



**UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO
FACULDADE DE ENGENHARIA E ARQUITETURA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
Área de Concentração: Infra-estrutura e Meio Ambiente**

Patrícia Edler

Comportamento de estacas broca compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática

**Passo Fundo
2011**

Patrícia Edler

Comportamento de estacas broca compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática



**UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO
FACULDADE DE ENGENHARIA E ARQUITETURA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
Área de Concentração: Infra-estrutura e Meio Ambiente**

Patrícia Edler

**Comportamento de estacas broca compostas de solo-cimento e resíduo de
beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática**

**Passo Fundo
2011**

Patrícia Edler

Comportamento de estacas broca compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática

Orientador: Professor Antônio Thomé, Dr.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo na Área de concentração Infraestrutura e Meio Ambiente

Passo Fundo

2011

Patrícia Edler

Comportamento de estacas broca compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo na Área de concentração Infraestrutura e Meio Ambiente

Data de aprovação: Passo Fundo, 14 de Abril de 2011.

Os membros componentes da Banca Examinadora abaixo aprovam a Dissertação.

Professor Antônio Thomé, Dr.
Orientador

Prof. Francisco Dalla Rosa, Dr.
Universidade de Passo Fundo - UPF

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto, Dr.
Universidade de Passo Fundo - UPF

Prof. José Mário Doleys Soares, Dr.
Universidade Federal de Santa Maria - UFSM

Passo Fundo
2011

*À memória de meus pais,
Marino e Irma Edler.*

AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus agradecimentos às seguintes pessoas:

Ao Professor Antônio Thomé pela idealização desta pesquisa, pela orientação séria, pelo incentivo e apoio em todos os momentos.

Ao Professor Pedro Domingos Marques Prietto pelas importantes contribuições apresentadas em Banca.

Aos professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia da Universidade de Passo Fundo pelos ensinamentos ministrados.

Ao amigo e laboratorista Leunir Freitas pela constante colaboração nos ensaios de laboratório e ensaios de campo.

Aos amigos e bolsistas de Iniciação Científica Carina Silvani e Maicolzideque Willig, pela valiosa e incansável colaboração na execução dos ensaios de laboratório e ensaios de campo e, principalmente pela disponibilidade e persistência nos momentos mais difíceis.

Resumo

Em obras de construção civil após o processo de escavação é comum que ocorra a sobra de solo. Este material é descartado em bota-fora ou, algumas vezes, em locais inadequados, ocasionando elevado custo e transtornos ao entorno. O mesmo ocorre com os processos produtivos do beneficiamento de pedras preciosas, os quais geram resíduos que também demandam soluções quanto ao seu destino. A utilização de resíduos e subprodutos industriais na construção civil apresenta-se como uma excelente alternativa para diminuição do impacto ambiental e contribuição para o desenvolvimento sustentável. O presente trabalho tem como principal objetivo avaliar a possibilidade do emprego de solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland em estacas escavadas. Inicialmente foi definida uma mistura ótima com os materiais que constituiriam as estacas. A mistura que melhor atendeu as características de resistência e trabalhabilidade foi àquela composta por 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e 50% de solo, com 10% de teor de cimento Portland, em relação ao peso seco dos materiais. Para os ensaios de campo foram executadas 3 estacas escavadas de 23 cm de diâmetro e 3 metros de profundidade, com a mistura determinada. Os resultados obtidos através das provas de carga estática foram comparados a resultados de estacas escavadas compostas por concreto convencional. Tais resultados tornam possível concluir que o emprego da mistura de solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland em estacas escavadas moldadas *in loco* é tecnicamente viável, podendo ser empregada em fundações de residências unifamiliares, uma vez que apresentam capacidade de carga semelhante às executadas com concreto convencional. Também, a partir da análise de custos, onde se comparou o valor de execução para estacas de concreto e estacas de solo-cimento e resíduo, verificou-se o custo final de uma estaca escavada produzida com a mistura proposta apresenta uma economia de 38%, se comparado ao custo final de uma estaca escavada composta por concreto convencional.

Palavras-chave: solo-cimento; estacas escavadas; provas de carga estática; capacidade de carga.

Abstract

In civil constructions after the digging process it is common to have soil as a residue. This material sometimes is put in inadequate places which can have environmental problems and high cost. The same occurs with the processes of beneficiation of precious stones, which also generate waste that need solutions. The utilization of residues and by-products on civil constructions may be an excellent alternative to decrease the environmental impact and to help the sustainable development. This work has as main objective to evaluate the possibility of use of soil, residues from precious stones and Portland cement in bored piles. Initially, a mixture was developed with the materials that would form the piles. The mixture presenting the best strength characteristics was the one with 50% of residues and 50% of soil, containing 10% of Portland cement. Three bored piles (twenty-three centimeters of diameter and three meters of depth) with the found mixture were used during the field tests. The results obtained were compared to the results of concrete pile. It was observed that stabilized mixture pile has the same load capacity as the pile made of traditional concrete. It was possible to conclude that the use of the mixture of soil, residues and Portland cement is technically viable and, after the cost analysis, it was verified that final price of a bored pile made of the mixture mentioned, may be up to 38% cheaper than one made with traditional concrete.

Key words: soil-cement; bored piles; static load test; cargo capacity.

Sumário

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 PROBLEMA DA PESQUISA.....	14
1.2 JUSTIFICATIVA.....	15
1.3 OBJETIVO GERAL.....	17
1.3.1 Objetivos específicos.....	17
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	18
2.1 SOLO-CIMENTO.....	18
2.1.1 Definição e Histórico.....	18
2.1.2 Identificação e Classificação dos Solos.....	19
2.1.3. Critérios para a escolha do solo.....	20
2.1.4. Dosagem do solo-cimento.....	21
2.1.5 Durabilidade.....	24
2.1.6 Resistência à compressão simples.....	24
2.1.7 Cura.....	26
2.1.8 Custo do solo-cimento.....	26
2.1.9 Fundações em solo-cimento.....	27
2.1.9.1 Outras aplicações para solo-cimento.....	30
2.2 FUNDAÇÕES.....	31
2.2.1 Fundações profundas.....	31
2.2.2 Dificuldades no desenvolvimento de projetos de fundação em estacas.....	34
2.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	36
2.3.1 Provas de carga.....	36
2.3.2 Carga admissível.....	37
2.3.3 Capacidade de carga de estacas isoladas.....	37
2.3.4 Métodos semi-empíricos de capacidade de carga que utilizam o SPT.....	38
2.3.4.1 Método Aoki-Velloso.....	38
2.3.4.2 Método Décourt-Quaresma.....	40
2.3.4.2.1 Versão inicial.....	40
2.3.4.2.2 Segunda versão.....	41
2.3.5 Contribuições sobre coeficiente de segurança e recalques.....	43
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	45
3.1 MATERIAIS.....	46
3.1.1 Campo Experimental de Geotecnia.....	46
3.1.2 Solo.....	51
3.1.2.1 Análise granulométrica.....	51
3.1.2.2 Limites de Atterberg.....	52
3.1.2.3 Classificação.....	52
3.1.3 Resíduo de Beneficiamento de Pedras Preciosas.....	52
3.1.3.1 Análise granulométrica.....	53
3.1.3.2 Limites de Atterberg.....	53
3.1.3.3 Classificação.....	54

3.1.4 Cimento Portland.....	54
3.1.5 Água.....	55
3.2 MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADOS.....	55
3.2.1 Coleta e preparo dos materiais.....	55
3.2.1.1 Solo.....	55
3.2.1.2 Resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	55
3.2.2 Dosagem das misturas.....	56
3.2.2.1 Determinação da quantidade de cimento Portland.....	56
3.2.2.2 Determinação da quantidade de RBPP.....	58
3.2.3 Ensaio de caracterização física.....	58
3.2.4 Ensaio de compactação.....	58
3.2.5 Mistura, moldagem e cura.....	58
3.2.6 Ensaio de compressão simples.....	61
3.2.7 Execução das estacas.....	61
3.2.8 Métodos de previsão de capacidade de carga.....	64
3.2.9 Provas de carga estática.....	65
3.2.9.1 Etapas para a realização do ensaio.....	65
3.2.9.2 Equipamentos utilizados no ensaio.....	65
3.2.9.3 Critérios de ruptura adotados.....	67
3.2.10 Análise de custos.....	68
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	69
4.1 DOSAGEM DO SOLO-CIMENTO.....	69
4.2 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE RBPP.....	70
4.2.1 Parâmetros de compactação.....	70
4.2.2 Resistência à compressão simples.....	73
4.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – CONCRETO CONVENCIONAL...	74
4.4 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	74
4.5 PROVAS DE CARGA.....	75
4.5.1 Determinação das cargas de ruptura.....	79
4.5.2. Comparação dos valores obtidos nos métodos empíricos e semi-empíricos com as provas de carga.....	80
4.6 PROVAS DE CARGA DAS ESTACAS ESCAVADAS DE CONCRETO CONVENCIONAL.....	82
4.6.1. Resultados dos ensaios à compressão realizados por Spadari(2008).....	82
4.6.2 Comparação da resistência obtida nas provas de carga e as provas de carga à compressão realizadas por Spadari (2008).....	83
4.7 ANÁLISE DE CUSTOS.....	84
5 CONCLUSÃO.....	86
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	86
6 REFERÊNCIAS.....	88

Lista de Figuras

Figura 1 – Organograma de atividades.....	45
Figura 2 – Campo Experimental de Geotecnia - UPF.....	46
Figura 3 – Imagem de satélite com a localização do campo experimental do CETEC.....	46
Figura 4 – Centro de tecnologia (CETEC).....	47
Figura 5 – Mapa de localização do Campus da UPF em Passo Fundo.....	47
Figura 6 – Município de Passo Fundo, localizado ao norte do estado do Rio Grande do Sul.....	47
Figura 7 – Sondagem SPT com auxílio de circulação de água.....	48
Figura 8 – Sondagem SPT com trado mecânico tipo concha.....	49
Figura 9 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade.....	50
Figura 10 – Local de coleta das amostras deformadas de solo.....	51
Figura 11 – Curva granulométrica do solo.....	51
Figura 12 – Localização do município de Soledade.....	53
Figura 13 – Curva granulométrica do resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	53
Figura 14 – Provetas graduadas com quantidades previamente determinadas de solo, resíduo, cimento Portland e água destilada.....	56
Figura 15 – Mistura agitada com o auxílio de um bastão de vidro.....	57
Figura 16 – Leitura do volume ocupado pelo sedimento da mistura composta por 25% de solo e 75% de resíduo, com 7% de teor de cimento Portland.....	57
Figura 17 – Molde cilíndrico bipartido para os corpos-de-prova.....	59
Figura 18 – Corpos-de-prova.....	60
Figura 19 – Corpos-de-prova curados submersos em água por 7 dias em recipiente com temperatura controlada.....	60
Figura 20 – Trado helicoidal utilizado para a perfuração das estacas.....	61
Figura 21 – Detalhamento da estaca escavada.....	61
Figura 22 – Estaca executada em 10 camadas com espessura final apiloada de 25 cm.....	63
Figura 23 – Corpos-de-prova moldados para obter a resistência à compressão simples.....	63
Figura 24 – Estacas escavadas prontas para as provas de carga estática.....	64
Figura 25 – Locação do sistema de reação formado por duas sapatas e blocos de concreto, as estacas executadas com concreto convencional e as estacas de solo-cimento e resíduo.....	65
Figura 26 – Pórtico metálico e elementos de reação na forma de blocos de concreto utilizados nas provas de carga estática.....	66
Figura 27 – Sistema de transmissão de carga.....	66
Figura 28 – Célula de carga utilizada como sistema de transmissão de carga.....	67
Figura 29 – Deflectômetros utilizados para medição dos deslocamentos.....	67
Figura 30 – Carga crítica proposta por Fellenius, 1975.....	68
Figura 31 – Relação entre as variações máximas de volume e teores de cimento para as misturas compostas de 25%, 50% e 75% de solo).....	70
Figura 32 – Curva de compactação para mistura contendo 75% de solo e 25% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	71
Figura 33 – Curva de compactação para mistura contendo 50% de solo e 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.).....	71
Figura 34 – Curva de compactação para mistura contendo 25% de solo e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	72
Figura 35 – Variação do valor de RCS para misturas contendo 25%, 50% e 75% de	

resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	73
Figura 36 – Carga de ruptura prevista para SPT com circulação de água.....	74
Figura 37 – Carga de ruptura prevista para SPT sem circulação de água.....	75
Figura 38 – Curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius, 1975, obtidas para a Estaca 01.....	77
Figura 39 – Curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 02.....	78
Figura 40 – Curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 03.....	78
Figura 41 – Curvas Carga x Deslocamento das estacas ensaiadas.....	79
Figura 42 – Cargas de ruptura conforme os diferentes critérios e carga de ruptura média..	80
Figura 43 – Resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga com circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática.....	81
Figura 44 – Resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga sem circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática.....	81
Figura 45 – Curvas Carga x Deslocamento com mobilização por atrito lateral e ponta.....	82
Figura 46 – Comparação das estacas da mistura proposta e as estacas E03 e E04, de SPADARI (2008).....	83

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Critérios para a seleção de solos	21
Tabela 2 – Custo relativo das fundações	27
Tabela 3 – Valores de k e α	39
Tabela 4 – Valores de C	40
Tabela 5 – Valores de atrito médio.....	41
Tabela 6 – Análise química do cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI.....	54
Tabela 7 – Características físicas do cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI.....	54
Tabela 8 – Teor de cimento Portland para a mistura composta de 25% de solo e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	69
Tabela 9 – Teor de cimento Portland para a mistura composta de 50% de solo e 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	69
Tabela 10 – Teor de cimento Portland para a mistura composta de 75% de solo e 25% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.....	70
Tabela 11 – Valores para determinação do peso específico aparente seco e umidade ótima para as misturas contendo 25%, 50% e 75% de resíduo.....	73
Tabela 12 – Valores obtidos através do rompimento dos corpos-de-prova moldados com concreto convencional.....	74
Tabela 13 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos na prova de carga estática da Estaca 01.....	76
Tabela 14 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos na prova de carga estática da Estaca 02.....	76
Tabela 15 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos na prova de carga estática da Estaca 03.....	76
Tabela 16 – Valores das cargas de ruptura de acordo com os diferentes critérios.....	79
Tabela 17 – Resistência prevista através dos métodos empíricos de previsão de capacidade de carga com circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática.....	80
Tabela 18 – Resistência prevista através dos métodos empíricos de previsão de capacidade de carga sem circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática.....	80
Tabela 19 – Critérios e cargas de ruptura adotadas para as estacas.....	82
Tabela 20 – Relação entre a resistência à compressão e cargas de ruptura à compressão obtidas por Spadari (2008).....	83
Tabela 21 – Orçamento do metro linear para uma estaca sem armadura de concreto convencional.....	84
Tabela 22 – Orçamento do metro linear para uma estaca composta de solo, RBPP e cimento Portland.....	84

Lista de Siglas e Símbolos

RBPP	Resíduo de Beneficiamento de Pedras Preciosas
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBIC	Câmara Brasileira da Indústria da Construção
CIB	<i>International Council for Research and Innovation in Building and Construction</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
NBR	Norma Brasileira
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
SCC	Solo Cimento Compactado
SCP	Solo Cimento Plástico
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
CEPED	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento
Q_{adm}	Carga admissível
CS	Coefficiente de segurança
ρ	Recalque
SPT	Standard Penetration Test
R	Capacidade de carga
R_l	Resistência lateral
R_p	Resistência de ponta
σ_r	Capacidade de carga
$\Delta v\%$	Varição volumétrica percentual
CETEC/UPF	Centro Tecnológico de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo
ICL	Initial Consumption of Lime
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índice da Construção Civil
PLEO	Planilha Eletrônica de Orçamento
$\gamma_{d_{m\acute{a}x}}$	Peso específico aparente máximo
$\omega_{\acute{o}t}$	Umidade ótima
C_u	Coefficiente de uniformidade
D_{ef}	Diâmetro efetivo
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
IP	Índice de Plasticidade

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

Questões ambientais pertinentes na atualidade apontam o crescente descaso com os detritos retirados das áreas destinadas à construção civil. Os resíduos e entulhos que os canteiros de obras geram transformam este setor em um dos principais responsáveis pela poluição do meio ambiente.

Entre os resíduos oriundos da construção civil está o solo, que apesar de ser um componente natural, ao ser descartado após processos de escavação é abandonado em depósitos clandestinos de entulhos, espaço bastante comum em áreas urbanas (GONZALES et al, 2005).

O custo social e ambiental desta atitude foge ao controle da sociedade e suas conseqüências são permanentemente notáveis. Percebe-se a degradação da qualidade de vida urbana em aspectos como transportes, enchentes, poluição visual e proliferação de vetores de doenças. Enfim, toda a sociedade sofre com a deposição irregular de resíduos provenientes de obras de construção civil.

Também os processos produtivos de beneficiamento de pedras preciosas geram resíduos que demandam soluções quanto ao destino do material acumulado no processo. Os impactos ambientais causados pela armazenagem inadequada destes rejeitos são inúmeros, podendo ser citadas a alteração nas condições estéticas e sanitárias do meio ambiente e a biota.

A utilização de resíduo e subprodutos industriais na construção civil apresenta-se como uma alternativa para diminuição do impacto ambiental e contribuição para o desenvolvimento sustentável. A pretensão por um melhor relacionamento do homem com o ambiente preconiza atualmente uma busca cada vez maior por políticas ambientais mais

eficientes que venham a utilizar novas tecnologias e produtos, cujos sistemas produtivos minimizem ao máximo qualquer tipo de impacto ambiental (LOVATO, 2007).

Estudos realizados por Segantini (2000) indicaram baixo custo e possibilidade técnica do emprego do solo-cimento como material componente de elementos de fundação do tipo estacas moldadas *in loco*. Portanto, tanto o solo retirado nas escavações para a construção civil quanto os resíduos de beneficiamento de pedras preciosas provenientes de jazidas podem ser reaproveitados e transformados em estacas escavadas¹.

Tais considerações levantam alguns questionamentos que servem de base para o problema da presente dissertação: o comportamento das estacas escavadas compostas por solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland a partir de provas de carga estática será o mesmo que o comportamento das estacas escavadas convencionais? Haverá redução de custos com o uso dessa nova tecnologia?

1.2 JUSTIFICATIVA

A cadeia produtiva da construção civil consome entre 15 e 50% dos recursos naturais extraídos do planeta. No Japão, corresponde a cerca de 50% dos materiais que circulam na economia; nos EUA, o consumo de mais de dois bilhões de toneladas representa cerca de 75% dos materiais circulantes (JOHN, 2000). Estes números são decorrentes da importância desta cadeia produtiva na economia; no Brasil, para 2011, a previsão de crescimento do setor da construção civil é de 6,6% (CBIC, 2011). Estima-se que os resíduos da construção civil representam de 41 a 70% do total dos resíduos sólidos gerados em áreas urbanas (SCHNEIDER, 2004).

Uma parte fundamental da discussão sobre sustentabilidade refere-se ao ambiente construído e à atuação da indústria da construção civil. As atividades da construção civil têm grandes impactos sobre o meio ambiente, em função do consumo de recursos naturais ou extração de jazidas; consumo de energia elétrica nas fases de extração, transformação, fabricação, transporte e aplicação; geração de resíduos decorrentes de perdas, desperdício e demolições; bem como desmatamento e alterações no relevo (CIB, 1999; WOOLEY *et al.*, 1997).

¹ Estaca executada por perfuração do solo através de trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante, para que, em seguida, o furo seja preenchido com concreto que é vertido a partir da superfície com auxílio de um funil. Um caso particular da estaca escavada mecanicamente é a estaca broca executada por perfuração com trado manual, na maioria das vezes, e posterior concretagem através do lançamento do concreto a partir da superfície (NBR 6122/2010).

Um estudo promovido pelo *International Council for Research and Innovation in Building and Construction (CIB)*, que gerou a "Agenda 21 para a Construção Sustentável", também indica a indústria da construção civil como elemento de grande importância na questão da sustentabilidade. Segundo este estudo, as construções na União Européia são responsáveis por mais de 40% do consumo total de energia e estima-se que o setor da construção gere aproximadamente 40% de todo o lixo produzido pelo homem (GONZÁLES, 2005).

Silva e Shimbo (2000) estudaram indicadores de sustentabilidade urbana, com a finalidade de identificar os progressos atingidos. Há estudos demonstrando que esforços de recuperação ou renovação do ambiente construído em grandes projetos urbanos geralmente são seguidos por valorização imobiliária (indicando aumento da qualidade de vida) e crescimento da atividade econômica em geral, com a atração de capitais e negócios externos (RAMPAZZO, 2002).

Atualmente existe a possibilidade de utilizar a técnica do solo-cimento como material componente de elementos estruturais em fundações. O emprego desta técnica visa retirar o solo do ambiente onde é depositado inadequadamente e reduzir o custo de produção de uma estaca, pois é um material composto basicamente por solo, cimento Portland e água, em proporções previamente estabelecidas. Sua aplicação em estacas moldadas *in loco* é ainda uma novidade para os profissionais da construção civil e muito ainda há que se estudar e pesquisar para que seu emprego seja feito de forma confiável, segura e responsável.

Outra possibilidade é a utilização de resíduo de mineração e beneficiamento de pedras preciosas também como material componente de elementos estruturais de fundação, pois atualmente demandam soluções tanto do ponto de vista do gerenciamento do processo quanto da manutenção do passivo de resíduo acumulados (BETAT *et al.*, 2009).

Buscando acumular experiência e contribuir com o meio técnico, visando uma saída econômica e ao mesmo tempo menos agressiva ao meio ambiente, procura-se neste trabalho, através da realização de provas de carga estática, analisar o comportamento do solo e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas, quando aplicados em estacas escavadas, promovendo melhores condições aos profissionais da engenharia civil para a tomada de decisões quando houver necessidade de se utilizar tais estacas e quanto à viabilidade da utilização do solo-cimento em projetos de fundação, pois se trata de mais uma opção a ser analisada.

1.3 OBJETIVO GERAL

Avaliar a possibilidade do uso de estacas escavadas contendo solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland.

1.3.1 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são definidos como:

- Realizar a dosagem experimental da mistura de solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland;
- Avaliar o comportamento Carga x Deslocamento de estacas escavadas executadas com a mistura proposta;
- Comparar o custo de fabricação das estacas escavadas convencionais e de estacas escavadas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação está estruturada em cinco capítulos sucintamente descritos a seguir:

O Capítulo 1 apresenta a introdução, onde são explanados o problema da pesquisa e a justificativa, bem como os objetivos a serem atingidos.

No Capítulo 2 encontra-se a revisão da literatura acerca de aspectos relevantes ao tema abordado. Pretende-se dar ao leitor uma visão geral sobre solo-cimento, fundações e avaliação da capacidade de carga.

O Capítulo 3 descreve os materiais utilizados e os métodos e técnicas empregados para a realização desta pesquisa, abordando a coleta e preparo dos materiais; a dosagem das misturas; os ensaios de caracterização física, de compactação e compressão simples; o processo de execução das estacas escavadas; a realização das provas de carga estática e a análise de custos.

O Capítulo 4 aborda a apresentação e análise dos resultados alcançados, comparando-os com os resultados obtidos por Spadari (2008), bem como a análise de custos.

No Capítulo 5 são descritas as conclusões da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 SOLO-CIMENTO

2.1.1 Definição e Histórico

Para a ABCP (2009) o solo-cimento é o material resultante da mistura homogênea, compactada e curada de solo, cimento e água em proporções adequadas. O produto resultante deste processo é um material com boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade.

O solo é o componente mais utilizado para a obtenção do solo-cimento. O cimento entra em uma quantidade que varia de 5% a 10% do peso do solo, o suficiente para estabilizá-lo e conferir as propriedades de resistência desejadas para o composto. Praticamente qualquer tipo de solo pode ser utilizado, entretanto os solos mais apropriados são os que possuem teor de areia entre 45% e 50%. Somente os solos que contêm matéria orgânica em sua composição não podem ser utilizados. O solo a ser empregado na mistura pode ser extraído do próprio local da obra (ABCP, 2011).

