umidade das amostras para a umidade ótima obtida do ensaio de compactação. O

material era homogeneizado e armazenado em tambor de 200 L, dentro de um recipiente de isopor cercado por água para conservar a umidade (Figuras 3.37 a 3.39).



**Figura 3.37** – Vista superior do tambor de 200 L para acondicionamento de amostras.



**Figura 3.38** – Vista lateral do tambor de 200 L para acondicionamento de amostras.



**Figura 3.39** – Homogeneização da amostra.

Dessa forma, seguiu-se à etapa de compactação estática realizada na própria caixa de cisalhamento, preparada em 3 camadas aproximadamente iguais de forma que se atingisse o peso específico máximo previsto para cada amostra (Figura 3.40). A compactação foi auxiliada por um gabarito de madeira graduado, o que permitiu sua padronização. A metodologia descrita foi empregada para as amostras da Fase 1 e Fase 2. As amostras foram preparadas com base na condição ótima dos ensaios de compactação com parâmetro de energia Proctor Normal. Dessa forma, o controle das amostras foi feita através das densidades.



**Figura 3.40** – Compactação estática na prensa de CBR.

No caso de ensaios para amostras na condição inundada, o material compactado foi posicionado no equipamento de cisalhamento direto, permanecendo inundado por no mínimo 24 horas. Assim, para ensaios não inundados e inundados, o ensaio foi executado para cada uma das amostras em 4 diferentes tensões normais, a saber: 50; 100; 150 e 200 kPa, tendo como velocidade 0,24 mm / min e deslocamento horizontal máximo de 10 mm.

### **3.11 Execução de malha de compactação experimental de estacas**

#### ***3.11.1 Obra escolhida***

Para a execução da malha de compactação experimental foi escolhida uma obra que tinha como solução de fundação estacas de compactação para melhoramento de solo, situada na Rua Dr. José Maria – Rosarinho – Recife / PE. Tratava-se de dois blocos de edifícios com 28 lajes cada um, com um total de 32 pilares na lâmina e 53 pilares na periferia. A Figura 3.41 mostra o aspecto da obra.



**Figura 3.41** – Obra escolhida para execução de malha de compactação experimental.

As cargas verticais nos pilares de lâmina variavam de 2.380 a 8.450 kN, e nos pilares periféricos a variação era de 100 a 1.220 kN. Os esforços atuantes incluíam ainda cargas verticais e horizontais, assim como esforços decorrentes da ação do vento.

As fundações projetadas para os prédios foram superficiais do tipo sapatas, estando associadas a um melhoramento com estacas de pó-de-pedra e brita N° 50, em quantidade prevista de 1294 unidades, com dosagem de 3 para 1 (em volume). Para a execução das referidas estacas, foram utilizados dois equipamentos de queda livre, um do tipo tripé e outro do tipo torre cujas características são apresentadas na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4** – Especificação dos equipamentos utilizados na obra.

Tipo de equipamento	Peso do pilão (kN)	Diâmetro interno do tubo (mm)	Comprimento do tubo (m)
Tripé	16,0	320	4,00
Torre	18,5	320	6,65

### 3.11.2 Malha experimental

Foi selecionado um local no canteiro da obra escolhida, que não fazia parte nem da lâmina nem da periferia dos blocos de edifício. Dessa forma, foi executada uma malha experimental de compactação de 5 por 5 estacas (25 estacas), como se observa nas Figuras 3.42 a 3.45 com espaçamento de 90 cm. Destaca-se que na Figura 3.46, as estacas de RCD e brita são representadas pela cor preta, ao passo que as convencionais (pó-de-pedra e brita) são representadas pela cor amarela. Já a Figura 3.47 mostra detalhes da locação da malha e a numeração das estacas executadas.



**Figura 3.42** – Bate estacas tipo tripé utilizado na confecção da malha.



**Figura 3.43** – Posicionamento do tubo.



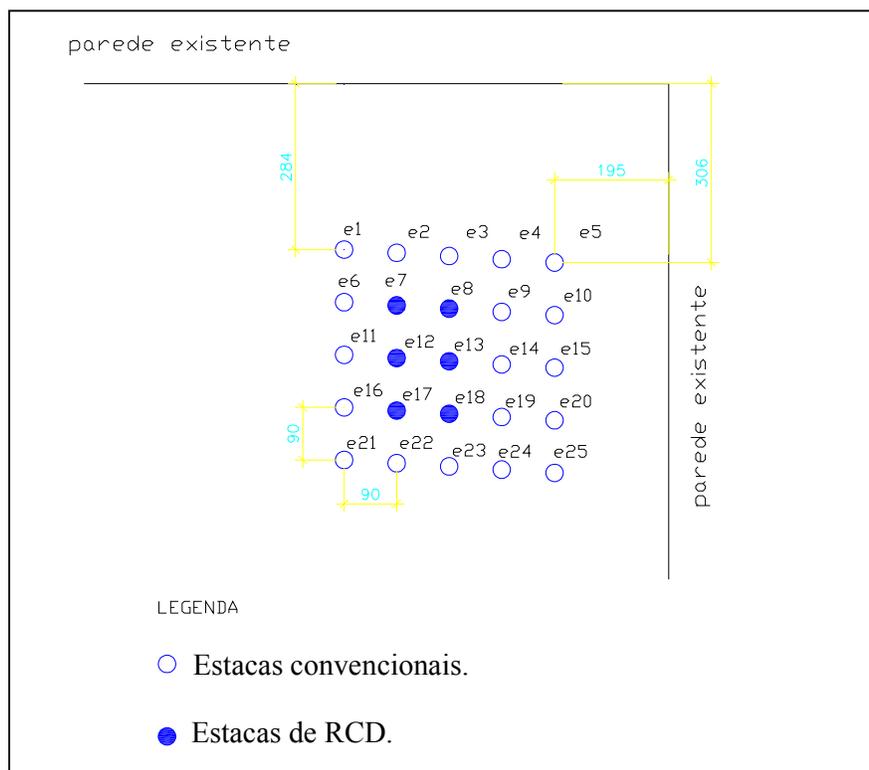
**Figura 3.44** – Cravação do tubo.



**Figura 3.45** – Apiloamento do material.



**Figura 3.46** – Estacas executadas de RCD (preto) e convencionais (amarelo).



**Figura 3.47** – Localização e numeração da malha experimental.

Uma vez que cerca de  $3,0 \text{ m}^3$  de material foi beneficiado para execução da malha, foi possível executar 6 estacas de RCD e brita, sendo as demais executadas com material convencional: pó-de-pedra e brita, representando, pois, um instrumento de controle para comparação de desempenho entre os diferentes tipos de estaca. As Figuras 3.48 a 3.50 mostram respectivamente os aspectos dos materiais de pó-de-pedra, de RCD, assim como da brita empregados no ensaio.



**Figura 3.48** – Aspecto de pilha de pó-de-pedra.



**Figura 3.49** – Aspecto de pilha de RCD.



**Figura 3.50** – Aspecto de pilha de brita N° 50.

As estacas experimentais foram executadas com equipamento do tipo tripé, com o auxílio de um pilão de  $18,5 \text{ kN}$  e altura de queda de  $3 \text{ m}$ , com materiais empregados na proporção, em volume, de 3 por 1 (3 porções de RCD ou pó-de-pedra por uma de brita N° 50). Os tubos empregados possuíam diâmetro de  $320 \text{ mm}$  e comprimento de  $4 \text{ m}$ .

### **3.11.3 Parâmetros de controle de execução da malha experimental**

#### **a) Diagrama de cravação de tubo**

Trata-se de um método simples, onde é feita a contagem do número de golpes necessários à cravação de 50 cm do tubo no terreno. Tem como principais objetivos a sua comparação com as sondagens realizadas, verificação da energia para cravação do tubo e avaliação do efeito de compactação do terreno, quando da realização do melhoramento. A energia de cravação foi analisada pela Expressão 3.1 abaixo:

$$E = W_h * N_g * H \quad (\text{Expressão 3.1})$$

Em que:

E = Energia de cravação;

$W_h$  = Peso do pilão;

$N_g$  = Número de golpes por cravação de 50 cm de tubo;

H = Altura de queda.

#### **b) Volume do fuste**

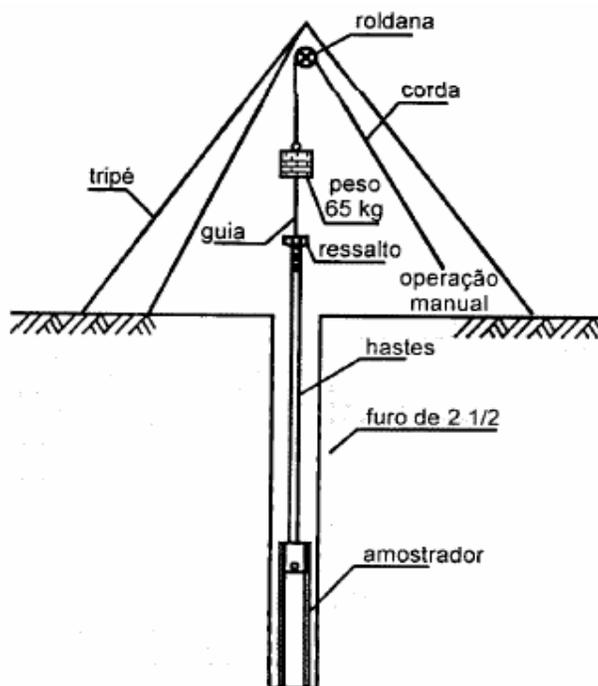
Foi realizado o controle do volume do fuste de todas as estacas, que tem como objetivo principal a verificação do eventual estrangulamento do fuste, bem como do efeito da compactação do terreno. É comum ocorrer uma redução do volume de material para as estacas à medida que aumenta o número de estacas executadas, decorrente do efeito de compactação do terreno.

## **3.12 Sondagem a percussão**

O ensaio de sondagem a percussão, ou como é mais conhecido, ensaio de SPT (*Standard Penetration Test*) é constituído por medidas de resistência mecânica, associado a uma sondagem de simples reconhecimento. É realizado com a inserção de um trado no terreno e por circulação de água (SCHNAID, 2000).

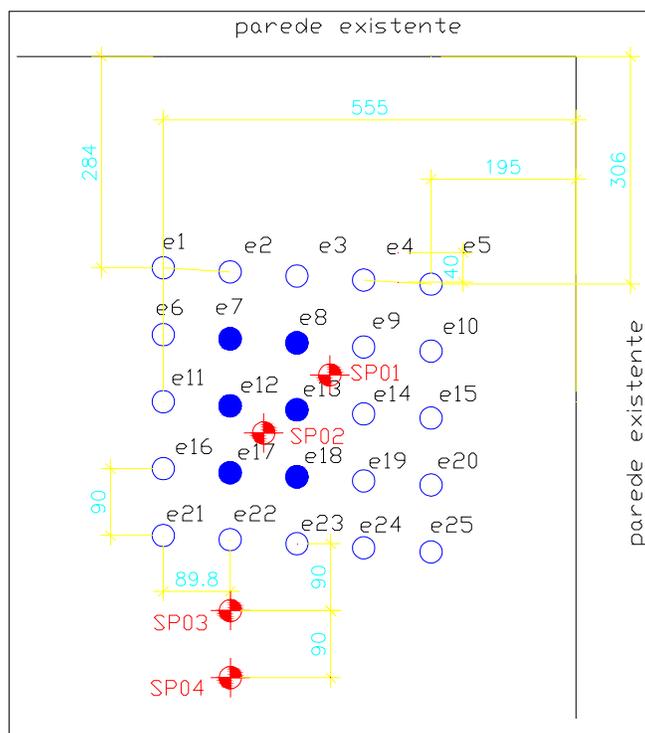
Do solo são retiradas amostras representativas com o auxílio de um amostrador-padrão. Crava-se o amostrador no fundo de uma escavação, com um peso de 65,0 kg caindo de uma altura de 75 cm. A Figura 3.51 apresenta um esquema de como é realizado o ensaio.

A ABNT NBR 6484 (2001) regulamenta os equipamentos empregados na execução de sondagens, assim como a execução do ensaio e apresentação dos resultados obtidos. Por ser normalmente o único ensaio que o projetista de fundações tem disponível, o  $N_{SPT}$  tem sido correlacionado empiricamente com muitos parâmetros geotécnicos. Também pesa na afirmação exposta acima, o fato de ser um processo de investigação bastante comum na maioria dos países do continente americano (PASSOS, 2005).



**Figura 3.51** – Ilustração do ensaio de SPT (SCHNAID, 2000).

Dessa forma, foram executados quatro furos de sondagem, dois posicionados dentro da malha de compactação (SP 01 e SP 02), e dois fora da referida malha (SP 03 e 04), como mostra a locação de sondagem exibida na Figura 3.52. Com efeito, foi possível comparar o comportamento do solo em trecho melhorado com um trecho não melhorado. As Figuras 3.53 e 3.54 exibem a execução do ensaio.



**Figura 3.52** – Localização dos furos de sondagem.



**Figura 3.53** – Tripé montado para execução do ensaio.



**Figura 3.54** – Lavagem do furo.

### **3.13 Ensaio de prova de carga sobre placa**

Como bem explica Soares (2002), a prova de carga sobre placa consiste em um ensaio de um modelo reduzido de um elemento de fundação. Procura-se assim, reproduzir o comportamento da solicitação de uma fundação, sendo a execução do ensaio regulamentada pela norma ABNT NBR 6489 (1984).

Muito embora a referida norma indique os procedimentos para execução de ensaios de prova de carga estática, por se tratar de um número relativamente grande de ensaios previstos para a pesquisa (15), optou-se por realização de ensaios rápidos sem estabilização das deformações. Dessa forma, foram realizados estágios de 5 minutos (com leitura aos 2 e 5 minutos), quando então era realizada a mudança de carregamento. Esse procedimento foi adotado tanto para os estágios de carregamento quanto para os de descarregamento.

Essa decisão foi tomada em comum acordo com a empresa que executou os ensaios por duas razões: a primeira de ordem econômica, pois esse ensaio foi realizado como uma cortesia da empresa, e assim sendo, seria muito oneroso realizar 15 ensaios em que ocorresse a estabilização de recalques. O segundo motivo era que o objetivo do ensaio possuía mais o caráter de comparação de desempenho entre as estacas de RCD e brita e as de pó-de-pedra e brita.

Convencionou-se chamar de ensaio em “solo natural fora da malha (SNFM)” e “solo natural dentro da malha (SNDM)” os ensaios realizados em determinado trecho da malha que não estivessem diretamente aplicados a alguma estaca.

#### ***3.13.1 Preparação do ensaio – estacas raiz***

A fim de servir de reação às vigas empregadas no ensaio, foram confeccionadas 4 estacas do tipo raiz com diâmetro de 300 mm e comprimento médio de 18 m. Foi empregado traço 1 : 6 : 2.5 (cimento : areia: água), o que proporcionou um consumo médio de 14 sacos por estaca. O elemento que comunicou tensão de tração às estacas foram barras do tipo INCOTEP de diâmetro nominal de 40 mm com carga de trabalho permanente previstas para 340 kN.

As estacas raiz foram executadas empregando máquina perfuratriz que comunicava a um tubo rotativo o torque necessário à penetração do mesmo no solo (Figuras 3.55 e 3.57). A penetração foi auxiliada pela circulação de água, a qual, injetada dentro do tubo, lavava o solo. Os tubos foram emendados e recuperados após preenchimento do furo com argamassa de cimento e areia (Figura 3.57).



**Figura 3.55** – Tubos empregados na execução de estacas raiz.



**Figura 3.56** – Máquina perfuratriz inserindo tubo no solo.



**Figura 3.57** – Preenchimento do tubo com argamassa.

Atingidas as cotas de projeto, procedeu-se à instalação da armação constituída por barras INCOTEP, as quais, por possuírem comprimento de 3 m, eram conectadas a luvas de forma a apresentar no final 18 m de comprimento (Figuras 3.58 e 3.59).

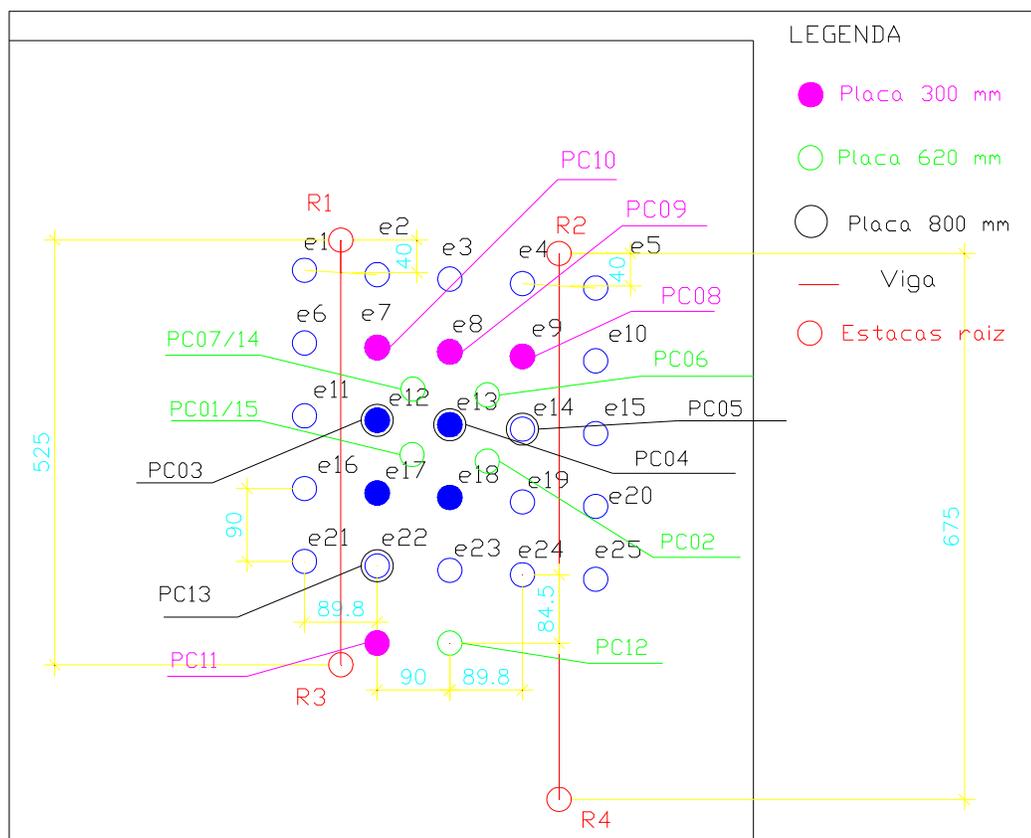


**Figura 3.58** – Barras prontas para utilização.



**Figura 3.59** – Inserção da barra no tubo.

As estacas raiz foram executadas em posições que permitissem a execução do maior número possível de ensaios, e em diferentes configurações. Sendo assim, as referidas estacas serviriam de sustentação para duas vigas de reação com 5.25 e 6.75 metros de comprimento, como indica o esquema apresentado na Figura 3.60. A mesma Figura apresenta a localização das provas de carga realizadas. Ao final da execução, as estacas apresentaram o aspecto da Figura 3.61. Por sua vez, a Figura 3.62 exhibe as quatro estacas raiz executadas.



**Figura 3.60** – Localização de provas de carga e de estacas raiz.



**Figura 3.61** – Aspecto final de uma estaca raiz.



**Figura 3.62** – Panorama de estacas raiz executadas.

### 3.13.2 Preparação do ensaio – equipamentos

Para a instalação das vigas de reação, o terreno foi arrasado na cota -0.50 ou -1.50 m em relação ao nível do terreno, conforme a cota prevista para a estaca ou solo ensaiado. Assim, as vigas que tinham como suporte as 4 estacas raiz posteriormente executadas, foram elevadas acima do terreno, de forma que uma terceira viga pudesse se movimentar abaixo delas. Dessa forma, era possível realizar o ensaio de prova de carga em uma quantidade maior de estacas e com diversas configurações. Destacam-se na Figura 3.63 as diferentes funções do sistema de reação para realização do ensaio, enumeradas abaixo:

- 01 = Vigas para transmissão de tração às estacas raiz executadas;
- 02 = Vigas que se movimentam em direção perpendicular e abaixo das vigas N° 01, permitindo colocar o macaco hidráulico na maior parte das estacas;
- 03 = Vigas que servem de apoio para as vigas N° 01, a fim de que essas últimas fiquem em um plano mais elevado em relação ao nível do terreno;
- 04 = Barras INCOTEP, cuja função é ligar as vigas N° 01 às estacas raiz.

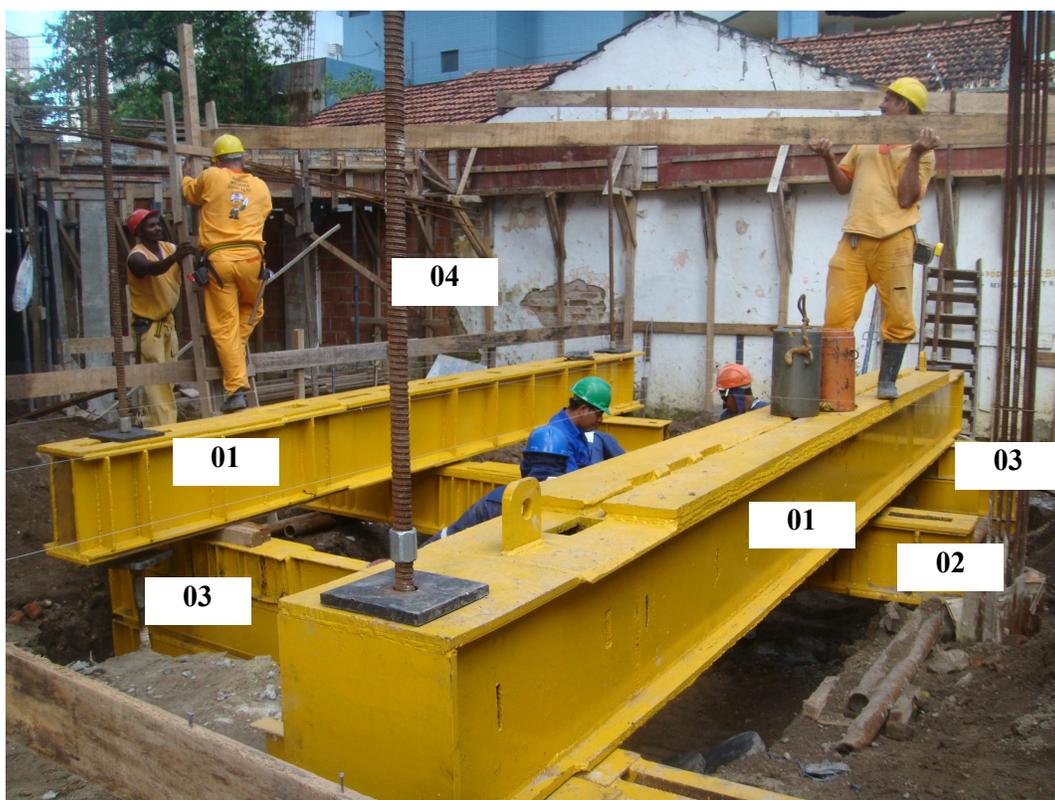


Figura 3.63 – Conjunto de vigas de reação para ensaio de prova de carga sobre placa.

