

RICARDO ANDRÉ FIOROTTI PEIXOTO

**CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS APILOADAS
DE SOLO-CIMENTO ADITIVADO**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de “Magister Scientiae”.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
1999
RICARDO ANDRÉ FIOROTTI PEIXOTO

**CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS APILOADAS
DE SOLO-CIMENTO ADITIVADO**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de “Magister Scientiae”.

APROVADA: 17 de dezembro de 1999.

Prof. Cláudio Henrique. C. Silva

Prof. Carlos Alexandre B. de Carvalho

Prof. Antônio Carlos Valle de Souza

Prof. Mitsuo Tsutsumi

Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)

À minha esposa e fiel companheira, que
sempre esteve ao meu lado, quer nas
tempestades quer nas bonanças, e a todos
aqueles que me estenderam as mãos.

AGRADECIMENTO

À Universidade Federal de Viçosa e ao Departamento de Engenharia Civil, pela oportunidade de realização do Curso.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa concedida.

Ao professor Enivaldo Minette, pela orientação, pela amizade, pela compreensão e pelos ensinamentos recebidos.

Ao professor Dario de Souza Lima, Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Laboratório de Engenharia Civil - UFV.

Ao professor Mitsuo Tsutsumi, em especial, pela amizade e fidelidade.

Aos professores Carlos Alexandre de Carvalho, Cláudio Henrique Silva pela dedicada contribuição à conclusão deste trabalho e Antônio Carlos Valle de Souza pelo estímulo ao desafio.

Aos professores Eduardo Marques, Lúcia Calijuri, Marco Antônio de Souza Gouvêa, Geraldo Luciano, Márcio Marangon e Luiz César Pacheco, pelo apoio e pela compreensão.

Ao amigo Carlos Eduardo Ferreira da Silva, pela presença constante e impreterível.

Aos acadêmicos Fabiano Pereira Nunes, Hugo Marcatto Affonso e Cezar.

Aos técnicos Julinho, Paulinho, Paulo e Ilísio, pelo apoio incondicional para realização dos ensaios de campo e de laboratório.

A todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a concretização deste trabalho.

BIOGRAFIA

RICARDO ANDRÉ FIOROTTI PEIXOTO, natural de Coronel Fabriciano, nasceu em 4 de janeiro de 1973. Engenheiro Civil, especialista em Estruturas de Concreto Armado, graduou-se pela Universidade Federal de Juiz de Fora, onde desenvolveu trabalhos acadêmicos de iniciação científica e monitoria no Laboratório de Resistência dos Materiais da Faculdade de Engenharia da UFJF. Ainda como acadêmico, trabalhou como bolsista no Laboratório de Mecânica dos Solos, onde realizou o controle tecnológico de campo e de laboratório da pavimentação dos bairros da periferia de Juiz de Fora.

Como profissional, participou do III Congresso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, onde publicou o trabalho “Estacas Escavadas - Aspectos Construtivos e Filosofia de Dimensionamento”; e prestou assessoria à AUTOCONT - Sistemas Estruturais, na equalização do funcionamento de “software” geotécnico e estrutural para dimensionamento de estruturas de contenção, além de outros trabalhos de engenharia.

Na área acadêmica, lecionou as disciplinas Mecânica dos Solos e Construção de Estradas na Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora. Durante o mesmo período, desenvolveu trabalhos de iniciação

científica, agora como co-orientador junto ao CNPq. Também, participou do projeto de extensão, desenvolvido em parceria com a defesa civil de Juiz de Fora, para mapeamento das áreas de risco de escorregamento e planejamento das ações a serem aplicadas.

CONTEÚDO

	Página
LISTA DE QUADROS	x
LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xvii
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix

	Página
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	2
2. REVISÃO DE LITERATURA	3
2.1. Solo-cimento	3
2.2. Critérios para escolha do tipo de solo	5
2.3. Propriedades do solo-cimento	7
2.4. Aditivos	7
2.4.1. Propriedades	8
2.4.2. Consumo	9
2.4.3. Dados técnicos.	9
2.5. Fundações profundas.	10
2.5.1. Métodos de dimensionamento	10
2.5.1.1. Aspectos teóricos	10
2.5.1.1.1. Conceitos básicos	10
2.5.1.1.2. Conceito de ruptura	11
2.5.1.2. Determinação da capacidade de carga	12
2.5.1.2.1. Método Aoki-Velloso, segundo HACHICH et al. (1996)	12
2.5.1.2.2. Método Décourt-Quaresma	14
2.5.1.2.3. Estacas em geral	15
2.5.1.2.4. Outros métodos.	16
2.5.1.2.4.1. Solos não-coesivos	17
2.5.1.2.4.1.1. Determinação da resistência de ponta	17
2.5.1.2.4.1.2. Determinação do atrito lateral - método β	18
2.5.1.2.4.2. Solos coesivos	20
2.5.1.2.4.2.1. Determinação da resistência de ponta	20
2.5.1.2.4.2.1.1. Método α	21

	Página
2.5.1.3. Influência do efeito de grupo na capacidade de carga das estacas escavadas	22
2.5.1.4. Eficiência do grupo	22
2.6. Determinação de recalques máximos admissíveis	24
2.6.1. Previsão de recalque para estacas isoladas	24
2.6.1.1. Determinação de recalques para grupos de estacas	29
3. MATERIAL E MÉTODOS	31
3.1. Introdução	31
3.2. Subsolo	31
3.3. Material	33
3.3.1. Solo empregado na dosagem do solo-cimento	33
3.3.1.1. Análise granulométrica	34
3.3.1.2. Índices físicos	34
3.3.1.3. Ensaios de compactação	35
3.3.2. Solo-cimento aditivado	45
3.3.2.1. Dosagem	45
3.3.2.2. Moldagem dos corpos-de-prova	45
3.3.2.3. Cura dos corpos-de-prova	46
3.3.2.4. Controle de umidade	48
3.3.3. Cimento	48
3.3.4. Aditivo	50
3.3.5. Água	51
3.3.6. Placas de referência	51
3.3.7. Hastes metálicas	54
3.3.8. Tubos PVC	55
3.3.9. Placas de isopor	55
3.4. Métodos	56
3.4.1. Estrutura de reação	56
3.4.2. Tirantes	57

3.4.3. Estacas de solo-cimento aditivado	58
3.4.4. Controle de qualidade	63
3.4.5. Sistema de reação	64
3.5. Equipamentos	66
3.5.1. Macaco	66
3.5.2. Indicadores de deformação da estaca	66
3.5.3. Rótula	67
3.5.4. Viga de referência	68
3.5.5. Sistemas de aplicação de carga	68
3.5.6. Execução das provas de carga	69
4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	73
4.1. Caracterização do subsolo local	73
4.2. Solo componente do solo-cimento	77
4.3. Controle tecnológico dos materiais	78
4.4. Técnicas construtivas empregadas	80
4.4.1. Solo-cimento aditivado compactado	80
4.5. Provas de carga	82
4.5.1. Estacas em solo-cimento aditivado	92
5. RESUMO E CONCLUSÕES	95
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98

LISTA DE QUADROS

	Página
1 Critérios para seleção de solos quanto à granulometria	6
2 Valores do coeficiente K e α em percentuais	13
3 Valores do coeficiente K em função do tipo de solo	14
4 Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	16
5 Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	16
6 Razões típicas entre diâmetros efetivos e diâmetros de projeto para estacas escavadas	17
7 Valores típicos ϕ_s/ϕ (ângulo de atrito solo estaca / ângulo de atrito solo) para projeto de estacas escavadas	19
8 Valores típicos K/K_o (coeficiente de pressão lateral / coeficiente de pressão lateral no repouso) para projeto de estacas escavadas	19

Página

9	Valores de ϕ_s/ϕ para interface solo-estaca	19
10	Relação entre consistência e tensão cisalhante não-drenada para as argilas	21
11	Identificação do solo empregado na mistura solo-cimento	34
12	Resultados de γ_s máx. em função dos teores de cimento utilizados	35
13	Ensaio de compactação - teor de cimento 4%	36
14	Ensaio de compactação - teor de cimento 6%	37
15	Ensaio de compactação - teor de cimento 8%	38
16	Ensaio de compactação - teor de cimento 10%	39
17	Ensaio de compactação - teor de cimento 12%	40
18	Ensaio de compactação - teor de cimento 14%	41
19	Classes de resistência dos cimentos Portland	49
20	Prescrições básicas para a água	51
21	Dosagem volumétrica da mistura solo-cimento e custos unitários e por traço (1999)	60
22	Custos apresentados por fornecedores de Juiz de Fora (1999).	61
23	Comparativo entre custos e resultados obtidos para os traços de solo-cimento com aditivo e sem aditivo	61
24	Especificações para solo componente da mistura	77
25	Especificações da ABNT para solo componente da mistura	78
26	Resistência à compressão simples para os traços utilizados na confecção das estacas escavadas em solo-cimento aditivado	79
27	Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados – SCAP 06	83

28	Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados – SCAP 12	84
29	Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados – SCAP 04-05	85
30	Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados – SCA 01	86
31	Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados – SCA 07	87
32	Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados – SCA 03	88
33	Identificação das estacas ensaiadas e carregamento de ruptura	89
34	Dimensionamento dos esforços resistentes para estacas escavadas	91
35	Capacidades resistentes teóricas e provas de carga	92
36	Medidas de absorção para corpos-de-prova aditivados e sem aditivo .	93

LISTA DE FIGURAS

		Página
1	Transferência de carga por atrito lateral <i>versus</i> recalque para estacas escavadas em solos coesivos	24
2	Transferência de carga por resistência de ponta <i>versus</i> recalque para estacas escavadas em solos coesivos	25
3	Transferência de carga por atrito <i>versus</i> recalque para estacas escavadas em solos não-coesivos	26
4	Transferência de carga por resistência de ponta <i>versus</i> recalque para estacas em solos não-coesivos	27
5	Situação da área reservada para as provas de carga	31
6	Esquema de locação dos furos das estacas submetidas a provas de carga	32
7	Curva granulométrica do solo empregado na mistura solo-cimento	34
8	Superposição das curvas de compactação para teores de cimento variando de 4 a 14% em peso	41
9	Variação do peso específico aparente seco máximo em função do teor de cimento	42
		Página
10	Variação do teor de umidade ótimo dos corpos-de-prova em	

	função do teor de cimento	43
11	Ensaio de compressão simples. Relação entre a variação do teor porcentual de aditivo e da resistência à compressão simples dos corpos-de-prova de solo-cimento	46
12	Placa de isopor, tambor de 18 L de aditivo Sikament, proveta graduada 1.000 cm ³ , béquero graduado 500 cm ³ e almotolia graduada 200 cm ³	49
13	Placas de referência	51
14	Hastes metálicas. Detalhe dos parafusos para fixação nas placas de referência	53
15	Tirantes	56
16	Esquema de locação dos tirantes para execução da prova de carga	57
17	Esquema de montagem das estacas solo-cimento - SCA (diâmetro D = 0,20 m e comprimento L = 3,00 m)	62
18	Esquema de montagem das estacas solo-cimento – SCAP, com inclusão de isopor na ponta da estaca (diâmetro D = 0,20 m e comprimento L = 3,00 m)	63
19	Macaco utilizado para aplicação das cargas	64
20	Pistão hidráulico de macaco e rótula	66
21	Conjunto macaco, pistão, viga de referência, rótula, viga de reação e lastro	67
22	Esquema construtivo e de carregamento	69
23	Monitoramento das leituras dos deslocamentos e dos estágios de carregamento aplicados	71
24	Perfil SPT típico para subsolo local	73
25	Relatório de sondagem SPT – Furo 1	74
		Página
26	Relatório de sondagem SPT – Furo 2	75
27	Locação das prospecções	76

27	Esquema construtivo e de carregamento	76
28	Prova de carga - estaca SCAP 06	83
29	Prova de carga - estaca SCAP 12	84
30	Prova de carga - estacas SCAP 04-05	85
31	Prova de carga - estaca SCA 01	86
32	Prova de carga - estaca SCA 07	87
33	Prova de carga – estacas SCA 02-03	88

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Alfa
β	Beta
δ	Gama
ε	Epsilon
ϕ	Fi
η	Eta
φ	Psi
κ	Kapa
θ	Teta
ρ	Rô
σ	Sigma
∞	Infinito
Σ	Somatório
Δ	Delta

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASTHO	“American Association of State Highway and Transportation Officials”
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEPED	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Bahia
CP	Cimento Portland
CPT	“Cone Penetration Test”
DMT	Dilatometer Test
DRM	Desvio Relativo-Padrão
LEC	Laboratório de Engenharia Civil
PCA	“Portland Cement Association”
SCA	Estaca Solo-Cimento (reações por atrito lateral e ponta)
SCAP	Estaca Solo-Cimento (reações por atrito lateral, inclusão de isopor na ponta)
SPT	“Standard Penetration Test”

RESUMO

PEIXOTO, Ricardo André Fiorotti, M.S., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 1999. **Capacidade de carga de estacas apiloadas de solo-cimento aditivado.** Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Roberto Francisco de Azevedo e Izabel Christina D’Almeida Duarte de Azevedo.

Esse trabalho foi desenvolvido com o intuito de se estudar o material solo-cimento, Segundo as prescrições da ABCP (Associação Brasileira de Normas Técnicas), melhorado com aditivos para concreto, aplicado a fundações profundas. O solo utilizado nesse experimento foi areia, extraída do Rio Piranga, nas proximidades de Ponte Nova – MG. Os trabalhos de pesquisa foram desenvolvidos em Viçosa, no Laboratório de Construções Civil (LEC), utilizando materiais e recursos locais disponíveis. Para a caracterização do subsolo local, foram realizados ensaios de reconhecimento de subsolo SPT (Standard Penetration Test). Doze estacas escavadas do tipo broca foram construídas, recebendo cada uma delas compactação com energia do proctor normal, segundo recomendações ABCP e ABNT. Oito estacas foram submetidas a carregamentos axiais de compressão, individualmente e em grupo. A partir dos carregamentos a que as estacas foram submetidas, pôde-se analisar seu desempenho por meio dos estudos das curvas carga-recalque originadas indicando assim uma possibilidade de aplicação na construção civil.

ABSTRACT

PEIXOTO, Ricardo André Fiorotti, M.S., Universidade Federal de Viçosa, december 1999. **Bearing capacity of cast in place piles compact with soil-cement aditived.** Adviser: Enivaldo Minette. Committee members: Roberto Francisco de Azevedo and Izabel Christina D’Almeida Duarte de Azevedo.

This research is primarily intended to study the behavior of soil-cement material according to ABCP standards, enhanced with a component for concret, applied to deep foundation. The soil used in the experiment was a sand extracted from Rio Piranga, close Ponte Nova - MG. This research was accomplished in Viçosa at LEC (Civil Engineering Laboratory) using local available material. To characterize the subsoil, were executed percussion and surveys SPT (Standard Penetration Test). Twelve soil-cement piles were executed receive a compaction at Proctor Normal energy, due to recommendations get by the organizations. Amongst the twelve piles, the behavior of each of them was studied when solicited by an axial load, individually or as a group. Eight piles above mentioned were submitted to loads and through the results it was possible to identify na alternate solution absolutely adequate to deep foundation in civil constructions to small size.

1. INTRODUÇÃO

O solo-cimento é empregado como material de construção desde a década de 40. O emprego deste material representa uma alternativa tecnológica capaz de viabilizar um investimento, representando significativa economia e durabilidade.

Os fatores que contribuem para essa redução de custos estão relacionados à melhoria substancial das características mecânicas do solo empregado na mistura, além de requerer a mesma qualidade de mão-de-obra empregada nas obras de engenharia, em geral.

As misturas de solo-cimento possuem boas características, tanto em conjunto quanto isoladas, de permeabilidade e resistência aos esforços mecânicos, diante dos ataques dos agentes intempéricos e carregamentos, segundo LIMA (1993). Dando continuidade aos estudos relacionados ao emprego de solo-cimento como material de construção aplicado a fundações profundas, procedeu-se à construção de um modelo em verdadeira grandeza, em que foram aferidas as propriedades mecânicas do material solo-cimento aditivado quando submetido a cargas axiais de compressão.

A dosagem da mistura foi feita segundo as normas da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP (1986) e ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT (1990), como referência,

buscando uma padronização para as estruturas experimentais, uma vez que não se dispõe de normalização específica que regule a aplicação a fundações profundas para as misturas solo-cimento. O aditivo adicionado à mistura foi o Sikament, um aditivo para concreto que visa a obtenção de resistência, tanto em relação aos carregamentos quanto em relação aos agentes intempéricos atuantes.

1.1. Objetivos

Esta pesquisa teve por objetivos:

- dar prosseguimento aos trabalhos que abordam a tecnologia solo-cimento aplicada às fundações profundas;
- investigar se houve melhorias nas propriedades mecânicas da mistura solo-cimento, incorporada de um aditivo químico empregado nas obras de concreto armado;
- quantificar, por meio de ensaios de prova de carga, o comportamento de estacas-broca apiloadas construídas com a mistura solo-cimento e aditivo, submetidas a cargas axiais de compressão, por meio de verificações *in situ*; e
- procurar apresentar uma proposta do custo comparativo entre as estruturas de fundação (estacas-broca apiloadas) construídas convencionalmente e as estruturas construídas alternativamente com material solo-cimento e aditivo.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Solo-cimento

O solo-cimento, de acordo com a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP (1986), é um produto endurecido resultante de uma mistura íntima de solo, cimento e água, em proporções determinadas em laboratório, segundo uma dosagem racional, compactada, de maneira a atingir uma massa específica máxima, com as reações de hidratação do cimento.

As especificações para a execução de dosagens do material solo-cimento chamam a atenção para os cuidados especiais a serem observados para garantia de obtenção de um produto resistente e durável. Muitos desses cuidados são genéricos e aplicam-se a qualquer tipo de solo; três deles, no entanto, possuem envolvimento íntimo e direto com o material com o qual se está trabalhando:

- teor de cimento;
- teor de água; e
- peso específico aparente seco máximo a ser alcançado com a compactação

A dosagem do solo-cimento a ser usada resulta de um conjunto de ensaios de laboratório, onde se pretende a fixação dos materiais: cimento, água e massa específica. Entretanto, a quantidade de água e a massa específica de determinada mistura podem sofrer pequenas variações quando trabalhadas no campo. Assim

sendo, a quantidade de água a ser adicionada à mistura e a massa específica aparente seca da mistura compactada passam a ser tomadas, exclusivamente como controle tecnológico, das dosagens de campo (umidade ótima e massa específica aparente seca máxima), sendo o objetivo principal da dosagem a fixação do teor de cimento para determinado tipo de solo com o qual se está trabalhando.

Bezerra (1976), citado por SEGANTINI (1994), relatou que a conceituação de solo-cimento originou-se em Sallsburm, no ano de 1917. Entretanto, há poucos relatos até 1932, quando se tem notícia dos primeiros trabalhos cientificamente controlados, realizados nos Estados Unidos, por meio de seu emprego em obras de pavimentação da província de Johnson Ville, no estado da Carolina do Sul.

Ainda de acordo com citações de SEGANTINI (1994), FREIRE (1976) relatou o emprego pioneiro do cimento como agente estabilizador nos Estados Unidos, em 1916, a fim de solucionar problemas causados pelo tráfego. No Brasil, o interesse pelo assunto se deu a partir de 1936, com a fundação da Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP, que regulamentou, fomentou e pesquisou sua aplicação.

Primeiramente, o material solo-cimento limitava-se às obras de pavimentação, tendo sua aplicação sido estendida a diversas áreas da Engenharia Civil, como revestimentos de diques e canais (SILVA, 1992), revestimento de barragens, fabricação de tijolos e blocos (ABCP), construção de elementos de fundações (SEGANTINI, 1994), dentre outros.

2.2. Critérios para escolha do tipo de solo

Em princípio, qualquer tipo de solo empregado nas dosagens de solo-cimento apresenta melhorias significativas em suas propriedades mecânicas, quando tem adição de cimento e quando submetido à compactação adequada. Porém, a escolha adequada de determinado tipo de solo representa a produção de uma estrutura de maior resistência mecânica.

A adição de cimento ao solo provoca modificações em várias de suas propriedades. Algumas vezes, essa adição visa apenas o incremento da resistência mecânica do solo, devido a ações cimentantes desse aglomerante, reduzindo sua plasticidade e conferindo características de maior trabalhabilidade (solos estabilizados). Outras vezes a finalidade é restrita, como para certas argilas, em que a função do cimento é dedicada à inibição da expansibilidade desses materiais (solos melhorados com cimento).

A granulometria do solo tem função primordial no produto final do solo-cimento. Sendo esse solo muito granular, sem presença de argila, a mistura solo-cimento terá características semelhantes à de um concreto magro. Já se esse solo é argiloso, a umidade necessária à mistura solo-cimento será bem maior que aquela para os valores granulares, o que prejudica as características de resistência do produto final.

Os solos mais adequados são os arenosos, sendo o consumo de cimento função do tamanho dos grãos e de sua granulometria. Os grãos de areia são cimentados entre si nos pontos de contato, por isto quanto mais densa e mais bem graduada for a mistura, mais resistente e de melhor qualidade será o produto solo-cimento.

Segundo QUEZADO (1993), a presença de matéria orgânica nos solos utilizados nas misturas solo-cimento é extremamente prejudicial. O autor concluiu que os danos causados à resistência dos solos empregados nas misturas solo-cimento estavam mais ligados ao tipo de matéria orgânica existente nesse solo, que propriamente à quantidade dessa matéria. Os compostos orgânicos de

elevado peso molecular (celulose, linhita e outros) pouco afetam o desempenho do solo-cimento, enquanto compostos orgânicos de baixo peso molecular (glicose, açúcares e ácidos húmicos) são altamente prejudiciais, por inibir as reações de hidratação do cimento.

Os solos que possuem percentuais expressivos de sulfatos (SO_3) em sua composição, segundo SHERWOOD (1958), apresentam aumento de volume e, conseqüentemente, desagregação do solo-cimento, devido às reações dos sulfatos de cálcio e magnésio com o alumínio tricálcico do cimento hidratado.

Já a presença do carbonato de cálcio é benéfica às misturas solo-cimento, uma vez que são liberados íons de cálcio, quando da saturação, o que neutraliza os efeitos nocivos das matérias orgânicas.

No Quadro 1, estão as faixas granulométricas sugeridas por alguns órgãos e autores.

Quadro 1 - Critérios para seleção de solos quanto à granulometria

Órgão/Autor	Teores (%)				Limite de Liquidez
	Areia	Silte	Argila	Silte + Argila	
ABCP (1984)	15 - 100	-	-	< 50	< 40
CEPED (1984)	45 - 90	-	< 20	10 - 55	45 - 50
ICPA (1973)	60 - 80	10 - 20	5 - 10	-	-
MERRIL (1949)	750	-	-	-	-
MAC (1975)	40 - 70	< 30	20 - 30	-	-
CINVA (1963)	45 - 80	-	-	20 - 55	-

Fonte: SEGANTINI (1994).

2.3. Propriedades do solo-cimento

As propriedades do solo-cimento podem variar bastante, devido aos inúmeros fatores que estão diretamente ligados à preparação da mistura. Entretanto, é importante perceber algumas dessas propriedades para delimitar o comportamento desse material.

Segundo FELT (1957), citado por QUEZADO (1993), foram obtidos, por meio de ressonância, coeficientes de Poisson que variavam entre 0,2 e 0,3, para misturas de solo-cimento. QUEZADO (1993) citou uma série de ensaios de compressão realizados por BALMER (1958), variando o teor de cimento e o tipo de solo. Os resultados indicaram que a coesão variou de solo para solo e com o teor de cimento, já que o ângulo de atrito interno manteve-se fiel a cada tipo de solo, independente das variações nos teores de cimento.

