

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo

Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva

**ESTACAS INJETADAS AUTOPERFURANTES: metodologia de execução e
determinação da sua capacidade de carga através de métodos semi-empíricos**

**São Paulo
2011**

Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva

ESTACA INJETADA AUTOPERFURANTE: metodologia de execução e determinação da sua capacidade de carga através de métodos semi-empíricos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Habitação: Planejamento e Tecnologia.

Data da aprovação ____/____/____

Prof. Dr. Marcos Massao Futai (Orientador)
USP – Universidade de São Paulo

Membros da Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcos Massao Futai (Orientador)
USP – Universidade de São Paulo

Prof. Dr. José Maria de Camargo Barros (Membro)
IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Membro)
UERJ – Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva

ESTACAS INJETADAS AUTOPERFURANTES: metodologia de execução e determinação da sua capacidade de carga através de métodos semi-empíricos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Habitação: Planejamento e Tecnologia.

Área de Concentração: Planejamento, Gestão e Projeto.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Massao Futai

São Paulo
Abril/2011

Ficha Catalográfica
Elaborada pelo Departamento de Acervo e Informação Tecnológica – DAIT
do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT

S586e

Silva, Rodrigo Rogério Cerqueira da

Estacas injetadas autoperfurantes: metodologia de execução e determinação da sua capacidade de carga através de métodos semi-empíricos. / Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva. São Paulo, 2011.

216 p.

Dissertação (Mestrado em Habitação: Planejamento e Tecnologia) - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. Área de concentração: Planejamento, Gestão e Projeto.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Massao Futai

1. Estaca injetada autoperfurante 2. Perfuração do solo 3. Calda de cimento 4. Fundação (engenharia) 5. Instrumentação 6. Controle de recalque 7. Prova de carga 8. Solo argiloso 9. Solo arenoso 10. Tese I. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. Coordenadoria de Ensino Tecnológico II. Título

11-30

CDU 624.154.54(043)

*“Se é fácil adquirirem-se conhecimentos teóricos
é muito difícil transmitir-se a experiência vivida.”*

Milton Vargas, 1980.

Aos meus grandes pais (Ramilton “Remi” e Ivone “Vonão”), pessoas serenas e humildes que apesar das dificuldades da vida, nunca deixaram de lutar ao meu lado e contribuir com meus sonhos, companheiros de grandes batalhas a quem devo todo meu afeto e minha eterna gratidão, ao qual recompenso com a minha maior riqueza, o meu sincero e puro amor.

Aos meus maiores ídolos, que sempre me espelhei para adquirir caráter como homem e criar responsabilidades, meus irmãos (Robson e Rodson). Fico feliz por vocês terem participado da minha infância e adolescência, do mesmo jeito que contribuíram em todos os estágios da minha vida; é com muito orgulho que desejo ser ou tentar fazer tudo que fizeram por mim, retribuindo e contribuindo com seus filhos.

Às minhas maiores riquezas (Gabriel, Nicolle e Jullia) meus sobrinhos, aos quais tenho todo carinho e amor, anjos que contribuem para minha vida ser mais alegre e colorida, com gosto de algodão doce, pipoca e chocolate.

A minha alma gêmea (Camila) a quem dedico todo meu carinho e amor, que esteve nos momentos difíceis desta caminhada, me apoiando, incentivando, e amando, me dando a oportunidade de retomar o que vivemos em vidas passadas.

Agradecimentos

Primeiramente a Deus, "que nos concede, a cada dia, uma página de vida nova no livro do tempo, aquilo que colocarmos nela, corre por nossa conta" (Emmanuel, psicografado por Chico Xavier).

A minha família, que juntos construímos uma fundação profunda, engastada em rocha, para que pudéssemos suportar todas as cargas imprevistas impostas pela vida.

Ao amigo e mestre, João Duarte Guimarães Filho, que apesar da correria do dia a dia, nunca negou seu precioso tempo para repassar todo conhecimento geotécnico, adquirido em toda sua vida. Homem que contribui com a engenharia geotécnica no Brasil através de invenções e soluções, a quem dedico meu maior respeito e gratidão, com envolvimento fundamental na elaboração desta dissertação.

Ao grande amigo, Sr. José de Oliveira (Tiozinho Siltoso), por me ensinar a respeitar a mecânica dos solos, ajudando-me a dar meus primeiros passos em argila mole, areia fofa e solos colapsíveis, demonstrando o verdadeiro significado da palavra amizade.

Ao Professor Dr. Marcos Massao Futai, ao qual deixo de lado a formalidade para chamar de amigo a quem sinto maior afinidade, agradeço a orientação, confiança e ensinamentos tanto acadêmicos como de vida.

A empresa ESTE Geotecnia e Fundações, pelo apoio técnico, incentivando o aperfeiçoamento e criação de novas técnicas, relevante em todas as etapas da pesquisa, assim como a colaboração dos funcionários do pátio e campo, cuja experiência de cada um foi de suma importância para aumentar os meus conhecimentos práticos.

A todos que fazem parte da minha vida, plantando carinho, amizade e conhecimento.

Resumo

A presente pesquisa visa estabelecer uma metodologia executiva das estacas injetadas autoperfurantes moldada “*in loco*”, no qual consiste em perfurar o solo com altíssima velocidade por rotação e “*pull down*”, através da injeção simultânea de nata de cimento com medias pressões. Ocasionalmente na estaca um diâmetro final que pode obter o dobro do bit de perfuração, de acordo com o tipo de solo, gerado pelo efeito do jato da nata de cimento, mostrando-se uma solução interessante e com vantagens técnicas e econômicas na presença de solos moles e granulares. São detalhados os processos executivos como um todo, verificando os aspectos técnicos e operacionais, apresentando também a composição dos materiais constituintes desta estaca, para melhor compreender as características estruturais deste elemento. De forma a verificar “*in situ*” o desempenho deste novo tipo de fundação profunda, foram realizadas instrumentações como controle de recalque e provas de carga em obras com características estruturais distintas, em estacas injetadas autoperfurantes com diferentes diâmetros e comprimentos, realizadas em perfis estratigráficos de solos argilosos e arenosos, para melhor avaliação de sua capacidade de carga. Analisam-se de maneira crítica os ensaios das provas de carga interpretados a base da extrapolação da curva carga versus recalque e das previsões da capacidade de carga, obtidas por meio dos métodos semi-empíricos de correlação com ensaios de penetração (*SPT*), sendo que os valores previstos serão confrontados com os valores da carga de ruptura obtidos por meio da extrapolação da curva definida pelo método de Mazurkiewicz. Através dos resultados obtidos pelos métodos de previsão de carga, será definido o desempenho dos métodos em relação ao tipo de solo que as estacas foram executadas. Ao término apresentam-se algumas recomendações baseadas na pesquisa e no acompanhamento de obras espalhadas pelo território nacional, podendo-se assim avaliar os padrões de vantagem e desvantagem da execução deste novo tipo de estaca injetada e de fundação profunda, fornecendo informações sobre seu desempenho para comunidade geotécnica.

Palavras-chave: Estaca injetada autoperfurante, controle de recalque; prova de carga estática; prova de carga dinâmica; metodologia de execução.

Abstract

SELF DRILLING INJECTION PILES: execution methodology and determination of its load capacity through the semi-empirical methods

This work aims to establish an executive methodology of the self-drilling injection piles framed in loco, in which the soil drilling is done with the highest speed by rotation and pull down, through the simultaneous injection of grouting with medium pressures. This kind of drilling causes in the pile a final diameter that can get the double bore bit, according to the type of soil, done by the grouting blast, showing that it can be an interesting solution with technical and economic advantages with soft and granulated soils. The executive processes are detailed as a whole, verifying the technical and operational aspects, and also presenting the pile materials composition, in order to understand the structural characteristics of this element. In order to verify "in situ" the performance of this new kind of deep drilling, instrumentations were done, such as: settlement control and load tests in constructions with different structural characteristics, in self-drilling injected piles with different diameters and length, done in stratigraphical sandy and clay soil profiles, for a better evaluation of its load capacity. It is analyzed, in a critical way, essays of load tests interpreted in the basis of curve extrapolation load versus settlement and the provisions of the load capacity, obtained by semi-empirical methods correlating with the penetrations methods (*SPT*), in which the previewed values will be come up against the rupture load values obtained by the defined curve extrapolation defined by the Mazurkiewicz method. Through the results obtained by the load prevision methods, it will be defined the methods performance in relation to the kind of soil where the piles were executed. As a conclusion it is presented some recommendations based in the research and in the constructions following up done throughout the National Territory, in this way it is possible to evaluate the vantages and disadvantages patterns of this new kind of injected pile execution and the deep foundation, offering information about its performance to the geotechnical community.

Keywords: self-drilling injection piles, settlement control, static load test, dynamic load test, execution methodology.

Lista de ilustrações

Figura 1: Catedral, Agrigento (Itália), reforçada na base com estaca raiz.....	27
Figura 2: Esquema típico de estaca raiz como reforço em fundação direta.....	28
Figura 3: Esquema típico de tubo de injeção com válvulas tipo manchete.....	29
Figura 4: Consolidação de taludes em terrenos soltos.....	37
Figura 5: Processo executivo da estaca injetada tipo raiz.....	41
Figura 6: Processo executivo da estaca injetada tipo microestaca.....	42
Figura 7: Sequencia executiva da estaca injetada autoperfurante.....	43
Figura 8: Variação da carga crítica de flambagem em função do diâmetro da estaca para $K_h = 0,50 \text{ kg/cm}^2$ em solos argilosos ou argila mole.....	48
Figura 9: Estaca parcialmente enterrada (a) condição real (b) condição equivalente.....	49
Figura 10: (A) minitronco de abatimento, (B) dimensões minitronco mm, (C) cone de Marsh, (D) dimensões cone mm.....	52
Figura 11: Curva de injetabilidade, laboratório de tecnologia de concreto de Salto Santiago, ELETROSUL.....	53
Figura 12: (a) Esquema típico da estaca carregada, (b) Transferência de carga em solo estável.....	56
Figura 13: Diagramada de esforços de transferência de carga.....	57
Figura 14: Criação de diferentes mecanismos de ruptura.....	59
Figura 15: transferência de carga em solos em adensamento na fase final.....	61
Figura 16: a) esquema do atrito negativo; b) desenvolvimento do atrito negativo; c) diagrama do atrito ao longo da estaca; d) diagrama final.....	63
Figura 17: Influência da inclinação da estaca no atrito negativo.....	64
Figura 18: Pressão de injeção x atrito lateral em formações geológicas.....	65
Figura 19: Esquema típico da curva de transferência de carga em solo da estaca raiz e microestaca tubular.....	66
Figura 20: Diagrama carga/deslocamento de uma estaca raiz e microestaca tubular, executada no mesmo subsolo de um edifício.....	67
Figura 21: (a) ensaio de arranque (b) diagrama comparativo carga/deformação, em dois tipos de estaca injetada.....	68
Figura 22: Corte da cavidade cilíndrica.....	69
Figura 23: Distribuição da pressão vertical durante ensaio de arrancamento.....	69
Figura 24: Atrito lateral em estacas injetáveis.....	71
Figura 25: Comportamento de uma curva carga x recalque.....	73
Figura 26: Curva carga x recalque típica de uma fundação profunda.....	74
Figura 27: Curva carga x recalque de uma estaca em escalas diferentes.....	75

Figura 28: Curvas típicas de provas de carga com carregamento axial.....	76
Figura 29: Interpretação da curva carga x recalque.....	77
Figura 30: Carga de ruptura estimada pelo método de Mazurkiewicz (1972).	78
Figura 31: Determinação da carga de ruptura.....	79
Figura 32: Avaliação das capacidades de carga estática observada x estimada por métodos dinâmicos.	80
Figura 33: Esquema típico de sistema de reação para prova de carga estática.	92
Figura 34: Comparação das curvas típicas carga x deslocamento, para os diferentes programas de ensaio.....	93
Figura 35: Tempo necessário para realização dos ensaios.	94
Figura 36: Comparação entre prova da carga lenta (a) “SML” e rápida (b) “QML”	96
Figura 37: Formação da onda de impacto.....	99
Figura 38: Sentido de propagação das ondas.....	99
Figura 39: Diagrama de trajetória das ondas.	101
Figura 40: Esquema usual empregado numa instrumentação dinâmica.....	102
Figura 41: Detalhe de instalação dos sensores da estaca.....	103
Figura 42: Modelo do método “CAPWAP” desenvolvido por Smith em 1960.....	106
Figura 43: (a) Fluxograma de entrada e saída dos resultados de previsão da carga (b) tentativas de ajuste entre a força medida e calculada.	107
Figura 44: Mobilização do atrito lateral.....	107
Figura 45: Seção típica de uma estaca injetada autoperfurante exumada.....	111
Figura 46: Fator de multiplicação em relação ao bit de perfuração e tipo de solo...	112
Figura 47: Barra de aço em profundidade com maiores acréscimos de tensão.....	118
Figura 48: Gráfico do ensaio de tração em barra “ROCSOLO”.....	120
Figura 49: Sequencia executiva de preparação da calda de cimento.	124
Figura 50: Perfil estratigráfico dos edifícios em recalque.	133
Figura 51: Planta dos pilares com pinos de recalque e marco de referência.	134
Figura 52: Perfil da instalação do marco de referência.	135
Figura 53: Esquema de medição do prumo.....	136
Figura 54: Pilares reforçados com estacas injetadas autoperfurantes.....	137
Figura 55: Curvas de isorecalques (a) antes do reforço dos pilares 23º dia, (b) depois do reforço dos pilares 48º dia.....	144
Figura 56: Perfil geológico-geotécnico Chapadão do Sul/MS.	147
Figura 57: Caracterização geotécnica da área de estudo.	148
Figura 58: Seção esquemática – estruturação de solo mole com EIA.	149
Figura 59: Corte e planta do sistema de reação.....	154

Figura 60: (a) planta de localização das estacas, (b) corte da seção da base com vista das estacas injetadas autoperfurantes.....	156
Figura 61: Caracterização geotécnica típica da obra	159
Figura 62: Perfil característico do solo junto aos trilhos dos guindastes.	172
Figura 63: Provável seção geológica pela Orla Praiana de Santos.....	173
Figura 64: Sondagem SPT típica da região da execução das estavas.	179
Fotografia 1: Estabilização de encosta em local de difícil acesso.	33
Fotografia 2: Deslocamento em dunas para execução de fundações.....	34
Fotografia 3: Reforço de fundação Igreja de Nossa Senhora da Penha.	35
Fotografia 4: Reforço de fundação Viaduto da Mooca-SP.	36
Fotografia 5: Fundação em local com condições precária e restrita de barulho.....	38
Fotografia 6: Estaca injetada autoperfurante associada a tirantes, executada com nove metros de comprimento, espaçadas a cada metro.....	39
Fotografia 7: Sequencia executiva: (a) haste de perfuração, (b) armadura complementar, (c) perfuração, (d) haste de perfuração complementar, (e) colocação da armadura complementar, (f) estaca pronta.	110
Fotografia 8: Estacas injetadas autoperfurantes exumadas em solos coesivos e não coesivos para verificação do seu diâmetro final.....	113
Fotografia 9: Roscas e luvas para prolongamento do tubo de perfuração.	115
Fotografia 10: Detalhe da armadura complementar após execução da estaca.....	119
Fotografia 11: (a) detalhe da ponteira cortante com passagem para calda de cimento, (b) alargamento do fuste realizado pela ponteira, (c) ponteira em forma de seta para solos arenosos, (d) ponteira em forma de cruzeta para solos argilosos, (e) detalhe da passagem da calda para seta, (f) detalhe da passagem da calda para cruzeta.....	122
Fotografia 12: Equipamento de preparação e injeção da calda de cimento.....	124
Fotografia 13: Moldagem de corpos de prova e imersão em água.	126
Fotografia 14: Ensaio de fluidez em Cone tipo Marsh.....	128
Fotografia 15: Detalhe da EIA para reforço de fundação.	142
Fotografia 16: Vista geral dos edifícios, (a) prédios interditado antes da execução de reforço - 1983, (b) prédios habitados reforçados com EIA - 2011.....	145
Fotografia 17: Vista aérea da implantação das estacas com capitéis.....	147
Fotografia 18: Sequencia executiva: (a) cabeça da estaca, (b) capitéis implantados, (c) geogrelha sobre EIA, (d) camada de brita entre as estacas, (e) utilização de manta geotextil.	151
Fotografia 19: (a) sistema de reação em forma de cruz, (b) detalhe dos extensômetros sobre placa de aço.....	153

Fotografia 20: Sequencia executiva de implantação de Aerogeradores com estacas injetadas autoperfurantes com diâmetro nominal de 300 mm.	157
Fotografia 21: (a/b) cavalete para ensaio, (c/d) sistema de reação para ensaio de compressão, (e/f) prova de carga horizontal.	161
Fotografia 22: Detalhe da movimentação dos guindastes sobre trilhos.	170
Fotografia 23: Prolongamento dos trilhos com EIA.	171
Fotografia 24: (a) sistema de reação, (b) detalhe do travamento entre o tubo da estaca e a viga de reação secundária, (c) macaco hidráulico, extensômetro e célula de carga, (d) painel de leitura da célula de carga e bomba hidráulica elétrica, (e) detalhe do topo da estaca e tubo metálico de arranque de 1,0m.	175
Fotografia 25: Fotos da obra de arte antes da execução dos serviços.	177
Fotografia 26: (a) ponteira para solos argilosos, (b) conjunto de estacas, (c) montagem bloco, (d) vigas transversais reforçadas por estacas injetadas autoperfurantes.	178
Fotografia 27: Amostra de solo retirada após o início da perfuração.	180
Fotografia 28: (a) sistema de amortecedor coxim de madeira, (b) sensores, (c) equipamento de cravação sobre esteiras (d) equipamento PDA modelo PAX.	182
Fluxograma 1: Sequencia executiva da estacas injetadas.	44
Gráfico 1: Curva da vida útil da calda de fator $A/C = 0,5$	130
Gráfico 2: Recalques dos pilares 1A, 3A, 4A, 6A e 7A.	139
Gráfico 3: Recalques dos pilares 1B, 3B, 4B, 5B e 7B.	140
Gráfico 4: Recalques dos pilares 1C, 4C, 6C e 7C.	140
Gráfico 5: Recalques dos pilares 1D, 4D, 5D e 7D.	141
Gráfico 6: Evolução e estabilização dos recalques dos pilares reforçados.	142
Gráfico 7: Velocidade de recalque dos pilares.	143
Gráfico 8: Curva carga x recalque da estaca M-221.	154
Gráfico 9: Curva carga x recalque da estaca EC-01 Base NCQ-28.	162
Gráfico 10: Curva carga x recalque da estaca ET-01 Base NCQ-28.	163
Gráfico 11: Curva carga x recalque da estaca ET-02 Base NCQ-28.	163
Gráfico 12: Curva carga x recalque da estaca teste EH-04 Base NCQ-28.	164
Gráfico 13: Curva carga x recalque da estaca teste EH-01 Base NCQ-23.	165
Gráfico 14: Curva carga x recalque até a ruptura EC-01 base NCQ-23.	166
Gráfico 15: Curva carga x recalque até a ruptura ET-01 base NCQ-23.	167
Gráfico 16: Curva carga x recalque, até a ruptura ET-02 base NCQ-23.	167
Gráfico 17: Curva carga x recalque da estaca teste EC-01 Base NCQ-11.	168
Gráfico 18: Curva carga x recalque da estaca teste ET-01 Base NCQ-11.	169

Gráfico 19: Curva carga x recalque da estaca teste ET-02 Base NCQ-11.....	169
Gráfico 20: Curva carga x recalque da estaca teste de 50,60 metros.....	176
Gráfico 21: Curva carga x recalque da estaca E09 pelo método <i>CAPWAP</i>	184
Gráfico 22: Curva carga x recalque da estaca E11 pelo método <i>CAPWAP</i>	184
Gráfico 23: Curva carga x recalque da estaca E13 pelo método <i>CAPWAP</i>	185
Gráfico 24: Curva carga x recalque da estaca E15 pelo método <i>CAPWAP</i>	185
Gráfico 25: Relação entre cargas para estacas ensaiadas à compressão.....	192
Gráfico 26: Relação entre resistência lateral e total para as obras analisadas.	194
Gráfico 27: Relação entre resistência de ponta e total para as obras analisadas. ...	195
Gráfico 28: Relação entre resistência lateral e total das estacas ensaiadas à tração.	198
Gráfico 29: Adequabilidade dos métodos em função dos tipos de solos para estacas ensaiadas a compressão.....	199
Gráfico 30: Adequabilidade dos métodos em função dos solos arenosos para estacas ensaiadas a tração.....	200

Lista de Tabelas

Tabela 1: Tubos de revestimento da estaca raiz.....	40
Tabela 2: Fatores de F1 e F2 em função do tipo de estaca	83
Tabela 3: Valores de K e α em função do tipo de solo.....	84
Tabela 4: Valores de KP em função do tipo de solo SPT.....	86
Tabela 5: Valores de α e β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	87
Tabela 6: Coeficientes β_1 e β_2	88
Tabela 7: Coeficiente K em função do tipo de solo.....	90
Tabela 8: Dados técnicos da armadura tubular.....	116
Tabela 9: Caracterização geométrica dos segmentos das estacas.....	117
Tabela 10: Caracterização mecânica dos componentes das estacas.....	117
Tabela 11: Ensaio de tração barra “ROCSOLO” 1 ½”.....	119
Tabela 12: Composição química do cimento utilizado.....	126
Tabela 13: Ensaio de resistência a compressão.....	127
Tabela 14: Módulo de elasticidade da calda de cimento aos sete dias.....	127
Tabela 15: Caudal médio das caldas ensaiadas.....	129
Tabela 16: Características dos pilares reforçados.....	138
Tabela 17: Recalque medido em milímetros.....	138
Tabela 18: Velocidade de recalque.....	143
Tabela 19: Sequencia de golpes aplicados na estaca.....	183
Tabela 20: Resumo dos resultados das provas de carga.....	186
Tabela 21: Valores previstos pelos métodos para as obras ensaiadas a compressão.....	188
Tabela 22: Resultados das análises <i>CAPWAP</i>	191
Tabela 23: Valores previstos pelos métodos para as obras ensaiadas tração.....	196
Tabela 24: Desempenho dos métodos em relação aos ensaios.....	199

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CAPWAP	<i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
CAPWAPC	<i>Case Pile Wave Analysis Program – Continuous Model</i>
CP	Corpo de Prova
EIA	Estacas Injetadas Autoperfurantes
ESTE	Engenharia de Serviços Técnicos Especiais
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
NM	Nível do Mar
PDA	<i>Pile Driving Analyzer</i>
RN	Referência de Nível
SCH	<i>Schedule</i>
SEFE	Seminário de Engenharia e Fundações Especiais
SFL	Sedimentos Fluvio Lagunares
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>

Lista de Símbolos

P:	Carga de solicitação
R_{med} :	Valor médio da capacidade de carga
C_s :	Coefficiente de segurança global
A_s :	Área do aço da seção transversal da estaca
f_{yk} :	Resistência característica (estrutural) do aço
F_s :	Fator de segurança
P_{cr} :	Carga crítica de flambagem
E_I :	Rigidez transversal
K_h :	Módulo de reação horizontal do solo
L_U :	Comprimento livre
L_e :	Comprimento equivalente
L_c :	Comprimento da estaca imerso no solo
T_c :	Comprimento característico estaca-solo
Z:	Profundidade
N_h :	Constante de reação do solo
P_{cr} :	Carga crítica de flambagem
E_N :	Módulo de deformação da nata de cimento
f_{ckj} :	Resistência característica da calda a compressão ao j dias
φ :	Ângulo de atrito
P:	Carga aplicada no topo da estaca
P_L :	Resistência lateral
P_P :	Resistência de ponta
A_P :	Área da seção transversal da estaca
ρ_P :	Deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga
A:	Área da seção transversal da estaca
E:	Módulo de elasticidade do material da estaca
R_L :	Resistência lateral
R_P :	Resistência de ponta
q_L :	Resistência lateral unitária, na ruptura
q_P :	Resistência de ponta unitária, na ruptura
A_L :	Área da superfície lateral da estaca
A_B :	Área da base da estaca

Δz :	Espessura de camada
N_A :	Carga devido ao atrito negativo
U:	Perímetro da estaca
r_f :	Adesão entre a estaca e o solo.
p_u :	Pressão radial
R:	Raio
D_f :	Profundidade debaixo da superfície
Irr:	Índice de Rigidez Reduzido
σ_v :	Pressão vertical
f_r :	Resistência a ruptura por atrito
σ_v :	Pressão Horizontal
D:	Diâmetro do círculo circunscrito à estaca
U:	Perímetro da estaca
N_L :	Valor médio do N_{SPT} para cada espessura da camada
L:	Espessura de cada camada
Á:	Coefficiente de proporcionalidade
K:	Coefficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária
K_p :	Coefficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo
N_p :	Valor médio do N_{SPT} na ponta da estaca
A_p :	Área da ponta da estaca
A_b :	Área da base da estaca
P_R :	Carga de ruptura
\emptyset :	Diâmetro do tricône (ponteira)
L:	Comprimento de ancoragem
K:	Coefficiente que depende do tipo de solo
U:	Deslocamento longitudinal de um ponto qualquer da barra
X:	Distância do ponto considerado à extremidade da barra
C:	Velocidade de propagação da onda
T:	Tempo
F:	Força
V:	Velocidade de propagação
R_T :	Resistência a penetração
R_S :	Parcela de resistência estática

R_D :	Parcela de resistência dinâmica
V_P :	Velocidade de Ponta
A/C:	Fator água cimento
γ_c :	Peso específico dos grãos de cimento
a_p :	Peso específico aparente do cimento ensacado
γ_{cd} :	Peso específico da calda
V_{calda} :	Volume da calda
$V_{\text{água}}$:	Volume da água
N:	Número de sacos de cimento
LA:	Laboratório
CA:	Campo
Q_m :	Caudal médio de escoamento da calda
$T_{\text{escoamento}}$:	Tempo de escoamento da calda
E_m :	Módulo de deformação da nata de cimento
E_{cam} :	Módulo de deformação da camisa metálica
E_s :	Módulo de deformação da armadura complementar
f_n :	Resistência a compressão simples aos 7 dias da nata de cimento
$f_{y, cam}$:	Tensão de escoamento do aço do tubo ASTM A53
$f_{y,s}$:	Tensão de escoamento da barra de aço CA-50A

Sumário

1 INTRODUÇÃO	21
1.1 Objetivo da Dissertação	23
1.2 Objetivos Específicos	24
1.3 Estrutura da Dissertação	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1 Estacas Injetadas	27
2.2 Estaca Injetada Autoperfurante (EIA)	31
2.2.1 Aspectos Históricos	31
2.2.2 Utilização de EIA como solução de problemas geotécnicos	32
2.3 Estacas Injetadas Processo Executivo	40
2.4 Comportamento Mecânico das Estacas	45
2.4.1 Capacidade estrutural das estacas	45
2.4.2 Flambagem das estacas	47
2.4.3 Calda de cimento para injeção	51
2.5 Estimativa da Capacidade de Carga Geotécnica das Estacas	54
2.5.1 Transferência de carga da estaca para o solo	54
2.5.2 Transferência de carga das estacas injetadas autoperfurantes	64
2.5.3 Prova de carga e curva carga x recalque	71
2.5.4 Carga de ruptura a partir da curva carga x recalque	73
2.5.5 Métodos de cálculo de capacidade de carga	80
2.5.4.1 Métodos Semi-Empíricos	82
2.5.4.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975)	82
2.5.4.1.2 Método de Décourt & Quaresma (1978/1982)	84
2.5.4.1.3 Método de David Cabral (1986)	87
2.5.4.1.4 Método de Ivan Joppert Jr. (2004)	89
2.6 Prova de Carga das Estacas	90
2.6.1 Prova de Carga Estática	90
2.6.1.1 Prova da Carga Lenta (SML)	94
2.6.1.2 Prova de Carga Rápida (QML)	95
2.6.1.3 Prova de Carga Dinâmica	96
2.6.2.1 PDA Método CASE	103
2.6.2.2 PDA Método CAPWAP	105
3 MÉTODO DE EXECUÇÃO	109
3.1 Descrição da Estaca Injetada Autoperfurante (EIA)	109
3.2 Caracterização dos Materiais da Estaca	115
3.2.1 Caracterização do Tubo de Aço	115
3.2.2 Caracterização da Armadura Complementar	118
3.2.3 Caracterização do Bit de Perfuração	120
3.2.4 Caracterização da Calda de Cimento	123
4 ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS	131
4.1 Reforço de Fundação – Década de 80	132
4.1.1 Caso de Obra 1 - São Paulo / SP	132

4.2	Aterro Estaqueado – Década de 90	146
4.2.1	Caso de Obra 2 - Mato Grosso do Sul / MS.....	146
4.3	Fundações de Novas Estruturas – Década de 2000.....	155
4.3.1	Caso de Obra 3 – Aracati / CE.....	155
4.3.2	Caso de Obra 4 – Santos / SP.....	170
4.3.3	Caso de Obra 5 – Paraty / RJ	177
5	 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA	186
5.1	Análise dos Resultados a partir da Curva Carga x Recalque.....	186
5.2	Análise dos Resultados a partir dos Valores N_{SPT}	187
5.2.1	Interpretação dos dados em relação ao ensaio de compressão	188
5.2.2	Interpretação dos dados em relação ao atrito lateral e reação de ponta	193
5.2.3	Interpretação dos dados em relação ao ensaio de tração.....	196
5.3	Considerações sobre os métodos aplicados.....	198
6	 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	203
6.1	Conclusões	203
6.2	Sugestões para Pesquisas Futuras	206
	REFERÊNCIAS.....	207
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	216

1 INTRODUÇÃO

Desde que a humanidade começou a projetar e construir estruturas para diferentes usos e ambientes, sistemas de fundações tiveram de ser desenvolvidos para corresponder às necessidades arquitetônicas e estruturais.