As provas de carga foram efetuadas com a utilização de 3 tipos de placas: 300, 620 e 800 mm. Para esse propósito, foram empregados dois macacos hidráulicos: o CJ2522 / MAN.4 e o CJ2945 / MAN.4, com capacidades de carga de, respectivamente 600 e 1000 kN. A Figura 3.66 mostra a placa de 800 mm utilizada, ao passo que a Figura 3.67 mostra o posicionamento do macaco hidráulico.

Para a realização das leituras de deslocamento foram empregados 4 deflectômetros com curso de 100 mm e precisão de 0,01 mm / divisão (Figuras 3.66 e 3.67). As leituras eram realizadas em 0; 2 e 5 minutos. Ao final de cada leitura foi obtido um recalque médio (mm), resultado da média aritmética das quatro leituras.



**Figura 3.64** – Placa de 800 mm.



**Figura 3.65** – Macaco hidráulico posicionado abaixo da viga N° 02.



**Figura 3.66** – Deflectômetros posicionados.



**Figura 3.67** – Detalhe de um deflectômetro.

## **4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS – ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Serão apresentados a seguir os resultados finais e as correspondentes análises e comparações dos parâmetros obtidos na caracterização e comportamento mecânico das amostras de RCD e de pó-de-Pedra realizadas em laboratório.

### **4.1 Composição gravimétrica das amostras de RCD**

#### ***4.1.1 Fase 1***

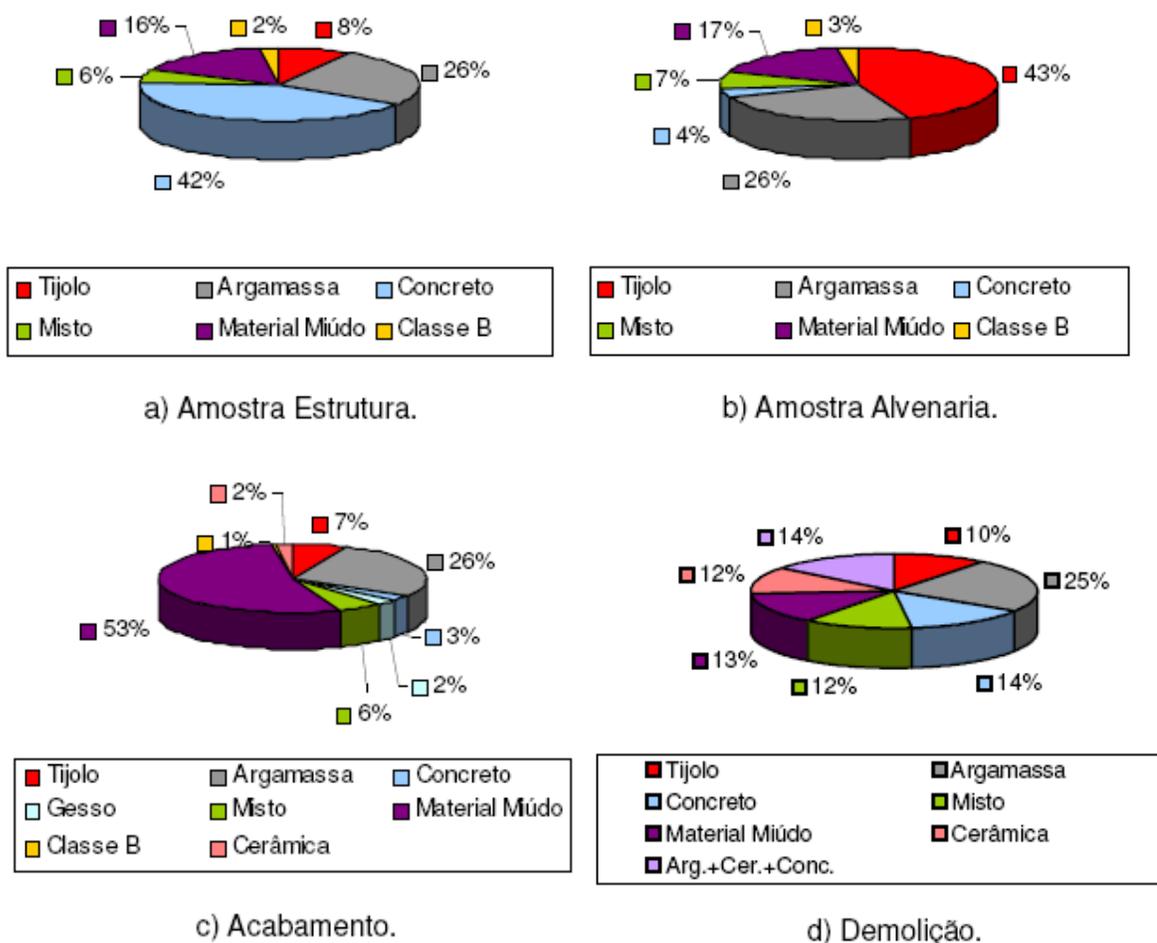
Como intuito de caracterizar os RCD gerados em canteiros de obras em diferentes fases de produção, neste caso: estrutura, alvenaria, acabamento e demolição; bem como avaliar as diferentes composições dos materiais, foi realizada separação tátil-visual das amostras, com posterior determinação da distribuição gravimétrica (percentagem de peso) dos constituintes de cada amostra de RCD coletada (Figura 4.1).

De acordo com a Figura 4.1 (a), a amostra de Estrutura apresentou, conforme esperado, maior percentagem de concreto (42%). Esse percentual mais elevado também foi diagnosticado por Carneiro (2005) em obra na mesma fase de trabalho (53%). A autora também encontrou para obra em fase de alvenaria percentagem superior para resíduos de tijolo, 39%, valor esse próximo ao encontrado para a amostra de Alvenaria avaliada nesse estudo, a qual apresentou para esse material percentagem de 43% (Figura 4.1.b).

Para a amostra de Acabamento (Figura 4.1.c), observa-se maior quantidade de material miúdo (material passante na peneira N° 4 ou 4,8 mm), 53%. Esse fato é resultante da grande quantidade de solo existente nesse material. Também se destaca a pequena percentagem de resíduos de gesso (2%), apesar da coleta da amostra ter sido realizada durante fase de aplicação do material. Esse fato é explicado pela destinação do resíduo de gesso na obra ser coletado por empresa terceirizada para reciclagem. A pequena quantidade de resíduo de gesso, separada cuidadosamente, foi eliminada da amostra por não se enquadrar entre os resíduos Classe A (CONAMA, 2002), Classe II-B (NBR 10004, 2004).

Em relação à amostra de Demolição (Figura 4.1.d), percentagens bastante parecidas foram detectadas para a participação de seus componentes, variando entre 10 e 14%. A exceção fica por conta do componente argamassa (25%), que por sinal, foi o valor médio encontrado para todas as amostras. Nessa amostra não foram encontrados resíduos Classe B, visto que a coleta dos resíduos Classe A se fez ainda durante a demolição, não havendo, portanto, mistura com resíduos de outra classificação.

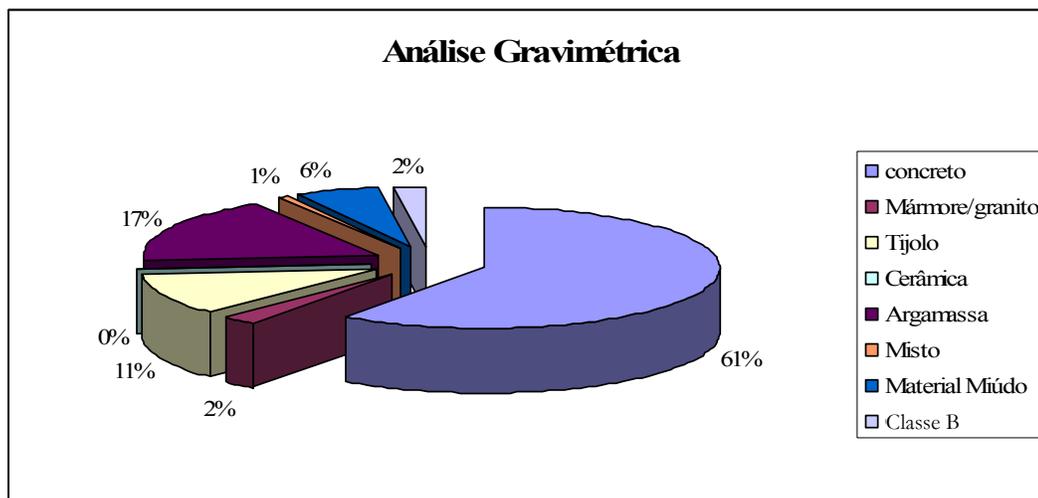
Por sua vez, para as outras amostras (Estrutura, Alvenaria e Acabamento), foram obtidas reduzidas percentagens de resíduos de papel, plástico, metal e madeira, apesar das referidas obras apresentarem programa de gerenciamento de resíduos em seus canteiros de obras. Ao final da determinação da composição gravimétrica, os resíduos Classe B foram descartados.



**Figura 4.1** – Composição gravimétrica dos constituintes das amostras de RCD coletadas – Fase 1.

#### 4.1.2 Fase 2

A Figura 4.2 apresenta a distribuição gravimétrica dos materiais da amostra da Fase 2 composta após a segregação tátil-visual e a pesagem realizada.



**Figura 4.2** – Composição gravimétrica dos constituintes das amostras estudadas – Fase 2.

Examinando a Figura 4.2, é possível perceber que o percentual do concreto foi amplo em relação aos outros constituintes (61%), diferentemente do percentual da cerâmica (0,422%). Apesar da obra escolhida nessa Fase estar em estágio de acabamento, a reformulação estrutural de uma viga no primeiro andar influenciou bastante a composição da amostra.

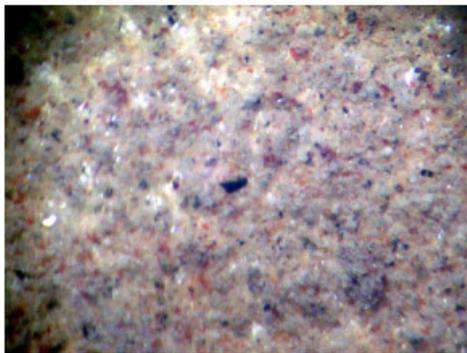
Como pode ser observado, também se encontram resíduos de Classe B (madeira, plástico, papel, vidro, etc.) na Fase 2, que após esta análise foram descartados a fim de que se desse continuidade aos ensaios.

Comparado aos resultados da Fase 1, a amostra gravimétrica da Fase 2 é mais assemelhada à amostra de Estrutura (Figura 4.1.a).

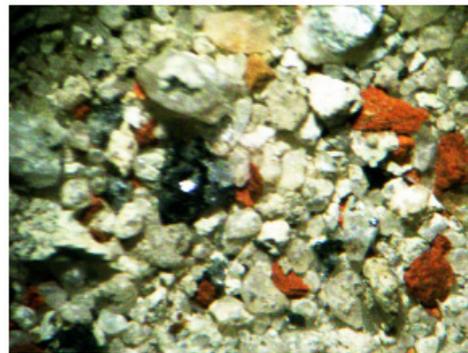
#### 4.2 Ensaio de microscopia ótica

Por meio da análise das Figuras 4.3 a 4.7 obtidas com auxílio de microscópio óptico de lente binocular foi possível identificar as características de composição mineralógica do material e

forma das partículas. Um resumo das observações é apresentado na Tabela 4.1. Vale ressaltar que o ensaio de microscopia ótica foi realizado somente na Fase 1 da pesquisa.

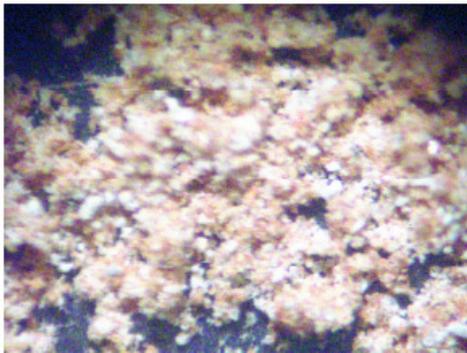


a) Material Passante na Peneira N° 200.



b) Material Retido entre as Peneiras N° 10 e N° 16.

**Figura 4.3** – Visualização da amostra Estrutura.



a) Material Passante na Peneira N° 200.

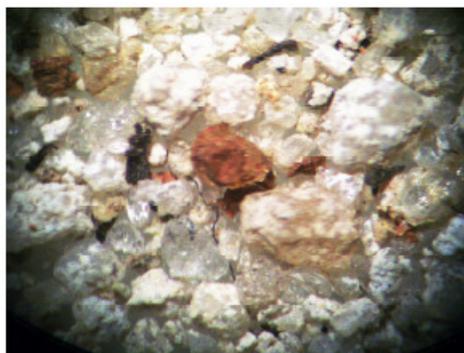


b) Material Retido entre as Peneiras N° 10 e N° 16.

**Figura 4.4** – Visualização da amostra Alvenaria.



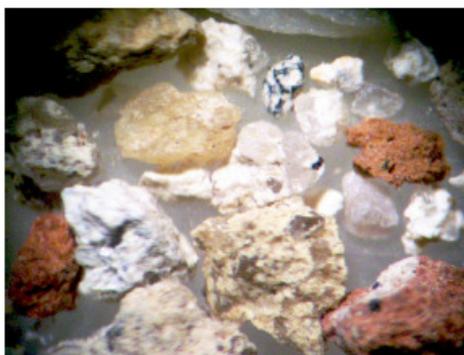
a) Material Passante na Peneira Nº 200.



b) Material Retido entre as Peneiras Nº 10 e Nº 16.

**Figura 4.5** – Visualização da amostra Acabamento.

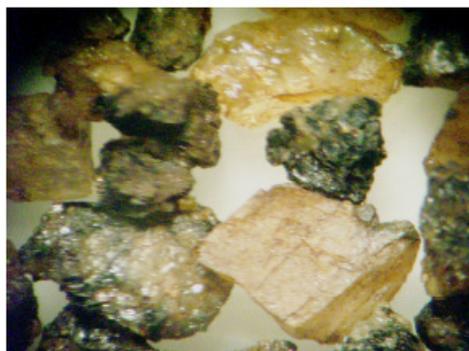
a) Material Passante na Peneira Nº 200.



b) Material Retido entre as Peneiras Nº 10 e Nº 16.

**Figura 4.6** – Visualização da amostra Demolição.

a) Material Passante na Peneira Nº 200.



b) Material Retido entre as Peneiras Nº 10 e Nº 16.

**Figura 4.7** – Visualização da amostra Pó-de-pedra.

**Tabela 4.1** – Características de composição e forma das partículas das amostras.

<b>Amostra</b>	<b>Granulometria</b>	<b>Aumento</b>	<b>Composição</b>	<b>Grãos</b>
Estrutura	$\phi < 0,0075$ mm	34 x	Quartzo, mica muscovita e biotita, pouca quantidade de óxido e hidróxido de ferro (menor coloração).	Grãos subangulosos a angulosos.
	$\phi < \text{entre } 1,19 \text{ e } 2,00$ mm	7,5 x		
Alvenaria	$\phi < 0,0075$ mm	34 x	Mica muscovita, muito quartzo e mica biotita, grande quantidade de óxido e hidróxido de ferro.	Grãos subangulosos a angulosos.
	$\phi < \text{entre } 1,19 \text{ e } 2,00$ mm	12,5 x		
Acabamento	$\phi < 0,0075$ mm	34 x	Quartzo mica biotita, madeira, gipsita.	Grãos angulosos, subangulosos e subarredondados.
	$\phi < \text{entre } 1,19 \text{ e } 2,00$ mm	34 x		
Demolição	$\phi < 0,0075$ mm	34 x	Quartzo com películas argilosas, fragmentos de rocha, pedaços de cerâmica, mica biotita.	Grãos angulosos e sub-angulosos.
	$\phi < \text{entre } 1,19 \text{ e } 2,00$ mm	16 x		
Pó-de-pedra	$\phi < 0,0075$ mm	34 x	Fragmentos de rocha com quartzo, mica biotita e pouca mica muscovita e feldspato.	Grãos angulosos.
	$\phi < \text{entre } 1,19 \text{ e } 2,00$ mm	12,5 x		

É possível verificar que as amostras de Estrutura, Alvenaria, Acabamento e Demolição possuem o mineral quartzo como elemento em comum. O que era de se esperar, uma vez que as referidas amostras são oriundas de elementos que incluem areia em sua composição. Sabe-se que a areia é resultado da decomposição de rochas, e como lembra Pinto (2006), o mineral quartzo está presente na maioria delas. O referido mineral também é encontrado na amostra de Pó-de-pedra, obviamente por ser extraída diretamente de rochas.

Verifica-se na amostra de alvenaria grande quantidade de hidróxido ferro, o que também era esperado, já que o componente tijolo, contribuindo com a maior participação nesta amostra, possui grande quantidade desse elemento em sua constituição.

Na amostra de Acabamento, a presença de Gipsita denuncia que a obra cuja amostra foi coletada para esse estágio de construção (acabamento), utilizou o elemento gesso em algum processo construtivo.

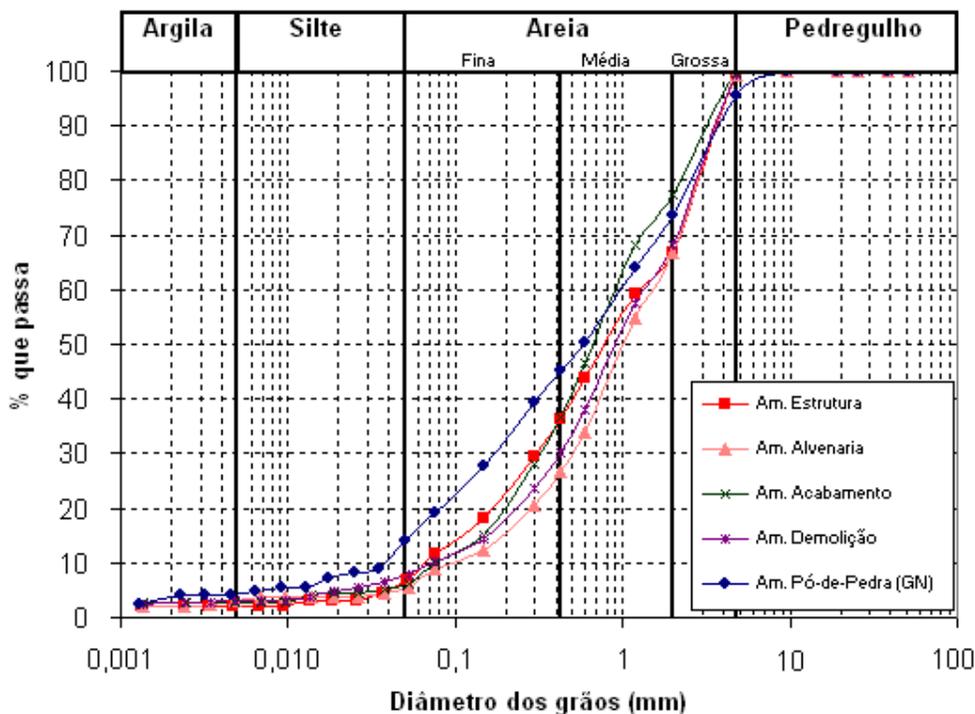
A amostra de Pó-de-pedra, além do mineral quartzo já comentado, possui em comum o mineral mica biotita quando relacionado às demais amostras. Destaca-se nessa amostra a presença do mineral feldspato, os quais são muito atacados pela natureza, dando origem aos argilo-minerais, os quais constituem a fração mais fina dos solos (PINTO, 2006).

Por fim, todas as amostras se mostraram, de forma geral, com formas angulosas e/ou subangulosas.

### 4.3 Análise granulométrica

#### 4.3.1 Fase 1

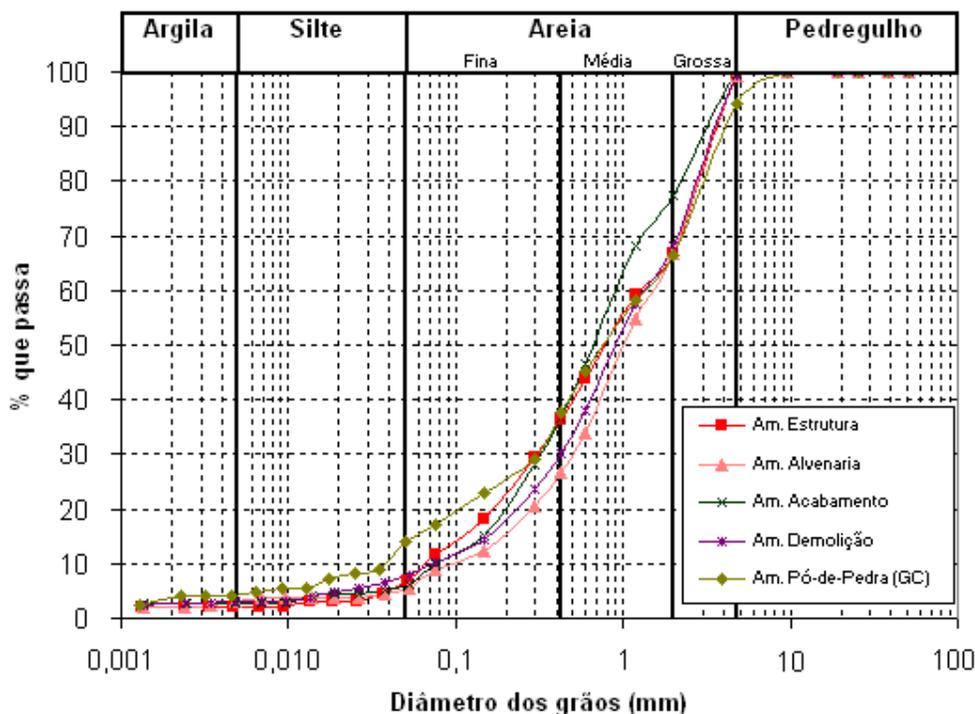
A partir dos resultados obtidos dos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação foram elaboradas as curvas granulométricas das amostras de RCD beneficiadas e de Pó-de-Pedra (Figura 4.8).



**Figura 4.8** – Comparação das curvas granulométricas das amostras de RCD e Pó-de-pedra – Fase 1.

O estudo das curvas granulométricas (Figura 4.8) revelou uma pequena variação da curva granulométrica da amostra de Pó-de-Pedra em relação às curvas das demais amostras de RCD, optando-se assim por se realizar correção da granulometria da mesma com o objetivo de eliminação dessa variável. Desse modo, a Figura 4.9 expõe a comparação das curvas das amostras de RCD e da amostra de Pó-de-Pedra com granulometria corrigida. Ao longo do trabalho, e sempre que se referir à Fase 1 da pesquisa, chamar-se-á a amostra de Pó-de-pedra com granulometria normal de GN e com granulometria corrigida de GC.

Destaca-se que os demais ensaios da Fase 1 foram conduzidos para ambas as amostras de Pó-de-Pedra, (GN e GC), uma vez que o estudo da amostra de GN permite observar o comportamento e características da amostra produzida nas pedreiras e o estudo da amostra de GC possibilita melhor comparação com as amostras de RCD.



**Figura 4.9** – Comparação das curvas granulométricas das amostras de RCD e Pó-de-pedra com granulometria corrigida – Fase 1.