Por causa das reações dos compostos de cimento com a água no produto solo-cimento, podem haver variações dimensionais de retração, principalmente na cura inicial. A variação de volume não-uniforme restringe as deformações e origina tensões de tração. Nas argilas, a presença de cimento reduz as variações de volume e as trincas são próximas e menores. Já os solos arenosos apresentam trincas mais afastadas e maiores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP, 1984).

2.4. Aditivos

Segundo o MANUAL TÉCNICO SIKA (1987), os aditivos para concreto são elementos constituídos, geralmente, por polímeros de cadeias lineares sintéticas, à base de melamina, naftaleno sulfonado ou lignossulsonado. Estes aditivos proporcionam alta trabalhabilidade à massa fresca ou grande redução nos teores de água de amassamento.

Os aditivos agem, fundamentalmente, dispersando as partículas de cimento através da adsorção de suas moléculas, provocando uma repulsão entre essas

partículas. Tal fenômeno se processa graças à natureza aniônica desses aditivos, que carregam negativamente as partículas do aglomerante.

Nas misturas dosadas com o aditivo Sikament não ocorre incorporação de ar à mistura. Isso se deve ao fato de o Sikament não reduzir de forma significativa as tensões superficiais desenvolvidas na mistura, por não ser tensoativo, mesmo em elevados teores.

O Sikament é um aditivo superfluidificante, que incorporado ao concreto fresco produz consistência superfluida e alta trabalhabilidade até 60 minutos após a mistura. Não contém cloretos, não é cáustico nem tóxico e atende à EB1763 (Tipo S).

2.4.1. Propriedades

- Consistência fluida, sem diminuir as resistências finais.
- Ótima homogeneização do concreto, resultando em resistências finais elevadas.
- Não há ocorrência de segregação da água desde que o concreto seja bem dosado, particularmente quanto ao teor de finos.
- Notável diminuição da retração e da tendência à fissuração.
- Maior impermeabilidade, durabilidade e resistência mecânica.
- Facilidade de colocação do concreto, reduzindo a mão-de-obra.
- Permite eliminar a vibração, exceto em estruturas densamente armadas.
- O concreto adquire características de autonivelamento e auto-adensamento.
- Maior rendimento no concreto bombeado, eliminando o entupimento das bombas.
- Permite a obtenção de superfícies lisas e uniformes, próprias para concreto aparente.

2.4.2. Consumo

- Superfluidificante:

Dosagens de 1 a 3% em peso do cimento.

Preferencialmente adicionado puro, no local de lançamento.

- Plastificante - redutor de água:

Dosagens de 0,5 a 1,5% em peso de cimento.

Pode ser lançado puro ou em conjunto com a água de amassamento.

2.4.3. Dados técnicos

O efeito do Sikament no concreto fresco dura de 30 a 60 minutos, em função da temperatura e umidade ambientes e da temperatura do concreto. Após esse período, o concreto apresenta características de um concreto comum plastificado.

2.5. Fundações profundas

2.5.1. Métodos de dimensionamento

2.5.1.1. Aspectos teóricos

2.5.1.1.1. Conceitos básicos

Um elemento de fundação profunda (uma estaca), submetido a esforços axiais verticais, reagirá a essa solicitação pelas tensões tangenciais geradas ao longo de seu fuste e pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

Então, a capacidade de carga Q_u pode ser determinada com o somatório das cargas que podem ser suportadas pelas frações laterais Q_s e ponta Q_p .

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad 2.5.1$$

Fazendo q_s e q_p as tensões-limite de cisalhamento ao longo do fuste e normal ao nível da base, e A_s e A_p , respectivamente, as áreas lateral e da seção transversal da ponta da estaca, tem-se:

$$Q_u = Q_s + Q_p = q_s \cdot A_s + q_p \cdot A_p \quad 2.5.2$$

Pode-se proceder à determinação da capacidade de carga de uma estaca com o auxílio de processos diretos e indiretos. Nos processos diretos, os valores de q_s e q_p são determinados pelas correlações empíricas e, ou, semi-empíricas com algum tipo de ensaio *in situ*.

A capacidade para os processos ditos indiretos é determinada por meio de formulação teórica ou experimental, com o auxílio dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos fornecidos pelos ensaios *in situ* ou de laboratório.

2.5.1.1.2. Conceito de ruptura

Os resultados de verificações experimentais da capacidade de carga apresentam-se em termos de gráficos carga-recalque, em que a existência de condições claras de ruptura constitui regra geral.

A ruptura física (Q_{uu}), segundo De Beer (1988), citado por HACHICH et al. (1996), é definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca (Δs_B) pelo acréscimo de carga (ΔQ), tendendo ao infinito, ou seja:

$$Q_{uu} = Q \text{ para } (\Delta s_B / \Delta Q) \rightarrow \infty \quad 2.5.3$$

Décourt (1996), citado por HACHICH et al. (1996), definiu a ruptura física de fundações em geral com base no conceito da rigidez. A rigidez de uma fundação pode ser definida como a relação (R) entre a carga a ela aplicada e o recalque (s) produzido pela aplicação dessa carga. A ruptura física (Q_{uu}) é definida como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo.

$$Q_{uu} = \lim Q \text{ quando } s \rightarrow \infty \quad 2.5.4$$

e, portanto: $R = Q/s \rightarrow \text{zero}$.

Pode-se, ainda, definir a ruptura convencional (Q_{uc}) como sendo a carga equivalente a uma deformação de ponta (ou de topo) da estaca de 10% de seu diâmetro, no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila, e de 30% de seu diâmetro, no caso de estacas escavadas em solos granulares, segundo DÉCOURT (1996), citado por HACHICH et al (1996).

2.5.1.2. Determinação da capacidade de carga

2.5.1.2.1. Método Aoki-Velloso, segundo HACHICH et al. (1996)

As tensões-limite de ruptura de ponta (q_p) e do atrito lateral (q_s), segundo Aoki e Velloso (1975), citados por HACHICH et al. (1996), são analisadas em função do ensaio CPT (“Cone Penetration Test”).

$$q_p = q_c/F_1 \quad 2.5.5$$

$$q_s = \alpha (q_c/F_2) \quad 2.5.6$$

Para as situações em que não se possuem os parâmetros fornecidos pelo CPT, os autores propuseram o seguinte fator para adequação das correlações:

$$q_c = K.N_{SPT} \quad 2.5.7$$

em que

q_c = resistência à penetração CPT;

q_p = resistência de ponta unitária;

q_s = atrito lateral unitário;

K = coeficiente de correlação entre q_c e N_{spt} (Quadro 2);

α = coeficiente de correlação entre atrito local do cone com ponteira com a tensão de ponta (q_c) (Quadro 2);

F_1 e F_2 = fatores de correção que levam em conta as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo); e

N_{SPT} = número de golpes por penetração-padrão SPT.

Quadro 2 - Valores do coeficiente K e α

Tipo de Solo	K (kN/m ²)	α
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	500	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Silte-argiloso	200	3,4
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) e Velloso (1991), citados por HACHICH et al. (1996).

Assim sendo, os valores de F_1 e F_2 para estacas de deslocamento de concreto armado circulares são:

$$F_1 = 1,75$$

$$F_2 = 3,50$$

Para estacas escavadas:

$$F_1 = 3,00$$

$$F_2 = 6,00$$

Para as estacas metálicas e Franki, respectivamente:

$$F_1 = 1,75; 3,50$$

$$F_2 = 2,50; 5,00$$

2.5.1.2.2. Método Décourt-Quaresma

Segundo Décourt e Quaresma (1978), citados por HACHICH et al. (1996), a avaliação da capacidade de carga de estacas é feita com base nos valores N dos ensaios SPT.

Para a estaca de deslocamento tem-se que:

$$Q_u = q_p.A_p + q_s.A_s \quad 2.5.10$$

A tensão de ruptura de ponta q_p é dada por:

$$q_p = K.N_{SPT} \quad 2.5.11$$

em que

K = coeficiente relacionado ao tipo de solo (Quadro 3); e

N_{SPT} = média do número de golpes por penetração-padrão SPT, para as profundidades de ponta e imediatamente inferior e superior.

Quadro 3 - Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de Solo	K (kN/m ²)
Argila	120
Silte argiloso (residual)	200
Silte arenoso (residual)	250
Areia	400

Ainda em relação às estacas escavadas onde a ruptura não é bem definida (estado de ruptura), a ruptura é convencional, ou seja, a carga corresponde a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro.

O atrito lateral unitário q_s , pode ser dado por:

$$q_s = 10.(N/3 + 1) \text{ kN/m}^2 \quad 2.5.12$$

Segundo ALONSO (1989), uma vez conhecida a carga de ruptura Q_u de uma estaca, a carga máxima admissível P pode ser calculada como:

Para estacas escavadas:

- $Q_u / 2$
- $Q_u / 3$ (quando apoiada sobre rocha)
- q_s

Para estacas tipo Franki, pré-moldadas ou metálicas

- $Q_u / 2$
- Cálculo como pilar

2.5.1.2.3. Estacas em geral

O estado de ruptura para estacas escavadas não é bem definido. A ruptura considerada é a convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro para as argilas e de 30% de seu diâmetro para os solos granulares (HACHICH et al., 1996).

Segundo os autores, qualquer que seja o método para determinação da capacidade de carga para estaca de deslocamento, sugere-se aplicar coeficientes de correção α e β (que serão definidos a seguir) a esse método.

Os coeficientes α e β são coeficientes de majoração e minoração, respectivamente, para a reação de ponta (q_p) e para o atrito lateral unitário (q_s). A aplicação destes coeficientes permite estender os cálculos efetuados para a estaca de deslocamento (HACHICH et al., 1996) a outros tipos de estacas.

Quadro 4 - Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Estacas	Escavadas em Geral	Escavadas com Auxílio de Lama Bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob Altas Pressões
Argilas		0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários		0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias		0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

*Valores indicativos em virtude do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: HACHICH et al. (1996).

No dado dimensionamento das estacas de deslocamento, aplicam-se o coeficiente α aos valores encontrados, para a reação de ponta q_p , e β para os valores resistentes de atrito lateral unitário q_s .

Quadro 5 - Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Estaca	Escavada em Geral	Escavada com Auxílio de Lama Bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob Altas Pressões
Argilas		0,80	0,90*	1,0*	1,50*	3,0*
Solos Intermediários		0,65	0,75*	1,0*	1,50*	3,0*
Areias		0,50	0,60*	1,0*	1,50*	3,0*

* Valores indicativos em virtude do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: HACHICH et al. (1996).

2.5.1.2.4. Outros métodos

Segundo CODUTO (1994), as estacas escavadas, geralmente, apresentam diâmetro efetivo superior ao de projeto, diferença esta que pode representar ganhos na capacidade de carga da estrutura de fundação. Visando essa eficiência, apresenta-se o Quadro 6, no qual essas variações de diâmetro são sugeridas.

Quadro 6 - Razões típicas entre diâmetros efetivos e diâmetros de projeto para estacas escavadas

Solo ou Rocha	Método Construtivo	ϕ Efetivo/ ϕ Projeto
Argila mole	Escavada	1,10
Argila rija	Escavada	1,10
Argila mole	Escavação a céu aberto	1,00 ~1,05
Argila rija	Escavação a céu aberto	1,00 ~1,05
Areia	Lama bentonítica	1,00 ~1,15
Areia	Vibração	1,00
Solos rígidos com pedregulhos	Escavação a céu aberto	1,10 ~1,15
Solo residual	Escavação a céu aberto	1,5
Rocha de boa qualidade	Broca diamantada	1,00
Rochas subterrâneas	Broca diamantada	1,00

Fonte: Adaptado de Stewart e Kulhawy (1981), citados por CODUTO (1994).

2.5.1.2.4.1. Solos não-coesivos

2.5.1.2.4.1.1. Determinação da resistência de ponta

Segundo CODUTO (1994), a resistência de ponta das estacas escavadas em solos não-coesivos é geralmente inferior àquelas atingidas pelas estacas cravadas, em razão dos seguintes fatos:

1. distúrbios causados no solo devido aos processos escavação;
2. descompressão da base em função da escavação; e
3. existência de tensões de alívio enquanto o furo é aberto.

A determinação da capacidade resistente de ponta pode se processar, mesmo que de forma conservativa, de acordo com a fórmula empírica sugerida por REESE e O'NEILL (1989):

$$q'_e = 0,60 \cdot \sigma_r \cdot N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \quad 2.5.13$$

em que

σ_r = tensão de referência 100 kPa;

N_{60} = média dos valores de SPT₆₀ para o solo entre a ponta da estaca e a profundidade equivalente a duas vezes o diâmetro da ponta abaixo desta; e

q'_e = resistência última da ponta da estaca.

Segundo CODUTO (1994), N_{60} equivale à eficiência de 60% para o ensaio “Standart Penetration Test”, em que o peso de 65 kg cai de uma altura de 75 cm.

Esse método de determinação de capacidade de carga não se aplica a estacas com diâmetro superior a 1.200 mm.

2.5.1.2.4.1.2. Determinação do atrito lateral – método β

O método β é o mais indicado para determinação do atrito lateral de estacas escavadas em solos não-coesivos:

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad 2.5.14$$

$$\beta = K \cdot \tan \varphi_s \quad 2.5.15$$

em que

f_s = atrito lateral unitário;

σ'_v = tensão efetiva vertical no ponto médio da camada de solo;

K = coeficiente de pressão lateral de solo; e

φ_s = ângulo de atrito solo-estaca.

Os valores de φ_s e K podem ser determinados de acordo com os Quadros 7 e 8.

Quadro 7 - Valores típicos ϕ_s/ϕ (ângulo de atrito solo-estaca / ângulo de atrito solo), para projeto de estacas escavadas

Método Construtivo	$\frac{\phi_s}{\phi}$
--------------------	-----------------------

Escavação a céu aberto ou encamisamento temporário	1,0
Método da lama bentonítica - mínima formação de “cake”	1,0
Método da lama bentonítica - máxima formação de “cake”	0,8
Escavação permanente	0,7

Fonte: adaptado de Kulhawy (1994), citado por CODUTO (1994).

Quadro 8 - Valores típicos K/K_0 (coeficiente de pressão lateral / coeficiente de pressão lateral no repouso), para projeto de estacas escavadas

Método Construtivo	$\frac{K}{K_0}$
Escavação a seco com mínima perturbação lateral e concretagem imediata	1,0
Lama bentonítica (mão-de-obra qualificada)	1,0
Lama bentonítica (mão-de-obra sem qualificação)	2/3
Escavação abaixo do nível da água	5/6

Fonte: adaptado de Kulhawy (1991), citado por CODUTO (1994).

Quadro 9 - Valores de ϕ_s/ϕ para interface solo-estaca

Tipos de Solo e Estacas	$\frac{\phi_s}{\phi}$
Areia/concreto rugoso - concreto fabricado <i>in loco</i>	1,0
Areia/concreto liso - concreto pré-fabricado	0,8 – 1,0
Areia/aço rugoso - aço corrugado	0,7 – 0,9
Areia/aço liso - aço pintado com betume	0,5 – 0,7
Areia/madeira	0,8 – 0,9

Fonte: adaptado de Kulhawy et al. (1983), citados por CODUTO (1994).

Outra alternativa para determinação de β é o emprego, mais uma vez, da fórmula empírica sugerida por Reese e O'Neill (1989), citados por CODUTO (1994):

$$\beta = 1,5 - (0,135 \cdot \sqrt{\frac{z}{Br}}) \quad \text{com } 0,25 \leq \beta \leq 1,20 \quad 2.5.16$$

em que

B_r = profundidade de referência = 300 mm = 0,30 m; e

z = cota do ponto médio da camada em relação à superfície do terreno.

2.5.1.2.4.2. Solos coesivos

2.5.1.2.4.2.1. Determinação da resistência de ponta

Reese e O'Neill (1989), citados por CODUTO (1994), sugerem a seguinte função para a determinação da capacidade de carga da ponta de uma estaca em solo coesivo:

$$q'_e = N_c \cdot s_u \leq 4000 \text{ kPa} \quad 2.5.17$$

$$N_c = 6 \cdot [1 + 0,2 \cdot (\frac{D}{B_b})] \leq 9 \quad 2.5.18$$

em que

N_c = fator de capacidade de carga;

D = comprimento da estaca;

B_b = diâmetro da base da estaca; e

s_u = resistência ao cisalhamento não-drenada da camada de solo compreendida entre a base da estaca e uma distância de dois diâmetros abaixo desta.

Quadro 10 - Relação entre consistência e tensão cisalhante não-drenada para as argilas

Consistência	Resistência ao Cisalhamento (KPa) Não-Drenada (s_u)
Muito mole	< 12
Mole	12 - 25
Média	25 - 50
Rija	50 - 100

Fonte: adaptado de Terzaghi e Peck (1967), citados por CODUTO (1994).

2.5.1.2.4.2.1.1. Método α

Segundo CODUTO (1994), o método α pode ser considerado mais usual para determinação da resistência do atrito lateral em estacas escavadas.

$$F_s = \alpha \cdot s_u \quad 2.5.19$$

em que

α = fator de adesão; e

s_u = tensão cisalhante não-drenada ao longo do fuste.

Com base em ensaios de campo e provas de carga, Reese e O'Neill (1989), citados por CODUTO (1994), recomendam valores de $\alpha = 0,55$ para solos com S_u (resistência ao cisalhamento não-drenada) inferior a 190 kPa. Sugerem, também, ignorar o atrito lateral em uma faixa a 1,50 m abaixo da cota de arrasamento e em uma faixa equivalente ao diâmetro da estaca, acima da ponta.

2.5.1.3. Influência do efeito de grupo na capacidade de carga das estacas escavadas

As análises que se procederam até aqui referiram-se à determinação da capacidade de carga em estacas isoladas. Porém, sabendo-se que, normalmente, uma só estaca não representa uma solução satisfatória às cargas de serviço usuais, utiliza-se a associação de estacas em grupos de duas ou mais estacas.

2.5.1.4. Eficiência do grupo

Segundo BOWLES (1988), as estacas de um grupo de estacas e o solo que as envolve interagem entre si de forma muito complexa. A capacidade de carga nominal de um bloco de fundação de n estacas não é necessariamente equivalente à capacidade de carga de uma estaca isolada multiplicada pelas n estacas. A eficiência deste grupo depende de vários fatores:

1. número, comprimento, diâmetro, arranjo e espaçamento das estacas;
2. modo de transferência de carga (atrito lateral *versus* resistência de ponta);
3. procedimentos de construção durante a instalação das estacas;
4. seqüência de instalação das estacas;
5. tipo de solo;
6. tempo de cravação (caso de estacas de deslocamento);
7. interação, caso seja considerada, entre o bloco de coroamento e o solo; e
8. direção de aplicação da carga.

A capacidade de carga de um grupo de estacas pode ser definida em função do fator de eficiência de grupo (η), segundo CODUTO (1994).

$$P_{ag} = \frac{[\eta \cdot N (P'_e + P_s)]}{F} \quad 2.5.20$$

em que

P_{ag} = capacidade de carga admissível do grupo de estacas;

η = fator de eficiência de grupo;

N = número de estacas do grupo;

P'_e = resistência de ponta de uma estaca isolada;

P_s = atrito lateral de uma estaca isolada; e

F = fator de segurança.

Dentre algumas expressões mais usuais para determinação das eficiências, Converse e Labarre (1941), citados por BOWLES (1988), desenvolveram uma expressão para o fator de eficiência de grupo para estacas com base na geometria do grupo:

$$\eta = 1 - \theta \frac{[(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n]}{(90 \text{ mm})} \quad 2.5.21$$

$$\theta = \tan^{-1} (B/s) \quad 2.5.22$$

em que

η = fator de eficiência de grupo;

θ = fator expresso em graus;

n = número de estacas por fila;

m = número de filas de estacas;

s = distância entre eixos das estacas; e

B = diâmetro da estaca, ou lado, para estacas de seção quadrada.

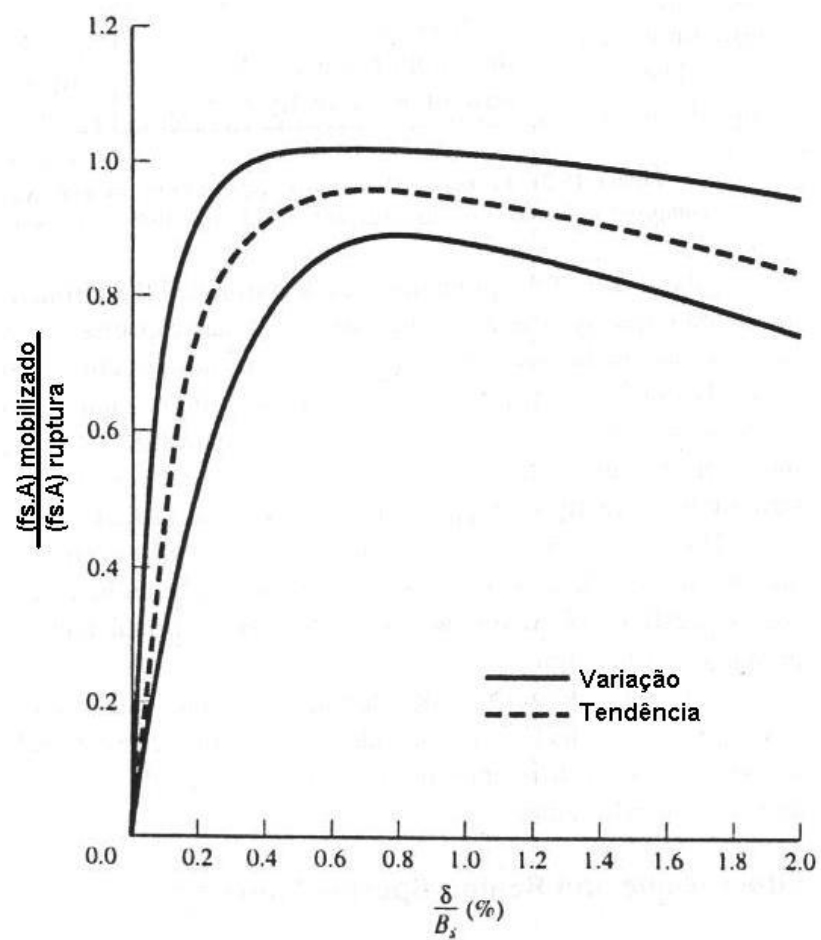
2.6. Determinação de recalques máximos admissíveis

2.6.1. Previsão de recalque para estacas isoladas

Os recalques em estacas escavadas, dimensionadas de acordo com as prescrições apresentadas anteriormente, encontram-se entre os limites aceitáveis para a grande maioria das estruturas. Normalmente esses recalques, para as cargas de serviço, apresentam-se menores que 25 mm. Reese e O'Neill (1988), citados por CODUTO (1994), apresentaram ábacos para determinação de recalques, para estacas assentes em solos coesivos e granulares.