Segundo Macambira (2001), pode ainda ser definido como um material produzido pela mistura, compactação e cura de uma mistura de solo / agregados, cimento Portland, possivelmente incluindo adições de pozolanas e água para formar um material endurecido com propriedades específicas de engenharia.

De acordo com Andrade Filho (1989), a conceituação do solo-cimento teve origem em Sallsburg no ano de 1917. O autor afirma, entretanto, haver poucos usos relatados até 1932, quando se tem notícia dos primeiros trabalhos cientificamente controlados, através da sua utilização na pavimentação de 17.000 m² em Johnsonville, Carolina do Sul, EUA.

Para Freire (1976) a utilização do cimento como agente estabilizador de solos teve início nos EUA em 1916, quando foi empregado para solucionar problemas causados pelo tráfego de veículos de rodas não pneumáticas. Inicia-se então uma variada utilização para o

solo-cimento: na construção e pavimentação de estradas de rodagem e de vias urbanas, construção de aeroportos e acostamentos, revestimento de barragens de terra e canais de irrigação, fabricação de tijolos, pavimentação de pátios industriais e de áreas destinadas ao estacionamento de veículos, construção de silos aéreos e subterrâneos, construção de casas e pavimentação de estábulos, além de muitas outras aplicações.

A partir de 1936, a ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland, regulamentou, fomentou e pesquisou a sua aplicação, sendo que em 1941, realizou-se à pavimentação do aeroporto de Petrolina, PE. Em 1970 a rede pavimentada de solo-cimento no Brasil alcançava a casa dos 7.500 quilômetros.

O *Bureau of Reclamation EUA* empreendeu um projeto de pesquisa de campo em 1950 para determinar se o solo-cimento era um material resistente quando exposto a condições climáticas severas e as condições de carga imposta por fortes ondas. O solo-cimento foi inspecionado por um período de dez anos, com uma média de mais de 100 ciclos de congelamento por ano, e com ondas superiores a oito metros de altura. O sucesso absoluto desta pesquisa começou com a crescente utilização do solo-cimento em aplicações de recursos hídricos (ABCP, 2011).

Portanto, trata-se de um material com características técnicas que atendem plenamente aos requisitos de desempenho para a aplicação em diversos tipos de serviços.

2.1.2 Identificação e Classificação dos Solos

Os ensaios básicos para a identificação e a classificação dos solos são os seguintes:

- Determinação da massa específica dos grãos de solo (NBR-6508) ou (DNER DPT 93-64);
- Determinação do limite de liquidez dos solos (NBR-6459);
- Determinação do limite de plasticidade dos solos (NBR-7180); e
- Análise granulométrica dos solos (NBR-7181).

Para Vargas (1981) a classificação dos solos tem grande importância para a engenharia, sendo que os problemas da Mecânica dos Solos devem partir da identificação do material com que se vai trabalhar. Uma vez feita a sua identificação, o solo deve ser classificado de acordo com categorias preestabelecidas. Após isso, com a definição do problema, inicia-se o dimensionamento. Segundo o autor, a classificação dos solos, para fins

de engenharia civil, deve ser feita considerando-se tanto a granulometria como a plasticidade. São apresentadas as duas classificações mais utilizadas na Engenharia Civil: a classificação *HRB da AASHO*; e a classificação de Casagrande que, atualmente, evoluiu para Classificação Unificada do *Bureau of Reclamation* americano.

Freire (1976) afirma que a classificação unificada tem a vantagem de ser sistemática, classificando o solo a partir de propriedades mais gerais, incluindo grupos e subgrupos mais particulares, enquanto que a AASHO classifica os solos em sete grupos, tendo em vista o seu comportamento em estradas de rodagem.

Nogami e Villibor (1995) desenvolveram a classificação geotécnica MCT – corpos-de-prova miniatura, compactados segundo procedimento destinado especificamente para o estudo de solos tropicais, lateríticos e saprolíticos. Esse método leva em consideração as peculiaridades dos solos arenosos finos existentes em ambientes tropicais, indicando a possibilidade de sua aplicação em pavimentação de baixo custo. Essa classificação baseia-se na determinação de algumas propriedades mecânicas e hidráulicas, utilizando-se corpos-de-prova com diâmetro de 5 cm. Os autores salientam que o método MCT pode também ser utilizado para finalidades distintas daquelas relacionadas com pavimentação.

Para Segantini (2000) a classificação do solo-cimento é feita em duas categorias: SCC - solo-cimento compactado; e SCP - solo-cimento plástico. No caso do SCC a água deve ser adicionada em quantidade suficiente, de modo a possibilitar a máxima compactação e a ocorrência das reações de hidratação do cimento. Para o caso do SCP a água deve ser adicionada até que se obtenha um produto de consistência plástica, de aspecto similar ao de uma argamassa de emboço.

2.1.3. Critérios para a escolha do solo

De maneira geral, as propriedades mecânicas dos solos apresentam melhorias quando misturados com cimento e submetidos a processos de compactação. No entanto, existem limitações ao uso de determinados solos, geralmente vinculadas à trabalhabilidade e ao consumo de cimento. Os limites de consistência, LL – limite de liquidez e LP – limite de plasticidade, são as variáveis que melhor expressam as condições de trabalhabilidade. Para ser viável tecnicamente, o solo deve apresentar LL entre 45% e 50% (CEPED, 1984).

Na Tabela 1 são apresentadas às faixas granulométricas consideradas ideais para solo-cimento.

Tabela 1 – Critérios para a seleção de solos

Autores	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Silte + Argila (%)	LL
CINVA (1963)	45-80	-	-	20-25	-
ICPA (1973)	60-80	10-20	5-10	-	-
Merril (1949)	>50	-	-	-	-
MAC (1975)	40-70	<30	20-30	-	-
CEPED (1984)	45-90	-	<20	10-55	45-50
PCA (1969)	65	-	-	10-35	-

Fonte: Segantini (2000).

No que diz respeito à granulometria, os solos arenosos são considerados os mais adequados. A existência de grãos de areia grossa e pedregulhos é benéfica, pois são materiais inertes e têm apenas a função de enchimento, favorecendo a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores. No entanto, os solos devem ter um teor mínimo da fração fina, pois a resistência inicial do solo-cimento deve-se à coesão da fração fina compactada. Quando os solos possuem um teor de silte mais argila inferior a 20%, não se consegue uma resistência inicial que propicie a sua compactação.

Segundo a PCA - *Portland Cement Association* (1971), os solos arenosos apresentam características satisfatórias para a produção de misturas plásticas de solo-cimento. Solos que contenham mais de 30% passando na peneira de número 200, no entanto, geralmente são evitados, pois apresentam maiores dificuldades para se atingir a consistência plástica. De acordo com Silveira (1966), os solos arenosos e pedregulhosos, com cerca de 10% a 35% da fração silte e argila, são considerados os mais favoráveis para a estabilização com cimento. Os solos arenosos deficientes em finos são também considerados materiais de boa qualidade, havendo apenas maior dificuldade para a compactação e o acabamento. Outro fator relacionado ao tipo de solo é o teor de matéria orgânica, que tende a reduzir a resistência do solo-cimento. Tem-se limitado esse teor a 2% no máximo.

2.1.4 Dosagem do solo-cimento

Na sua maioria, os critérios para a dosagem do solo-cimento foram elaborados tendo em vista a sua aplicação como elemento de base para pavimentos rodoviários e aeroportuários. De acordo com o CEPED (1984), a quantidade de cimento a ser utilizada na

dosagem deve ser feita em função das características do solo, do teor de umidade e da densidade a ser obtida no processo de compactação.

Para Pinto (1980), a quantidade de cimento a ser incorporada ao solo depende das características que se pretende do material resultante. O autor afirma que dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento, uma vez separados, não voltam mais a apresentar a mesma coesão. Desse modo, na determinação do teor de cimento, os estudos foram dirigidos no sentido de garantir a permanência da coesão quando o solo-cimento é solicitado, tanto pela ação do tráfego, como pelos esforços provenientes das variações de temperatura e de umidade. Com esse objetivo, os técnicos da PCA elaboraram ensaios de durabilidade em que os corpos-de-prova são submetidos a ciclos de molhagem/secagem e congelamento/degelo, verificando a durabilidade e não a resistência ao desgaste.

Pinto (1980) afirma que os ingleses consideram adequado o uso de teores de cimento capazes de conferir, aos sete dias de cura, resistência à compressão igual ou superior a 1,75 MPa. São também empregados ensaios de durabilidade do tipo molhagem/secagem e congelamento/degelo, cujos resultados são expressos em função do decréscimo de resistência. O autor afirma que os métodos de ensaio padronizados pelas normas inglesas, no entanto, diferem bastante dos métodos adotados pela PCA, nos quais se considera, inclusive, aspectos relacionados às dimensões dos corpos-de-prova, processo de compactação e sistemas de cura.

A experiência brasileira baseia-se nos métodos de dosagem da PCA. Embora em outros países tenham sido desenvolvidos procedimentos diferentes, falta-lhes o que justamente é a maior recomendação, ou seja, a comprovação de seus resultados por um grande número de obras executadas e em uso, com enorme variedade de solos, das mais diversas origens e regiões.

De acordo com a ABCP (1986), a dosagem do solo-cimento é feita através de ensaios de laboratório, seguida da interpretação dos resultados por meio de critérios estabelecidos. O resultado final consiste na fixação de três variáveis: quantidade de cimento, quantidade de água e massa específica aparente seca máxima. As duas últimas, entretanto, sofrem pequenas oscilações, dadas às variações de campo que ocorrem nas características do solo.

Assim, essas variáveis passaram a ser tomadas apenas como elemento de controle e, com isso, o objetivo da dosagem passou a ser somente a fixação da quantidade adequada de cimento. O Estudo Técnico ET-35 da ABCP (1986) traz a completa descrição das normas de dosagem de solo-cimento propostas pela PCA. Seus resultados, desde 1932, têm comprovação

em inúmeros serviços executados com solos de diversas origens, em diferentes regiões do mundo, inclusive no Brasil, após 1939.

A PCA dispõe de uma norma geral e de uma norma simplificada para a dosagem do solo-cimento.

De acordo com a ABCP (1986), a norma geral de dosagem pode ser resumida nas seguintes operações:

- identificação e classificação do solo;
- escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- execução do ensaio de compactação;
- escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- moldagem de corpos-de-prova para o ensaio de durabilidade;
- execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem; e
- escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados do ensaio.

A dosagem do solo-cimento, pela norma geral, apresenta a desvantagem prática de requerer muito tempo para a realização dos ensaios, principalmente para os de durabilidade, que requerem cerca de quarenta dias. Procurou-se, então, correlacionar os resultados dos ensaios com outros de execução mais rápida. Com base na correlação estatística de resultados de ensaios de durabilidade e resistência à compressão simples em corpos-de-prova de solo-cimento, aplicados a mais de 2400 tipos de solos arenosos, a PCA apresentou a norma simplificada de dosagem, a qual pode ser resumida nas seguintes operações:

- ensaios preliminares do solo;
- ensaio de compactação do solo-cimento;
- determinação da resistência à compressão simples aos sete dias; e
- comparação entre a resistência média obtida aos sete dias e a resistência admissível para o solo-cimento produzido com o solo em estudo.

Segundo a ABCP (1986), o fundamento desse método, comprovado pelos ensaios realizados, é a constatação de que um solo arenoso, com determinada granulometria e massa específica aparente seca, irá requerer, de acordo com o critério da perda de massa no ensaio de durabilidade, o mesmo teor de cimento indicado por este ensaio, desde que alcance resistência à compressão, aos sete dias, superior a um determinado valor mínimo, estabelecido estatisticamente na série de ensaios de comparação realizada. O procedimento, daí resultante, foi materializado em ábacos de fácil e direta utilização. O uso desse método restringe-se a

solos que contenham no máximo 50% de partículas com diâmetro equivalente inferior a 0,05 mm (silte mais argila) e no máximo 20% de partículas com diâmetro equivalente inferior a 0,005 mm (argila).

2.1.5 Durabilidade

O solo-cimento é usado, normalmente, segundo Freire (1976), como base de estradas de rodagem, sendo dimensionado como pavimento flexível, garantindo, assim, vida útil de 15 a 20 anos. A primeira estrada de solo-cimento, construída em 1935, no Estado de Carolina do Sul, EUA, até então, se achava aberta ao tráfego, fato que atesta a durabilidade do material. O autor acrescenta que o solo-cimento é mais elástico do que o concreto convencional, porém não tão resistente. Todavia, isso não impede que, dosado convenientemente, o solo-cimento produza uma base com resistência suficiente para atender às solicitações de um tráfego normal. A durabilidade do solo-cimento é, antes de tudo, função da ligação estabelecida entre as partículas do solo pela hidratação do cimento, tendo Armam e Saifan (1967) verificado que esse fenômeno depende ainda da forma e tamanho das partículas. Partículas de silte arredondadas e uniformes, originárias de depósitos fluviais, produzem um solo-cimento de pequena durabilidade e baixa resistência.

2.1.6 Resistência à compressão simples

Segantini (1994), utilizando um solo A4, realizou ensaios de compressão simples em corpos-de-prova de SCC e em corpos-de-prova de SCP. Seguiu-se, para o caso do SCC, as prescrições da NBR-12024 (Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos). No caso do SCP, foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, os quais foram moldados no campo, no momento da sua aplicação, seguindo-se as recomendações da NBR-5738 (Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto). Os ensaios de compressão simples mostraram que o material apresenta resistência suficiente para ser aplicado em elementos de fundação, principalmente em estacas moldadas *in loco* em que, a favor da segurança, conta-se ainda com o efeito do confinamento provocado pelo solo. Para o SCC, em média, obteve-se resistência de 4,88 MPa aos 28 dias, enquanto que para o SCP o valor médio obtido foi de 3,95 MPa. O autor acrescenta que houve o ganho de resistência em função do tempo de cura. Foram rompidos corpos-de-prova aos 7, 14 e 28 dias.

Já Silva (1994) realizou ensaios de compressão simples em corpos-de-prova de SCP e ensaios de abatimento no cone de *Abrams*. Os corpos-de-prova foram confeccionados em moldes cilíndricos de diâmetro igual a 15 cm e altura de 30 cm. Os resultados obtidos mostraram valores de resistência maiores para as misturas com abatimentos menores no cone de *Abrams*, o que mostra que o SCP, assim como o concreto, tem a sua resistência diminuída com o aumento do fator água/cimento. Foram utilizados dois solos, denominados cascalho 1 e cascalho 2. O cascalho 1 apresentou granulometria composta por 65,5% de pedregulho; 4,7% de areia, 3,8% de silte e 26% de argila. O cascalho 2 apresentou granulometria composta por 88% de pedregulho, 5% de areia, 1,5% de silte e 5,5% de argila. O autor mostra a evolução da resistência à compressão simples em função do tempo, observando que houve o ganho de resistência até a idade de 56 dias, acrescentando que para o concreto, do 7.º para o 28.º dia, o ganho de resistência foi da ordem de 30%. De acordo com o autor, alguns corpos-de-prova apresentaram diminuição da resistência à compressão simples.

Cortopassi (1989) já havia mostrado que a diminuição da resistência à compressão simples, ao longo do tempo, deve-se a alterações sofridas pelas concreções lateríticas presentes no solo, as quais, com o passar do tempo, saturam-se e perdem resistência.

Antes disso, Carvalho et al. (1990) estudaram o comportamento do SCP para uso em fundações na cidade de Brasília, DF. Foram analisados três tipos de solo: uma argila amarela proveniente da camada porosa superficial que cobre o subsolo da cidade; um solo arenoso oriundo de uma camada de arenito cuja ocorrência, em algumas áreas, se manifesta sob a camada de argila amarela; e um solo laterítico com concreções, de ocorrências localizadas. De acordo com o autor, foram utilizados quatro teores de cimento (8%, 10%, 12% e 14%) e quatro períodos de cura em câmara úmida (7, 14, 28 e 56 dias). Foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, moldados em três camadas, aplicando-se 20 golpes em cada camada. Os corpos-de-prova foram moldados com teores de umidade equivalentes ao LL de cada material. O solo arenoso e a argila amarela apresentaram comportamento clássico, com aumento da resistência à compressão simples e do módulo de elasticidade em função do tempo de cura. Esse comportamento, no entanto, não foi verificado para o solo laterítico com concreções. Observou-se, para os corpos-de-prova confeccionados com teores de cimento superiores a 8%, como nos casos mostrados por Cortopassi (1989) e Silva (1994), tendência de queda da resistência e do módulo de elasticidade a partir do 14.º dia de cura, comportamento este também atribuído à presença das concreções sob o efeito da umidade ao longo do tempo.

2.1.7 Cura

Conforme Levy e Helene (1996), a cura é um conjunto de operações ou procedimentos adotados para se evitar a evaporação da água de amassamento e hidratação do cimento presente nas regiões superficiais do material. Em condições adequadas, a cura, tem como objetivos impedir a perda da água de hidratação do cimento; controlar a temperatura do material, até que se alcance o nível de resistência desejado; e suprir água extra para as reações de hidratação. O autor salienta que, para definir o tempo de cura, motivo de constante preocupação entre engenheiros e construtores, é necessário considerar dois aspectos principais: relação água/cimento; e tipo de cimento. Há, no entanto, outros fatores a serem considerados, como condições locais, temperatura ambiente, existência de ventilação, umidade relativa do ar, geometria das peças, agressividade do meio, etc.

Na execução de paredes monolíticas de SCC, a cura é um cuidado fundamental para se solo cimento garantir a qualidade prevista na dosagem. A prática de executar, no mínimo, de duas a quatro molhagens diárias durante 15 dias, tem sido uma providência eficiente nos canteiros de obra. Em investigações realizadas, considerando-se cura em câmara úmida, cura à sombra com umedecimento, cura ao ar livre e cura à sombra sem umedecimento, ficou comprovada uma redução da resistência à compressão simples da ordem de 40% quando não se utiliza qualquer processo que evite a secagem rápida do material (CEPED, 1984).

A metodologia de controle de bases de solo-cimento desenvolvida pelo LCECC, apresentada por Prado Jr. (1981) baseia-se no emprego da cura térmica como forma de se obter a resistência antecipadamente. A pesquisa realizada estabeleceu, além da metodologia, uma maneira de se avaliar estatisticamente a confiabilidade do método pelo teste de *Student*. Com base nos resultados obtidos o autor concluiu ser possível prescindir de resultados de resistência relativos aos 7 e aos 28 dias de cura. A metodologia empregada visou facilitar a sua reprodução em campo.

2.1.8 Custo do solo-cimento

De acordo com a ABCP (1999), a utilização do solo-cimento na construção de habitações populares permite uma grande economia, com redução de custos que pode atingir até 40%. Contribui para esse barateamento o baixo custo do solo que, nesse caso, é o material empregado em maior quantidade. Contribuem também os fatos de se ter minimizadas as despesas com transporte e os gastos com energia. Existe ainda a possibilidade de aproveitamento de mão-de-obra não qualificada, o que reduz ainda mais os custos envolvidos.

Carvalho et al. (1990) avaliaram o custo do SCP, do concreto preparado em obra e do concreto usinado para uso em estacas e tubulões, considerando-se os custos envolvidos na escavação e na produção dos materiais. Na Tabela 2 observa-se uma síntese dos resultados obtidos.

Tabela 2 – Custo relativo das fundações

Tipos de fundação	Volume escavado (m ³)	Custo total: escavação + material (%)
Tubulão em concreto usinado	78,20	122,93
Tubulão em concreto de obra	78,20	100,00
Estaca em concreto usinado	48,50	86,28
Estaca em concreto de obra	48,50	72,22
Tubulão em argila amarela com 15% de areia e 12% de cimento	149,27	77,17
Tubulão em solo laterítico com 12% de cimento	89,14	49,03
Tubulão em solo arenoso com 10% de cimento	78,57	39,05
Estaca em solo arenoso com 14% de cimento	48,50	39,53

Fonte: Carvalho, et al. (1990).

Segundo Segantini (2000), através do uso do SCP em vez de concreto, é possível reduzir o custo com materiais e mão-de-obra, na execução de estacas escavadas com diâmetro de 25 cm, em cerca de 30%. Para estacas com diâmetro de 32 cm a redução pode ser da ordem de 35%.

2.1.9 Fundações em solo-cimento

Segantini e Carvalho (1994) afirmam que o solo-cimento é um material de grande potencialidade para ser aplicado em fundações diretas para obras de pequeno porte. Alguns cuidados, entretanto, devem ser observados quando se tem a presença de solos superficiais colapsíveis.

Algumas providências são recomendadas pelos autores quando se tem esse tipo de solo: impermeabilizar as áreas molháveis, como banheiros, cozinhas, lavanderias, etc.; utilizar preferencialmente tubulações em PVC; proteger as laterais de fachada através do uso de pingadeiras para se evitar o escoamento de água pelas paredes; e executar calçadas externas com largura mínima de 1,20 m e caimento mínimo de 2% para o lado externo da edificação,

de modo a evitar acúmulo de água nas proximidades das paredes. Em 1991, na cidade de Pereira Barreto, SP, um protótipo de residência popular foi construído, através do uso de SCC nas sapatas corridas, no contrapiso e nas paredes. Em avaliação de campo realizada, após três anos, observou-se que todos os elementos executados em solo-cimento encontravam-se em perfeito estado de conservação.

De acordo com o CEPED (1984), o desempenho do solo-cimento para fundações diretas é equivalente ao das alvenarias de embasamento ou alicerces, desde que não seja submetido a movimentos diferenciais, como ocorre em solos compressíveis ou expansivos. Para pequenas edificações, notadamente aquelas com paredes executadas em solo-cimento monolítico, a fundação abaixo de todas as paredes poderá ser executada em sapatas corridas. Em solos arenosos compactos ou argilas duras, as larguras podem ser da ordem de 40 cm e a profundidade o suficiente para prevenir erosões superficiais (30 cm a 40 cm), bastando compactar a mistura na própria cava. Paredes internas que não recebam outras cargas, senão o próprio peso, podem ter fundações com 20 cm de largura, embutidas de 20 cm a 30 cm no terreno. As características de monolitismo das paredes dispensam qualquer tipo de estruturação.

Andrade Filho (1989), aproveitando-se de uma situação real de obra, pesquisou o comportamento de tubulões sem base alargada, com 90 cm de diâmetro, feitos com SCP em uma obra do Banco do Brasil no Rio de Janeiro. Foram realizadas provas de carga em tubulões isolados e também em tubulões em grupo, onde se investigou a influência dos seguintes fatores: quantidade de tubulões dentro de cada grupo, espaçamento entre tubulões, distribuição das cargas e influência da posição ocupada pelo tubulão dentro do grupo.

Um exemplo clássico de aplicação do solo-cimento, inclusive nas fundações, foi a construção do Hospital Adriano Jorge, em Manaus, AM, em 1950 (Thomaz, 1984). As fundações foram executadas em sapatas corridas, aplicando-se o SCC em valas com 40 cm de profundidade por 30 cm de largura para as paredes externas e em valas de 30 cm de profundidade por 20 cm de largura para as paredes internas. Sobre as sapatas, nas paredes externas, executou-se uma cinta de concreto com 5 cm de espessura e taxa de armadura de 0,3%. Nas paredes internas a cinta foi substituída por uma camada de concreto simples com 3 cm de espessura. Observou-se, em inspeção realizada 26 anos depois, que o prédio ainda não havia sido totalmente ocupado e que os serviços de manutenção, em razão da falta de recursos financeiros, haviam sido executados de forma bastante precária. Mesmo assim, a obra não

apresentou sequer um defeito que pudesse ser atribuído ao solo-cimento. De acordo com Thomaz (1984), o desempenho do sistema construtivo adotado foi considerado excepcional.

Okamoto et al. (1988) fizeram uso do SCP em estacas escavadas. O sistema utilizado constituiu-se de uma estaca com diâmetro de 80 cm, estruturada por um tubo metálico de superfície corrugada, com diâmetro igual a 75% do diâmetro da estaca, no qual se utilizou o SCP interna e externamente ao tubo corrugado. Segundo os autores, os japoneses são bastante rigorosos na execução de obras de fundações, notadamente no que diz respeito à geração e propagação de vibrações e ruídos. A estaca, nesse sistema, é executada com auxílio de um trado motorizado, o que elimina os problemas de vibração e ruídos e, em razão das perfeitas condições de aderência entre os dois materiais, tem-se como resultado um elemento de fundação com grande capacidade de carga.