Com o intuito de resumir os ensaios granulométricos, foi preparada a Tabela 4.2, a qual revela as percentagens de material com diâmetro dos grãos correspondente à argila, silte, areia e pedregulho para as amostras estudadas.

**Tabela 4.2** – Participação dos grãos com diâmetros equivalentes à argila, silte e areia nas amostras investigadas – Fase 1.

<b>Amostras</b>	<b>Argila (%)</b>	<b>Silte (%)</b>	<b>Areia (%)</b>	<b>Pedregulho (%)</b>
Estrutura	2,20	4,64	92,16	1,00
Alvenaria	3,00	2,30	93,94	0,76
Acabamento	2,57	3,60	93,94	0,39
Demolição	3,09	4,81	91,27	0,83
Pó-de-pedra (GN)	4,00	9,89	81,79	4,32
Pó-de-pedra (GC)	4,00	9,89	80,22	5,89

GN – Granulometria Normal;

GC – Granulometria Corregida.

É importante observar que todas as amostras apresentaram pequena porcentagem de material com granulometria superior a 4,8 mm (limite de granulometria entre material graúdo e miúdo), ou seja, passaram pelo controle de limite máximo estabelecido na pesquisa. Entretanto, tomando emprestado o que estabelece a norma ABNT NBR 7211 (2009), em relação a agregados para concreto, existe um limite superior de tolerância: se o agregado miúdo apresentar até 10% de material retido na peneira 4,8 mm, ele ainda será considerado agregado miúdo.

Como para as amostras estudadas as porcentagens retidas na peneira de 4,8 mm encontraram-se dentro do limite exposto, (amostra Estrutura – 1,00%; amostra Alvenaria – 0,76%; amostra Acabamento – 0,39%; amostra Demolição – 0,83%; amostra Pós-de-Pedra (GN) – 4,32% e amostra Pós-de-Pedra (GC) – 5,89%), e levando em conta que o controle tecnológico do concreto é mais rigoroso que para a execução de estacas de compactação, prescindiu-se da necessidade de correção do material, sendo ainda consideradas as amostras como compostas por agregado miúdo.

A partir das curvas granulométricas dos materiais estudados (Figuras 4.8 e 4.9), foi possível definir o Diâmetro Efetivo do solo ( $D_{10}$ ), Coeficiente de Não Uniformidade (CNU) e

Coefficiente de Curvatura (CC) para cada amostra de RCD e de Pó-de-Pedra, conforme destaca a Tabela 4.3.

**Tabela 4.3** – Coeficientes de granulometria das amostras de RCD e das amostras de Pó-de-pedra – Fase 1.

<b>Amostras</b>	<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	<b>CNU</b>	<b>CC</b>
Estrutura	0,065	18,46	1,15
Alvenaria	0,100	15,00	1,67
Acabamento	0,075	12,00	1,52
Demolição	0,075	16,67	1,88
Pó-de-pedra (GN)	0,040	23,75	0,80
Pó-de-pedra (GC)	0,040	31,25	1,80

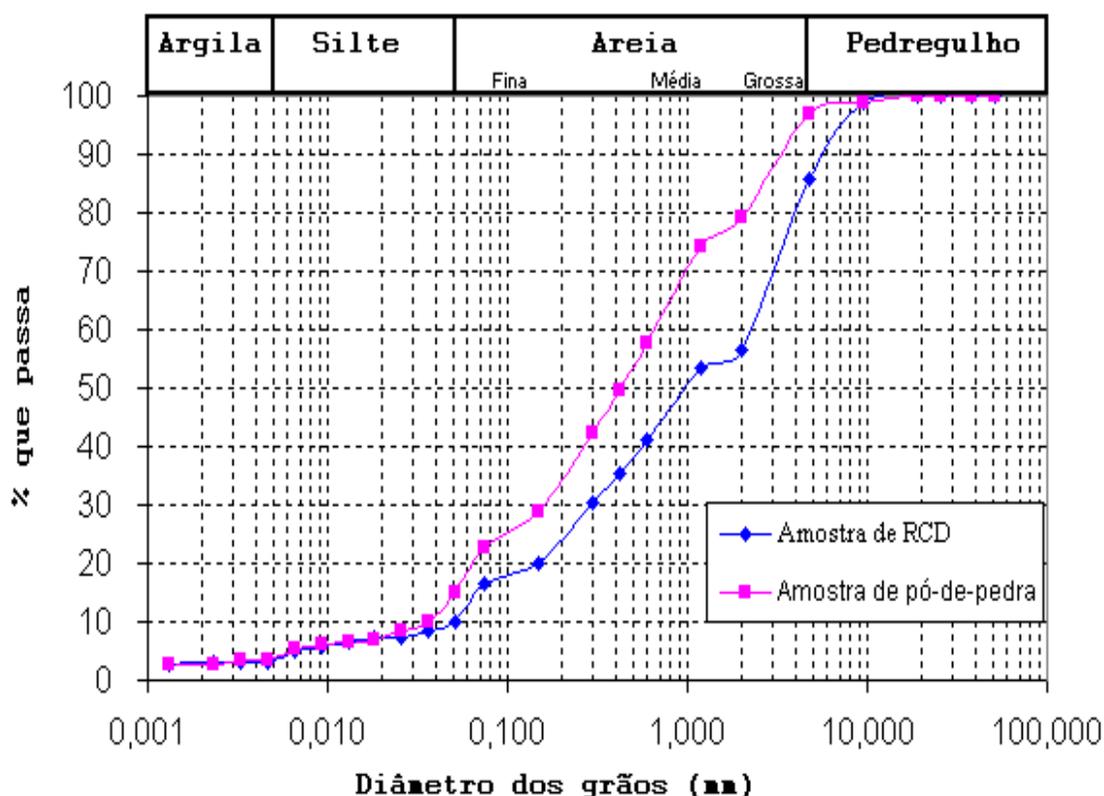
GN – Granulometria Normal;

GC – Granulometria Corregida.

Os altos índices encontrados para o CNU e o fato de o CC se situar, na maioria das amostras, entre 1 e 3, significam tratar-se de curvas granulométricas “bem graduadas” (PINTO, 2006).

#### **4.3.2 Fase 2**

A Figura 4.10 apresenta a curva granulométrica obtida na Fase 2. Foi verificado mais uma vez uma variação de curva granulométrica da amostra de RCD em relação à de Pó-de-pedra. No entanto, não foi possível realizar a correção granulométrica a exemplo do ocorrido na Fase 1, pois a quantidade de amostra coletada não permitia realização de dois ensaios distintos.



**Figura 4.10** – Comparação das curvas granulométricas das amostras de RCD e Pó-de-pedra – Fase 2.

Através da análise feita nas curvas da Figura 4.10, nota-se que as duas amostras são constituídas, principalmente, de materiais classificados como areia, apresentando também uma pequena proporção correspondente a silte e argila. Observa-se que as amostras não possuem em sua constituição a faixa granulométrica classificada como pedregulho. A Tabela 4.4 exhibe a percentagem de cada material das duas amostras investigadas.

**Tabela 4.4** – Participação dos grãos com diâmetros equivalentes à argila, silte e areia nas amostras investigadas – Fase 2.

Amostras	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
RCD	0,66	6,86	88,65	-
Pó-de-pedra	0,92	11,60	83,56	-

Na Fase 2, Os valores de CNU continuaram altos, mas os índices de CC, sendo menores que 1, demonstram que as curvas dessa fase são menos graduadas que as da Fase 1 (Tabela 4.5).

**Tabela 4.5** – Coeficientes de granulometria das amostras de RCD e das amostras de Pó-de-pedra – Fase 2.

<b>Amostras</b>	<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	<b>CNU</b>	<b>CC</b>
RCD	0,05	40	0,40
Pó-de-pedra	0,03	20	0,56

#### **4.4 Ensaio de densidade real**

Os valores obtidos para a densidade real dos grãos, por si só, não caracterizam de modo satisfatório as amostras, impossibilitando uma classificação definitiva, mas são de grande relevância para determinação de parâmetros como no caso do ensaio de sedimentação, além de serem utilizados para cálculos de índices físicos (índice de vazios e grau de saturação) dos corpos de prova utilizados no ensaio de resistência ao cisalhamento direto, que será apresentado adiante.

##### **4.4.1 Fases 1 e 2**

Os resultados obtidos para a densidade real dos grãos encontram-se na Tabela 4.6. São reveladas as médias de resultados alcançados de duas determinações para cada amostra, bem como a média obtida para as amostras de RCD (em destaque na Tabela). Observa-se que os valores obtidos para as amostras de pó-de-pedra são, em média 4% maiores que para as de RCD (Fase 1). Nota-se também que praticamente não se encontrou diferença entre as amostras da Fase 2.

**Tabela 4.6** – Densidade real dos grãos das amostras ensaiadas – Fases 1 e 2.

<b>Fase</b>	<b>Amostras</b>	<b>Densidade real</b>
1	Estrutura	2,686
	Alvenaria	2,644
	Acabamento	2,640
	Demolição	2,630
	<b>Média Amostras RCD</b>	<b>2,650</b>
	Pó-de-pedra (GN)	2,765
	Pó-de-pedra (GC)	2,741
2	RCD	2.690
	Pó-de-pedra	2,670

GN – Granulometria Normal;

GC – Granulometria Corregida.

#### **4.5 Ensaios de limite de consistência**

Tanto para as amostras da Fase 1, quanto para as amostras da Fase 2, devido à própria natureza do material (essencialmente granular), não se apresentaram limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e limite de contração (LC), comportando-se as amostras como material não plástico.

#### **4.6 Ensaio de compactação**

##### **4.6.1 Fase 1**

A Figura 4.11 exibe as curvas de compactação obtidas para o ensaio de compactação com aplicação de energia de Proctor Normal. Os respectivos valores de umidade ótima e peso específico seco máximo são expostos na Tabela 4.7.

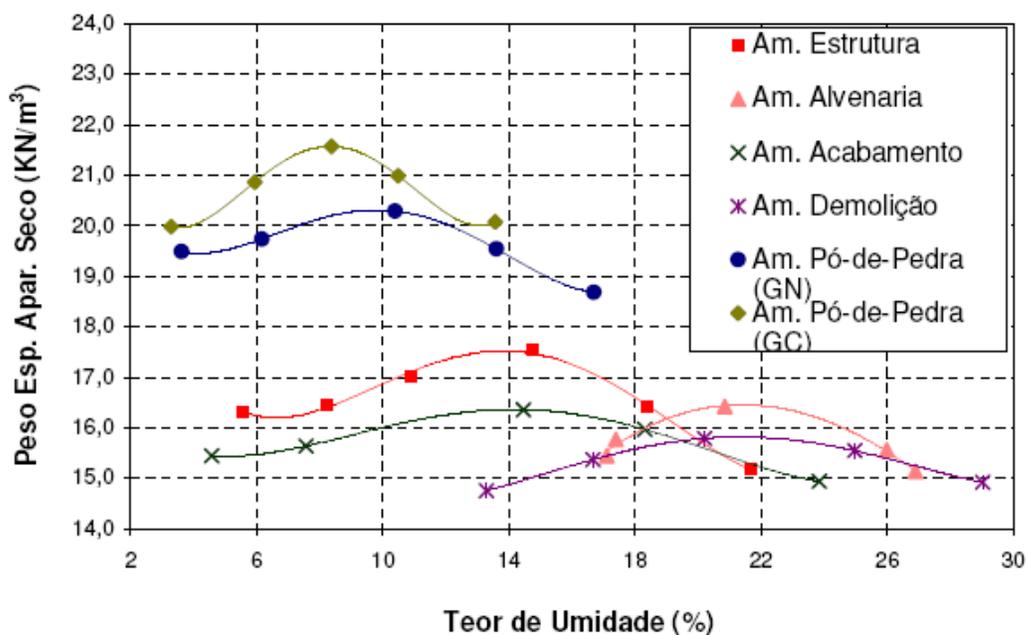


Figura 4.11 – Curvas de compactação das amostras ensaiadas – Fase 1.

Tabela 4.7 – Resultados de ensaios de compactação – Fase 1.

Amostras	Umidade ótima (%)	Peso específico seco máximo (kN / m <sup>3</sup> )
Estrutura	14,00	17,52
Alvenaria	21,50	16,46
Acabamento	14,50	16,36
Demolição	21,50	15,76
Pó-de-pedra (GN)	9,80	20,31
Pó-de-pedra (GC)	8,37	21,57

GN – Granulometria Normal;

GC – Granulometria Corregida.

Os resultados dos ensaios de compactação, ora apresentados, fornecem valor médio de peso específico seco máximo para as amostras de RCD igual a 16,52 kN/m<sup>3</sup> e valor médio da umidade ótima de 17,87%. Entretanto, percebe-se maior dispersão em relação à umidade ótima das amostras, uma vez que as amostras de resíduos provenientes de obras em fase de estrutura e acabamento revelaram valores em torno de 14,25%, enquanto que as amostras de

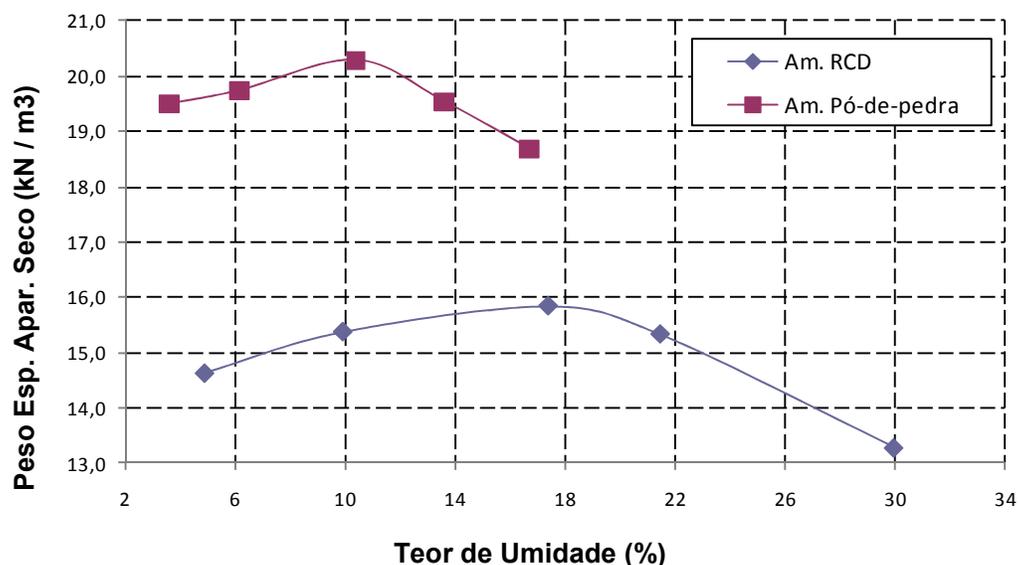
resíduos provenientes de obras em fase de alvenaria e demolição forneceram umidade ótima igual a 21,50%.

Possivelmente, esse aumento de umidade deve-se à presença em maior quantidade de materiais cerâmicos (tijolo e cerâmica) nas referidas amostras (43 e 22%, respectivamente), proporcionando absorção de água mais elevada quando comparada com as outras duas amostras (estrutura e acabamento).

Outro fator a ser considerado está relacionado ao elevado peso específico seco máximo para as duas amostras de Pó-de-Pedra. Esse aumento foi, em média, 27% maior que a média das demais amostras.

#### 4.6.2 Fase 2

A Figura 4.12, por sua vez, exhibe os resultados obtidos para a Fase 2 da pesquisa.



**Figura 4.12** – Curva de compactação das amostras ensaiadas – Fase 2.

A Tabela 4.8 apresenta respectivos valores de umidade ótima e seus pesos específicos secos máximos correspondentes.

**Tabela 4.8** – Resultados de ensaios de compactação – Fase 2.

<b>Amostras</b>	<b>Umidade ótima (%)</b>	<b>Peso específico seco máximo (kN / m<sup>3</sup>)</b>
RCD	17,5	15,8
Pó-de-pedra	9,8	20,3

Observa-se que a umidade ótima da amostra de RCD nessa fase, é compatível com as amostras de Estrutura e Acabamento da Fase 1. O mesmo ocorre em relação ao peso específico seco máximo.

A observação da amostra de Pó-de-pedra também revela compatibilidade (em relação à Fase 1) tanto em relação à umidade ótima, quanto em relação ao peso específico seco máximo.

Outro ponto de destaque é que mais uma vez se verifica que o peso específico seco máximo da amostra de Pó-de-pedra é significativamente maior que a de RCD (28%).

#### ***4.6.3 Comparação granulométrica da amostra Estrutura resultantes da compactação na Fase 1***

A comparação entre os ensaios de granulometria das amostras de Estrutura, e de Pó-de-pedra GN não compactada e compactada é feita nas Figuras 4.13 e 4.14. Essas figuras revelam curvas granulométricas com características bem próximas para ambos os casos considerados. Tais resultados podem ser considerados como satisfatórios visto que a energia aplicada durante o ensaio de compactação, a saber, Proctor Normal, não provocou alterações significativas no tamanho dos grãos das amostras de RCD reciclado, assim como em amostras de Pó-de-Pedra. Ressalta-se que essa comparação foi somente realizada para a Fase 1 da pesquisa.

As demais amostras também foram avaliadas para verificação do efeito da energia aplicada aos grãos, conforme se observa no Anexo A. Destacou-se aqui a amostra Estrutura e Pó-de-pedra GN da Fase 1 por serem amostras com características mais próximas das amostra de RCD e de Pó-de-pedra, respectivamente, da Fase 2. As demais amostras não apresentaram alteração significativa quando são comparados os estados não compactados e compactados.

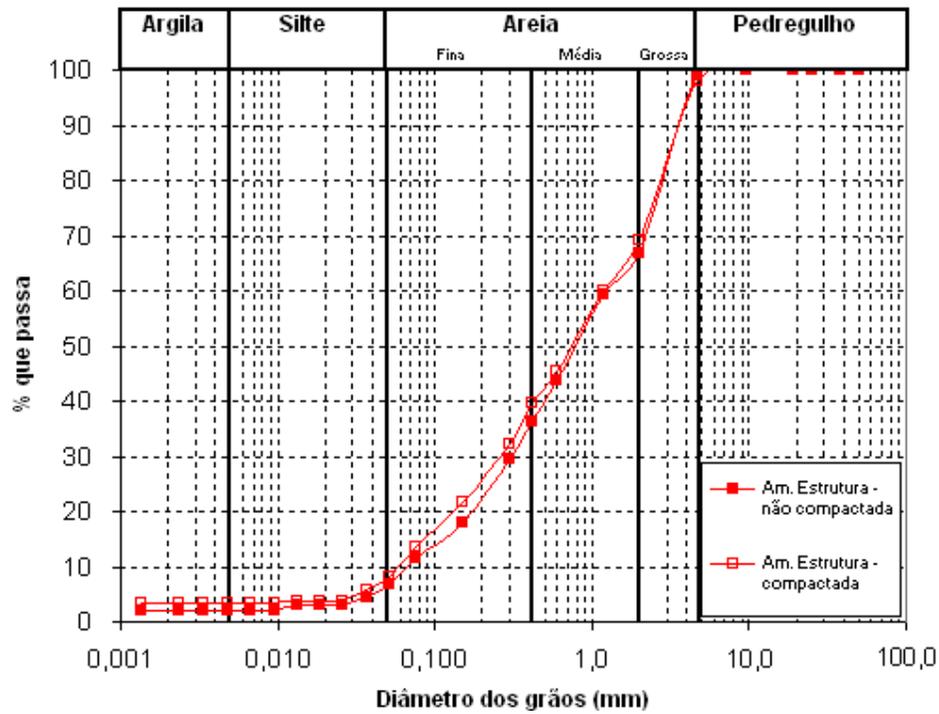


Figura 4.13 – Curvas granulométricas da amostra de Estrutura na condição não compactada e compactada.

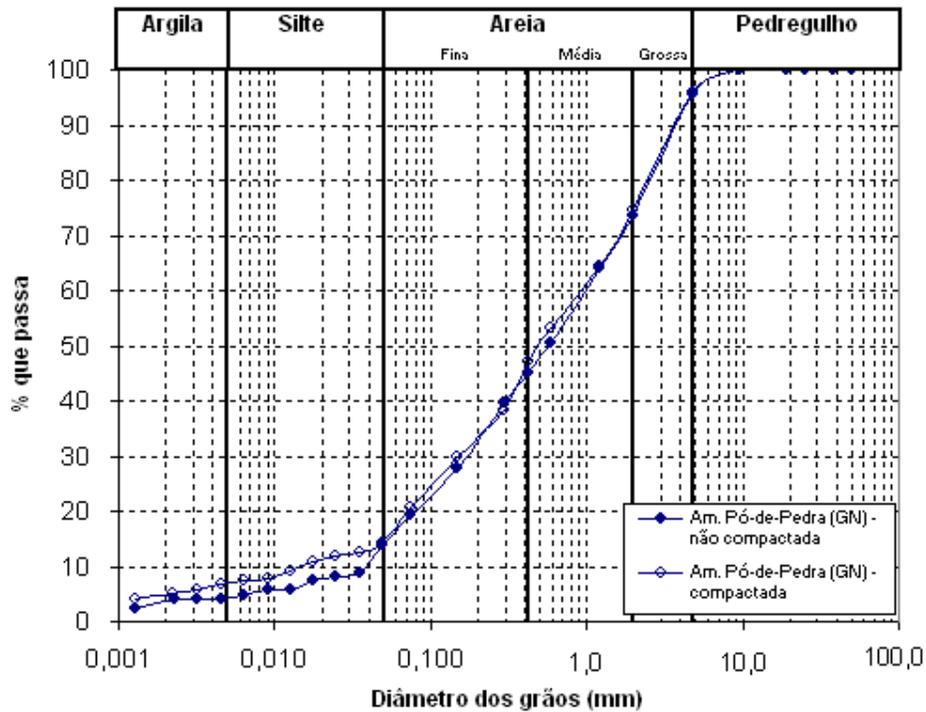


Figura 4.14 – Curvas granulométricas da amostra de Pó-de-pedra (GN) na condição não compactada e compactada.

#### **4.7 Ensaios de cisalhamento direto**

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras de RCD e das amostras de pó-de-pedra são apresentados separadamente nos próximos itens. Para amostra Estrutura e Pó-de-pedra GN, Fase 1, assim como para as amostras de RCD e Pó-de-pedra, Fase 2, são ilustradas as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e tensão cisalhante *versus* tensão normal, obtidas por meio da realização do ensaio em oito corpos de prova para diferentes tensões normais aplicadas (50, 100, 150 e 200 kPa), nas condições não inundada e inundada.

A escolha das amostras de Estrutura e Pó-de-pedra GN, Fase 1, para exibição completa de dados se deu por sua semelhança com as amostras de RCD e Pó-de-pedra, Fase 2. Para as demais amostras das Fases 1, procurou-se resumir os resultados através de gráficos e tabelas comparativas, a fim de não tornar a exposição dos dados demasiadamente cansativa.