Com a crescente expansão urbana, nem sempre é possível encontrar uma base de apoio boa em/ou próximo a superfície plana, portanto, outras fundações como sapatas de propagação foram concebidas para a transferência de carga a compressão até uma carga adequada limitadas a pequenas profundidades.

Grandes estruturas submetidas a cargas de ventos e sísmicas necessitam de fundações capazes de suportar forças de compressão e tração, bem como elevadas forças laterais.

Em vez da utilização de fundações que exigem grandes quantidades de concreto em grandes áreas e grandes escavações em massa, fundações perfuradas ou estacas menores e mais profundas tornaram-se uma alternativa mais econômica, em que o aço embutido reforça o sistema de concreto, argamassa ou calda de cimento, que são seus principais componentes.

Estacas injetadas pertencem a esta categoria de elementos de fundação. Elas são muito simples, e estão se tornando cada vez mais populares na concepção da construção.

Uma das técnicas em desenvolvimento mais recente é um sistema e método, que combina todas as fundações citadas acima em uma única etapa de instalação.

Este método utiliza barras ocas, às vezes em combinação com o seu interior barras sólidas, que também podem ser de pós-tensão, além de equipamentos mais simples, gerando uma execução simplificada de fácil controle e rapidez na instalação, apresentando dentre as estacas injetadas a menor relação custo/carga.

Estas estacas se diferenciam das demais podendo ser executadas com maiores inclinações entre zero e noventa graus. Seu processo de perfuração permite atingir grandes profundidades em terrenos com baixa resistência, o que lhes confere maior nível de carga transmitida ao solo por atrito lateral, comparando-se com outros tipos de estacas de mesmo diâmetro.

Como sua carga admissível resulta fundamentalmente da parcela de atrito lateral, as cargas de tração podem ser consideradas a metade da carga a compressão em solos argilosos e arenosos, desde que o fuste seja convenientemente armado com barras sólidas.

A estaca totalmente integrada com o solo forma um sistema de reforço de fundação aglomerando a massa de solo, em especial se forem colocadas em grupos.

O objetivo da criação deste novo tipo de estaca é produzir uma perfuração injetada, reforçando a microestaca e seguindo a idéia original da estaca raiz de Fernando Lizzi, surgida na década de 1950, em Nápoles (Itália) denominada de "*Pali Radice*".

Espera-se com um estudo mais detalhado dos resultados das provas de cargas realizadas nesta estaca, sejam melhores compreendidos comparando-se com os resultados por meio de métodos semi-empíricos de capacidade de carga existentes na literatura.

O emprego de tal técnica, embora recente no Brasil, tem sido explorado nos últimos anos por uma única empresa de fundação, através de obras com presença de solos coesivos e não coesivos.

A contribuição desta pesquisa é introduzir para especialistas em engenharia de fundações, projetistas e empreiteiros, este novo sistema de perfuração denominado estaca injetada autoperfurante EIA com calda de cimento, podendo ser usado como sistema de reforço ou fundação de novas estruturas.

1.1 Objetivo da Dissertação

Como o uso da estaca injetada autoperfurante ainda não está disseminado, o objetivo da presente pesquisa é apresentar o conceito desta nova técnica que poderá ser utilizada como reforço de fundação ou como estaca normal utilizável em qualquer condição como elemento estrutural.

O uso de estacas injetadas autoperfurantes como fundações realizadas em solos, mostra-se uma solução interessante e com vantagens técnicas, econômicas e ambientais em relação às outras estacas injetadas e pré-moldadas.

O objetivo consiste em apresentar o conceito e a sequência executiva deste novo tipo de estaca em solos (coesivos e não coesivos) localizados nos Estados de São Paulo, Rio de Janeiro, Ceará e Mato Grosso, com aplicação em obras com características e finalidades distintas, verificando e avaliando o seu comportamento através dos ensaios de controle de recalque e a sua integridade, através da instrumentação das estacas submetidas às provas de carga estática e dinâmica.

1.2 Objetivos Específicos

Para contribuir com o desenvolvimento de projetos e execução deste sistema de fundação, parte-se da necessidade de melhor compreender a metodologia executiva das estacas injetadas autoperfurantes, bem como seus materiais e as prováveis causas que distanciam os resultados práticos *in situ* dos métodos semi-empíricos. Sendo assim os objetivos específicos desta pesquisa foram:

- Analisar e avaliar o seu comportamento diante das outras estacas injetadas;
- Avaliar o processo construtivo que vem sendo utilizado na prática das estacas injetadas autoperfurantes em estudo ao longo das obras acompanhadas e executadas, e definir uma metodologia executiva adequada para estas;
- Realizar uma caracterização deste novo tipo de estaca injetada (tubos de aço, bit de perfuração, bomba de injeção, calda de cimento e máquinas utilizadas);
- Realizar e acompanhar ensaios de provas de carga tipo estática e dinâmica, para avaliação da capacidade das estacas executadas em obras distintas;
- Analisar os resultados de controle de recalque, após a execução da estaca injetada autoperfurante como reforço de fundação;
- Analisar os resultados das provas de carga realizadas em diferentes tipos de obra, por meio de métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga disponíveis na literatura, baseados em ensaios SPT de forma a caracterizar a capacidade de carga das estacas.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação estrutura-se em 6 capítulos, sendo abordado no Capítulo 1 uma visão geral do tema com suas respectivas generalidades, bem como os objetivos gerais e específicos.

No Capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica com um apanhado histórico das estacas injetadas e a origem da estaca injetada autoperfurante no Brasil, apresentando as suas principais utilizações e os conceitos relativos dos processos construtivos das estacas (raiz e microestacas).

Apresentam-se algumas considerações no que diz respeito à análise de ruptura das estacas em solos coesivos e não-coesivos, capacidade de carga estrutural e o estudo de uma provável ruptura por flambagem, tratando-se também das especificações da calda de cimento em sua injeção.

O mesmo capítulo refere-se à estimativa da capacidade de carga das estacas, mostrando uma síntese de como é realizada a transferência de carga das estacas injetadas, com um breve comentário do ensaio de prova de carga, além da definição da carga de ruptura a partir da curva carga x recalque. Aborda-se também, os métodos de previsão baseados em ensaios de penetração padrão (*SPT*) utilizados nos cálculos de previsão de cargas.

Os diferentes tipos de prova de cargas serão abordados também neste capítulo, sendo que o entendimento de sua execução será de grande importância para os capítulos posteriores.

No Capítulo 3 apresentam-se uma descrição detalhada da metodologia de execução das estacas injetadas autoperfurantes, com as especificações dos materiais utilizados para execução deste novo tipo de estaca, considerando os aspectos geotécnicos das obras onde foram realizados os acompanhamentos de sua execução e instrumentação.

No Capítulo 4 apresentam-se as instrumentações realizadas nos locais em estudo, mostrando seus preparativos como montagem e execução, especificando o tipo de prova de carga realizado, apresentando os resultados das instrumentações como controle de recalque e das curvas de carga-recalque das obras ensaiadas.

No Capítulo 5 mostram-se os resultados encontrados para carga de ruptura através dos métodos semi-empíricos das previsões de capacidade de carga das estacas a partir do valor de N_{SPT} . Permitindo assim analisar e comparar com os valores obtidos *in situ* confrontando os métodos utilizados, viabilizando encontrar a sua adequabilidade para cada tipo de solo, buscando um coeficiente de ajuste para as estacas que foram executadas.

Por final no Capítulo 6 serão apresentadas algumas conclusões e observações realizadas neste trabalho, além da experiência adquirida pelo autor através da execução e acompanhamento deste novo tipo de estaca, que poderão ser aplicadas como sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estacas Injetadas

Na década de 50 surgiram dois elementos de fundação e reforço de maciços de solos que hoje, meio século após, tem tido larga aplicação como elementos de fundações especiais, sendo introduzido no Brasil a partir de meados da década de 70. As estacas injetadas tiveram a sua primeira utilidade como reforço de fundação, com origem na estaca raiz ou “*Pali Radice*”, concebida na década de 50 em Nápoles, na Itália. Esta foi empregada em obras que necessitavam de reforços modernos e eficientes para prédios e monumentos antigos sujeito por diferentes razões, à ocorrência de recalques (Figura 1).

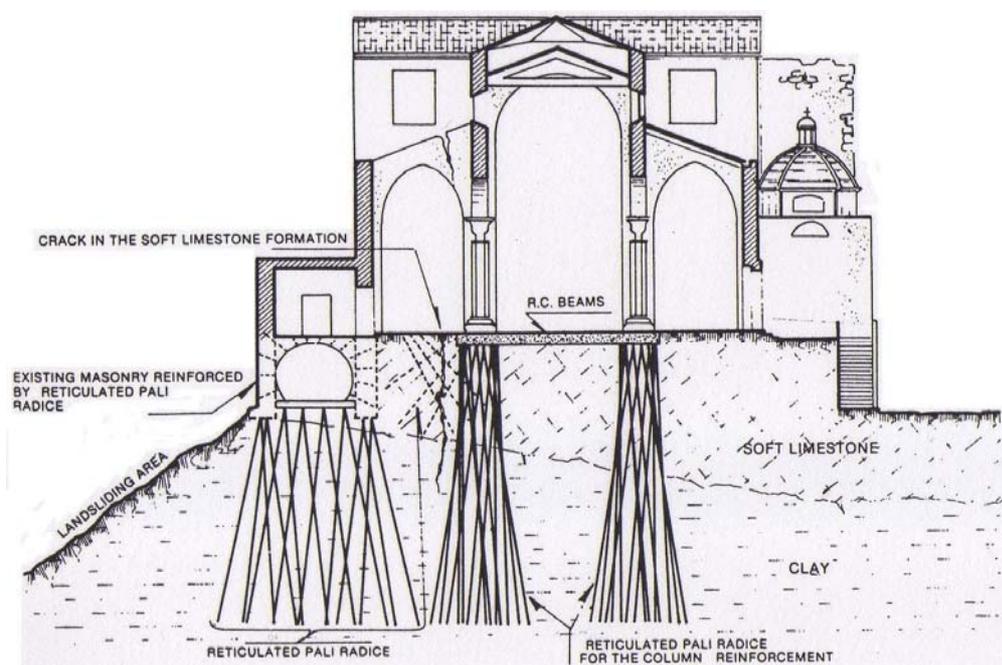


Figura 1: Catedral, Agrigento (Itália), reforçada na base com estaca raiz.
Fonte: LIZZI (1985).

Este tipo de fundação criada pelo professor Fernando Lizzi, o qual requereu as primeiras patentes em 11.03.1952, (Nº 497.736) e em 29.12.1952 (Nº 502.416) sob a denominação de “*Pali Radice*”, encontrando grande difusão não somente na Itália, mas através do mundo.

O conceito inicial era produzir um sistema de fundação que consistia de grupos de pequenas estacas inclinadas em varias direções formando uma massa de solo reforçado, como o sistema de raízes de uma árvore, de modo a induzir a consolidação do solo e transformá-lo em um solo armado, no qual as cargas seriam transmitidas através de blocos dimensionados como fundação direta (Figura 2).

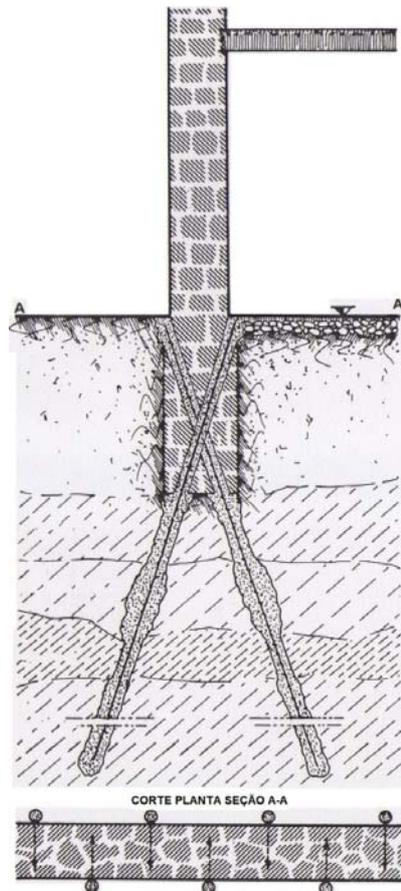


Figura 2: Esquema típico de estaca raiz como reforço em fundação direta.
Fonte: LIZZI (1985).

Os recentes desenvolvimentos desta técnica executiva e o aumento do conhecimento em mecânica dos solos permitiram que estas estacas aumentassem as suas cargas nominais em função do crescimento dos diâmetros de 40 cm até 50 cm e deixassem de ser conhecidas como estacas de pequeno diâmetro (no máximo 20 cm segundo a NBR 6122/86). Abandonada essa denominação, passaram a ser conhecidas como “estacas escavadas com injeção” pela atual (NBR 6122/2010) ou como alguns pretendem denominá-las, “estacas escavadas injetadas”.

Vários trabalhos foram desenvolvidos além dos criados por Lizzi e muitas estacas similares baseadas nas técnicas de injeção a baixas ou elevadas pressões difundiram-se pelo mundo, utilizando diferentes métodos de instalação e sistemas de reforço, tornando-se necessárias para capturá-las todas sob um título geral, em primeiro lugar “miniestacas”, que posteriormente, foi alterado para “microestacas”.

Como em 1956 quando Henri Cambefort deu publicidade ao genial dispositivo capaz de injetar e reinjetar em fases sucessivas com natas de cimento por meio de tubos dotados de válvulas “a manchete” a esta confecção deste tipo de estaca injetada denominamos de “microestaca tubular injetada”. (Figura 3).

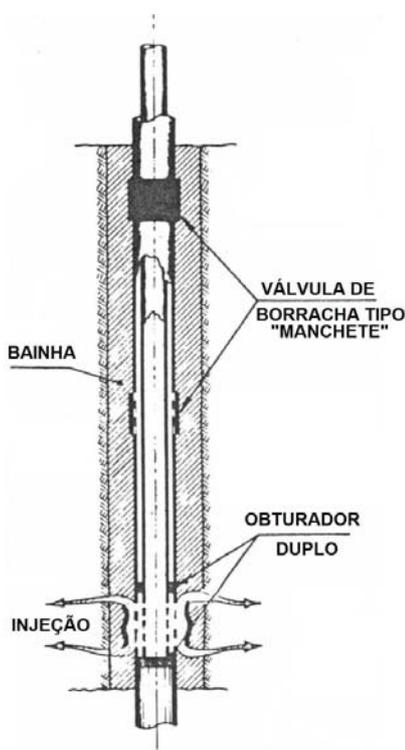


Figura 3: Esquema típico de tubo de injeção com válvulas tipo manchete.
Fonte: GUIMARÃES FILHO (1984).

Este dispositivo é cada vez mais utilizado no mundo inteiro, em soluções como emergência em fundação de edifícios, tanques, viadutos, tetos de túneis, encostas, etc.

Segundo GUIMARÃES FILHO (1984), as microestacas são utilizadas até os dias atuais sem ficar muito claro durante a sua comercialização, se eram executadas com a tecnologia de baixas ou altas pressões de injeção. A contribuição brasileira é fixar a quantidades de natas de cimento em poucas fases, observando a pressão de

reação do terreno, como controle do grau de melhoramento do solo tratado “esqueletamento” no entorno do tubo (furo) tornando a injeção mais econômica e menos artesanal.

“O emprego de estacas injetadas se faz cada vez mais frequente, por atender as restrições em grandes centros urbanos para instalação de estacas como locais de difíceis acessos por equipamentos de grandes dimensões e minimizar as vibrações ou ruídos causadas pelos equipamentos, causando danos as construções vizinhas no qual apresentam estágios precários” (CABRAL, 1986).

Elas são utilizadas principalmente como estacas de atrito submetidas a elevadas cargas de compressão ou tração, sendo a sua capacidade de carga podendo ser definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela ponta simultaneamente.

De acordo com a NBR-6122/2010 define-se estaca escavada, com injeção, como sendo:

“O tipo de fundação profunda executada através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente calda de cimento ou argamassa de cimento e areia. Procura-se garantir a integridade do fuste ou aumentar a resistência de atrito lateral, de ponta ou ambas. Esta injeção pode ser feita durante ou após a instalação da estaca”.

Uma das técnicas mais recentes é um sistema que combina todas as citadas acima em uma única etapa de instalação, conhecida como estaca injetada autoperfurante.

Esta técnica ainda não possui utilização regular no Brasil, porém possui a mesma similaridade do sistema alemão *TITAN-ISCHEBECK*, microestacas injetadas sob pressão regida pela (Norma DIN 4128).

O objetivo da criação deste novo tipo de estaca é produzir uma perfuração injetada, reforçando a microestaca de Cambefort, seguindo a idéia original da estaca raiz de Lizzi, utilizando não somente como reforço de fundação, mas como estaca normal utilizável em qualquer condição.

2.2 Estaca Injetada Autoperfurante (EIA)

2.2.1 Aspectos Históricos

Em 1952, o professor Fernando Lizzi patenteou a “*Pali Radice*”, depois de sua criação na Universidade de Nápoles ancorando barras de aço em furos injetados com argamassa, sendo esta utilizada tanto para fundações quanto para reforços.

“Executada pela empresa italiana *FONDEDILE*, encontrando grande difusão não somente na Itália, mas através do mundo” (LIZZI, 1985).

Não se poderia prever que 52 anos após, o seu sistema fosse cada vez mais usado no Brasil com diâmetros de 40 e até 50 cm para cargas de trabalho da ordem de 100 toneladas.

Segundo AMANN (2000) a técnica ficou conhecida internacionalmente a partir do “*X Convegno di Geotecnica*” realizado em Bari na Itália em 1970. Nesta mesma época começaram a expirar as patentes, o que abriu o campo de comercialização das estacas injetadas para várias outras empresas, no qual vários trabalhos foram desenvolvidos além dos de Lizzi e várias outras estacas similares baseadas na técnica de injeção a baixas ou a elevadas pressões difundiram-se pelo mundo.

No Brasil em meados da década de 70, em um furo para instalar microestaca tubular a ESTE Engenharia encontrou na perfuração presença de matacões de rocha sã, o que atrasaria a inauguração de um importante viaduto.

Foi quando o engenheiro João Duarte Guimarães Filho, sugeriu perfurar o solo usando nata de cimento como fluido de perfuração, sem o uso de válvulas tipo manchete, em operação única, verificando através da realização de prova de carga do tipo estática, que a estaca ensaiada atingiu a capacidade estimada sendo aprovada e o viaduto conseguiu ser inaugurado na data prevista (GUIMARÃES FILHO, 2004).

Alguns anos depois deparava-se com um novo problema, sob um prédio de vinte pavimentos inclinando-se perigosamente e já sem esperança de salvação, pois outros tipos de reforço exigiriam maior tempo de execução para obter êxito no controle de recalque.

O ganho de resistência da fundação e controle de recalque pode ser obtido através da execução de uma diferente técnica, através da perfuração com revestimento de sondagem e tricône perdidos, lança-se mão do recurso da estaca tubular autoperfurante com nata de cimento ultra rápida e o prédio pode ser salvo.

“A partir de 1978 este sistema vem sendo utilizado com pleno sucesso, executados mais de 200.000 metros de estacas injetadas autoperfurantes em obras definitivas, além de importantes aplicações emergenciais em obras em Belo Horizonte e em prédios da Baixada Santista e na cidade de São Paulo” (GUIMARÃES FILHO, 2004).

Cerca de 10 anos após o início da prática da ESTE Engenharia, com o sistema de estaca injetada autoperfurante, denominada comercialmente como “*Alluvial Anker*”, foi lançado mais tarde na Alemanha (1985) em *Hamburg*, pelo Professor Steinfeld o sistema “*TITAN Micropile*” com princípio similar, sendo executado na Alemanha pela empresa *ISCHEBECK*. Foram realizadas inúmeras provas de cargas nestas estacas, além da escavação de grande número de estacas do sistema *TITAN*, comprovando a alta capacidade das ancoragens (ESTE 2007).

Esta estaca tipo injetada autoperfurante ou *TITAN* é vista não só como um excelente elemento de reforço de fundação ou melhoramento de solo, mas também pode ser utilizada como nova estrutura de fundação. Através de comparações em relação às estacas existentes, verifica-se que a estaca injetada autoperfurante tem sido utilizada no Brasil quando o tempo é o fator mais importante.

2.2.2 Utilização de EIA como solução de problemas geotécnicos

O fato de não se realizar um furo e depois introduzir a armação, como nos demais sistemas, e sim realizar o furo cimentado com a própria armação, confere à estaca injetada autoperfurante a característica de provocar mínima perturbação do maciço e nem qualquer outro tipo de descompressão do terreno.

As vantagens desse tipo de estaca são:

- Tamanho do equipamento (pequeno porte);
- Execução no caso de interferências urbanas complexas;
- Rapidez na execução.

Em comparação com as demais estacas injetadas, esse sistema constitui um processo competitivo, quando a perfuração atravessa camadas de solo, mostrando-se uma opção técnico-comercial. A seguir serão discutidas as principais aplicações das estacas injetadas autoperfurantes em obras de engenharia de fundações.

i. Fundações em locais de difícil acesso

A instalação de equipamentos pesados como bate estacas e estaca hélice, torna-se de difícil execução e de custo elevado, em encostas íngremes.

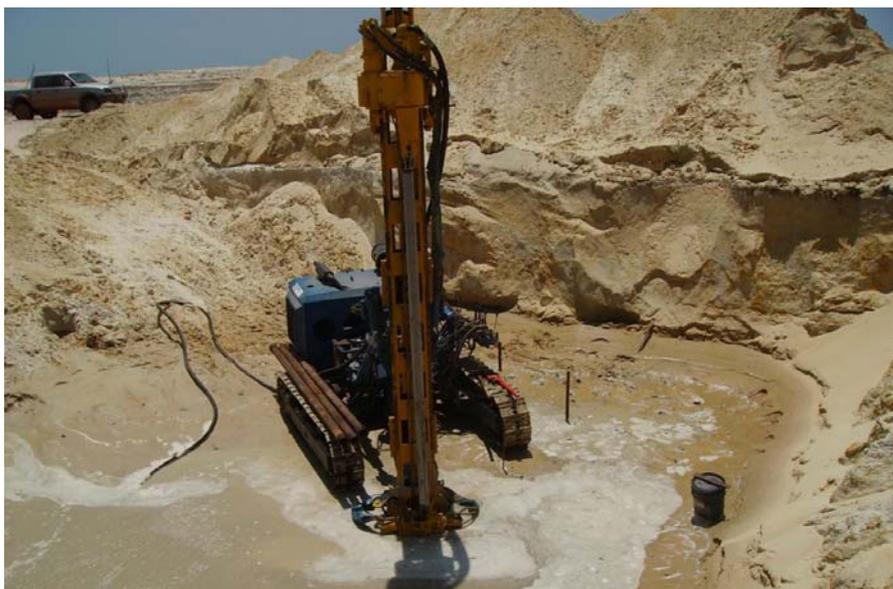
Pode-se citar como exemplo a obra do bairro de Fortaleza no Rio de Janeiro, onde as condições geotécnicas superficiais exigiram uma fundação profunda, mas a instalação de equipamentos pesados era de difícil acesso, junto às encostas íngremes, dificultando qualquer tipo de estaca escavada.

Nestas circunstâncias as estacas injetadas autoperfurantes, permitiram a execução da fundação com cargas de trabalho elevadas e com a possibilidade de engastá-las em solo muito resistente, utilizando perfuratrizes de pequeno porte (Fotografia 1).



Fotografia 1: Estabilização de encosta em local de difícil acesso.
Fonte: Autor (2010).

Outra aplicação das estacas injetadas autoperfurantes, foram as fundações de bases para aerogeradores, localizadas na praia de Canoa Quebrada, no sudeste do Estado do Ceará executada em 2008, em uma espessa camada de areia (fofa a compacta). A grande vantagem foi o deslocamento rápido e econômico dos equipamentos entre as diversas torres eólicas (Fotografia 2).