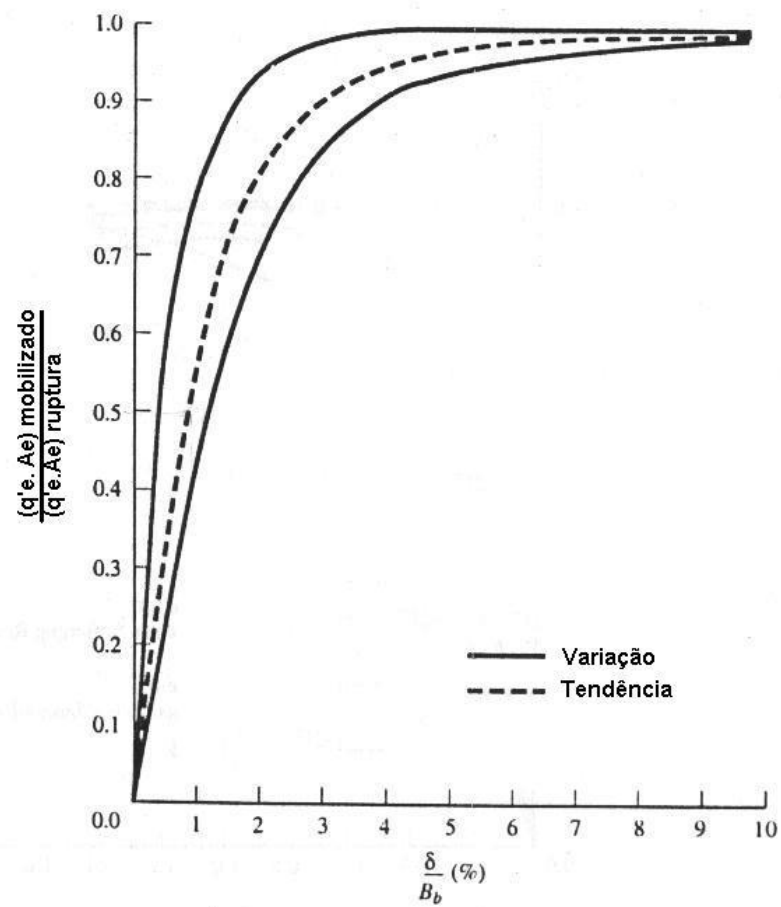
As curvas desenvolvidas por REESE e O'NEILL (1988), citados por CODUTO (1994), apresentadas nas Figuras 1, 2, 3 e 4, sugerem estimativas para determinação de recalques em estacas escavadas solicitadas a carregamentos axiais de serviço.

As curvas apresentam as estimativas de recalque, por meio da razão entre as capacidades de carga mobilizada, $(f_s A_s)_{\text{mobilizada}}$, e a carga última de serviço, $(f_s A_s)_{\text{ruptura}}$, relacionadas à geometria da estaca, sendo δ o recalque do topo da estaca e B_s o diâmetro do fuste da estaca, f_s a resistência específica / atual, A_s a área lateral, para o caso de estacas escavadas.



Fonte: CODUTO (1994).

Figura 1 - Transferência de carga por atrito lateral *versus* recalque para estacas escavadas em solos coesivos.



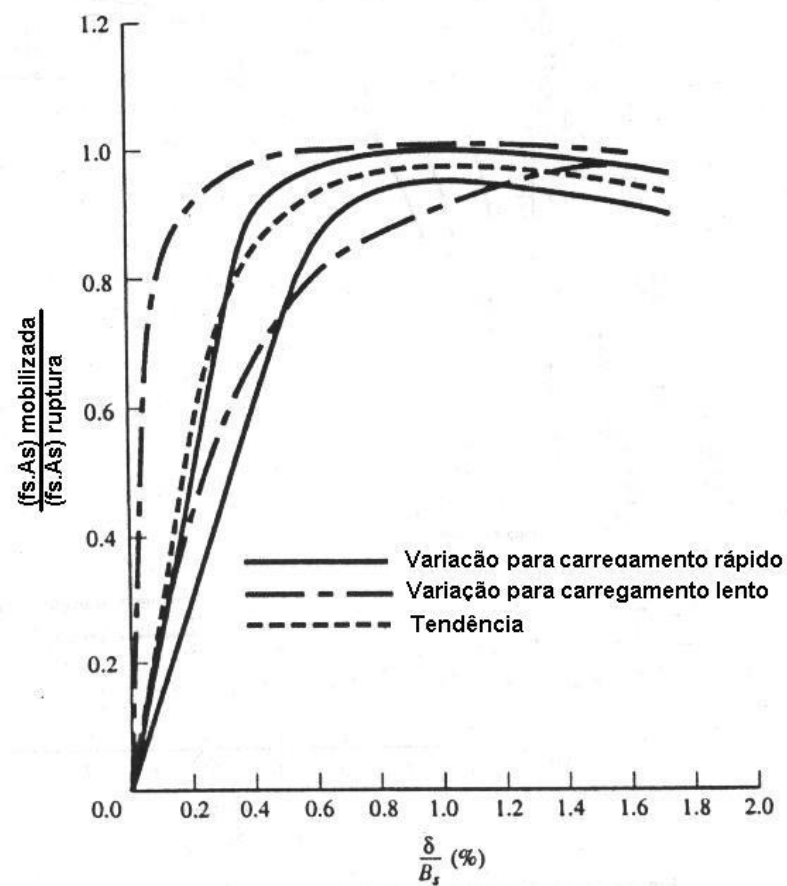
Fonte: CODUTO (1994).

Figura 2 - Transferência de carga por resistência de ponta *versus* recalque para estacas escavadas em solos coesivos.

q'_e = resistência de ponta líquida

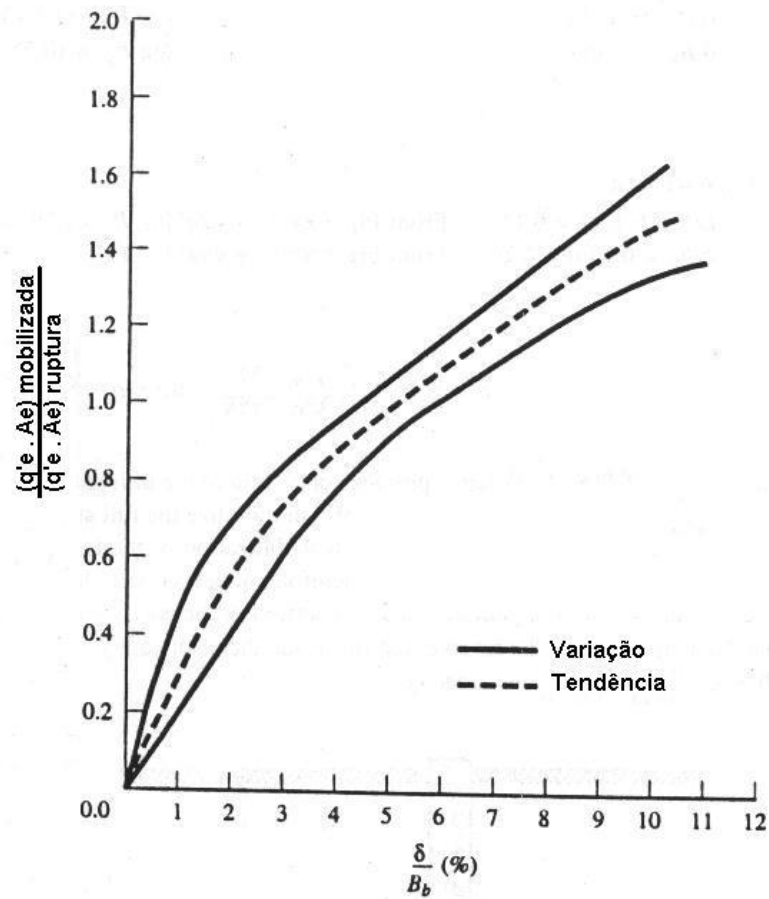
A_e = área de ponta da estaca

B_b = diâmetro da ponta da estaca



Fonte: CODUTO (1994).

Figura 3 - Transferência de carga por atrito lateral *versus* recalque para estacas escavadas em solos não-coesivos.



Fonte: CODUTO (1994).

Figura 4 - Transferência de carga por resistência de ponta *versus* recalque para estacas escavadas em solos não-coesivos.

2.6.1.1. Determinação de recalques para grupos de estacas

MEYERHOF (1976), citado por CODUTO (1994), propôs o seguinte método empírico para determinação de recalques em grupos de estacas em solos não-coesivos, tendo apresentado as equações a seguir:

Determinação do recalque δ para um grupo de estacas com emprego dos valores N_{SPT} e em função da geometria do grupo de estacas.

$$\text{- Equação a:} \quad \delta = \frac{0,17.B_r.q'e.I.\sqrt{\frac{B_g}{B_r}}}{\sigma.N'60} \quad 2.6.1$$

Determinação do recalque δ para um grupo de estacas com emprego dos valores CPT e em função da geometria do grupo de estacas.

$$\text{- Equação b:} \quad \delta = \frac{q'e.I.B_g}{2.q_c} \quad 2.6.2$$

Determinação da pressão unitária equivalente para o grupo de estacas.

$$\text{- Equação c:} \quad q'e = \frac{P_g}{L_g} \quad 2.6.3$$

Determinação do parâmetro I, que representa um coeficiente de minoração aplicado aos recalques, calculados em função da profundidade efetiva de contribuição, da reação da estaca a carregamentos pelo atrito lateral (z_i) e da largura do bloco de estacas (B_q).

$$\text{- Equação d:} \quad I = 1 - \left(\frac{z_i}{8.B_g}\right) \leq 0,5 \quad 2.6.4$$

em que

δ = recalque do grupo de estacas;

B_r = profundidade de referência = 0,034m;

q'_e = pressão unitária equivalente;

B_g = largura do bloco do grupo de estacas;

P_g = carga total no bloco

L_g = comprimento do grupo de estacas;

σ_r = tensão de referência = 1kg/cm² ou 0,1MPa

q_c = resistência à penetração CPT, entre as profundidades z_i e $z_i + B_g$;

N'_{60} = valor do SPT N, entre as profundidades z_i e $z_i + B_g$, com correção de sobrecarga; e

z_i = região de contribuição efetiva do atrito lateral das estacas (adotar $z_i = 0,75.L_g$)

Citado por CODUTO (1994), MEYERHOF (1976) procedeu a 16 determinações com base nos ensaios SPT e a 18 com base no CPT, todos em verdadeira grandeza, nos quais foram observados os recalques em grupo de estacas reais. Em todas as situações, os recalques reais nunca foram maiores que 8 mm em relação àqueles determinados “teoricamente” pelas equações mostradas.

Segundo as recomendações de REESE (1977), os recalques das estacas dimensionadas de acordo com as prescrições descritas não terão recalques maiores que 25 mm, o que se torna válido desde que as solicitações últimas estejam minoradas por coeficientes de segurança adequados.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Introdução

Os ensaios de campo foram realizados em uma área remanescente, situada atrás do pátio de estacionamento do LEC (Laboratório de Engenharia Civil da UFV), local reservado para pesquisas de solos, estruturas de contenção e fundações (Figura 5).

As estacas executadas para prova de carga, a estrutura de carregamento, o atirantamento e a reação tiveram como base o esquema apresentado na Figura 6.

3.2. Subsolo

O subsolo, pesquisado por meio da sondagem SPT, apresenta baixa capacidade de suporte, o que justifica o emprego das estacas em solo-cimento aditivado como elemento de reforço.

As estacas propostas neste trabalho têm por finalidade a melhoria da capacidade de suporte dos elementos estruturais de fundação por meio da inclusão do solo-cimento no subsolo, criando regiões de melhores características.

FUNARBE

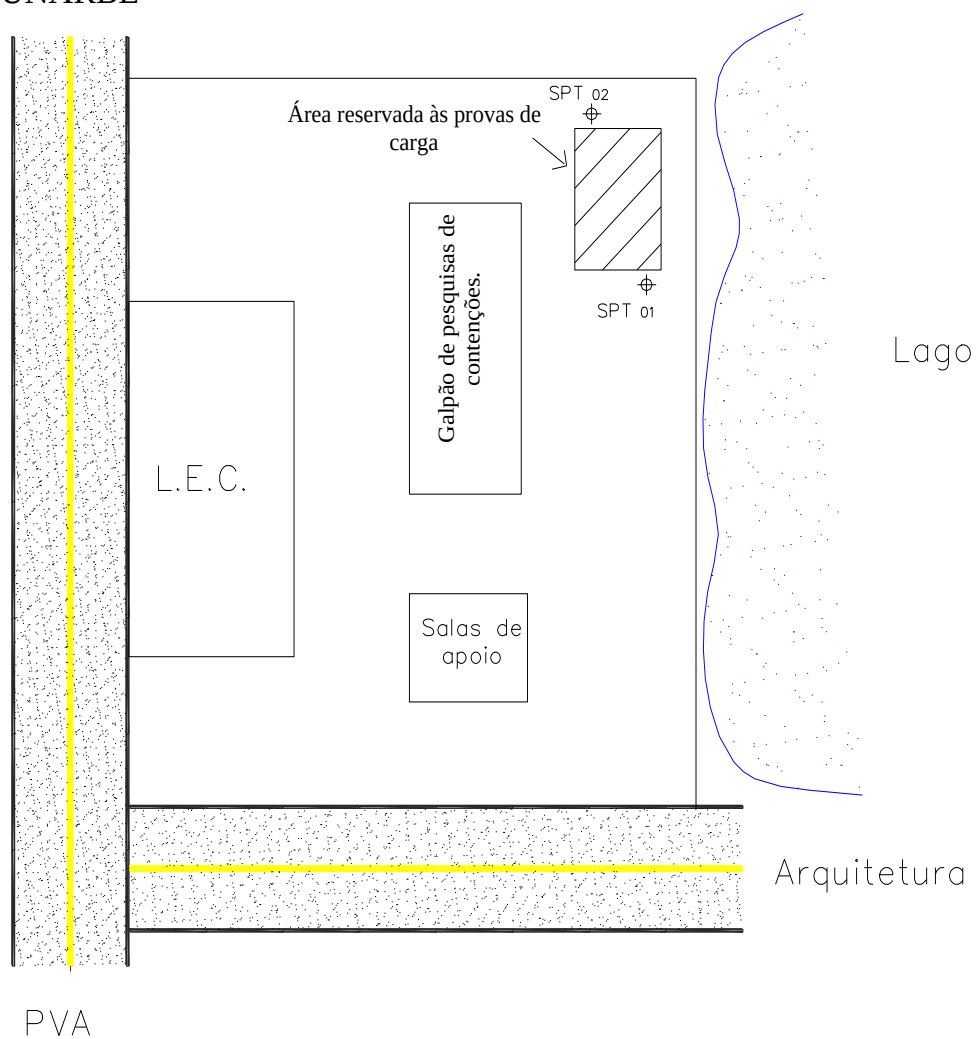


Figura 5 - Situação da área reservada para as provas de carga.

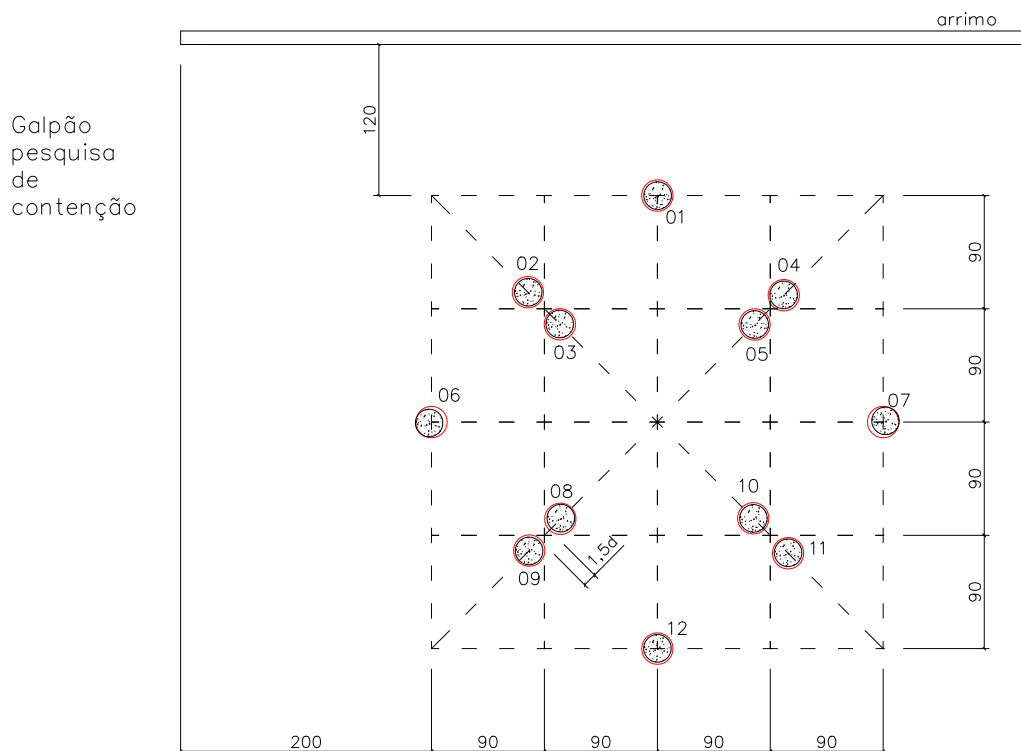


Figura 6 - Esquema de localização dos furos das estacas submetidas a provas de carga.

As estacas escavadas em solo-cimento também podem ser empregadas como elemento de reforço à estrutura de fundação rasa, dispostas axial e diametralmente em relação aos carregamentos, colocadas na base dessas estruturas.

3.3. Material

3.3.1. Solo empregado na dosagem do solo-cimento

O solo utilizado como material componente do solo-cimento foi coletado em jazidas de extração ao longo da bacia do rio Piranga, nas imediações da cidade de Ponte Nova - MG.

3.3.1.1. Análise granulométrica

As análises granulométricas do solo empregado na mistura solo-cimento foram conduzidas segundo a NBR 7181/84 - Análise Granulométrica - Associação Brasileira de Normas Técnicas e NOGUEIRA (1995). Os resultados foram representados através da curva de distribuição granulométrica em escala semilogarítmica, apresentada à Figura 7 e Quadro 11.

Quadro 11 - Identificação do solo empregado na mistura solo-cimento

W (%)	Limite Consistência			Peso Esp. Grãos γs(KN/m³)	Granulometria (mm)			
					(%) Retido			
	LL	LP	IP		0,05	0,42	2,0	4,8
6,85	NP	NP	NP	27	2,74	74,52	5,51	0

3.3.1.2. Índices físicos

A umidade natural do solo foi obtida segundo a NBR 6457/86, com o emprego do método da estufa, com secagem a temperaturas entre 100 e 105° C, por período de 24 horas.

A determinação do peso específico dos grãos para o solo empregado na mistura solo-cimento foi conduzida segundo a NBR 6508/84 - Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica, com o emprego do método do picnômetro de 500 ml.

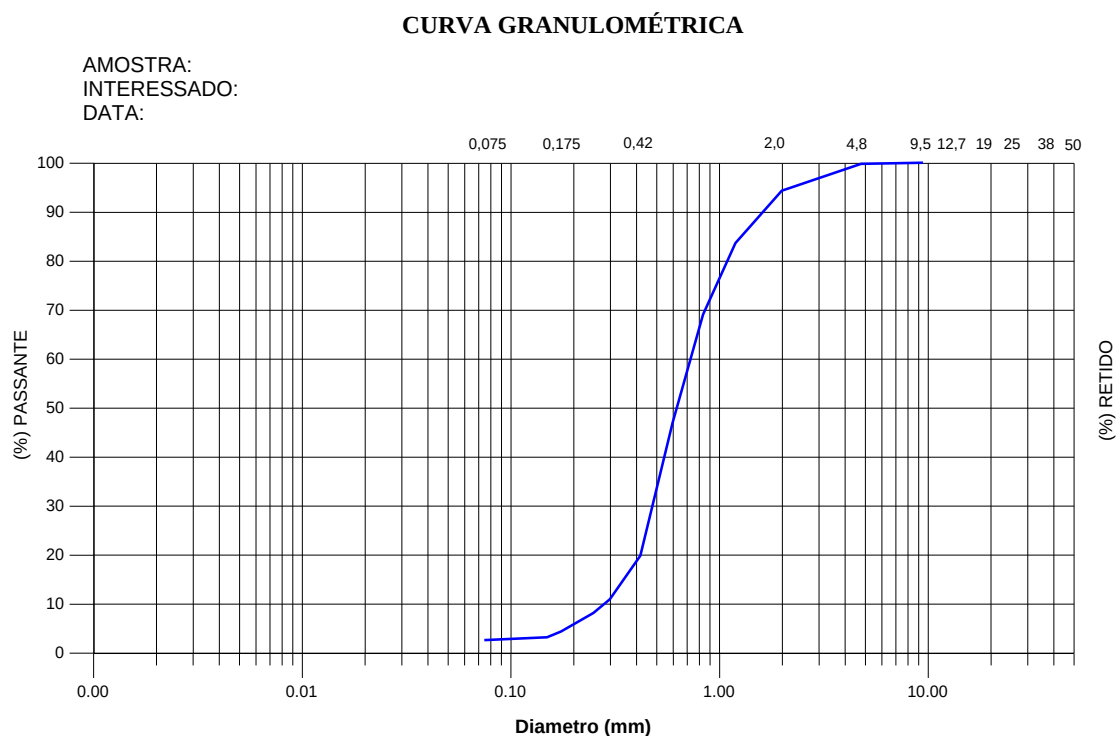


Figura 7 - Curva granulométrica do solo empregado na mistura solo-cimento.

3.3.1.3. Ensaios de compactação

O ensaio de compactação utilizado para dosagem do solo-cimento foi conduzido segundo a MB 3359/90 - Solo-Cimento - Ensaio e compactação. Os valores dos pesos específicos máximos (γ_s máx) e as correspondentes umidades ótimas (w_{ot}) obtidas estão mostradas no Quadro 12, os cálculos desenvolvidos para a determinação desses parâmetros seguem descritos nos Quadros 13 a 18.