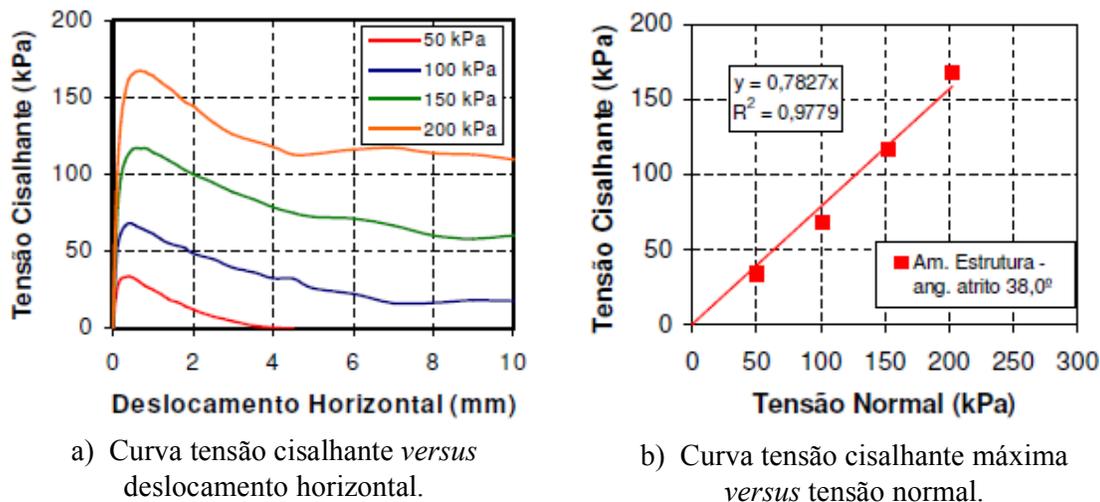
A preparação desses corpos de prova se deu de acordo com os resultados obtidos de peso específico seco máximo e umidade ótima do ensaio de compactação. Destaca-se que a execução dos ensaios para as duas condições de saturação visou simular em laboratório as possibilidades de atuação do material no campo, ou seja, quando o nível do lençol freático estiver baixo (não inundado) e quando o nível do lençol freático estiver próximo à superfície do terreno (inundado).

##### **4.7.1 Fase 1**

###### **4.7.1.1 Amostra Estrutura**

###### ***a) Ensaio não inundado***

Na Figura 4.15 são apresentados os resultados de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e tensão cisalhante *versus* tensão normal ao longo do deslocamento horizontal de 10mm.



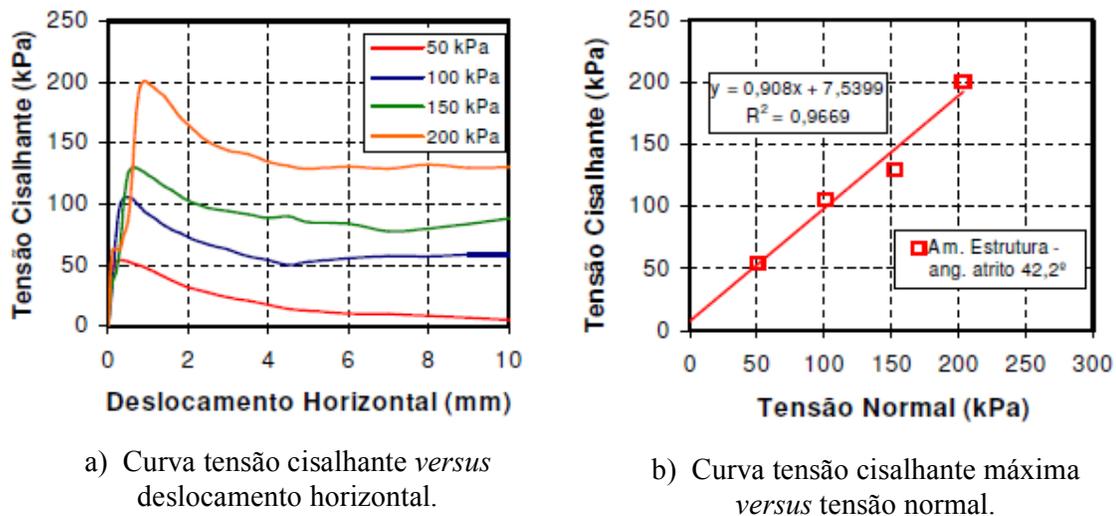
**Figura 4.15** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Estrutura: ensaio não inundado – Fase 1.

De acordo com a Figura 4.19 (a), pode-se verificar que a resistência ao cisalhamento ao longo do ensaio cresceu com o aumento da deformação horizontal, atingindo o valor máximo, ou seja, comportamento de pico para deslocamentos horizontais inferiores a 2 mm de deslocamento. A partir daí, a resistência ao cisalhamento tendeu a decrescer e atingir resistência residual para as tensões normais de 100, 150 e 200 kPa. Já para a tensão normal de 50 kPa, o corpo de prova ensaiado não revelou tal resistência.

A Figura 4.19 (b) exibe a envoltória de resistência da amostra Estrutura para o ensaio não inundado. Observa-se que o ângulo de atrito obtido foi de 38° e que o ajustamento da reta revela a inexistência de coesão na amostra.

### **b) Ensaio inundado**

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a condição inundada da amostra de resíduos provenientes de obra em fase de Estrutura são expostos na Figura 4.16.



**Figura 4.16** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Estrutura: ensaio inundado – Fase 1.

A variação da resistência ao cisalhamento da amostra de Estrutura no ensaio inundado ao longo da execução do ensaio é exibida na Figura 4.16 (a). Detecta-se que a amostra apresentou comportamento de pico para deslocamentos abaixo de 2 mm e posterior queda gradativa, até manter aproximadamente uma estabilização para todas as tensões normais, ao contrário do ensaio não inundado, em que a amostra não apresentou essa estabilização para a tensão de 50 kPa (Figura 4.15.a).

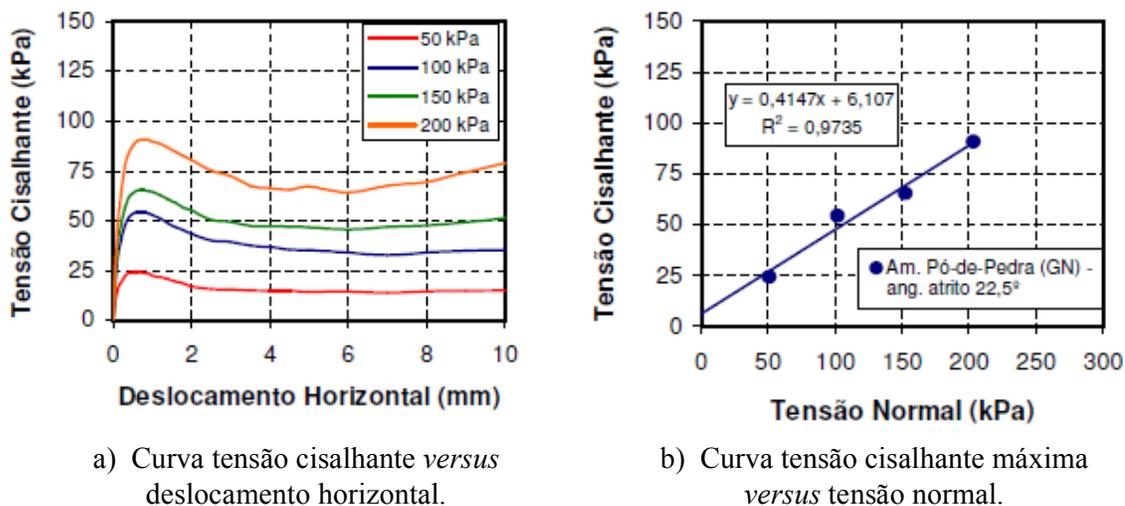
A envoltória de resistência da amostra de Estrutura para a condição inundada é indicada na Figura 4.16 (b). Aqui se observa o aumento no ângulo de atrito ( $42,2^\circ$ ) em relação à amostra não inundada, assim como o aparecimento de uma parcela de coesão após o ajustamento da curva (7,54 kPa).

#### 4.7.1.2 Amostra Pó-de-pedra de granulometria normal (GN)

##### *a) Ensaio não inundado*

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição não inundada para as tensões de 50, 100, 150 e 200 kPa representadas pelas curvas de tensão cisalhante ao longo do

deslocamento horizontal e das envoltórias de resistência para a amostra Pó-de-Pedra (GN) investigada nesta pesquisa são mostrados na Figura 4.17.



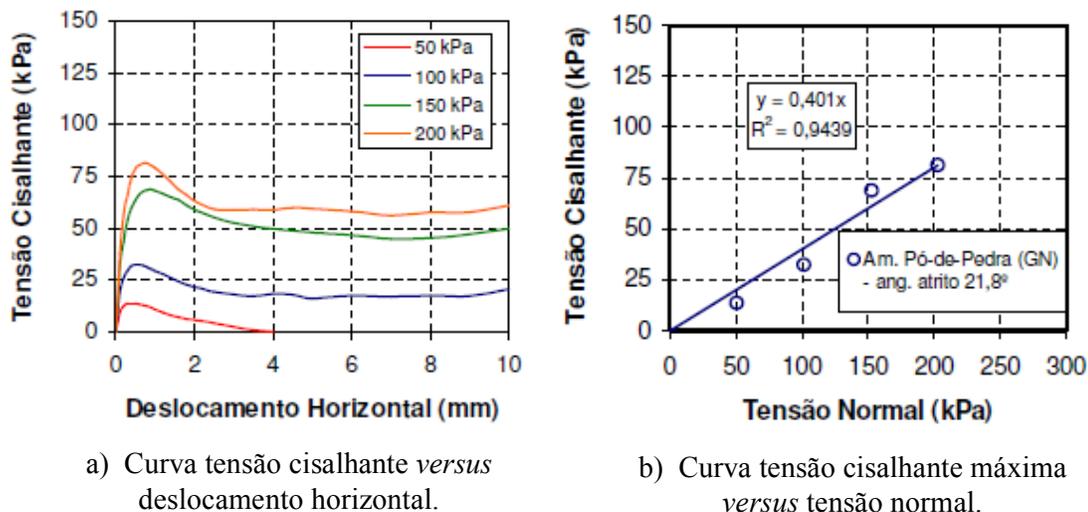
**Figura 4.17** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra (GN): ensaio não inundado – Fase 1.

Para todas as tensões normais ensaiadas, a amostra de Pó-de-Pedra (GN) comportou-se com resistência ao cisalhamento de pico (Figura 4.17.a), mantendo, em seguida, resistência residual até o encerramento do ensaio não inundado.

Figura 4.17 (b), por sua vez, exibe a envoltória de resistência na condição não inundada para a amostra de agregado natural (Pó-de-Pedra/ GN) construída a partir das tensões de cisalhamento capazes de provocar ruptura nos corpos de prova para as tensões normais adotadas. Verifica-se o ângulo de atrito obtido de 22,5°, assim como uma coesão de 6,11 kPa.

### ***b) Ensaio inundado***

Os gráficos da Figura 4.18 revelam os valores atingidos pela amostra de Pó-de-Pedra (GN) no ensaio de resistência ao cisalhamento direto para a condição inundada.



**Figura 4.18** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra (GN): Ensaio inundado – Fase 1.

As tensões normais e deslocamentos horizontais impostos aos corpos de prova confeccionados com amostra de Pó-de-Pedra (GN) durante a execução dos ensaios inundados revelaram tensão cisalhante crescente, até atingir valor máximo e com conseqüente declínio após a ruptura (Figura 4.18.a). Resistências cisalhantes residuais foram detectadas para as tensões normais de 100, 150 e 200 kPa, enquanto que resistência nula foi alcançada um pouco antes de 4 mm de deslocamento horizontal, para a tensão normal de 50 kPa.

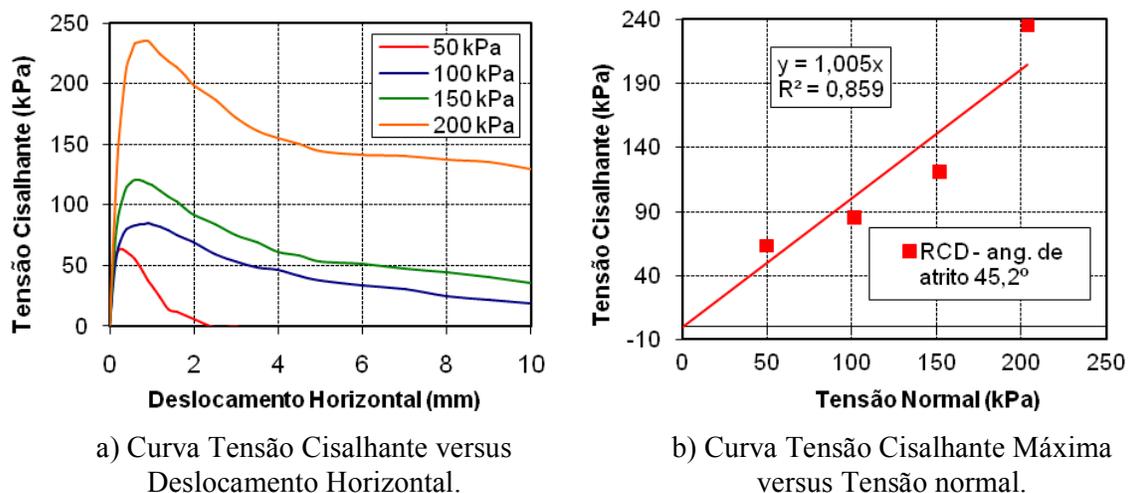
A envoltória de resistência ao cisalhamento exibida na Figura 4.18 (b) revela ângulo de atrito de 21,8°. O ajustamento da curva de resistência permite visualizar que a parcela de coesão detectada no ensaio não inundado, não se fez presente no ensaio inundado.

## 4.7.2 Fase 2

### 4.7.2.1 Amostra RCD

#### a) Ensaio não inundado

São apresentadas nos gráficos da Figura 4.19 as curvas e envoltórias de resistência da amostra não inundada de RCD.



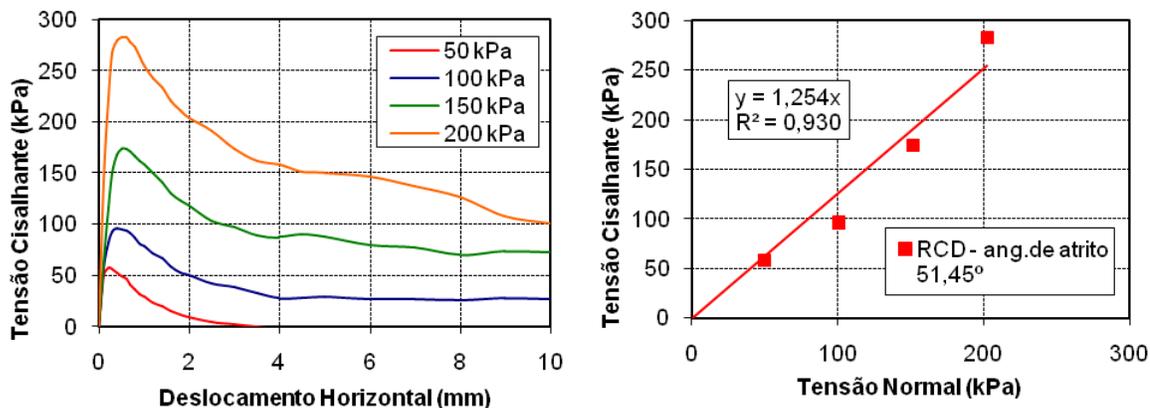
**Figura 4.19** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra RCD: ensaio não inundado – Fase 2.

Verificou-se na Figura 4.19 (a), que a amostra de RCD apresentou comportamento de crescimento de resistência até atingir determinado valor máximo, e posterior diminuição, chegando a resistências nulas para as tensões normais de 50 kPa e a variações de tensão não expressivas para as outras tensões normais.

Observa-se na Figura 4.19 (b), a envoltória de resistência da amostra de RCD no ensaio não inundado, cujo ângulo de atrito interno encontrado foi de  $45,2^\circ$ , sem que fosse detectada a presença de coesão na amostra.

#### ***b) Ensaio inundado***

São apresentados nos gráficos da Figura 4.20 as curvas e envoltórias de resistência da amostra inundada de RCD.



a) Curva Tensão Cisalhante versus Deslocamento Horizontal.

b) Curva Tensão Cisalhante Máxima versus Tensão normal.

**Figura 4.20** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra RCD: ensaio inundado – Fase 2.

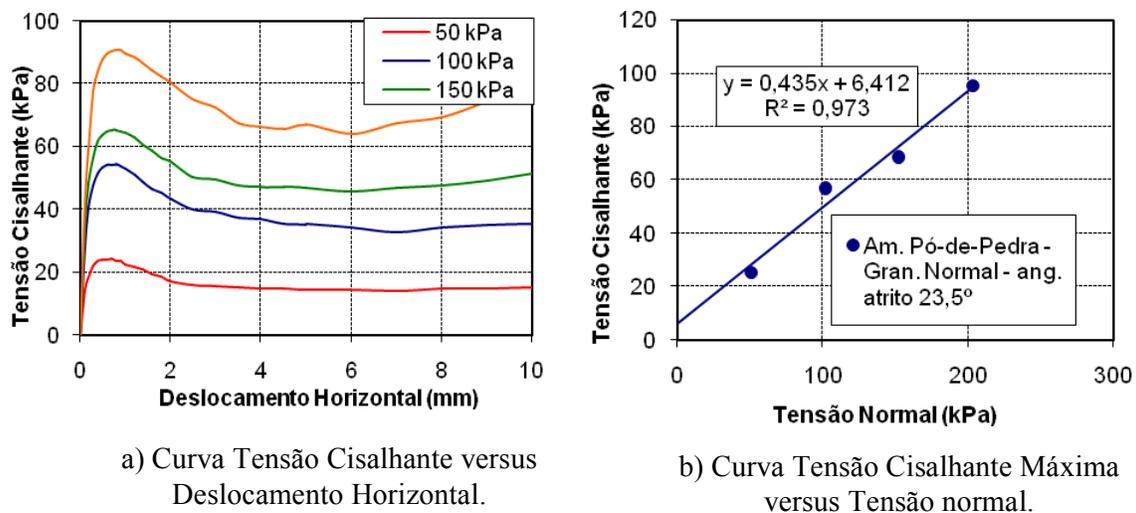
Observa-se na Figura 4.20 (a), que a amostra de RCD apresentou comportamento de crescimento de resistência até atingir determinado valor máximo, e posterior diminuição, chegando a resistências nulas para a tensão normal de 50 kPa.

Verifica-se que na Figura 4.20 (b), a envoltória de resistência da amostra de RCD no ensaio inundado, o qual apresentou ângulo de atrito da ordem de  $51,45^\circ$  e ausência de coesão no ajuste da curva. Em relação ao ângulo de atrito, observa-se que  $\varphi_{\text{inundado}} (51,45^\circ)$  apresentou valor maior que o  $\varphi_{\text{não inundado}} (45,2^\circ)$ . Credita-se esse fato a um peneiramento não muito eficiente para a amostra não inundada, o que pode ter deixado alguns grãos superiores ao limite estabelecido de 4,8 mm, aumentando assim a resistência ao cisalhamento. Outra possibilidade seria o ajuste dos resultados.

#### 4.7.2.2 Amostra de Pó-de-pedra

##### *a) Ensaio não inundado*

A Figura 4.21 contém as curvas e envoltórias de resistência da amostra não inundada de Pó-de-pedra.



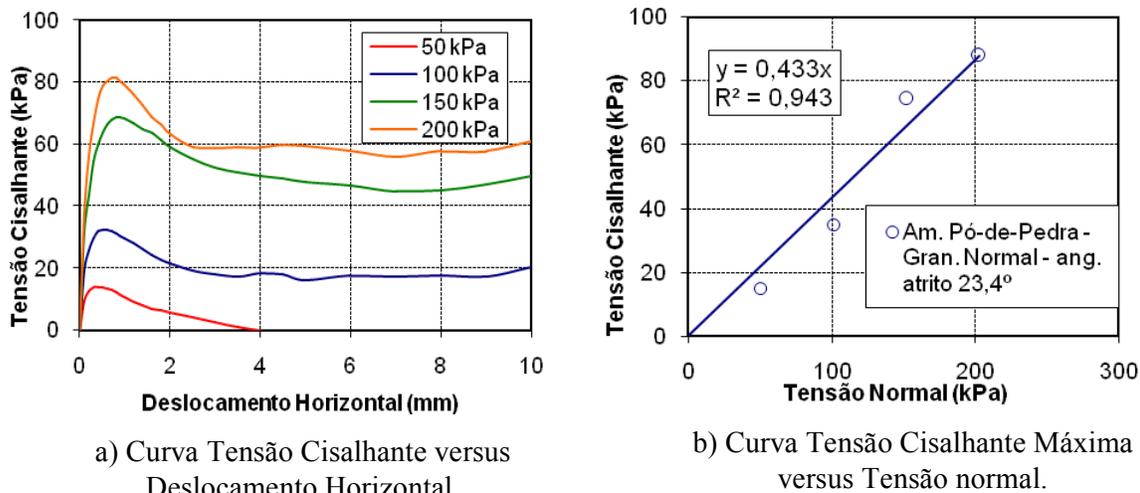
**Figura 4.21** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra: ensaio não inundado – Fase 2.

Mais uma vez foi verificado, de acordo o com a Figura 4.21 (a), que a amostra de RCD apresentou comportamento de crescimento de resistência até atingir determinado valor máximo.

A Figura 4.21 (b) exibe a envoltória de resistência da amostra de Pó-de-pedra no ensaio não inundado, onde se observa ângulo de atrito da ordem de  $23,5^\circ$ , bem como coesão de 6,41 kPa.

### ***b) Ensaio inundado***

São apresentadas nos gráficos da Figura 4.22 as curvas e envoltórias de resistência da amostra inundada de RCD.