Silva (1994) realizou ensaios de laboratório e provas de carga em estacas de solo-cimento e em estacas de concreto, todas com diâmetro de 40 cm e comprimento variando de 2,8 m a 6 m. O autor concluiu que o solo-cimento representa uma alternativa viável para aplicação em fundações profundas submetidas a pequenas cargas, acrescentando que o projeto de fundação em solo-cimento deve buscar compatibilidade entre a carga aplicada, o diâmetro da estaca, seu comprimento, as características do solo e o teor de cimento ideal a ser aplicado.

Farias *et al.* (1994) apresentaram resultados do estudo do comportamento das fundações em solo-cimento através de modelos físicos, tendo em vista o elevado custo da realização de provas de carga em fundações profundas. O trabalho apresenta uma análise numérica preliminar da distribuição de tensões no interior do corpo-de-prova, de modo a validar a utilização do modelo de laboratório. São apresentados resultados para diferentes situações de interesse, procurando-se investigar a rigidez relativa dos diversos materiais envolvidos.

Segantini (1996) apresenta resultados de provas de carga executadas em estacas de concreto, estacas de SCC e estacas de SCP. Ao todo foram apresentados resultados obtidos na realização de 16 provas de carga, algumas com inundação da estaca e conseqüente saturação do solo ao seu redor. Os resultados obtidos indicaram a possibilidade de aplicação do solo-cimento em estacas, respeitadas as características de capacidade de carga, tanto em termos do material solo-cimento como da interação estaca-solo. Os resultados de laboratório indicaram haver, para o SCP, tendência de ganho de resistência para idades de cura superiores a 28 dias.

O autor conclui que as estacas de solo-cimento suportam cargas menores do que as de concreto e esse fato está relacionado com a textura do fuste das estacas, que nas de concreto apresenta-se mais rugosa. Isso, no entanto, não impede o uso das estacas de solo-cimento com segurança, mas é preciso garantir que o material apresente resistência suficiente para receber a carga imposta pela estrutura, o que torna indispensável à realização de ensaios laboratoriais para a determinação da sua resistência mecânica.

Morais (2002) deu continuidade às pesquisas em desenvolvimento no Laboratório de Engenharia Civil da Unesp em Ilha Solteira, realizadas por Segantini em 2000, visando a aplicação do solo-cimento plástico em elementos estruturais de fundação.

No trabalho de Moraes (2002), são apresentados e analisados resultados de ensaios de laboratório, em corpos-de-prova cilíndricos de solo-cimento plástico com 15 cm de diâmetro e altura de 30 cm. As rupturas à compressão simples, com determinação do módulo de elasticidade, foram realizadas aos 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 1 ano, 2 anos e 5 anos. Onde foi encontrada uma resistência à compressão média de 11,7 MPa e o módulo de elasticidade de 10,7 GPa. São também apresentados e discutidos resultados de provas de carga à compressão do tipo rápida em seis estacas apiloadas com diâmetro de 20 cm e comprimento de 4,5 m (três de solo-cimento plástico e três de concreto), sendo que estas estacas foram novamente ensaiadas com o solo inundado, para análise da diminuição da capacidade de carga do solo.

Os resultados alcançados por Moraes (2002), foram comparados com as provas de carga realizadas anteriormente nas mesmas estacas, com o solo na umidade natural, verificando uma redução média de 38,6% na capacidade de carga das estacas de solo-cimento plástico e de 28% para as estacas de concreto.

2.1.9.1 Outras aplicações para solo-cimento

Segantini (2000) realizou um trabalho sobre solo-cimento em Ilha Solteira/SP. A idéia de aproveitar os resíduos de concreto na composição do solo para a confecção do solo-cimento surgiu em razão de se constatar que os solos arenosos são os mais indicados para a obtenção do solo-cimento. E foi exatamente isso o que buscou com a incorporação dos resíduos de concreto, pois se trata de um material granular, cujas características granulométricas, após a britagem, assemelham-se às de uma areia grossa.

Em trabalhos realizados no campus da Unesp, constatou que a incorporação de resíduo de concreto, na confecção de tijolos de solo-cimento, propiciou melhorias substanciais nas propriedades de resistência e absorção do solo-cimento, obtendo-se resultados muito melhores que aqueles estipulados nas normas brasileiras. Outro aspecto observado por Segantini, em vista dos resultados alcançados, foi a inerente possibilidade de se reduzir o consumo de cimento na confecção dos tijolos. O aproveitamento dos resíduo de concreto na confecção dos tijolos, portanto, pode ser uma importante contribuição para a sociedade, na medida em que viabiliza uma opção técnica de baixo custo, plenamente inserida no contexto do desenvolvimento sustentável.

As vantagens da utilização dos tijolos de solo-cimento vão desde a fabricação até a sua utilização no canteiro de obras. Os equipamentos utilizados são simples e de baixo custo, possibilitando operação no próprio canteiro. Isso reduz os custos com transporte, energia, mão-de-obra e impostos. Além dessas vantagens, o tijolo de solo-cimento agrada também do ponto de vista ecológico, pois não passa pelo processo de queima, no qual se consomem grandes quantidades de madeira ou de óleo combustível, como é o caso dos tijolos produzidos em cerâmicas e olarias (SOUZA *et al*, 2011).

Inspirado nas possibilidades técnicas e econômicas de antigos métodos, o Prof. Francisco Casanova, aperfeiçoou uma técnica de construção de solo-cimento, capaz de diminuir o custo de construção de uma casa em até 50%, utilizando o próprio solo e um pouco de cimento nas fundações e na confecção de tijolos.

A grande economia gerada pelo solo-cimento reside no ganho de tempo. “A obra leva metade do tempo para ser finalizada em relação à alvenaria convencional”, afirma o Prof. Casanova. Segundo ele, uma casa de 50 m², utilizando métodos comuns, por exemplo, leva 60 dias para ficar pronta. Se fosse construída utilizando a técnica do solo-cimento, levaria apenas 40 dias. Segundo o pesquisador, o solo-cimento tem como vantagens adicionais oferecer um conforto térmico e acústico muito superior ao das construções convencionais e o local de obra é muito mais limpo, pois gera pouco entulho (CASANOVA, 2009, s.p.).

2.2 FUNDAÇÕES

2.2.1 Fundações profundas

As estacas são elementos de fundação profunda executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja necessidade

do operário descer ao interior da escavação. Os materiais empregados podem ser madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou misto.

As fundações por estacas podem ser classificadas de acordo como o material e o processo executivo. As estacas classificadas pelo tipo de material são construídas de madeira, concreto, aço ou mistas. Já pelo método ou processo de execução são classificadas em estacas com ou sem deslocamento (MILITITSKY, 2004).

As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno por meio de algum processo que não promova retirada de solo. Enquadram-se neste tipo as estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas, estacas de madeira, estacas Franki e estacas Omega. Estacas sem deslocamento ou escavadas são aquelas executadas *in loco* por meio da perfuração do terreno, com remoção de material. As estacas escavadas manualmente ou mecanicamente, estacas tipo Strauss, barretes, estacões, hélices contínuas e estacas injetadas são classificadas como estacas sem deslocamento.

Fundações profundas por estacas são recomendadas principalmente quando se deseja transmitir a carga da estrutura por meio de material de baixa capacidade de carga até atingir uma camada mais profunda com capacidade de carga adequada. Desta maneira pode-se desenvolver capacidade de carga pelo atrito entre a estaca e o solo. Milititsky (1994) cita que esse tipo de fundação é utilizada quando existem cargas laterais e esforços de tração a serem resistidas. Seu objetivo é melhorar a capacidade de carga dos solos com elementos cravados (somente em solos granulares), eliminar ou diminuir recalques indesejáveis, transferir cargas de zonas facilmente erodíveis até camadas mais estáveis, ancorar estruturas sujeitas a empuxos ou esforços de tombamento e formar uma estrutura de contenção quando executadas em grupo.

Estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactos, causam um aumento na capacidade destes solos na medida em que o volume da estaca é introduzido no terreno. Se o solo já estiver muito compacto, a introdução da estaca não causará mais aumento de capacidade, mas sim deslocamento do solo, o que poderá, eventualmente, ser danoso para estacas ou estruturas já existentes (ALVES, 1998).

Casagrande (1932) já alertava para efeitos da perturbação gerados pela cravação de estacas em argila. A perturbação da argila poderia resultar em aumento significativo na compressibilidade e perda de resistência ao cisalhamento. Cummings, Kerkhoff e Peck (1950) analisaram os resultados das resistências ao cisalhamento em estacas instrumentadas. Os

resultados mostraram que a tensão de cisalhamento próxima às estacas tiveram seus valores reduzidos em função da cravação. Porém meses depois, as estacas tinham recuperado os valores de resistência e com aumento acima dos valores iniciais de cravação (ALVES, 1988).

Estacas escavadas, segundo Velloso e Lopes (2002), podem causar uma descompressão do suporte. Esta descompressão será maior ou menor dependendo do tipo de suporte. Num extremo estariam às estacas escavadas sem suporte, em que as descompressões são pronunciadas. No outro extremo estariam as estacas escavadas com o auxílio de camisas metálicas que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, em que o alívio é muito reduzido. No meio destes extremos estariam as estacas escavadas com auxílio de lama betonítica.

Segundo Vésic (1975), a ruptura estrutural da estaca pode ocorrer quando a tensão axial que atua no seu fuste atinge um valor igual ou maior que a tensão de ruptura do material (tensão de escoamento do aço, no caso de estacas metálicas; resistência à compressão ou à tração do concreto, no caso de estacas de concreto).

Esta situação pode ocorrer quando a ponta da estaca estiver apoiada em uma camada de areia extremamente densa ou uma argila muito rija, ou então, se apoiar sobre rocha, ou ainda, numa etapa de cravação em solo de baixa resistência.

A determinação da capacidade de carga de uma estaca sempre foi considerada um dos desafios mais importantes para a engenharia civil e, por mais paradoxal que possa parecer, seu cálculo jamais contou com uma equação precisa e ao mesmo tempo prática. Cada consultor de fundação tem sua própria conduta e uma maneira particular de interpretar os dados fornecidos pelas sondagens (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

Para projetos de fundações em estacas a norma NBR 6122/2010 expõe que, para que se obtenha a carga admissível (ou carga resistente de projeto) de estacas, a partir de provas de carga, é necessário que as provas de carga sejam estáticas; as provas de carga sejam especificadas na fase de projeto e executadas no início da obra, de modo que o projeto possa ser adequado para as demais estacas; as provas de carga sejam levadas até uma carga no mínimo duas vezes a carga admissível prevista em projeto.

O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 1,6 e para carga resistente de projeto é de 1,14. Quando em uma mesma região representativa for realizado um número maior de provas de carga, a resistência característica pode ser determinada pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} [(R_{c,cal})_{med}/_{3} ; (R_{c,cal})_{min}/_{4}] \quad (1)$$

Onde:

- R é a resistência característica; $c,k - (R_{c, cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros; - $(R_{c, cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros; - $_{3}$ e $_{4}$ são fatores de minoração da resistência.

De acordo com Vésic (1975) é de grande importância a compreensão de vários fatores básicos do mecanismo de transferência de carga entre uma estaca e o solo em sua volta. Investigações sobre o comportamento de estacas mostram que a mobilização completa da resistência ao atrito requer um deslocamento de alguns milímetros entre o fuste da estaca e o solo ao seu redor, independente do tamanho e do comprimento da estaca. Por outro lado a mobilização da resistência de ponta da estaca requer um deslocamento da ordem de 10% do seu diâmetro (estacas cravadas) e acima de 30% do seu diâmetro (estacas escavadas), ou seja, dezenas de milímetros.

Os recalques de fundações em estacas dependem da perturbação provocada no solo adjacente ao fuste e das mudanças no seu estado de tensões, causados pela operação de sua instalação no solo.

Se a estaca for cravada, pode ocorrer o aprisionamento de tensões residuais, que influenciam significativamente a resposta da estaca aos carregamentos e a forma da curva carga versus recalque (VÉSIC, 1975).

Para grupos de estacas os recalques sofridos têm comportamento diferente de estacas isoladas, pois muitos fatores influenciam, tais como: tipo de estaca, forma de instalação, tipo de solo, distância entre as estacas, rigidez do bloco de coroamento, entre outros. Estacas de um mesmo grupo podem sofrer recalques diferentes frente a um mesmo carregamento, devido ao fato das estacas recalcarem em função das cargas que as solicitam acrescidas da sobreposição dos efeitos das demais estacas do grupo.

2.2.2 Dificuldades no desenvolvimento de projetos de fundação em estacas

As dificuldades, no desenvolvimento de projetos de fundações profundas em estacas, referem-se à capacidade de carga, ou à carga de ruptura (Q_r), e aos recalques (p). A primeira tentativa para determinar a capacidade de carga de uma estaca, segundo Poulos & Davis

(1980), se deu através da publicação *Piles and Pile Driving*, editado por *Wellington of the Engineering News em 1893*.

A crescente magnitude das cargas e fundações, de certa maneira obrigaram engenheiros e pesquisadores a prever com a maior precisão possível o comportamento das mesmas. Nos últimos cinquenta anos foram realizados inúmeros ensaios de campo e de laboratório investigando o desempenho das fundações em estacas (POULOS & DAVIS, 1980).

O processo de instalação influencia a capacidade de carga de estacas, uma vez que a natureza e extensão dos distúrbios por este causado dependem do tipo da estaca, das propriedades do solo e do estado inicial de tensões no solo.

A instalação da estaca pode ser feita de duas formas: com ou sem deslocamento do solo, lateralmente ao fuste e sob a base. A primeira constitui o grupo das estacas cravadas por percussão, prensagem (macaqueamento) ou vibração, sendo estes processos mais adequados para a instalação de estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, apiloadas de concreto e as do tipo “Franki”, enquanto que a segunda engloba o grupo das estacas escavadas, que são moldadas em um furo feito pela remoção de igual volume de solo do terreno, com ou sem revestimento.

Este furo é normalmente executado por um trado manual ou mecânico, adequando-se a instalação de estacas do tipo broca e “Strauss”, as estacas barretes, os estacões, as hélices contínuas, as injetadas e outras (AOKI, 1979).

A cravação de estacas em solos não coesivos gera um aumento do seu peso específico em torno da estaca, com diminuição dos vazios, provocando o abatimento do terreno e as pressões neutras são rapidamente dissipadas (VÉSIC, 1975).

Já as estacas escavadas dependendo do método empregado na contenção da cava, das ferramentas utilizadas e da natureza da resistência do solo, os efeitos podem ser muito variáveis. De modo que o comportamento de uma estaca escavada difere em muito do comportamento de uma estaca cravada, de mesma geometria e instalada na mesma camada. Tal fato se deve à pré-escavação, que tende a aliviar o estado de tensões existente no solo, podendo perturbá-lo, com diminuição da sua resistência, além da inexistência de tensões residuais, próprias de estacas cravadas, entre outros fatores.

2.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

2.3.1 Provas de carga

A NBR-12131 (Estacas – Prova de carga estática) prescreve o procedimento a ser adotado na realização de provas de carga em estacas, fornecendo elementos para a avaliação do seu comportamento através da curva Carga x Deslocamento e a estimativa de suas características de capacidade de carga. Essa norma pode ser aplicada a todos os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, independente do processo de confecção ou instalação no terreno, podendo também ser aplicada no caso de tubulões. A execução do ensaio consiste, basicamente, na aplicação de esforços estáticos crescentes, registrando-se os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais.

Nunes e Fernandes (1982) alertam para a necessidade de se instrumentar as estacas submetidas a provas de carga, objetivando a obtenção, além do valor da carga transferida ao solo, também de informações a respeito da qualidade do elemento estrutural da fundação. Os autores fazem alusão a medições realizadas a partir de extensômetros mecânicos (*tell-tales*) e extensômetros elétricos (*strain-gages*), chamando atenção para as dificuldades existentes em se determinar as tensões a partir das medidas de deformação.

De acordo com Menezes (1997), a determinação da capacidade de carga sem a realização de provas de carga tem sido uma grande preocupação dos especialistas em fundações. O emprego de métodos empíricos, que utilizam resultados de ensaios de penetração contínua ou de sondagens de simples reconhecimento, tem conduzido a valores razoáveis em determinados casos. Esses métodos, no entanto, foram desenvolvidos a partir de resultados de provas de carga realizadas em locais com características geotécnicas específicas. O emprego desses métodos para solos de outras regiões pode levar a resultados muito diferentes dos valores reais. Assim, a realização de provas de carga é a maneira universal de se comprovar a capacidade de carga de uma fundação, sendo por isso a forma mais confiável para se estimar o valor da carga máxima a ser aplicada.

As provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas, sendo a única efetivamente confiável. A natural dificuldade de conhecimento das propriedades do solo onde as fundações serão construídas, a alteração das condições iniciais provocada pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica, justificam a necessidade de utilização destes ensaios em verdadeira grandeza (MILITITSKY, 1994).

Provas de carga em estacas podem ser realizadas visando um ou mais dos seguintes objetivos: prover dados para projeto; avaliar as fundações executadas de obra específica ou estudar as características de comportamento no conjunto estaca-solo. Seguindo o objetivo específico do ensaio e nível de carga, a especialização dos equipamentos, instrumentação, equipe envolvida e custos são diferenciados (MILITITSKY, 1994).

Em qualquer circunstância o ensaio deve reproduzir da forma mais próxima as condições de funcionamento a que a estaca estará submetida no caso real, nos casos de previsão ou avaliação de projeto. Os ensaios podem ser com carga vertical de compressão (caso mais usual), tração, carga transversal ao eixo ou combinadas (raras).

A condição mais simples de ensaio é aquela em que são aplicadas cargas de compressão ao topo, de acordo com certo programa de carregamento.

2.3.2 Carga admissível

A determinação da carga admissível em fundações profundas compreende dois aspectos: o estrutural e o geotécnico. Com relação ao aspecto estrutural, a verificação deve ser feita em termos da segurança do elemento estrutural da fundação. Quanto ao aspecto geotécnico, a verificação deve ser feita considerando-se a segurança à ruptura do maciço de solo e recalques excessivos.

A carga admissível de uma estaca deve ser aquela que provoca apenas recalques que possam ser absorvidos pela construção sem causar inconvenientes, oferecendo segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento estrutural da fundação.

Esta definição esclarece que as pressões e as cargas admissíveis dependem da sensibilidade aos recalques de fundação a que ficam sujeitas as construções, especialmente com relação aos recalques diferenciais específicos, que podem prejudicar a sua estabilidade ou o seu funcionamento (CARVALHO *ET AL.*, 1997).

2.3.3 Capacidade de carga de estacas isoladas

Uma estaca submetida a um carregamento estático vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (DÉCOURT, 1996).

A capacidade de carga Q_u é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral Q_s e pela ponta Q_p .

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (2)$$

Designando-se por q_s e q_p as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e normal ao nível da base e A_s e A_p respectivamente a área lateral da estaca e da seção transversal de sua ponta, tem-se:

$$Q_u = Q_s + Q_p = q_s A_s + q_p A_p \quad (3)$$

Na prática, a capacidade de carga pode ser avaliada através de processos diretos e indiretos (DÉCOURT, 1996).

Nos processos diretos, os valores de q_s e q_p são determinados através de correlações empíricas e/ou semi-empíricas com algum tipo de ensaio “*in situ*” (DÉCOURT, 1996).

Nos processos ditos indiretos, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios “*in situ*” e/ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através da utilização de formulação teórica ou experimental (DÉCOURT, 1996).

2.3.4 Métodos semi-empíricos de capacidade de carga que utilizam o SPT

Em nosso país, a sondagem a percussão com determinação da resistência à penetração do amostrador padrão é a investigação geotécnica mais difundida e realizada. Por isso, os profissionais de fundações têm tido a preocupação de estabelecer métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão (VELLOSO, 2002).

A seguir, serão apresentados os métodos utilizados na presente pesquisa.

2.3.4.1 Método Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de ensaios CPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do CPT como do ensaio SPT (Velloso, 2002). A primeira expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT como:

$$Q_{ult} = A_b q_p + U \Sigma \tau, \Delta l = A_b \frac{q_c}{F1} + U \Sigma \frac{f_s}{F2} \Delta l \quad (4)$$

onde F1 e F2 são fatores de escala e execução.

Introduzindo correlações entre o SPT e o ensaio de cone holandês (CPT mecânico) do tipo

$$q_c = kN \quad (5)$$

$$f_s = \tau_c = \alpha q_c = \alpha kN$$

obtém-se a expressão com resultados do SPT:

$$Q_{ult} = A q_{p,ult} + U \Sigma I_{ult} \Delta l = A_b \frac{kN}{F1} + U \Sigma \frac{\alpha kN}{F2} \Delta l \quad (6)$$

Os valores F1 e F2 foram obtidos a partir da retro-análise de resultados de provas de carga em estacas (cerca de 100 provas entre os vários tipos). Conhecidas todas as variáveis a partir dos resultados de SPT e de correlações com o ensaio CPT, é possível calcular os fatores F1 e F2. Como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade de ponta, só seria possível obter um dos fatores.

Assim, adotou-se $F2 = 2 F1$. Os valores obtidos estão na Tabela 1 (para estacas escavadas, os valores foram tirados – e posteriormente adaptados – de Velloso *et al.*, 1978, apud Velloso, 2002). Os valores de k e α adotados por Aoki e Velloso constam na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de k e α

TIPO DE SOLO	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975, apud VELLOSO; LOPES, 2002, p. 116.

Nos anos 70, quando o método foi proposto, estavam sendo introduzidas as estacas tipo raiz e não se executavam ainda as estacas tipo hélice. Em três trabalhos de final de curso na UFRJ (Rafael Francisco G. Magalhães, 1994, Gustavo S. Raposo e Marcio Andre D. Salem, 1999, apud Velloso, 2002), foram feitas avaliações do método para esses novos tipos de estacas. Os valores de $F1 = 2,0$ e $F2 = 4,0$ conduziram a uma estimativa razoável, ligeiramente conservativa, das estacas tanto raiz, como hélice e Omega.

2.3.4.2 Método Décourt-Quaresma

2.3.4.2.1 Versão inicial

Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram ao 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos um método para determinação da capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT (Décourt e Quaresma, 1978). O método apresenta as seguintes características:

a) Resistência de ponta

Toma-se como valor de N a média entre o valor correspondente à ponta em tf/m^2 é dada por:

$$q_{p,ult} = C N \quad (7)$$

em que o C é dado na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores de C

Tipo de solo	C (tf/m^2)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978.

b) Atrito lateral

Considerando-se os valores de SPT ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Tira-se a média e na Tabela 5 obtém-se o atrito médio ao longo do fuste (em tf/m^2). Nenhuma distinção é feita quanto ao tipo de solo.

Embora o estudo tenha sido efetuado basicamente para estacas pré-moldadas de concreto pode-se admitir, em primeira aproximação, que seja válido, também, para estacas tipo Franki, estacas Strauss e estacas escavadas.

Tabela 5 – Valores de atrito médio

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m ²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978.

2.3.4.2.2 Segunda versão

Décourt e Quaresma têm procurado aperfeiçoar o método exposto acima (Décourt, 1982; Décourt e Quaresma, 1982, apud Velloso, 2002) no que tange à resistência lateral (a resistência de ponta é calculada como na versão inicial), conforme segue.

a) Resistência lateral

A resistência lateral, em tf/m^2 , é dada por:

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} \quad (8)$$

onde N é o valor médio do N ao longo do fuste (a expressão independe do tipo de solo).

Na determinação de N, os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

b) Considerações sobre coeficiente de segurança e recalques

A norma prevê que a carga admissível de uma estaca seja determinada aplicando-se um coeficiente de segurança global igual a 2,0 à soma das cargas de ponta e lateral. Décourt sugere que para estacas escavadas com lama bentonítica, cujo recalque não deve exceder 1 cm, só se deve considerar a resistência lateral.

Quando se admitem maiores recalques, pode-se considerar uma resistência de ponta admissível que, em kgf/cm², seria igual a N/3 em que N é a média dos SPTs no nível da ponta de estaca, 1 m acima e 1 m abaixo. Essa resistência de ponta admissível é somada à resistência lateral.