Fotografia 2: Deslocamento em dunas para execução de fundações.
Fonte: Autor (2009).

ii. Reforço das Fundações

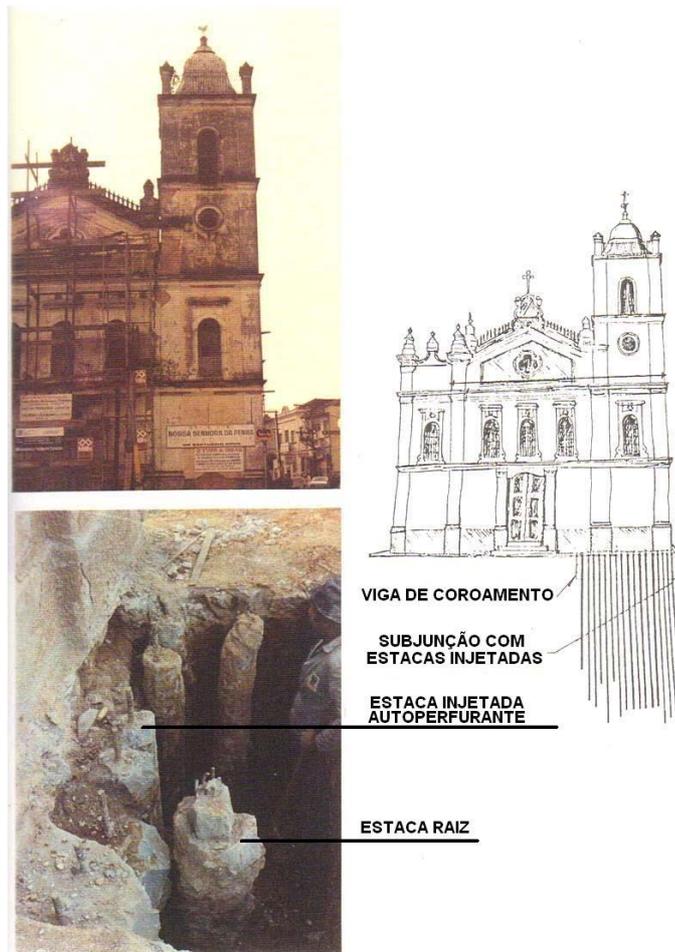
Reforçando a idéia de COSTA NUNES (1985) no caso de locais com pequena altura disponível e com áreas obstruídas, este tipo de estaca tem apresentado vantagens técnico-econômicas, com rapidez na execução tornando-se competitiva diante de outros tipos de estacas como as pré-moldadas, Strauss, tubulares e estacas escavadas em segmentos.

Segundo GOLOMBECK (1996) uma estrutura precisa ter sua fundação reforçada em dois casos:

1. “A fundação, que foi satisfatória durante certo período e deixou de ser, devido à deteriorização ou a uma modificação das cargas ou das condições de apoio”.

2. “A fundação que foi mal projetada ou mal executada e é necessário fazer um reforço para que a mesma trabalhe de maneira satisfatória com cargas de projeto”.

Um caso histórico que se pode citar, com os dois problemas mencionados acima, é o reforço de fundação da Igreja de Nossa Senhora da Penha localizada no bairro da Penha em São Paulo, tombada pelo patrimônio histórico no qual foi utilizada estaca injetada autoperfurante associada com estaca tipo raiz (Fotografia 3).



Fotografia 3: Reforço de fundação Igreja de Nossa Senhora da Penha.
Fonte: ESTE (2007).

Outro caso como reforço de fundação, foi o muro em solo armado a ser executado no Viaduto da Mooca em São Paulo. As rampas de acesso ao Viaduto foram executadas em aterro empregando-se a técnica de solo armado, que possuía

altura variando desde 1,5 m no início da rampa, chegando a 5 m no local de encontro com o viaduto.

Durante a elaboração do projeto, contatou-se que o perfil indicava a existência de solo argiloso (muito mole a mole) até uma profundidade de 3 a 4 metros. Mesmo removendo cerca de 1,5 m deste solo, o material não apresentava condições para suportar a carga proveniente do muro com 5 m de altura, sendo necessária a execução de reforço do solo de fundação com estacas injetadas autoperfurantes para aumentar a sua capacidade de carga (Fotografia 4).



Fotografia 4: Reforço de fundação Viaduto da Mooca-SP.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (1995).

iii. Estabilização de encostas

O reticulado de estacas injetadas autoperfurantes é utilizado nos problemas de reforço e contenção de taludes em terrenos instáveis. Quando executada na presença de talus envolve uma campanha de investigação geológica mais detalhada, para verificar os blocos de rochas (matacões) que impedem o seu avanço.

Diante de idéia central de CHINCELLI (1985) o emprego do reticulado de estaca injetada autoperfurante, nestes casos consiste na realização de uma ou mais paredes de interceptação da massa em movimento descendente. Esse tratamento

formado pelo sistema reticular tem um comportamento semelhante aos gabiões de grandes dimensões, apresentando vantagem de não precisar de escavação para ser executado e alcançar profundidade elevadas, assim a estrutura reticular tridimensional da estaca injetada autoperfurante é baseada no conceito de concreto armado.

Esta estrutura é projetada com o intuito de aproveitar o máximo possível do solo existente *in situ*, aumentando sua natural resistência a compressão de forma a proporcionar o que é mais importante, um incremento de resistência a tração e ao cisalhamento, no caso de ocorrências de escorregamentos em superfícies cortadas pelas estacas (Figura 4).

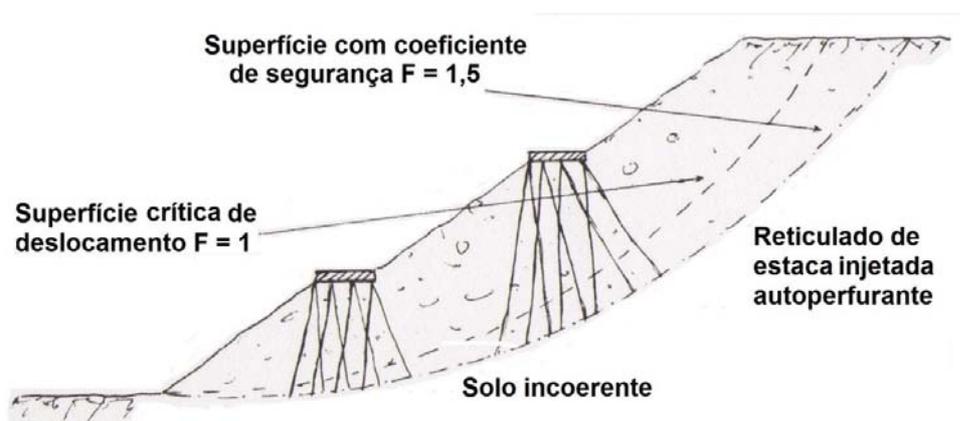


Figura 4: Consolidação de taludes em terrenos soltos.
Fonte: organizado pelo autor (2010).

Segundo COSTA NUNES (1985) para as estacas injetadas, este tipo de estaca autoperfurante injetada, proporciona aumento da resistência ao cisalhamento do terreno, pelo fato de aumentar a pressão normal na superfície de deslizamento.

iv. Fundações em locais em estado precário ou restrições de barulho

Principalmente em áreas urbanas, a cravação de estacas apresenta o inconveniente de produzir barulho e vibrações, podendo causar problemas às construções próximas.

Com o crescimento das cidades muitas são as obras construídas ao lado de escolas, hospitais e até mesmo edifícios antigos como museus e palácios em

centros urbanos. A execução deste sistema é realizada praticamente sem barulho ou vibração, tendo-se ainda a vantagem de termos sempre o furo revestido, não causando descompressão do terreno (Fotografia 5).



Fotografia 5: Fundação em local com condições precária e restrita de barulho.
Fonte: ESTE (1970).

v. Estrutura de contenção

È comum que as estruturas de arrimo implantadas nas encostas tenham as suas bases assentadas sobre solo coluvial, sujeito muitas vezes, a recalque por encharcamento durante a estação chuvosa (COSTA NUNES, 1985).

Esses recalques podem ensejar movimentos indesejáveis dessas estruturas, sendo muitas vezes uma solução adequada à cravação de estacas metálicas de trilho ou perfis. No entanto, temos que considerar que frequentemente o terreno da encosta seja acidentado, dificultando o acesso do equipamento adicional de bate estacas no qual seria necessário e cuja instalação é também onerosa.

Neste caso a execução de fundação com estaca injetada autoperfurante, com perfuratriz de pequeno porte é uma solução adequada. Este sistema além de resistir ao empuxo do terreno e proteger as construções vizinhas durante as escavações

pode resistir a cargas verticais, funcionando também quando necessário como submuração e reforço das construções vizinhas.

Há situações em que não é possível escavar o solo, deixando por algum tempo um pequeno corte vertical sem contenção.

Um caso típico de estaca injetada autoperfurante como estrutura de contenção associada a tirantes, foi executado no bairro do Morro da Cruz localizada no município de Angra dos Reis, Rio de Janeiro. As estacas foram realizadas para prevenção de escorregamentos, onde seria impossível proceder à construção de paredes de contenção convencionais.

As estacas puderam ser executadas sem a necessidade de movimento de terra, o que prejudicaria a estabilidade do talude, as quais depois de executadas permitiram o prosseguimento dos trabalhos, sendo o esquema de escavação em etapas com atirantamento simultâneo (Fotografia 6).



Fotografia 6: Estaca injetada autoperfurante associada a tirantes, executada com nove metros de comprimento, espaçadas a cada metro.

Fonte: Autor (2009).

2.3 Estacas Injetadas Processo Executivo

A denominação estacas escavadas injetadas inclui vários tipos de estacas moldadas *in loco*, com técnicas diferentes. A NBR-6122/10, fornece as seguintes definições:

a) estacas tipo raiz, onde a injeção é utilizada para moldar o fuste. Imediatamente após a moldagem do fuste, é aplicada pressão no topo, com ar comprimido, uma ou mais vezes durante a retirada do tubo de revestimento. Não se usa tubo de válvulas múltiplas, mas usam-se pressões baixas (inferiores a 0,5 MPa) que visam apenas garantir a integridade da estaca.

Na estaca raiz a perfuração é revestida integralmente, em solo e rocha, por meio de segmento de tubos metálicos (revestimento) recuperados. Para atravessar matacão ou embutir a estaca em rocha, é utilizado martelo de fundo de rotopercussão prosseguido por dentro do revestimento, causando uma diminuição do diâmetro da estaca que deverá ser considerada no seu dimensionamento.

A Tabela 1 define os diâmetros mínimos dos tubos de revestimento, a serem utilizados nas estacas raiz.

Tabela 1: Tubos de revestimento da estaca raiz.

Diâmetro da estaca (mm)	100	120	150	160	200	250	310	410
Diâmetro externo do tubo (mm)	89	102	127	141	168	220	273	356
Diâmetro interno do tubo (mm)	73	86	109	122	146	224	284	384
Martelo de fundo			3 _{1/2}	3 _{1/2}	5 _{1/8}	7 _{5/8}	9 _{1/8}	9 _{1/8}

Fonte: JOPPER Jr. (2007).

A limpeza interna do furo é realizada através de uma composição de lavagem, introduzida até a cota inferior da estaca, sendo considerada concluída quando a água de retorno não apresentar presença de material transportável. A injeção

ascendente deve ser interrompida apenas quando a argamassa emergente sair limpa, sem sinais de contaminação com lama ou detritos na boca do furo, devendo o tubo ser preenchido até que atinja a superfície do terreno (Figura 5).

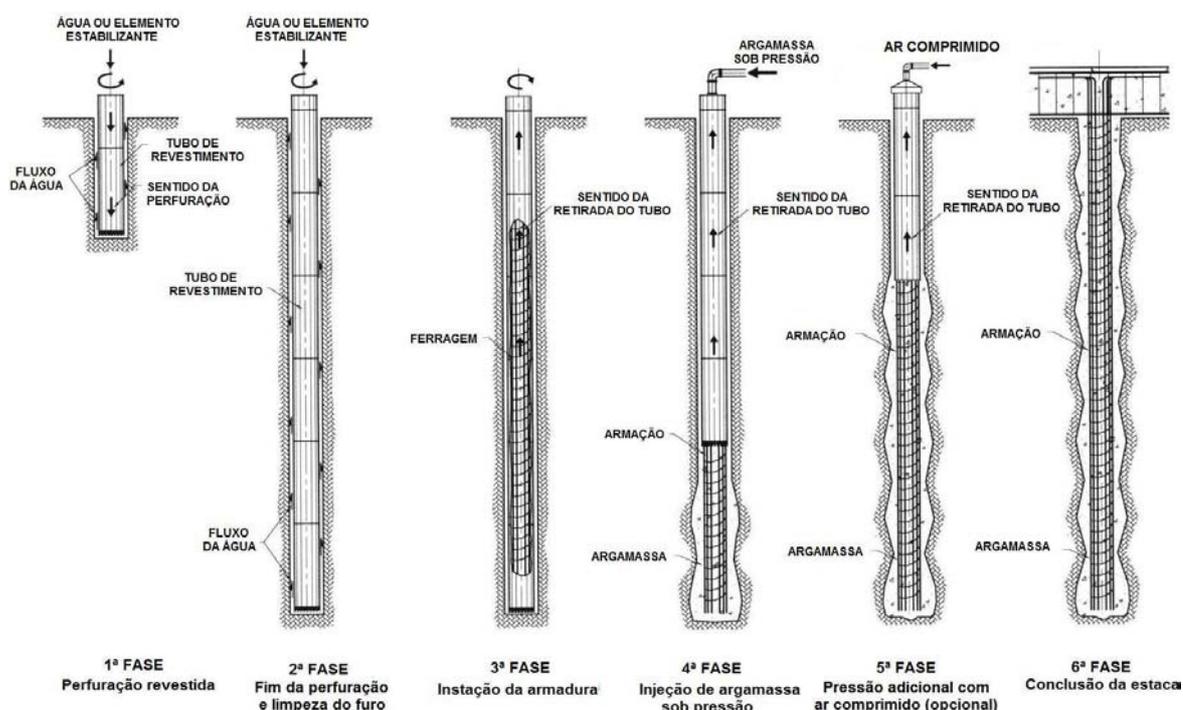


Figura 5: Processo executivo da estaca injetada tipo raiz.

Fonte: GUIMARÃES FILHO (2004).

b) microestacas, que incluem as pressoancoragens, executadas com tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios, utilizando-se em cada estágio pressão que garanta a abertura das manchetes e posterior injeção.

Em relação às estacas injetadas, a sequência executiva da microestaca é a mais trabalhosa, resumindo-se em perfuração com a instalação do tubo de aço em solo, ou rotopercussiva quando em rocha.

A injeção será realizada quando a bainha (espaço anelar entre o tubo e o furo) tiver uma resistência mínima, para que ocorra a injeção localizada no solo. Assim as injeções executadas em fases (primeira, segunda, etc.) promovem o rompimento localizado, o que possibilita a penetração da calda no interior do maciço, sem que ela escoe ao contato da bainha com o solo circundante ou pelo contato da bainha com o tubo (Figura 6).

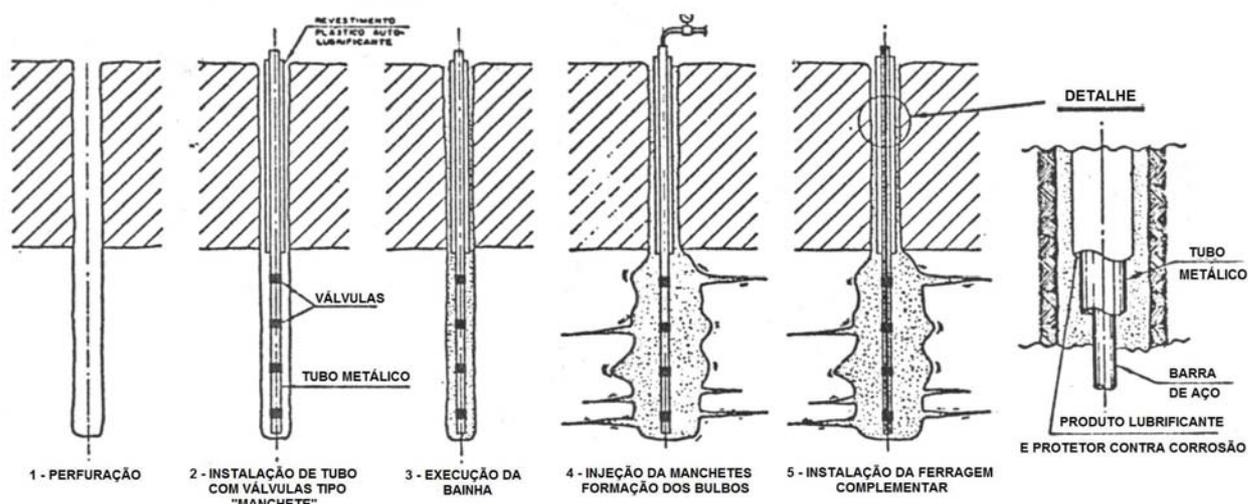


Figura 6: Processo executivo da estaca injetada tipo microestaca.
Fonte: GUIMARÃES FILHO (1984).

A estaca injetada autoperfurante não possui utilização regular no Brasil, mas apresenta princípio similar ao sistema alemão *TITAN ISCHEBECK*, de microestacas perfuradas e injetadas sob pressão regida pela (Norma DIN 4128), conforme a descrição abaixo:

c) estaca injetada autoperfurante, onde a injeção é realizada durante a perfuração utilizando-se fluido cimentante como elemento de refrigeração da ferramenta de corte, com a utilização de um tubo de aço de rosca contínua vazado, sendo que o tubo é ao mesmo tempo barra de perfuração perdida, armadura e tubo de injeção.

As estacas injetadas caracterizam-se pela execução no terreno de corpos aproximadamente cilíndricos de concreto, argamassa ou calda, em geral fortemente armados, nos quais o aglutinante é injetado sob pressão. Este processo de execução é apropriado à realização de fundações profundas de quaisquer dimensões. Pode-se considerar que a execução da estaca injetada autoperfurante produz um “terreno armado” pelo fato da pressão de injeção não ser mantida no terreno, pela utilização de válvulas que impeçam o retorno da calda, se a estaca é injetada no terreno por meio de válvulas que impedem o retorno de injeção temos o chamado “terreno protendido” (COSTA NUNES, 1985).

Considerando a idéia supracitada, a estaca injetada autoperfurante, desagrega o solo, misturando nessa massa a calda de cimento, transformando a propriedade do maciço, aumentando a sua resistência, resultando numa “ancoragem” de bulbo contínuo “super armada” executada em operação única. Na Figura 7, está lustrado a metodologia de execução que será descrita nos próximos capítulos.

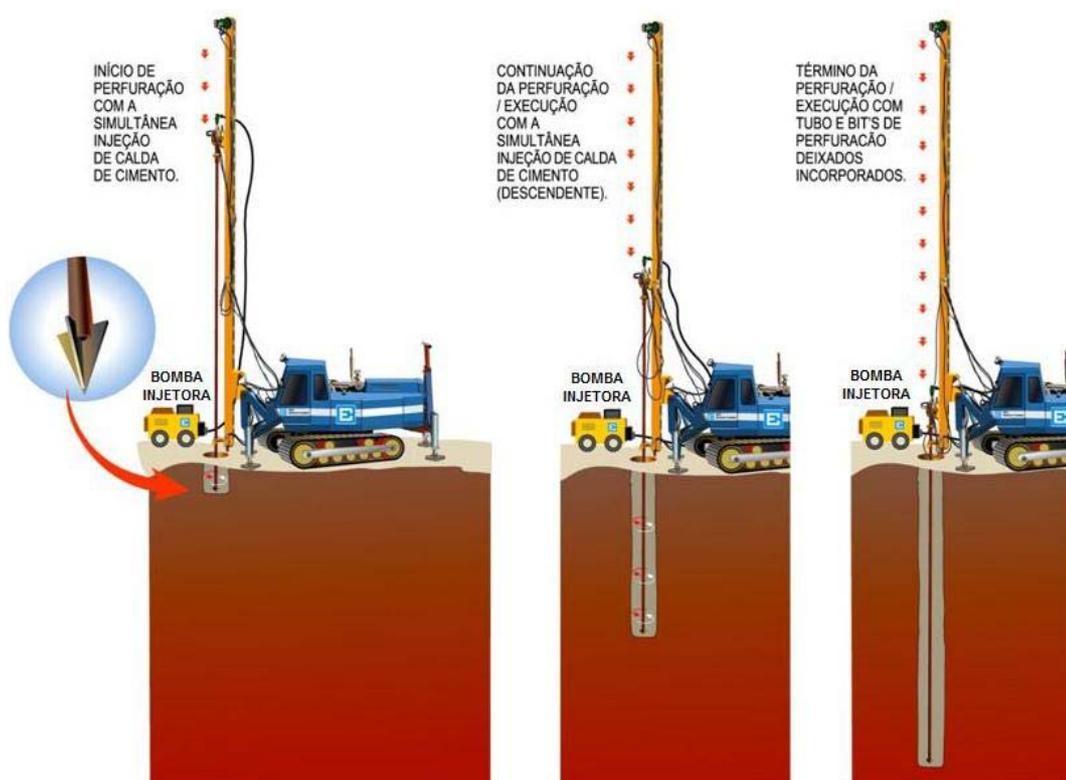
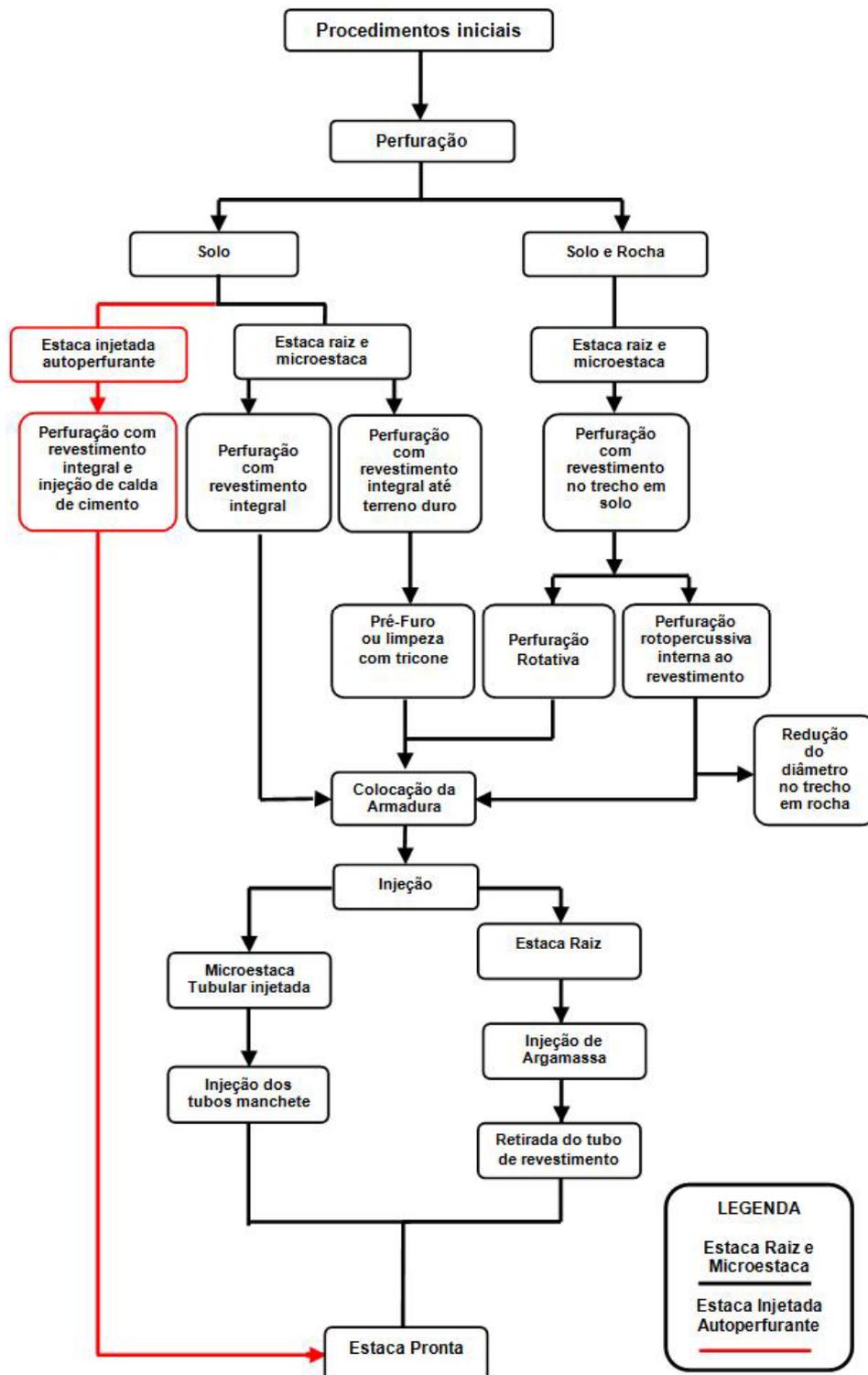


Figura 7: Sequencia executiva da estaca injetada autoperfurante.
Fonte: ESTE (2010).

A estaca injetada autoperfurante foi desenvolvida com o objetivo de reunir num só sistema todas as vantagens das clássicas estacas “injetadas” quando (moldadas em solo) ao mesmo tempo eliminando as desvantagens características de cada um destes tipos de estacas. Devido as suas características construtivas e estruturais, podem ser utilizadas em qualquer tipo de solo, inclusive em aluviões arenosos, acima ou abaixo do lençol freático.

O Fluxograma 1 mostra as possibilidades de perfuração para execução de estaca raiz, microestaca e estaca injetada autoperfurante, apresentando vantagens que conduzem a sua indicação para cada caso específico. Visando atender as

necessidades estruturais e geotécnicas as EIA apresentam vantagens em solo e desvantagens em relação a rocha, não conseguindo atravessar solos com presença de matacão ou embutir a estaca em rocha.



Fluxograma 1: Sequencia executiva da estacas injetadas.
Fonte: Autor (2010).

2.4 Comportamento Mecânico das Estacas

2.4.1 Capacidade estrutural das estacas

Pode-se considerar que caso a estaca em estudo, durante sua execução tenha pouco refluxo de calda, fator este relacionado ao tipo de solo, pode apresentar alta capacidade de carga e pequenos recalques em comparação às estacas convencionais ou até mesmo escavada de mesmo diâmetro, fato este que estaria ligado à aplicação da injeção. Para justificar este fenômeno, COSTA NUNES (1985) levantou algumas explicações como:

- O aumento confinante do fuste da estaca, efeito este denominado por Costa Nunes de “protensão do terreno”, geralmente com um valor de pressão confinante menor do que a originalmente imposta pela injeção, esta pressão residual aumenta o atrito na interface estaca-solo, sendo esta explicação a mais abrangente considerando os diversos tipos de solo.
- O aumento do ângulo de atrito interno seria devido a elevada compactação do solo.
- A dilatância¹ do solo conduz a um aumento da tensão normal na referida interface, em decorrência do intertravamento “*interlocking*” dos grãos do terreno.