**Figura 4.22** – Gráficos de resistência ao cisalhamento direto. Amostra Pó-de-pedra: ensaio inundado – Fase 2.

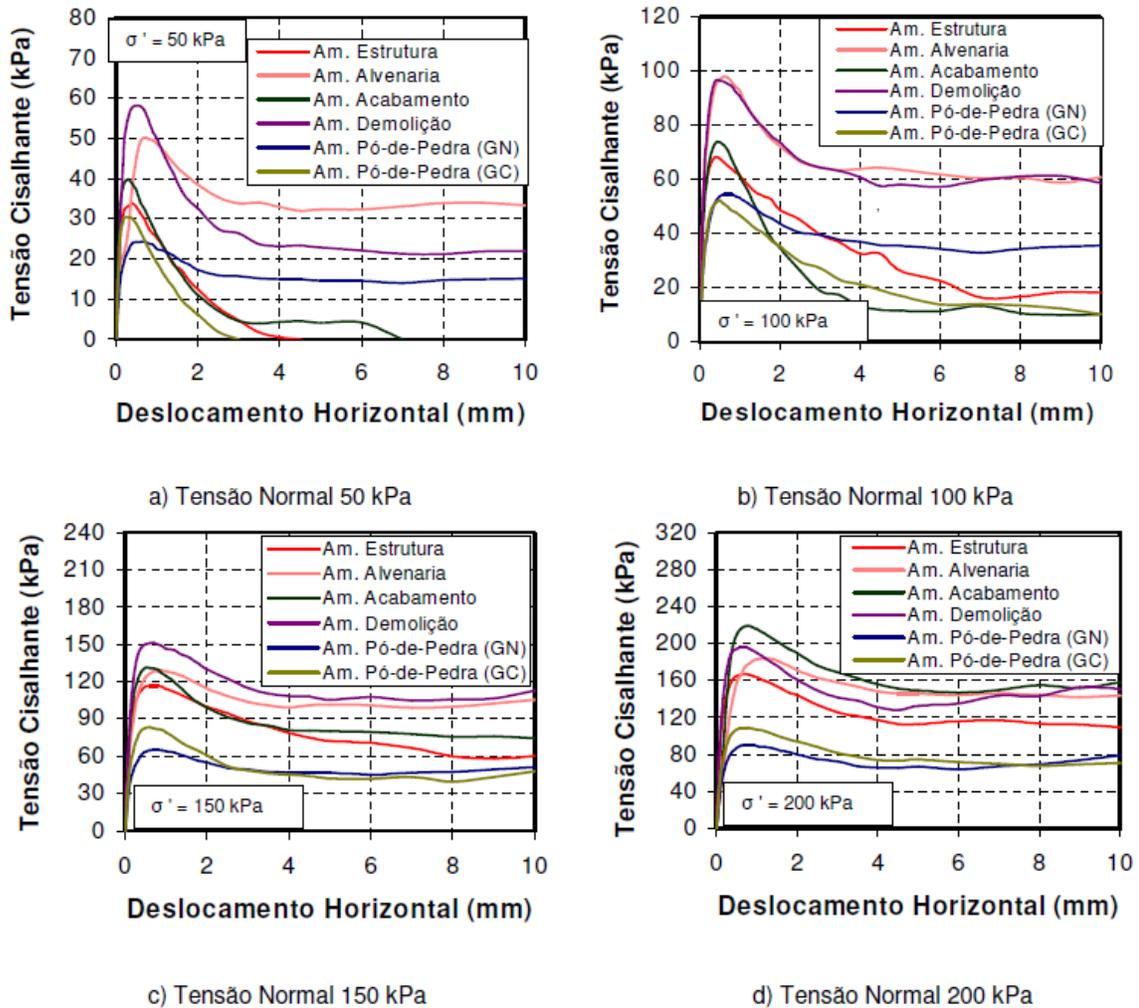
Foi verificado na Figura 4.22 (a), que a Amostra de RCD apresentou comportamento de crescimento de resistência até atingir determinado valor máximo. Logo após, verifica-se tensão residual ao longo de todo o deslocamento, exceto para a tensão de 50 kPa.

A Figura 4.22 (b) exibe a envoltória de resistência obtida do ensaio. Observa-se a perda de coesão do ensaio não inundado ( $c_{\text{não inundado}} = 6,41$  kPa) em relação ao ensaio inundado ( $c_{\text{inundado}} = 0$ ). Com respeito ao ângulo de atrito interno, ângulos aproximados foram registrados para as 2 condições de ensaio ( $\varphi_{\text{não inundado}} = 23,5^\circ$  e  $\varphi_{\text{inundado}} = 23,4$ ).

#### 4.7.3 Comparação entre ensaios da Fase 1

##### a) Ensaios não inundados

As curvas dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto na condição não inundada das amostras de RCD (Estrutura, Alvenaria, Acabamento e Demolição) e de agregado natural (Pó-de-Pedra/GN e Pó-de-Pedra/GC) referentes às tensões de cisalhamento ao longo dos deslocamentos horizontais, impostas aos corpos de prova para as 4 diferentes tensões normais aplicadas, são ilustradas na Figura 4.23.



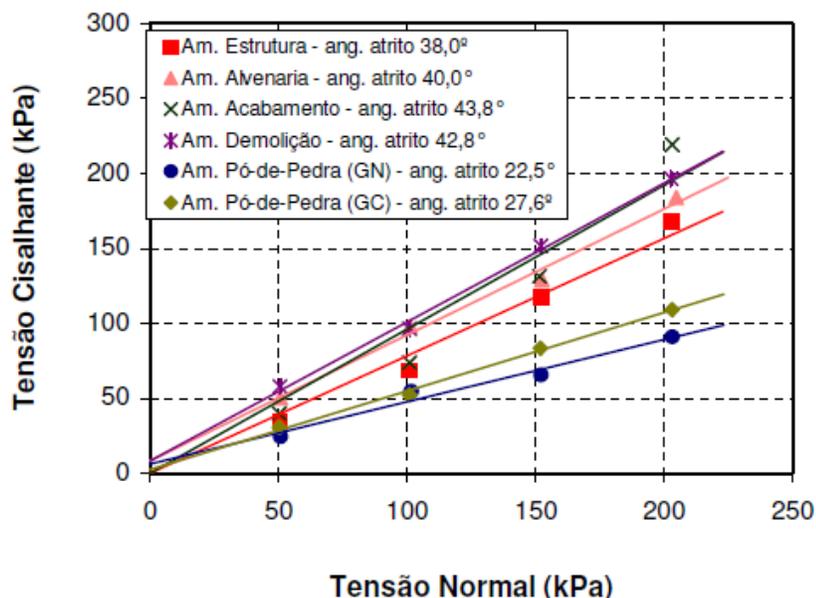
**Figura 4.23** – Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio não inundado – Fase 1.

De acordo com a Figura 4.23, a tensão cisalhante para todas as amostras investigadas no ensaio não inundado cresce ao longo do deslocamento horizontal até atingir uma tensão de pico. De acordo com Pinto (2006), esse comportamento de pico é típico de solo granular compactado. Pode-se observar que o máximo de tensão cisalhante nas amostras ocorre no início do deslocamento horizontal, ou seja, antes de 2 mm de deslocamento, para todas as tensões normais analisadas. Em seguida, a resistência ao cisalhamento decresce até atingir uma resistência residual aproximadamente constante ou anula-se para alguns casos (tensão normal de 50 kPa).

Uma avaliação mais detalhada dessas curvas mostra que todas as amostras de RCD apresentaram tensão cisalhante de pico mais elevada que a tensão máxima das amostras de Pó-de-Pedra, para todas as tensões normais, sendo que a amostra de Pó-de-Pedra (GC) apresentou resistência máxima mais elevada comparada à amostra de Pó-de-Pedra (GN), exceto para a tensão normal de 100 kPa.

Entretanto, quando se observa a tensão pós-pico, as amostras de Estrutura, Acabamento e Pó-de-Pedra (GC) revelaram menor resistência quando comparadas com a amostra de Pó-de-Pedra (GN) para a tensão normal de 50 e 100 kPa. Para as demais tensões normais, todas as amostras registraram resistência pós-pico superior à amostra de Pó-de-Pedra (GN).

A Figura 4.24 exibe as envoltórias de resistência de todas as amostras ensaiadas na Fase 1.



**Figura 4.24** – Envoltórias de resistência das amostras estudadas na condição não inundada – Fase 1.

Com base na Figura 4.24, verifica-se que as amostras provenientes do beneficiamento de RCD de diferentes fases de obra apresentaram para o ensaio não inundado, independentemente das suas composições gravimétricas, maiores valores de resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, ângulos de atrito superiores aos das amostras de Pó-de-Pedra (GN e GC).

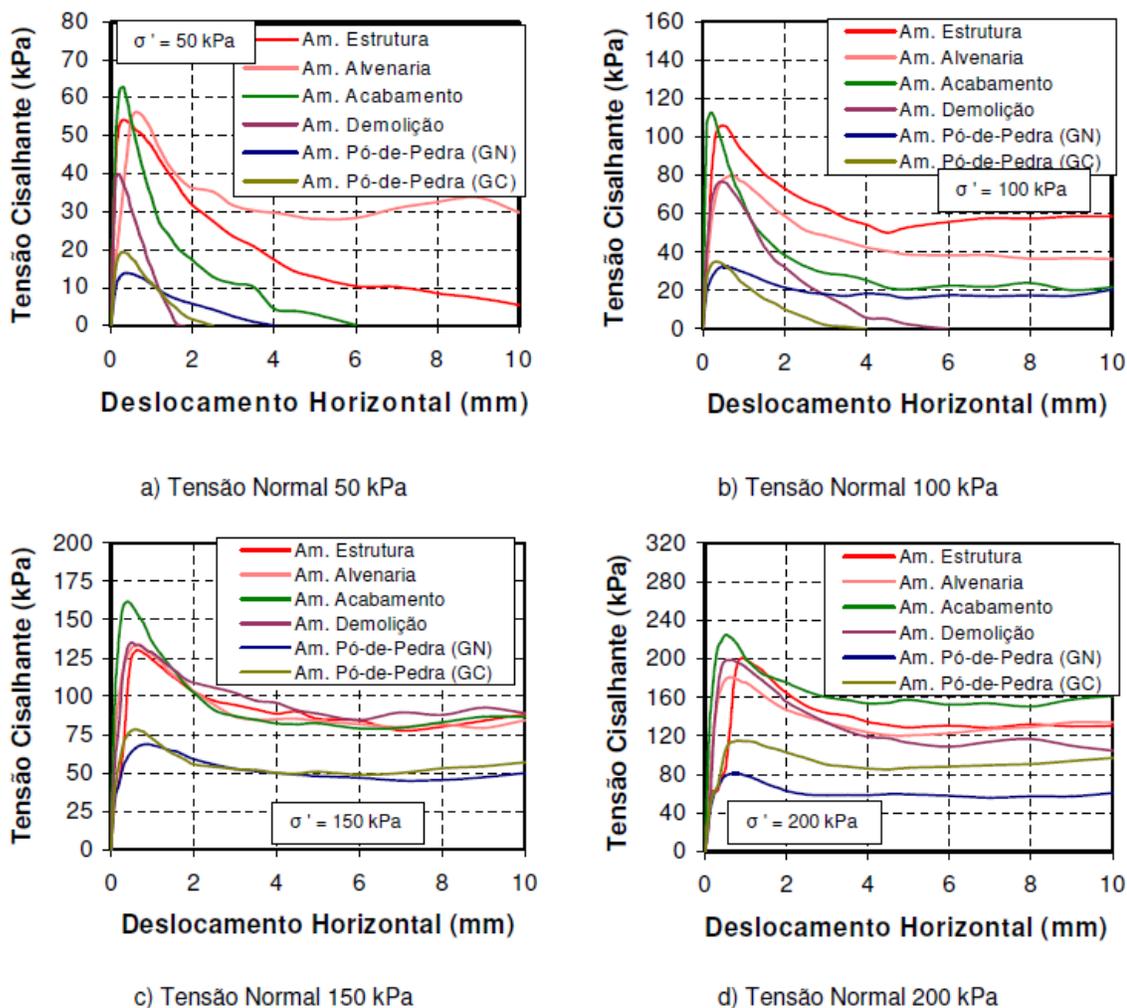
O ângulo de atrito médio para as amostras de RCD na condição não inundada correspondeu a 41,15°, enquanto que para as amostras de Pó-de-Pedra foi igual a 25,1°. A Tabela 4.9 resume os resultados obtidos para as amostras não inundadas.

**Tabela 4.9** – Resumo de parâmetros encontrados nos ensaios não inundados – Fase 1.

Amostras	Ensaio	Parâmetros de Resistência					
		$\gamma$ úmido (KN /m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (KN /m <sup>3</sup> )	W antes (%)	W depois (%)	c (kPa)	$\phi$ (°)
Am. Estrutura	Não Inundado	19,82	17,43	13,70	12,94	0	38,0
Am. Alvenaria		19,86	16,34	21,55	21,20	8,12	40,0
Am. Acabamento		18,69	16,31	14,60	14,13	0	43,8
Am. Demolição		19,15	15,73	21,77	21,53	8,37	42,8
Am. Pó-de-Pedra (GN)		22,22	20,25	9,79	9,43	6,11	22,5
Am. Pó-de-Pedra (GC)		23,02	21,21	8,36	8,19	2,38	27,6

### ***b) Ensaios inundados***

A comparação das curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para a condição de ensaio inundada das amostras de RCD e de Pó-de-pedra em relação a cada tensão normal aplicada são expostas na Figura 4.25.



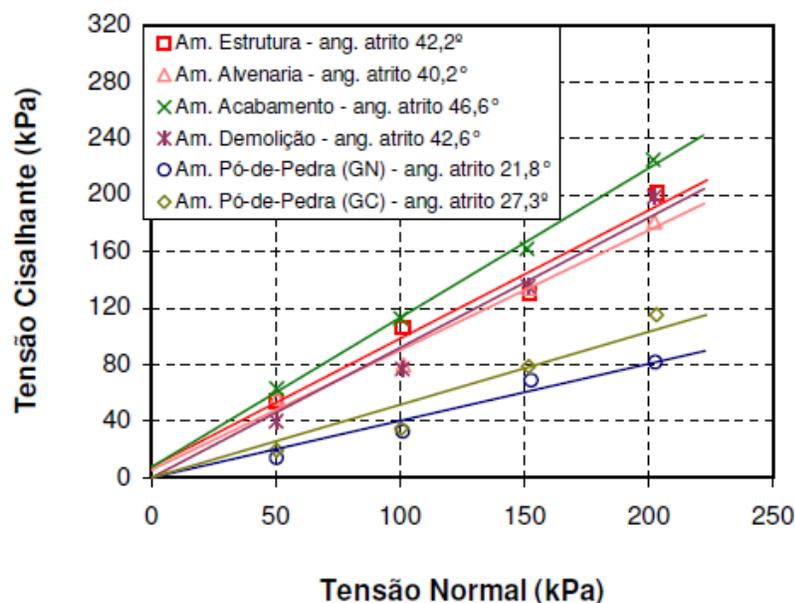
**Figura 4.25** – Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio inundado – Fase 1.

Para o ensaio inundado, semelhantemente ao observado no ensaio não inundado, todas as amostras trabalhadas comportaram-se com tensão crescente de pico, característica de solo granular compacto. A ruptura, para todas as tensões normais, foi atingida antes de 2 mm de deslocamento.

As amostras de Pó-de-Pedra (GN e GC) registraram resistências máximas significativamente mais baixas em relação às amostras de resíduos beneficiadas para as 4 tensões normais aplicadas. No caso da tensão pós-pico, apenas as amostras de RCD de Estrutura e Alvenaria não tiveram suas resistências anuladas para a tensão normal de 50 kPa. Para a tensão normal de 100 kPa, 4 amostras (Estrutura, Alvenaria, Acabamento e Pó-de-Pedra/GN) permaneceram com resistência residual até a conclusão do ensaio, enquanto que para as tensões normais de

150 e 200 kPa, todas as amostras persistiram com resistência pós-pico aproximadamente constante, sendo que, nesse caso, as resistências das amostras de RCD foram consideravelmente mais elevadas que a resistência das amostras de Pó-de Pedra (GN e GC).

A Figura 4.26 resume as envoltórias de resistência para todos os ensaios inundados.



**Figura 4.26** – Envoltórias de resistência das amostras estudadas na condição inundada – Fase 1.

Para o ensaio inundado, as amostras de RCD recicladas apresentaram ângulo de atrito médio equivalente a 42,9°, com maior distorção para a amostra de Acabamento com  $\phi_{\text{acabamento}} = 46,6^\circ$ , o que provocou a elevação da média do ângulo de atrito quando comparada com o ensaio não inundado. Entretanto, esse desvio não impede a comparação com as amostras de Pó-de-pedra, uma vez que as mesmas registraram ângulo de atrito médio bem mais reduzido, equivalente a 24,6°. A Tabela 4.10 exibe o resumo de parâmetros encontrados para o ensaio inundado.

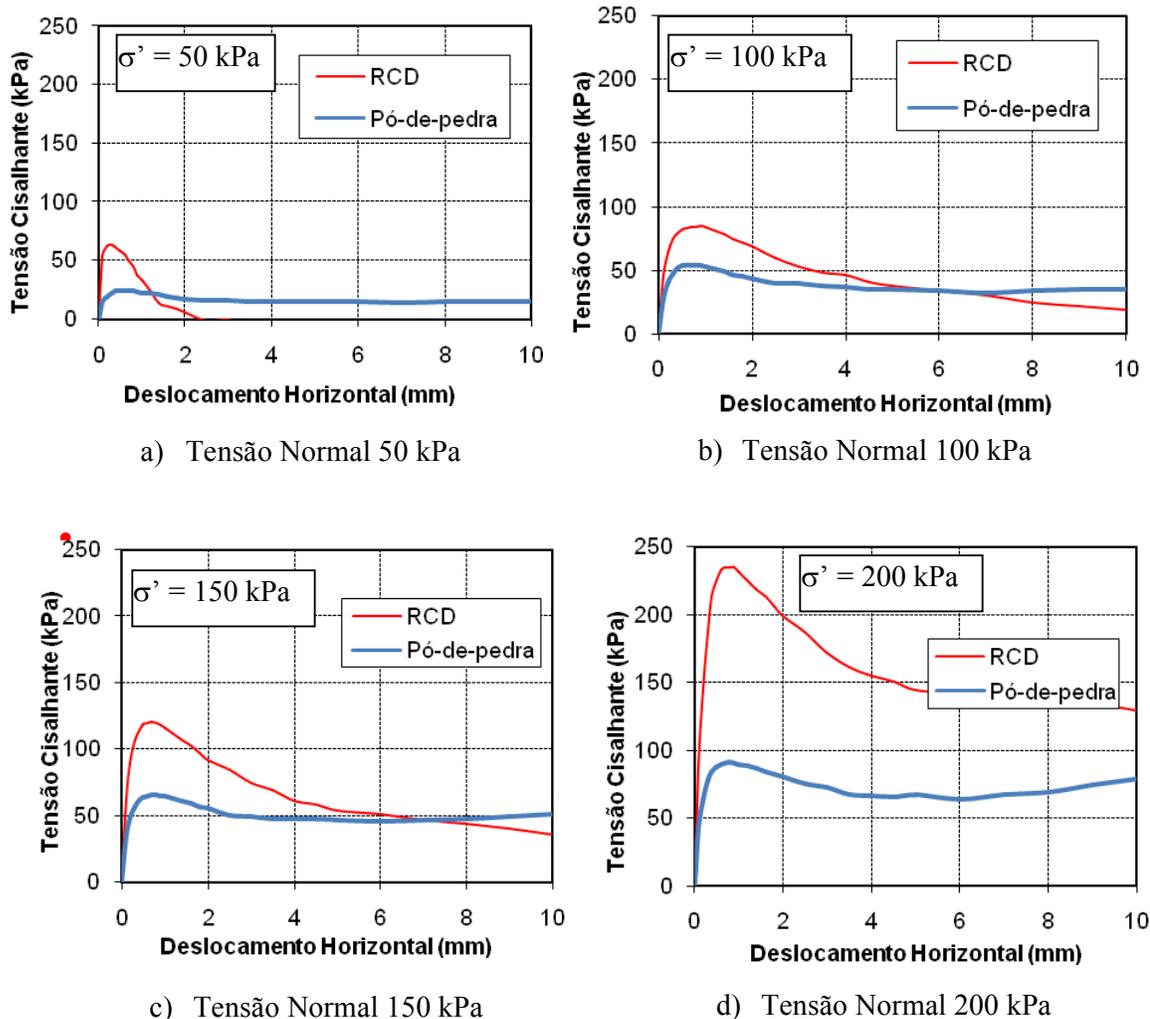
**Tabela 4.10** – Resumo de parâmetros encontrados nos ensaios inundados – Fase 1.

Amostras	Ensaio	Parâmetros de Resistência					
		$\gamma$ úmido (KN /m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (KN /m <sup>3</sup> )	W antes (%)	W depois (%)	c (kPa)	$\phi$ (°)
Am. Estrutura	Inundado	19,79	17,43	14,19	19,42	7,54	42,2
Am. Alvenaria		19,80	16,27	21,76	23,95	5,54	40,2
Am. Acabamento		18,68	16,30	14,52	22,73	7,37	46,6
Am. Demolição		19,01	15,66	21,40	22,7	0	42,6
Am. Pó-de-Pedra (GN)		22,21	20,25	9,69	13,33	0	21,8
Am. Pó-de-Pedra (GC)		22,94	21,19	8,27	10,81	0	27,3

#### 4.7.4 Comparação entre ensaios da Fase 2

##### a) Ensaios não inundados

As curvas dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto na condição não inundada das amostras de RCD e de Pó-de-Pedra referentes às tensões de cisalhamento ao longo dos deslocamentos horizontais, impostas aos corpos de prova para as 4 diferentes tensões normais aplicadas, são ilustradas na Figura 4.27.



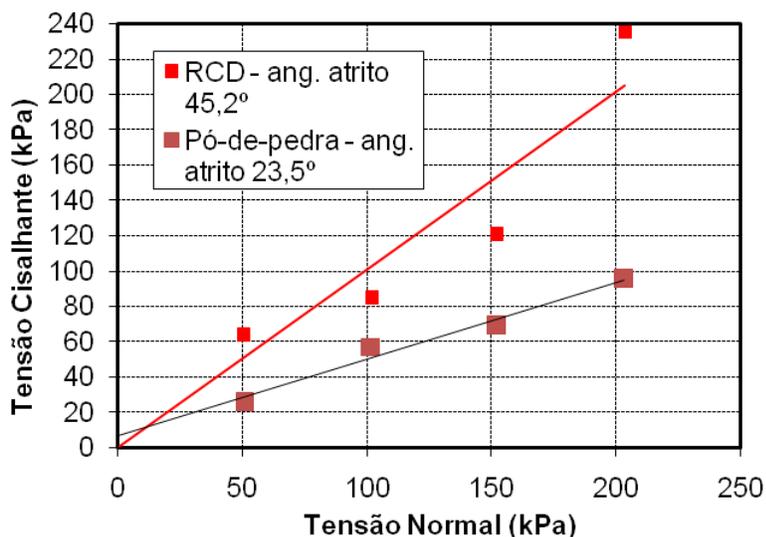
**Figura 4.27** – Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio inundado – Fase 2.

Na Figura 4.27, vê-se que a tensão cisalhante para todas as amostras investigadas no ensaio inundado cresce ao longo do deslocamento horizontal até atingir uma tensão de pico. Pode-se observar que o máximo de tensão cisalhante nas amostras ocorre no início do deslocamento horizontal, ou seja, antes de 2 mm de deslocamento, para todas as tensões normais analisadas. Como observado em casos anteriores, a resistência ao cisalhamento decresce até atingir uma resistência residual aproximadamente constante ou anula-se no caso da tensão normal de 50 kPa para a amostra de RCD.

Observando-se de perto as curvas da Figura 4.27, percebe-se que as amostras de RCD apresentaram tensão cisalhante de pico mais elevada que a tensão máxima das amostras de

pó-de-pedra para todas as tensões normais. Quando se analisa as tensões pós-pico, é possível notar que, com exceção da tensão normal de 50 kPa, as mesmas são equivalentes às amostras de pó-de-pedra.