Uma estaca assim projetada tem um recalque em cm da ordem de 2/3 do diâmetro em m, ou seja:

$$w_1(cm) = \frac{2}{3} B (m) \quad (9)$$

Um recalque adicional devido à deformação do solo contaminado ou amolgado é estimado com:

$$w_2 = q_p^e \quad (10)$$

onde: q_p = pressão na ponta

e = espessura da camada contaminada ou amolgada

E = módulo de deformação, que pode ser estimado com

$$E = 15 \text{ N (kgf/cm}^2\text{)} \text{ para argilas} \quad (11)$$

$$E = 30 \text{ N (kgf/cm}^2\text{)} \text{ para areias} \quad (12)$$

Se w_3 é o recalque necessário para a mobilização do atrito lateral, o recalque total da estaca será:

$$w = w_1 + w_2 + w_3 \quad (13)$$

Coefficientes de segurança: o coeficiente de segurança global F pode ser escrito:

$$F = F_p F_f F_d F_w \quad (14)$$

onde: F_p = coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (igual a 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta)

F_f = coeficiente de segurança relativo à formulação adotada (igual a 1,0)

F_d = coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (igual a 1 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta)

F_w = coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (igual a 1,2)

Com isso, ter-se-á:

- para a resistência lateral: $F_s = 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 = 1,32 \cong 1,3$

- para a resistência de ponta: $F_p = 1,35 \times 1,0 \times 2,5 \times 1,2 = 4,05 \cong 4,0$

e a carga admissível na estaca será dada por:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{l,ult}}{1,3} \frac{Q_{p,ult}}{4,0} \quad (15)$$

2.3.5 Contribuições sobre coeficiente de segurança e recalques

Segundo Velloso e Lopes (2002), a norma brasileira de fundações prevê que:

[...] a carga admissível de uma estaca seja fixada aplicando-se um coeficiente de segurança global igual a 2,0 à soma das cargas de ponta e lateral. Décourt sugere que para estacas escavadas com lama bentonítica, cujo recalque não deve exceder 1cm, só se deva considerar a resistência lateral.

Quando se admitem maiores recalques, pode-se considerar uma resistência de ponta admissível que, em kgf/cm², seria igual a N/3 em que N é a média dos SPT no nível da ponta de estaca, 1 m acima e 1 m abaixo. Essa resistência de ponta admissível é somada à resistência lateral (VELLOSO; LOPES, 2002).

Uma estaca assim projetada tem um recalque em cm da ordem de 2/3 do diâmetro em m, ou seja:

$$w_1 (cm) = \frac{2}{3} B(m) \quad (16)$$

Um recalque adicional devido à deformação do solo amolgado é estimado por:

$$w_2 = \frac{q_p e}{E} \quad (17)$$

onde $q_p e$ é a pressão na ponta; e é a espessura da camada amolgada; e E é o módulo de deformação, que pode ser estimado com:

$E = 15 \text{ N (kgf/cm}^2\text{) para argilas (25a)}$

$E = 30 \text{ N (kgf/cm}^2\text{) para areias (25b)}$

Se w_3 é o recalque necessário para a mobilização do atrito lateral, o recalque total da estaca será:

$$w = w_1 + w_2 + w_3 \quad (18)$$

O coeficiente de segurança global F pode ser escrito:

$$F = F_p F_f F_d F_w \quad (19)$$

onde F_p é o coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (igual a 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta); F_f é o coeficiente de segurança relativo à

formulação adotada (igual a 1,0); F_d é o coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (igual a 1 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta); e F_w é o coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (igual a 1,2).

A carga admissível na estaca será dada por:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{l,ult}}{1,3} + \frac{Q_{p,ult}}{4,0} \quad (20)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa da pesquisa compreendeu as seguintes etapas, conforme o organograma de atividades da Figura 1: (1) seleção e caracterização dos materiais utilizados na pesquisa; (2) dosagem experimental da mistura contendo solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland; (3) previsão da capacidade de carga; (4) execução de 3 estacas escavadas e realização das provas de carga estática; (5) análise de custos. Cada uma destas etapas é descrita de forma detalhada nos itens subseqüentes.

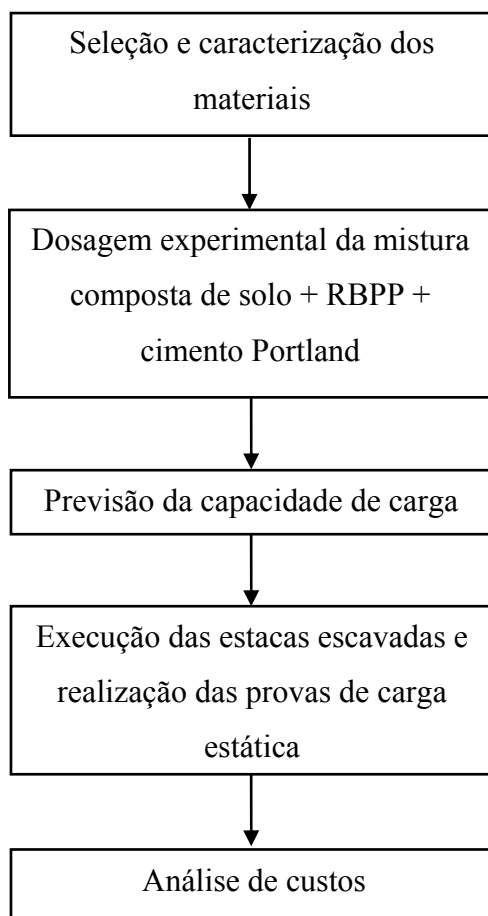


Figura 1 – Organograma de atividades.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Campo Experimental de Geotecnia

As provas de carga foram realizadas no campo experimental (Fig. 2 e 3) do Centro de Tecnologia (CETEC) (Fig. 4), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR), pertencente a Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado no Campus de Passo Fundo junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na cidade de Passo Fundo (Fig. 5), região norte do estado do Rio Grande do Sul (Fig. 6).

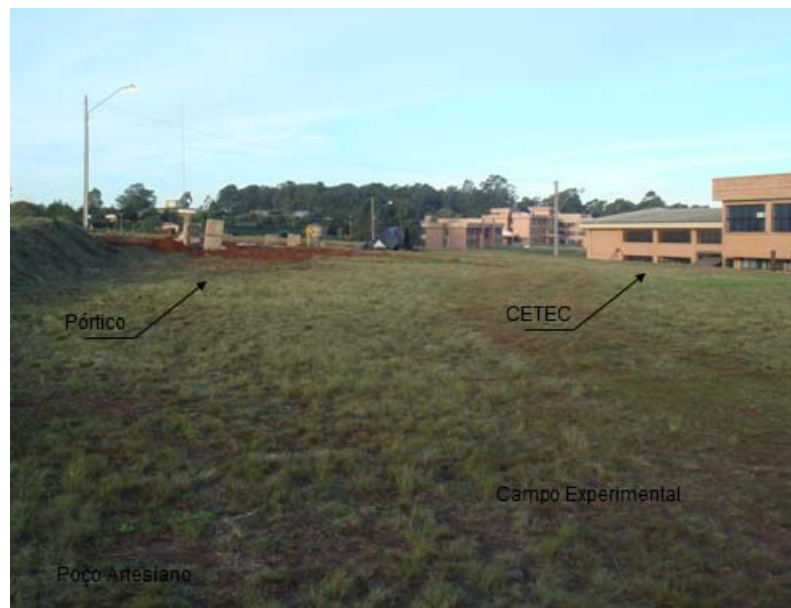


Figura 2 – Campo experimental de geotecnia - UPF.

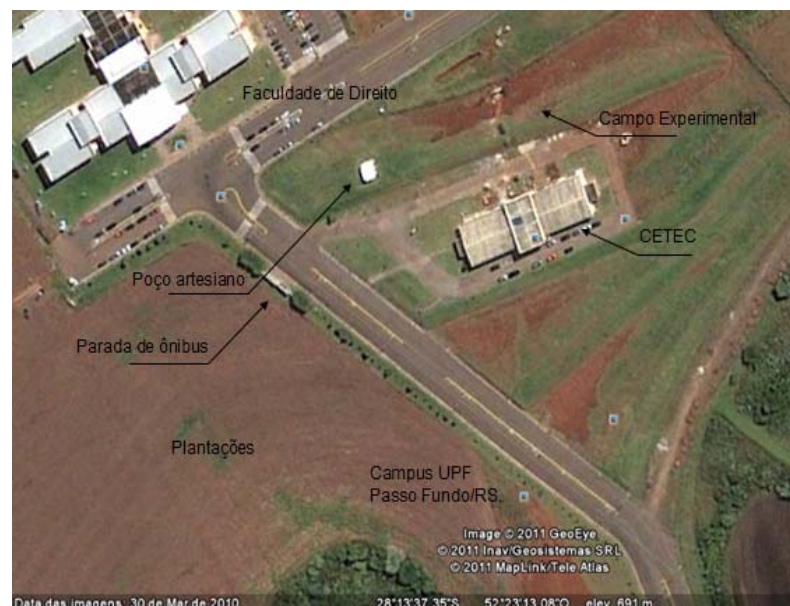


Figura 3 – Imagem de satélite com a localização do campo experimental do CETEC, a uma altitude de 1,09 km.
Fonte: software GoogleTM Earth, versão 5.2.1.1588



Figura 4 – Centro de tecnologia (CETEC).

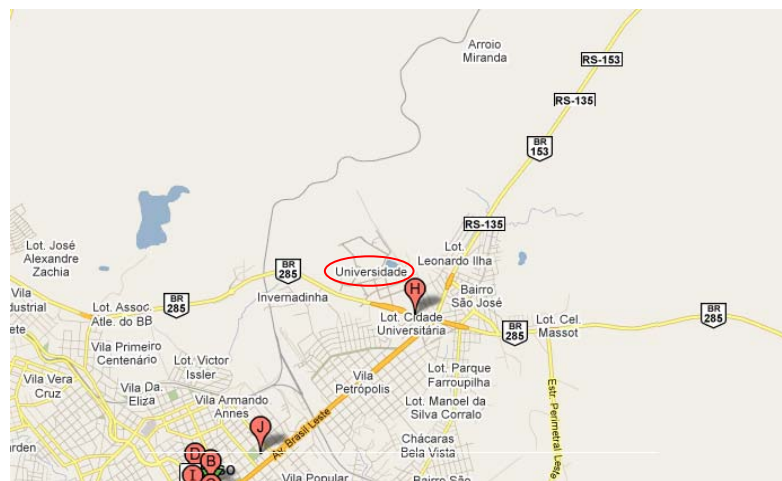


Figura 5 – Mapa de localização do Campus da UPF em Passo Fundo.

Fonte: <http://maps.google.com.br/maps?hl=pt-br&tab=wl>,



Figura 6 – Município de Passo Fundo, localizado ao norte do estado do Rio Grande do Sul.

Fonte: <http://www2.transportes.gov.br/bit/estados/port/rs.htm>

O solo escavado que serviu de base para a execução das provas de carga é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos

(sedimentar). Do ponto de vista pedológico, o solo da região de Passo Fundo é caracterizado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, pertencente à unidade Passo Fundo (Streck *et al.*, 2002).

Segundo Streck *et tal.* (2002), este tipo de solo se caracteriza por ser bem drenado e profundo. Também, o solo possui um perfil homogêneo, devido à transição gradual entre os horizontes. É um tipo de solo imperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro (responsável pela cor vermelha), apresentando baixa CTC (atividade de argila menor que 17 cmol/kg), acentuada acidez, baixa reserva de nutrientes e toxicidade por alumínio para as plantas.

PERFIL DE SONDAÇÃO PERCUSSÃO											
Cliente: UPF - Trabalho de Conclusão - Curso de Engenharia Civil							Ref: PSP				
Endereço obra: Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade de Engenharia e Arquitetura							Des: PER				
Sondagem: 01			Revestimento: 63,5 mm		Amostrador - Interno 34,9 mm		Prof. Rev. Externo 50,0 mm				
Cota: -0,34m			Peso 65 Kg.		Altura de Queda 75 cm		Escala 1:100				
Data		Processo		Nível de Água				Visto			
Início	Término	TH	CA	Inicial		Final		Eng:	Des:		
25/03/2004	26/03/2004	-	16,20 m	Prof: não consta	Data:	Prof: não consta	Data:				
Cota relativa ao NR.	Nível da Água	Amostras	Profund. da camada (m)	Nº de golpes		Penetração - S.P.T. (golpes p/ 30 cm)				Classificação do Material	
				1º/2º	2º/3º	1º	2º	3º	4º		
-5,34m		1	1,0	05	05					Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência média.	
		2	2,0	05	06						
		3	3,0	04	05						
		4	4,0	09	11						Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência rija.
		5	5,0	09	10						
-10,34m		6	6,0	16	18					Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência muito rija.	
		7	7,0	10	12						
		8	8,0	13	15					Argila arenosa de coloração vermelha com pigmentos de coloração cinza de consistência rija.	
		9	9,0	13	14						
		10	10,0	07	08						
-15,34m		11	11,0	14	14					Argila arenosa de coloração vermelha com cinza de consistência rija.	
		12	12,0	14	16						
		13	13,0	08	09						
		14	14,0	12	13						
		15	15,0	11	13						
		16	16,20	10	12						
		17	17,0								
		18	18,0								
										Limite de sondagem solicitado.	

Figura 7 – Sondagem SPT com auxílio de circulação de água.

Fonte: LOPES JR; THOMÉ, 2005

As Figuras 7 (acima) e 8 (abaixo) apresentam os perfis de sondagem SPT com e sem uso de lavagem no processo de escavação, realizadas no campo experimental. A partir do resultado das sondagens observa-se que o campo experimental apresenta um perfil homogêneo ao longo do perfil até a profundidade de 15,0 m.

PERFIL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO										
Cliente: UPF - Trabalho de Conclusão - Curso de Engenharia Civil							Ref. PSP			
Endereço obra: Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade de Engenharia e Arquitetura							Des: PER			
Sondagem: 02			Revestimento: 63,5 mm		Amostrador - Interno 34,9 mm			Prof. Rev. Externo 50,0 mm		
Cota: -0,34m			Peso 65 Kg.		Altura de Queda 75 cm			Escala 1:100		
Data		Processo			Nível de Água			Visto		
Início	Término	TH	CA	Inicial		Final		Eng:	Des:	
26/03/2004	26/03/2004	6,70 m	-	Prof. Data:	não consta	Prof. Data:	não consta			
Cota relativa ao NR.	Nível da Água	Amostras	Profund. da camada (m)	Nº de golpes		Penetração - S.P.T. (golpes p/ 30 cm)				Classificação do Material
				1º/2º	2º/3º	--- 1º 2º	— 2º 3º	10	20	
-5,34m		1	1,0	07	08					Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência rija.
	2	2,0	09	10						
	3	3,0	11	14						
	4	4,0	06	07	Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência média.					
	5	5,0	16	20						
	6	6,70	13	16	Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência muito rija.					
	7	7,0								
	8	8,0			Limite de sondagem solicitado.					
	9	9,0								
	10	10,0								
	11	11,0								
	12	12,0								
	13	13,0								
	14	14,0								
	15	15,0								
	16	16,0								
	17	17,0								
	18	18,0								

Figura 8 – Sondagem SPT com trado mecânico tipo concha (sem utilização de água no processo de escavação).
Fonte: LOPES JR; THOMÉ, 2005

Dalla Rosa *et al.* (2004) realizaram uma investigação geotécnica, ao longo do perfil até a profundidade de 5,0 m, a partir de amostras coletadas com auxílio de um trado manual. A Figura 9 demonstra as propriedades e os índices físicos ao longo da profundidade.

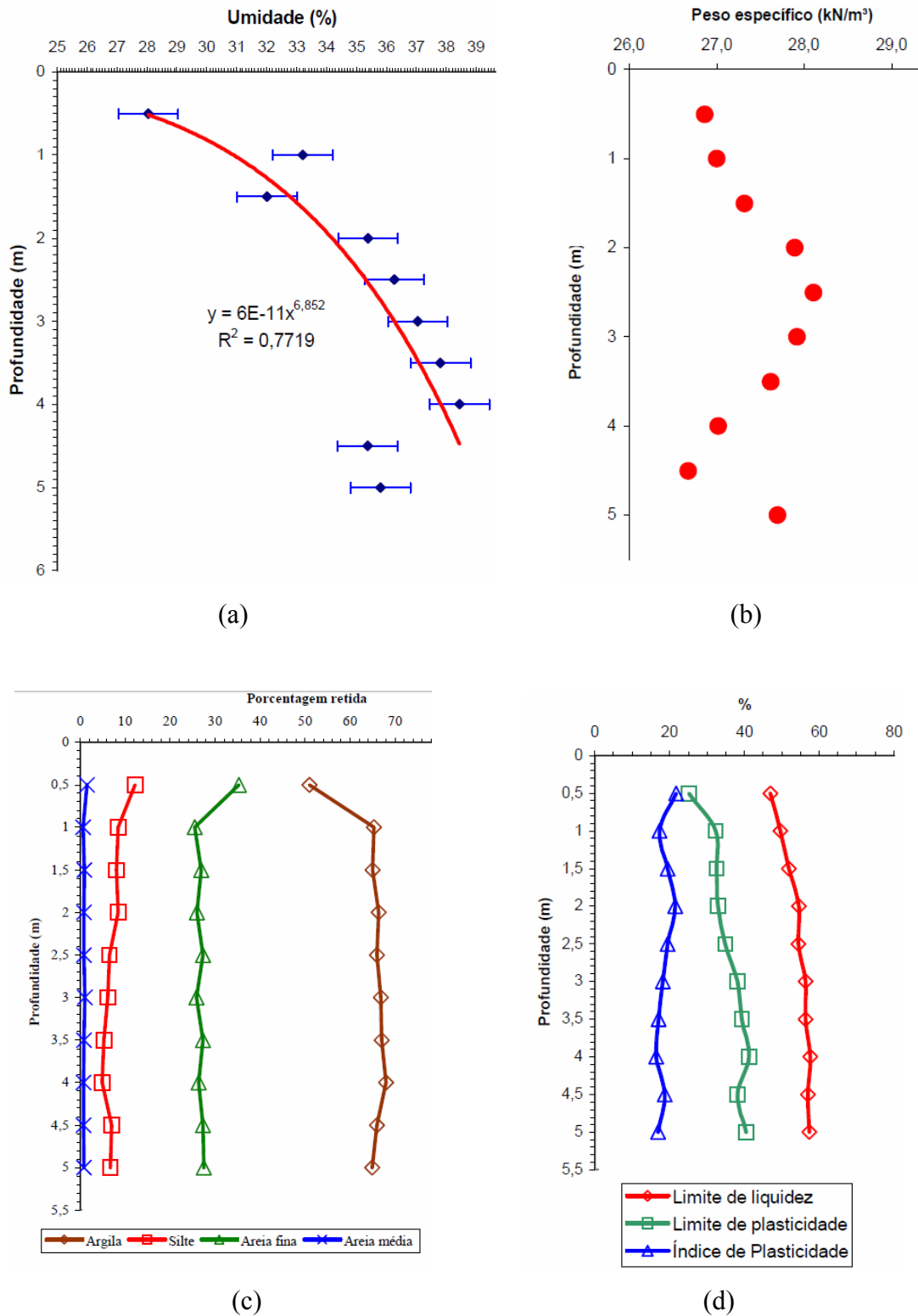


Figura 9 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade - (a) umidade natural; (b) peso específico real dos Grãos; (c) distribuição granulométrica; e (d) limites de liquidez e plasticidade.

Fonte: Dalla Rosa *et al.*, 2004

3.1.2 Solo

Amostras deformadas do solo (Fig. 10) utilizado na pesquisa foram obtidas através de coleta no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo a uma profundidade de 1,50 m.

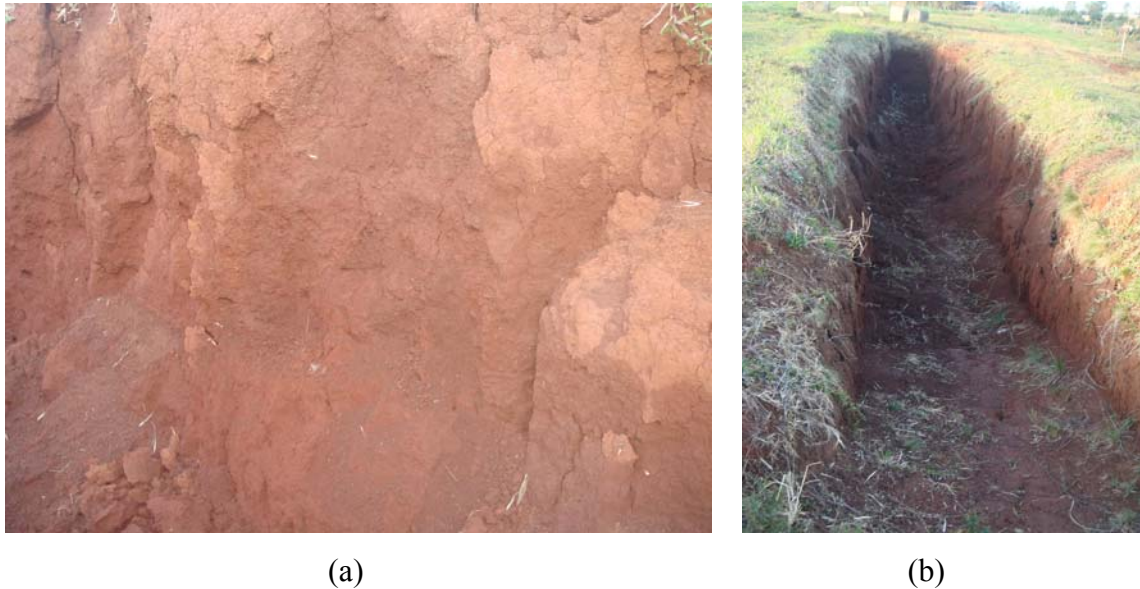


Figura 10 – Local de coleta das amostras deformadas de solo – (a) vista aproximada; e (b) trincheira.

3.1.2.1 Análise granulométrica

A Figura 11 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo com o uso de defloculante. O material é composto por 70% de argila, 5% de silte, 22% de areia fina e 3% de areia média. A massa específica real dos grãos do solo é 26,70 kN/m³ (MENEGETTI; THOMÉ, *ET AL.*, 2009).

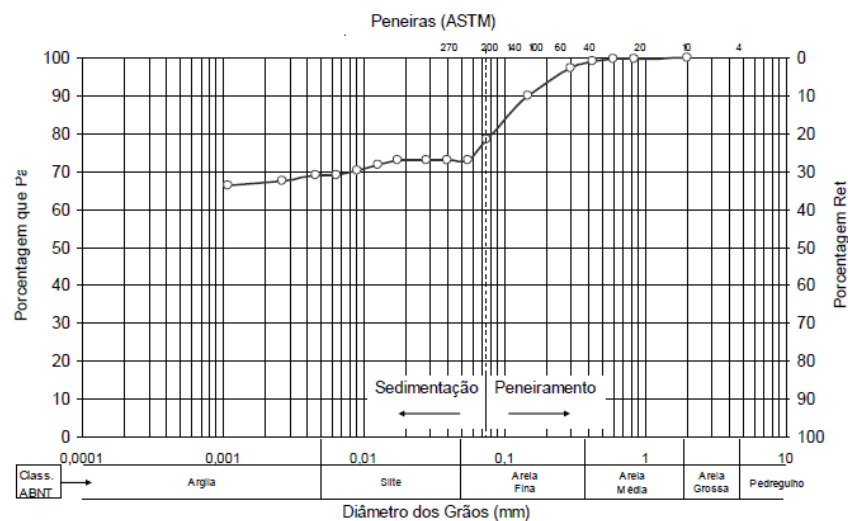


Figura 11 – Curva granulométrica do solo.

Fonte: MENEGETTI; THOMÉ, *ET AL.* (2009)

3.1.2.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de consistência realizados por Meneghetti, Thomé, et al (2009), indicaram os seguintes resultados:

Limite de Liquidez (LL) = 53%

Limite de Plasticidade (LP) = 42%

Índice de Plasticidade (IP) = 11%

O valor do índice de plasticidade (IP) igual a 11 classifica o material como solo medianamente plástico.