“Na realidade o efeito de melhoria da capacidade de carga pela pressão de injeção, seria um fenômeno geral que ocorre nos solos de alto módulo de deformação, os quais são também de alta resistência a compressão e ao cisalhamento, sejam eles, predominantemente arenosos ou argilosos” (COSTA NUNES, 1985).

A visão clássica de determinada carga admissível de fundação por estacas compreende o aspecto estrutural (verificação da segurança e ruína) e o geotécnico (verificação da segurança á ruptura do maciço de solo e aos recalques excessivos).

¹ Dilatância: Propriedade dos solos em exibir deformações volumétricas, aumentando a massa de um solo, devido às tensões e deformações cortantes.

Para AOKI e CINTRA (2000) o conceito de carga admissível é considerado somente pelo elemento estrutural da fundação (estaca) e pelo maciço de solo que o envolve, sendo assim, a estaca funcionaria como elemento isolado. As diversas camadas de solo ao longo do seu fuste e sob a sua ponta, também fazem parte do sistema, definindo como capacidade de carga do elemento isolado de fundação a carga que provoca a ruptura do elo mais fraco desse sistema, geralmente o maciço do solo.

“Não se deve dizer capacidade de carga da estaca, pois esta grandeza não é intrínseca à estaca, mas depende do tipo de maciço e seus parâmetros de resistência, entre outros aspectos. Também não se deve considerar “capacidade de carga do solo”, pois seu valor depende do processo executivo da estaca e da sua geometria como dimensão da seção transversal e comprimento” (AOKI e CINTRA 2000).

Chamamos atenção para o fato de que a capacidade de carga *in situ* pode não corresponder ao valor calculado em projeto por vários motivos, como:

- Deficiência das investigações geotécnicas;
- Limitações do próprio método de cálculo de capacidade de carga;
- Sondagens que não conseguem reproduzir a realidade tridimensional do maciço.

Por isso, considera-se indispensável que durante a execução atenda-se as premissas do projeto, o que pode ser feito através de um controle de execução com intervenção².

Podemos considerar que a adoção de um controle de execução, com simultânea intervenção, conduz a uma redução da dispersão dos valores de capacidade de carga *in situ*. Considerando que a existência de qualquer intervenção no processo executivo, é que permite a comprovação ao atendimento satisfatório da carga admissível determinada em projeto.

² Intervenção é o fato de analisar se o valor medido corresponde o atendimento à carga prevista no projeto e, imediatamente, decidir pelo prosseguimento ou não das operações de execução ou instalação da estaca (AOKI e CINTRA, 2000).

2.4.2 Flambagem das estacas

Segundo ALONSO (1996), a ruptura brusca de uma estaca injetada de pequeno diâmetro associa-se a ocorrência de flambagem. O mesmo cita que antes desta conclusão, deve-se verificar o nível da carga de ruptura, comparando este valor com a carga de ruptura estrutural da estaca, além de analisar o detalhe da emenda da armadura longitudinal tal como (solda, luva ou transpasse com ou sem fretagem) empregada no processo executivo da estaca.

Geralmente o cálculo da carga crítica de flambagem costuma ser desconsiderado diante da avaliação da carga de ruptura do sistema solo-estaca, sendo que o problema de flambagem é minimizado pela contenção lateral formado pelo solo radial a estaca, mesmo que este seja mole.

O trabalho apresentado por AZEVEDO JR. et. al. (1990), apresenta um estudo de ruptura por flambagem em estacas de pequeno diâmetro, utilizando métodos desenvolvidos por DAVIDSON (1963) e REDDY e VALSANGKAR (1970). Os problemas de flambagem em estacas injetadas são analisados com base na teoria da reação do subsolo, permitindo considerar a variação da carga axial ao longo do fuste, considerando uma relação entre carga crítica de flambagem e o módulo de reação horizontal do solo K_h .

A análise feita pelos autores nesse trabalho considerou a ruptura das cargas ensaiadas por flambagem, extraíndo-se um valor médio de $0,50 \text{ kgf/cm}^2$ para o módulo de reação horizontal em uma camada superficial de argila.

Com base nos dados obtidos, pode-se estender esta análise as demais estacas considerando a sua execução neste tipo de solo (argiloso, argila mole), correlacionando as cargas críticas de flambagem com o diâmetro das estacas, como o indicado na Figura 8.

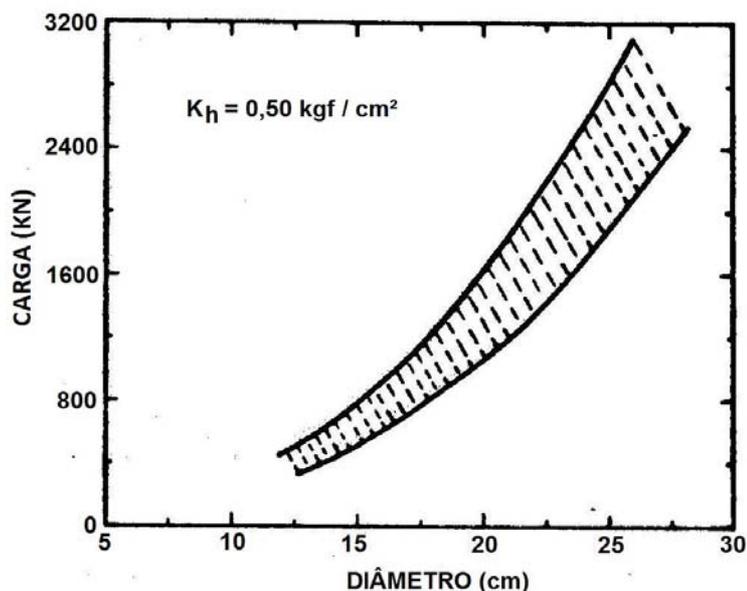


Figura 8: Variação da carga crítica de flambagem em função do diâmetro da estaca para $K_h = 0,50 \text{ kgf/cm}^2$ em solos argilosos ou argila mole.
Fonte: AZEVEDO JR. (1990).

A análise feita indica que podemos considerar a execução de estacas injetadas em argilas moles com dimensão transversal superior a 20 cm, onde o fenômeno da flambagem adquire importância secundária. Pois existe uma relação exponencial entre a carga crítica e o diâmetro, sendo que nestes casos a ruptura ocorre na interação solo-estaca, antes que por instabilidade estrutural.

COSTA NUNES (1985) lembra que estacas de pequeno diâmetro resultam em reduzida rigidez estando ligadas a uma pequena e baixa resistência a flexão, já as estacas injetadas são protegidas contra a flambagem (instabilidade lateral) no trecho livre, exceto no caso de terrenos excessivamente moles.

“O caso mais desfavorável para a flambagem de estaca totalmente imersas é aquele em que a camada de baixa resistência (argila muito mole ou mole) ocorre na superfície, de tal forma que não exista camada superior pouco deformável que iniba o processo de instabilidade” (ALONSO, 1996).

A avaliação da carga crítica de flambagem pode ser empregada em casos de estacas que trabalham principalmente por resistência de ponta, como estacas de pequeno diâmetro instaladas em camadas de solos coesivos muito moles.

DAVISON e ROBISON (1965) apresentaram um modelo de cálculo de carga crítica de flambagem para estacas parcialmente imersas no solo. O comprimento do trecho de estacas situado acima da superfície do solo é designado por comprimento livre (L_u), o comprimento do trecho de estaca imerso no solo por (L_c) e comprimento equivalente (L_e), como mostra a Figura 9.

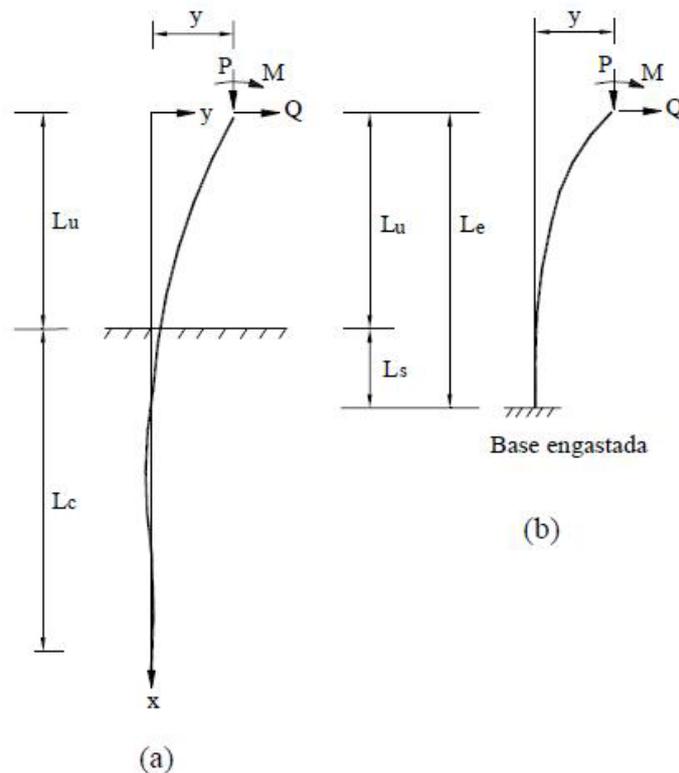


Figura 9: Estaca parcialmente enterrada (a) condição real (b) condição equivalente.

Fonte: DAVISON e ROBISON (1965).

Onde (L_e) é obtido através da soma de ($L_u + L_s$) sendo (L_s), designado de comprimento enterrado do sistema equivalente á condição real dada por ($L_u + L_c$).

A profundidade (L_s) é condicionada em função da rigidez transversal da estaca injetada e da variação da resistência do solo com a profundidade. Conforme citado por AZEVEDO JR. (1990) a resistência do solo é expressa em relação ao módulo do subsolo (K_n), considerado constante no caso de solos coesivos e pré-adensados, variando com a profundidade no caso de solos com características granulares e solos finos (siltosos e argilosos) considerados normalmente adensados.

A adoção desse módulo do subsolo (K_h) como uma função dependente da profundidade (z) e em função da constante de reação do solo n_h ($K_h = n_h \cdot z$) sendo que em relação ao módulo de reação horizontal do subsolo (L_s) será dado por:

$$L_s = 1,8 \cdot T_c \quad (1)$$

Onde (T_c) representa o comprimento característico do sistema reação estaca-solo que será obtido por:

$$T_c = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (2)$$

Sendo a carga crítica de flambagem (P_{cr}) considerando a ponta da estaca engastada e o topo fixo com possível translação será definida por:

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{L_e^2} \quad (3)$$

Para uma estaca com rigidez transversal da estaca (EI) constante, com o topo livre e uma base engastada e de comprimento equivalente (L_e), a carga crítica de flambagem (P_{cr}) será dada por:

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{4L_e^2} \quad (4)$$

Conforme ALONSO (1996), não fica claro que as provas de carga em estacas injetadas e longas (com emenda de armadura) a ruptura ocorre por flambagem ou ruptura estrutural (também brusca) decorrente de uma falha no detalhamento da armadura. Ressaltamos a importante consideração do autor, de que estacas escavadas injetadas imersas em solos de baixa resistência, tenham a emenda da armadura realizada por solda ou por luvas rosqueadas para que não ocorra deficiência durante a transmissão de esforços.

2.4.3 Calda de cimento para injeção

As caldas comumente usadas para execução das estacas injetadas autoperfurantes são constituídas basicamente de cimento e água, onde eventualmente para melhorar as suas características de estabilidade e injeção, pode-se adicionar algum tipo de aditivo (acelerador ou retardador) em função das condições climáticas.

Esses aditivos devem ser utilizados após a realização de ensaios que comprovem a sua melhoria na qualidade da calda, não devendo conter substâncias agressivas (fluidificantes, redutor de água, retardadores e expansor), ao aço o principal elemento da estaca autoperfurante.

Lembra-se que as caldas de cimento podem variar sua resistência ligeiramente em decorrência das diversas marcas de cimento e tipos de aditivos.

A principal condicionante que afeta as propriedades das injeções é a relação A/C (água/cimento), pois, o excesso de água causa exsudação a qual reduz a resistência, aumenta a retração, porosidade e diminui a durabilidade da estaca.

Sendo assim, diversos aspectos devem ser considerados para preparação e estabelecimento dos traços das caldas, como: o fator A/C, vida útil, exsudação, expansão, resistência a compressão, materiais e medida dos materiais.

Segundo CASTRO (2007), a análise de fluidez da calda de cimento é obtida por dois ensaios frequentemente utilizados, miniabatimento e método do Cone de *Marsh*.

O ensaio de miniabatimento está relacionado com a tensão de escoamento das caldas de cimento para baixas taxas de cisalhamento, demandando pouco material e avaliando a calda a partir de um comportamento muito hidrostático (Figura 10a). Ao contrário, o método de Cone de *Marsh* esta relacionado com a viscosidade plástica para as maiores taxas de cisalhamento, com uma quantidade maior de material que será avaliada a em condições hidrodinâmicas (Figura 10b).

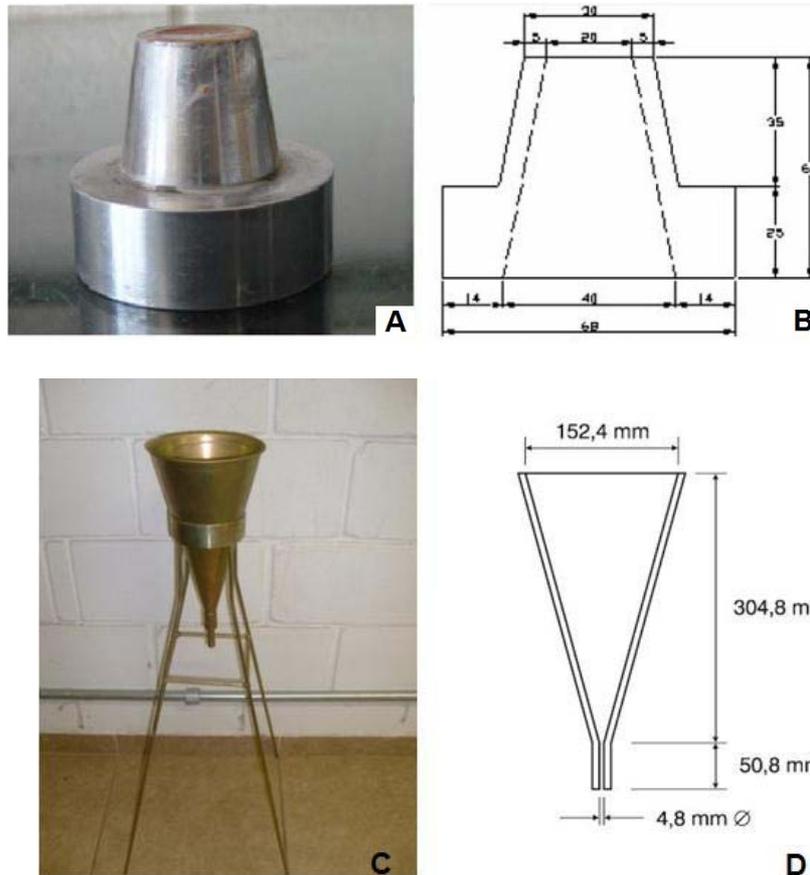


Figura 10: (A) minitronco de abatimento, (B) dimensões minitronco mm, (C) cone de Marsh, (D) dimensões cone mm.

Fonte: do autor (2010).

MARRANO et. al. (1984) utilizando injeções de calda de cimento na Usina de Avanhandava cita que os valores de absorção média da calda por trecho podem ser calculados dividindo a quantidade de sólidos injetados pelo comprimento do trecho projetado. A análise do desempenho da injeção de calda de cimento pode utilizar os conceitos introduzidos por AZEVEDO et. al (1978), o qual baseia-se no comportamento geológico do maciço, e através dos procedimentos técnicos, como: linhas de injeção, espaçamento entre os furos, pressões de injeção, tipos de calda e critério de recusa da calda de cimento.

Para cada tipo de calda e para cada tipo de trabalho a ser efetuado existe um limite de injetabilidade³, sendo que a melhor deverá ser compatível com as resistências mecânicas que a calda deverá oferecer. Podemos considerar que a

³ A injetabilidade da calda pode ser definida como a capacidade da calda penetrar no meio a ser injetado (PAPADAKIS, 1959).

injetabilidade de uma calda está relacionada à fluidez, sendo que a calda mais injetável no solo será aquela que possuir a estabilidade mais elevada.

Diante destas duas características reológicas da calda de cimento (injetabilidade x fluidez) MUNARSKI (1977) apud LEVIS (2006), ressaltam que é possível a construção das chamadas “curvas de injetabilidade”, conforme a Figura 11. Esta figura mostra a relação que existe entre a injetabilidade de uma calda e a sua viscosidade de escoamento, ou seja, a velocidade que passa através de um funil padrão (Cone de *Marsh*) sendo a sua estabilidade definida pelo fator de sedimentação, para diferentes fatores A/C.

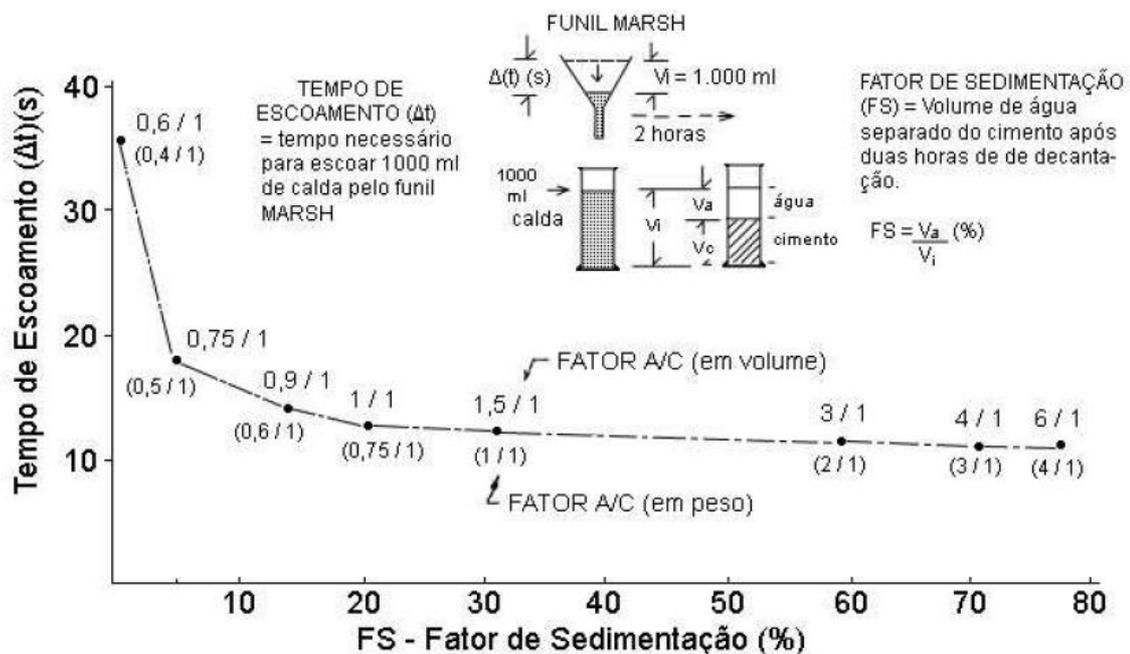


Figura 11: Curva de injetabilidade, laboratório de tecnologia de concreto de Salto Santiago, ELETROSUL.

Fonte: MARQUES FILHO (1986).

Na perfuração das estacas injetadas autoperfurantes dificilmente utilizam-se caldas ralas, apesar de serem mais fluidas e injetarem mais facilmente no solo. Entretanto, segregam mais rapidamente devido as partículas de cimento decantarem mais rápido tornando o produto final após a solidificação, mais fraco e lixiviável.

Apesar das caldas grossas serem menos fluidas e injetarem com mais dificuldade havendo maiores refluxos durante a perfuração, consolidam melhor a camada de solo e dão produtos finais mais resistentes após a pega. Segundo

GUIMARÃES FILHO et. al. (1986), a baixa parcela de absorção da nata deve ser creditada ao baixo módulo de deformação da nata de cimento (E_N), sendo que a expressão para se obter o módulo de deformação da nata da calda cimento (E_N) pode ser dado por:

$$E_N = 5600 \cdot f_{ckj}^{1/2} \quad (5)$$

Evidentemente valores mais altos de deformação da nata farão com que se aumente a participação do componente estrutural na resistência do conjunto, ou seja, que resista a carga mais elevadas.

2.5 Estimativa da Capacidade de Carga Geotécnica das Estacas

2.5.1 Transferência de carga da estaca para o solo

As estacas são elementos longos e delgados que transmitem as cargas estruturais a grandes profundidades, sendo carregada em seu topo transferem esse carregamento em parcela ao solo ao longo do fuste (atrito) e a outra parcela na extremidade (carga de ponta).

Diante da idéia de OLIVEIRA FILHO (1985), a transferência é compreendida numa parcela de carga para o solo através de quatro maneiras, como:

- Extratos de solo com pouca resistência até extrato inferior muito resistente;
- Elemento de atrito, com extratos superiores poucos resistentes e inferiores de muita resistência;
- Elemento de atrito através de extratos resistentes ao longo de todo seu comprimento;
- Elemento de compactação dos solos que os envolvem.

Segundo GOLOMBEK (1985), ao se fixar para fins de dimensionamento preliminar a tensão na seção de uma estaca, esta é determinada procurando-se verificar qual profundidade dever ser atingida, para que a carga prevista possa ser

utilizada dentro dos coeficientes de segurança, atualmente considerados como satisfatório dividido entre carga de atrito e carga de ponta.

Para FONTOURA (1982), a transferência da carga aplicada no topo de uma estaca para o solo circundante é um fenômeno complexo que depende de diversos fatores, dentre os quais podemos destacar:

- O tipo de solo, seu estado de tensão e as suas características de resistência e deformação;
- O método de instalação da estaca;
- A geometria, dimensões e características do material constituinte da estaca;
- O tempo decorrente entre a instalação da estaca e a sua solicitação;
- A intensidade da carga, a velocidade de sua aplicação e o esquema de solicitação da estaca.

Para uma dada carga (P) aplicada no topo de uma estaca imersa em uma massa de solo, tem como reação genérica duas parcelas como mostra a Figura 12a: a carga decorrente do atrito lateral ao longo do fuste da estaca (P_L) e a carga resistida pela ponta (P_P), sendo desprezado o peso próprio da estaca temos:

$$P = P_L + P_P \quad (6)$$

Sendo:

P = carga aplicada no topo da estaca;

P_L = resistência lateral;

P_P = resistência de ponta.

Para o melhor entendimento do problema utilizamos a idéia de ALONSO (1992), onde a partir das parcelas de carga transferidas para o solo, determina-se o diagrama de esforço normal da estaca para a carga P , aplicadas no topo da estaca (Figura 12b).

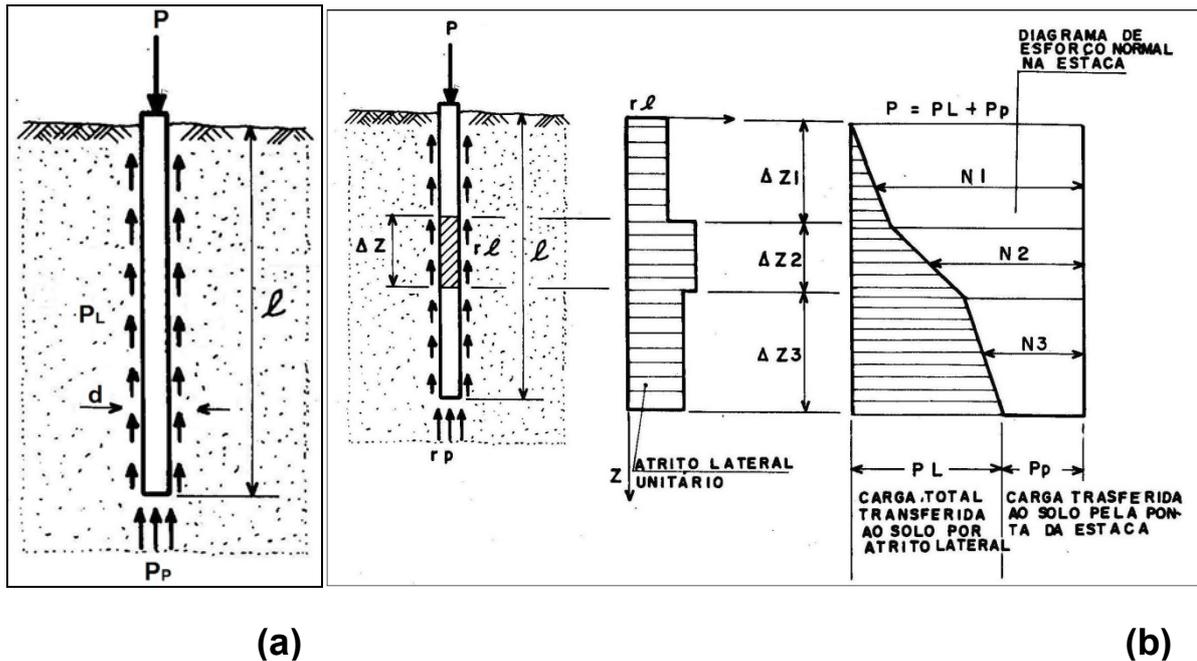


Figura 12: (a) Esquema típico da estaca carregada, (b) Transferência de carga em solo estável.

Fonte: ALONSO (1992).

A transferência de uma mesma carga P aplicada no topo de uma estaca constituída de mesmo material e geometria, cujo comprimento inicial é L e seção transversal A_p , se deformam no seu topo com base na lei de Hooke (Teoria da Elasticidade).

Sendo que o comprimento após a aplicação da carga será:

$$L' = L - \rho_p \quad (7)$$

Onde:

ρ_p : deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga em relação ao solo.

$$\rho_p = \frac{1}{A \cdot E} \int_0^L N_z \cdot dz \cong \frac{1}{A \cdot E} \sum N_i \cdot \Delta z_i \quad (8)$$

Sendo que:

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

N_i e Δz_i = diagramas de forças, conforme se mostra na Figura 12b.