Quadro 12 - Resultados de γ_s máx. em função dos teores de cimento utilizados

Teor Cimento (%)	4	6	8	10	12	14
w_{ot} (%)	5,8	7,0	8,0	8,2	8,7	9,0
γ_s máx (kN/m ³)	16,68	16,87	17,16	17,21	17,29	17,53

Quadro 13 - Ensaio de compactação - teor de cimento 4%

Data:		Operador:		Amostra:	
Energia de Compactação		Proctor Normal			
Tipo de Solo:	Mistura solo-cimento			OBS.:	Série 02
Teor de Cimento:	4%			Teor de cimento em massa	
Resultados		Dados do Ensaio			
Dens. Máx. Aparente		Molde:	03		
Umidade Ótima		Volume Molde:	987 cm³		
		Peso Molde:	21,45N		
		Peso Amostra:	30,0N		
Ponto	1	2	3	4	5
Peso Amostra Compactada e Peso do Cilindro (x10 ⁻² N)	38,18	38,65	38,75	38,82	38,87
Peso Amostra Compactada (N)	16,73	17,20	17,30	17,37	17,42
Dens. Solo Úmido	1,695	1,743	1,753	1,760	1,765
Determinação do Teor de Umidade					
Cápsula	14	11	24	25	83
Peso Solo Úmido + Cápsula (N)	0,8825	0,9002	0,8700	0,9103	0,9008
Peso Solo Seco + Cápsula (N)	0,8591	0,8715	0,8401	0,8776	0,8589
Peso da Água (x10 ⁻² N)	2,34	2,87	2,99	3,27	4,19
Peso da Cápsula (x10 ⁻² N)	29,04	29,34	28,16	29,12	29,40
Peso Solo Seco (x10 ⁻² N)	56,87	57,81	55,85	58,64	56,49
Porcentagem de Umidade (%)	4,11	4,96	5,35	5,58	7,42
Dens. Solo Seco	1,628	1,660	1,664	1,667	1,643

Quadro 14 - Ensaio de compactação - teor de cimento 6%

Data:		Operador:		Amostra:	
Energia de Compactação		Proctor Normal			
Tipo de Solo:	Mistura solo-cimento			OBS.:	Série 02
Teor de Cimento:	6%			Teor de cimento em massa	
Resultados		Dados do Ensaio			
Dens. Máx. Aparente Umidade Ótima		Molde:	03		
		Volume Molde:	987	cm³	
		Peso Molde:	21,45N		
		Peso Amostra:	31,80N		
Ponto	1	2	3	4	5
Peso Amostra Compactada e Peso do Cilindro (x10 ⁻² N)	38,25	38,95	39,30	39,41	39,37
Peso Amostra Compactada (x10 ⁻² N)	16,80	17,50	17,85	17,96	17,92
Dens. Solo Úmido	1,702	1,773	1,809	1,820	1,816
Determinação do Teor de Umidade					
Cápsula	51	16	29	11	35
Peso Solo Úmido + Cápsula (N)	0,9232	0,8882	0,9167	0,9961	0,9745
Peso Solo Seco + Cápsula (N)	0,9007	0,8566	0,8733	0,9376	0,9045
Peso da Água (x10 ⁻² N)	2,25	3,16	4,34	5,85	7,00
Peso da Cápsula(x10 ⁻² N)	29,32	28,49	28,28	29,34	28,99
Peso Solo Seco(x10 ⁻² N)	60,75	57,17	59,05	64,42	61,46
Porcentagem de Umidade (%)	3,70	5,53	7,35	9,08	11,39
Dens. Solo Seco	1,641	1,680	1,685	1,668	1,630

Quadro 15 - Ensaio de compactação - teor de cimento 8%

Data:		Operador:		Amostra:	
Energia de Compactação		Proctor Normal			
Tipo de Solo:	Mistura solo-cimento			OBS.:	Série 02
Teor de Cimento:	8%			Teor de cimento em massa	
Resultados		Dados do Ensaio			
Dens. Máx. Aparente		Molde:	03		
Umidade Ótima		Volume Molde:	987	cm3	
		Peso Molde:	21,45N		
		Peso Amostra:	33,00N		
Ponto	1	2	3	4	5
Peso Amostra Compactada e Peso do Cilindro (x10 ⁻² N)	38,78	39,20	39,63	39,80	40,00
Peso Amostra Compactada (N)	17,33	17,75	18,18	18,35	18,55
Dens. Solo Úmido	1,756	1,798	1,842	1,859	1,879
Determinação do Teor de Umidade					
Cápsula	19	4	83	45	41
Peso Solo Úmido + Cápsula (N)	0,9096	0,8772	0,8957	0,8814	0,9648
Peso Solo Seco + Cápsula (N)	0,8864	0,8449	0,8514	0,8296	0,8943
Peso da Água (x10 ⁻² N)	23,20	32,30	44,3,	51,80	70,50
Peso da Cápsula (x10 ⁻² N)	28,29	29,03	29,40	28,54	28,82
Peso Solo Seco (x10 ⁻² N)	60,35	55,46	55,74	54,42	60,61
Porcentagem de Umidade (%)	3,84	5,82	7,95	9,52	11,63
Dens. Solo Seco	1,691	1,699	1,706	1,698	1,684

Quadro 16 - Ensaio de compactação - teor de cimento 10%

Data:		Operador:		Amostra:	
Energia de Compactação		Proctor Normal			
Tipo de Solo:		Mistura solo-cimento		OBS.:	Série 02
Teor de Cimento: 10%				Teor de cimento em massa	
Resultados		Dados do Ensaio			
Dens. Máx. Aparente		Molde:	03		
Umidade Ótima		Volume Molde:	987	cm³	
		Peso Molde:	21,45N		
		Peso Amostra:	32,40N		
Ponto	1	2	3	4	5
Peso Amostra Compactada e Peso do Cilindro (x10 ⁻² N)	39,18	39,65	39,98	40,08	40,18
Peso Amostra Compactada (N)	17,73	18,20	18,53	18,63	18,73
Dens. Solo Úmido	1,796	1,844	1,877	1,888	1,898
Determinação do Teor de Umidade					
Cápsula	88	96	25	45	58
Peso Solo Úmido + Cápsula (N)	0,9330	0,8898	0,9546	0,9415	1,0187
Peso Solo Seco + Cápsula (N)	0,8990	0,8477	0,8950	0,8737	0,9318
Peso da Água (x10 ⁻² N)	34,00	42,10	59,60	67,80	86,90
Peso da Cápsula (x10 ⁻² N)	29,68	28,80	29,12	28,54	28,34
Peso Solo Seco (x10 ⁻² N)	60,22	55,97	60,38	58,83	64,84
Porcentagem de Umidade (%)	5,65	7,52	9,87	11,52	13,40
Dens. Solo Seco	1,700	1,715	1,709	1,692	1,673

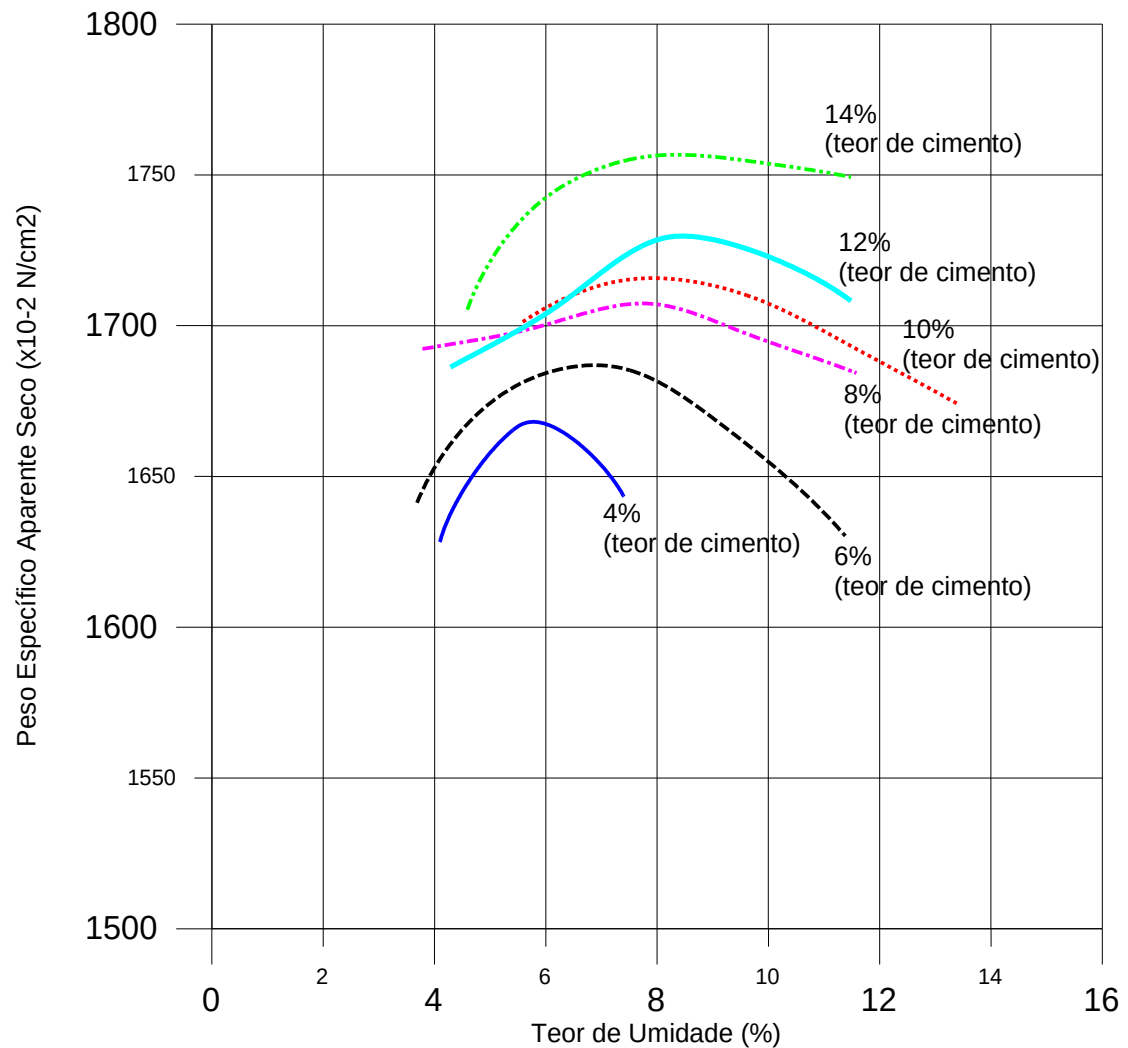
Quadro 17 - Ensaio de compactação - teor de cimento 12%

Data:		Operador:		Amostra:		
Energia de Compactação		Proctor Normal				
Tipo de Solo:	Mistura solo-cimento			OBS.:	Série 02	
Teor de Cimento:	12%			Teor de cimento em massa		
Resultados		Dados do Ensaio				
Dens. Máx. Aparente		Molde:	03			
Umidade Ótima		Volume Molde:	987	cm³		
		Peso Molde:	21,45N			
		Peso Amostra:	33,60N			
Ponto		1	2	3	4	5
Peso Amostra Compactada e Peso do Cilindro (N)		38,80	39,33	39,92	40,10	40,24
Peso Amostra Compactada (N)		17,35	17,88	18,47	18,65	18,79
Dens. Solo Úmido		1,758	1,812	1,871	1,890	1,904
Determinação do Teor de Umidade						
Cápsula	96	52	18	79	89	
Peso Solo Úmido + Cápsula (N)	0,8712	0,9199	0,8967	0,9864	0,9537	
Peso Solo Seco + Cápsula (N)	0,8472	0,8827	0,8501	0,9259	0,8853	
Peso da Água (x10 ⁻² N)	24,00	37,20	46,60	60,50	68,40	
Peso da Cápsula (x10 ⁻² N)	28,80	28,61	28,29	29,04	29,11	
Peso Solo Seco (x10 ⁻² N)	55,92	59,66	56,72	63,55	59,42	
Porcentagem de Umidade (%)	4,29	6,24	8,22	9,52	11,51	
Dens. Solo Seco	1,686	1,705	1,729	1,725	1,707	

Quadro 18 - Ensaio de compactação - teor de cimento 14%

Data:		Operador:		Amostra:	
Energia de Compactação		Proctor Normal			
Tipo de Solo:	Mistura solo-cimento	OBS.:		Série 02	
Teor de Cimento:	14%			Teor de cimento em massa	
Resultados		Dados do Ensaio			
Dens. Máx. Aparente		Molde:	03		
Umidade Ótima		Volume Molde:	987	cm³	
		Peso Molde:	21,45N		
		Peso Amostra:	34,20N		
Ponto	1	2	3	4	5
Peso Amostra Compactada e Peso do Cilindro (N)	39,05	39,67	40,15	40,46	40,70
Peso Amostra Compactada (N)	17,60	18,22	18,70	19,01	19,25
Dens. Solo Úmido	1,783	1,846	1,895	1,926	1,950
Determinação do Teor de Umidade					
Cápsula	11	42	54	88	12
Peso Solo Úmido + Cápsula (N)	0,9523	0,9359	0,9729	0,9322	1,0803
Peso Solo Seco + Cápsula (N)	0,9236	0,8992	0,9234	0,8756	0,9988
Peso da Água (x10 ⁻² N)	28,70	36,70	49,50	56,60	81,50
Peso da Cápsula (x10 ⁻² N)	29,34	29,03	29,78	29,68	29,19
Peso Solo Seco (x10 ⁻² N)	63,02	60,89	62,56	57,88	70,69
Porcentagem de Umidade (%)	4,55	6,03	7,91	9,78	11,53
Dens. Solo Seco	1,706	1,741	1,756	1,754	1,749

A Figura 8, mostrada abaixo representa as variações de peso específico aparente seco máximo para as amostras ensaiadas a diferentes teores de cimento e umidade.



Curva 4% (peso)
hot = 5,80 %
GAMAmáx = 1,668

Curva 6%
hot = 7,00 %
GAMAmáx = 1,687

Curva 8%
hot = 8,00 %
GAMAmáx = 1,716

Curva 10%
hot = 8,20 %
GAMAmáx = 1,721

Curva 12%
hot = 8,70 %
GAMAmáx = 1,729

Curva 14%
hot = 9,00 %
GAMAmáx = 1,753

Figura 8 – Superposição das curvas de compactação para teores de cimento variando de 4% a 14% em peso.

Analizando-se os pontos de máximos pesos específicos e os correspondentes teores de cimento, traçou-se a curva apresentada à Figura 09. Nota-se claramente um grande aumento dos pesos específicos com o incremento do teor de cimento até o limite de 8%. Após 8%, com a adição de mais cimento até o limite de 12%, o peso específico aparente seco máximo, praticamente se estabiliza, para depois voltar a aumentar rapidamente até os 14%, o que não representa uma vantagem, tendo em vista o custo elevado do cimento.

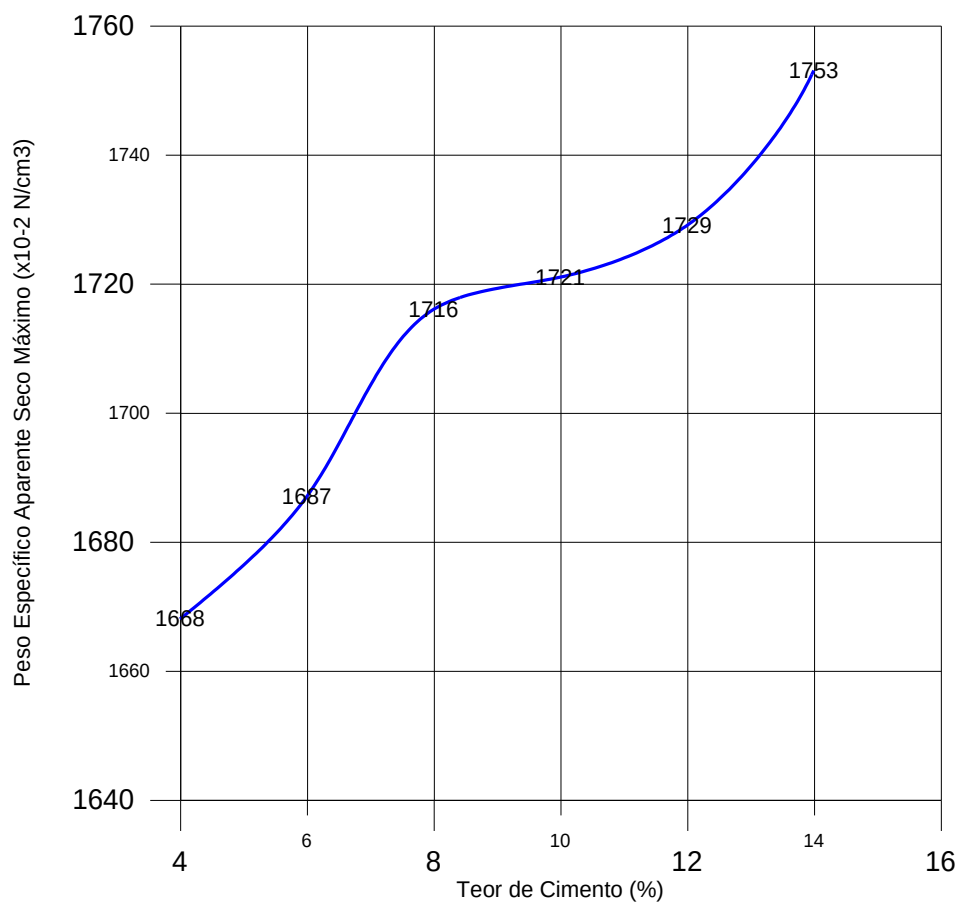


Figura 9 - Variação do peso específico aparente seco máximo em função do teor de cimento.

Na curva abaixo, representada pela Figura 10, observa-se , para a relação entre o teor de cimento e a umidade ótima, comportamento semelhante ao do peso específico aparente seco máximo, representado na Figura 08.

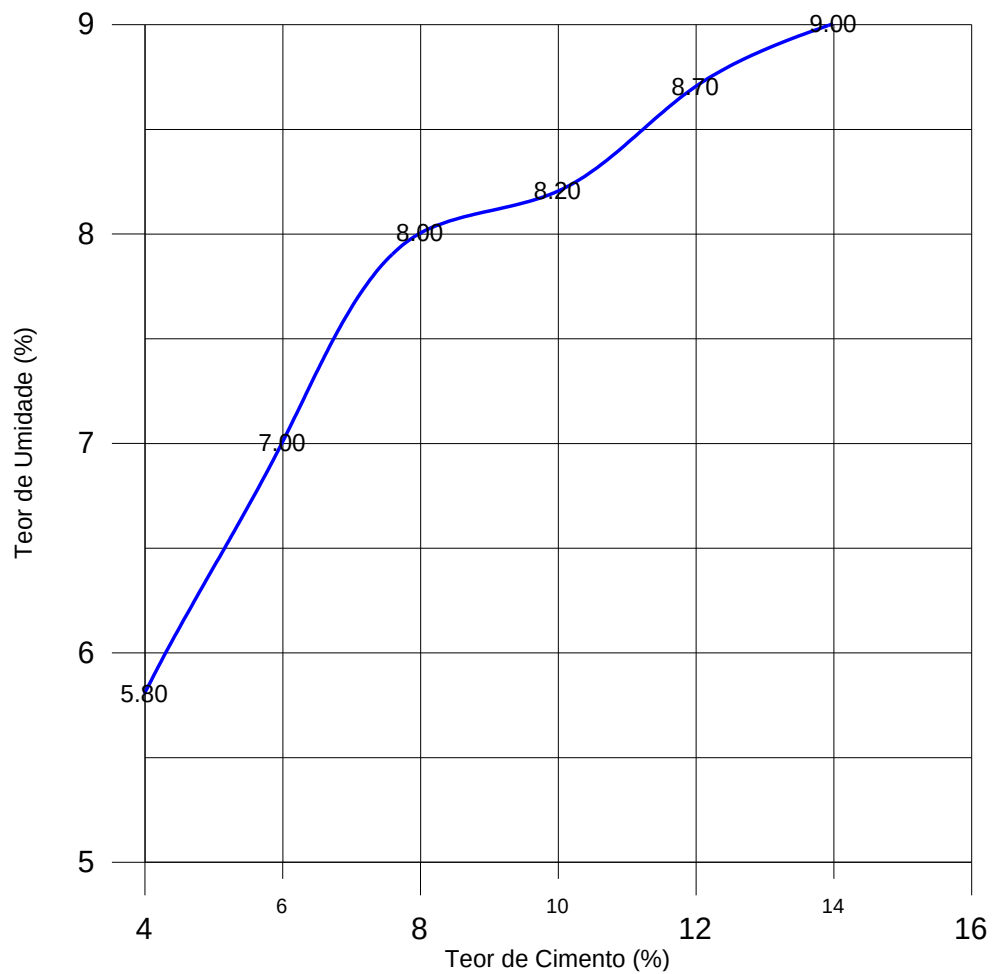


Figura 10 - Variação do teor de umidade ótimo dos corpos-de-prova em função do teor de cimento.

3.3.2. Solo-cimento aditivado

3.3.2.1. Dosagem

A escolha do teor de cimento adequado para a dosagem solo-cimento foi conduzida segundo os critérios de dosagem abordados pela ABCP e confirmados em laboratório com o emprego de ensaios de compactação (MB 3359/90), normatizados para obras de infra-estrutura rodoviária. Adotou-se essa postura em virtude de o emprego do material solo-cimento em fundações profundas ser uma abordagem ainda muito recente, sem normas específicas ou procedimentos pré-definidos.

A mistura solo-cimento para dosagem sugerida pela ABCP não possuía características mínimas de resistência à compressão. Com a mistura do aditivo para concreto Sikament, obteve-se uma melhoria significativa não só nas propriedades de resistência à compressão, como também de permeabilidade, o que garante um consumo mínimo de cimento com melhoria de propriedades mecânicas.

Portanto, a dosagem especificada para construção dos elementos de prova de carga ficou determinada, de acordo com as prescrições mínimas de norma, como sendo 8% de cimento em peso incrementado da adição de Sikament, a fim de possibilitar a obtenção das resistências mínimas especificadas por normas.

3.3.2.2. Moldagem dos corpos-de-prova

A moldagem dos corpos-de-prova procurou seguir, ou simular, as situações que seriam encontradas em campo, quando da aplicação do material ao fim a que se propõe.

Os corpos-de-prova foram moldados em moldes cilíndricos com volume de 987dm³, utilizados para ensaio de compactação. Esses corpos-de-prova

receberam compactação com energia equivalente à do Proctor Normal. A energia aplicada foi dimensionada de acordo com a equação:

$$E = \frac{p.L.n.N}{V} \quad 3.3.2.1$$

em que

E = energia aplicada ao solo por unidade de volume (MPa)

p = peso do soquete (N)

L = altura de queda do soquete (m)

n = número de camadas

N = número de golpes aplicado a cada camada

V = volume do cilindro (m³)

A partir disso, foram depositados em câmara úmida. Os corpos-de-prova em que se procurou simular as condições de lançamento e cura submersos no campo também tiveram sua moldagem no sentido de procurar reproduzir essas circunstâncias.

3.3.2.3. Cura dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova, depois de moldados em grupos pré estabelecidos de 06 corpos de prova, foram conduzidos para a câmara úmida do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora, onde permaneceram por 7, 14, 21, 28 e 37 dias. Aqueles corpos-de-prova submetidos à cura submersa também foram imediatamente imersos em água, concomitante ao lançamento e à compactação.

Os resultados obtidos após decorridas as etapas de cura, podem ser analisados à partir dos dados apresentados à Figura 11.

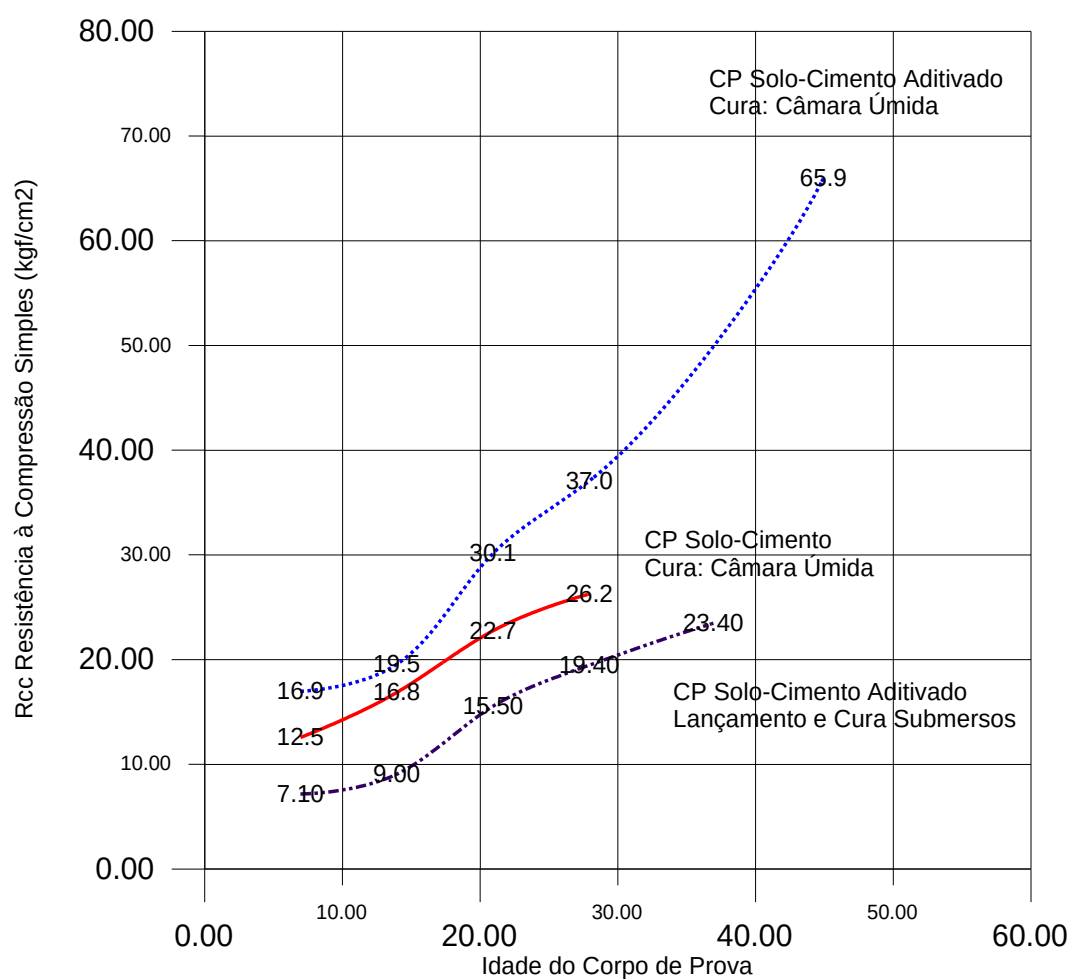


Figura 11 - Ensaio de compressão simples. Relação entre a variação do teor percentual de aditivo e da resistência à compressão simples dos corpos-de-prova de solo-cimento.