3.1.2.3 Classificação

A partir dos resultados obtidos através da granulometria e limites de consistência é possível classificar o solo. Segundo a classificação HRB o solo é classificado como A-7-5. De acordo com a classificação unificada o solo é classificado como MH – silte de alta plasticidade e, segundo a classificação triangular, que leva em consideração somente a granulometria do material, o solo é classificado como argila.

3.1.3 Resíduo de Beneficiamento de Pedras Preciosas

O resíduo de beneficiamento de pedras preciosas é proveniente de indústrias do município de Soledade/RS (Fig. 12), distante 220 km de Porto Alegre/RS e 70 km de Passo Fundo. O material é o resultado do processo de polimento de calcedônias e ametistas.

O município de Soledade localiza-se no Planalto Riograndense, no Alto da Serra do Botucaraí. Possui uma extensão territorial de 1.213,41 km² e 29.926 habitantes. As microempresas representam 93,16% do total de estabelecimentos registrados, sendo a maior concentração no setor do comércio, seguido pelo de serviços.

A indústria das pedras preciosas e semipreciosas, um dos destaques de Soledade, abre novos mercados e impulsiona o setor de joalheria na região norte. As pedras – principalmente ametistas, ágatas, citrinos e calcitas – representam 30% da economia do município. Mensalmente são extraídas das minas cerca de 180 toneladas de pedras preciosas.

Desde que começou o ciclo de extração mineral, o setor cresceu a ponto de transformar o Estado em referência na industrialização de pedras.

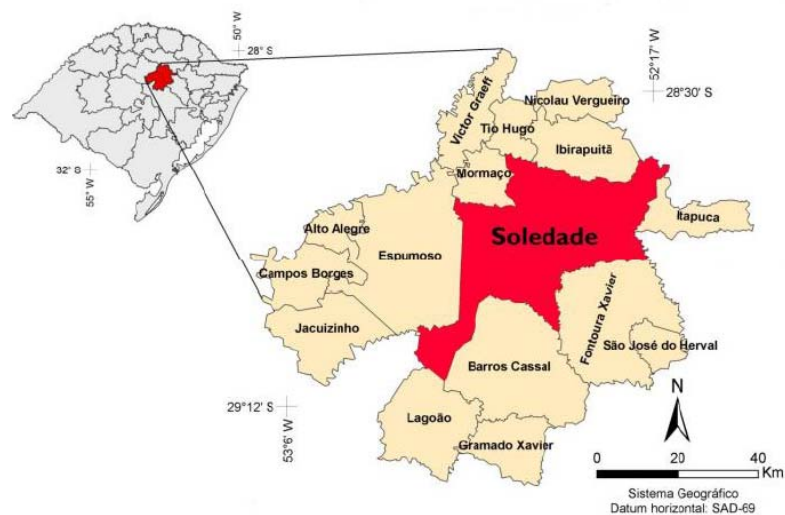


Figura 12 – Localização do município de Soledade.

Fonte: <http://www.soledaders.com.br/web/files/cidade/perfil.pdf>

3.1.3.1 Análise granulométrica

A Figura 13 apresenta a curva granulométrica obtida para o resíduo de beneficiamento de pedras preciosas com uso de defloculante. Observa-se que o material é composto por 1,5% de argila, 1,5% de silte, 95% de areia e 2% de pedregulho. O valor de D_{ef} é 2,4 mm e o coeficiente de uniformidade $Cu=2,5$, resultado que classifica o resíduo como uniforme. A massa específica real dos grãos do material é 26,21 kN/m³.

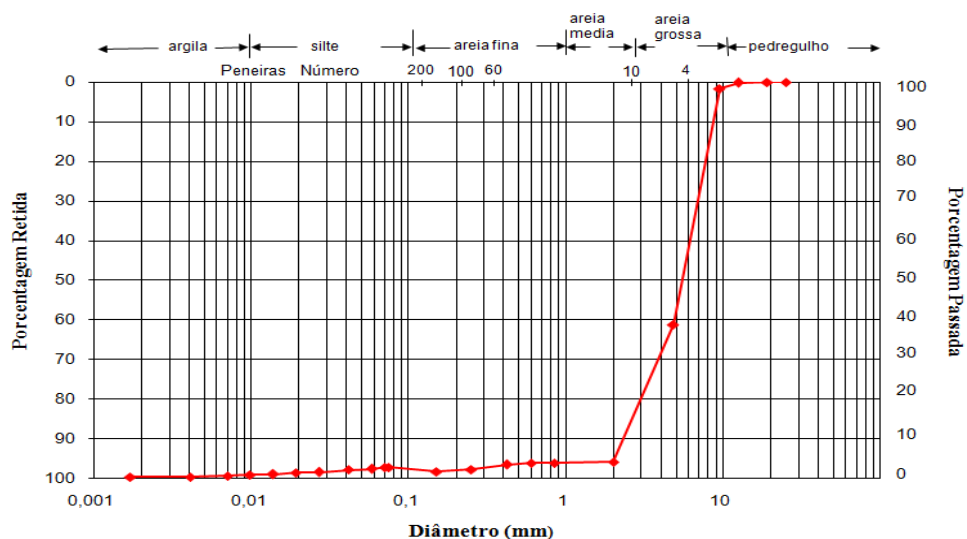


Figura 13 – Curva granulométrica do resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.

3.1.3.2 Limites de Atterberg

O valor do índice de plasticidade (IP) igual a 0, classifica o material como não plástico.

3.1.3.3 Classificação

A partir dos resultados obtidos através da granulometria e limites de consistência é possível classificar o resíduo de beneficiamento de pedras preciosas. Segundo a classificação HRB o material classifica-se como A3, de acordo com a classificação unificada classifica-se como SP- Areia mal graduada, com cascalho e sem muitos finos e, segundo a classificação triangular, que leva em consideração somente a granulometria do material, classifica-se como lemo siltooso.

3.1.4 Cimento Portland

O material cimentante utilizado é o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) devido ao seu ganho acelerado de resistência, atingindo aos 7 dias de idade cerca de 80% de resistência obtida aos 28 dias.

As características químicas e físicas do material cimentante são observadas nas Tabelas 6 e 7, conforme dados fornecidos pelo fabricante.

Tabela 6 – Análise química do cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI

Composição química	CPV-ARI (%)
Perda ao fogo	3,10
SiO ₂	18,99
Al ₂ O ₃	4,32
Fe ₂ O ₃	3,00
CaO total	64,75
MgO	0,68
SO ₃	3,01
Na ₂ O	0,03
K ₂ O	0,85
CO ₂	1,81
RI	0,26
CaO	1,63

Tabela 7 – Características físicas do cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI

Cimento	#200 NBR 11 579 (%)	#325 NBR 9202 (%)	Blaine NBR 7224 (cm ² /g)	Tempo de pega Início/Fim (min)	Resistência à Compressão 28 dias (Mpa)
CP V - ARI	0,17	2,24	4679,79	150,78 / 226,25	56,16

3.1.5 Água

Na execução dos ensaios de laboratório e de campo foi utilizada água potável, proveniente de rede pública de abastecimento.

3.2 MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADOS

Os métodos utilizados na realização dos ensaios de laboratório e nos ensaios de campo serão descritos a seguir.

Nos ensaios em que foram utilizados procedimentos propostos em normas técnicas, apenas será feita referência à mesma.

3.2.1 Coleta e preparo dos materiais

3.2.1.1 Solo

Amostras deformadas do solo utilizado na pesquisa foram obtidas nas dependências da Universidade de Passo Fundo, no Campo Experimental de Geotecnia. Após a coleta, o material foi imediatamente transportado para o Laboratório de Geotecnia, situado no prédio do Centro Tecnológico de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo – CETEC/UPF.

Nos processos de preparação, secagem e determinação da umidade higroscópica da amostra de solo foram utilizados os procedimentos da NBR 6457 (ABNT, 1986). Após secagem ao ar as amostras foram armazenadas em sacos plásticos hermeticamente fechados até o momento de sua utilização.

3.2.1.2 Resíduo de beneficiamento de pedras preciosas

O resíduo de beneficiamento de pedras preciosas foi obtido de empresas do município de Soledade/RS.

Após a coleta, o material foi depositado em baldes de plástico, com capacidade de 90 litros e transportado para o laboratório. Depois de secar ao ar as amostras foram armazenadas em sacos plásticos hermeticamente fechados até o momento de sua utilização.

Nos processos de preparação, secagem e determinação da umidade higroscópica da amostra de resíduo foram utilizados os procedimentos da NBR 6457 (ABNT, 1986).

3.2.2 Dosagem das misturas

3.2.2.1 Determinação da quantidade de cimento Portland

A determinação do teor ótimo de cimento Portland para a mistura composta de solo e RBPP foi realizada através do método físico-químico descrito por Casanova, Ceratti e Rodrigues (1992). O procedimento adotado consistiu nas seguintes etapas:

- Primeiramente o solo e o RBPP foram passados na peneira nº. 10 (2,0 mm). Após, procedeu-se a mistura de aproximadamente 100 g de material (solo + RBPP).
- Em 5 provetas graduadas (Fig. 14) colocou-se 20 g de solo seco ao ar e RBPP, 50 ml de água destilada e quantidades crescentes de cimento (0%, 3%, 7%, 10% e 13%). Em seguida, agitou-se cada proveta para garantir a completa homogeneização da mistura. Após, completou-se o volume para 100 ml, lavando as paredes de cada proveta. As provetas foram deixadas em absoluto repouso.



Figura 14 – Provetas graduadas com quantidades previamente determinadas de solo, resíduo, cimento Portland e água destilada.

- No dia seguinte as misturas foram agitadas com o auxílio de um bastão de vidro por 30 segundos, com a finalidade de deixá-las completamente homogêneas (Fig. 15). Após 2 horas fez-se a leitura do volume ocupado pelo sedimento (Fig. 16). Esta operação foi repetida todos os dias até se obter leituras constantes ou decrescentes. Uma tabela foi criada para anotar as porcentagens de cimento e as leituras diárias.



Figura 15 – Mistura agitada com o auxílio de um bastão de vidro.

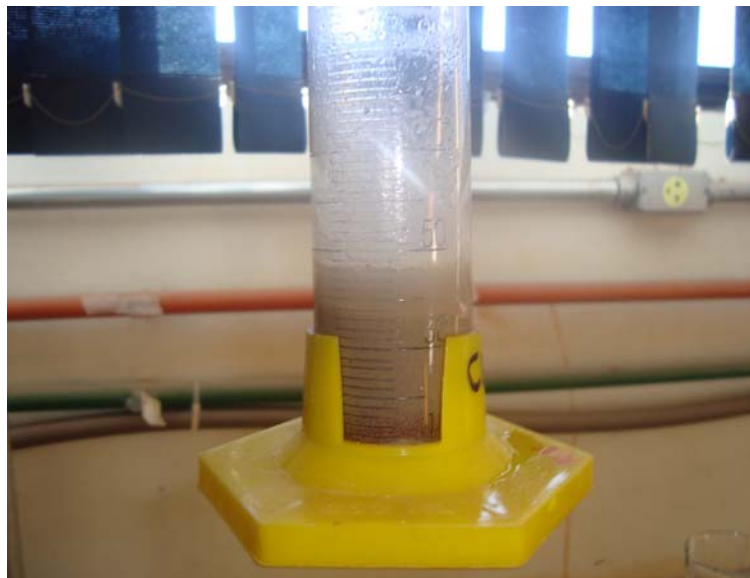


Figura 16 – Leitura do volume ocupado pelo sedimento da mistura composta por 25% de solo e 75% de resíduo, com 7% de teor de cimento Portland.

- Calculou-se a variação volumétrica percentual ($\Delta V\%$) do sedimento em relação àquela do solo e RBPP puros (0%), para os diversos teores de cimento, escolhendo para o cálculo, o maior volume obtido para cada teor. Após, criou-se um gráfico de ΔV (%) versus Cimento (%), onde o ponto máximo de variação volumétrica corresponde ao teor mínimo de cimento requerido para a satisfação físico-química do solo-RBPP.
- O procedimento foi realizado para cada percentual de RBPP (25%, 50% e 75%) adicionado na mistura.

3.2.2.2 Determinação da quantidade de RBPP

A quantidade de RBPP foi determinada a partir do ensaio de resistência a compressão simples conforme os procedimentos da NBR 5739 (ABNT, 1994). O ensaio foi realizado em misturas com diferentes percentuais do resíduo (25%, 50% e 75%).

3.2.3 Ensaios de caracterização física

Com o objetivo de caracterizar as amostras de solo e do RBPP, determinou-se a densidade real dos grãos, teor de umidade, granulometria e limite de consistência, conforme os métodos e procedimentos descritos a seguir.

Determinou-se a densidade real dos grãos conforme o método do Picnômetro, descrito pela NBR 6508 (ABNT, 1984) e pelo frasco de Chapmam, segundo a NBR 9776 (ABNT, 1987).

As determinações do teor de umidade realizadas em laboratório, para a caracterização dos materiais e controle de moldagem dos corpos-de-prova, seguiram o método descrito na NBR 6457 (ABNT, 1986).

As análises granulométricas por peneiramento e sedimentação do RBPP foram realizadas segundo o procedimento proposto na NBR 7181 (ABNT, 1984).

Os limites de liquidez (LL) foram determinados segundo a NBR 6459 (ABNT, 1984), e os limites de plasticidade (LP) conforme a NBR 7180 (ABNT, 1984).

3.2.4 Ensaio de compactação

Para determinar o peso específico aparente máximo ($\gamma_{d_{m\acute{a}x}}$) e a umidade ótima ($\omega_{\acute{o}t}$) das misturas, foram realizados ensaios de compactação na energia de Proctor Normal, conforme as orientações da NBR 12023 (ABNT, 1992).

3.2.5 Mistura, moldagem e cura

O procedimento para a mistura, moldagem e cura dos corpos-de-prova consistiu nas seguintes etapas:

- Os materiais (solo, RBPP, cimento Portland e água) foram pesados com precisão de 0,01 g. O solo e o RBPP foram misturados por 2 minutos. Após, acrescentou-se o cimento Portland e seguiu-se a mistura por mais 3 minutos. Por fim, a água foi

adicionada aos poucos, cuidando-se para garantir a completa homogeneidade da mistura. As misturas foram realizadas manualmente com auxílio de uma espátula metálica.

- A quantidade de resíduo e cimento Portland necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo seco utilizada, e a quantidade de água (teor de umidade) em relação à soma das massas de solo seco, resíduo e cimento Portland. A quantidade total de mistura permitia a moldagem de 3 corpos-de-prova e uma sobra para a determinação do teor de umidade.
- Para a determinação do teor de umidade duas pequenas amostras da mistura foram retiradas e colocadas em cápsulas metálicas. A média obtida dos dois teores de umidade foi adotada como sendo o teor de umidade do corpo-de-prova.
- A moldagem dos corpos-de-prova para o ensaio de compressão simples foi realizada em moldes cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura (Fig. 17). As amostras foram compactadas dinamicamente em três camadas, no interior do molde bipartido devidamente lubrificado, a fim de atingir os parâmetros de compactação $\gamma_{d_{máx}}$ e $\omega_{ót}$ determinados em ensaio. Para evitar uma possível perda de água por evaporação, no decorrer da moldagem, as misturas eram cobertas por pano úmido.



Figura 17 – Molde cilíndrico bipartido para os corpos-de-prova.

- Concluído o processo de moldagem, os corpos-de-prova (Fig. 18) foram imediatamente extraídos dos moldes, pesados com precisão de 0,01 g e medidos com

precisão de 0,01 cm. Em seguida, cada corpo-de-prova foi colocado em um saco plástico adequadamente identificado, praticamente impermeável ao ar e água.

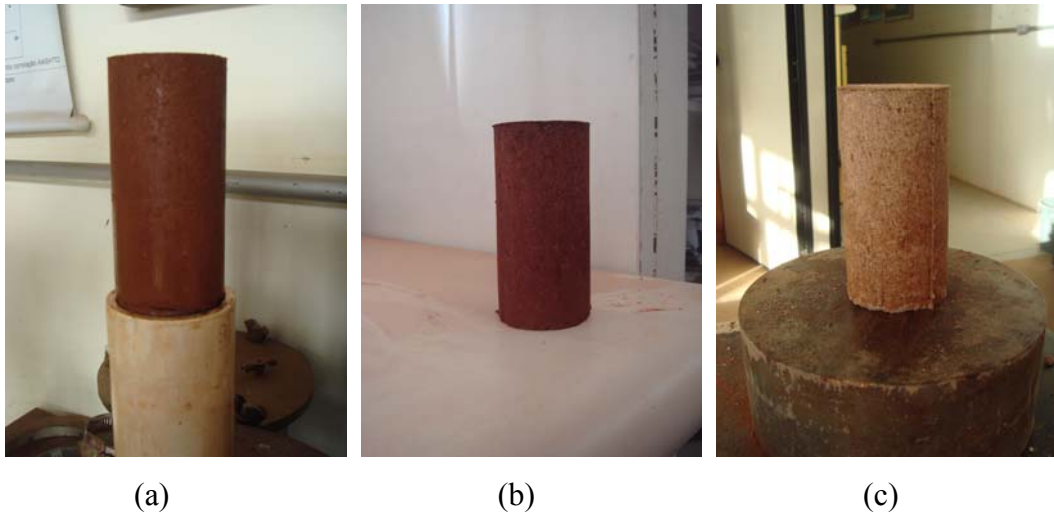


Figura 18 – Corpos-de-prova – (a) CP com a mistura composta por 25% de resíduo e 75% de solo, com 10% de teor de cimento Portland; (b) CP com a mistura composta por 50% de resíduo e 50% de solo, com 10% de teor de cimento Portland; e (c) CP com a mistura composta por 75% de resíduo e 25% de solo, com 10% de teor de cimento Portland.

- Os critérios adotados para a aceitação dos corpos-de-prova, em relação aos parâmetros de compactação $\gamma_{d_{m\acute{a}x}}$ e $\omega_{\acute{o}t}$, foram 5% de tolerância.
- Os corpos-de-prova foram curados submersos em água por 7 dias (Fig. 19), em um recipiente com temperatura controlada de 22° C.



Figura 19 – Corpos-de-prova curados submersos em água por 7 dias em recipiente com temperatura controlada.

3.2.6 Ensaio de compressão simples

Para a realização do ensaio de resistência à compressão simples seguiu-se os procedimentos descritos na NBR 5739 (ABNT, 1994).

3.2.7 Execução das estacas

A execução das 3 estacas escavadas foi realizada no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo com o auxílio de um trado helicoidal mecanizado (Fig. 20).



Figura 20 – Trado helicoidal utilizado para a perfuração das estacas.

As estacas apresentam diâmetro de 23 cm e profundidade de 3 metros (Fig. 21). A mistura proposta contendo solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland preencheu 2,50 m da escavação. Os 0,50 m restantes foram compostos por concreto convencional, a fim de evitar o rompimento da cabeça da estaca no decorrer das provas de carga estática.

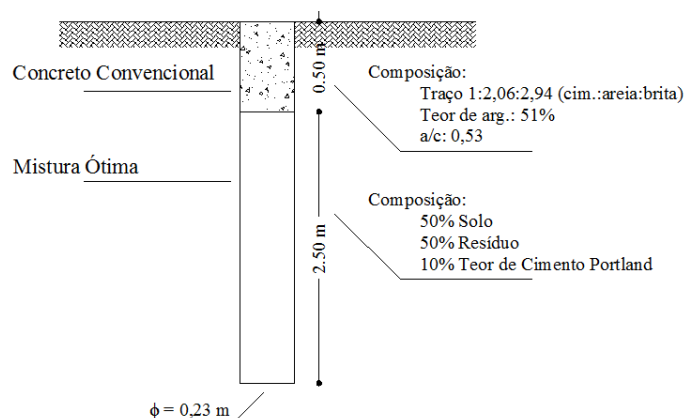


Figura 21 – Detalhamento da estaca escavada.

O procedimento para a execução das estacas escavadas consistiu nas seguintes etapas:

- Primeiramente foi necessário o transporte do cimento Portland, do resíduo e do aparato do laboratório até o campo experimental, instalação do cabeamento elétrico mono e trifásico, ligação e taragem das balanças.
- Os materiais utilizados para a confecção de cada estaca foram pesados com precisão de 0,01 kg. Em um recipiente metálico, o solo e o RBPP, após passados na peneira de nº 04, foram misturados por 2 minutos com o auxílio de uma enxada. Em seguida, era acrescentado o cimento Portland e seguia-se o procedimento por mais 3 minutos. A fim de garantir a completa homogeneidade da mistura foi necessário destorroar a mesma manualmente.
- A determinação da umidade em campo, também, chamado de “ensaio da frigideira”, não é normalizada pela ABNT. Apesar de ser um método expedito, é largamente utilizado na área da pavimentação, principalmente, para controle tecnológico da compactação e da produção de pedra britada. Inclusive, diversos Departamentos de Estradas de Rodagens Estaduais (DER) têm normalizado os procedimentos de execução do ensaio. Desta forma, adotou-se o ensaio com o propósito de verificação da umidade em campo. Os procedimentos para a execução do ensaio foram: coleta de uma pequena amostra da mistura homogeneizada de solo, resíduo e cimento Portland, de aproximadamente 100 g; pesagem (balança com resolução de 0,01 g) da mistura e frigideira; colocação da frigideira sobre a chama de um fogareiro a gás liquefeito de petróleo (GLP), mexendo a mistura com uma colher de alumínio em círculos até a secagem; após a secagem, pesagem do conjunto do mistura seca mais frigideira; pesagem da frigideira vazia (tara); e cálculo da umidade. Este procedimento era realizado para cada mistura.
- Os 2,50 m compostos pela mistura de solo-cimento e resíduo foram executados em 10 camadas com espessura final apiloada de 25 cm (Fig. 22). Para cada camada foi confeccionada uma nova mistura com a quantidade necessária de material.
- O concreto convencional, que teve por finalidade preencher os 50 cm restantes de cada estaca, foi preparado no laboratório e posteriormente transportado ao destino. Para a mistura contou-se com o auxílio de uma betoneira de eixo inclinado pertencente ao LABOMACC/UPF, com capacidade de 350 litros. O traço utilizado na produção do concreto foi obtido da pesquisa de Spadari (2008), 1:2,06:2,94 (cimento:agregado

miúdo:agregado graúdo), teor ideal de argamassa de 51% e relação água/cimento de 0,53.

- Após a homogeneização do concreto retirou-se da betoneira material para moldagem de 3 corpos-de-prova que foram rompidos aos 7 dias (Fig. 23).
- Após o final de cada concretagem era feito o nivelamento das cabeças das estacas (Fig. 24).

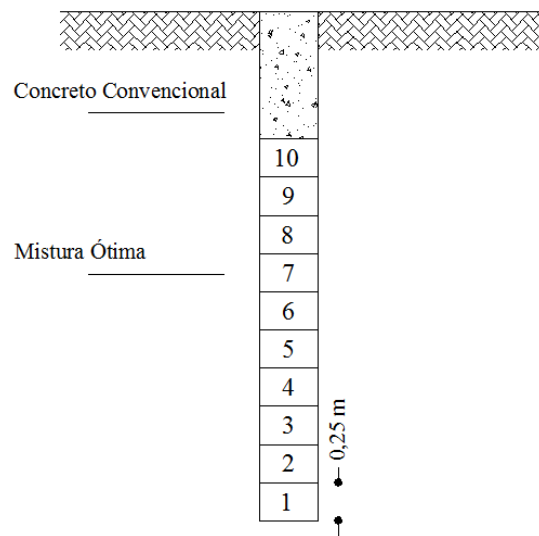


Figura 22 – Estaca executada em 10 camadas com espessura final apiloada de 25 cm.



Figura 23 – Corpos-de-prova moldados para obter a resistência à compressão simples.