Considerando as estacas trabalhando predominantemente pela ponta, $P_L \cong 0$ e $P_p = P$, tem-se o diagrama de esforço normal constante com a profundidade, então o valor de ρ será então:

$$\rho = \frac{P \cdot l}{A \cdot E} \quad (9)$$

As estacas que trabalham predominantemente por atrito são chamadas de estacas “flutuantes” em que $P_p \cong 0$ e $P_L = P$. Neste caso, quando se admite que o solo tem aderência constante com a profundidade, o diagrama normal decresce linearmente até um valor nulo na ponta da estaca, então o valor de ρ será então:

$$\rho = 0,5 \cdot \frac{P \cdot l}{A \cdot E} \quad (10)$$

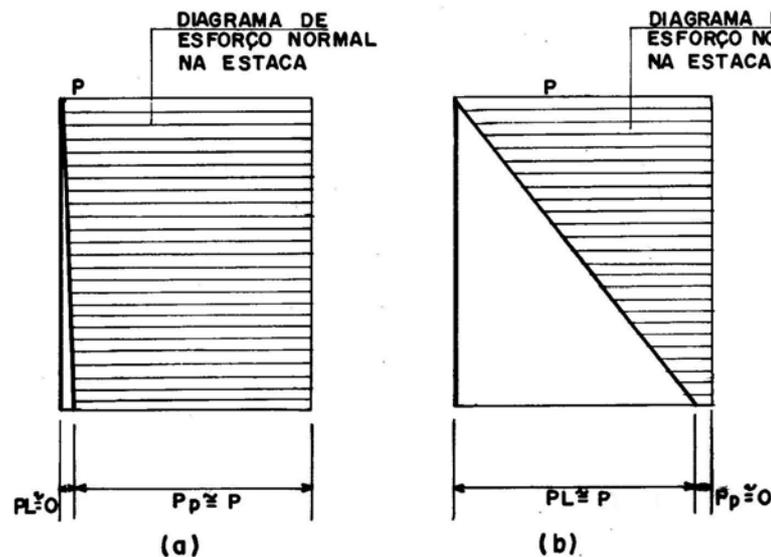


Figura 13: Diagramada de esforços de transferência de carga.
Fonte: ALONSO (1992).

Diante das expressões 9 e 10 podemos concluir que o valor de ρ pode ser obtido pela expressão genérica:

$$\rho = \alpha \cdot \frac{P \cdot l}{A \cdot E} \quad (11)$$

Em que α é um valor compreendido entre 0,5 (quando a estaca é flutuante) e 1,0 (quando a estaca trabalha por ponta). Como na grande maioria dos casos

(quando não existe o fenômeno do atrito negativo) as estacas trabalham tanto por ponta ($P_P > 0$), como por atrito (P_L crescente com a profundidade).

Conforme OLIVEIRA FILHO (1985), a grandeza deste atrito depende de vários fatores como a rugosidade da superfície de contato, a densidade do solo, consistência, compacidade, teor de umidade, peso específico e condições naturais locais.

VESIC (1975) ressalta que pesquisas indicam que a parcela de atrito lateral é totalmente mobilizada com deslocamentos da ordem de 8 mm, independente do tipo de solo e dimensões da estaca.

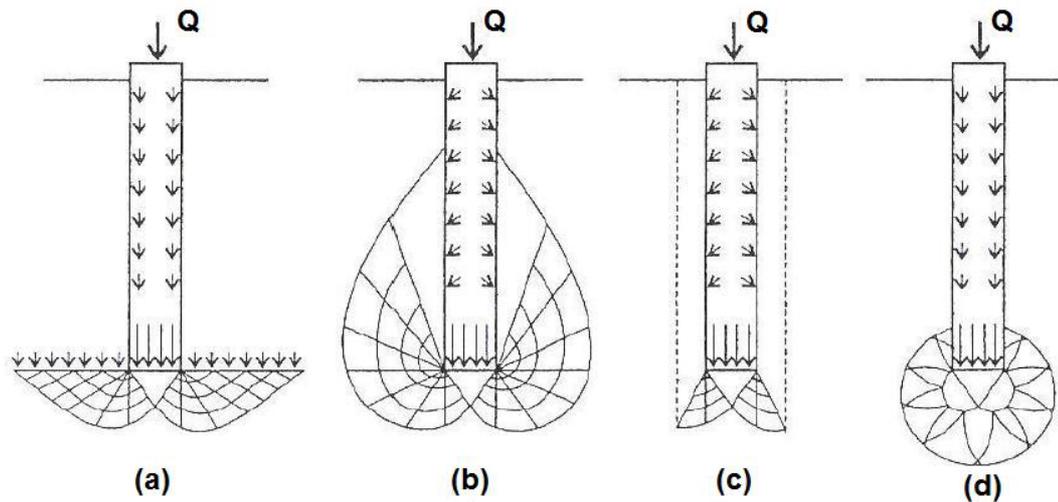
“A mobilização da carga lateral de ruptura de uma estaca ocorre bem antes da mobilização da resistência de ponta e a fração da carga total resistida pela ponta aumenta com a intensidade de carga” (VESIC, 1975).

Terzaghi estendeu às estacas a sua teoria de ruptura de solos, em bases das fundações corridas, considerando que a ponta da estaca provoca ruptura na massa de solo segundo planos radiais, semelhante aos das fundações superficiais de mesma “forma” (OLIVEIRA FILHO, 1985).

Segundo CORRÊA (1988), a porcentagem de carga resistida pela ponta é em geral menor para a carga de trabalho do que para a carga de ruptura.

A forma da superfície de ruptura para uma fundação profunda é complexa em comparação com as fundações rasas, devido ao mecanismo de interação solo-estaca ser mais complexo.

Ao se adotar uma superfície de ruptura para uma fundação profunda, pode-se obter diferentes mecanismos para as estacas e distribuições de tensões em torno da ponta (Figura 14).



- (a): Prandtl, Reissner, Caquot, Buisman, Terzaghi;
 (b): De Beer, Jaky, Meyerhof;
 (c): Berezantsev, Yaroshenko, Vésic
 (d): Bishop, Hill, Mott, Skempton, Yassin, Gibson.

Figura 14: Criação de diferentes mecanismos de ruptura.
Fonte: VESIC (1975).

As estacas sempre estão apoiadas em solos resistentes e a ruptura dessa massa conduz sempre a ruptura do tipo generalizada, assim a massa de solo em contato com a sua ponta resistem aos esforços aplicados do mesmo modo que os observados em sapatas.

No caso de atingir a ruptura do solo a carga (P) passará a ser a carga de ruptura (P_R), sendo que a estaca somente afundará no solo quando esta carga ultrapassar as parcelas de P_P e P_L , no qual serão respectivamente a resistência de ponta na ruptura R_P e o atrito lateral na ruptura R_L .

Onde temos então na ruptura:

$$P_R = R_L + R_P \quad (12)$$

$$R_L = q_L \cdot A_L \quad (13)$$

$$R_P = q_P \cdot A_P \quad (14)$$

Onde:

R_L = resistência lateral;

R_p = resistência de ponta;

q_L = resistência lateral unitária, na ruptura;

q_p = resistência de ponta unitária, na ruptura;

A_L = área da superfície lateral da estaca;

A_p = área da base da estaca;

Δz = espessura de camada.

Um fator importante a ser considerado no desempenho de uma fundação são as condições de drenagem do solo. Sendo que em solos drenados o excesso de poropressão pode dissipar-se rapidamente pelo carregamento aplicado da fundação.

Para solos de drenagem parcial o excesso de poropressão gerado pelo carregamento pode dissipar-se dependendo da solicitação de carga imposta.

Em solos coesivos as condições não drenadas podem resultar em valores baixos de capacidade de carga, gerando condições críticas de carregamento que podem ocorrer a curto prazo, enquanto as pressões neutras são dissipadas. Nestes casos para determinação da capacidade de carga da ponta da estaca em argila, o procedimento consiste em assumir condições totalmente não-drenadas.

Segundo ALONSO (1992), quando uma estaca é executada em extrato superior resistente atravessando camadas compressíveis de solo que se encontra em processo de adensamento, de tal forma que os recalques são maiores do que os da estaca, assim o solo passa a carregar a mesma ao invés de suportá-la, para tal fenômeno ocorrido denomina-se atrito lateral negativo.

“A capacidade de carga de uma estaca depende das tensões efetivas atuantes ao longo do fuste e no nível da ponta, quando há atrito negativo o solo que envolve a estaca como que “se pendura” nela, o que causa um alívio de tensões verticais nas proximidades da estaca” (VELLOSO & LOPES 2010).

O diagrama de transferência de carga para esta situação é mostrado na Figura 15, que seguindo a idéia de ALONSO (1992), supôs que a camada compressível em adensamento aplique uma adesão constante com a profundidade.

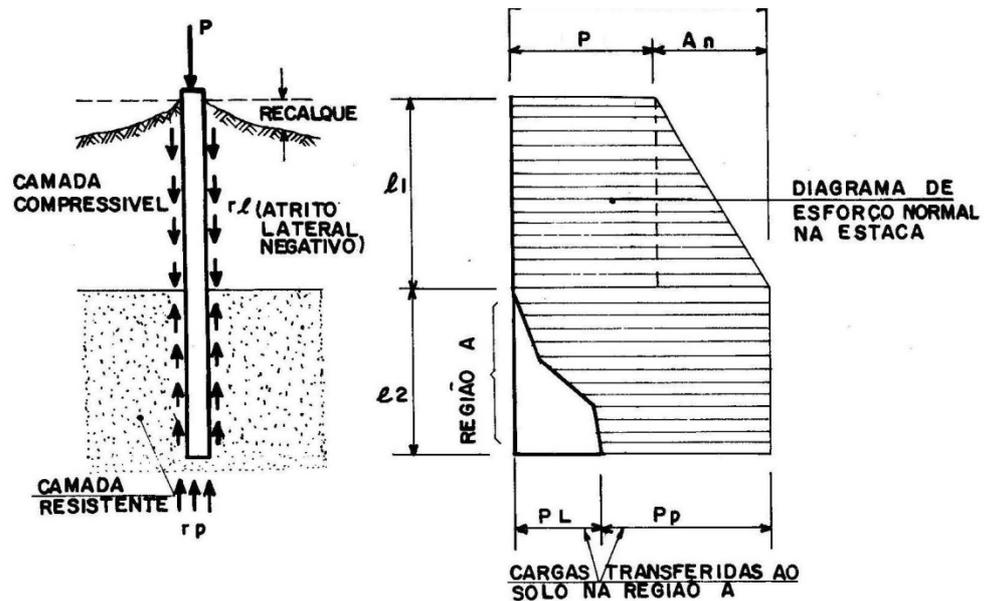


Figura 15: transferência de carga em solos em adensamento na fase final.
Fonte: ALONSO (1992).

ALONSO (1992) determina que para manter a estabilidade da estaca, a carga transferida à região "A" da camada resistente conforme a Figura 15 deve atender a expressão:

$$P_L + P_p = P + A_n \quad (15)$$

Onde:

P_L e P_p = são as cargas transferidas à camada resistente, respectivamente por atrito lateral e pela ponta;

P = é a carga atuante no topo da estaca;

A_n = é a carga devido ao atrito negativo.

No caso de estacas isoladas, a força devido ao atrito negativo pode ser estimada por:

$$A_n = U \cdot \sum \Delta_i \cdot r_i \quad (16)$$

Em que:

U = perímetro da estaca;

Δ_l = trechos de solo com r_l (constante);

r_l = adesão entre a estaca e o solo (para as argilas moles, o valor de r_l , pode ser adotado igual à coesão dessas argilas).

Frequentemente este fenômeno ocorre nos terrenos com presença de argila mole não consolidada e nos solos formados de sedimentos orgânicos compressíveis (solos de baixa permeabilidade), em que a consolidação das camadas compressíveis produz este efeito mediante a colocação de aterros ou sobrecargas na superfície do terreno. Às vezes é possível produzir cargas adicionais nas estacas pelos mecanismos de compactação, tráfego, ou mesmo assentos naturais das camadas compressíveis inferiores, além da carga aplicada pela estrutura ao seu topo, um acréscimo devido a esse atrito negativo.

Considerando que a transferência de carga estaca-solo ou vice versa, surge a partir de movimentos de interação relativos entre o solo e a estaca. O recalque do solo é menor em relação à estaca, quando há uma transferência de carga para solo (atrito positivo) e quando ocorre o recalque do solo há uma transferência solo-estaca (atrito negativo).

No trabalho de VELLOSO & LOPES (2010) fica claro que o atrito negativo é um problema de recalque de fundação, ele não é capaz de levar a ruptura de uma estaca por perda de capacidade de carga do solo. Essa ruptura seria precedida de um recalque da estaca em relação ao solo que inverteria o sinal do atrito, sendo possível a ruptura estrutural da estaca por compressão ou flambagem.

SANTOS NETO (1981) ressalta que Terzaghi em 1935 estudando ocorrências de atrito negativo na Holanda, foi o primeiro a considerar a possibilidade em parte do seu comprimento, o recalque da estaca ser menor que o solo, logo nesta zona ocorreria o atrito negativo. Mas na parte inferior da estaca o recalque do solo poderia ser menor que o da própria estaca, o que provocaria nesta zona ocorrência de atrito positivo.

A mudança do atrito lateral de negativo para positivo ocorre na profundidade onde o recalque da camada compressível será igual ao recalque da estaca, este ponto foi chamado por Terzaghi de “ponto neutro”, acima dele ocorreria o atrito negativo e abaixo atrito positivo (Figura 16).

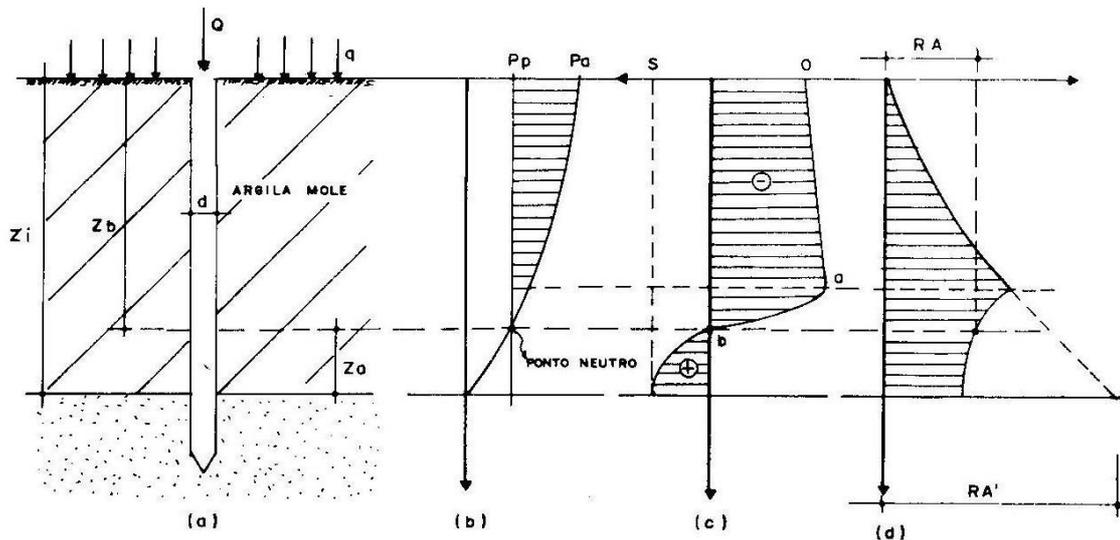


Figura 16: a) esquema do atrito negativo; b) desenvolvimento do atrito negativo; c) diagrama do atrito ao longo da estaca; d) diagrama final.
Fonte: OLIVEIRA FILHO (1985).

Após analisar medições feitas em modelos naturais OKABI (1977), concluímos que a intensidade do atrito negativo, e a profundidade do ponto neutro cresce com o aumento da rigidez da camada próximo à ponta.

“Alguns fatores podem contribuir para a natureza e magnitude do atrito negativo, sendo que alguns fatores podem estar relacionados com a característica da estaca, como seu tipo de material (aço, madeira, etc.) sendo este fator relacionado com a aderência estaca-solo e a possibilidade da estaca servir de dreno vertical para a dissipação das poropressões” (SANTOS NETO, 1981).

O autor ressalta que o método de execução (estaca cravada ou escavada) está relacionado ao grau de amolgamento induzido ao solo durante a instalação da estaca e principalmente com o estado de tensões gerado nas proximidades de acordo com o tipo de estaca (ponta, atrito, ponta aberta ou ponta fechada).

KOERNER (1971) realizou uma série de medições em modelos reduzidos e constatou com muita lógica que o atrito negativo em estacas inclinadas é maior do que se a estaca fosse vertical, mostrando claramente isso através da Figura 17.

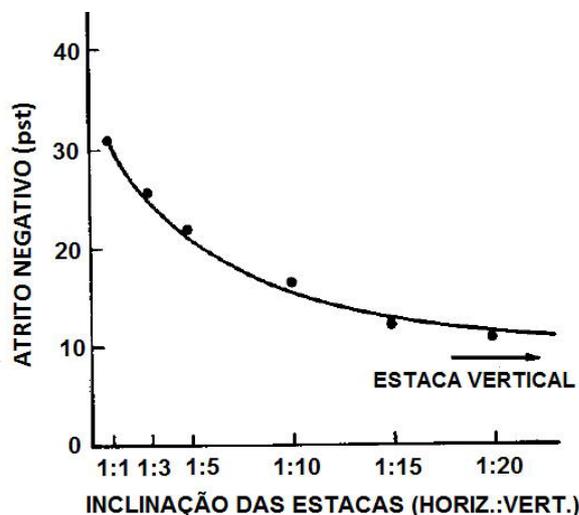


Figura 17: Influência da inclinação da estaca no atrito negativo.
Fonte: KOERNER (1971).

Em uma estaca inclinada não há somente a contribuição da aderência estaca-solo que é independente da posição da estaca, mas também uma contribuição do peso do solo sobre a estaca (SANTOS NETO, 1981).

Certamente haverá situações onde deverá se restringir ao mínimo o movimento das fundações submetidas as atrito negativo. Reduzindo substancialmente tais sobrecargas através de pré-carregamento das camadas compressíveis, ou qualquer processo que reduza os recalques no solo após a instalação da estaca ou uma eliminação do contato direto entre a estaca e o solo que recalca.

2.5.2 Transferência de carga das estacas injetadas autoperfurantes

Os diversos fatores que influenciam na transferência de carga deste tipo de estaca estão relacionados à influência da pressão e o método de instalação, que se constitui na principal diferença entre as estacas injetadas convencionais. A utilização

da aplicação de injeções constantes com pressões médias (5 á 10 kg/cm²) nas estacas injetadas autoperfurantes com pouca possibilidade de refluxo, é um fator de destaque no aumento de sua capacidade de carga.

Usando como base a idéia central de CAMBEFORT (1975), este fator esta relacionado pelo aumento da pressão de confinamento no fuste da estaca e/ou pelo aumento do ângulo de atrito do terreno, estimando experimentalmente em 30% o aumento do valor SPT como demonstra a Figura 18, o crescimento do atrito lateral com a pressão de injeção em diversas formações aluvionares, sedimentares e metamórficas.

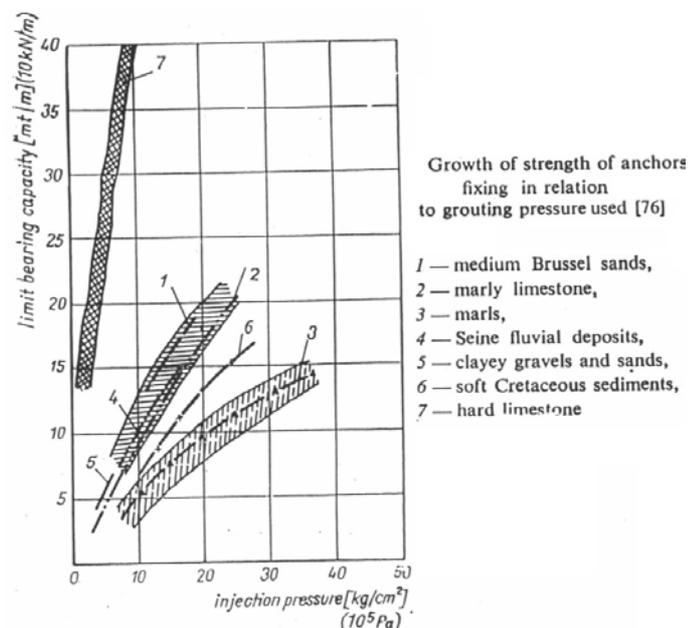


Figura 18: Pressão de injeção x atrito lateral em formações geológicas.
Fonte: CAMBEFORT (1975).

Analogamente para as estacas injetadas autoperfurantes deverá ocorrer aumento do atrito lateral através da compactação do terreno, devido o aumento do diâmetro da perfuração ocasionado pela pressão da calda de cimento, aumentando conseqüentemente a capacidade de carga da estaca. Desta maneira seu fuste apresentará protuberâncias e irregularidades que aumentam sua rugosidade contribuindo com o atrito lateral.

Dependendo do tipo de solo, como nas argilas pouco permeáveis de existir o refluxo da calda de cimento, ao contrário das areias, nesse caso para evitar uma diminuição da capacidade de carga deve-se prever a utilização de armadura complementar na estaca.

Para os executores de estaca injetada autoperfurante, de uma maneira geral, o objetivo principal da aplicação de médias pressões é a garantia de um bom “*deep mixing*” buscando-se estabelecer uma aderência estaca-solo ao longo de todo seu fuste.

A transferência de carga das EIA para o solo através do atrito lateral estaca-solo do corpo de calda de cimento, garante uma interação radial da barra de ancoragem no solo. Este sistema é similar a transferência de carga da microestaca tubular, pois ambas as estacas em conglomerado com o solo cria uma resistência à ruptura na seção do fuste (Figura 19).

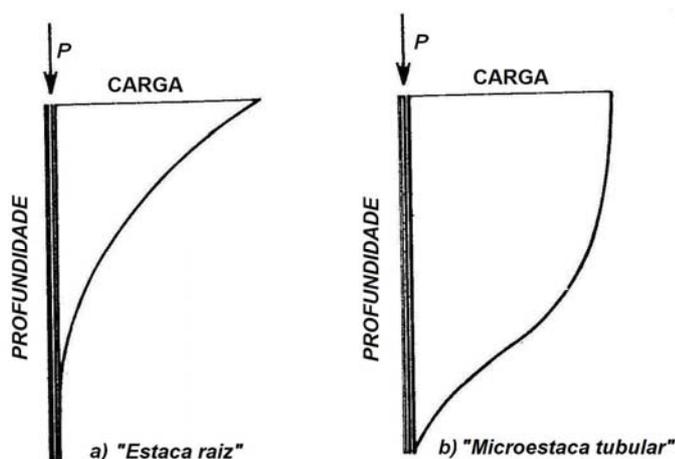


Figura 19: Esquema típico da curva de transferência de carga em solo da estaca raiz e microestaca tubular.

Fonte: LIZZI (1981).

“O rompimento de uma estaca ao tubo metálico resulta, portanto na ordem de centímetros e não de milímetros, ao contrário no caso da estaca raiz, isto depende de fato que a resistência da seção é atribuída praticamente apenas ao aço” (LIZZI, 1981).

A curva carga-recalque apresentada na Figura 20, demonstra que a microestaca metálica se potencializa em virtude da resistência do aço, apto a sustentar cargas mais elevada, sendo que a estaca injetada autoperfurante segue as mesmas características pelo fato da armadura de perfuração ser perdida.

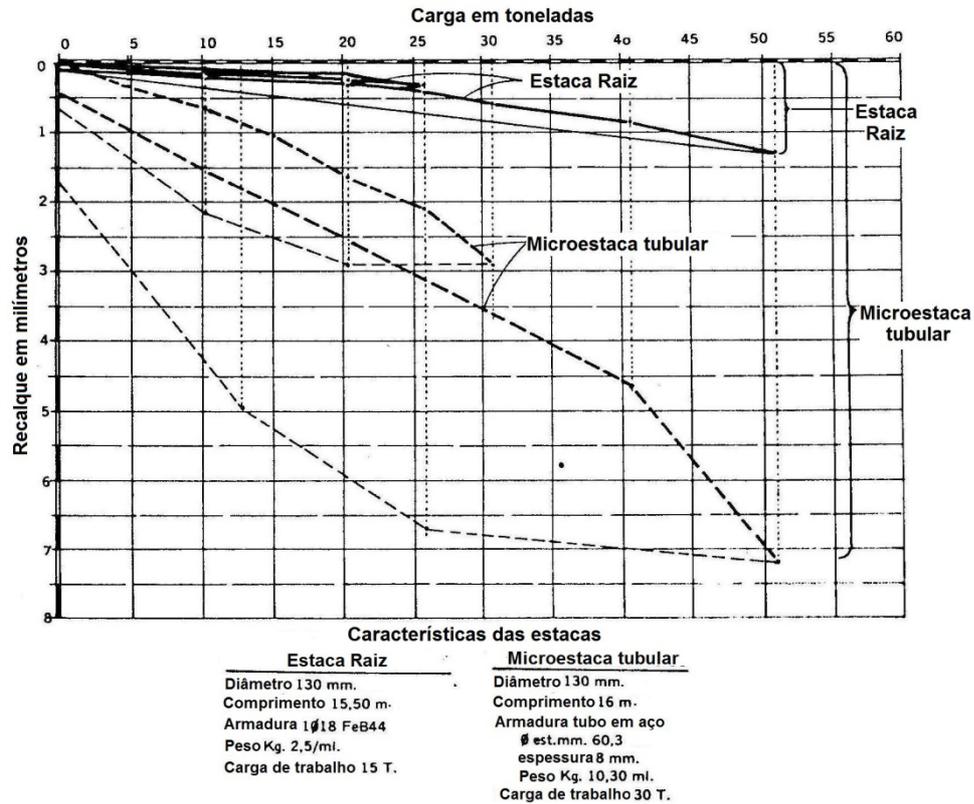


Figura 20: Diagrama carga/deslocamento de uma estaca raiz e microestaca tubular, executada no mesmo subsolo de um edifício.
Fonte: LIZZI (1981).

CORRÊA (1988) relata que estacas injetadas flexíveis com relação (comprimento/diâmetro) elevados sofrem deslocamentos maiores próximos a seu topo e mobilizam progressivamente o máximo atrito lateral do topo para a ponta.

Além deste fator a relação entre a área lateral e a área de ponta é bastante elevada, o que reforça a hipótese de transferência de carga principalmente por atrito.

Um estudo realizado pela *ISCHEBEK* através do ensaio de arrancamento comparando dois tipos de estacas injetadas executadas em areia siltosa, com valores de N_{SPT} igual a 20, demonstrou que o sistema injetado autoperfurante *TITAN* obteve aumento do atrito lateral, indicado através da última carga de arranque a qual foi exatamente o dobro $3,2 \text{ kg/cm}^2$ em relação a outro tipo de estaca injetada com $1,6 \text{ kg/cm}^2$ (Figura 21).