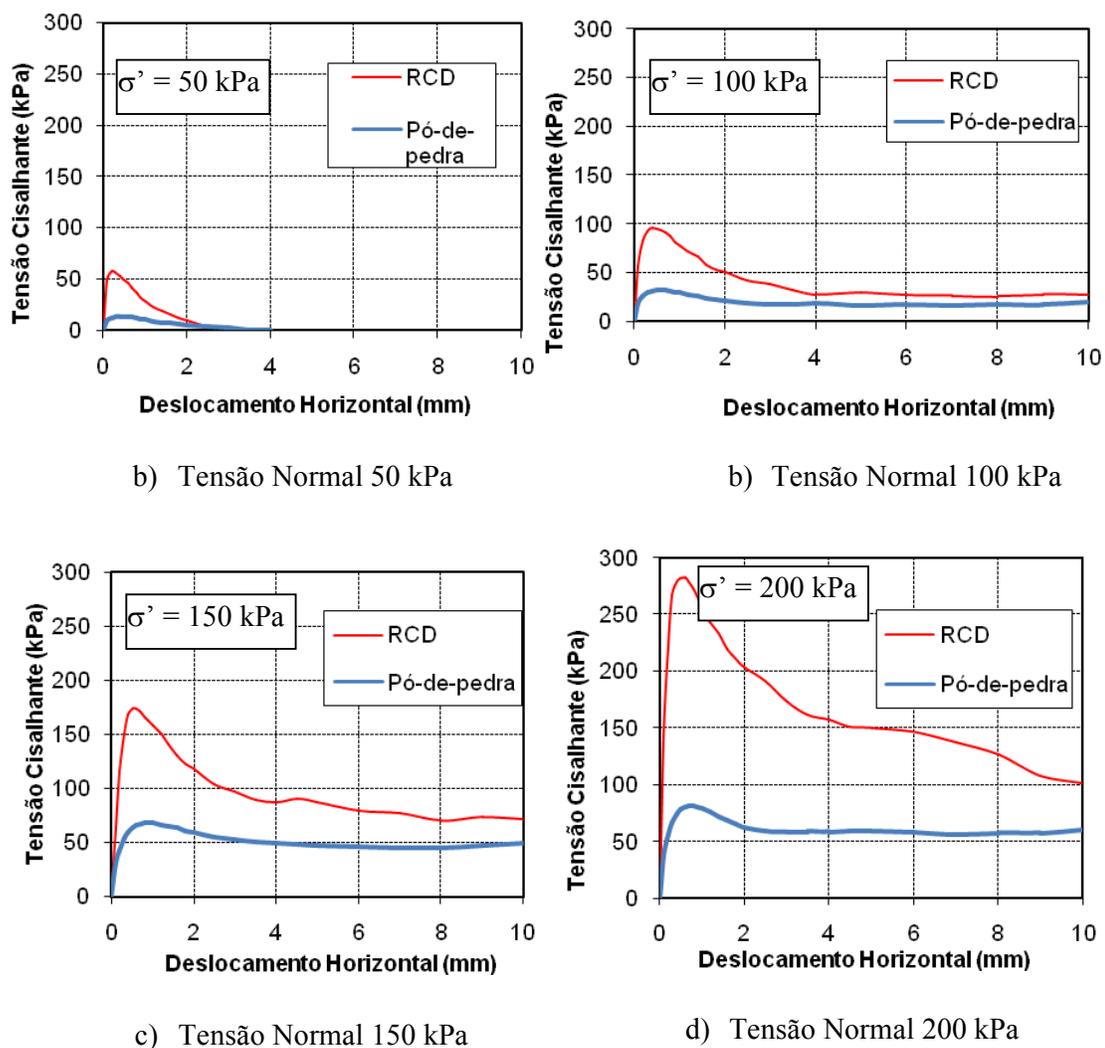
A Figura 4.28 resume as envoltórias de resistência para todos os ensaios inundados. De acordo com a referida Figura, a amostra de RCD apresentou ângulo de atrito 92% maior que a amostra de Pó-de-pedra.



**Figura 4.28** – Envoltórias de resistência das amostradas estudadas na condição não inundada – Fase 2.

### ***b) Ensaios inundados***

As curvas dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto na condição inundada das amostras de RCD e de Pó-de-pedra referentes às tensões de cisalhamento ao longo dos deslocamentos horizontais, impostas aos corpos de prova para as 4 diferentes tensões normais aplicadas, são ilustradas na Figura 4.29.

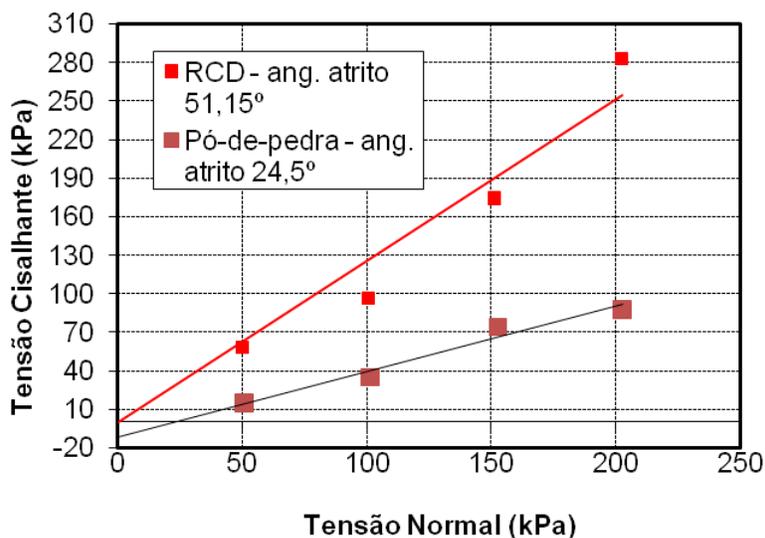


**Figura 4.29** – Comparação de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras investigadas para o ensaio inundado – Fase 2.

De posse da Figura 4.29, vê-se que a tensão cisalhante para todas as amostras investigadas no ensaio inundado cresce ao longo do deslocamento horizontal até atingir uma tensão de pico. Pode-se observar que o ponto máximo de tensão cisalhante nas amostras ocorre no início do deslocamento horizontal, ou seja, antes de 2 mm de deslocamento, para todas as tensões normais analisadas. Como observado em casos anteriores, a resistência ao cisalhamento decresce até atingir uma resistência residual aproximadamente constante ou anula-se para alguns casos (tensão normal de 50 kPa).

Uma avaliação mais detalhada dessas curvas mostra que todas as amostras de RCD apresentaram tensão cisalhante de pico mais elevada que a tensão máxima das amostras de Pó-de-pedra para todas as tensões normais, inclusive para as tensões pós-pico (com exceção da tensão de 50 kPa).

A Figura 4.30 resume as envoltórias de resistência para todos os ensaios inundados.



**Figura 4.30** – Envoltórias de resistência das amostras estudadas na condição inundada – Fase 2.

#### 4.7.5 Comparação entre ensaios das Fases 1 e 2

Destaca-se agora a comparação dos resultados obtidos para as amostras de Estrutura e Pó-de-pedra da Fase 1, com as amostras de RCD e Pó-de-pedra da Fase 2. Vale ressaltar que a amostra de RCD (Fase 2) apresentou no ensaio de análise gravimétrica constituição bem próxima a da amostra de Estrutura (Fase 1). As Tabelas 4.11 e 4.12 resumem os resultados encontrados para cada uma das amostras, para a condição não inundada e inundada, respectivamente.

**Tabela 4.11** – Comparação entre amostras das Fases 1 e 2 – condição não inundada.

<b>Amostras</b>	<b>Ângulo de atrito Fase 1</b>	<b>Ângulo de atrito Fase 2</b>	<b>Coesão Fase 1 (kPa)</b>	<b>Coesão Fase 2 (kPa)</b>
Estrutura / RCD	38,0°	45,2°	0,0	0,0
Pó-de-pedra	22,5°	23,5°	6,11	6,41

**Tabela 4.12** – Comparação entre amostras das Fases 1 e 2 – condição inundada.

<b>Amostras</b>	<b>Ângulo de atrito Fase 1</b>	<b>Ângulo de atrito Fase 2</b>	<b>Coesão Fase 1 (kPa)</b>	<b>Coesão Fase 2 (kPa)</b>
Estrutura / RCD	42,2°	51,15°	7,54	0,0
Pó-de-pedra	21,8°	24,5°	0,0	0,0

A análise das Tabelas 4.11 e 4.12 revela as amostras guardam realmente entre si semelhança de desempenho mecânico, uma vez que o ângulo de atrito da amostra de RCD foi de 19% maior que a da amostra Estrutura na condição não inundada e de 22% na condição inundada, a despeito do fato das curvas granulométricas da amostra Estrutura terem se revelado melhor graduadas que a amostra RCD. Por sua vez, as amostras de pó-de-pedra praticamente não revelaram diferença.

Vale ressaltar que para a amostra RCD (Fase 2), um problema na peneira utilizada em campo no estágio de beneficiamento da amostra, pode ter tornado o peneiramento pouco eficiente, deixando passar grãos fora do limite de controle ( $\phi < 4,80$  mm).

Outro ponto importante é que as condições em que foram realizados os ensaios (inundados e não inundados), levando-se em conta as amostras com características semelhantes, pouco influíram nos resultados obtidos. Esse comentário pode ser estendido aos demais ensaios da Fase 1, bastando para tanto, comparar os resultados exibidos nas Figuras 4.24 e 4.26.

Um aspecto relevante foi o aparecimento de uma parcela de coesão (7,54 kPa) na amostra Estrutura para a condição inundada. Um ganho de resistência é por vezes observado em solos granulares na presença de água, a qual provoca um efeito de sucção entre os grãos em caráter temporário, muito embora isso não ocorra na condição inundada (PINTO, 2006). Somente

estudos mais detalhados poderiam justificar esse comportamento, o que naturalmente não constitui o foco desse trabalho.

Percebe-se nas comparações de curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, que os resultados obtidos do cisalhamento direto dos RCD caem sensivelmente após o pico de resistência, o que demonstra um comportamento frágil do material após a resistência máxima.

Por fim, é preciso salientar que os resultados de ângulo de atrito encontrados para as amostras de pó-de-pedra, variando de 21,8 a 27,6, não correspondem aos resultados normalmente obtidos em ensaios realizados em solos melhorados na cidade do Recife/PE. Gusmão Filho & Gusmão (1994) baseando-se em retro análises de provas de carga sobre placa em solo melhorado, afirmam que o ângulo de atrito pode ser considerado igual a 40°.

## **5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS – ENSAIOS DE CAMPO**

Serão apresentados a seguir os resultados dos ensaios realizados em campo.

### **5.1 Execução de malha experimental de compactação**

#### ***5.1.1 Análise de cravação dos tubos***

Foram executadas 25 estacas de compactação por intermédio de bate-estacas do tipo tripé com tubo de 320 mm, 4 m de comprimento e pilão de 18,5 kN. As buchas confeccionadas tiveram todas um volume correspondente a 72 L, de sorte que não foi verificada diferença de desempenho de cravação entre estacas constituídas de materiais diferentes (RCD ou pó-de-pedra), devido à bucha.

##### **5.1.1.1 Energia de cravação**

As Figuras 5.1 e 5.2 exibem os diagramas de energia de cravação local e acumulado, respectivamente, de todas as estacas de compactação. Ressalta-se que a legenda das estacas está na ordem em que foram executadas no campo, sendo dado destaque para as estacas de RCD (em vermelho) e as de pó-de-pedra (em azul). As energias de cravação foram obtidas por meio da expressão 3.1.

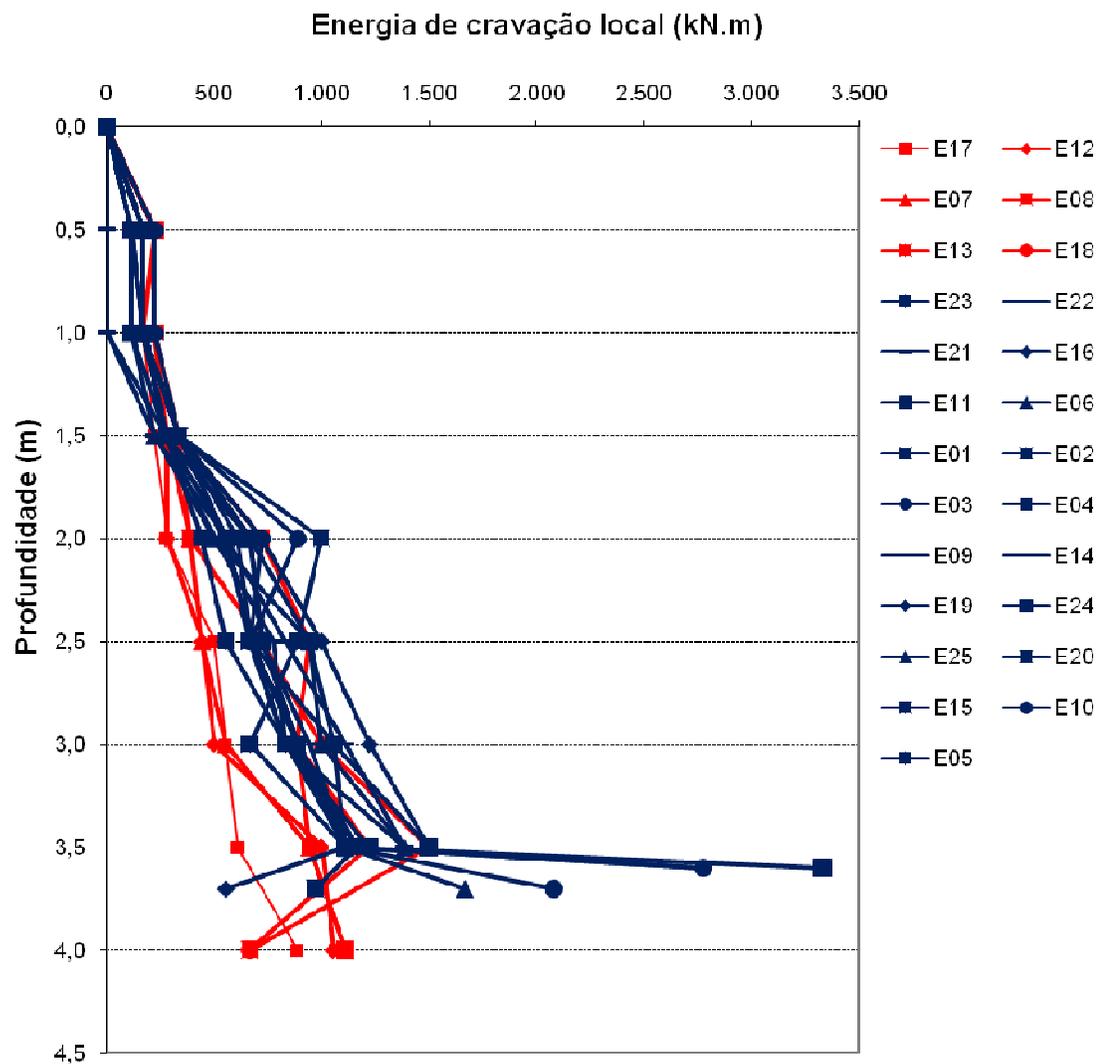
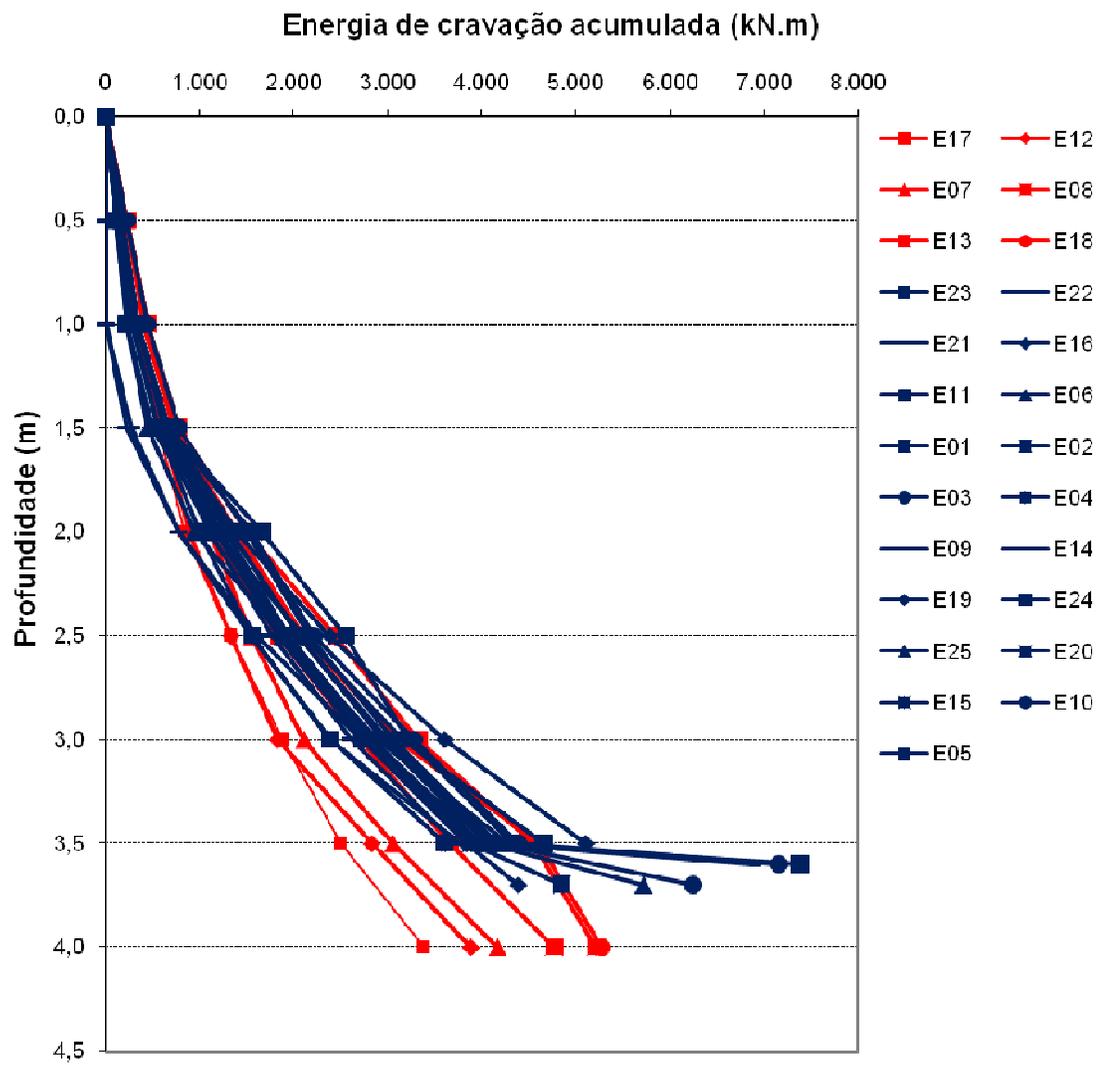


Figura 5.1 – Diagrama de energia de cravação local das estacas.



**Figura 5.2** – Diagrama de energia de cravação acumulada das estacas.

Analisando os dois gráficos apresentados, especialmente o de energia local (Figura 5.1), observa-se que as estacas de pó-de-pedra tiveram um desempenho superior às estacas de RCD. No entanto, é preciso lembrar que as estacas de RCD foram as primeiras a serem executadas, e só depois foram confeccionadas as de pó-de-pedra. Ou seja, o solo já se encontrava mais compactado quando da execução dessas últimas. Esse fato é normalmente observado em obras de melhoramento de solo.

A semelhança de crescimento de curva observada nos dois materiais (Figura 5.2), permite concluir que tanto o RCD, quanto o pó-de-pedra transferiram de forma equivalente a energia neles aplicados ao terreno, ou seja, nenhum dos dois materiais apresentou perda de energia, o que poderia ser observado em materiais que se quebrassem facilmente.

#### **5.1.1.2 Volume compactado versus energia de cravação acumulada**

Procurando-se relacionar a energia acumulada de cravação com os volumes injetados nos tubos, foi elaborada a Tabela 5.1, a qual se destina a comparar a energia por metro de tubo cravado com seu volume por metro de tubo cravado de cada uma das estacas de compactação executadas. Outro dado importante é que a ordem de apresentação de estacas respeita a ordem de execução das mesmas.

A relação entre essas duas grandezas (energia e volume) sintetizadas na Tabela 5.1 objetivou avaliar o comportamento do solo à medida que as estacas iam sendo executadas.

**Tabela 5.1** – Resultados obtidos para energia de cravação e volume compactado.

<b>Estaca</b>	<b>Material</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Energia total de cravação (kN.m)</b>	<b>Energia por metro de tubo cravado (kN.m / m)</b>	<b>Volume compactado (L)</b>	<b>Volume por metro de tubo cravado (L / m)</b>
E17	RCD	4,0	3274,50	818,63	576,0	144,00
E12	RCD	4,0	3774,00	943,50	576,0	144,00
E07	RCD	4,0	4014,50	1003,63	576,0	144,00
E08	RCD	4,0	4625,00	1156,25	576,0	144,00
E13	RCD	4,0	5069,00	1267,25	576,0	144,00
E18	RCD	4,0	5124,50	1281,13	576,0	144,00
E23	Pó-de-pedra	3,5	3533,50	1009,57	432,0	123,43
E22	Pó-de-pedra	3,5	3774,00	1078,29	396,0	113,14
E21	Pó-de-pedra	3,5	4107,00	1173,43	396,0	113,14
E16	Pó-de-pedra	3,5	4995,00	1427,14	396,0	113,14
E11	Pó-de-pedra	3,5	4588,00	1310,86	396,0	113,14
E06	Pó-de-pedra	3,5	4199,80	1199,86	396,0	113,14
E01	Pó-de-pedra	3,5	3922,00	1120,57	396,0	113,14
E02	Pó-de-pedra	3,7	4745,00	1282,43	288,0	77,84
E03	Pó-de-pedra	3,7	6095,50	1647,43	288,0	77,84
E04	Pó-de-pedra	3,5	3829,50	1094,14	288,0	82,29
E09	Pó-de-pedra	3,6	6771,00	1880,83	288,0	80,00
E14	Pó-de-pedra	3,5	3644,50	1041,29	360,0	102,86
E19	Pó-de-pedra	3,7	4273,50	1155,00	288,0	77,84
E24	Pó-de-pedra	3,6	7270,50	2019,58	288,0	80,00
E25	Pó-de-pedra	3,7	5605,50	1515,00	288,0	77,84
E20	Pó-de-pedra	3,5	3774,00	1078,29	288,0	82,29
E15	Pó-de-pedra	3,5	4218,00	1205,14	288,0	82,29
E10	Pó-de-pedra	3,6	7048,50	1957,92	288,0	80,00
E05	Pó-de-pedra	3,5	3774,00	1078,29	288,0	82,29

É possível perceber pela Tabela 5.1 que o volume por metro de tubo cravado diminuiu à medida que as estacas foram sendo cravadas. Mas é necessário novamente lembrar que as estacas de RCD foram as primeiras a serem executadas, e só depois foram executadas as de pó-de-pedra, o que influencia o processo de compactação.

A fim de resumir os dados da Tabela 5.1, foi elaborada a Tabela 5.2, em que foram separados três grupos de estacas com semelhança de volume por metro de tubo cravado, respeitando-se a ordem de cravação das estacas e considerando a média de cada grupo.

**Tabela 5.2** – Comparação de grupos de estacas.

Grupo de estacas	Material	Energia por metro de tubo cravado (kNm / m) <sup>(1)</sup>	Volume por metro de tubo cravado (L / m) <sup>(1)</sup>
E17 a E18	RCD	1078,40	144,00
E23 a E01	Pó-de-pedra	1188,53	114,61
E02 a E05	Pó-de-pedra	1412,95	81,95

(1) Média do grupo de estacas

Observando a Tabela 5.2, percebe-se que o volume médio por metro de tubo cravado diminui ao mesmo tempo em que a energia média por metro de tubo cravado aumenta, o que vem comprovar a maior dificuldade em cravar outras estacas quando o terreno começa a ficar compactado. Da mesma Tabela, também se verifica que essa tendência encontrada se aplica inclusive às estacas constituídas por pó-de-pedra (Grupos E23 a E01 e E02 a E05), o que mostra que a referida tendência não se dá por constituição dos materiais das estacas.