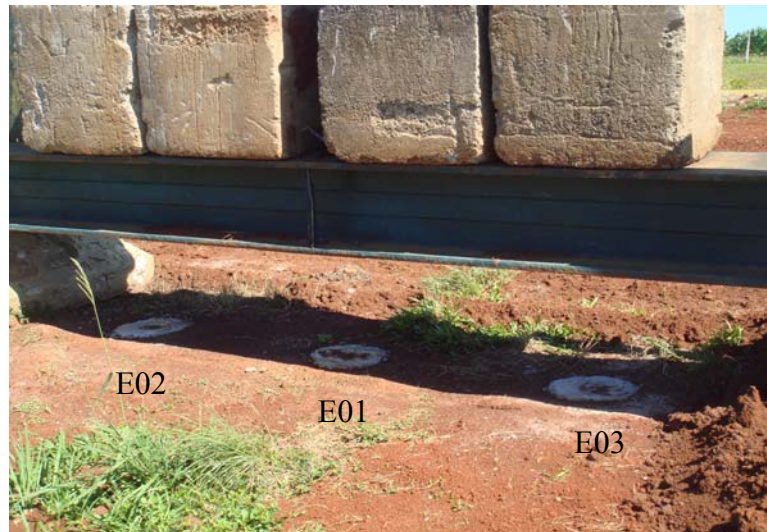


Figura 24 – Estacas escavadas prontas para as provas de carga estática.

O croqui de localização destaca o sistema de reação, as estacas de concreto convencional executadas em pesquisa anterior e as estacas da mistura proposta no Campo Experimental de Geotecnia – UPF (Fig. 25).

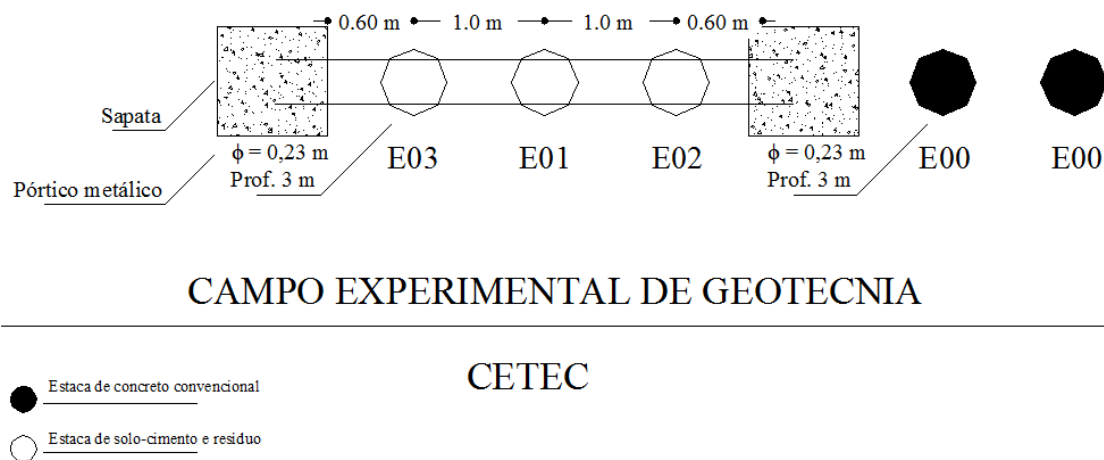


Figura 25 – Localização do sistema de reação formado por duas sapatas e blocos de concreto, as estacas executadas com concreto convencional e as estacas de solo-cimento e resíduo.

3.2.8 Métodos de previsão de capacidade de carga

Foram adotados três métodos de previsão de capacidade de carga que utilizam o ensaio SPT como parâmetro da resistência do solo, abaixo relacionados:

- Método Aoki-Velloso;
- Método Décourt-Quaresma (1ª Versão);
- Método Décourt-Quaresma (2ª Versão).

3.2.9 Provas de carga estática

Para a execução das provas de carga nas estacas, foram observadas as prescrições estabelecidas na norma NBR 12131 (ABNT, 1992), descritas a seguir:

- a) O carregamento foi realizado em estágios iguais e sucessivos, limitando-se o valor dos incrementos a no máximo 20% da carga de ruptura prevista para a estaca;
- b) Em cada estágio, foi realizada leitura dos deslocamentos, imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se as leituras decorridas 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos e 30 minutos contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30 minutos, até atingir a estabilização;
- c) A estabilização dos deslocamentos foi determinada através da avaliação do desempenho da curva *tempo x deslocamento*, sendo admitida quando a diferença entre as leituras realizadas no tempo t_1 e t_2 correspondeu a no máximo 5% do deslocamento total havido no mesmo estágio;
- d) O descarregamento foi feito de modo rápido devido às limitações do equipamento.

3.2.9.1 Etapas para a realização do ensaio

A realização das provas de carga compreendeu as seguintes etapas:

- a) Cura da mistura proposta pelo período mínimo de 7 dias;
- b) Instalação do sistema de reação, constituído por um pórtico metálico e elementos de reação na forma de blocos de concreto;
- c) Calibração da célula de carga e dos deflectômetros usados para a aquisição dos dados;
- d) Preparação e montagem do ensaio;
- e) Aplicação do carregamento e do descarregamento;
- f) Desmontagem do ensaio.

3.2.9.2 Equipamentos utilizados no ensaio

a) Sistema de reação: foi utilizado o pórtico e o sistema de reação de propriedade da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, cedidos à Universidade de Passo Fundo mediante convênio de cooperação técnico-científica. Trata-se de um pórtico de aço, perfil H,

com 2,4 mm de espessura, suspenso sobre duas sapatas de concreto; a sobrecarga foi constituída, primeiramente por 6 blocos de aproximadamente 7 kN cada, uma viga de 20 kN e 2 sapatas de 20 kN cada, totalizando aproximadamente 102 kN de reação total (Fig. 26). Após, foram adicionados mais 5 blocos, totalizando 137 kN aproximadamente.



Figura 26 – Pórtico metálico e elementos de reação na forma de blocos de concreto utilizados nas provas de carga estática.

b) Sistema de transmissão de carga: utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de carga de 250 kN, e uma célula de carga com capacidade para 500 kN e precisão de 10 N. O sistema foi montado sobre uma chapa circular, a qual era assentada diretamente sobre a cabeça nivelada da estaca, como ilustrado nas Figuras 27 e 28.



(a)



(b)

Figura 27 – Sistema de transmissão de carga – (a) bomba hidráulica; e (b) macaco hidráulico.



Figura 28 – Célula de carga utilizada como sistema de transmissão de carga.

c) Sistema de medição e leitura dos deslocamentos: os deslocamentos verticais foram medidos diretamente sobre as cabeças das estacas, com auxílio de dois deflectômetros digitais com precisão de 0,01 mm, montados em dois pontos diametralmente opostos (Fig. 29). Os deslocamentos foram lidos manualmente nos tempos 0, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos.



Figura 29 – Deflectômetros utilizados para medição dos deslocamentos.

3.2.9.3 Critérios de ruptura adotados

A literatura apresenta uma diversidade de propostas de critérios de ruptura, porém, para este trabalho, foram adotados os mais usuais, citados a seguir:

1º critério: absoluto - 2,5 cm de deslocamento (Holanda, apud MILITITSKY, 1994);

2º critério: relativo - 10% do diâmetro da estaca (Inglaterra CP2004, apud MILITITSKY, 1994);

3º critério: gráfico - (Fellenius, 1975 apud MILITITSKY, 1994), admitindo-se que o gráfico carga-recalque é constituído por dois trechos aproximadamente retos (Fig. 30).

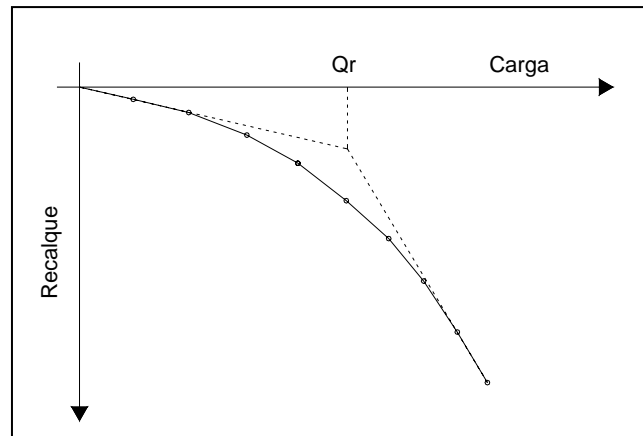


Figura 30 – Carga crítica proposta por Fellenius, 1975.

3.2.10 Análise de custos

Segundo a ABCP (1987), o uso de solo-cimento em construções de habitações populares permite uma economia considerável, com uma redução de custos que pode atingir até 40%. Para esse barateamento contribui o baixo custo do solo e do RRPP que, nesse caso, são os materiais empregados em maior quantidade.

A análise de custos procedeu através da comparação de produção entre estacas escavadas convencionais e das estacas escavadas compostas por solo-cimento e RRPP. Os itens analisados nesta pesquisa foram: quantidade de materiais consumidos na execução, mão-de-obra e transporte.

A determinação de custos foi efetuada a partir do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e com o auxílio do software Planilha Eletrônica de Orçamento (PLEO).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 DOSAGEM DO SOLO-CIMENTO

Através do método físico-químico apresentado por Casanova e Ceratti (1992), foi determinado o teor ótimo de cimento Portland para as misturas propostas no presente trabalho.

A partir da relação entre as variações máximas de volume e teores de cimento, onde o teor ótimo é determinado quando a variação é máxima, determinou-se o teor de 7% para a mistura composta de 25% de solo (Tabela 8), 7% para a mistura composta de 50% de solo (Tabela 9), e 7% para a mistura composta de 75% de solo (Tabela 10).

Tabela 8 – Teor de cimento Portland para a mistura composta de 25% de solo e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas

Cimento (%)	Leituras (cm ³)					ΔV (%)
	1	2	3	4	5	
0	17	17	17	17	17	0
3	33	39	42	42	42	147
7	35	38	43	43	43	152,9
10	33	37	41	41	41	141,1
13	34	38	41	40	41	141,1

Tabela 9 – Teor de cimento Portland para a mistura composta de 50% de solo e 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas

Cimento (%)	Leituras (cm ³)					ΔV (%)
	1	2	3	4	5	
0	22	22	22	22	22	0
3	39	42	42	42	42	90,9
7	50	52	52	52	52	136,3
10	45	46	48	50	50	127,2
13	43	44	43	42	42	100

Tabela 10 – Teor de cimento Portland para a mistura composta de 75% de solo e 25% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas

Cimento (%)	Leituras (cm ³)					ΔV (%)
	1	2	3	4	5	
0	20	20	21	20	20	5
3	30	39	42	41	39	110
7	43	47	53	53	53	165
10	43	48	53	53	53	165
13	42	47	53	53	53	165

A Figura 31 apresenta a relação entre as variações máximas de volume e teores de cimento para as misturas compostas de 25%, 50% e 75% de solo.

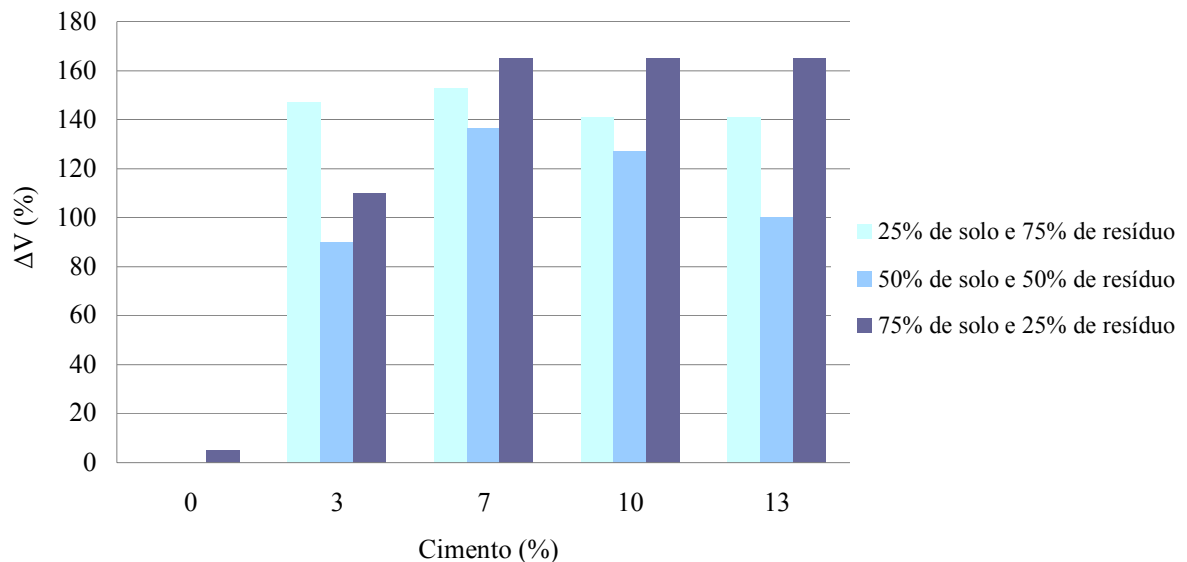


Figura 31 - Relação entre as variações máximas de volume e teores de cimento para as misturas compostas de 25%, 50% e 75% de solo.

Para garantir que ocorresse a cimentação e o ganho de resistência com o tempo, apesar de se obter 7% de teor de cimento Portland para todas as misturas propostas neste trabalho através do método físico-químico apresentado por Casanova e Ceratti (1992), adotou-se 10% de teor de cimento Portland, a ser adicionado a mistura de solo e resíduo.

4.2 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE RBPP

4.2.1 Parâmetros de compactação

A Figura 32 apresenta a curva de compactação (Proctor Normal) obtida para a mistura de 75% de solo e 25% de RBPP, com teor de cimento Portland de 10%. Verifica-se que o

valor obtido para a umidade ótima ($\omega_{ót}$) foi de 20,6%, e 16,1 kN/m³ para o peso específico máximo seco ($\gamma_{d,máx}$).

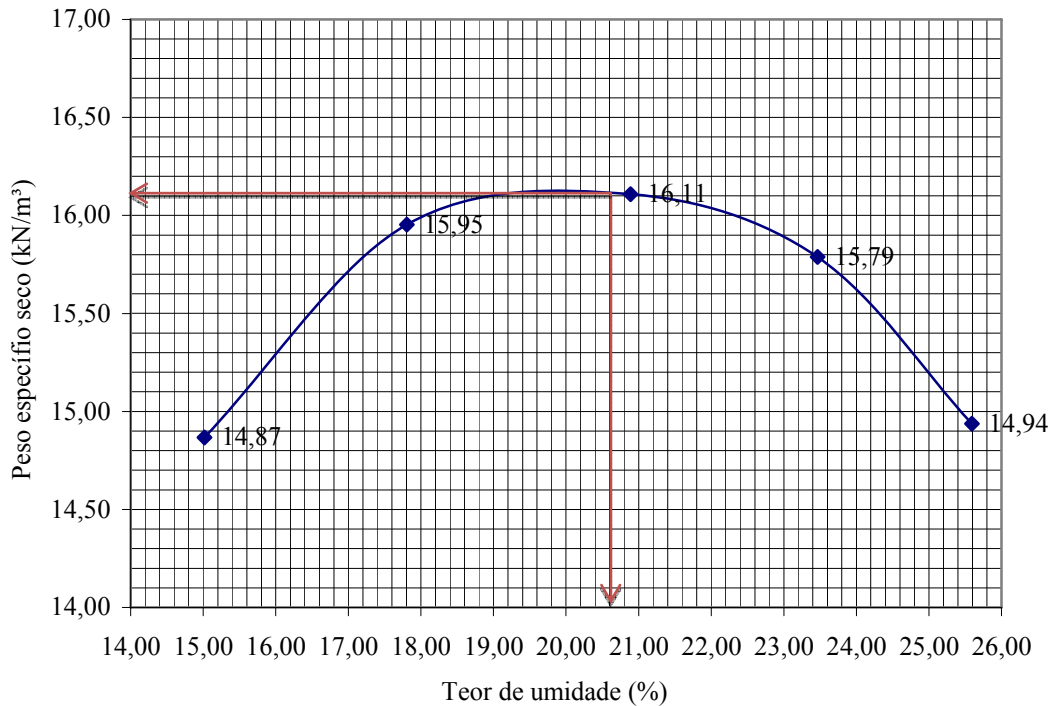


Figura 32 – Curva de compactação para mistura contendo 75% de solo e 25% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.

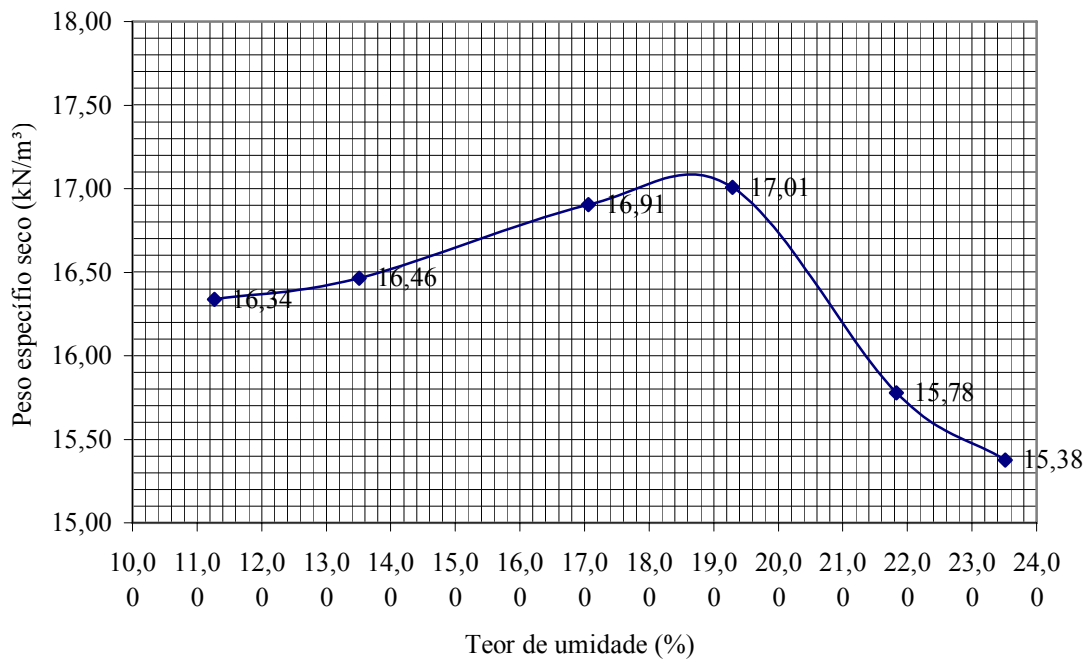


Figura 33 – Curva de compactação para mistura contendo 50% de solo e 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.

A Figura 33 (acima) apresenta a curva de compactação (Proctor Normal) obtida para a mistura de 50% de solo e 50% de RBPP, com teor de cimento Portland de 10%. Verifica-se que o valor obtido para a umidade ótima ($\omega_{ót}$) foi de 18,8%, e 17,1 kN/m³ para o peso específico máximo seco ($\gamma_{d_{máx}}$).

A Figura 34 apresenta a curva de compactação (Proctor Normal) obtida para a mistura de 25% de solo e 75% de RBPP, com teor de cimento Portland de 10%. Verifica-se que o valor obtido para a umidade ótima ($\omega_{ót}$) foi de 18,4%, e 17,4 kN/m³ para o peso específico máximo seco ($\gamma_{d_{máx}}$).

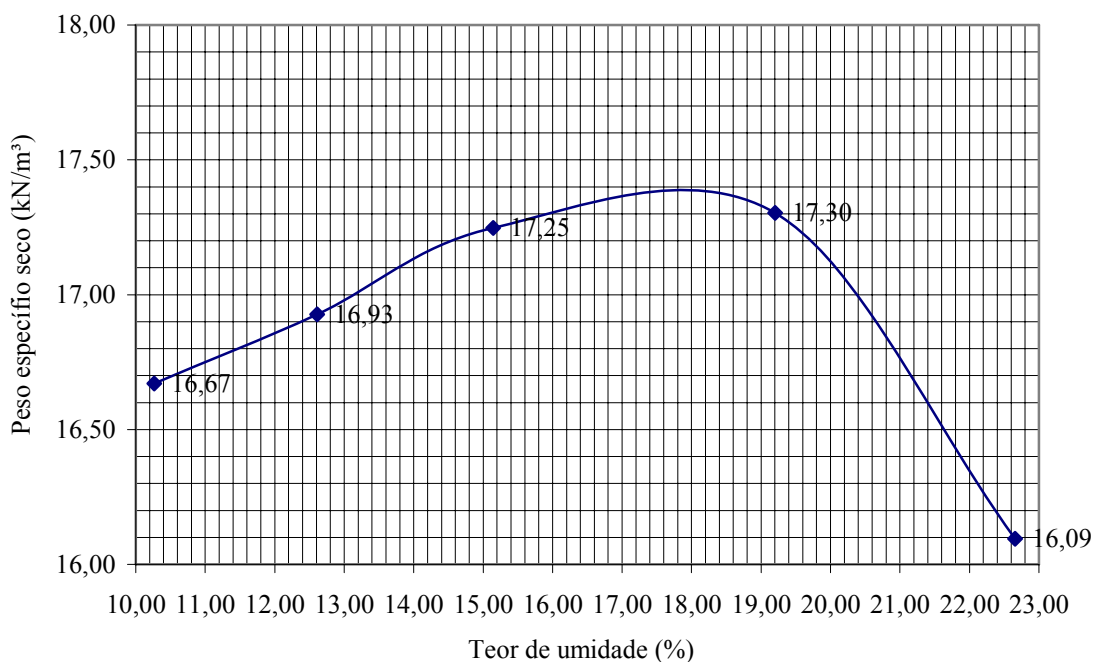


Figura 34 – Curva de compactação para mistura contendo 25% de solo e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.

A Tabela 11 apresenta os valores obtidos para a determinação do peso específico aparente seco e para a determinação da umidade ótima para as misturas contendo 25%, 50% e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas, com teor de cimento Portland de 10%. A partir destes resultados observa-se que com o aumento da quantidade de resíduo há um aumento da densidade e a redução da umidade ótima. Esta variação ocorre porque o resíduo possui uma matriz mais arenosa, em comparação com o solo.

Tabela 11 – Valores para determinação do peso específico aparente seco e umidade ótima para as misturas contendo 25%, 50% e 75% de RBPP

Quantidade de RBPP (%)	$\gamma_{d_{\text{máx}}}$ (kN/m ³)	$\omega_{\text{ót}}$ (%)
25	16,1	20,6
50	17,1	18,8
75	17,4	18,4

4.2.2 Resistência à compressão simples

A Figura 35 apresenta a variação da resistência à compressão simples (RCS) de amostras das misturas contendo 25%, 50% e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas, com 10% de teor de cimento Portland, no período de 7 dias.

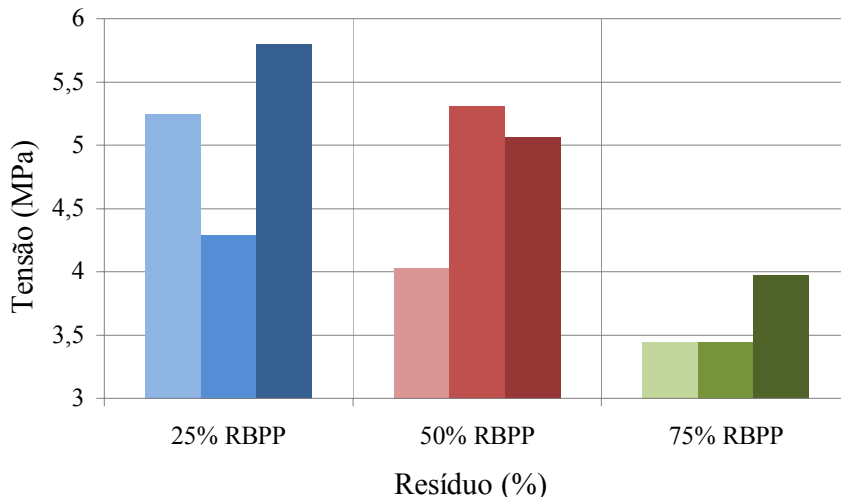


Figura 35 – Variação do valor de RCS para misturas contendo 25%, 50% e 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas.