3.3.2.4. Controle de umidade

No laboratório o teor de água adicionado à mistura solo-cimento aditivado pôde ser rigorosamente controlado mas, no campo, esse teor teve de ser adicionado gradativamente, em função de se utilizar de uma betoneira, e não de um misturador horizontal de solo.

Visando a obtenção de uma mistura mais homogênea, foram adicionadas 12 esferas de aço à mistura, tentando simular a presença de agregados, procurando, assim, homogeneizar a mistura e maximizar a eficiência da betoneira.

3.3.3. Cimento

O cimento utilizado foi tipo Portland comum, CP II E-32, que já havia sido submetido a ensaios de análise de suas características pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil do LEC.

As normas da ABNT, a partir de 1991, classificam os cimentos Portlands em:

- a) Cimento Portland Comum:
 - CP I – Cimento Portland Comum.
 - CP I - S – Cimento Portland Comum com Adição.
- b) Cimento Portland Composto:
 - CP II - E – Cimento Portland Composto com Escória.
 - CP II - P – Cimento Portland Composto com Pozolana.
 - CP II - F – Cimento Portland Composto com Filler.
- c) Cimento Portland de Alto-Forno: CP III.
- d) Cimento Portland Pozolânico: CP IV.
- e) Cimento Portland de Alta Resistência Inicial: CP V - ARI.
- f) Cimento Portland Resistente a Sulfatos: RS.
- g) Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação: BC.

h) Cimento Portland Branco: CPB, Os cimentos Portlands normalizados são definidos em classes, em função de sua resistência à compressão aos 28 dias, como demonstrado no Quadro 19.

Quadro 19 - Classes de resistência dos cimentos Portland

Cimento	Classes	Resistência à Compressão aos 28 Dias de Idade (MPa)	
		Limite Inferior	Limite Superior
CP I CP I-S (EB-1/NBR 5732)	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
	40	40,0	-
CP II-E/CP II-Z/CP II-F (EB-2138/NBR 11578)	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
	40	40,0	-
CPIII (EB-208/NBR 5735)	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
	40	40,0	-
CP IV (EB-758/NBR 5736)	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
Cimento	Classes	Resistência à Compressão aos 7 Dias de Idade (MPa)	
		Limite Inferior	Limite Superior
CP V-ARI (EB-2/NBR 5733)		34,0	-

Fonte: ABCP (1992).

3.3.4. Aditivo

O aditivo empregado foi o Sikament, um aditivo que pode ser empregado como superfluidificante ou plastificante, conforme sua concentração de dosagem. Esse elemento não contém cloretos, não é cáustico e não apresenta toxicidade, portanto atende às prescrições da NB 1763 (Tipo S).

A finalidade da inclusão do Sikament foi, além de incrementar as propriedades mecânicas dos corpos-de-prova em solo-cimento após a cura, proporcionar uma máxima hidratação do cimento empregado na mistura, o que conduz a melhores resultados para a mistura endurecida.

O aditivo foi adicionado à mistura com vistas à melhoria das propriedades mecânicas dos corpos-de-prova em solo-cimento, uma vez que o aditivo age fisicamente, aumentando a absorção da água de amassamento por parte das partículas de cimento, melhorando a hidratação do cimento e, conseqüentemente, suas reações de endurecimento.



Figura 12 - Placa de isopor, tambor de 18 L de aditivo Sikament, proveta graduada 1.000 cm³, béquer graduado 500 cm³ e almotolia graduada 200 cm³.

3.3.5. Água

A água utilizada para moldagem dos corpos-de-prova foi aquela que abastece a UFJF, distribuída pela CESAMA.

Já a água utilizada na execução das estacas na prova de carga foi a que abastece a UFV, distribuída pela ETA-UFV.

Quadro 20 - Prescrições básicas para a água

Impurezas	Concentração Máxima Tolerável na Água de Amassamento	
Carbonatos e bicarbonatos de sódio e potássio	1.000 ppm	(0,1%)
Cloreto de sódio	20.000 ppm	(2%)
Sulfato de sódio	10.000 ppm	(1%)
Bicarbonato de cálcio e magnésio	400 ppm	(0,04%)
Cloreto de cálcio	40.000 ppm	(4%)
Sais de ferro	40.000 ppm	(4%)
Iodato de sódio, fosfato de sódio, arseniato de sódio e borato de sódio	500 ppm	(0,05%)
Sulfito de sódio	100 ppm	(0,01%)
Ácido inorgânicos, como clorídrico, sulfídrico etc.	10.000 ppm	(1%)
Hidrato de sódio	10.000 ppm	(1%)
Partículas em suspensão	2.000 ppm	(0,2%)
Água do mar (sais)	30.000 ppm	(3%)
Águas industriais (sólidos)	4.000 ppm	(0,4%)
Águas de esgoto (matéria orgânica)	20 ppm	(0,002%)
Açúcar	500 ppm	(0,05%)

Fonte: CESAMA (1985).

3.3.6. Placas de referência para instrumentação e medição dos deslocamentos

Foram empregadas chapas de aço que se encontravam disponíveis no depósito do LEC. As chapas possuíam 5,0 mm de espessura e diâmetro médio de 200 mm, providas de furos, por onde passariam as hastes metálicas que serviriam como guias para a mensuração do deslocamento das placas dispostas em diferentes posições no fuste das estacas. As placas apresentam-se à Figura 12,

onde podem ser observados os furos, por onde passaram e se fixaram as hastes, Figura 13.

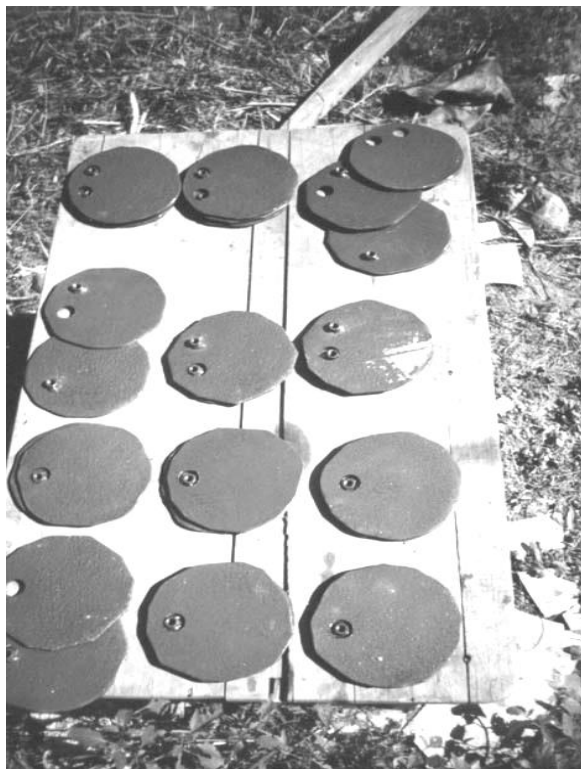


Figura 13 - Placas de referência.

As placas foram colocadas na base e no topo das estacas executadas, como pode se analisar à partir dos esquemas apresentados às Figuras 16 e 17, para que se pudesse medir os deslocamentos provenientes dos carregamentos impostos aos elementos, nas Figuras 16 e 17 também apresentam-se os esquemas construtivos de cada elemento de fundação em solo-cimento aditivado.

As estacas denominadas SCA (solo-cimento aditivado) foram executadas de modo a responderem aos carregamentos externos impostos com a mobilização das frações atrito lateral e ponta, e, para isso receberam duas placas de referência, uma localizada na ponta da estaca e outra localizada no topo da estaca. Aquela localizada na ponta da estaca possuía uma haste metálica com 6,3 mm de

diâmetro do tipo CA-60, conforme pode-se observar na Figura 16, que ilustra como o elemento SCA foi construído.

As estacas denominadas SCAP (solo-cimento aditivado com isopor instalado entre as placas da ponta da estaca) foram executadas de modo a responderem aos carregamentos externos impostos apenas com a fração atrito lateral, e, para isso, receberam três placas de referência, uma localizada no topo da estaca, outra localizada na ponta da estaca e uma terceira localizada imediatamente acima daquela placa da ponta, separada por uma placa de isopor com 150 mm de espessura, conforme pode-se observar na Figura 17, que lustra como o elemento SCAP foi construído.

3.3.7. Hastes metálicas

As hastes metálicas foram constituídas de barras de aço para concreto armado tipo CA 60, com diâmetro de 6,3 mm. As hastes possuíam parafuso soldado em sua extremidade com a finalidade de serem fixados (rosqueados) às porcas, soldadas nas placas de referência, instaladas à base (ponta) da estaca. Os parafusos soldados às hastes, são apresentados à Figura 13, a seguir.

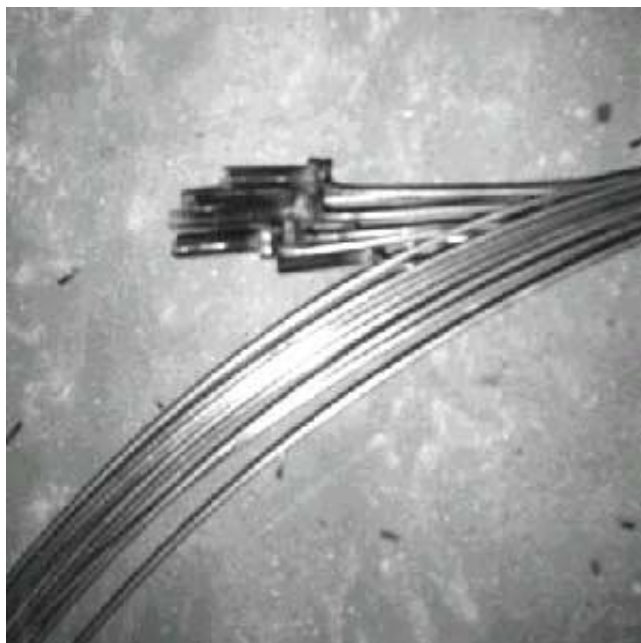


Figura 14 - Hastes metálicas. Detalhe dos parafusos para fixação nas placas de referência.

3.3.8. Tubos PVC

Os tubos de PVC empregados, da marca Tigre, possuíam um diâmetro de 20 mm. A finalidade dos tubos é tão somente isolar as hastes metálicas do contato com o solo-cimento aditivado que constituía o fuste da estaca.

3.3.9. Placas de isopor

As placas de isopor possuíam espessura de 150 mm, e foram adquiridas no comércio local. As placas de isopor posicionadas na ponta das estacas, entre as placas de referência, conforme apresentado à Figura 17, têm por finalidade impedir que seja mobilizada a resistência de ponta da estaca, afim de que se possa mensurar a reação da estaca ao carregamento imposto pela mobilização da componente atrito lateral.

A colocação das placas de isopor e os carregamentos dos grupos de estacas tiveram como objetivos estimular novos trabalhos de investigação, nos quais se pode obter mais detalhadamente cada uma das frações dos esforços resistentes, particularmente.

3.4. Métodos

Na condução dos trabalhos das provas de carga, utilizou-se a área destinada a pesquisas, localizada no pátio do laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Foram construídas 12 estacas tipo broca-apiloadada, com diâmetro de 20cm e profundidade de 3,0m, conforme apresentado à Figuras 16, 17 e 18.

O reconhecimento do subsolo local foi realizado por meio de programa de investigação, lançando-se mão do método “Standard Penetration Test” (SPT), para a caracterização do subsolo local, onde se instalaram as estruturas para carregamento.

Por ser a aplicação do material solo-cimento à estruturas de fundação profunda um assunto de abordagem recente, procurou-se adotar a dosagem solo-cimento para obras rodoviárias como parâmetro inicial, a fim de que os trabalhos pudessem ser conduzidos como apoio em parâmetros de dosagem, compactação e procedimentos estabelecidos e normalizados, como uma maneira de se obter resultados mais padronizados e próximos possíveis entre os elementos executados.

A adoção desse procedimento vislumbrou a obtenção de elementos que possuísem as mesmas características de homogeneidade e compacidade, o que evidenciaria resultados mais coerentes ao conjunto.

3.4.1. Estruturas de reação das provas de carga

As estruturas de reação consistem de viga metálica ancorada por tirantes metálicos, com haste de 4,0m de comprimento e diâmetro 1½”, dotados de uma ponta helicoidal perfurante em forma de “rosca sem-fim” com três pares de hélice e comprimento de 30 cm. A Figura 15 ilustra o tirante utilizado e o esquema de instalação para execução da prova de carga.

Os tirantes foram previamente ensaiados ao arrancamento, PAULA (1998) e suportaram cada um, para comprimento de ancoragem de 1,60m, carregamentos de 20kN.



Figura 15 - Tirantes.

3.4.2. Tirantes

Os tirantes utilizados nas provas de carga foram embutidos no subsolo, a uma profundidade de 4,0 m. Procurou-se colocar sua extremidade em uma região onde sua solicitação não produzisse interferências nas estacas, quando de seu carregamento.

Segundo PAULA (1998), para cada um desses tirantes individualmente, observa-se carga de ruptura equivalente a 20KN, para um comprimento de ancoragem de 1,6m. O dimensionamento da estrutura de reação considerou a contribuição de cada tirante como sendo de 40kN para cargas de serviço, a fim de que estes não rompessem a camada de solo na qual se apoiavam.

As estacas ensaiadas isoladamente contaram com quatro tirantes, para uma carga de ruptura estimada de 100 KN. Já os grupos de estacas contaram com oito tirantes, para uma carga de ruptura estimada em 200 kN.

Para a moldagem das estacas de solo-cimento aditivado compactado, adotou-se a metodologia preconizada para a moldagem de corpos de prova de solo-cimento em laboratório. A compactação foi controlada a partir do monitoramento do número de golpes procedidos em cada camada, uma vez que a extração de corpos de prova ao longo do fuste da estaca não é simplificado, além de que implicaria em perturbações no funcionamento da estrutura à reação aos carregamentos impostos.

Afim de se aproximar o produto final (estaca broca apiloada em solo-cimento aditivado) das simulações de laboratório, optou-se pelo lançamento de camadas de 20 cm de altura, sendo essa altura controlada pelo volume de material lançado no furo, que recebeu 25 golpes, com um soquete de 135N (soquete e conjunto de hastes). A energia de compactação aplicada forneceu uma compacidade relativa a 60,7% da energia do Proctor Normal obtida em laboratório. As superfícies compactadas foram devidamente escarificadas com uma haste metálica, a fim de se obter um elemento contínuo.

Com a finalidade da manutenção das características de dosagem do material solo-cimento aditivado, a mistura foi preparada no local de lançamento. O tempo necessário para preparo e lançamento do material foi de 30 minutos.

As estacas em solo-cimento aditivado foram executadas como estaca isolada e em grupos de duas estacas, em conformidade com as prescrições de literatura, para que fosse possível analisar seu comportamento quando associadas.

A mistura do solo-cimento aditivado seguiu o traço determinado pelos ensaios de dosagem de laboratório, sendo a dosagem de campo feita em volume, seguindo as proporções descritas no Quadro 21.

O elemento aditivo químico incorporado à mistura de solo-cimento teve como principal função proporcionar plasticidade e trabalhabilidade à mistura. Essas características podem ser mais ou menos realçadas em função do teor de concentração deste aditivo na dosagem do solo-cimento. O resultado da inclusão do aditivo na mistura é um produto final mais coeso, que dificulta o surgimento

de fissuras de retração em decorrência da cura, segundo informações do fabricante e conforme observações de campo.

O material utilizado como solo foi previamente preparado, seco ao sol por 24 horas, buscando identidade com as misturas de laboratório. Durante o período noturno, o material foi devidamente protegido por uma lona impermeável.

A proposta de execução dos elementos de fundação estacas-broca apiloadas com emprego do solo-cimento aditivado pode representar alternativa aplicável e viável economicamente. Apresenta-se nos Quadros 21, 22 e 23, o consumo de materiais componentes do traço, seu custo unitário e comparações entre os traços de solo-cimento com e sem aditivo. Os traços indicados executados a partir de processos construtivos totalmente convencionais, desenvolvem resistência à compressão semelhante aos traços de concreto magro, SILVA (1978), empregados nas construções de uma forma geral e em outros elementos de fundação profunda.

Quadro 21 - Dosagem volumétrica da mistura solo-cimento e custos unitários e por traço (1999)

Material	Volume (l)	Custo Unitário (R\$)	Custo por Traço (R\$)
Areia	45,00	15,00/m ³	0,67
Cimento	3,60	0,26/l	0,94
Água	3,75	0,52/m ³	0,01
Aditivo Sikament	0,10	2,55/l	0,25
Total			1,87

Quadro 22 - Custos apresentados por fornecedores de Juiz de Fora (1999)

Custos	Valores (R\$)
Areia	90,00/6 m ³
Cimento	10,50/saco
Aditivo (similar Sikament / Reax)	45,87/18 L

Fonte: Custos fornecidos pelo representante Reax - Juiz de Fora e casas de material de construção locais.

Quadro 23 - Comparativo entre custos e resultados obtidos para os traços de solo-cimento com aditivo e sem aditivo

Traço Sem Aditivo		Traço com Aditivo	
Teor Cimento	Rcc	Teor Cimento	Rcc
8%	2,27Mpa	8%	3,01MPa
Custo por traço		R\$	
Com aditivo		1,87	
Sem aditivo		1,62	
Resistência à Compressão Simples			
Rcc com aditivo (28 dias)		3,7 MPa	
Rcc sem aditivo (28 dias)		2,6 MPa	
Acréscimos Porcentuais			
Rcc 28 dias		Custo por traço	
32,6%		15,4%	

Tendo este trabalho por objetivo principal a aplicação de métodos alternativos à construção civil, as estacas-broca apiloadas em solo-cimento aditivado, a partir das análises dos resultados obtidos, apresentam potencial de utilização, justificado pelas propriedades mecânicas desenvolvidas pela mistura e

pelo seu custo, além de abrir caminho para outras aplicações do solo-cimento aditivado na construção civil.

De posse dos resultados comparativos e das melhorias nas propriedades mecânicas dos materiais comprovados nos ensaios de laboratório, é que se pode afirmar que a inclusão do aditivo às misturas solo-cimento representa, realmente, uma solução viável tanto em relação à trabalhabilidade e às melhorias mecânicas, quanto economicamente, justificando a utilização da alternativa apresentada para a implantação de edificações de cunho social, executadas em áreas com de pequena capacidade de suporte.

A mistura no campo experimental se deu em uma betoneira para mistura de concreto. Primeiramente foram lançados a areia e o cimento, para que fossem perfeitamente homogeneizados. Para tal, foram inseridas 12 esferas metálicas com diâmetro variável entre 4,0cm e 6,0cm, para que fizessem papel do agregado graúdo, a fim de proporcionar uma mistura o mais homogênea possível.

O aditivo foi misturado à água para que fosse obtida uma melhor eficiência de trabalho.

A água já misturada ao aditivo foi lançada após as partes solo mais cimento estarem perfeitamente homogeneizadas, de forma lenta e gradual, também visando a melhor conformação para a mistura.

Após a perfeita homogeneização das frações areia, cimento, água e aditivo para concreto, a mistura foi transportada da central de dosagem para o local onde haviam sido perfurados os furos das estacas. O solo-cimento aditivado foi lançado nos furos com o auxílio de um tubo PVC de 100 mm de diâmetro, para que a mistura tivesse a menor contaminação possível.

O transporte, o lançamento e a compactação das estacas foram efetuados em 30 minutos, intervalo de tempo em que agia o aditivo, mantendo a mistura com as características iniciais da preparação, ou seja, sem que o cimento desse início às reações de endurecimento.

A mistura foi compactada em camadas de aproximadamente 20cm de espessura. A compactação foi conduzida com o uso de um soquete cujo peso era

de 120 N e de um conjunto de hastes galvanizados cujo peso era de 15 N, somando-se um total de 135 N, caindo de uma altura média de 60cm.

Foram aplicados 25 golpes por camadas, dispostos de forma a cobrir toda a superfície da estaca. Foi lançado, por vez, um volume de mistura de 6,0dm³, medido em recipiente apropriado.

Com isso, obteve-se a seguinte energia de compactação, segundo a equação 3.3.2.1, apresentada por BUENO e VILAR (1980): portanto:

$$E = \frac{13,5 \cdot 60 \cdot 1 \cdot 25}{6.000}$$

$$E = 3,375 \frac{Kgf}{cm^2}; \quad E = 0,34Mpa$$

Sendo a energia do Proctor Normal $E_{Pnormal} = 0,56$ MPa, a energia E aplicada às estacas equivale a 60,7% da $E_{Pnormal}$, ou seja $E_{estacas\ apiloadas} = 0,607 E_{Pnormal}$.

O lançamento da camada seguinte somente se iniciava após a devida preparação da superfície daquela camada já compactada, a fim de que se conseguisse uma estrutura o mais íntegra possível.

A espessura das camadas era controlada a partir do volume de material lançado no fuste, com o auxílio de um recipiente graduado.

3.4.4. Controle de qualidade

Durante a aplicação do material, foram coletados três corpos-de-prova cilíndricos com volume de 0,987dm³ para cada estaca. A moldagem e compactação dos corpos-de-prova procurou simular o procedimento adotado na confecção das estacas, mantendo-se a mesma eficiência de compactação utilizada na execução das estacas e calculada conforme equação 3.3.2.1, onde obteve-se 60,7% da energia do Proctor Normal, observando-se os parâmetros básicos preconizados pelo método MB 3360 - ABNT. Após a moldagem, os corpos-de-

prova foram transferidos para uma câmara úmida, onde permaneceram em processo de cura por 28 dias. Após curados os corpos de prova, eles foram encaminhados ao Laboratório de Materiais de Construção civil da Faculdade de Engenharia da universidade Federal de Juiz de Fora, onde submeteram-se aos ensaios de compressão em equipamento adequado.

3.4.5. Sistema de reação

O sistema de reação foi composto pelos tirantes cravados no solo por penetração forçada, com o auxílio de pontas em forma de hélice sem-fim, placas de referência, viga de reação e lastros para apoio da viga de transição.

SCA (Estaca de solo-cimento aditivado)

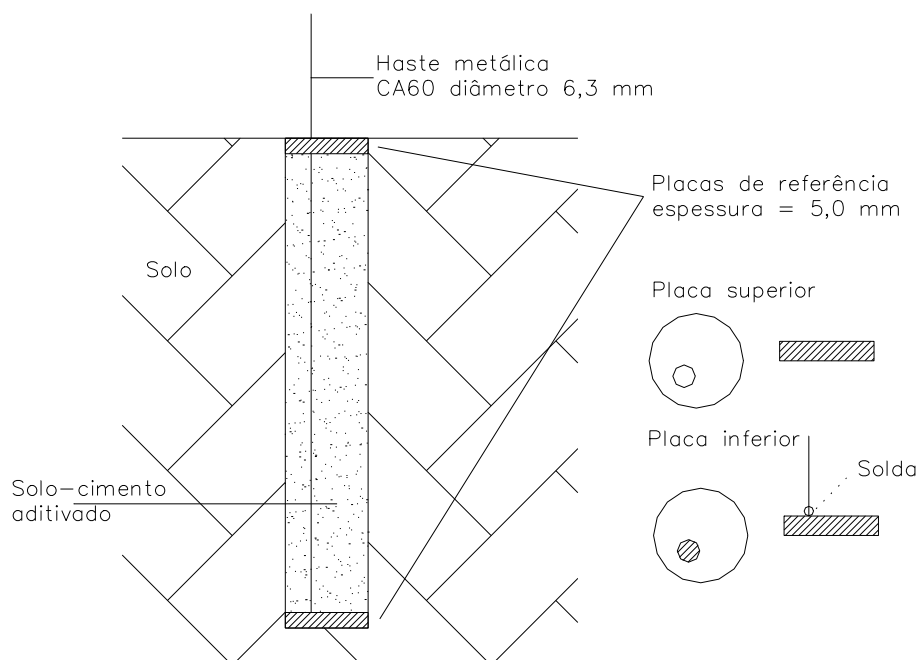


Figura 17 - Esquema de montagem das estacas solo-cimento aditivado -SCA (diâmetro $D = 0,20$ m e comprimento $L = 3,00$ m).