## 5.2 Sondagem a percussão

### 5.2.1 Comparação de furos de sondagem

Foram realizados 4 furos de sondagem, dois dentro da malha de compactação (SP 01 e SP 02) e dois fora dela (SP 03 e SP 04) de acordo com a locação apresentada na Figura 3.71 do item 3.13. A Figura 5.3 exibe a comparação de furos de sondagem.

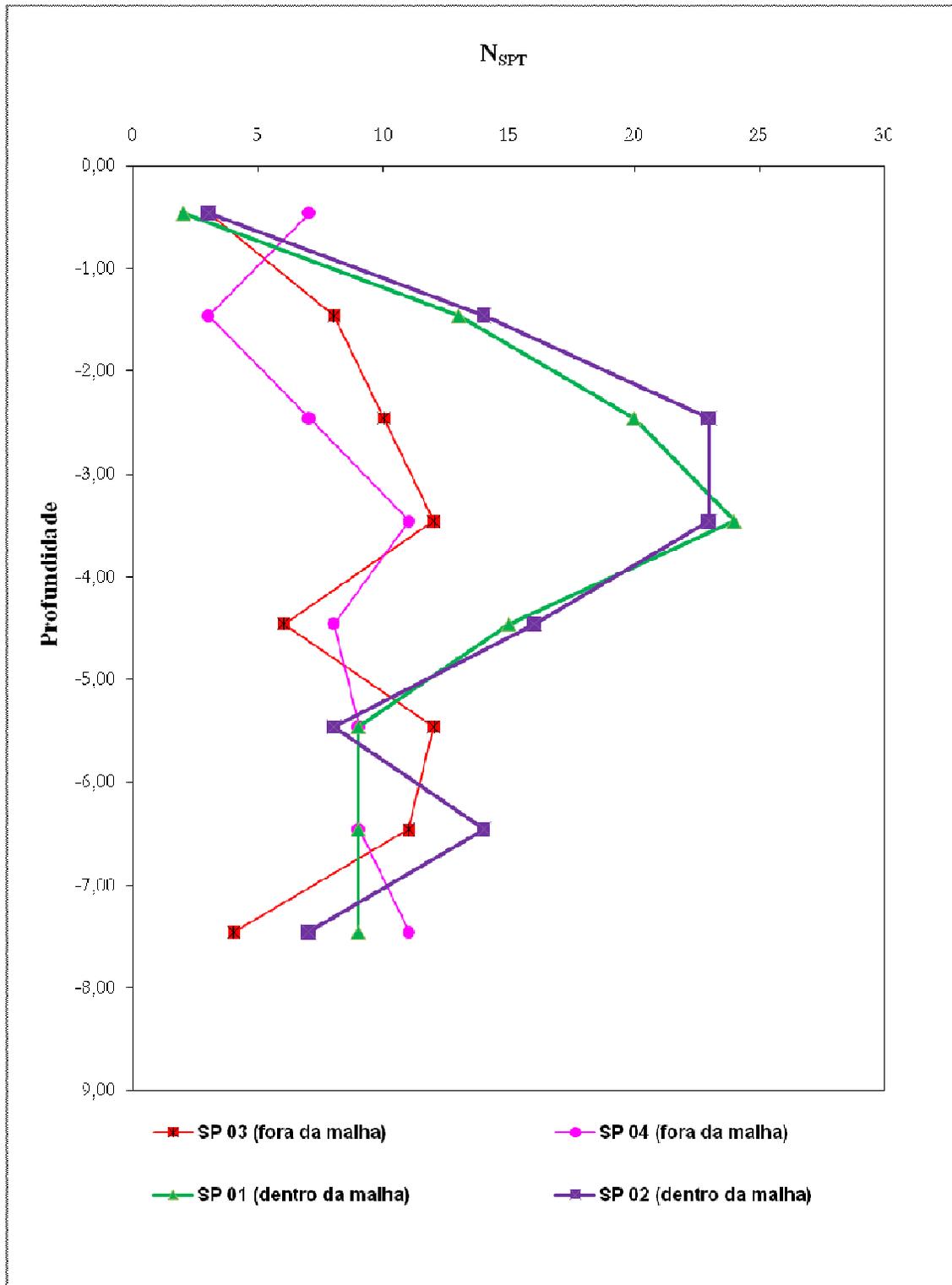


Figura 5.3– Comparação de furos de sondagem.

Constata-se com a comparação de sondagens o efeito causado pelas estacas de compactação. Um aspecto relevante a notar é que o efeito da compactação é realmente percebido apenas a partir da cota – 1,50 m, o que confirma as suposições acerca dos resultados de algumas provas de carga apresentadas no próximo item. De fato, antes da referida cota, as sondagens do solo melhorado revelam índices de resistência inferiores ao do solo natural.

É importante frisar que o furo SP02 foi realizado entre estacas de compactação exclusivamente constituídas por RCD e brita (entre estacas E12; E13; E17 e E18), ao passo que o furo SP01 está locado entre estacas de RCD e pó-de-pedra (entre estacas E08; E09; E13 e E14). Esse fato torna ainda mais significativo a obtenção de resultados de melhoramento de solo tão próximos quando se compara os referidos furos de sondagem na Figura 5.3.

### ***5.3 Análise de prova de carga sobre placa***

#### ***5.3.1 Curvas de pressão versus recalque máximo***

Foram realizadas 15 provas de carga em que variaram a placa utilizada, cota de placa e localização em relação à malha (Item 3.12.1). Como explicado anteriormente, as provas de cargas foram do tipo rápida, com leituras aos 0, 2 e 5 minutos. A Tabela 5.3 contém um resumo de informações sobre os ensaios.

**Tabela 5.3** – Resumo de informações de provas de carga.

<b>Provas de carga N°</b>	<b>Situação</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Placa (mm)</b>	<b>Pressão máxima aplicada (kPa)</b>	<b>Recalque máximo correspondente (mm)</b>
01	SNDM <sup>(1)</sup>	-0,50	620	598,53	38,26
02	SNDM <sup>(1)</sup>	-0,50	620	427,28	39,53
03	RCD	-0,50	800	880,92	35,48
04	RCD	-0,50	800	1027,74	42,50
05	Pó-de-pedra	-0,50	800	734,10	37,29
06	SNDM <sup>(1)</sup>	-0,50	620	769,44	40,88
07	SNDM <sup>(1)</sup>	-0,50	620	854,90	41,66
08	Pó-de-pedra	-0,50	300	2628,53	47,82
09	RCD	-0,50	300	2482,82	47,59
10	RCD	-0,50	300	3505,65	42,08
11	SNFM <sup>(2)</sup>	-0,50	300	877,12	46,73
12	SNFM <sup>(2)</sup>	-0,50	620	478,62	48,00
13	Pó-de-pedra	-0,50	800	954,33	46,93
14	SNDM <sup>(1)</sup>	-1,50	620	2200,01	44,37
15	SNDM <sup>(1)</sup>	-1,50	620	2322,24	43,01

(1) Solo Natural Dentro da Malha

(2) Solo Natural Fora da Malha

Os resultados de provas de carga de cota -0,50 m em relação nível do terreno estão expostos na Figura 5.4. Para uma melhor visualização de desempenho, os materiais são destacados em vermelho para as estacas de RCD; azul; para as estacas de pó-de-pedra e marrom para as provas localizadas em SNFM ou SNDM. Por sua vez, a Figura 5.5 contém os ensaios na cota -1,50 m, ambas em SNDM.

Ressalta-se que o solo em que foram realizados os ensaios tem constituição homogênea, não havendo, pois, estratificação de camadas que possam causar erros na interpretação dos resultados

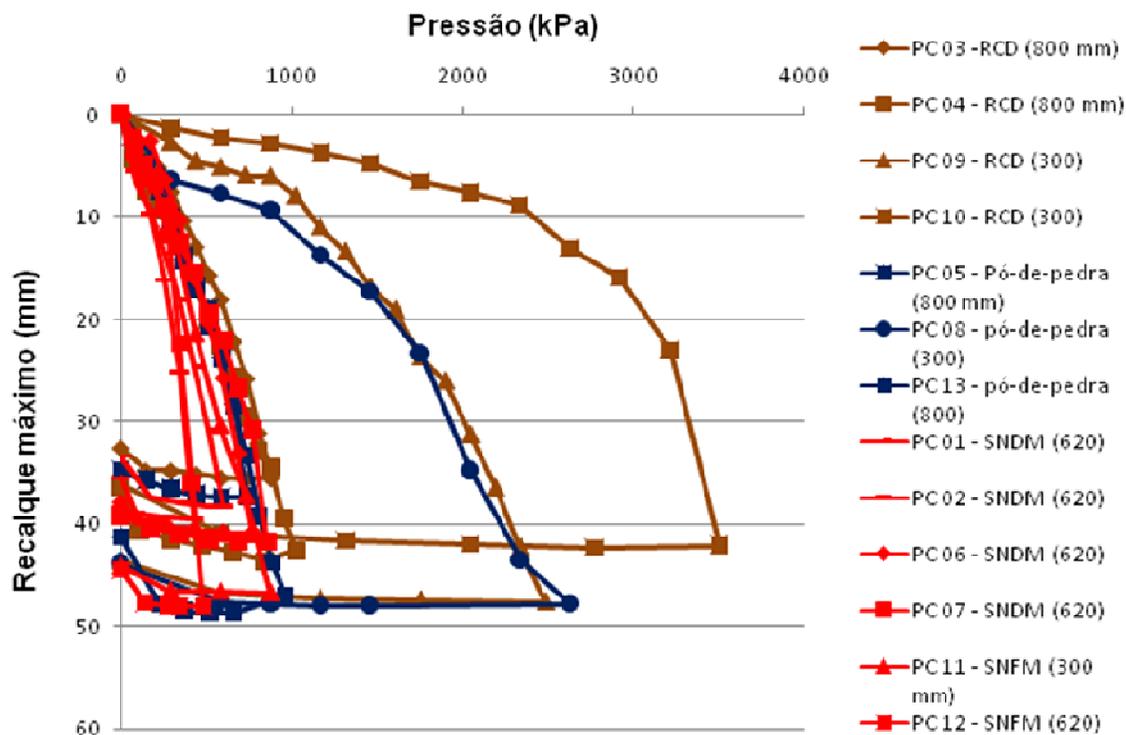


Figura 5.4 – Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa (cota -0,50).

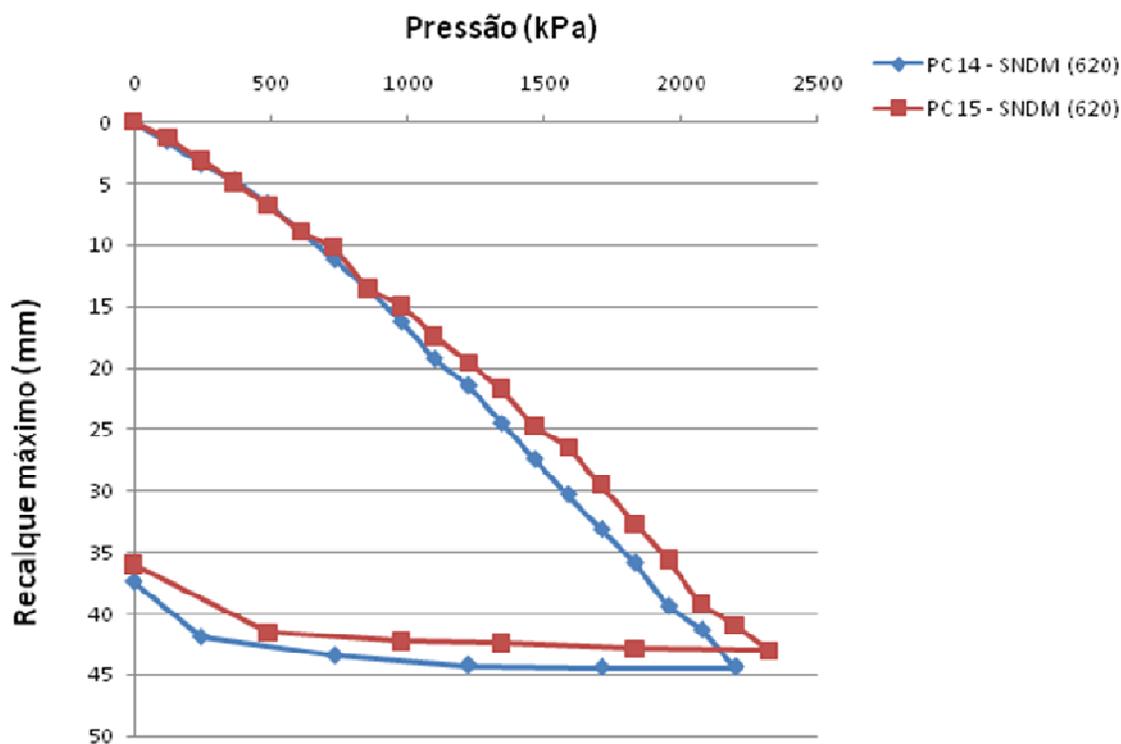


Figura 5.5 – Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa (cota -1,50).

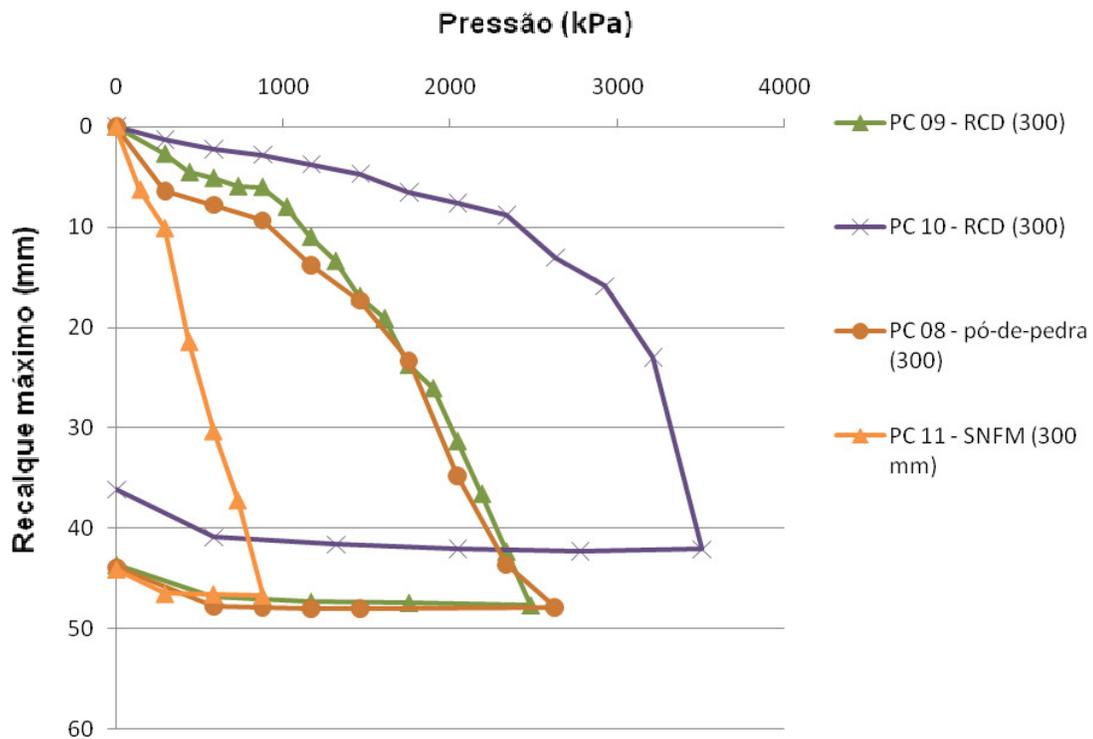
Avaliando-se as Figuras 5.4 e 5.5, com exceção da prova de carga N° 10, observa-se o comportamento típico de curvas de carregamento que não atingiram a ruptura geral, ou seja, em que não há tensão de ruptura bem definida. Antes disso, as curvas são típicas de ruptura local, isto é, sem definição de tensão de ruptura.

Esse fato ocorre porque as provas de carga não foram levadas a termo, isto é, não foram submetidas a cargas crescentes em que houvesse a estabilização de recalques independentemente do tempo de aplicação das cargas.

Outra comparação importante é o do comportamento do SNDM na cota -0,50 m e na cota -1,50 m. Verifica-se que na cota -1,50 m o desempenho do solo é bem melhor, o que é justificado pelo efeito de confinamento do solo, que nessa cota, é mais significativo em relação àquela outra. A consequência do fator confinamento é que o melhoramento apresenta baixa eficiência até 1,50 m, como frequentemente constatado nas obras em que se executa essa técnica (GUSMÃO, 2005).

### ***5.3.2 Análise das provas de carga com placa de 300 mm***

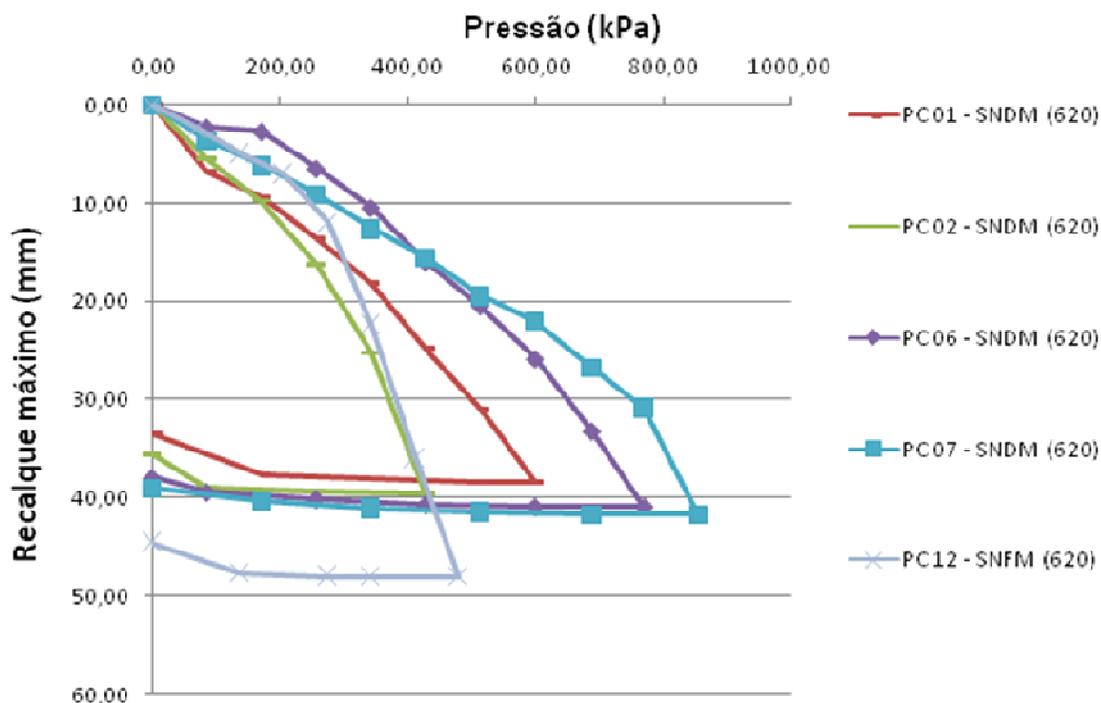
A Figura 5.6 isola os ensaios aplicados unicamente com placa de 300 mm. Observa-se o bom desempenho das estacas de RCD e de pó-de-pedra em relação ao SNFM. Destaque deve ser dado para a prova de carga N° 10 (estaca E07) que atingiu pouco mais de 3,5 MPa, comportamento muito diferente das demais. Outra análise importante é o da prova de carga N° 08 (estaca E09 – pó-de-pedra) e a prova de carga N° 09 (estaca E08 – RCD), pois se nota perfeita compatibilidade de desempenho entre as duas referidas provas de carga.



**Figura 5.6** – Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa de 300 mm (cota -0,50).

### 5.3.3 Análise das provas de carga com placa de 620 mm

Para a Figura 5.7, Destacam-se agora as provas de carga realizadas em placa de 620 mm, sendo todas elas situadas em SNDM, com exceção da prova de carga N° 12, a qual foi realizada em SNFN.

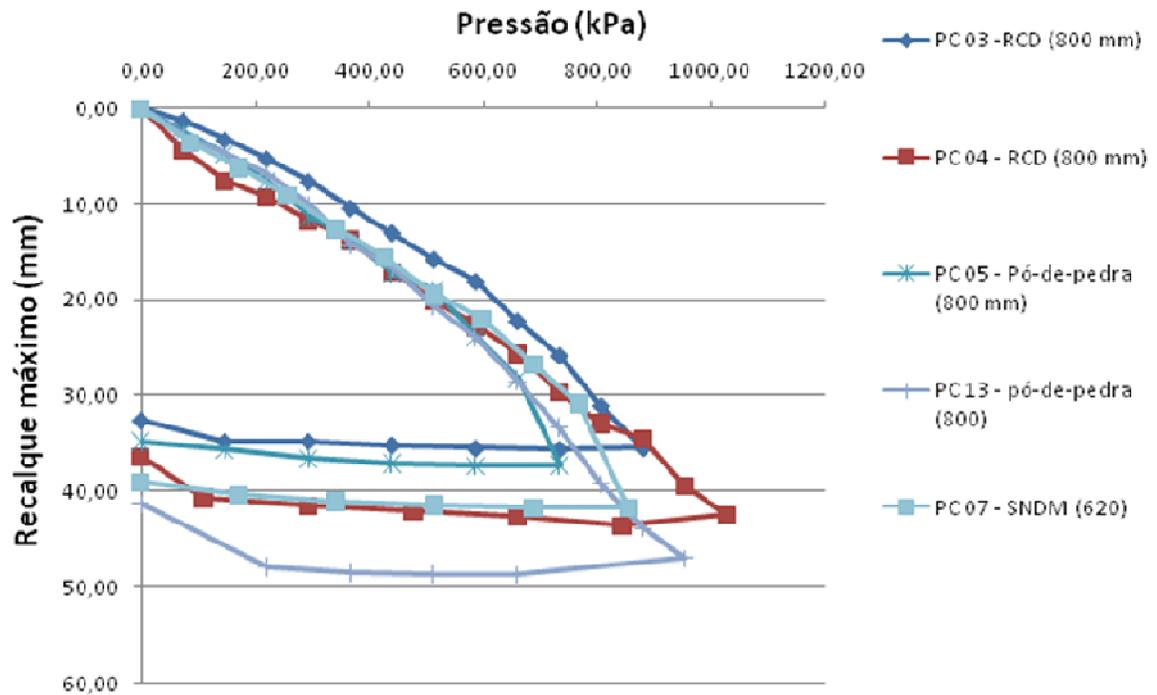


**Figura 5.7** – Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa de 620 mm (cota -0,50).

Analisando-se o gráfico da Figura 5.7 é possível perceber que o desempenho do solo é melhor dentro da malha de compactação do que fora dela. A exceção é a prova de carga N° 02 que tem comportamento mais assemelhado ao da prova de carga N° 12 (fora da malha). No entanto, deve-se adicionar que a prova de carga N° 02 fica em região muito próxima (ver locação de ensaios de prova de carga em 3.12.1) onde houve escavação por parte da construtora para confecção de sapata que serviria de apoio a um vestiário posteriormente construído, o que provavelmente influenciou no resultado da referida prova de carga.