Verifica-se que o valor de RCS médio para a mistura contendo 25% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas é de 5,10 MPa, o valor de RCS médio para a mistura contendo 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas é de 4,79 MPa, e o valor médio de RCS para a mistura composta de 75% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas é de 3,61 MPa. Observa-se que entre as três misturas propostas, a mistura composta de 25% de RBPP e 75% de solo apresenta maior resistência. No entanto, apesar de não oferecer o melhor desempenho em relação à resistência, a mistura composta por 50% de RBPP e 50% de solo foi selecionada para a execução das estacas por questões puramente de cunho ambiental. O resíduo de beneficiamento de pedras preciosas ocasiona maiores danos ambientais, se comparado ao solo, portanto seu consumo em maior quantidade possibilita a

retirada deste material do ambiente onde é descartado inadequadamente. Como a diferença de resistência entre as misturas contendo 25% e 50% de RBPP é de somente 6,25%, foi possível esta tomada de decisão.

4.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – CONCRETO CONVENCIONAL

Os valores obtidos para a compressão simples dos 3 corpos-de-prova cilíndricos moldados com concreto convencional, para preenchimento dos 50 cm das estacas propostas, estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Valores obtidos através do rompimento dos corpos-de-prova moldados com concreto convencional.

Betonadas	CP	fc7 (Mpa)	fc7 médio (MPa)
Única	01	21,2	23,25
	02	23,88	
	03	24,68	

Observa-se que o valor de resistência do concreto é superior ao valor de resistência do material proposto utilizado nas estacas, sendo assim, verifica-se que o concreto não seria o elemento responsável pelo rompimento do material da estaca na prova de carga estática.

4.4 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

A partir dos métodos de cálculo de capacidade de carga foi possível prever as parcelas de resistência total (Q_{rup}). Nas Figuras 36 e 37 são mostrados os resultados das cargas de ruptura totais previstas com base nos ensaios SPT, executados com circulação de água e sem circulação de água para a profundidade de 3 metros.

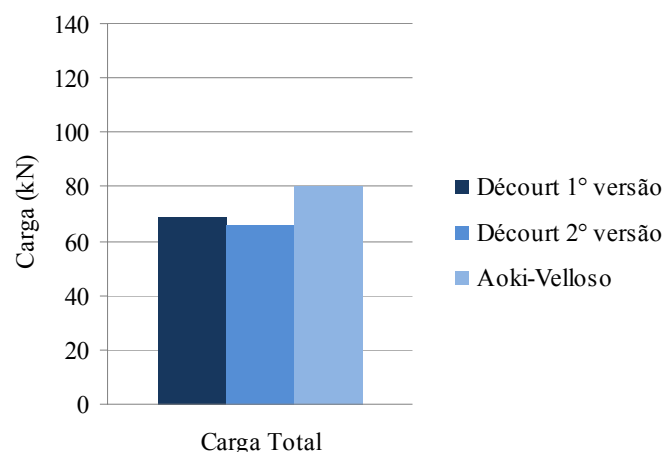


Figura 36 – Carga de ruptura prevista para SPT com circulação de água.

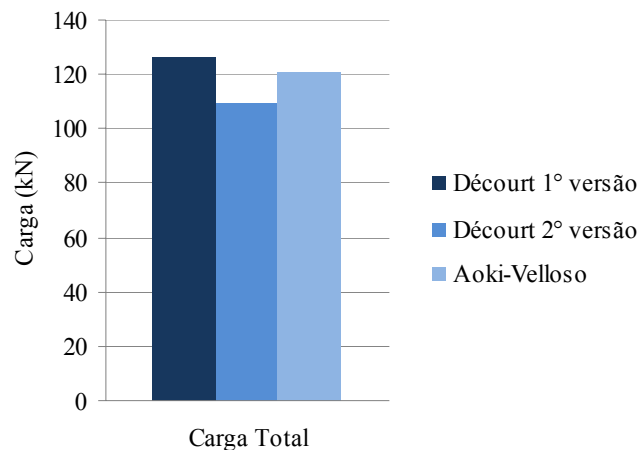


Figura 37 – Carga de ruptura prevista para SPT sem circulação de água.

Analisando o gráfico de carga de ruptura prevista para SPT com circulação de água, verifica-se que o Método de Aoki e Velloso prevê uma carga superior. Os Métodos de Décourt-Quaresma apresentam valores de carga de ruptura total inferiores. O mesmo não ocorre com o gráfico de carga de ruptura prevista para SPT sem circulação de água, este apresenta valores de carga de ruptura discrepantes para os três métodos, e ao comparar com os valores obtidos no gráfico de carga de ruptura prevista para SPT com circulação de água, os valores são superestimados.

4.5 PROVAS DE CARGA

Foram realizadas provas de carga em três estacas escavadas apiloadas com 3 metros de profundidade e 23 centímetros de diâmetro, identificadas da seguinte forma: E 01, E 02 e E 03, compostas por 50% de solo e 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas, com teor de cimento Portland de 10%.

Nas provas de carga foi fixado o valor de cada incremento em 10 kN e a estabilização dos recalques foi admitida quando o valor do incremento de recalque observado entre dois tempos sucessivos, não ultrapassou 5% do recalque medido naquele estágio de carga.

Nos primeiros estágios de carga a estabilização foi alcançada rapidamente, mantida por 15 minutos apenas para atender ao tempo mínimo previamente estabelecido. Nas Tabelas 13, 14 e 15 são apresentados o tempo de estabilização e o deslocamento necessário correspondente a cada incremento de carga obtido nos ensaios de prova de carga à compressão.

Tabela 13 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos na prova de carga estática da Estaca 01.

Carregamento			
Carga (kN)	Estaca 01		
	Tempo (min)	Tempo Cumulativo (min)	Deslocamento (mm)
0	0	0	0
10	15	15	1,05
20	8	23	2,24
30	8	31	3,24
40	30	61	3,7
50	30	91	4,68
60	60	151	6,76
70	30	181	9,12
80	60	241	15,82
90	15	256	22,78

Tabela 14 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos na prova de carga estática da Estaca 02.

Carregamento			
Carga (kN)	Estaca 02		
	Tempo (min)	Tempo Cumulativo (min)	Deslocamento (mm)
0	0	0	0
10	15	15	0,32
20	30	45	0,85
30	30	75	1,43
40	30	105	1,89
50	60	165	2,29
60	30	195	3,13
70	60	255	4,34
80	60	315	9,52
90	15	330	24,53

Tabela 15 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos na prova de carga estática da Estaca 03.

Carregamento			
Carga (kN)	Estaca 03		
	Tempo (min)	Tempo Cumulativo (min)	Deslocamento (mm)
0	0	0	0
10	15	15	0,01
20	30	45	0,32
30	30	75	0,4
40	60	135	1,16
50	30	165	1,82
60	30	195	3,05
70	60	255	5,67
80	60	315	14,2
90	15	330	23,4

A curva Carga x Deslocamento, e as retas do critério de Fellenius (1975) apud MILITITSKY (1994) obtidas para a Estaca 01 estão apresentadas na Figura 38.

A curva Carga x Deslocamento, e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 02 estão apresentadas na Figura 39.

A curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 03 estão apresentadas na Figura 40.

No gráfico da Figura 41, estão sobrepostas as curvas Carga x Deslocamento das provas de carga estática das estacas ensaiadas.

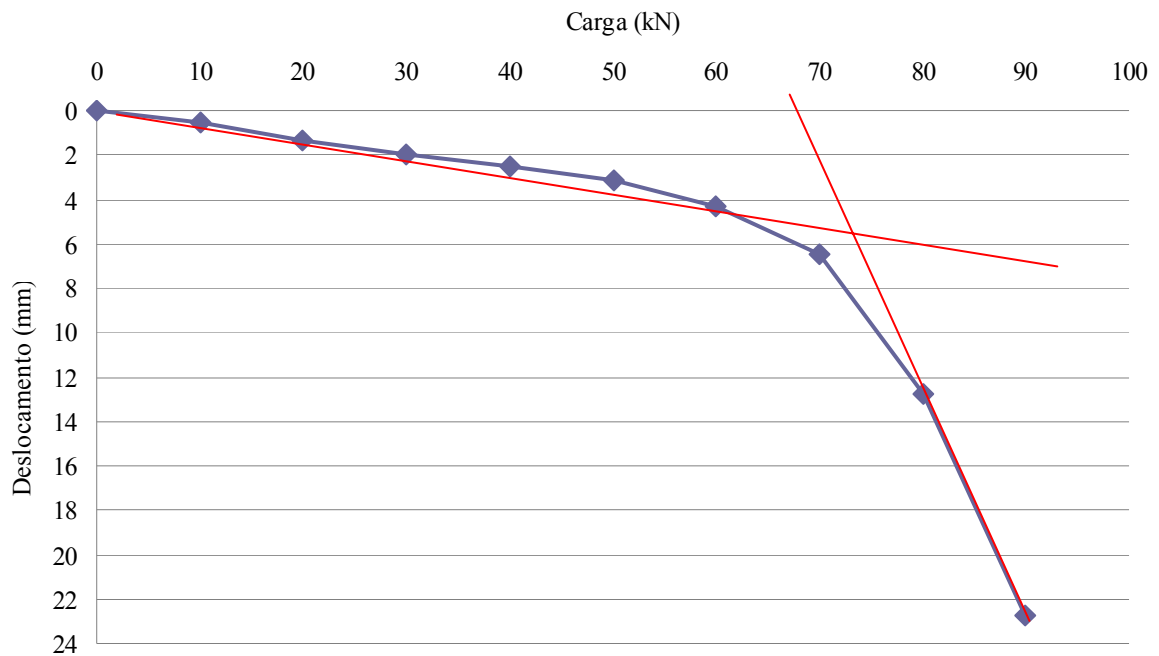


Figura 38 – Curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 01.

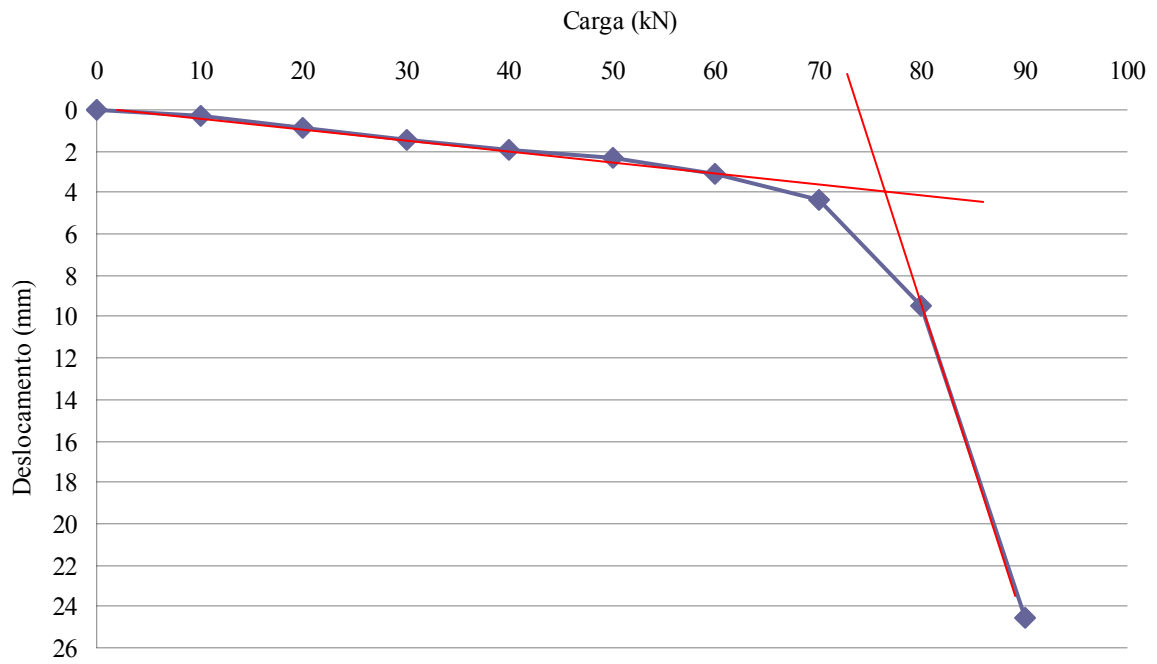


Figura 39 – Curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 02.

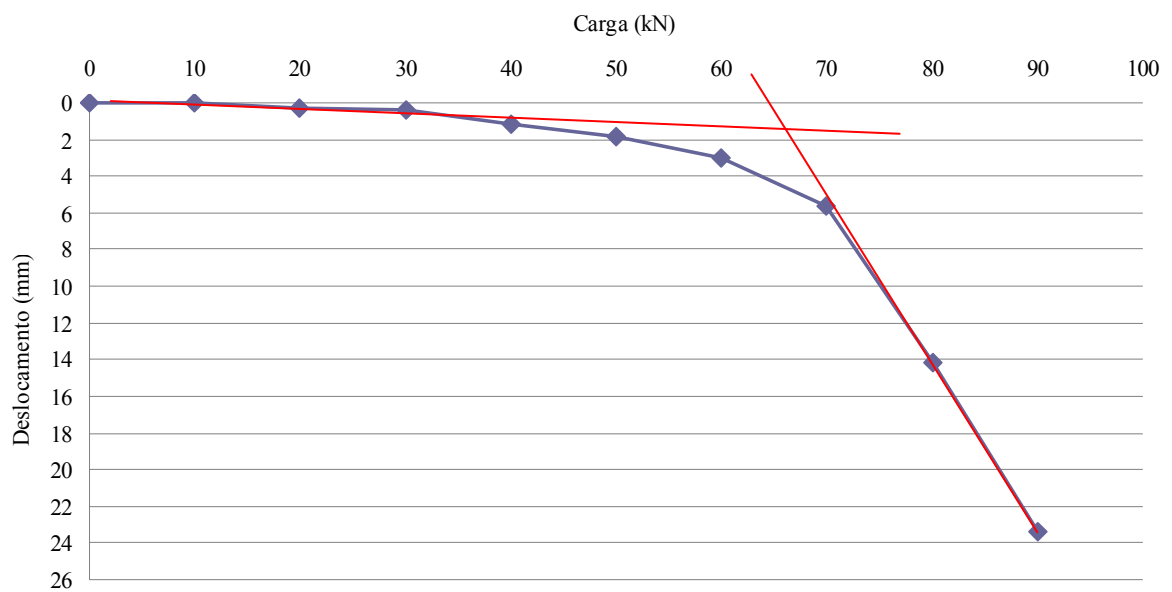


Figura 40 – Curva Carga x Deslocamento e as retas do critério de Fellenius (1975), obtidas para a Estaca 03.

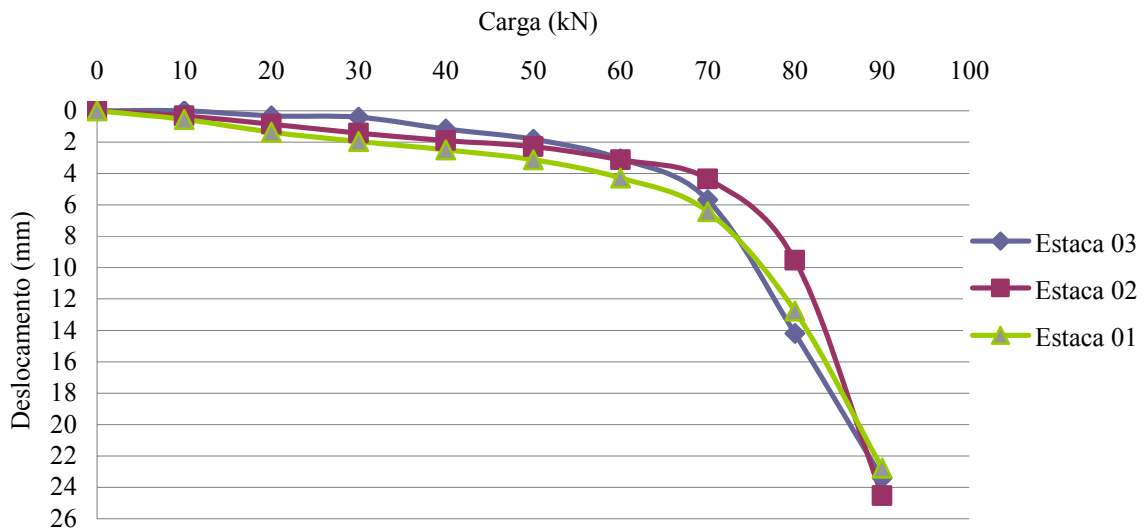


Figura 41 – Curvas Carga x Deslocamento das estacas ensaiadas.

Verificando as curvas Carga x Deslocamento das estacas ensaiadas à compressão, pode-se observar uma pequena dispersão em seu traçado, possibilitando uma maior confiabilidade nos resultados.

4.5.1 Determinação das cargas de ruptura

Na Tabela 16 são apresentados os valores de carga de ruptura para as estacas ensaiadas, calculados segundo os critérios de ruptura. Observa-se que os valores encontrados no 1º e no 2º critério são superiores aos valores encontrados no 3º critério. Para o presente trabalho calculou-se a média de todos os valores obtidos nos três critérios de ruptura. O valor encontrado foi de 83 kN.

Tabela 16 – Valores das cargas de ruptura de acordo com os diferentes critérios

Estacas	Cargas de ruptura (kN)		
	1º critério de ruptura 2,5 cm	2º critério de ruptura 10 % do diâmetro	3º critério de ruptura Fellenius (1975)
E 01	90	90	71
E 02	90	89	77
E 03	90	89	66
Média	83		

A Figura 42 apresenta a comparação entre os valores obtidos pelos diferentes critérios de ruptura analisados e o valor de ruptura médio.

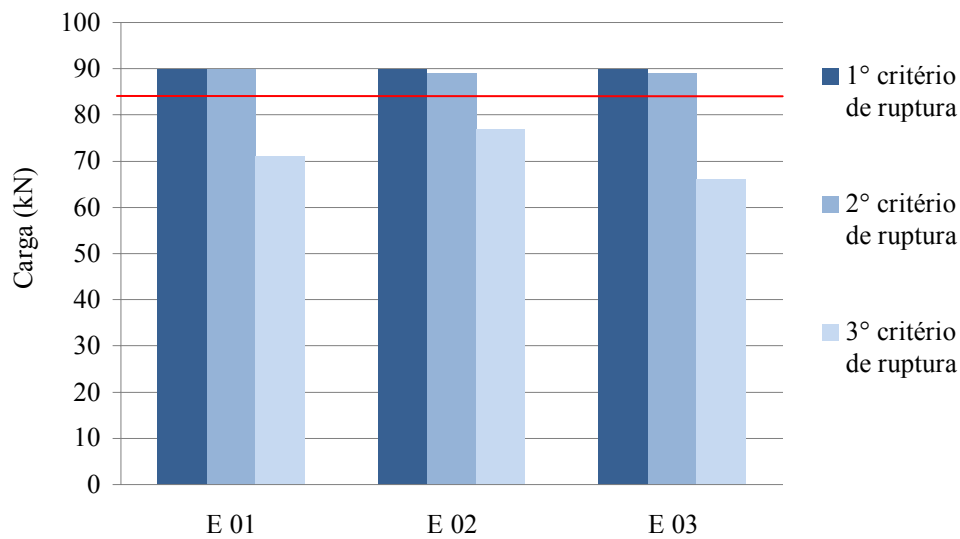


Figura 42 – Cargas de ruptura conforme os diferentes critérios e carga de ruptura média.

4.5.2. Comparação dos valores obtidos nos métodos empíricos e semi-empíricos com as provas de carga

As Tabelas 17 e 18 apresentam os valores das relações entre resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos e a resistência obtida nas provas de carga estática à compressão. Nas Figuras 43 e 44 estão representados os valores mencionados.

Tabela 17 – Resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga com circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática

Conforme Ensaio SPT com circulação de água (kN)			
	Décourt 1° versão	Décourt 2° versão	Aoki e Velloso
Carga Total	68,9	65,8	80,4
Prova de Carga	83		

Tabela 18 – Resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga sem circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática

Conforme Ensaio SPT sem circulação de água (kN)			
	Décourt 1° versão	Décourt 2° versão	Aoki e Velloso
Carga Total	126,6	109,7	120,5
Prova de Carga	83		

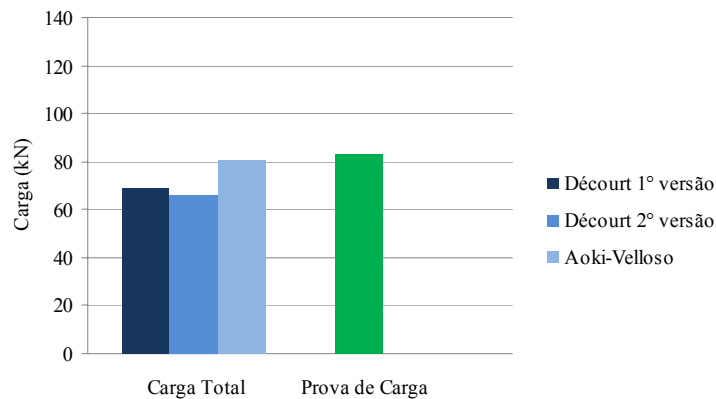


Figura 43 – Resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga com circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática.

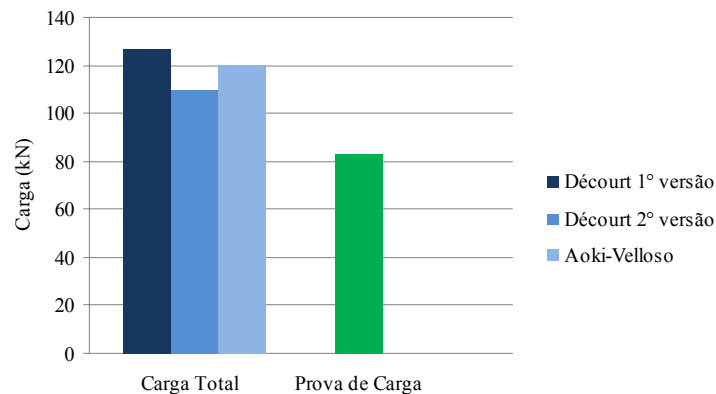


Figura 44 – Resistência prevista através dos métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga sem circulação de água e resistência obtida nas provas de carga estática.

Ao comparar o valor da carga de ruptura com os valores obtidos nos métodos de previsão de capacidade de carga com circulação de água, verificou-se que o Método de Aoki e Velloso apresentou o melhor desempenho. O Método de Décourt-Quaresma (primeira versão) e Décourt-Quaresma (segunda versão) mostraram-se mais conservadores.

Quanto à comparação do valor da carga de ruptura com os valores obtidos nos métodos de previsão de capacidade de carga sem circulação de água, verificou-se que todos os métodos apresentaram valores superestimados.

Hipoteticamente, este resultado ocorre porque se tratam de métodos semi-empíricos estatísticos, onde os valores dos coeficientes dos métodos provavelmente foram obtidos com resultados de SPT com circulação de água.

4.6 PROVAS DE CARGA DAS ESTACAS ESCAVADAS DE CONCRETO CONVENCIONAL

4.6.1. Resultados dos ensaios à compressão realizados por Spadari (2008)

Nos ensaios à compressão realizados por Spadari (2008), obteve-se as curvas de Carga x Deslocamento, onde é possível a identificação das cargas de ruptura das estacas, conforme a Tabela 19.

Tabela 19 – Critérios e cargas de ruptura adotadas para as estacas

Estacas	Cargas de ruptura (kN)		
	1º critério de ruptura	2º critério de ruptura	3º critério de ruptura
	2,5 cm	10 % do diâmetro	Fellenius (1975)
E 03	78,7	76,7	70
E 04	80	78,7	79,5
Média	77		

Para fins de análise e comparação foram utilizados resultados da Estaca 03 e Estaca 04, executadas com concreto convencional. As curvas Carga x Deslocamento com mobilização por atrito lateral e de ponta estão apresentadas na Figura 45.

Assim como para as estacas da mistura proposta, calculou-se a média de todos os valores obtidos nos três critérios de ruptura. O valor encontrado foi de 77 kN.