SCAP (Estaca de solo-cimento aditivado com inclusão de isopor na ponta)

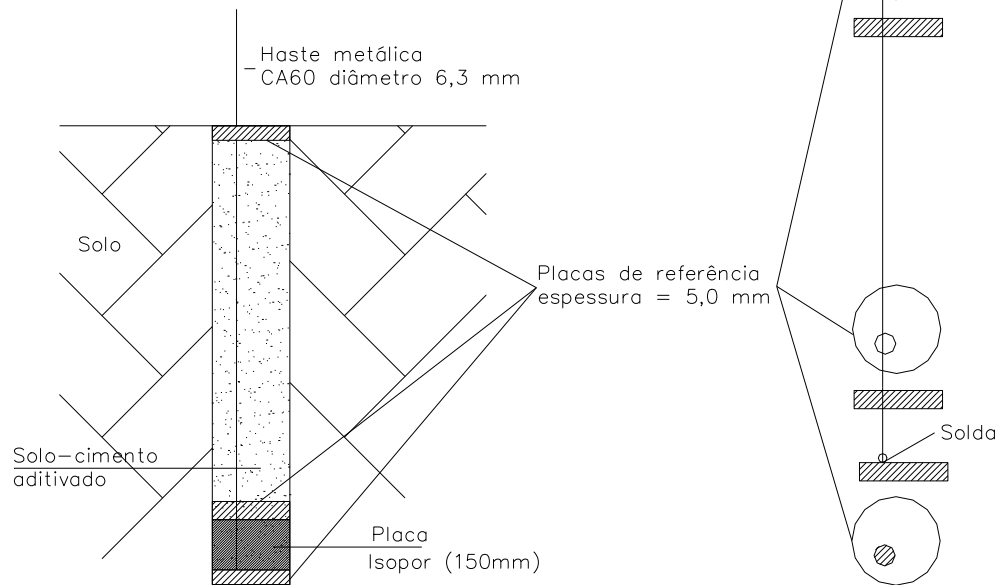


Figura 18 - Esquema de montagem das estacas solo-cimento aditivado SCAP, com inclusão de isopor na ponta da estaca (diâmetro $D = 0,20\text{m}$ e comprimento $L = 3,00\text{m}$).

3.5. Equipamentos

3.5.1. Macaco

A aplicação das cargas, para realização do ensaio de prova de carga, foi efetivada com o auxílio de um macaco hidráulico dotado de manômetro e bomba, com capacidade de nominal de 500 KN. As cargas aplicadas foram controladas pelo manômetro, após aferição pelo Laboratório de Engenharia Civil (LEC).



Figura 19 - Macaco utilizado para aplicação das cargas.

3.5.2. Indicadores de deformação da estaca

Os deslocamentos do topo e da base das estacas foram medidos com o auxílio de extensômetros analógicos, com precisão de 0,01 mm, fabricados pela MYTUTOYO do Brasil, com cursor de 20, 30 e 50 mm, fixados às hastes metálicas dispostas no interior das estacas e encamisadas por um tubo PVC de diâmetro 20 mm e na viga de referência.

A determinação dos deslocamentos se deu pela comparação entre as leituras dos extensômetros em cada estágio de aplicação de carga até a ruptura.

As hastes dos extensômetros foram apoiadas sobre placas de vidro, colocadas sobre as placas de referência e fixadas sobre a viga de referência.

3.5.3. Rótula

Para uma melhor aplicação da carga e para diminuir eventuais excentricidades, foi utilizada uma rótula apropriada para utilização nas provas de carga em conjunto com o macaco citado em 3.5.1.



Figura 20 - Pistão hidráulico do macaco e a rótula.

3.5.4. Viga de referência

O sistema de referência (viga e hastes metálicas reguláveis e apoio) foi devidamente fixado no solo, eqüidistante 80 cm do ponto de aplicação do carregamento, a fim de que não fossem afetadas pela introdução das cargas.



Figura 21 - Conjunto macaco, pistão, viga de referência, rótula, viga de reação e lastro.

3.5.5. Sistemas de aplicação de carga

O sistema adotado para a transmissão de carga do macaco hidráulico até as estacas foi do tipo ação-reação. O pistão instalado entre as placas de referência e a viga de reação transmite, imediatamente, a carga imposta pelo sistema hidráulico para a estaca.

3.5.6. Execução das provas de carga

Executaram-se 12 estacas em solo-cimento aditivado, sendo oito delas dispostas em grupos de duas estacas e as outras quatro, moldadas isoladamente.

Dois grupos de duas estacas, e, duas estacas isoladas, com diâmetro $D = 0,20$ m e comprimento $L = 3,00$ m, receberam em sua ponta uma placa de isopor de 150 mm de espessura, denominadas SCAP. As outras estacas foram denominadas SCA. Procurou-se, com esse procedimento, mobilizar tão somente a parcela de resistência desenvolvida pelo atrito lateral, procurando-se evitar a mobilização da ponta da estaca.

Foram realizadas 6 provas de carga, integralizando um total de 8 estacas analisadas, sendo:

- provas de carga com as estacas isoladas de solo-cimento aditivado número 01 e 07 e os grupos de duas estacas 02-03 e 04-05, considerando as contribuições de ponta e atrito lateral. Estas estacas foram denominadas SCA (reação por atrito lateral e ponta);

- provas de carga com as estacas de solo-cimento aditivado número 06 e 12, considerando apenas a contribuição do atrito lateral, tendo sido colocada na base da estaca uma pastilha de isopor de 150 mm de espessura, isolada pelas duas placas de referência instaladas na ponta da estaca, denominadas SCAP (reação atrito lateral, placa de isopor instalado na ponta da estaca).

Todas as provas de carga foram conduzidas segundo a NBR 6122/1985 – ABNT.

As estacas submetidas à prova de carga e o esquema de montagem dessas estacas podem ser observados na Figura 22 e Figura 23.

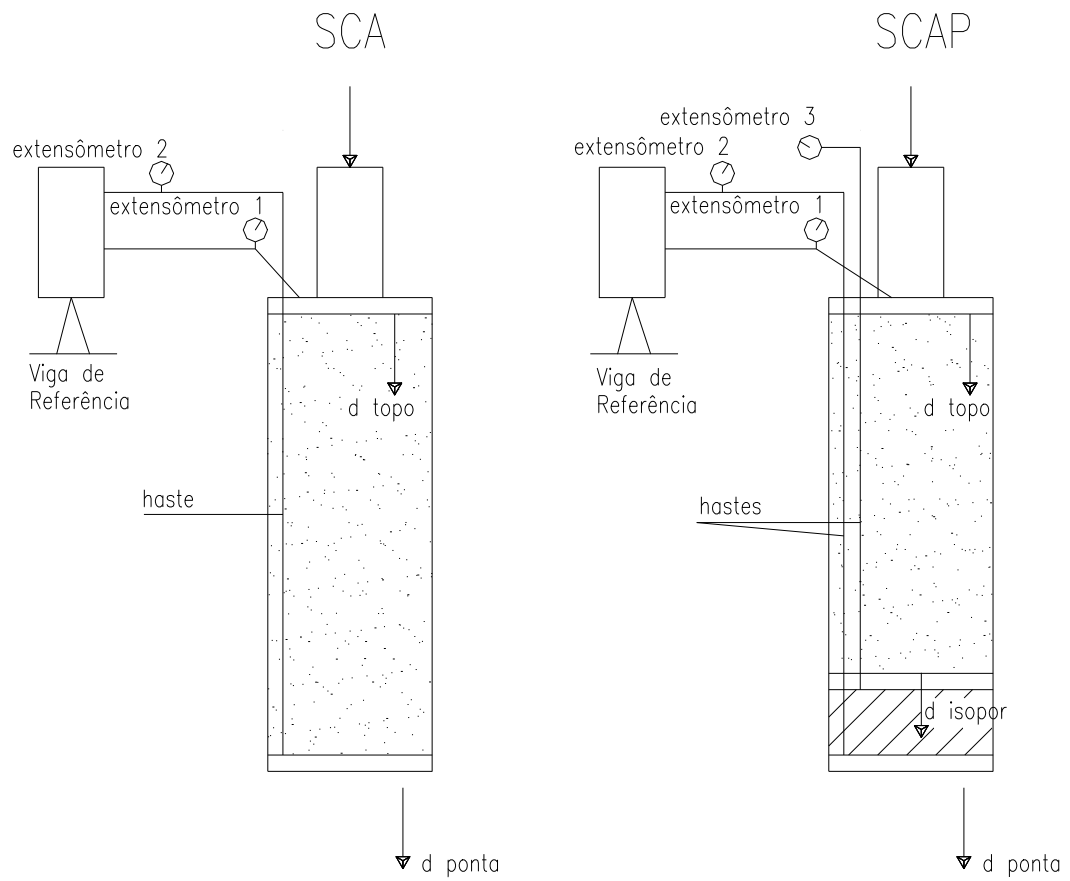


Figura 22 - Esquema construtivo e de carregamento (d – deslocamento em cada parte da estaca)

Para SCA:

- **Extensômetro 1:** Mede o deslocamento total do topo da estaca (d_{topo}), que equivale ao somatório do deslocamento axial da estaca mais a deformação do solo abaixo da ponta da estaca.
- **Extensômetro 2:** Mede o deslocamento da ponta da estaca (d_{ponta}) ou seja, o deslocamento do solo abaixo da ponta da estaca.

Para SCAP:

- **Extensômetro 1:** Mede o deslocamento total da placa de referência apoiada no topo da estaca (d_{topo}), que equivale ao somatório do deslocamento axial da estaca, do isopor da ponta da estaca (d_{isopor}) mais o deslocamento do solo abaixo da ponta da estaca.
- **Extensômetro 2:** Mede o deslocamento da placa de referência apoiada sobre a ponta da estaca (d_{ponta}), que corresponde ao deslocamento do solo abaixo desta placa de referência localizada na ponta da estaca.
- **Extensômetro 3:** Mede o deslocamento da placa de referência apoiada sobre a placa de isopor (d_{isopor}), que representa a deformação e o deslocamento da placa de isopor (d_{isopor}), mais o deslocamento do solo sob a placa de referência apoiada sobre a ponta da estaca.

Para as estacas tipo SCA (solo-cimento aditivado), mediu-se o deslocamento do topo da estaca diretamente do extensômetro nº 1, que se apóia sobre as placas de vidro superpostas à placa de referência, como também o deslocamento da ponta, por meio do deslocamento da placa medido no extensômetro nº 2, preso na haste metálica.

Já para as estacas tipo SCAP (solo-cimento aditivado sem ponta), mediu-se o deslocamento do topo da estaca diretamente do extensômetro nº 1, que se apóia sobre as placas de vidro superpostas sobre a placa de referência, como também o deslocamento do isopor pelo deslocamento do extensômetro nº 3, apoiado sobre a placa superposta ao isopor, e o deslocamento da ponta da estaca

pelo deslocamento da placa na ponta da estaca, na qual está rosqueada a haste onde se apóia o extensômetro nº 2.



Figura 23 - Monitoramento das leituras dos deslocamentos e dos estágios de carregamento aplicados.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1. Caracterização do subsolo local

Foram conduzidos ensaios de investigação do subsolo, lançando-se mão dos métodos de prospecção à percussão (SPT), com vistas a uma completa identificação do subsolo com o qual se estava trabalhando.

As Figuras 24, 25, 26 representam os perfis geotécnicos obtidos pelo “Standart Penetration Test” (SPT), referentes aos resultados dos ensaios de campo, localizados conforme Figura 27.

As prospecções indicaram uma camada superficial até a profundidade de 1,45m argilo-silto-arenosa, de pouca plasticidade e pequena capacidade de suporte. O restante do perfil, até a cota de interesse para este trabalho que era de 3,0m, apresentou-se como silto-arenoso, com baixa capacidade de suporte.

FURTO 01
CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

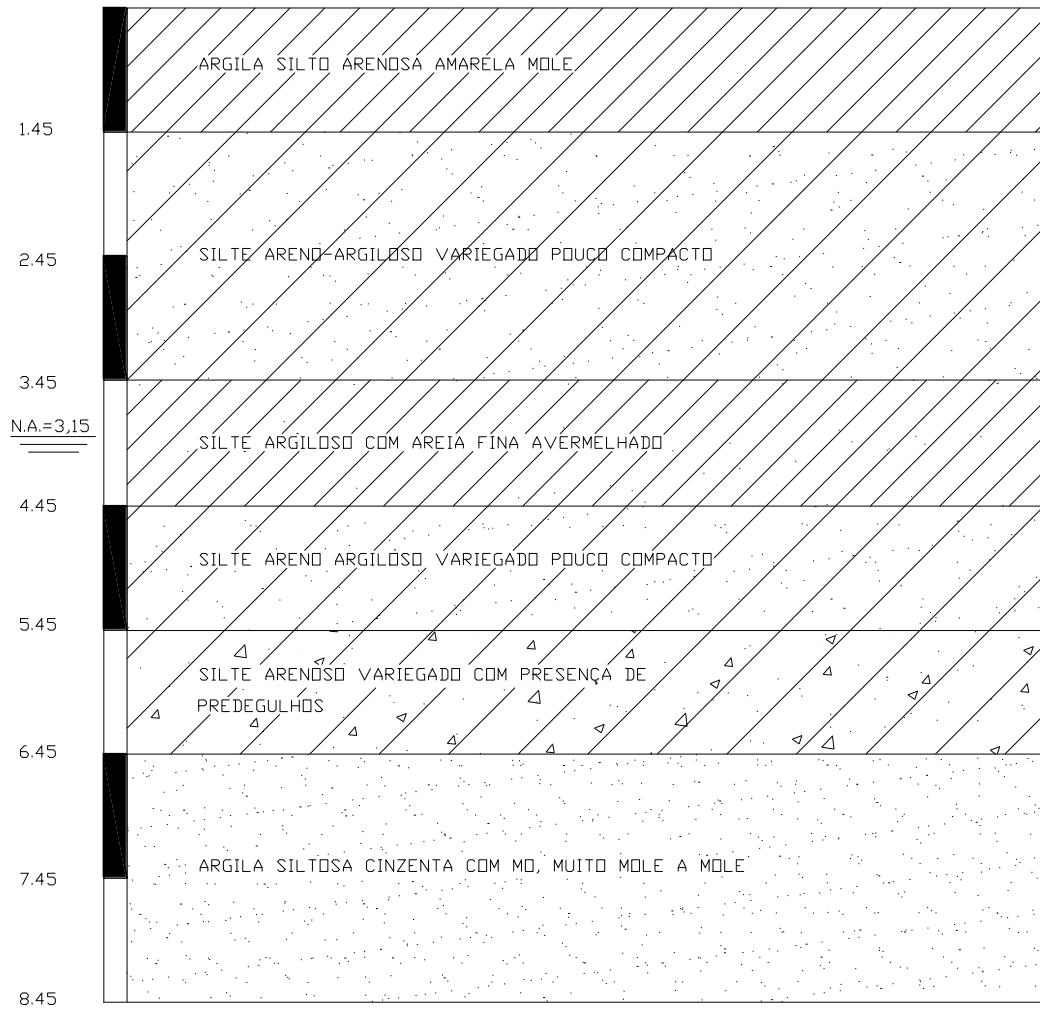


Figura 24 - Perfil SPT típico para subsolo local.

LEC - LABORATÓRIO DE ENG. CIVIL UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA				RELATÓRIO SPT					
CLIENTE:				PROJETO:		FOLHA: 01/02			
OBRA:				FURD: SPT-01		COTA FURD:			
ESCALA:		DATA: 19/12/97		DESENHO: SÉRGIO L. HEREDIA		RT: COTA RN:			
COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DE CADAVA C/D	PERCUSSÃO				ESPECIFICAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS		
			PENETRAÇÃO (GOLPES/30cm) 1ª E 2ª PENETRAÇÕES				REVESTIMENTO: Ø DE 21/2" AMSTRADOR: Ø -- 2"		
NÍVEL D'ÁGUA			Nº DE GOLPES	GOLPES				PESO: 65Kg Altura de Queda Livre: 75cm	
			NSPT	10	20	30	40	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
<u>NA=4,05</u>	1		4						ARGILA SILTO ARENOSA AMARELA MOLE
	2		4						SILTE ARENO-ARGILOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	3		2						SILTE ARENO-ARGILOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	4		2						SILTE ARGILOSO COM AREIA FINA AVERMELHADO
	5		3						SILTE ARENO ARGILOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	6		5						SILTE ARENOSO VARIEGADO COM PRESENÇA DE PREDEGUINHOS
	7		8						ARGILA SILT. CINZA COM MO MUITO MOLE
	8		6						ARGILA SILTOSA CINZENTA MOLE
	9								
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA:				BENTONITA DE - - - - - ATE - - - - - m					
PROFUNDIDADE TOTAL DO FURD: 8,45m		SONDADOR:		INICIO DO FURD: 19/12/97		FIM DO FURD: 22/12/97			

Figura 25 - Relatório de sondagem SPT - Furo 1.

LEC - LABORATÓRIO DE ENG. CIVIL UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA				RELATÓRIO SPT					
CLIENTE:				PROJETO:		FOLHA: 02/02			
OBRA:				FURD: SPT-02		COTA FURD:			
ESCALA:		DATA: 19/12/97		DESENHO: SÉRGIO L. HEREDIA		RT: COTA RN:			
COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DE CADA C/O	PERCUSSÃO				ESPECIFICAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS		
			PENETRAÇÃO (GOLPES/30cm) 1ª E 2ª PENETRAÇÕES				REVESTIMENTO: Ø DE 21/2" AMOSTRADOR: Ø — 2"		
NÍVEL D'ÁGUA			Nº DE GOLPES	GOLPES				PESO: 65Kg Altura de Queda Livre: 75cm	
			NSPT	10	20	30	40	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
<u>NA=3,15</u>	1		4						ARGILA SILTOSA AMARELA MOLE
	2		5						SILTE ARENOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	3		6						SILTE ARENOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	4		5						SILTE ARENOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	5		6						SILTE ARENOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	6		10						SILTE ARENOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	7		9						SILTE ARENOSO VARIEGADO POUCO COMPACTO
	8		3						ARGILA AREN. CINZA MOLE
	9								
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA:				BENTONITA DE — ATE — m					
PROFUNDIDADE TOTAL DO FURD: 8,45m		SONDADOR:		INÍCIO DO FURD: 22/12/97		FIM DO FURD: 23/12/97			

Figura 26 - Relatório de sondagem SPT - Furo 2.

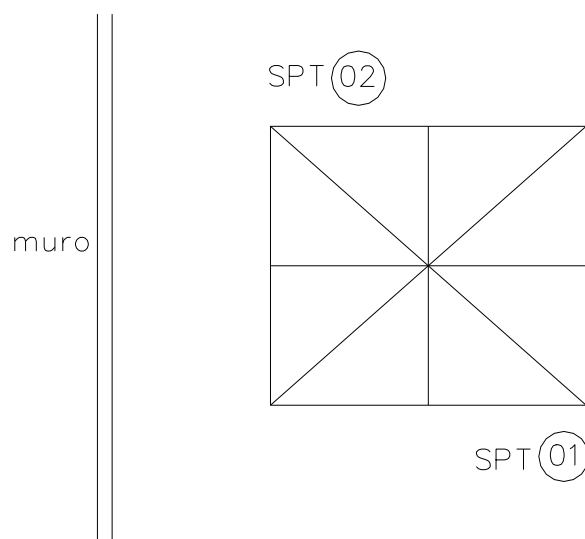


Figura 27 - Localização das prospecções.

4.2. Solo componente do solo-cimento

A areia empregada nos ensaios de dosagem, na construção das estacas e nos ensaios de controle tecnológico encontrava-se depositada no pátio do LEC - (Laboratório de Engenharia Civil) - UFV e era originada de um porto de extração próximo a Ponte Nova, na bacia do rio Piranga. O critério ABCP, utilizado para condução dos ensaios do controle tecnológico e dosagem, com base nas prescrições da ABCP, faz referência a solos que se enquadram nas seguintes especificações (Quadros 24 e 25).

Quadro 24 - Especificações para solo componente da mistura

Especificações	Valor
ϕ máximo	15 mm
% passante # 4 (4,8 mm)	$\geq 50\%$
% passante # 40 (0,42 mm)	15 – 100%
% passante # 200 (0,075 mm)	$\leq 50\%$
LL	$\leq 40\%$
IP	$\leq 18\%$

Fonte: ABCP (1986).

E ainda segundo a ABNT:

Quadro 25 - Especificações da ABNT para solo componente da mistura

Tipo de Solo	A1, A2, A3 e A4
% passante # 76 mm	100 %
% retido # 4 (4,8 mm)	7,45 %
Rc min (28 dd)	2,1 MPa

Fonte: ABNT (1990).

É sabido que todas as especificações, as energias de compactação e os procedimentos abordados até aqui são normalizados para aplicação em infraestrutura rodoviária, porém adotaram-se tais prescrições e procedimentos como ponto de partida e para que pudessem ser obtidos resultados iniciais que servissem de apoio a outras pesquisas que venham a ser desenvolvidas nessa área, ainda tão incipiente.

4.3. Controle tecnológico dos materiais

No Quadro 26 estão, de forma conjunta, os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples, segundo MB 3361 (1990), da mistura empregada na construção das estacas. A coleta das amostras foi conduzida em cada traço, propositalmente dimensionado para que atendesse ao volume de cada estaca, individualmente.

Quadro 26 - Resistência à compressão simples para os traços utilizados na confecção das estacas escavadas em solo-cimento aditivado

Estaca	Tempo Cura (Dias)	Identificação CP	DRM - Desvio Relativo Médio	Rcc (MPa)	Rc _{média} (MPa)
01	28	01	11,5%	3,15	3,53
		02		3,72	
		03		3,81	
02 e 03	28	04	2,5%	3,52	3,60
		05		3,61	
		06		3,68	
04 e 05	28	07	10,9%	3,20	3,59
		08		3,82	
		09		3,76	
06	28	10	11,3%	3,78	3,54
		11		3,69	
		12		3,14	
08 e 09	28	13	4,3%	3,85	3,69
		14		3,54	
		15		3,68	
07	28	16	1,1%	3,72	3,72
		17		3,76	
		18		3,69	

4.4. Técnicas construtivas empregadas

4.4.1. Solo-cimento aditivado compactado

O controle tecnológico do traço empregado na mistura apresentou resultados que podem ser analisados no Quadro 26 e considerados satisfatórios, quando comparados aos resultados de laboratório. A estabilidade da mistura e os resultados obtidos foram conseguidas à partir da contribuição do aditivo químico empregado (Sikament) e do reduzido tempo despendido entre o preparo e o lançamento da mistura na execução das estacas.

Ainda em relação aos materiais empregados, observou-se que o consumo de cimento foi de 828 N (69,0 l) para cada metro cúbico de mistura. O emprego do aditivo foi dosado na proporção de 3% em relação ao volume de cimento, cabendo a ele o volume de 2,1 l/m³ de mistura. A mão-de-obra utilizada na execução das estacas foi a mesma empregada nas obras de construção civil, de modo geral.