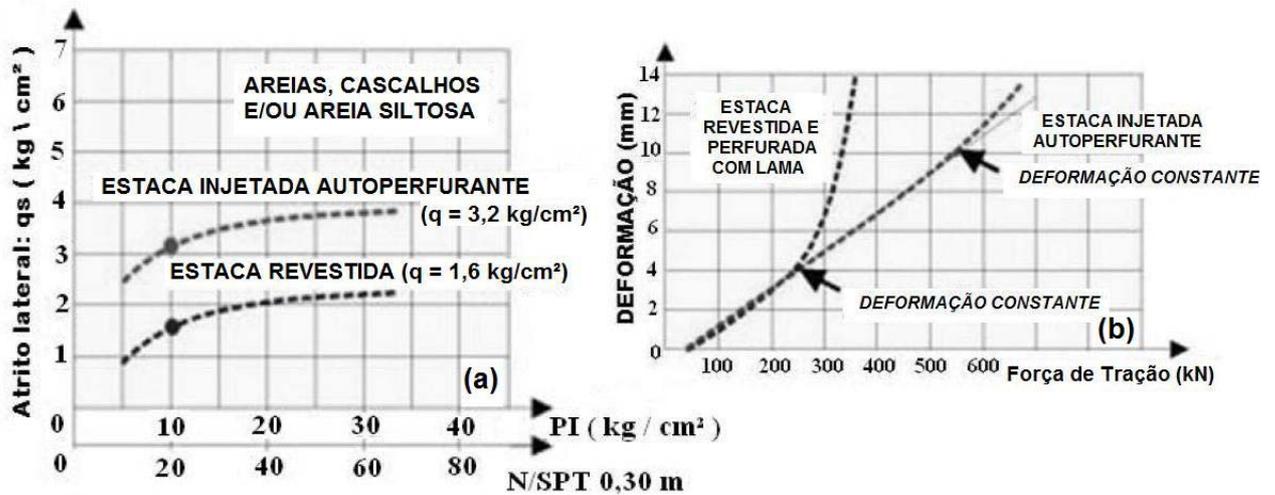


Figura 21: (a) ensaio de arranque (b) diagrama comparativo carga/deformação, em dois tipos de estaca injetada.

Fonte: Organizado pelo autor (2010).

MICUCCI & LOPES (1999) em seu trabalho sobre método para cálculo de ancoragens injetadas autoperfurantes, demonstram o método sugerido por VESIC (1971 e 1972) apresentado uma solução ao problema de arranque de estacas introduzindo a teoria da expansão das cavidades esféricas ou cilíndricas.

O método experimental proposto leva em conta uma ação equivalente a expansão de cavidades cilíndricas geradas pelo sistema autoperfurante, permitindo estimar a resistência à tração mediante o empenho das propriedades físico-mecânicas dos solos envolvidos.

Calculando a pressão radial necessária para levar a ruptura a uma cavidade de raio R instalada a uma profundidade D_f debaixo da superfície, as soluções se apresentam analiticamente na seguinte fórmula:

$$p_u = c \cdot F_c + \gamma \cdot D_f \cdot F_q \quad (17)$$

Sendo F_c e F_q fatores de expansão das cavidades que dependem de \square e do valor I_{rr} denominado Índice de Rigidez Reduzido.

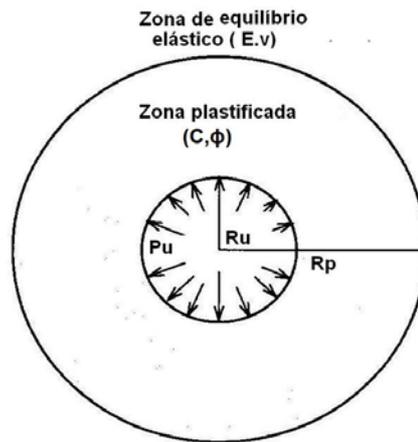


Figura 22: Corte da cavidade cilíndrica.
Fonte: MICUCCI & LOPES (1999).

Ensaio de arrancamento publicados por HOBST & ZAJIE (1977) de estacas injetadas em solos não coesivos com fuste profundo, mostram que na proximidade do topo o solo é intensamente comprimido quando se produzem as plastificações dos materiais que as rodeiam, a Figura 23 se baseia na Figura 22 da presente pesquisa.

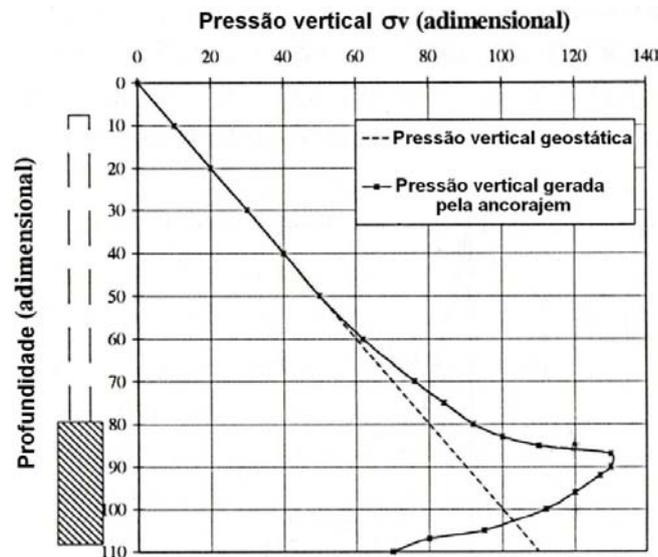


Figura 23: Distribuição da pressão vertical durante ensaio de arrancamento.
Fonte: HOBST & ZAJIE (1977).

O gráfico demonstra as pressões verticais σ_v em função da profundidade no momento da ruptura do material, observa-se efetivamente que em correspondência com a cabeça da estaca se produz um importante aumento ou concentração de valores de σ_v maiores que os valores derivados das pressões geostáticas.

O resultado da intensa compressão gerada na base em relação à (p_u) pressão de ruptura de uma cavidade cilíndrica é função da resistência a ruptura por atrito.

$$f_r = \sigma_v \cdot K \cdot \text{tang } \Phi = \sigma_h \text{ tang } \Phi \quad (18)$$

Segundo MICUCCI & LOPES (1999), as pressões σ_h que geram em areias fofas não aumentam muito em relação às geostáticas, devido a não gerar importantes esforços de compressão no solo, mas em solos coesivos a pressão de expansão p_u cresce praticamente com o aumento da resistência não drenada (c_u).

Para:

$$\Phi=0 \quad F'_q=1 \quad (19)$$

$$p_u = c \cdot F'_c + q \quad (20)$$

Sendo que F'_c alcança valores de 7 e 8, isto quer dizer que a fórmula (20) aborda a capacidade de carga de estacas em solos coesivos, sendo que a possibilidade de aumentar a carga de ruptura é mediante um aumento do diâmetro da cavidade isto é do diâmetro das estacas.

Em particular BUSTAMANTE & DOIX (1985) analisaram uma grande quantidade de ensaios, para obter uma estimativa estatística do atrito entre estacas injetadas e o solo circundante. A publicação destes ensaios são reproduzidos na Figura 24, levando-se em conta que os elementos tenham sido injetados a pressão atendendo as patentes TUBFIX⁴.

⁴ Sequencia executiva: Estaca perfurada sem revestimento com circulação de fluído (lama bentonítica), enchimento com argila cimento em suspensão e retirada do tubo de perfuração; colocação da armadura e tubo de injeção; injeção pelas válvulas (múltiplas injeção); estaca concluída. (CORRÊA, R. S., 1988).

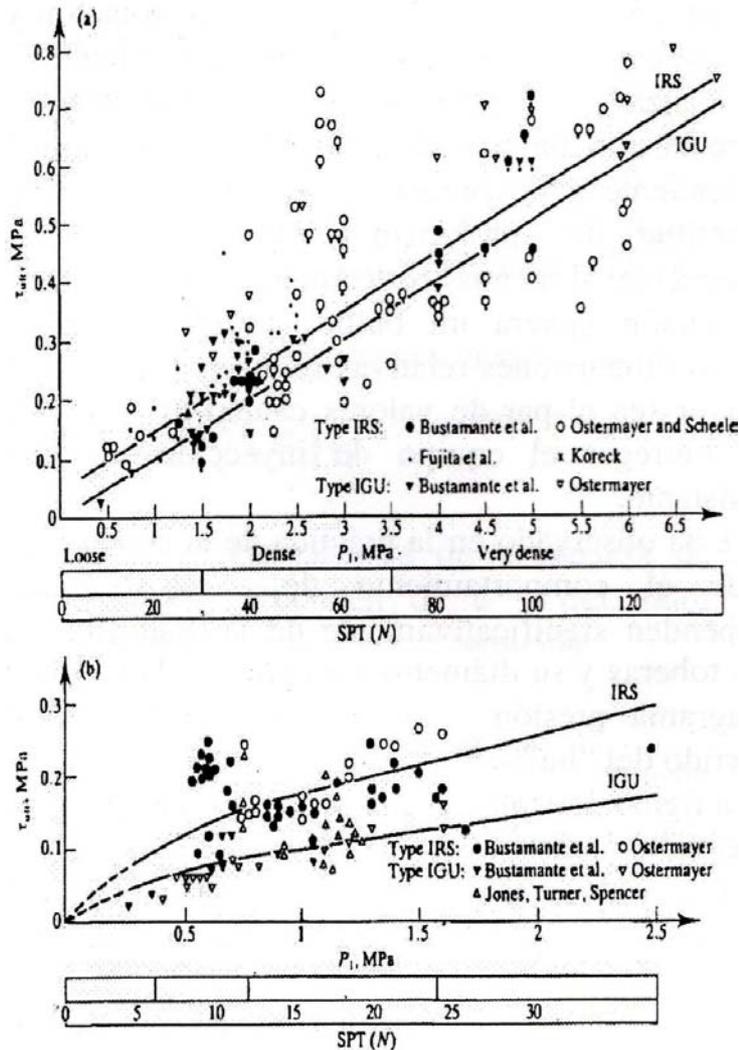


Figura 24: Atrito lateral em estacas injetáveis.
Fonte: BUSTAMANTE & DOIX (1985).

2.5.3 Prova de carga e curva carga x recalque

A prova de carga é o método mais seguro para avaliar a capacidade de suporte de carga e de recalque do solo de uma fundação. Este ensaio consiste na aplicação de incrementos de carga em estágios, observando as deformações durante a compressão e descompressão, sendo que estes incrementos definem o comportamento real do elemento no local onde foi executado.

Segundo ALBUQUERQUE (1996), os diversos motivos que levam a execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

- Assegurar que não ocorrerá ruptura para uma determinada carga de trabalho;

- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar a carga de ruptura, realizando uma checagem das estimativas;
- Determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente na região da carga de trabalho.

Este tipo de ensaio pode ser feito com a realização através de cargas verticais ou inclinadas, a compressão, tração ou cargas horizontais, que podem ser divididas através de provas de carga do tipo:

- Direta sobre o terreno de fundação;
- Estática em estacas e tubulões;
- Dinâmica em estacas.

As provas de carga do tipo estática e dinâmica serão abordadas neste mesmo capítulo, apresentando a sua metodologia de execução e considerações sobre as características destas duas aplicações.

Conforme CORRÊA (1988), o resultado da interação solo-estaca tanto do atrito lateral quanto da ponta, será expresso através da forma de curva carga x recalque, onde os recalques de cada estágio de carga e da descarga são registrados em relação ao carregamento e logaritmo do tempo decorrido no estágio.

Para VELLOSO e LOPES (2004) as cargas crescentes podem ser identificadas nesta curva carga x recalque por trechos conforme a Figura 25.

Trecho I – Fase elástica: onde para pequenos valores de carga os recalques serão aproximadamente proporcionais, podendo estabilizar com o tempo, ou seja, a velocidade de deformação diminui e tende para zero.

Trecho II – Fase plástica: caracterizada por recalques irreversíveis devido ao crescente carregamento, em função da velocidade de carregamento, mesmo para uma carga constante.

Trecho III – Fase de ruptura: a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorra a ruptura do solo, representando para o carregamento

correspondente o limite da resistência da fundação, ou seja, sua capacidade de carga na ruptura ou simplesmente sua capacidade de carga.

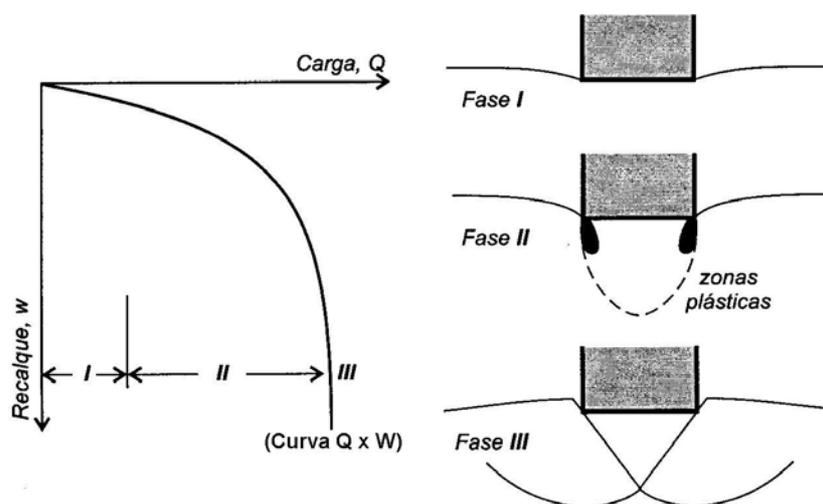


Figura 25: Comportamento de uma curva carga x recalque.
Fonte: VELLOSO & LOPES (2004).

“A parcela resistida pela ponta e a forma da curva, depende do seu deslocamento e da resistência do material que esta sob a mesma, sendo que a curva carga x recalque correspondente ao atrito lateral tem o aspecto de ruptura generalizada e a mobilização do atrito ocorre com deslocamentos na ordem de milímetros” (CORRÊA, 1988).

2.5.4 Carga de ruptura a partir da curva carga x recalque

Segundo CORRÊA (1988), a forma da curva carga x recalque está relacionada ao resultado da interação solo-estaca tanto do atrito lateral quanto da ponta, e se constitui na medida final do comportamento da estaca.

Existem dois comportamentos típicos de curvas carga x recalque, conforme a Figura 26.

As curvas tipo 1 são definidas e bem caracterizadas, a carga de ruptura sendo o critério utilizado a ruptura. Nas curvas tipo 2 o aumento da carga P provoca aumento progressivo dos recalques não caracterizando uma curva de ruptura bem

definida, prevalecendo neste tipo de curva o critério de recalque de uma maneira geral.

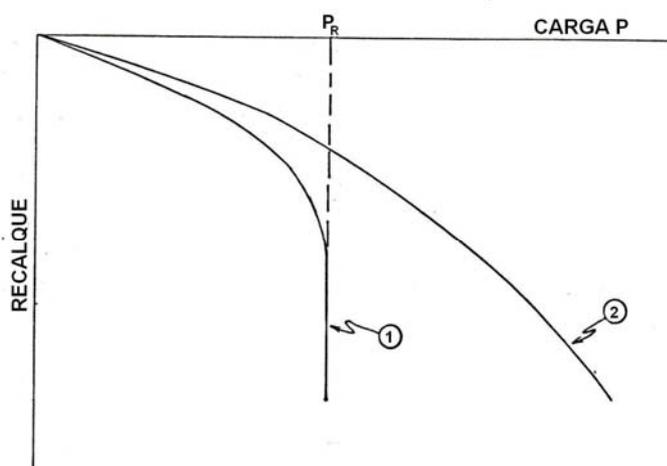


Figura 26: Curva carga x recalque típica de uma fundação profunda.
Fonte: CORRÊA (1988).

Sendo que na maior parte dos casos em estacas injetadas ocorre a curva tipo 2 isto é, não existe um colapso visível da fundação, não definindo bem caracterizada uma carga de pico.

“As verificações experimentais de capacidades de carga apresentam resultados em termos de gráfico de Carga x Recalque, onde a inexistência de condições claras de ruptura neste tipo de curva mostra-se ser a regra geral, onde o conhecimento dos resultados mesmo que aproximado é fundamental para a correta interpretação dos dados de provas de carga, quanto para o seu correto dimensionamento” (DECOURT, 1998).

Geralmente as provas de carga não são levadas até a ruptura física, surgindo à necessidade de limitar um valor de carga para o uso da fundação.

Diante destas condições, inúmeros especialistas desenvolveram métodos de extrapolação de curva carga x recalque, para provas de carga interrompidas antes da ruptura do sistema de fundação, impossibilitando desta maneira obter a carga limite que a fundação resiste.

Segundo VAN DER VENN (1953), se uma mesma curva carga x recalque de uma prova de carga for plotada em escalas diferentes uma decisão com base no

exame visual pode ser ilusória. A Figura 27 mostra o resultado de duas provas de carga apresentada em duas escalas diferentes.

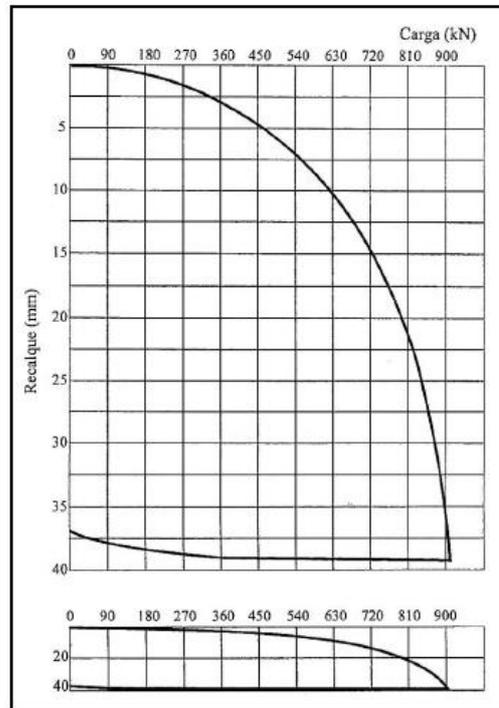


Figura 27: Curva carga x recalque de uma estaca em escalas diferentes
Fonte: VAN DER VENN (1953).

Segundo NIENOV (2006), a curva carga x recalque, resultado de uma prova de carga com carregamento axial, pode apresentar padrões diferentes de comportamento como na Figura 28, o pico da curva A e o patamar (assíntota) da curva B caracterizam inequivocamente a carga de ruptura da estaca, sendo que a partir da curva C a carga de ruptura não é mais claramente definida.

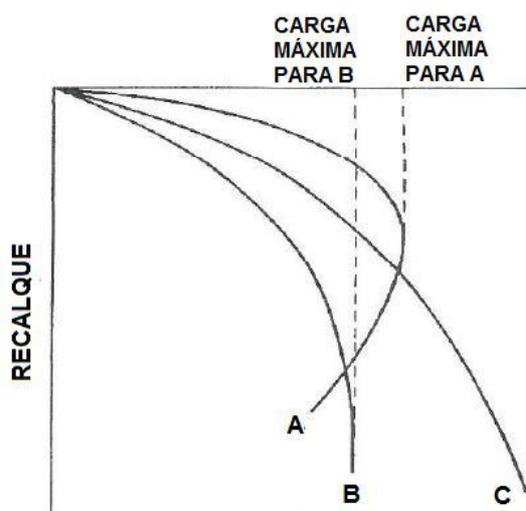


Figura 28: Curvas típicas de provas de carga com carregamento axial.
Fonte: NIENOV (2006).

Embora a prova de carga tenha atingido a ruptura física da estaca, nem sempre é possível definir inequivocamente a carga de ruptura, sendo eventualmente necessária à adoção de um critério de definição da carga de ruptura estabelecida segundo um critério de referência.

Para VELLOSO & LOPES (2002) a escolha de um critério para definir a carga de ruptura torna-se um fator fundamental na análise dos resultados, agrupando esses critérios em 4 categorias:

1. Critérios que se baseiam num valor absoluto de recalque (pode ser total, plástico, ou residual obtido após o descarregamento) ou relativo ao diâmetro da estaca;
2. Critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva;
3. Critérios que buscam uma assíntota vertical;
4. Critérios que caracterizam a ruptura por encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base.

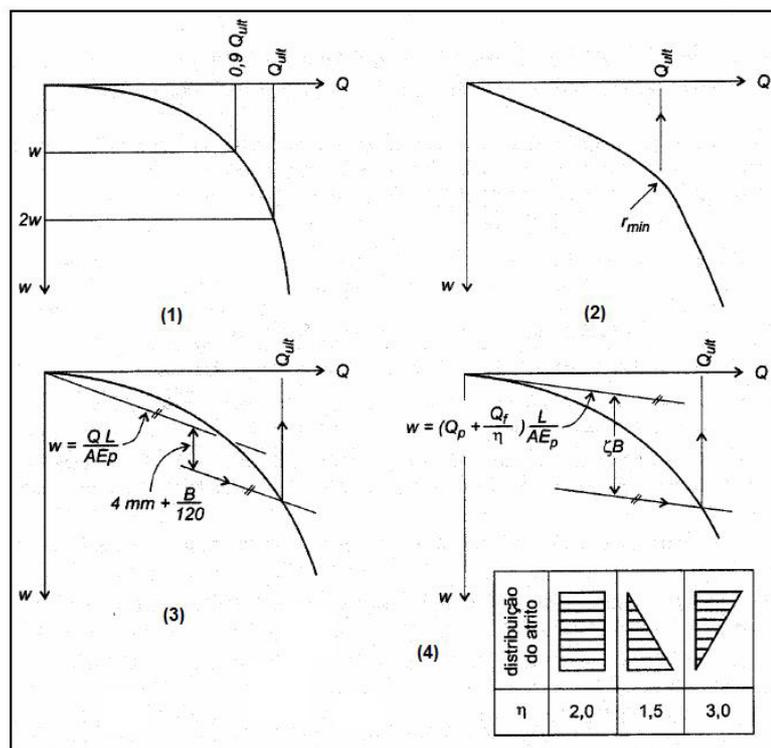


Figura 29: Interpretação da curva carga x recalque.
Fonte: VELLOSO & LOPES (2002).

Com base nos conceitos para a determinação da curva carga x recalque de estacas outros critérios foram propostos no intuito de prever o comportamento da curva diante da interação solo-estrutura, ou de simular curvas a partir de determinado ponto, que por alguma razão não se pode chegar à carga de ruptura.

Dentre os vários critérios existentes na literatura, ressalta-se, VAN DER VEEN (1953), CHIN (1970), DAVISSON (1973), VERBRUGGE (1986) e DECÓURT (1995), sendo abordado neste trabalho o critério de ruptura a partir do método de MAZURKIEWICZ (1972), um dos mais usados para esta solução devido ao bom ajuste matemático apresentado nos resultados.

CORRÊA (1988) menciona que a maior parte das provas de carga realizada não caracteriza a ruptura da estaca, podendo ocorrer duas situações:

- A carga aplicada não é suficiente para provocar a ruptura e os recalques não são consideráveis, neste caso a carga de ruptura deve ser obtida pela extrapolação da curva carga x recalque por métodos consagrados na Mecânica dos Solos.

- A curva carga x recalque indica um crescimento constante do recalque com a carga, e estes recalques são “consideráveis”, porém a curva não indica uma carga de ruptura, mas um crescimento contínuo do recalque com a carga.

O método de Mazurkiewicz se baseia na hipótese de que o trecho final da curva carga x recalque seja uma parábola. Para tanto, utiliza-se o procedimento gráfico que consiste em traçar paralelas ao eixo das cargas, com espaçamento constante até a curva e retas perpendiculares ao eixo das cargas.

A partir destes pontos traçam-se retas inclinadas a 45° que são posteriormente unidos por uma reta, a intersecção entre a reta e o eixo das cargas determina a carga máxima estimada (Figura 30).

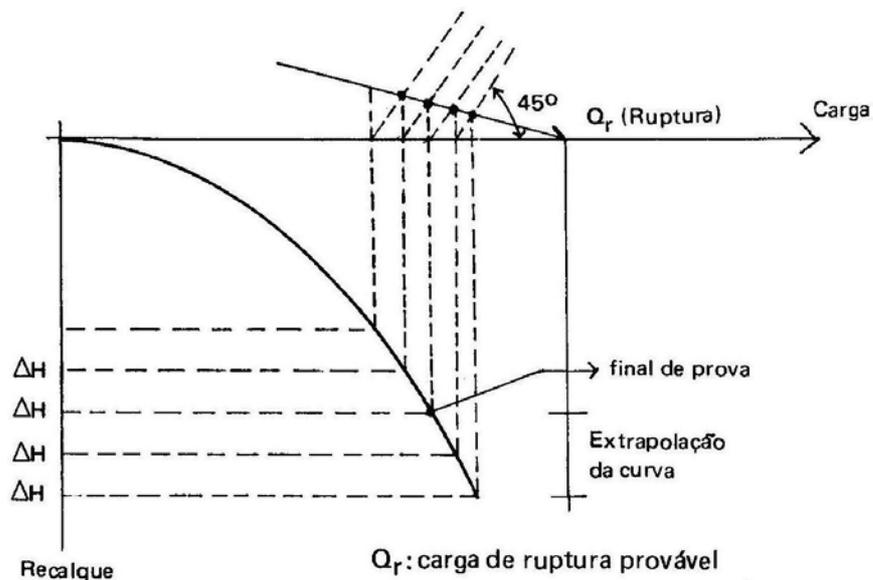


Figura 30: Carga de ruptura estimada pelo método de Mazurkiewicz (1972).
Fonte: OLIVEIRA FILHO (1985).

A carga de ruptura de acordo com a NBR 6122/2010, pode ser convencionada como a que corresponde através da curva “carga x recalque” a um recalque expresso pela fórmula a seguir:

$$\rho_R = \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (21)$$

Onde:

P = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca (cm);

A = área da seção transversal da estaca (cm²);

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal (cm).

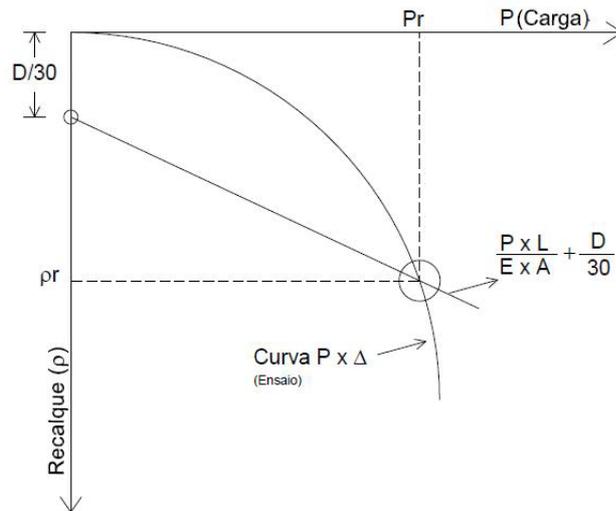


Figura 31: Determinação da carga de ruptura.

Fonte: NBR 6122/2010.

“Isto equivale a dizer que a carga de ruptura é aquela que provoca além do recalque elástico do elemento estrutural, um recalque adicional de 1/30 do diâmetro da estaca, sendo este critério que caracteriza a ruptura por encurtamento elástico, é obtido através da soma de duas parcelas de deformação da estaca uma elástica e uma plástica” (CORRÊA, 1988).

Ou ainda como o proposto por Terzaghi e adotado na Norma Inglesa, a ruptura pode ser convencionalizada considerando como carga de ruptura a que corresponde através da curva “carga x recalque”, a um recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca (NOGUEIRA, 2004).