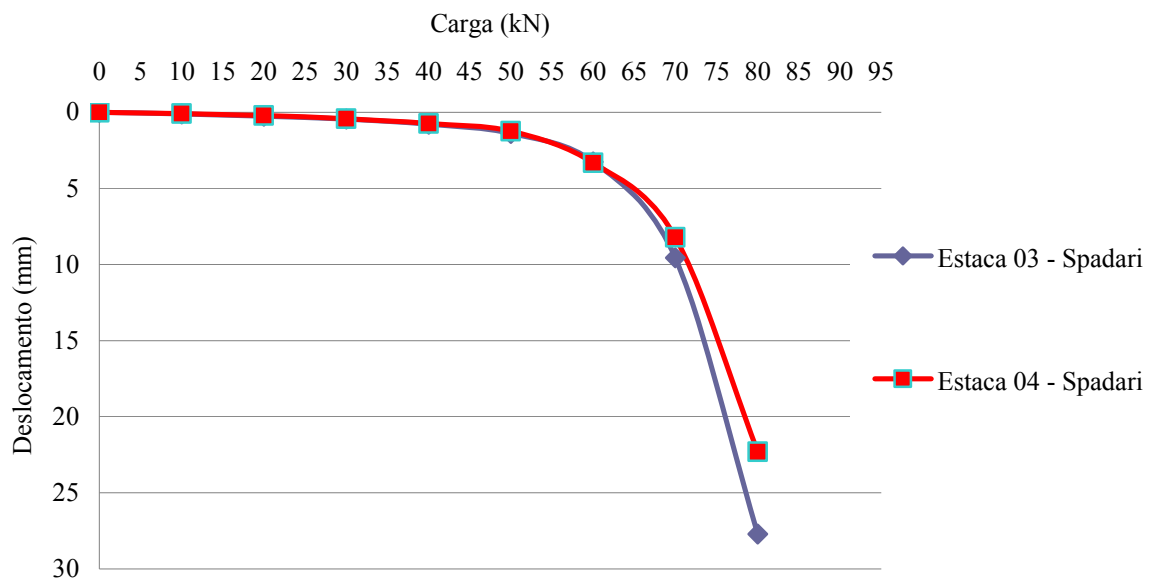


Figura 45 – Curvas Carga x Deslocamento com mobilização por atrito lateral e ponta.

4.6.2 Comparação da resistência obtida nas provas de carga à compressão da mistura proposta e as provas de carga à compressão de estacas compostas por concreto convencional, realizadas por Spadari (2008)

A Tabela 20 apresenta os valores da carga de ruptura à compressão da mistura proposta e os valores da carga de ruptura à compressão de estacas compostas por concreto convencional, obtidos por Spadari (2008). A partir da comparação dos valores mencionados é possível fazer a análise das resistências das estacas moldadas com diferentes materiais.

Tabela 20 – Valores de carga de ruptura à compressão das estacas da mistura proposta e cargas de ruptura à compressão obtidas por Spadari (2008)

Prova de Carga Mistura Proposta (kN)	Estacas	Cargas de ruptura SPADARI (kN)			Prova de Carga SPADARI (2008) (kN)
		1° critério de ruptura	2° critério de ruptura	3° critério de ruptura	
		2,5 cm	10 % do diâmetro	Fellenius (1975)	
83	E 03	78,7	76,7	70	77
	E 04	80	78,7	79,5	

Para analisar a curva Carga x Deslocamento, utilizou-se o traçado gerado pelas curvas Carga x Deslocamento das estacas da mistura proposta e o traçado das estacas E03 e E04, de Spadari (2008) (Fig. 46).

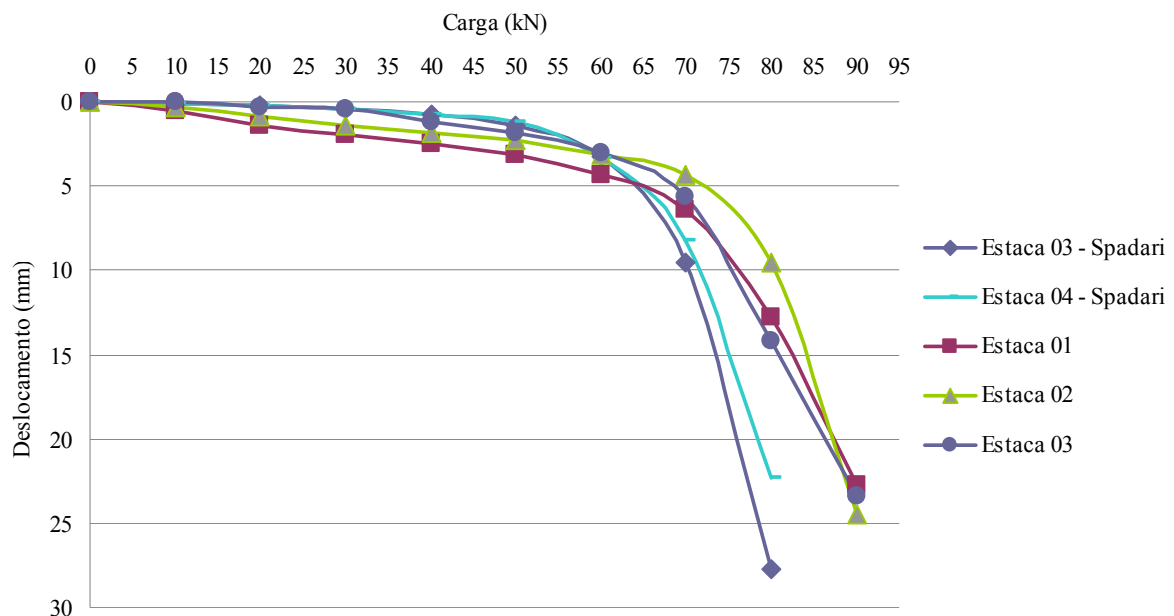


Figura 46 – Comparação das estacas da mistura proposta e as estacas E03 e E04, de SPADARI (2008).

Ao comparar os resultados das estacas propostas ensaiadas neste trabalho, e as estacas de concreto convencional, ensaiadas em solo com as mesmas características físicas,

por Spadari (2008), em estudo anterior, tornou-se possível verificar que as estacas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas, apresentaram valores de carga de ruptura levemente superiores às estacas moldadas em concreto convencional. No ponto de vista prático de engenharia, a diferença de material empregado não apresentou diferença de comportamento geotécnico das estacas.

4.7 ANÁLISE DE CUSTOS

Nas Tabelas 21 e 22 são apresentadas às quantidades e valores da mão-de-obra e materiais consumidos para a execução de uma estaca de RBPP e uma estaca de concreto convencional.

Tabela 21 – Orçamento do metro linear para uma estaca sem armadura de concreto convencional

Insumo	Classificação	Qtd.	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
Conc. Fck13,5Mpa: Prep.-Lanc.-Cura	Material	0,12	m ³		
Betoneira 320l - Motor 3HP - Loc.	Material	0,02	d	2,48	0,01
Motor Elétrico 2HP P/vib. - Loc.	Material	0,02	d	0,30	0,01
Cimento Portland CPV-ARI	Material	13,79	kg	0,49	6,75
Areia Média	Material	0,04	m ³	42,16	1,91
Brita n. 01 ou 02	Material	0,04	m ³	48,2	2,0
Ajudante	M.O.	0,02	h	2,31	0,03
Servente	M.O.	2,29	h	2,31	5,3
Total do Metro Linear					16,01
Total para uma estaca c/profundidade de 3,0 m					48,03

Tabela 22 – Orçamento do metro linear para uma estaca composta de solo, RBPP e cimento Portland

Insumo	Classificação	Qtd.	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
Equipamentos Gerais	Material	0,02	d	3,33	0,06
Solo: Transporte e Escavação	Material	0,04	m ³	1,0	0,04
Resíduo: Transporte e Descarga	Material	0,03	m ³	3,78	0,11
Cimento Portland CPV-ARI	Material	6,71	kg	0,49	3,28
Ajudante	M.O.	0,02	h	2,31	0,03
Servente	M.O.	2,29	h	2,31	5,28
Total do Metro Linear					8,80
Total para uma estaca c/profundidade de 2,50 m					22,00
Conc. Fck13,5Mpa: Prep.-Lanc.-Cura	Material/M.O.	0,02	m ³		8,0
Total para uma estaca de solo-cimento de 2,50 m e 0,50 m de concreto convencional					30,00

O preço final de uma edificação depende de uma série de fatores - tipo de fundação, acabamentos, louças, metais, etc. - qualquer que seja a área a ser construída. É possível afirmar que o custo final de uma estaca escavada produzida com solo, resíduo de

beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland é 38% inferior ao custo de uma estaca escavada composta por concreto convencional. Com base nos resultados obtidos, observa-se que esta diferença ocorre devido à quantidade inferior de cimento Portland, algo em torno de 49%, utilizada na produção da estaca proposta, pois este elemento é substituído pelo solo e resíduo. Também, o fato de ser dispensável o uso de agregados, contribui para esta redução de custos. Dois aspectos, no entanto, devem ser considerados: o primeiro é que esta análise favorece a estaca proposta em termos de material utilizado; o segundo aspecto a ser considerado é o custo da mão-de-obra, pois como se trata de uma nova tecnologia, não é possível afirmar que para confecção das estacas compostas de resíduo o custo seja semelhante às estacas escavadas convencionais.

5 CONCLUSÃO

A partir da análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo é possível chegar às seguintes conclusões:

- O emprego da mistura de solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland em estacas escavadas moldadas *in loco* é tecnicamente viável, podendo ser empregada em fundações de residências unifamiliares, uma vez que apresentam capacidade de carga semelhante às executadas com concreto convencional.
- A mistura que melhor atendeu as características de resistência e trabalhabilidade foi aquela contendo 50% de resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e 50% de solo, com 10% de teor de cimento em relação ao peso seco dos materiais.
- Apesar da diferença de materiais utilizados na execução das estacas ensaiadas nesta pesquisa e às executadas por Spadari (2008), verificou-se uma semelhança no traçado das curvas de Carga x Deslocamento e nos valores de carga de ruptura, podendo assim, concluir que a ruptura ocorreu somente no solo e não nas estacas.
- É possível afirmar que o custo final de uma estaca escavada produzida com solo, resíduo de beneficiamento de pedras preciosas e cimento Portland é 38% inferior ao custo de uma estaca escavada composta por concreto convencional.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho apresentou as vantagens do emprego da mistura composta por solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas em estacas escavadas moldadas *in loco*. Este trabalho mostrou que a utilização desta nova tecnologia é viável e promissora, assim como já foi comprovado em outros trabalhos em que a temática é semelhante.

Mas ainda há muito a se contribuir com o meio técnico, abordando temas relacionados a estacas escavadas em solo-cimento.

Portanto, cabem algumas sugestões para futuros trabalhos:

- Verificação desta técnica para outras idades de cura.
- Utilização de outros agentes cimentantes, como exemplo, o emprego da cal.
- Elaborar um método eficaz para implantar em obra a execução das estacas escavadas.
- Emprego de solo-cimento plástico em estacas escavadas.

REFERÊNCIAS

ALVES, A.M.L. **Contribuição ao estudo de estacas de compactação em solos granulares.** Tese de Mestrado. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1998.

ANDRADE FILHO J. **Reforço de solos com utilização de tubulões em solo-cimento.** Dissertação de Mestrado, EESC-USP, São Carlos, 1989, 190p.

AOKI, N. **Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas.** Palestra proferida no Seminário de Fundações, Sociedade Mineira de Fundações, Belo Horizonte, Novembro, 1979, 29 p.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles.** In: Panamerican Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, **5**, Buenos Aires, *Proceedings*, Buenos Aires, 1975, v. 1, p. 367-376.

ARMAN, A.; E SAIFAN, F. **The effect of delayed compaction on stabilized soil-cement.** Nat. Res. Council-highway Research Board, Research Rec, p.30-38.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Dosagem das misturas de solo-cimento:** normas de dosagem e métodos de ensaio. ABCP, São Paulo, SP.,1986, ET-35, 51p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland.** 7.ed. São Paulo, 2002. 28p.

ABCP. <http://www.abcp.org.br/conteudo/basico-sobre-cimento/aplicacoes/solo-cimento>. Acesso em março de 2011.

ABCP. <http://www.abcp.org.br/conteudo/basico-sobre-cimento/aplicacoes/solo-cimento>. Acesso em novembro de 2009.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2010.

_____. NBR 7211: **Agregados para concreto** – Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

_____. NBR 5738: **Concreto** – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR NM 53: **Agregado graúdo** – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR NM 30: **Agregado miúdo** – Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR NM 23: **Cimento Portland e outros materiais em pó** – Determinação da massa específica. 2001.

_____. NBR 5739: **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 12023: **Solo-cimento** – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12131: **Estacas** – Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12253: **Solo-cimento** – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12024: **Solo-cimento** – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12025: **Solo-cimento** – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990.

_____. NBR 7217: **Agregados** – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

_____. NBR 9776: **Agregados** – Determinação da massa específica por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro, 1987.

_____. NBR 7216: **Amostragem de agregados**. Rio de Janeiro, 1987.

_____. NBR 6457: **Solo** – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

_____. NBR 7182: **Solo** – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

_____. NBR 6508: **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm** – Determinação da massa específica. São Paulo, 1984.

_____. NBR 6508: **Solo** – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

_____. NBR 6459: **Solo** – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. NBR 7180: **Solo** – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. NBR 7181: **Solo** – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. NBR 7251: **Agregado em estado solto** – Determinação da massa unitária. Rio Janeiro, 1982.

BETAT, E.F., **Concretos produzidos com resíduo do beneficiamento de ágata**: avaliação da resistência à compressão, Dissertação de Mestrado, PPGEAM/ULBRA, Canoas, RS, Brasil, 2006.

BETAT, E.F.; PEREIRA, F.M.; VERNEY, J.C.K. **Concretos produzidos com resíduo do beneficiamento de ágata**: avaliação da resistência à compressão e do consumo de cimento. Revista Matéria, v. 14, n. 3, pp. 1047 – 1060, 2009

CARVALHO, J., CORTOPASSI, R. S. E CORTOPASSI JR, R. S. **Análise do comportamento do solo-cimento plástico para uso em fundações**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, Salvador, ABMS, Salvador, BA, 1990, v.2, p. 403-408.

CARVALHO et al.. **Provas de carga em estacas moldadas “in loco” com solo-cimento plástico no solo colapsível de Ilha Solteira**. São Paulo, SP. In: Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia, 3, ABMS/ABEF, V.2, 1997, p.111-122.

CASANOVA, F. J.; CERATTI, J. A. P.; RODRIGUES, M. G. M. **Procedimento para a dosagem físico-química do solo-cimento**. Sergipe/Aracaju, out. 1992.

CASANOVA, F. **Técnica do solo-cimento**. In: <http://www.redetec.org.br/inventabrasil/solocim.htm>. 2009. Acesso em fev. de 2011.

CBIC. <http://www.cbicdados.com.br/anuario.asp>. Acesso em junho de 2010.

CBIC. <http://www.cbicdados.com.br/anuario.asp>. Acesso em março de 2011.

CEPED. **Manual de construção com solo-cimento**. Convênio CEPDE/BNH/ABCP, Camaçari, BA, 1984, 147p.

CIB - **International Council for Research and Innovation in Building and Construction** (CIB), 1999.

CORTOPASSI, R.S. **Solo-cimento plástico para fundações de baixo custo no Distrito Federal**. Brasília, DF. UnB/DEC, 1989, 43p.

DALLA ROSA, F. Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curados Sob Tensão a partir de Ensaio Triaxiais. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 104, 2006;

DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas**. Fundações: Teoria e prática. Editora Pini Ltda, ABMS/ABEF, capítulo 8, 1996, p. 265-301.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, Rio de Janeiro, ABMS, *Anais*, Rio de Janeiro, 1978, p. 15-53.

_____. **Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de**
In. COBRAMSEG, 11., 1998, Brasília. Anais...Brasília: Vol III, p, 1599 -1606.

FARIAS, M.M.; CARVALHO, J.C.; e RANGEL, A.B.C. **Estudo do comportamento de fundações em solo-cimento através de modelos físicos.** Foz do Iguaçu, PR. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, ABMS, v.1, 1994, p.199-206

FERNANDES, G.B. **Notas sobre análise experimental de estruturas.** Notas de aula da disciplina EC 810: Análise experimental de Estruturas. FEC, UNICAMP, Campinas, 1992, 75p.

FREIRE, W. J. **Tratamento prévio do solo com aditivos químicos e seu efeito sobre a qualidade do solo-cimento.** Tese de Doutorado, ESALQ, USP, Piracicaba, 1976, 142p

GONZALES, M.A.S., RAMIRES, M.V.V. **Análise de gestão dos resíduo gerados dentro dos canteiros de obras.** In: IV SIBRAGEC, I ELAGEC, 2005, Porto Alegre.

GOOGLETM Earth, versão 5.2.1.1588, acessado em 20/01/2011

<http://maps.google.com.br/maps?hl=pt-br&tab=wl>, acessado em 20/01/2011

<http://www2.transportes.gov.br/bit/estados/port/rs.htm>, acessado em 20/01/2011

JOHN, V.M. **Reciclagem de resíduo na construção civil:** contribuição a metodologia de pesquisa e desenvolvimento. São Paulo: USP, 2000. (Tese de Livre Docência)

_____. **Panorama sobre reciclagem de resíduo na construção civil,** In: 2º Seminário sobre Desenvolvimento Sustentável e Reciclagem na Construção Civil, São Paulo, 1999, Comitê Técnico CT 206 – Meio Ambiente – IBRACON, 1999.

LEVY, S.; e HELENE, P. (1996). **Cura:** como, quando e por quê. São Paulo, SP. Editora Pini, Revista Thécne, jan/fev 1996, nr.º 20, p.18-21.

LOPES JUNIOR, L. S.; THOME, A. **Provas de carga estática em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas na região de Passo Fundo, RS,** 2005.

LOVATO, P.S. **Verificação dos parâmetros de controle de agregados reciclados de resíduo de construção e demolição para utilização em concreto.** Dissertação de M. Sc, PGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, 2007.

MACAMBIRA, P. M. F. **O concreto em Belém do Pará:** uma visão analítica de seus componentes, mão-de-obra e patologias. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, do Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da Universidade da Amazônia, 2001, 113 p.

MENEGHETTI, L. R.; THOMÉ, A; DENARDIN, N.; GIRARDELLO, V., BERTÉ, V. S. **Aplicação em laboratório de técnicas de biorremediação em um solo residual contaminado com diesel e biodiesel,** 2009, 18 p.

MENEZES, S.M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo**. São Paulo, SP. Tese de Doutorado, EPUSP, 1997, 377p.

MILITITSKY, Jarbas. **Provas de carga estáticas**. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. São Paulo, 1994.

_____. **Provas de carga estáticas**. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. São Paulo, 1991.

_____. **Large bored pile in clay** – design and behavior. 1980. 222p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - University of Surrey, Surrey, 1980.

_____. **Relato do estado atual do conhecimento: Fundações**. In: COBRAMSEF, 8., 1986, Porto Alegre. Anais: Porto Alegre: ABMS, 1986. v. 3, p. 191-260.

_____. **Fundações profundas**. Notas de aula. Porto Alegre: PPGEC/UFGRS, 1988. 105p.

_____. **Histórico de fundações profundas: Evolução e perspectivas**. In: Seminário de Fundações Profundas, 2004, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, ABMS, 2004. v. não paginado.

MORAIS, A. S.; SEGANTINI, A. A. S. **Influência da colapsibilidade do solo na capacidade de carga de estacas curtas, do tipo apiloada, executadas no solo colapsível de Ilha Solteira-SP**. In: COBRAMSEG, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2002. v. 3, p. 1395-1403.

MORAIS, A. S. **Estudo das características de resistência do solo-cimento plástico e aplicação em estacas moldadas in loco**. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia, 2002. 123 p.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Editora Pini, 2.a. Edição, São Paulo, 1997, 828 p.

NOGAMI, J. S.; e VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Editora Vilibor, São Paulo, 1995, 213p.

NUNES, A.J.C.; e FERNANDES, C.E.M. **Aspectos relativos aos resultados de provas de carga em estacas instrumentadas**. São Paulo, SP. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, ABMS, v.3, 1982, p.201-209.

OKAMOTO, T.; TAKANO, K. e NAGAOKA, H. **A new pile foundation composed of soil cement and steel pipe**. Balkema, Rotterdam, Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Vam Impe, 1988, p.371-376.

PCA – PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Testing of plastic soil-cement**. In: Soil-cement Laboratory Handbook, Illinois, Engineering Bulletin, 1971, PCA, p. 44-45.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design**. John Wiley and Sons, 1980.

PRADO Jr., F.A. Controle de qualidade de bases estabilizadas de solo-cimento através do emprego de cura térmica. Recife, PE. In: Reunião Anual de Pavimentação, 16, ABPv, 1981, p.39-55.

PINTO, C. S. **Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento**. 4^a Edição, ABCP, São Paulo, SP. 1980, 22 p.

RAMPAZZO, S.E. **A questão ambiental no contexto do desenvolvimento econômico**. In: Desenvolvimento Sustentável necessidade e/ou possibilidade?. 4º ed. Santa Cruz do Sul: EDUNISC, 2002. 161 – 190

ROCHA, J. C. **Processo de aproveitamento de resíduo de rochas ornamentais na produção de argamassa**. In: <http://www.redetec.org.br/inventabrasil/solocim.htm>. 2009. Acesso em fev. de 2011.

SANTOS, L.M. **Cálculo do Concreto Armado segundo a nova NB-1 e o CEB**. Editora LMS, 2.a. edição, São Paulo, SP, 1983, v.1, 514p.

SCHNEIDER, D.M.; PHILIPPI, A. JR. **Public Management Of Construction And Demolition Waste in the City of São Paulo**. In: AMBIENTE CONSTRUÍDO, 2004, Porto Alegre.

SEGANTINI, A. A. S.; CARVALHO, D. Provas de carga em estacas moldadas “in loco” de solo-cimento plástico no solo colapsível de Ilha Solteira. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, São Paulo, ABMS/ABEF, *Anais*, São Paulo, 1994, v. 2, p. 111-122.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira (SP)**. Tese de Doutorado, Unicamp, Campinas, 2000, 176 p.

_____. **Utilização de solo-cimento em fundações**. Tucuman, Argentina, 1996. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, 12p.

_____. **Utilização de solo-cimento em estacas apiloadas para obras de pequeno porte**. Dissertação de Mestrado, FEAGRI, UNICAMP, Campinas, SP, 1994. 96p.

SILVA, M. T. **Interação solo-estrutura de fundação em estacas de solo-cimento e concreto**. Dissertação de Mestrado, FT,UNB, 1994, 101 p.

SILVA, S. R. M.; SHIMBO, I. **Indicadores de Sustentabilidade Urbana**. In: Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído (ENTAC2000) - Salvador, 2000. **Anais...** Salvador: UFBA/ANTAC, 2000.

SILVEIRA, A. **Estabilização de solos com cimento**. Notas de Aula, EESC-USP, São Carlos, SP, 1966, 45p.

SOUZA, M. I. B.; PEREIRA, J. A.; SEGANTINI, A. A. **Tijolos de solo-cimento com resíduo de construção**. In: www.revistatechne.com.br. Acesso em fev. de 2011.

SPADARI, Greice. **Capacidade de carga de estacas com agregado de resíduo da construção e demolição**. 2008. Trabalho de Conclusão de Curso de graduação apresentada ao Curso de Engenharia na Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo, 2008, 80 p.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Editora da UFRGS, Porto Alegre/RS, 126p., 2002

THOMAZ, C.A. **Paredes Monolíticas de Solo-Cimento**: Hospital Adriano Jorge. São SP., ABCP, 4.^a Edição, 1984. BT-4, 44p.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduo industriais**. Tese de doutorado, UFRGS: Porto Alegre/RS, 1999, 238 p.

VARGAS, M. **Identificação e classificação dos solos**. ABCP, 3.a. Edição São Paulo, SP, 1981, 28p.

VÉSIC, A.S. **Principles of pile foundation design** – Lecture 1. Lecture Series on Deep Foundations, Boston Society of Civil Engineers Section – ASCE, 1975, March-April, 50 p.

VELLOSO; LOPES, F. R. **Fundações**: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002. v. 2, 472p.

WOOLEY, T.; KIMMINS, S.; HARRISON, P.; HARRISON, R. **Green Building Handbook**. London: E&FN Spon, 1997.