As resistências obtidas nos ensaios de compressão simples mostraram que o material solo-cimento aditivado, utilizando-se dos materiais descritos nesse trabalho e sob as condições aqui estudadas, pode ser aplicado com segurança. O solo-cimento aditivado, quando utilizado em estacas, conta ainda com o efeito provocado pelo confinamento do material, no incremento da capacidade de suporte do elemento de fundação, no caso da estaca broca apiloada. Para o solo utilizado como componente da mistura solo-cimento aditivado, foram obtidas, aos sete dias de idade, resistências de 1,69 MPa, atingindo a marca dos 3,7 MPa aos 28 dias. Com essa resistência aos 28 dias, um elemento com 20 cm de diâmetro suportaria cargas de ruptura para o elemento estrutural da ordem de 120 kN. As obras de pequeno porte, para as quais indicam-se a aplicação de elementos de fundação do tipo estaca-broca apiloada dificilmente geram cargas superiores a 100 kN por pilar. Ainda segundo ALONSO (1983), as estacas tipo broca são aceitáveis para pequenas cargas, variáveis de 50kN a 100kN.

Como em obras de pequeno porte existe a tradição de executar fundações rasas, as estacas-broca podem ser locadas sob essas fundações, formando configurações semelhantes às estacas “T”, o que representa uma solução perfeitamente exequível. A junta que se forma entre o solo-cimento aditivado e o concreto das fundações profundas pode ser facilmente resolvida com a adição de barras de aço no topo das estacas, ou, ainda, pode-se lançar mão da solução em estaca mista, em que se concretiza a cabeça da estaca, confinando o solo-cimento. Esse procedimento facilita, inclusive, a utilização de armaduras de transição na cabeça das estacas e até mesmo o emprego de blocos superficiais de coroamento.

4.5. Provas de carga

A ruptura para estacas escavadas equivale à ruptura generalizada, adotando-se para a ruptura o critério definido como sendo a carga total que proporciona à estaca uma deformação equivalente a 10%D para as argilas e 30%D (diâmetro) para solos granulares, HACHICH et al (1996). Como o perfil geológico-geotécnico apresenta-se em camadas silto-arenosas, entendeu-se ser prudente adotar valores de deformação iguais a 10%D (diâmetro) para determinação de carga de ruptura, levando-se em consideração as frações arenosa e siltosa constatada na caracterização do perfil.

Apresentam-se a seguir os resultados obtidos das provas de carga para as estacas SCA (01; 07; 02-03 e 04-05) e SCAP (06 e 12).

Nos Quadros 27-32 e Figuras 28-33 podem ser observados o comportamento das estacas broca de solo-cimento aditivado quando submetidas a carregamentos axiais de compressão.

Observa-se que o esforço resistente da ponta da estaca é ativado quando as tensões desenvolvidas ao longo do fuste da estaca de solo-cimento aditivado atingem seu valor limite. Esse limite é representado pelo instante em que a ponta da estaca começa a se deslocar, mobilizando então sua resistência.

Os gráficos que representam as provas de carga fornecem resultados das contribuições por atrito lateral e ponta. Ainda em relação a esses dados, observa-se ser mais efetiva a contribuição do esforço resistente relativo ao atrito lateral desenvolvido ao longo do fuste, restando uma menor fração desta resistência para a contribuição da ponta da estaca.

Quadro 27 - Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados
(SCAP 06)

Estaca SCAP 06 Carga (KN)	Deslocamento (mm)		
	Topo	Isopor	Ponta
Pré-carga	0,180	0,000	0,000
30	0,740	0,000	0,000
54	1,300	0,000	0,000
78	1,750	0,000	0,000
102	3,340	1,110	0,000
126	5,240	2,770	0,000
150	11,380	8,230	0,000
150	15,730	13,630	4,510
Descarga	13,390	12,530	4,450

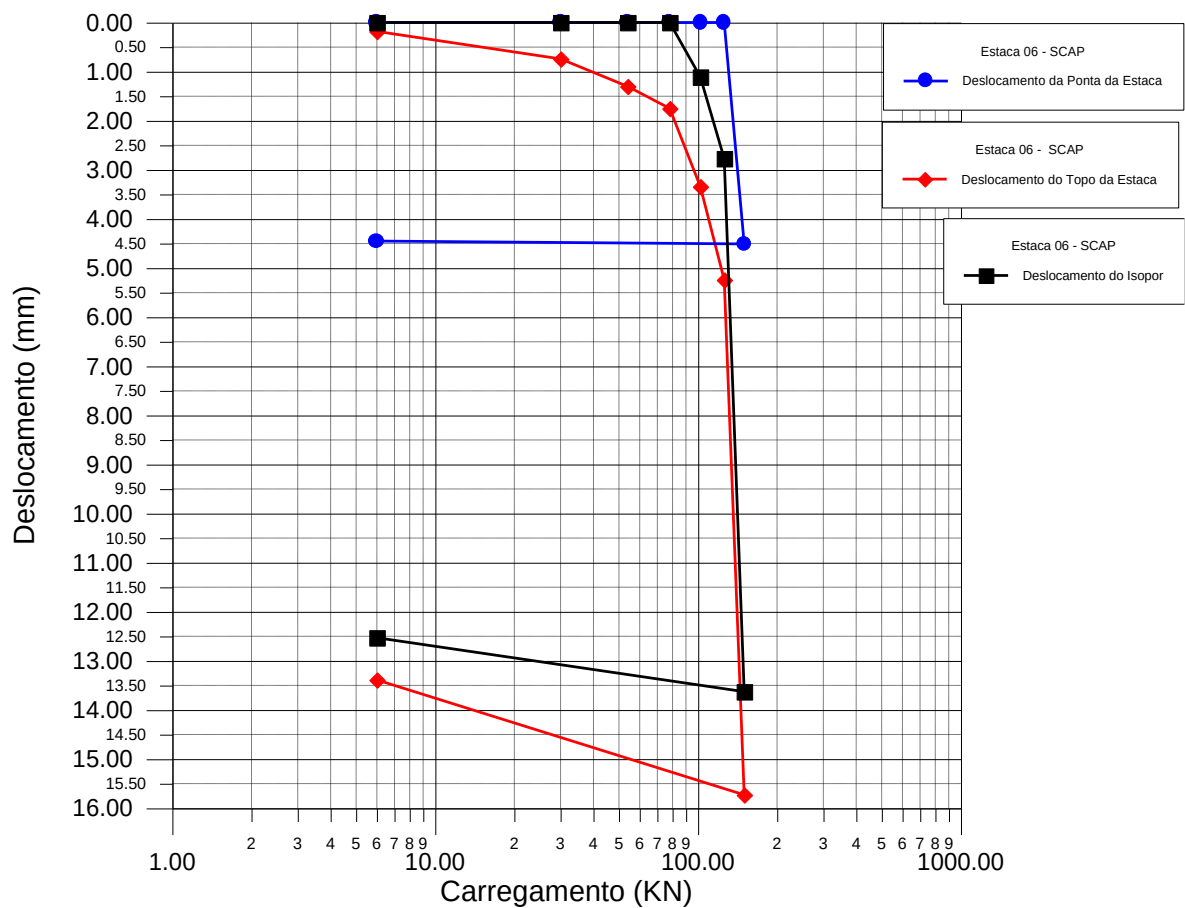


Figura 28 - Prova de carga - estaca SCAP 06.

Quadro 28 - Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados (estaca SCAP 12)

Estaca SCAP 12 Carga (KN)	Deslocamento (mm)		
	Topo	Isopor	Ponta
Pré-carga	0,170	0,000	0,00
30	0,710	0,000	0,00
54	1,260	0,000	0,00
78	1,690	0,000	0,00
102	3,190	1,010	0,00
126	5,010	2,430	0,00
150	10,830	7,820	0,00
150	14,650	13,200	4,38
Descarga	12,510	11,120	4,37

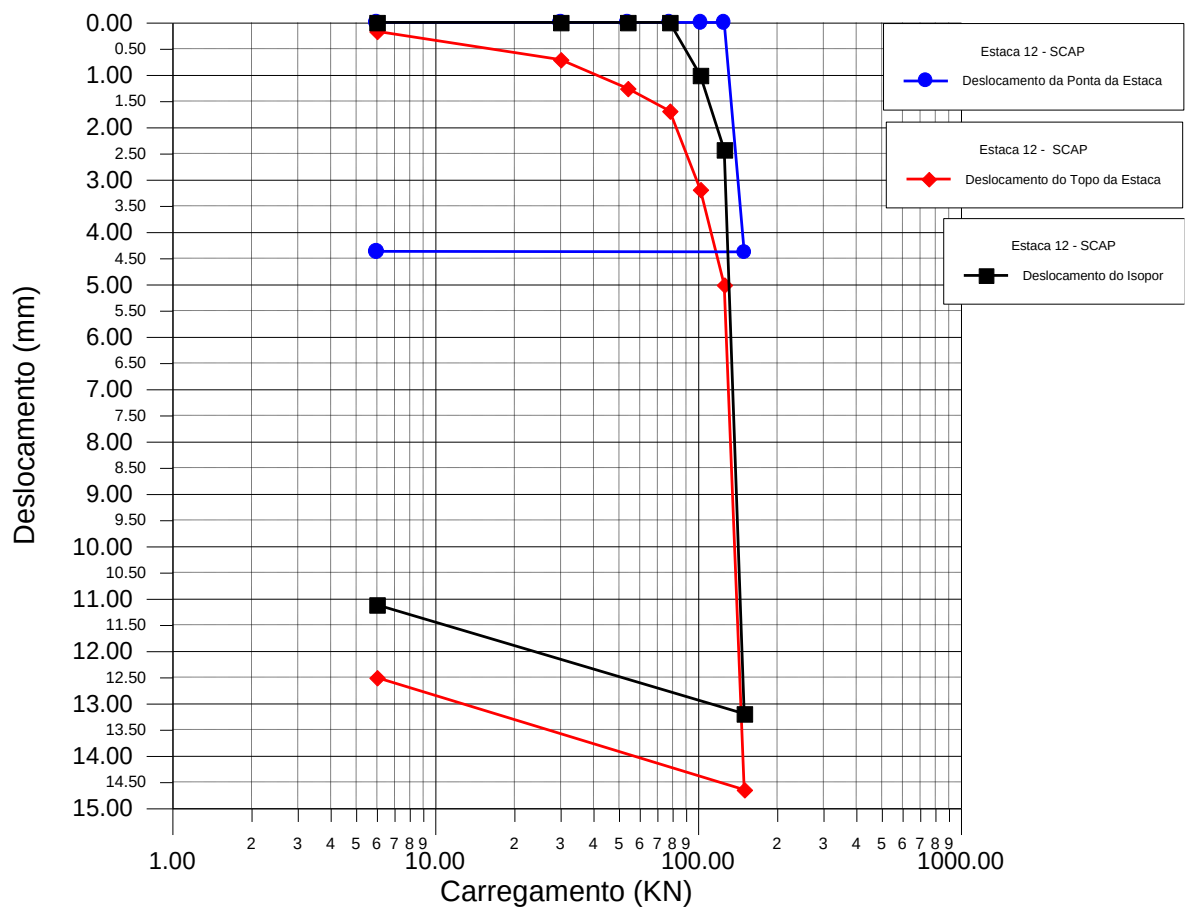


Figura 29 - Prova de carga - estaca SCAP 12.

Quadro 29 - Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados (estacas SCA 04-05)

Estacas SCA 04-05 Carga (KN)	Deslocamento (mm)			
	Topo	Ponta	Topo	Ponta
Pré-carga	0,300	0	0,028	0
54	1,020	0	0,101	0
102	1,490	0	0,147	0
150	1,960	0	0,195	0
198	2,661	0	7,195	0
246	12,761	0,220	17,395	0,800
270	20,141	1,760	25,195	0,730
Descarga	15,141	-	20,305	-

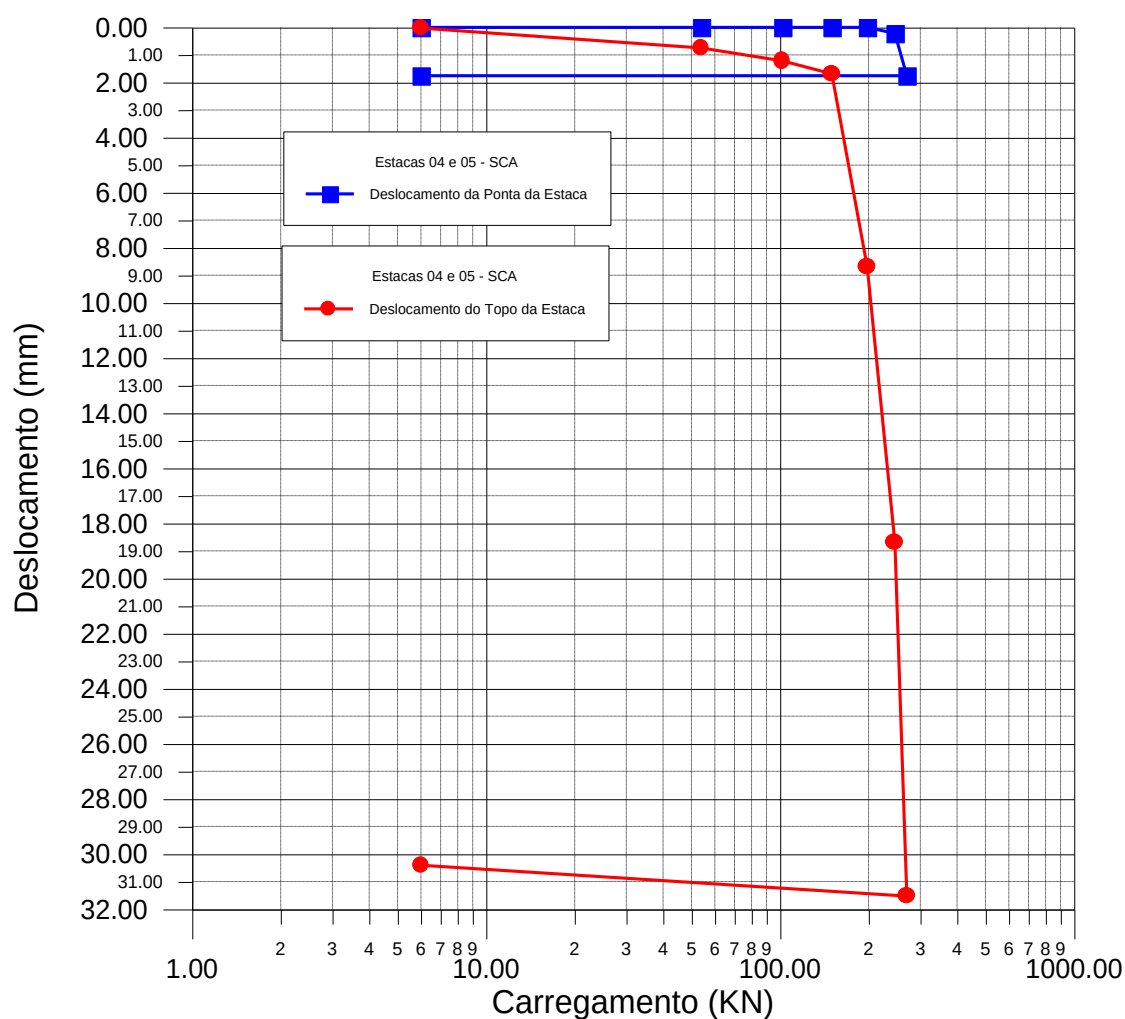


Figura 30 - Prova de carga - estaca SCA 04-05.

Quadro 30 - Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados (estaca SCA 01)

Estaca SCA 01 Carga (KN)	Deslocamento (mm)	
	Topo	Ponta
Pré-carga	0,004	0,000
30	0,019	0,000
54	7,279	0,000
78	7,879	0,550
102	8,689	0,800
Descarga	6,969	0,710

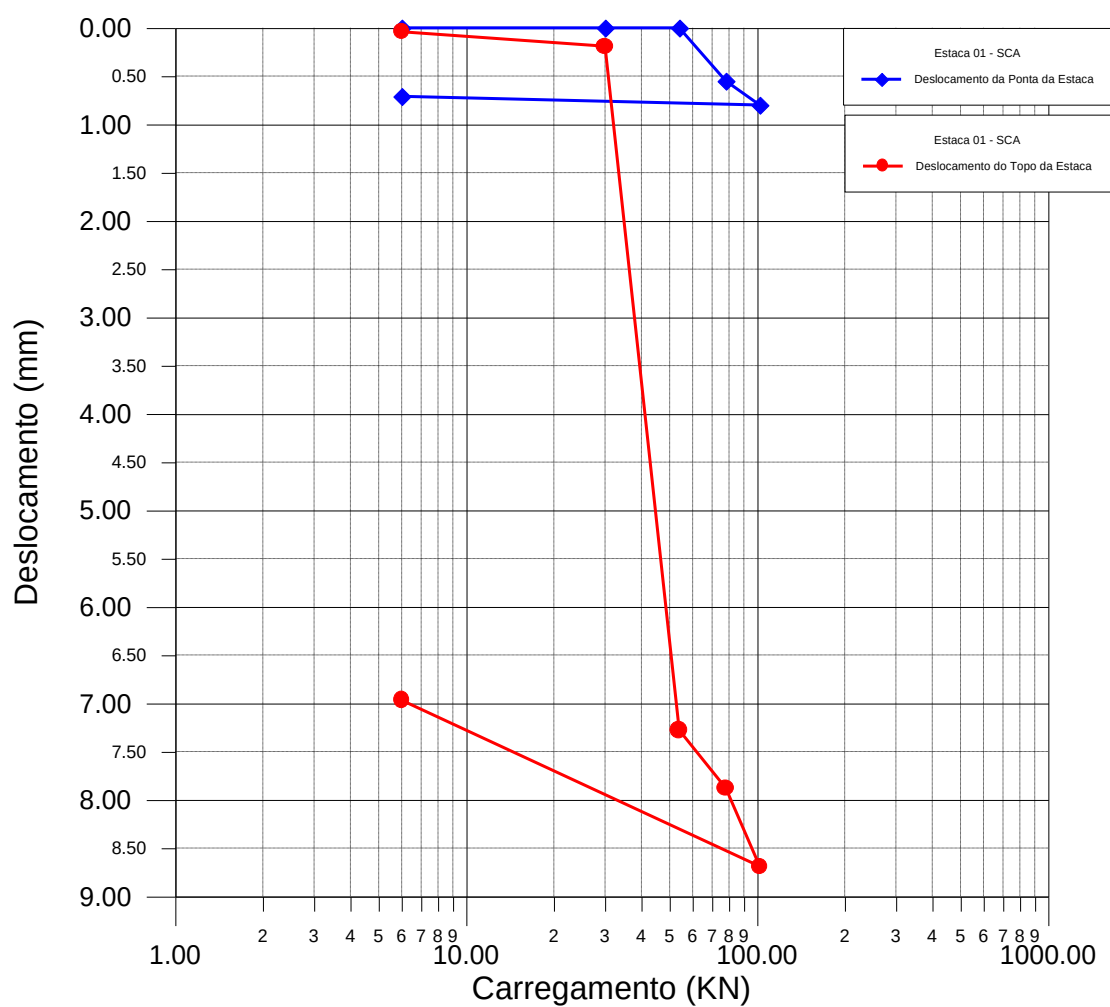


Figura 31 - Prova de carga - estaca SCA 01.

Quadro 31 - Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados (estaca SCA 07)

Estaca SCA 07 Carga (KN)	Deslocamento (mm)	
	Topo	Ponta
Pré-carga	0,010	0
30	0,120	0
54	0,230	0
78	0,970	0,520
102	1,110	0,630
Descarga (6)	1,050	0,560

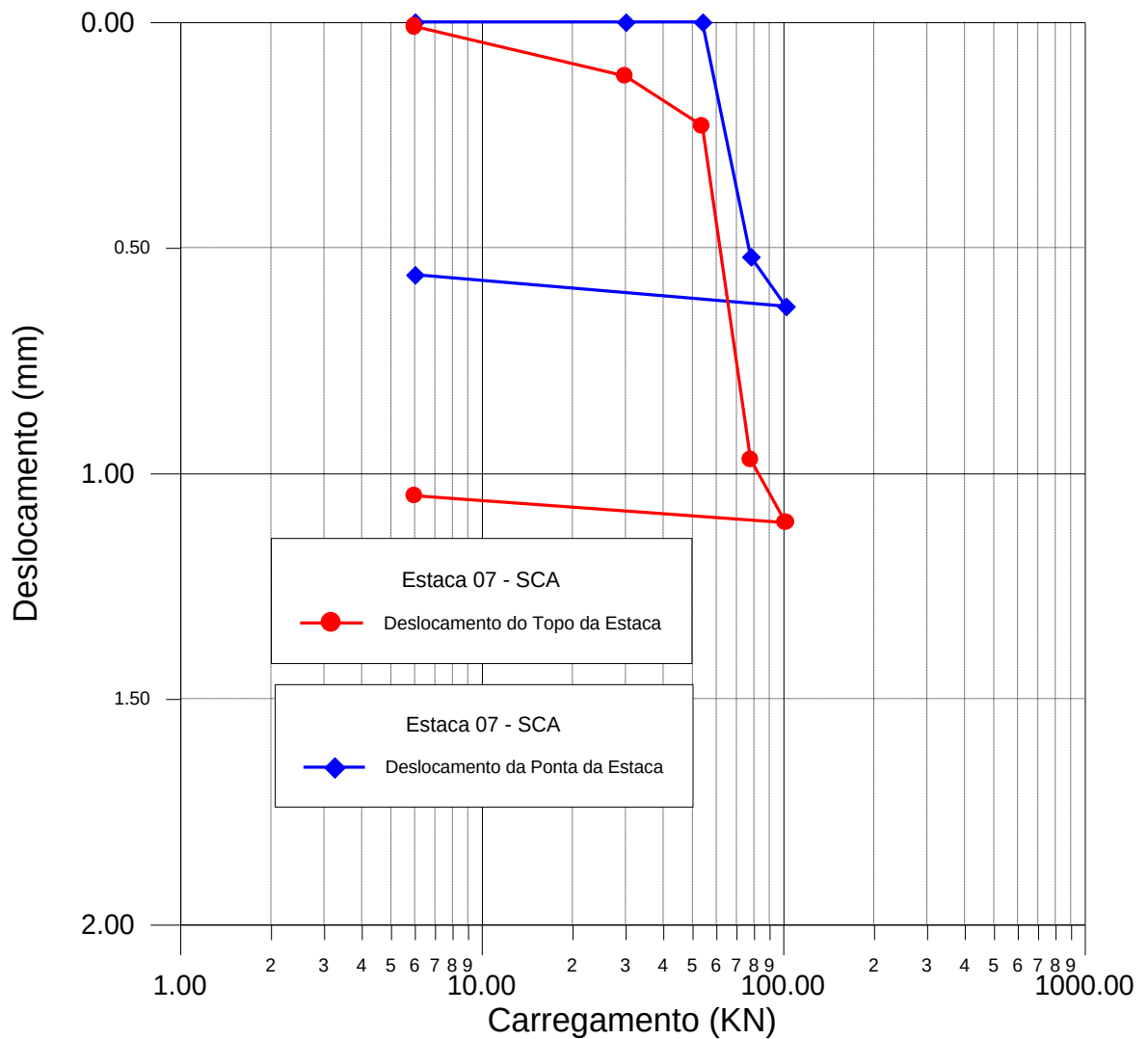


Figura 32 - Prova de carga - estaca SCA 07.