DECOURT (1998) define ruptura convencional como sendo, a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do 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.

2.5.5 Métodos de cálculo de capacidade de carga

Além das provas de carga, podemos utilizar para a estimativa das cargas de ruptura de uma estaca os métodos estatísticos ou dos métodos dinâmicos.

NIYAMA (1991) ressalta que a primeira indagação que se faz com relação à prova de carga dinâmica é quanto à correspondência dos valores da capacidade de carga estimada, por meio de métodos dinâmicos com aqueles determinados utilizando-se provas de carga estática.

Sendo que as grandes maiorias dos trabalhos encontrados na literatura descrevem experiências com a instrumentação dinâmica, faz-se referência à correlação entre resultados dinâmicos e estáticos.

A falta de uma série de informações dificulta a comparação em ambos os casos, porém algumas informações desta compilação são apresentadas na Figura 32.

Podemos observar que para as estacas cravadas, o desvio entra as capacidades de carga estimadas através de métodos dinâmicos com as determinadas com as provas de carga estáticas variam em torno de 20%, no caso de estacas moldadas "in loco" a faixa de variação é maior, mais por outro lado o universo de amostragem foi menor.

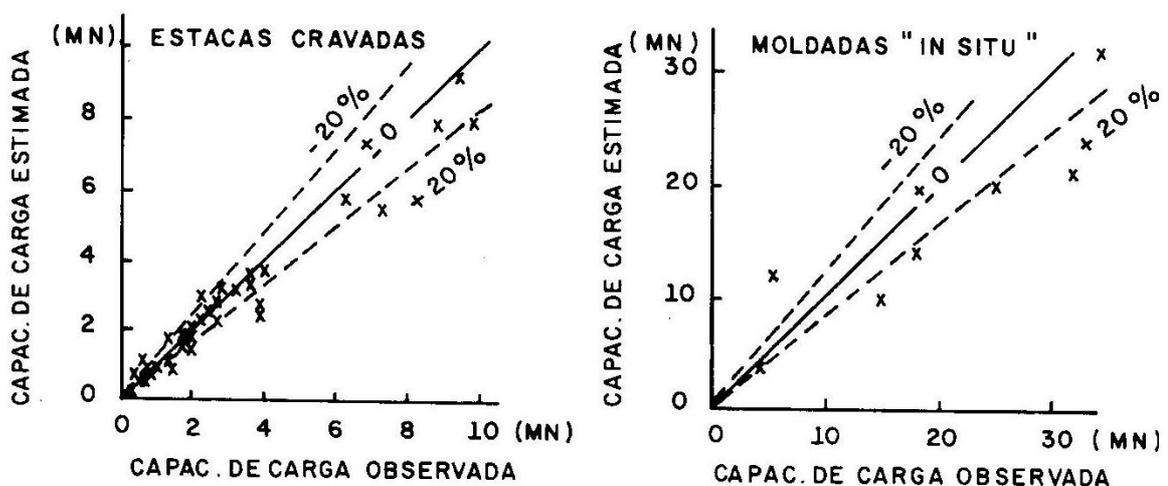


Figura 32: Avaliação das capacidades de carga estática observada x estimada por métodos dinâmicos.

Fonte: NIYAMA (1991).

Niyama concluiu que normalmente as resistências de ponta indicadas pela instrumentação dinâmica são inferiores, e que para correlacionar com os resultados de cálculos estáticos deve-se adicionar certa parcela da resistência de atrito.

Faremos maiores considerações sobre este método utilizando seus valores de ensaio para estimar a capacidade de carga das estacas a partir dos métodos estatísticos. Os métodos estatísticos são divididos em teóricos e semi-empíricos, sendo considerados teóricos quando o cálculo é feito utilizando-se fórmulas da mecânica dos solos e de parâmetros obtidos em ensaios de laboratórios e/ou campo.

São considerados semi-empíricos quando o cálculo é realizado através de fórmulas empíricas e semi-empíricas desenvolvidas com o auxílio de correlações de ensaios *“in situ”*, principalmente o SPT e o CPT. Segundo CORRÊA (1988), a aplicação das fórmulas teóricas para o cálculo de capacidade de carga em geral é muito difícil, pois:

- As estacas em geral são instaladas em solos com camadas diferentes e raramente temos areia e argila puras;
- Via de regra, a única informação disponível para o projeto de fundação é o ensaio de penetração dinâmica.

Desta forma somente com o SPT, não se possui quaisquer indicações sobre os diversos parâmetros necessários para o cálculo, como: coesão, ângulo de atrito, coeficientes de pressão do solo no fuste, coeficiente de aderência solo-estaca, peso específico do solo, resistência não-drenada da argila, etc.

O número de golpes (N_{SPT}) obtidos em ensaios de penetração dinâmica (SPT – *Standard Penetration Test* – NBR 6484) muitas vezes é o único dado disponível de resistência do solo, em decorrência disto há uma intensa utilização de métodos semi-empíricos baseados em sondagens à percussão para determinação da capacidade de fundações. Desta maneira, as fórmulas semi-empíricas tornam-se importantes ferramentas para a estimativa de carga das estacas e serão utilizadas na presente pesquisa, sendo discutidos alguns destes métodos aplicados para o cálculo da capacidade de carga, avaliando o desempenho das provas de carga baseados no índice N_{SPT} .

2.5.4.1 Métodos Semi-Empíricos

Para contribuição do cálculo das estacas injetadas autoperfurantes, será feita uma recapitulação dos métodos semi-empíricos encontrados na literatura especializada e mais utilizados junto ao meio técnico em nosso país.

Estes métodos contam com atualizações recentes em alguns de seus coeficientes, entretanto para facilidade de consulta, serão mantidos os nomes dos autores e datas originais quando citados. Todos os métodos semi-empíricos partem das expressões básicas sendo diferenciados na forma de se determinar a resistência lateral e de ponta (R_L e R_P).

2.5.4.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Este método foi apresentado em contribuição ao 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Bueno Aires 1975 (VELLOSO, 1991). Esse método avalia a capacidade de carga das estacas indiretamente, por meio de correlações estabelecidas para solos brasileiros o (SPT) e os parâmetros de resistência obtidos em ensaios de penetração estática (CPT – Cone de Penetração Estática).

Neste método tanto a R_P quanto a R_L são baseados na resistência de ponta R_C do ensaio de penetração do cone. Para a resistência por atrito lateral local do ensaio do cone preferiu-se adotar correlações estabelecidas por Begemann (1965) através de um coeficiente que correlaciona o atrito lateral local da ponteira (α) com a resistência do cone R_C .

Na ausência do ensaio de penetração estática pode-se lançar mão de correlações entre este ensaio e o SPT segundo os autores, através de um fator K obtido através da expressão de cálculo de R_C e R_L . Diante destes parâmetros podemos considerar a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação estimada por:

$$P_R = A_P \frac{K \cdot N_p}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \cdot \Delta L \quad (22)$$

Onde:

A_p = área da ponta da estaca;

N_p = valor de N_{SPT} na ponta da estaca;

U = perímetro da estaca;

N_L = valor médio do N_{SPT} para cada ΔL ;

ΔL = espessura de cada camada (em metros);

α = coeficiente de proporcionalidade;

K = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica N_{SPT} ;

F_1 e F_2 = fatores de transformação (escala e tipo de estaca).

Sendo que a resistência lateral na ruptura não é calculada pela média do N_{SPT} , como o método proposto por Decourt & Quaresma (1978), mas pela soma do atrito lateral em diversos trechos de seu comprimento. A primeira parcela da equação 22 refere-se à resistência de ponta e a segunda a resistência lateral, o que é feito pela introdução dos coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Tabela 2) que englobam os diferentes tipos de execução do fuste da estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo).

Tabela 2: Fatores de F_1 e F_2 em função do tipo de estaca

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Cravadas	1,75	3,50
Escavadas em geral	3,00	6,00
Estacas Grande diâmetro	3,50	7,00

Fonte: ALONSO (1983).

Os coeficientes corretivos propostos inicialmente por Aoki & Velloso (1975) foram obtidos a partir de retro-análise de resultados de 100 provas de carga em diferentes tipos de estacas ou a partir de valores conhecidos. Os valores de K e α

dependem da natureza do tipo de solo, nestas expressões K representa o fator de correlação entre a resistência da ponta do cone (CPT) e o índice de resistência penetração (N_{SPT}); α (%) é o fator que relaciona o atrito ou adesão lateral medido no ensaio de cone e o N_{SPT} .

Tabela 3: Valores de K e α em função do tipo de solo.

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

Fonte: AOKI & VELLOSO (1975).

2.5.4.1.2 Método de Décourt & Quaresma (1978/1982)

Em 1978, os engenheiros Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram ao 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações um método para determinação da capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT (VELLOSO, 1991). Este método originalmente foi criado para previsão de estacas de deslocamento, sendo objeto de algumas extensões para os demais tipos de estacas.

Sendo a carga de ruptura definida pela expressão:

$$P_R = K_P \cdot N_P \cdot A_P + A_L \cdot q_L \quad (23)$$

Onde:

K_P = Coeficiente para resistência de ponta em função do solo (Tabela 4).

N_P = Valor médio do N_{SPT} na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

A_P = Área da ponta da estaca;

A_L = Área do fuste da estaca;

q_L = Atrito lateral;

N_L = Valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

Décourt tem procurado aperfeiçoar o método exposto na equação 23. Em 1982 levou ao 2º Simpósio Europeu sobre Ensaios de Penetração (Amsterdã, Holanda) uma contribuição que propõe a resistência lateral, considerando os valores de SPT ao longo do fuste. Sem levar em conta aqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta, tira-se a média obtendo-se a adesão média ao longo do fuste em tf/m^2 , onde nenhuma distinção é feita quanto ao tipo de solo.

$$q_L = \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \text{tf/m}^2 \quad (24)$$

Com relação ao tipo de estaca Décourt, recomenda que se multiplique q_L por um fator de correção F_C sendo que:

$F_C = 1,0$ para estacas de deslocamento;

$F_C = 0,7$ para estaca “Strauss”, “Raiz” e outras escavadas.

Neste método a determinação do N_L (valor médio ao longo do fuste), os valores de $N_{SPT} \leq 3$ devem ser considerados iguais a 3 e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Em 1986, o autor Décourt em comunicação feita na Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações do Instituto de Engenharia de São Paulo, recomendou novos valores para o cálculo de resistência de ponta das estacas escavadas (Tabela 4).

Tabela 4: Valores de K_P em função do tipo de solo SPT.

TIPO DE SOLO	Décourt & Quaresma (1978) tf/m ²	Décourt (1986) tf/m ²
Argilas	12	10
Siltos argilosos (solo residual)	20	12
Siltos arenosos (solo residual)	25	14
Areias	40	20

Fonte: VELLOSO (1991).

Em 1996, Décourt introduziu coeficientes de majoração ou minoração α e β , para a reação de ponta e para o atrito lateral, permitindo estender os cálculos efetuados para estaca padrão (estaca de deslocamento) para outros tipos de estaca (DÉCOURT et. al., 1996).

A expressão para determinar a capacidade de carga passa a ser a seguinte:

$$P_R = \alpha \cdot K_P \cdot N_P \cdot A_P + \beta \cdot F_C \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot \Delta L \quad (25)$$

Onde:

N_P = valor médio do N_{SPT} na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

K_P = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo e solo (Tabela 5);

A_P = área da ponta da estaca;

U = perímetro da estaca;

N = valor médio do N_{SPT} para cada ΔL ;

ΔL = Espessura de cada camada (metros);

α e β = coeficientes em função do tipo de estaca.

Tabela 5: Valores de α e β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA									
	Escavada em geral		Escavada (Bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetadas Sob altas pressões	
	A	β	α	B	α	B	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,8	0,85	0,9*	0,30*	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Solos intermediários	0,6	0,65	0,6	0,75*	0,30*	1,0*	0,60*	1,5*	1,0*	3,0*
Areia	0,5	0,5	0,5	0,60*	0,30*	1,0*	0,50*	1,5*	1,0*	3,0*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: DÉCOURT et. al. (1996).

2.5.4.1.3 Método de David Cabral (1986)

O método de David Cabral apresentado no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, desde 1986 é utilizado na previsão da capacidade de carga de estacas raiz. Pois leva em consideração a pressão de injeção da argamassa de cimento durante o processo de execução, considerando também a variação das camadas de solo transpassadas pela estaca.

CABRAL (1986) limita a capacidade de carga de uma estaca raiz, com um diâmetro final em $D \leq 45$ cm e com uma pressão de injeção de $(p) \leq 4$ kgf/cm², podendo ser obtido através da seguinte fórmula:

$$P_R = R_L + R_P \quad (26)$$

$$R_L = \beta_0 \beta_1 N < 2,0 \text{ kgf/cm}^2 \quad (27)$$

$$R_P = \beta_0 \beta_2 N < 50 \text{ kgf/cm}^2 \quad (28)$$

Em que R_L e R_P podem ser escritos da seguinte maneira:

$$P_R = U \cdot \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT} \cdot \Delta L + \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \cdot A_b \quad (29)$$

Onde:

U = Perímetro da estaca;

$\beta_0 = 1 + 0,10.p - 0,01.D$ (kgf/cm²); em que:

($p \leq 4$ kgf/cm² pressão de injeção da estaca em kgf/cm²) e (D = diâmetro da estaca em cm);

B_1 e β_2 = parâmetros que dependem do tipo de solo obtidos em kgf/cm²;

N_{SPT} = corresponde ao número de golpes do comprimento ΔL ;

ΔL = espessura de cada camada;

N_p = valor de N_{SPT} na ponta da estaca;

A_b = área da base da estaca.

Deve-se ressaltar que neste método, em vez de se utilizar o valor médio de N_{SPT} ao longo de todo o fuste, utiliza-se o valor médio do N_{SPT} por camada (com espessura ΔL), dessa maneira o valor de R_L é determinado para cada camada transpassada. De acordo com CABRAL (1986) recomenda-se sempre que possível sejam realizados testes de provas de carga, de forma a comprovar os valores de β_0 , β_1 e β_2 executados logo no início da obra sendo que:

$\beta_1 = 3$ a 5% em solos coesivos e de 6 a 8% em solos não coesivos. Sendo que para valores de B_1 para solos com $SPT \leq 5$ tendem a serem conservativos.

$\beta_2 = 1,0$ a 2,0 para solos coesivos e de 2,0 a 3,0 para solos não coesivos.

Tabela 6: Coeficientes β_1 e β_2 .

TIPO DE SOLO	β_1 (%)	β_2 (kgf/cm ²)
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

Fonte: FUNDESP (2001).

2.5.4.1.4 Método de Ivan Joppert Jr. (2004)

Baseado na capacidade de carga dos tirantes auto-perfurantes tipo tubular auto-injetáveis, este método é utilizado em contenções que necessitem de travamentos para se tornarem estáveis. Os tirantes tubulares autoperfurantes possuem a mesma metodologia executiva das estacas injetadas autoperfurantes, diante destas características a capacidade de carga deste tipo de estaca será calculada pelo método proposto por Ivan Joppert Jr.

Apresentado no SEFE V – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia em 2004, através de correlações com número de SPT do solo que envolve a região ancorada, diâmetro do tricône e o comprimento ancorado, propondo a seguinte fórmula para a estimativa da carga de ruptura:

$$P_R = 9,2 \cdot N_{SPT} \cdot \varnothing \cdot L \cdot K \quad (30)$$

Onde:

P_R = Carga de ruptura (tf);

\varnothing = Diâmetro do tricône (ponteira) em metros;

L = Comprimento de ancoragem em metros;

K = Coeficiente que depende do tipo de solo (t/m^2).

Segundo JOPPERT Jr. (2004), através das análises dos resultados de ruptura dos tirantes tubulares auto-injetáveis, constata-se que quando estes são executados em materiais arenosos (isento de coesão) apresentam coeficientes com resultados inferiores aos executados em silte e argila, o que estaria relacionado provavelmente ao aspecto executivo inerente do processo de perfuração concomitante com a injeção. O coeficiente (K) foi verificado para vários tipos de solo, tendo como critério adotar o valor unitário para solos totalmente estáveis durante a perfuração (argila e silte) e valores entre 0 e 1 para solos instáveis (areias).

JOPPERT Jr. (2004) ressalta que a capacidade de carga do tirante autoperfurante tubular além de ser diretamente proporcional as características

geométricas da sua perfuração (\emptyset , L) sofre uma grande influência do material que o envolve devido a sua condição executiva, sendo que os coeficientes de influência relacionado ao tipo de solo (K) podem ser resumidos conforme a Tabela 7 abaixo:

Tabela 7: Coeficiente K em função do tipo de solo.

TIPO DE SOLO	K
	(tf/m ²)
Argilas/Siltos	1,00
Argila siltosa	1,00
Argila pouco arenosa	1,00
Silte arenoso	1,00
Areia pouco argilosa	0,42
Areia pouco siltosa	0,50
Areia pouco argilosa/siltosa	0,40
Areia muito argilosa	0,68
Areia muito siltosa	0,63
Areia muito argilosa/siltosa	0,60
Areia	0,30

Fonte: JOPPERT Jr. (2004).

2.6 Prova de Carga das Estacas

2.6.1 Prova de Carga Estática

VARGAS (1990) relata que a prática de tratar fundações por meio de provas de carga sobre estacas foi introduzida no Brasil pela Companhia Internacional de Estacas *Frankignoul*, a qual solicitou ao IPT que as planejasse e as executasse.

Associando desta forma a história do ensaio no Brasil ao IPT, à empresa Estacas Franki, e ao professor Antonio José da Costa Nunes.

“Os primeiros ensaios foram sobre estacas tipo Franki, nas duas estações da Estrada de Ferro Nordeste, em Bauru, realizada pelo IPT em fevereiro de 1936, dois anos antes da instalação da sua Seção de Solos e Fundações” (VARGAS, 1990).

Conforme MILITITSKY (1991) a natural dificuldade de conhecimento das propriedades do solo onde as fundações serão construídas, a alteração das condições iniciais provocada pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo de difícil modelagem numérica ou analítica, justificam a necessidade da utilização destes ensaios em verdadeira grandeza.

As provas de cargas em estacas podem ser realizadas visando um ou mais dos seguintes objetivos: prover dados para o projeto, avaliar as fundações executadas de obras específicas ou estudar as características de comportamento no conjunto estaca x solo. Em qualquer circunstância o ensaio deve reproduzir as condições mais próximas do funcionamento que a estaca estará submetida, como caso real de previsão ou avaliação de projeto.

As normas brasileiras surgiram com as publicações da NB 20/1951, Provas de Carga em Estacas, e da NB 51/1960, Projeto e Execução de Fundações, e após revisões, estão prescritas atualmente as normas: NBR 12131/91, Estacas – Prova de Carga Estática, e NBR 6122/2010, Projeto e Execução de Fundações.

Este ensaio visa fornecer elementos para avaliar o comportamento carga versus deslocamento (recalque) e estimar as características de capacidade de carga das estacas, através da aplicação de esforços crescentes e registrar os deslocamentos correspondentes. Os ensaios podem ser com carga vertical de compressão (caso mais usual) tração e carga transversal ao eixo.

Durante a realização da prova de carga estática são medidas as cargas aplicadas através de manômetros, que fornecem a pressão no sistema de acionamento do macaco ou conjunto de macacos hidráulicos, tem-se evoluído para a utilização de células de carga⁵, visando à obtenção de maior precisão.

Os deslocamentos da placa ou do topo do elemento de fundação na direção da aplicação da carga, são medidos por um ou mais pares de extensômetros mecânicos ou deflectômetros com sensibilidade e leitura de 0,01 mm. Estes dispositivos de medidas, são colocados diametralmente opostos em relação ao ponto de aplicação da carga, permitindo calcular o deslocamento como a média

⁵ Célula de carga é um dispositivo eletromecânico que mede a deformação ou flexão de um corpo e a transforma em uma saída de tensão (CARRER, Mauricio, CARRARO, Edver, 2008).

destas leituras, e alertar a eventual ocorrência de recalques diferenciais que podem comprometer a continuidade do ensaio.

As vigas de referência servem de apoio para os deflectômetros, exigindo cuidados especiais para que não venham a falsear os resultados devido à sua deformação ou movimentação.

A aplicação de carga prescrita na NBR 12131/91, diz que o dispositivo deve ser constituído por um ou mais macacos hidráulicos, alimentados por bombas elétricas ou manuais atuando contra um sistema de reação estável. O sistema de reação geralmente é constituído por uma viga de reação, mantida na posição devido ao peso de um caixão ou plataforma carregada, pode ser fixada na extremidade de ancoragens solidarizadas ao terreno ou a estacas de tração (Figura 33).

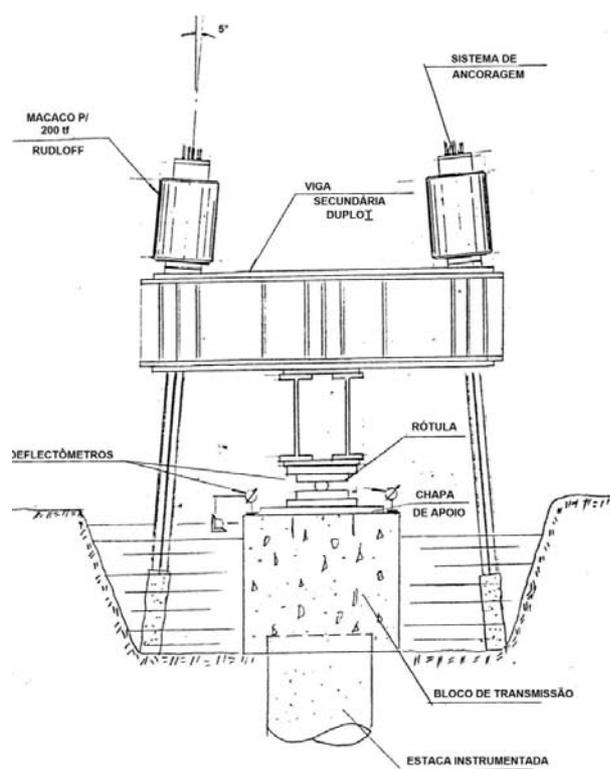


Figura 33: Esquema típico de sistema de reação para prova de carga estática.
Fonte: ESTE (1993).

De todas as propostas existentes de metodologia de carregamento, pode-se identificar quatro grupos, segundo o proposto por FELLENIUS (1975):

- I) SM ou SML - *Slow Maintained Load Test* – ensaio lento de carga constante. Ensaio em incrementos iguais até determinado nível de

carga, maior que o de trabalho. Cada incremento é mantido até atingir estabilização de deslocamentos de acordo com certa definição.

- II) QM ou QML - *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido de carga constante. A estaca é carregada em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior que a de trabalho, cada carga é mantida por intervalo de tempo pré-determinado.
- III) CRP - *Constant Rate of Penetration* - ensaio a velocidade de recalque constante. A estaca é forçada a recalcar em velocidade constante, mede-se a força necessária. O ensaio é levado até certo nível de deslocamento (5 a 7,5 mm).
- IV) CLT ou SCT - *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* - ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco. A estaca é carregada a 1/3 da carga do projeto, descarregada para metade desta carga, repetido então este ciclo 20 vezes. Aumenta-se a carga limite superior do ciclo 50% e repete-se o procedimento, continua-se até atingir a ruptura.

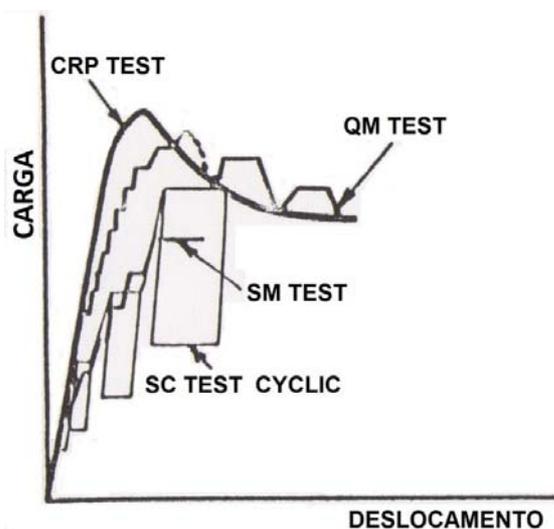


Figura 34: Comparação das curvas típicas carga x deslocamento, para os diferentes programas de ensaio.

Fonte: FELLENIUS (1975).

FELLENIUS (1975) comparou os ensaios mencionados acima de acordo com o fator tempo de duração como mostram a Figura 35, apresentando curvas carga-deslocamento típicas de cada tipo de prova de carga. Percebe-se na figura abaixo,

que os ensaios que obtiveram maiores tempos são os de Carga Incremental Mantida Lenta (SM) e Carga Cíclica (CLT).

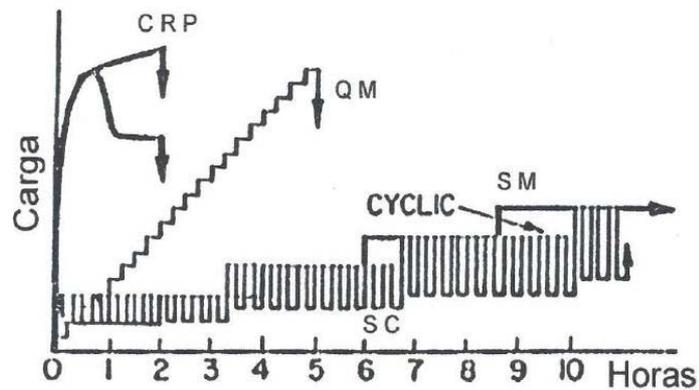


Figura 35: Tempo necessário para realização dos ensaios.
Fonte: FELLENIUS (1975).

“Na execução da prova de carga a estaca é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes a carga prevista de trabalho, sendo a critério do projetista o carregamento ser lento ou rápido” (NBR12131/91).

Os recalques correspondentes para esses dois tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.

2.6.1.1 Prova da Carga Lenta (SML)

A prova de carga lenta é a que se aproxima melhor do carregamento que a estaca estará submetida na maioria dos casos, sendo a mais vantajosa em relação a exatidão dos resultados, para cada incremento da carga em cada estágio aguarda-se a estabilização dos recalques.

“O carregamento pode ser feito com incrementos iguais e sucessivos, sendo que a carga aplicada em cada estágio não dever ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para estaca ensaiada” (NBR12131/91).

Em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 minutos, visando que os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, fazendo-se leituras após decorridos os tempos 2 min., 4, min., 8 min., 15 min. e 30 min.

A estabilização dos carregamentos é determinada através da avaliação do desempenho da curva tempo x deslocamento. A sua estabilização será admitida, quando a diferença entre as leituras sucessivas realizadas nos tempos t e $t/2$, o recalque não ultrapasse 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio, ou seja, o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual, até o tempo “ t ”.