#### 5.3.4 Análise das provas de carga com placa de 800 mm

Por fim, analisam-se as provas de carga realizadas em placa de 800 mm, cujo propósito é mensurar os efeitos do conjunto estaca e solo. Dessa forma, observam-se na Figura 5.8 os resultados dos ensaios. Para efeito de comparação foi introduzida a prova de carga N° 07 de 620 mm por ter apresentado o melhor desempenho dentre todas em sua categoria.



**Figura 5.8** – Comparação de ensaios rápidos de prova de carga sobre placa de 800 mm (cota -0,50).

Confrontando-se a Figura 5.8 com a Figura 5.6, a qual expôs os resultados dos ensaios aplicados diretamente sobre as estacas, assim como em SNFM com placa de 300 mm, nota-se grande diferença de desempenho. Esse fato pode ser explicado pela ação inexpressiva do confinamento do solo, tendo em vista a cota em que foi realizado o ensaio (-0,50), o que vem a influenciar a rigidez do conjunto formado por estaca e solo.

## **6 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **6.1 Conclusões**

Ao final da análise de utilização de RCD em melhoramento de solo do tipo estacas de compactação, percebe-se que todos os objetivos elencados foram alcançados.

Com o objetivo de avaliar diferentes composições para uso em estacas de RCD, foram investigadas amostras extraídas de obras que se encontrassem em estágio de estrutura, alvenaria, acabamento e demolição na Fase 1, e amostra com características de estrutura na Fase 2.

Os ensaios de microscopia ótica (Fase 1) revelaram constituição mineralógica bastante semelhante para as amostras de RCD e de pó-de-pedra, com destaque para o quartzo e a mica biotita.

Em relação à distribuição granulométrica, as amostras de pó-de-pedra apresentaram maior desvio em relações às curvas de RCD, ao passo que o conjunto de amostras de RCD (Fase 1) se comportaram de forma semelhante.

Os ensaios de cisalhamento direto, executados nas condições não inundada e inundada, registraram tensão de pico para todas as amostras, o que é característica de material rígido. Para as duas condições, todas as amostras de RCD revelaram resistência, e conseqüentemente, ângulo de atrito superior às amostras de pó-de-pedra.

Os ensaios de sondagem a percussão e prova de carga sobre placa realizados na malha experimental de compactação permitiram comprovar o bom desempenho em campo das estacas executadas com RCD quando comparadas com as convencionais.

Assim, é possível concluir que o material RCD, tendo como base essa pesquisa, a qual examinou obras em fase de estrutura, alvenaria, acabamento e demolição, substituiu satisfatoriamente o agregado natural na execução de estacas de compactação.

## **6.2 Sugestões de trabalhos futuros**

Como sugestões de trabalhos futuros indicam-se:

- Estudo de amostras de RCD que contenham frações de revestimentos cerâmicos, cujas partículas, sendo mais frágeis, tendem a se quebrar mais facilmente. Essa pesquisa poderia determinar a quantidade limite desse tipo de material a ser empregado;
- Emprego de RCD na constituição de estacas de melhoramento de argamassa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHEIROS, M. M.; MENEZES, M. F.; FERREIRA, M. G. **Carta geotécnica da cidade do Recife**. Recife, 1990, 81p. Relatório final de atividades – FINEP / UFPE. Recife, 1990.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 202p

ANDRADE, A.; SOUZA, U.; PALIARI, J. C.; AGOPYAN, V. Estimativa da quantidade de entulho produzido em obras de construção de edifícios. In: SEMINÁRIO DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2001, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, CT 206. p. 65-74, 2001.

ANGULO, S. C. **Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados**. São Paulo, 2000. 155p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. USP, 2000.

ANGULO, S. C.; JOHN, V. M. **Requisitos para execução de aterros de resíduos de construção e demolição**. São Paulo, 2006, 12p. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP). BT/PCC/436.

ARAÚJO JUNIOR, E. L. Estudo da Viabilidade Técnica da Utilização de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição em Obras de Pavimentação. In: II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (GeoJovem 2006). **Anais...**Rio de Janeiro: UERJ, 2006. 1 CD ROM.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. 221p. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – determinação do limite de liquidez. 6p. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1980. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7173**: Blocos vazados de concreto simples para alvenarias sem função estrutural. Rio de Janeiro, 1982. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. 3p. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. 13p. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – ensaio de compactação. 10p. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7183**: Determinação do limite e relação de contração de solos. 3p. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - especificação. 9p. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos – Classificação. Rio de Janeiro, 2004. 71p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10005**: Procedimento para extrato lixiviado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004. 16p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10006**: Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10007**: Amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004. 21p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11174**: Armazenamento de resíduos classe II – não inertes e III - inertes. Rio de Janeiro, 1990. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11175**: Incineração de resíduos perigosos – padrões de desempenho. Rio de Janeiro, 1990. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12235**: Armazenamento de resíduos perigosos. Rio de Janeiro, 1992. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13463**: Coleta de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 1995. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13591**: Compostagem. Rio de Janeiro, 1996. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13894**: Tratamento no solo. Rio de Janeiro, 1997. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13896**: Aterros de resíduos não perigosos – critérios para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 1997. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15113**: Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes – aterros – diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15114**: Resíduos sólidos da construção civil – áreas de reciclagem – diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15115**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – execução de camadas de pavimentação - procedimentos. Rio de Janeiro, 2004. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15116**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - requisitos. Rio de Janeiro, 2004. 12p.

BERGADO, D. T.; LAM, F. L. Full scale load test of granular piles with different densities and different proportions of gravel and sand on soft Bangkok clay. **Soils and Foundations Journal**, Tokyo, v.27, n.01, p. 86-93. 1987.

BROMS, B. B. Deep Compaction of Granular Soils. In: FANG, H. Y. **Foundation Engineering Handbook**. New York [s.n.], 1991. p.814-832.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos para uso de Engenheiros Rodoviários**. 2. ed. Rio de Janeiro: Ao livro Técnico, 1961. 300p.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 1987. 512p. V.2.

CARNEIRO, A. P. et al. Caracterização do entulho de Salvador visando a produção de agregado reciclado. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO – ENTAC 2000 – Modernidade e Sustentabilidade, 7., 2000, Salvador. **Anais...** Salvador, 2000. CD-ROM.

CARNEIRO, F. P. **Diagnóstico e ações da atual situação dos resíduos de construção e demolição na cidade do Recife**. João Pessoa, 2005. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Centro de Tecnologia, UFPB, 2005.

CARRIJO, P. M.; FIGUEIREDO, A. D. **Análise do desempenho mecânico de concretos moldados com resíduos de construção e demolição reciclados separados por densidade**. São Paulo: EPUSP, 2005, 10p. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP). BT/PCC/410.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (CONAMA). Resolução n. 307 de 5 de julho de 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**.

DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. ME 093, Solo – Determinação da Densidade Real - Método de Ensaio. 1994.

FRANCHI, C. C.; SOIBELMAN, L.; FORMOSO, C. T. As perdas de materiais na indústria da construção civil. In: SEMINÁRIO DA QUALIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2. 1993, Porto Alegre. **Anais...**Porto Alegre, s.ed., 1993

GIBBS H. J.; HOLTZ, W. G. Research determining the density of sands by spoon penetration testing. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...** London, 1957. v.01.

GUSMÃO FILHO, J. A.; GUSMÃO, A. D. Estudo de casos de fundações em terrenos melhorados. In: 9º Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações. **Anais...**Foz do Iguaçu, 1994. v. 01

GUSMÃO FILHO, J. A. **Contribuição à prática de fundações. A experiência do Recife**. Tese para concurso de professor titular do Departamento de Engenharia Civil da UFPE. 1995.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações: do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Recife: UFPE, 1998. 345p.

GUSMÃO FILHO, J. A.; GUSMÃO, A. D. Compaction piles for building foundation. In: International Conference on Geological Engineering. **Anais...**Melbourne, 2002. 1 CD ROM.

GUSMÃO, A. D. Melhoramento de terrenos arenosos. In: GUSMÃO, A. D. et al (Org). **Geotecnia no Nordeste**. Recife: Editora Universitária – UFPE, 2005. p. 331-363.

GUSMÃO A. D. **Manual de gestão dos resíduos da construção civil**. Recife: Gráfica Editora, 2008. 140p.

KARTAM, Nabil; AL-MUTAIRI, Nayef; AL-GHUSAIN, Ibrahim; AL-HUMOUD, Jasem. Environmental management of construction and demolition waste in Kuwait. **Waste Management**. Disponível em <http://www.sciencedirect.com>. Acesso em 22 jul. 2007.

JOHN, V. M. **Reciclagem de resíduos na construção civil**: contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento. São Paulo, 2000. 102p. Tese (Livre Docência), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

LAMBE, T. W. **Soil Testing for Engineering**. New York: J. Wiley, 1951. 165p

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. 2001. 290 p. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

LEVY, S. M.; HELENE, P. **Vantagens e desvantagens de argamassas produzidas com entulho de obra, finamente moído**. São Paulo: EPUSP, 1997, 12p. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP). BT/PCC/185.

LIMA, L. A. de. **Hormigones com escoria de forno eléctricos como árido: propriedades; durabilidad y comportamiento ambiental**. Barcelona, 1999. 242p. Tese (Doutorado). Escola Técnica Superior d'Enginyers. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Espanha, 1999.

MIRANDA, L. F. R; SELMO, S.M.S. **Desempenho de revestimentos de argamassa com entulho reciclado**. São Paulo, 2001, 12p. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP). BT/PCC/277.

MITCHELL, J. K. In-place treatment of foundations soils. In: Specialty Conference on Placement and Improvement of Soil to Support Structures, 1968, USA. **Anais...USA**: ASCE, p. 93-130.

MITCHELL, J. K. **Soil improvement, state - of - art report**. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, tockholm, 4: p. 509 – 565,1981 .

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: Pini, 1997. 738p

OLIVEIRA, D. F. **Contribuição ao estudo da durabilidade de blocos de concreto produzidos com a utilização de entulho da construção civil**. 2003. 119p. Tese (Qualificação do Doutorado) - Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2003.

OZKAN, S. T. E. Recycling rubble into aggregates: a model for local governments. **Habitat Internation**, v. 25, p. 493-502, 2001.

PALIARI, J C. **Metodologia para coleta e análise de informações sobre consumos e perdas de materiais e componentes nos canteiros de obras de edifícios**. São Paulo, 1999. 473p. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

PASSOS, P. G. O. **Melhoramento de solos arenosos com estacas de areia e brita**. Distrito Federal, 2005. 141p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia – Universidade de Brasília, UnB, 2005.

PINTO, T. P. **Perda de materiais em processos construtivos tradicionais**. São Carlos, 1989. 33p. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, 1989.

PINTO, T. P. **Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção**. São Paulo, 1999. 190p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, 1999.

PINTO, T. P. Gestão dos resíduos de construção e demolição em áreas urbanas – da ineficácia a um modelo de gestão sustentável . In: CASSA, J.C.S; CARNEIRO, A.P.; BRUM, I.A.S (Org.). **Reciclagem de entulho para produção de materiais de construção – Projeto Entulho Bom**. Salvador: EDUFBA. 311p. 2001.

PINTO, T. P. **Gestão ambiental de resíduos da construção civil: a experiência do Sinduscom / SP**. São Paulo, 2005. 48p. I&T: Sinduscom / SP, 2005.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2006. 355p.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Ziguarte, 2008. 240p

RIBEIRO, W. C. **O Brasil e a Rio + 10**. Revista do Departamento de Geografia - USP. São Paulo, 15p.

SANTOS, E. C. G. dos. **Aplicação de Resíduos da Construção e Demolição reciclados (RCD-R) em Estruturas de Solos Reforçados**. São Carlos, 2007. 168p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE**, Reston, v.96, n. SM.3, p. 1011-1043. 1970.

SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of geotechnical engineering division, ASCE**, Reston, v.104, n. GT.8, p. 1131-1135. 1978.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189p.

SCHNEIDER, D. M. Deposições irregulares de resíduos da construção civil na cidade de São Paulo. São Paulo, 2003. 130p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SCHULZ, R.R. e HENDRICKS, C.F. **Report 6 Recycling of demolished Concrete and Masonry**. London , E&FN Spon, 1992. 12p.

SIQUEIRA, M. S. Estudo Geotécnico sobre a Utilização de Resíduos de Construção e Demolição como Agregado Reciclado em Pavimentação. In: II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (GeoJovem 2006), 2006, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro: UERJ, 2006. 1 CD ROM.

SKOYLES, E. R., SKOYLES, J. **Waste prevention on site**. London` : Mitchell, 1987. 208p.

SLOCOMBE, B. C. Dynamic compaction. In: MOSELEY, M. P., ed. **Ground Improvement**. Glasgow, Chapman & Hall. Cap. 2, p.20-39.

SOARES, W. C. **Estacas de compactação para melhoria de solo**. São Carlos, 2002. 131p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de Paulo, USP, 2002.

SOARES, V. B.; SOARES, W. C. **Estacas de compactação (melhoramento de solos arenosos com estacas de compactação)**. João Pessoa: Editora Paraibana, 2004. 176 p.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. São Carlos, 2005. 132p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Paulo, USP, 2005.

SOUZA, U.B.L. et al., Perdas de materiais nos canteiros de obras: a quebra do mito. **Qualidade na Construção**, São Paulo, v.2, n.13, p.10 -15, 1998.

TEIXEIRA, H. D. Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia III, 1996, São Paulo. **Anais...**São Paulo, v.1. p. 33-50.

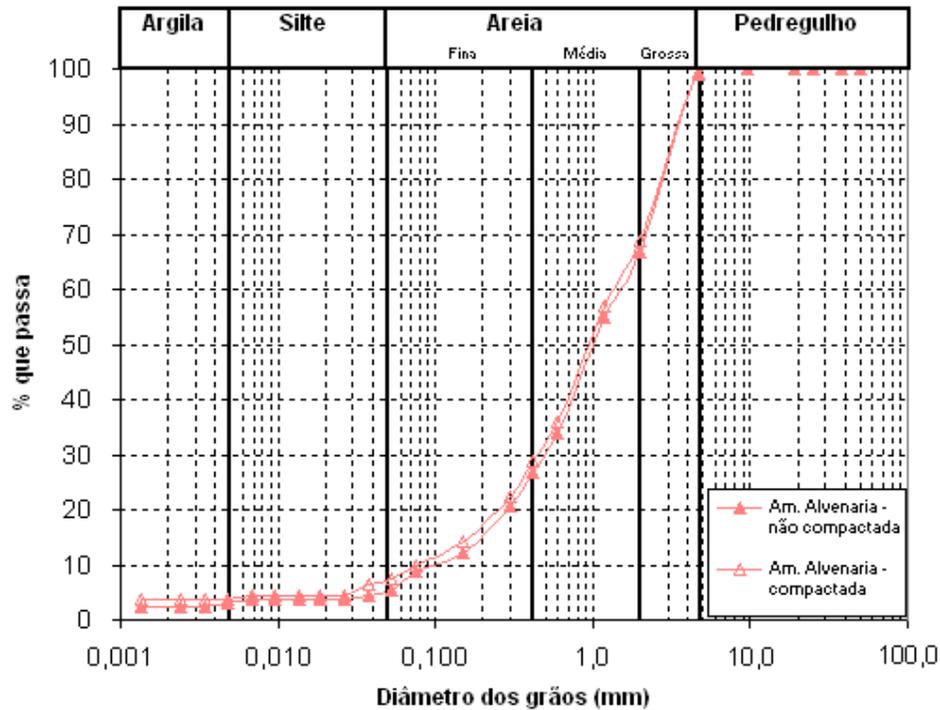
VARGAS, M.; LEME DE MORAES, J. T.. Long term settlements of tall buildings on sand. In: Proc. XII ICSMFE. **Anais...**Rio de Janeiro, 1989, v.1.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002. 472p. v.02.

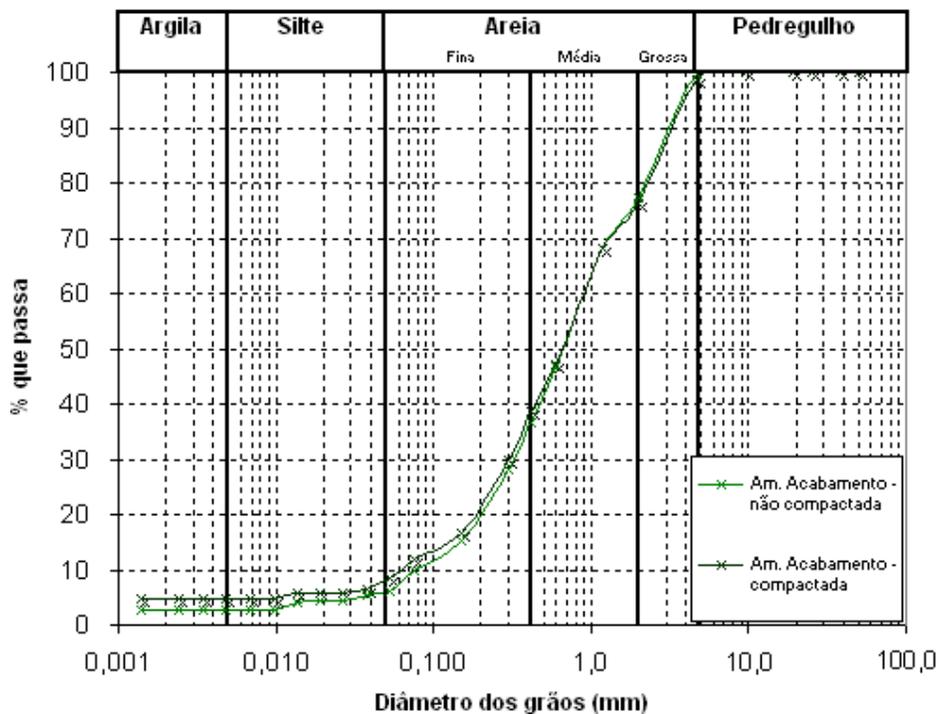
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226p. v.01.

ZORDAN, S. E. **A utilização do entulho como agregado na confecção do concreto**. Campinas, 1997. 140p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 1997.

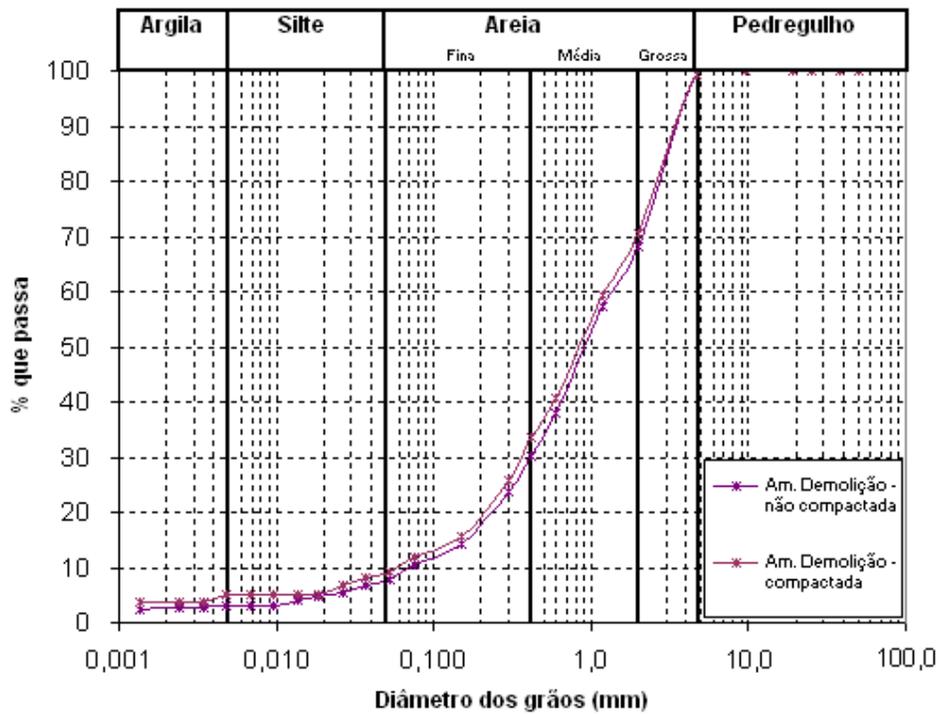
**ANEXO A – COMPARAÇÃO DE CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AMOSTRAS DE ALVENARIA; ACABAMENTO; DEMOLIÇÃO E PÓ-DE-PEDRA (GC) NAS CONDIÇÕES NÃO COMPACTADA E COMPACTADA**



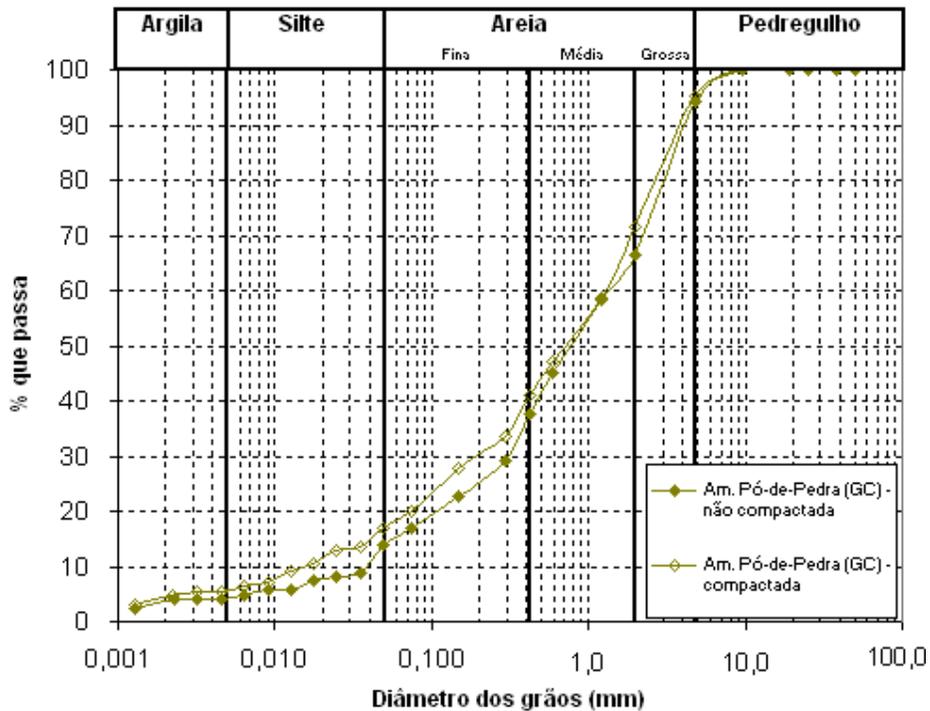
Amostra Alvenaria na condição não compactada e compactada.



Amostra Acabamento na condição não compactada e compactada.



Amostra Demolição na condição não compactada e compactada.



Amostra Pó-de-pedra (GC) na condição não compactada e compactada.