Quadro 32 - Leituras dos deslocamentos em função dos carregamentos aplicados (estacas SCA 02-03)

Estacas SCA 02-03 Carga (KN)	Deslocamento (mm)			
	Topo	Ponta	Topo	Ponta
Pré-carga	0,280	0	0,040	0
54	0,950	0	0,095	0
102	1,680	0	0,175	0
150	2,120	0	1,005	0
198	2,341	0	6,952	0
246	11,983	0,285	18,115	0,920
270	22,352	1,920	24,850	0,805
Descarga	14,725	-	18,425	-

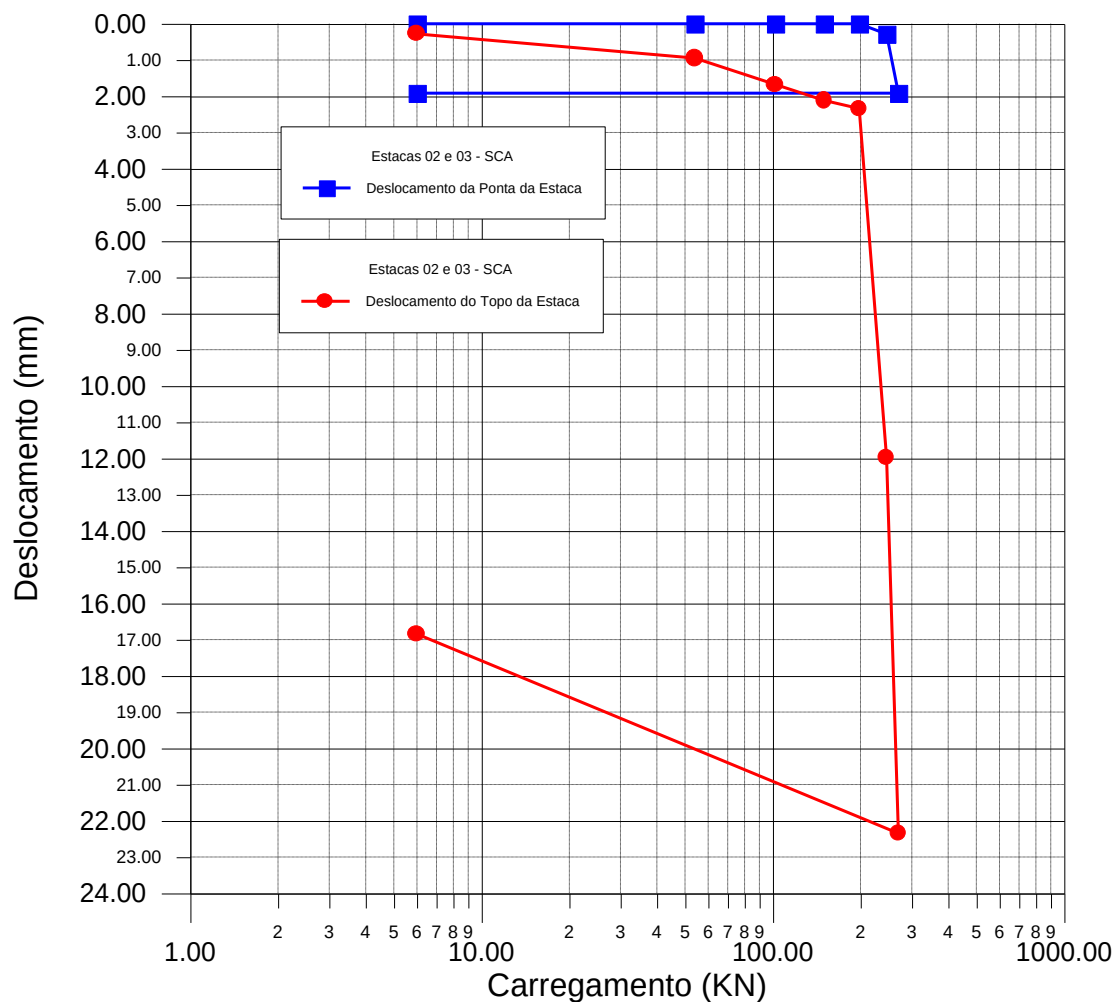


Figura 33 - Prova de carga - estaca SCA 02-03.

As estacas que foram submetidas às provas de carga, apresentando capacidade de carga quando carregadas isoladamente e em grupo, relacionam-se ao quadro 33, onde consta das frações relativas à contribuição de ponta e atrito lateral:

Quadro 33 – Identificação das estacas ensaiadas e carregamento de ruptura.

Estaca	Carregamentos		Deslocamentos		TOTAIS	
	Atrito Lateral Q_L (KN)	Ponta Q_P (KN)	Topo (mm)	Ponta (mm)	Carga Q_T (KN)	Deslocamento (mm)
SCA 01	30	24	0,02	0	54	0,02
SCA 07	54	0	0,23	0	54	0,23
SCAP 06	78	24	1,75	1,11	102	2,86
SCAP 12	78	24	1,69	1,01	102	2,70
SCA 02-03	150	48	1,56	0,603	198	1,08
SCA 04-05	150	48	1,08	0	198	1,08

As estacas SCA 01 e SCA 02, apresentaram cargas de ruptura da mesma ordem de grandeza, apresentando porém, deslocamento muito diferenciado, para esse mesmo carregamento. Os deslocamentos apresentados pelas demais estacas ensaiadas, conservaram-se dentro de uma mesma ordem de grandeza, para carregamentos semelhantes. As considerações dos deslocamentos de 10% do diâmetro das estacas, para a determinação da carga de ruptura, aplica-se à estruturas de concreto, convencionais. Cabe ressaltar, que os parâmetros adotados aqui, também foram utilizados com o intuito de se obter resultados padronizados e convencionais, sendo de extrema importância a efetivação de novos estudos e experimentos no sentido de determinar quais parâmetros melhor se relacionariam com o comportamento das estruturas de fundação construídas em solo-cimento aditivado.

A partir da análise dos resultados das provas de carga, para os carregamentos impostos e deslocamentos medidos, pode-se concluir, para as estacas ensaiadas, nas condições de subsolo descritas pelos ensaios de campo, que as cargas de serviço, calculadas como sendo a metade da carga de ruptura, ou seja; 51kN para as estacas isoladas e 127kN para os grupos de duas estacas, segundo MORAES (1976). Porém, segundo ALONSO (1983) as aplicações das estacas broca são aceitáveis para cargas de serviço de 50kN a 100kN. A partir dessa citação e segundo resultados encontrados para as estacas broca apiloadas em solo-cimento aditivado, apresentam-se indicativos de possibilidade de utilização satisfatória da proposta apresentada nesse trabalho, necessitando finalmente de estudos mais aprofundados, a fim de validar o material solo-cimento aditivado quando aplicado a estruturas de fundação – estacas broca apiloadas.

Da condução das provas de carga, pode-se determinar, para as estacas broca de solo-cimento aditivado, executadas em um sítio de perfil geotécnico classificado às Figuras 25 e 26, que a contribuição da ponta da estaca é a componente principal do esforço resistente total da estaca.

Apresenta-se, no Quadro 33, o dimensionamento das estacas escavadas pelos modelos teóricos segundo ALONSO (1989) e aqueles obtidos pelas prova de carga.

Os valores indicados em literatura de 10%D e 30%D, para estacas em solos argilosos e arenosos respectivamente, não se verificaram nas estacas broca de solo-cimento aditivado submetidas às provas de carga, sendo os valores tabelados referentes ao carregamento nominal da estaca SCAP-06.

A fração relativa à contribuição resistente do atrito lateral é calculada como sendo o deslocamento relativo do fuste da estaca para a mobilização do deslocamento da ponta, isso pode ser observado no Quadro 27 e Figura 28, estaca SCAP-06, onde a placa de isopor indica o deslocamento do fuste da estaca de 1,8mm para a mobilização da ponta da estaca. Esse deslocamento corresponde ao esforço resistente oferecido pelo fuste da estaca de 80KN, para uma carga de

ruptura de 125kN. O mesmo comportamento pode ser observado no Quadro 28, Figura 29, para a estaca SCAP-12.

Quadro 34 - Dimensionamento dos esforços resistentes para estacas escavadas

Autor	Carga de Ponta Q_p	Atrito Lateral Q_s	Carga de Ruptura Q_u
Decourt e Quaresma	12,165 kN	46,077 kN	58,242 kN
Aoki e Velloso	7,603 kN	10,552 kN	18,155 kN
Meyerhoff	6,082 kN	7,257 kN	13,339 kN
Prova de carga estaca isolada SCAP-06	24,000 kN	78,000 kN	102,000 kN
Prova de carga estaca isolada SCAP-12	24,000 kN	78,000 kN	102,000 kN

De posse dos valores obtidos pelo dimensionamento das estacas, de acordo com os métodos de Decourt e Quaresma, Aoki Velloso e Meyerhof, segundo ALONSO (1989), chegou-se à conclusão de que os valores fornecidos pelos métodos convencionais apresentam resultados, de certa forma, conservadores, no tocante à obtenção dos esforços resistentes.

Os valores apresentados ao Quadro 35, referem-se à prova de carga conduzida para as estacas associadas em grupo de duas estacas denominado SCA 02-03. Observa-se ao Quadro 32, Figura 33, que as estacas, quando associadas em grupo e executadas de acordo com os critérios de projeto sugeridos por BOWLES (1988), apresentam resultados próximos àqueles indicados pelos autores relacionados.

Quadro 35 - Capacidades resistentes teóricas e provas de carga

Autor	Qu Carga Última Unitária	P_{ag} Carga para Duas Estacas Associadas
Decourt e Quaresma	58,242 KN	94,352 KN
Aoki e Velloso	18,155 KN	29,411 KN
Meyerhoff	13,339 KN	21,609 KN
Provas de Carga SCA 02-03	102,000 KN	198,000 KN

4.5.1. Estacas em solo-cimento aditivado

As estacas apiloadas em solo-cimento aditivado representam uma real possibilidade de aplicação às obras de engenharia. Estas estacas provaram ser capazes de se comportar, mecanicamente, de forma satisfatória, quando solicitadas por cargas de serviço usuais. Cabe, em outro estudo mais aprofundado, a determinação de seu comportamento quanto à deformabilidade e interação solo-estrutura.

A inclusão do aditivo químico Sikament resulta em estacas com características de permeabilidade muito satisfatórias, garantindo a estes elementos de fundação uma meia vida prolongada, uma vez que essa impermeabilidade impede o carreamento das partículas que compõem a mistura, proporcionando a manutenção de suas propriedades mecânicas e de durabilidade.

Pode-se sugerir que esses elementos construídos a partir da mistura solo-cimento aditivado possuam uma vida útil mais prolongada, quando comparados a outras estruturas em solo-cimento moldadas com misturas não-aditivadas, uma vez que aquelas misturas aditivadas apresentaram índices menores de permeabilidade, como pode se observar no Quadro 35.

Quadro 36 - Medidas de absorção para corpos-de-prova aditivados e sem aditivo

Cp Aditivado			Cp sem Aditivo		
Peso seco	Peso Saturado (24h)	Absorção (%)	Peso seco	Peso Saturado (24h)	Absorção (%)
337,5	377,3	11,8	325,6	389,1	19,5
336,2	376,5	12,0	325,6	391,6	20,1
337,7	378,9	12,2	325,8	391,9	20,3
336,7	376,7	11,9	325,3	389,7	19,8
337,8	380,0	12,5	326,5	397,0	21,6
Absorção					
Solo-Cimento Aditivado			Solo-Cimento sem Aditivo		
Absorção Média (%)					
12,1			20,3		

Analisando-se então o material solo-cimento aditivado, em suas relações de custo-benefício, pode-se concluir que ele apresenta um custo inferior quando comparado ao solo-cimento, demonstrando também comportamento e propriedades mecânicas de resistência à compressão superiores à do solo-cimento.

Os resultados obtidos com a realização das provas de carga em estacas apiloadas de solo-cimento aditivado indicaram potenciais possibilidades técnicas de aplicabilidade, quando respeitadas suas limitações de deformabilidade e solicitação, tanto em relação ao solo-cimento aditivado quanto em relação à interação solo-estrutura.

A previsão para determinação da capacidade de carga em estacas é função da qualidade dos parâmetros de solo obtidos, mas a aplicação de uma teoria adequada a cada caso também pode significar resultados mais próximos da realidade.

Para o caso particular do perfil de subsolo, em que se instalaram as estacas ensaiadas, pode-se considerar uma fração de contribuição relativa ao

atrito lateral em resposta às solicitações axiais, superior em média à contribuição do esforço resistente de ponta. A mobilização total destas resistências, para as estacas de concreto, ocorre para deslocamentos superiores a 10% do diâmetro das estacas, em que, convencionalmente, estabelece-se a ruptura para estacas escavadas. Para o caso das estacas de solo-cimento aditivado, esses valores não se verificaram.

A utilização do isopor permitiu mensurar a contribuição do atrito lateral. Essa contribuição pode ser verificada nas curvas apresentadas para as provas de carga quando da mobilização da resistência de ponta. Pode-se considerar que somente após a ruptura da placa de isopor é que foi transferida para a ponta da estaca uma parcela do esforço solicitante. A ruptura da placa de isopor também pode ser observada nas curvas carga-recalque, evidenciando a reação da ponta da estaca. Concluiu-se, portanto, tratar-se de uma metodologia simples, de fácil aplicação e de resultados satisfatórios para determinação das componentes do esforço resistente das estacas.

5. RESUMO E CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo estudar o comportamento do material solo-cimento, dosado de acordo com as normas da Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, incrementado com um aditivo para concreto, aplicado a fundações profundas. Para tal, empregou-se como solo uma areia extraída de portos de exploração do rio Piranga, nas proximidades da cidade de Ponte Nova - MG.

O experimento foi realizado em Viçosa-MG, no Laboratório de Engenharia Civil - LEC. Para caracterização do subsolo, foram executadas sondagens à percussão (“Standard Penetration Test” - SPT).

Foram executadas 12 estacas de solo-cimento aditivado, compactadas com energia de compactação de 60,7% da energia do Proctor Normal. Estudou-se o comportamento de 08 estacas, sendo estas estacas identificadas como segue:

- SCA - reação por atrito lateral e ponta (estacas isoladas 01 e 07, grupo de estacas 02-03 e 04-05) e;
- SCAP - reação atrito lateral, placa de isopor instalada na ponta da estaca (estacas isoladas 06 e 12);

As estacas foram solicitadas por um carregamento axial, a partir de onde observaram-se as reações das estacas a esses carregamentos impostos, por atrito lateral e ponta, através da medição dos deslocamentos das placas de referência instaladas.

Do ponto de vista econômico, o material SCA – solo-cimento aditivado apresentou um custo de R\$35,65/m³, e, o solo-cimento apresentou um custo de R\$30,95/m³, o que representa uma diferença percentual de 11,52%. O material solo-cimento aditivado apresentou-se mais caro. Sendo esse resultado analisado de forma mais completa, observa-se que o material solo-cimento aditivado apresentou resistência à compressão de 3,01MPa; enquanto o material solo-cimento apresentou resistência à compressão de 2,27MPa, sendo essa diferença de 32,60%. Isso quer dizer que o traço em solo-cimento aditivado apresentou-se 15,52% mais caro, mas em compensação a essa diferença de custo, apresentou resistência à compressão 32,60% maior que o solo-cimento. Ainda em comparação ao traço de solo-cimento aditivado, o valor do metro cúbico de concreto possui custo de R\$ 73,00, não incluso MDO (como em todos os outros casos – solo-cimento e solo-cimento aditivado), para a classe de resistência C10 – 10MPa, segundo os traços indicados por SILVA (1978). Esta classe indicada, que é a mais utilizada para esse tipo de fundação, na prática da engenharia, possui custo 2,05 vezes maior, e resistência 3,32 vezes maior. Assim sendo para solos de pequena capacidade de suporte, o fck do concreto terá pequena significância na capacidade de suporte, uma vez que as interações sol-estrutura apresentarão resultados inferiores à capacidade estrutural o elemento de fundação.

Todas as formulações teóricas empregadas para a determinação dos valores das capacidades de carga para as estacas apresentaram valores inferiores àqueles obtidos nas provas de carga, o que evidencia um certo conservadorismo nestes resultados e salienta uma necessidade de que sejam revisadas, ou que se proponham, novas metodologias para obtenção teórica dos resultados de capacidade de cargas em estacas e sua interação com o solo circundante.

Com base nos resultados obtidos nas provas de carga, no solo caracterizado pelos ensaios de campo SPT, pode-se apontar o emprego do solo-cimento aditivado não como elemento substitutivo ao concreto, mas sim como elemento alternativo que oferece comportamento semelhante e custos diferenciados, conforme as relações de custo verificadas nos Quadros 21, 22 e 23, podendo perfeitamente ser aplicadas às obras de construção civil de pequeno porte, cujas solicitações não extrapolem o limite de sua capacidade de carga de serviço de 100kN, segundo ALONSO (1983).

O emprego desta tecnologia poderá representar, de forma efetiva, significativas contribuições à construção civil, no sentido em que poderá promover uma possível redução de custo, principalmente às obras de caráter social, onde se incorpora mão-de-obra ao custo final de cada unidade. O material solo-cimento aditivado também pode ser aplicado a outros tipos de obras de engenharia, como adobes, alvenarias, pisos, dentre outros, sem que se corra o risco de que suas propriedades e seus valores sejam diminuídos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1983.
- ALONSO, U.R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1989.
- ALONSO, U.R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. **Cimento portland**. São Paulo: ABNT, 1979. 42p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. **Dosagem das misturas de solo-cimento, normas de dosagem e métodos de ensaio**. São Paulo: ABNT, 1986, 57p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. **Dosagem de solo-cimento em traços de um saco de cimento**. São Paulo: ABNT, 1984, 27p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. **Geologia aplicada a solo-cimento**. São Paulo: ABNT, 1981, 66p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. **Metodologia de ensaios de solos**. São Paulo: ABNT, 1981, 22p.

- BOWLES, J.E. **Foundation analysis and design**. Singapore: Ed. McGraw-Hill Book Co., 1988.
- BOLETIM TÉCNICO nº 1. **A utilização do solo-cimento em estruturas de contenção**. Secretaria Municipal de Obras de Juiz de Fora, 1981. 28p.
- BUENO, B.S., VILAR, O.H. **Mecânica dos solos**. Viçosa-MG: Editora UFV, Viçosa, 1980.
- BUSTAMANTE, M.G., GIANESELY, L. **Réajustement des paramètres de calcul des pieux**. Estocolmo: X ICSMFE, Vol. II, p.643-646, 1981.
- CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Ed. Livros Técnicos e Científicos, vols. 1 e 2, 1985.
- CODUTO, D.P. **Foundation design. Principles and practices**. New Jersey: Ed. Prentice Hall, 1994.
- CRAIG, R.F. **Soil mechanics**. 4.ed., London: Ed. Chapman and Hall.
- CRAIG, R.F. **Soil mechanics**. 4.ed. London: Chapman and Hall, 1990.
- CINTRA, J.C.A., ALBIERO, J.H. **Capacidade de carga em estacas**. São Carlos: EESC, 1985. (Publicação 083/95).
- LIMA, DARIO CARDOSO DE, **Estabilização dos solos II ; técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa**, Viçosa : UFV, Imprensa Universitária, 1993.
- DE BEER, E.E. **Different behavior of bored and driven piles**. Proc. of 1st INTER. GEOTH. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, pp. 47-82, Ghent.
- DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez**. São Paulo, 1996, SEFE III.
- Dosagem das misturas de Solo-Cimento**. Normas do Dosagem e Métodos de Ensaio. São Paulo, 1986, 51p.
- DÉCOURT, L., QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, 1978, vol I, pp. 45-54.

EB 1763/92. **Aditivos para concreto de cimento Portland**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 6p. 1992.

Guia de Construções Rurais à base de Cimento, Solo-Cimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABCP, 54p.

SILVA, G.R. DA **Manual de Traços de Concreto**. 3.ed., vol. I. São Paulo: Ed. Nobel, 1975.

HACHICH, W., FALCONI, F.,F., SAES, J., L., FROTA, R., G., Q., CARVALHO, C., S., NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Ed. Pini, 1996.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. 2.ed., vol. I. New York: Ed. John Wiley & Sons.

KULHAWY, F.H., JACKSON, C.S. **Some observations on undrained side resistance of drilled shafts**. Foundation Engineering: Current Principles and Practices, p.1014-1025, Ed. ASCE, 1989.

LAMBE, T WILLIAM. **Soil mechanics**. New York: Ed. John Wiley & Sons, Inc.

LEE, I.K., WHITE, W., INGLES, O.G. **Geotechnical engineering university of New South Wales**. Australia Pitman Books, 1983.

LEME, R.A.S. **Dicionário de engenharia geotécnica**. São Paulo, 1977.

LIMA, D.C., BUENO, B.S. **Estabilização dos solos I**. Viçosa-MG: Editora UFV, 1980.

MANUAL DE CONSTRUÇÃO COM SOLO-CIMENTO. 3.ed. São Paulo: ABNT/ABCP, 1984. 129p.

MANUAL TÉCNICO SIKA. **60 anos no Brasil**, 102p.

MANUAL TÉCNICO SIKA. **Qualidade suíça da construção**.

MANUAL TÉCNICO SIKA. **Quem especifica ganha a mais alta tecnologia**. 1987.

MB 3361. **Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1990. 2p.

- MB 3359. **Solo-cimento – Ensaio de compactação.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1990. 6p.
- MB 3360. **Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1990. 5p.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior university of California, Berkeley.** New York: Ed. John Wiley & Sons, 1976.
- MORAES, M.C. **Estruturas de fundações.** São Paulo: Ed. McGraw-Hill do Brasil, 1976.
- NBR 6484. **Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1980. 12p.
- NBR 6458. **Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm. Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1984. 6p.
- NBR 7250. **Identificação e descrição de amostras de solos obtidos em sondagens de simples reconhecimento dos solos.** 1982.
- NBR 7182. **Solo-cimento – Ensaio de compactação.** Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 1986. 10p.
- NBR 9603. **Sondagem a trado.** Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 1986. 6p.
- NBR 6121. **Estaca e Tubulão_Prova de Carga.** Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 1985.
- NBR 6122. **Projeto e execução de fundações.** Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 1986. 62p.
- NOGUEIRA, J. B., **Mecânica dos Solos – Ensaio de Laboratório.** Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, EESC-USP, 1995. 248p.
- PAULA, M. C. DE **Ensaio dilatometricos em um solo residual de gnaiss.** Dissertação de mestrado, UFV, 1998, 176p.

- PEIXOTO, R.A.F. **Estacas escavadas – Aspectos construtivos e filosofia de dimensionamento**. III Congresso de Engenharia Civil, UFJF, Juiz de Fora, 1998. pp. 145-154.
- QUEZADO, C. **Proposição de um modelo físico para estudo da interação solo-estrutura em fundações profundas**. Dissertação de mestrado em Geotécnica, UNB, 1993, 101p.
- REESE, L.C., O’NEILL, N.W. **New designed method for drilled shafts from common soil and rock tests**. Foundation Engineering: Current Principles and Practices, pp. 1026-1039, Ed ASCE, 1989
- SEGANTINI, A.A.S., CARVALHO, D. **Provas de carga em estacas moldadas “in loco” com solo-cimento plástico no solo colapsível de Ilha Solteira – SP**, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Geotécnica, 1996, pp. 111-122.
- SEGANTINI, A.A.S. **Utilização de solo-cimento em estacas apiloadas para obras de pequeno porte**. Dissertação de Mestrado, UNICAMP. 1994, 96p.
- SHERWOOD, P., T. **Effect of sulfates on cement-stabilized clay**. Highway Research Board Bulletin. 193, National Research Council, Washington, D.C. pp98-107, 1958.
- SILVA, G.R. **Manual de traços de concreto**. São Paulo: Ed. Nobel, 1978.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. **Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra**. São Paulo: Ed. McGraw-Hill do Brasil, 1978.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. **Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra**. São Paulo: Ed. Mc Graw Hill do Brasil, 1979.
- VARGA, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Mc Graw Hill do Brasil, 1977.
- VELLOSO, D.A., LORS, F.R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.
- VELLOSO, P.P.C. **Fundações – Aspectos geotécnicos**. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 3.ed., vol 3, p.467-469.