Esses estágios não devem ultrapassar 20% da carga máxima prevista, com um mínimo de 30 minutos para cada estágio, novos carregamentos devem ser executados após estabilização dos deslocamentos

Segundo AVELINO (2006), os intervalos de tempo entre as leituras seguem aproximadamente uma progressão geométrica de razão igual a dois, com a leitura inicial na aplicação da carga e a segunda um minuto após.

Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 horas, entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento, sendo este realizado no mínimo em quatro estágios.

Cada estágio deverá ser mantido até a estabilização dos deslocamentos com um tempo mínimo para cada estágio de 15 minutos, após o descarregamento total as leituras devem continuar até a sua estabilização.

2.6.1.2 Prova de Carga Rápida (QML)

A proposta de FELLENIUS (1975) para os ensaios com carga rápida, consistiu em carregar a estaca em até 20 estágios da ordem de 15% da carga de trabalho prevista, sendo que cada estágio a carga é mantida por 15 minutos com leituras de deslocamento realizadas a cada 3 minutos.

A NBR12131/91 determina que o carregamento seja feito em estágios iguais e sucessivos, não superiores a 10% da carga de trabalho previsto para a estaca ensaiada. O tempo por estágio é de 5 minutos, independente da estabilização dos

deslocamentos, sendo o descarregamento realizado em quatro estágios de 5 minutos e após a descarga total, deve-se fazer a leitura final 10 minutos depois.

ALONSO (1995) analisou em seu trabalho que a curva carga x recalque com carregamento rápido não apresentava diferenças significativas em relação ao carregamento lento, promovendo ganhos consideráveis de tempo e custo (Figura 36). Da mesma forma o autor verificou em outra pesquisa, que esse método poderia ser utilizado rotineiramente, sendo que o comportamento da curva carga deslocamento foi praticamente linear nos dois ensaios e, portanto, não se aplicou métodos disponíveis para esse fim como Mazurkiewicz e outros análogos.

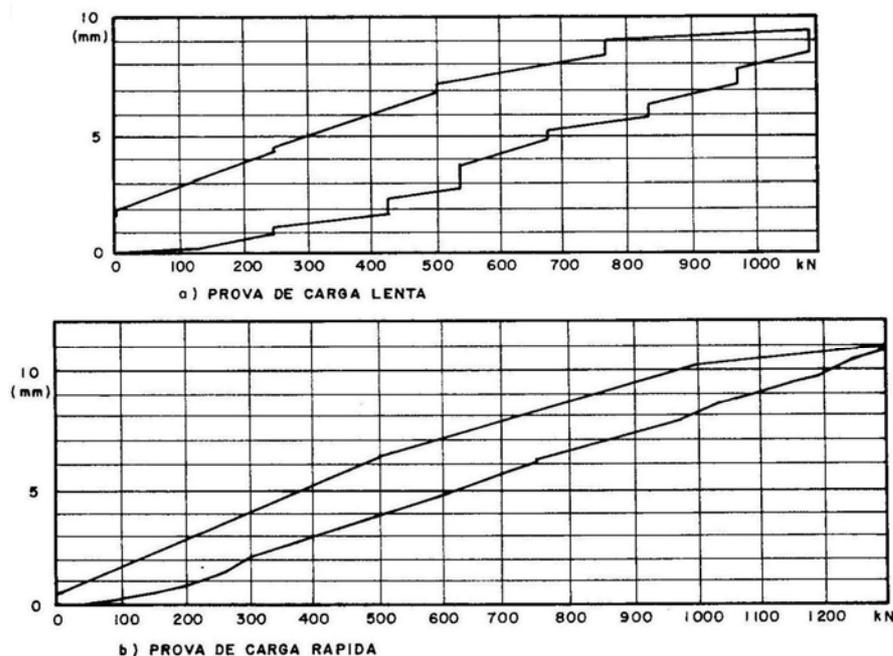


Figura 36: Comparação entre prova de carga lenta (a) "SML" e rápida (b) "QML".
Fonte: ALONSO (1996).

2.6.1 Prova de Carga Dinâmica

A definição de carga de ruptura e da carga admissível de uma estaca sob ação de carregamento estático ou dinâmico é bastante controversa, e antecede a discussão sobre a correlação entre os resultados obtidos nesses dois tipos de ensaios. A capacidade de carga de uma estaca é avaliada em projeto através de métodos estatísticos e correlações semi-empíricas, que consideram a capacidade técnica da estaca e as características do solo, onde estejam executadas.

Mesmo sendo avaliadas através desses métodos as cargas admissíveis de uma estaca podem ser controlada através de métodos dinâmicos baseados na Teoria do Choque de Newton, ou melhor, através da nega⁶.

“A compreensão do fenômeno de cravação de estacas sofreu avanços mais significativos a partir da aplicação da teoria de equação de onda, cuja solução por algoritmos apresentada por Smith (1960) foi tornada prática com o advento de computadores digitais contribuindo assim, para uma rápida difusão desta técnica” (NIYAMA, 1991).

O ensaio de carregamento dinâmico vem sendo amplamente utilizado na Europa, Estados Unidos, Canadá e em alguns países da América do Sul, encontrando-se normatizado na maioria desses países. Vale ressaltar que existem outras versões de equipamentos usados para monitoração dinâmica e estimativa de capacidade de carga das estacas, como por exemplo, o IPT-CASE, desenvolvido em São Paulo.

No Brasil a ampla utilização desse ensaio em obras portuárias ou do tipo *Offshore*⁷ fez com que a Petrobrás incluísse em sua norma interna de procedimentos N-2001a de 1989 – Projeto e Execução de Fundação para Estruturas Marítimas, um capítulo sobre a monitoração de cravação de estacas (DPT- *Dynamic Pile Testing*).

O sistema que era somente para obras marítimas passou a ser utilizado em obras situadas em terra, por mais de uma década sem uma normatização oficial.

Atualmente encontra-se normatizado no Brasil, através da NBR-13208/94 (Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico) em estacas verticais ou inclinadas, independente do processo de execução ou instalação do terreno. Este ensaio pode ser realizado desde que exista a possibilidade de determinar as suas características geométricas, e de submetê-las a uma força de impacto para que sua análise seja fundamentada na teoria da equação da onda.

⁶ Recusa à penetração da estaca no solo associada a uma determinada energia de cravação.

⁷ Plataformas marítimas.

A NBR-6122 atualmente revisada prescreve a execução de ensaios de carregamento dinâmico em conformidade com a NBR-13208, em um determinado número de estacas da obra, para que possa ser caracterizada como verificada a capacidade de carga a ser adotada em uma estaca.

“No entanto é inegável que uma adequada utilização de instrumentação dinâmica permite obter informações suficientes para uma avaliação da capacidade da carga” (NIYAMA, 1991).

Para GONÇALVES et.al., (1996) o ensaio de monitoração dinâmica com auxílio do PDA (*Pile Driving Analyser*) consiste na aplicação de um carregamento dinâmico axial à estaca, para obter informações de uma estimativa da capacidade de carga aplicando a teoria da Equação de Onda.

- **Teoria da equação da onda**

O fenômeno da propagação da onda pode ser representado por modelos matemáticos complexos, sendo que apresentaremos a seguir apenas os aspectos mais práticos para a compreensão das aplicações e das teorias envolvidas.

Segundo ROSA (2000), a resistência gerada pelo solo ao longo de sua profundidade causa reflexões parciais ou totais, criando tanto ondas de compressão como de tração. Desta forma, o esforço atuante na seção transversal da estaca durante a cravação dependerá da superposição de ondas, no intervalo de tempo considerado (Figura 37).

“A parte superior da estaca é comprimida e as partículas do seu material aceleradas, gerando ondas de compressão, que propagam-se com uma velocidade “c”, que depende do meio e das características da estaca. Sendo que no concreto esta velocidade pode variar muito, com um valor médio entre 3800 a 4000 m/s, enquanto que o aço é da ordem de 5120 m/s” (NIYAMA, 1991).

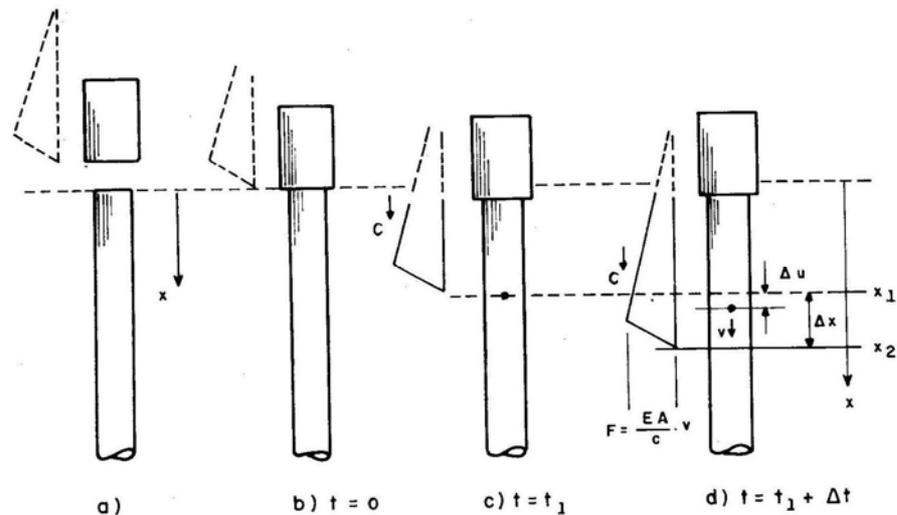


Figura 37: Formação da onda de impacto.
Fonte: NIYAMA (1991).

No trabalho de GONÇALVES et.al., (1996) utiliza-se notações mais simplificadas para representar a solução da propagação dessas ondas, conforme o sentido que se deslocam (ascendentes ou descendentes) em obediência a um determinado referencial. Assim é usual utilizarem-se flechas indicatórias para referenciar o sentido de propagação das mesmas ao longo das estacas (Figura 38).

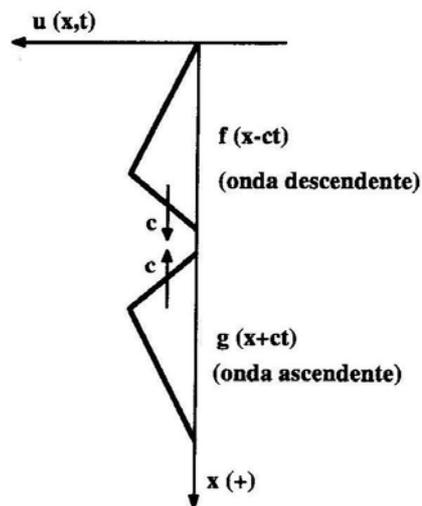


Figura 38: Sentido de propagação das ondas.
Fonte: GONÇALVES et. al. (1996).

A partir dessas soluções obtêm-se também as funções força (F) e velocidade (V) da partícula, as quais mantêm uma relação de proporcionalidade através de uma constante denominada “Impedância” (Z).

“Quando uma estaca é instrumentada, obviamente os instrumentos só medem os valores totais de força ou velocidade. Por outro lado as ondas ascendentes (originadas da reflexão) é que conduzem informações dos efeitos externos (atrito lateral, danos, variação da camada, etc.) que provocam juntamente estas reflexões” (NIYAMA, 1991).

- **A resistência do solo**

No caso de haver resistência da camada de solo, verifica-se um diagrama de forças da trajetória das ondas incidentes e refletidas. A referência inicial da escala de tempo é tomada como o instante em que a onda descendente passa pelo nível de uma instrumentação, ou seja, a posição em que estariam determinados instrumentos destinados a registrar a sua passagem.

Resumindo-se assim em uma equação, onde t_1 e t_2 representam os instantes de impacto e de retorno da reflexão da ponta.

$$RP + \frac{1}{2} [(F_{t1} + F_{t2}) + Z(v_{t1} - v_{t2})] - \sum RA \quad (31)$$

Sendo que esta equação representa de fato a fórmula básica do ensaio dinâmico da estaca, mostrando que a resistência do atrito lateral e de ponta podem ser medidas através dos registros de força e velocidade total em qualquer ponto da estaca (Figura 39).

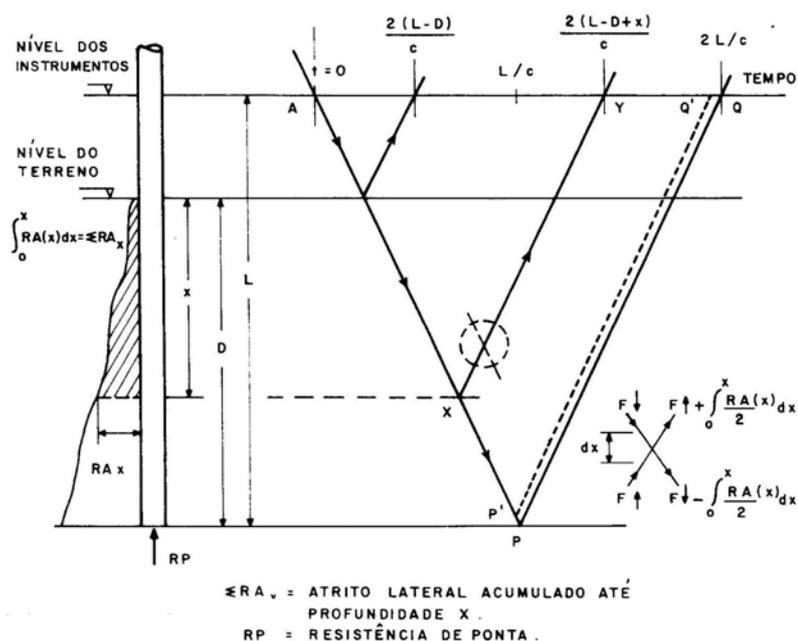


Figura 39: Diagrama de trajetória das ondas.
Fonte: Apud JANSZ et al, (1976).

Este ensaio apropriado para estacas pré-moldadas (aço, concreto, etc.) também pode ser realizado em estacas moldadas “*in loco*”, desde que possua um sistema para aplicação de impactos e que se provoquem nas estacas deslocamentos suficientes para que sejam mobilizadas as resistências.

Mais recentemente outra conceituação mais particular tem sido difundida, no nosso meio para determinar a prova de carga dinâmica. Trata-se do procedimento de se aplicar golpes sucessivos de martelo com energias crescentes, medindo-se a cravação através da instrumentação.

“Este ensaio visa verificar o comportamento da interação estaca-solo durante a aplicação de uma força de impacto no seu topo, através da obtenção de dados de força, aceleração e/ou deslocamento da estaca próxima ao seu topo” (NBR 13208/94).

Através da obtenção desses resultados avalia-se a capacidade de carga, a eficiência do sistema de cravação ou perfuração (no caso das estacas injetadas), as tensões máximas ao longo da estaca, a integridade estrutural, além das características dinâmicas do solo. A norma indica que para aplicação de força de impacto pode-se utilizar martelos de cravação de estacas ou dispositivos similares,

que sejam capazes de provocar um deslocamento permanente ou para mobilizar a resistência das camadas de solo atravessada pela estaca.

Este dispositivo deve ser posicionado para que o impacto seja aplicado no centro e axialmente ao topo da estaca. Segundo HUSSEIN et. al. (1996), para o ensaio dinâmico das estacas escavadas, sugerem-se o emprego de um martelo com peso da ordem 1,5% da resistência estática a ser mobilizada.

A monitoração da instrumentação dinâmica é realizada através de um conjunto básico de instrumentos e equipamentos para a aquisição e tratamento de dados, a Figura 40 demonstra um dos esquemas mais difundidos onde se utiliza o PDA (Analisador de Cravação de Estacas).

Os dados assim obtidos (em bruto) são armazenados e transferidos através do sistema de cabos de conexão ao equipamento eletrônico, que os transcodifica e os processa através de uma série de cálculos “*on line*” durante cada golpe do martelo.

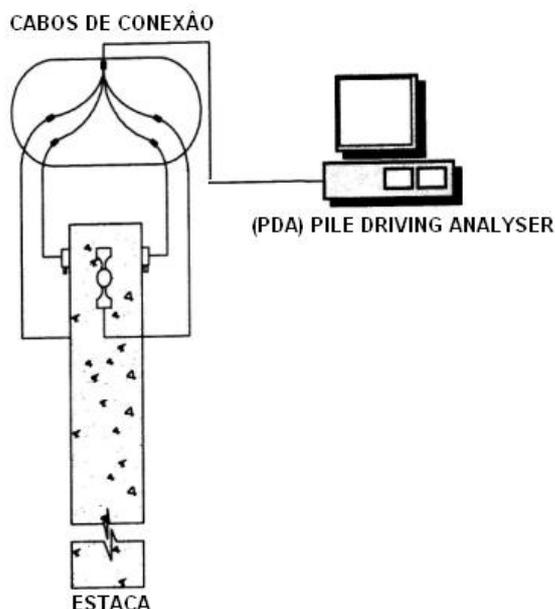


Figura 40: Esquema usual empregado numa instrumentação dinâmica.
Fonte: NIYAMA (1991 – Modificado).

Os instrumentos são constituídos de transdutores de deformação específica (extensômetros) e de acelerômetros, cujos dados permitem obter, respectivamente, registros de força e velocidade. Estes instrumentos são fixados aos pares numa seção da estaca próxima do seu topo, em posições diametralmente opostas, a fim de compensar os efeitos de momento fletor (Figura 41).

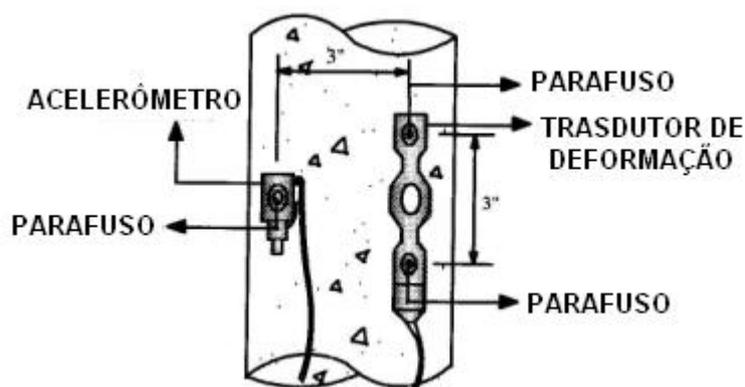


Figura 41: Detalhe de instalação dos sensores da estaca.
Fonte: GONÇALVES et.al (1996).

Dentre outras informações que são obtidas direta ou indiretamente podem ser citadas:

- Força máxima do impacto;
- Energia máxima do golpe;
- Eficiência do sistema de cravação;
- Verificação de dano estrutural e sua posição;
- Valores máximos de tensão, velocidade e deslocamento;
- Avaliação da distribuição de resistência.

A NBR 13208/94, prescreve que para o procedimento destes dados sejam utilizados métodos consagrados nacional e/ou internacional, sendo que no Brasil utilizam-se dois métodos no qual serão descritos a seguir: “CASE” simplificado e “CAPWAP” numérico.

2.6.2.1 PDA Método CASE

O método CASE tem por objetivo determinar a resistência estática através do golpe do pilão sobre o topo de uma estaca. Consiste em uma solução matemática

de forma fechada baseada em sinais de força e velocidade, levando em conta a resistência atuando simultaneamente ao longo de toda a estaca.

Conforme GOBLE et. al. (1992) são assumidas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- A estaca é considerada idealmente elástica, não oferecendo resistência a propagação da onda de tensão;
- O solo é admitido com comportamento idealmente plástico;
- Os movimentos do solo em relação à estaca são desprezados.

No método *CASE* utiliza-se o mecanismo de reflexão e superposição das ondas de tensão além do fator de amortecimento dinâmico do solo (J_c) e dos parâmetros da estaca, como módulo de elasticidade (E), a área da seção transversal (A) e a velocidade de propagação de onda (c). Sendo que a constante de amortecimento de “*CASE*”, J_c depende do tipo de solo, onde a camada da ponta da estaca é o que deve prevalecer entre outros fatores.

Para estacas longas com penetração grandes, que apresentam uma parcela significativa da resistência proveniente do atrito lateral, este método de cálculo pode subestimar a capacidade de carga durante cravações mais difíceis, quando a cabeça da estaca repica.

É importante considerar que para a interpretação adequada da carga mobilizada, deve-se executar o ensaio para diferentes alturas de queda do martelo, de modo a avaliar o aumento da resistência em função da energia aplicada.

“Este aumento de energia visa garantir deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a sua resistência total, sendo esta técnica de mobilização de resistência com incremento de energia denominada Prova de Carga Dinâmica” (GONÇALVES et. al. 1996).

2.6.2.2 PDA Método CAPWAP

Simultaneamente com o desenvolvimento de métodos simplificados, programas computacionais baseados no modelo original de Smith também foram desenvolvidos. Desenvolvido pela equipe de Goble, conhecido como “CAPWAP” (*Case Pile Wave Analysis Program*) utilizado para estimativa da capacidade de carga e distribuição da resistência ao longo da profundidade, a partir dos dados de medições de força e aceleração.

No modelo “CAPWAP”, admite-se as forças de reação do solo como passivas, sendo expressas como função apenas do movimento da estaca, sendo a reação do solo representada por componentes elasto-plásticos e visco-lineares (GONÇALVES et. al., 1996).

Assim sendo, o modelo admitido para o solo possui para cada ponto três incógnitas:

- A resistência estática limite;
- A deformação elástica máxima (*quake*);
- As constantes de amortecimento (*damping*).

Conforme AVELINO (2006), esta primeira versão utiliza um sistema totalmente automatizado, não requerendo qualquer interação com o usuário. O programa sofreu desenvolvimento e atualmente denomina-se “CAPWAPC” (modelo de solo contínuo) e foi elaborado pra micro computadores permitindo a interação do usuário com a máquina, aumentando acentuadamente a eficiência do programa.

RAUSCHE et. al. (1972) ressalta que o principal problema dessa análise, é o fato do modelo de solo utilizado nem sempre representar o comportamento da fundação de maneira satisfatória, por isso as versões mais recentes dos programas computacionais contêm aprimoramentos principalmente quanto ao modelo de solo adotado.

A análise pelo método “CAPWAP” é realizada por métodos comuns aos programas da equação da onda, modelando-se a estaca como uma série de massas

e molas, nas quais se aplicam forças resistentes. Durante o cálculo todos os parâmetros do solo são estimados, e então o movimento da estaca é simulado utilizando-se como condição de contorno, a aceleração medida na seção instrumentada.

As forças calculadas no topo da estaca são comparadas com valores medidos, repetindo-se todo o processamento até que se obtenha convergência entre os resultados.

Como resultados deste modelo computacional obtêm-se a previsão da carga mobilizada durante o golpe do martelo (pilão) com sua distribuição ao longo de sua profundidade. Os sinais de cravação consistem em primeiro prever a velocidade no ponto onde foram instalados os instrumentos com a equação da onda, e com parâmetros pré-escolhidos, tendo como ponto de partida a força medida (Figura 42).

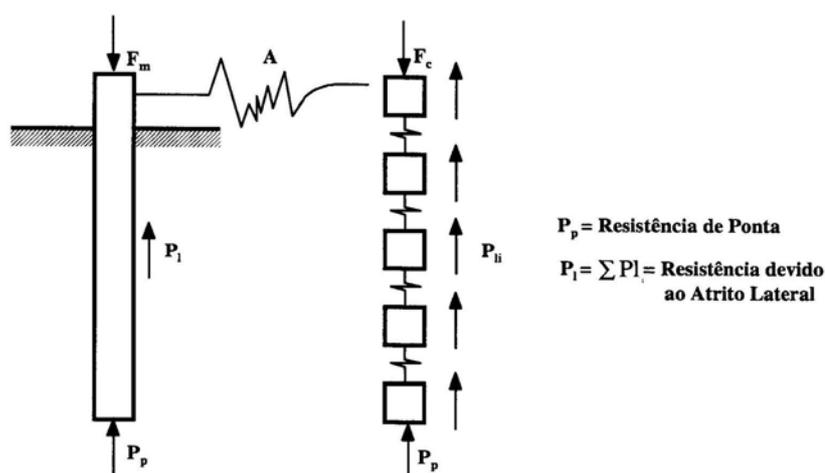


Figura 42: Modelo do método “CAPWAP” desenvolvido por Smith em 1960.
Fonte: GONÇALVES et. al. (1996).

Segundo NIYAMA (1991), a análise é feita de forma interativa atribuindo-se valores para os parâmetros do solo e estaca. Desta maneira é prosseguida até a verificação da concordância entre as curvas calculada e medida, assim os correspondentes parâmetros do modelo são considerados representativos.

“Através desta análise também é realizada a aferição do valor de J_c , utilizado no modelo simplificado. Comparando esta previsão com os registros de velocidade feitos na monitoração, pode-se verificar se os parâmetros adotados estão corretos e eventualmente ajustá-los” (AVELINO, 2006).

A Figura 43 mostra a entrada de dados e saída dos resultados da previsão de carga, junto com as tentativas de ajuste entre a força medida (linha cheia) e a força calculada (linha tracejada) no topo da estaca.

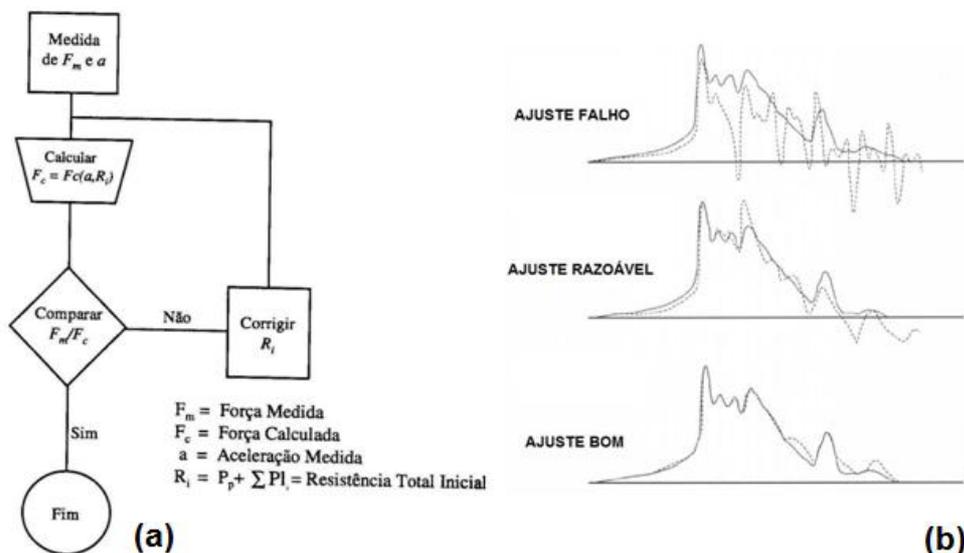


Figura 43: (a) Fluxograma de entrada e saída dos resultados de previsão da carga (b) tentativas de ajuste entre a força medida e calculada.
Fonte: Gonçalves et. al. (2006).

Conforme AOKI (1991), a análise “CAPWAP” tem mostrado que a partir do momento em que a estaca começa a penetrar no solo ($S > 0$), o atrito lateral mobilizado torna-se praticamente constante e a carga na ponta cresce com o aumento do valor da nega (Figura 44).

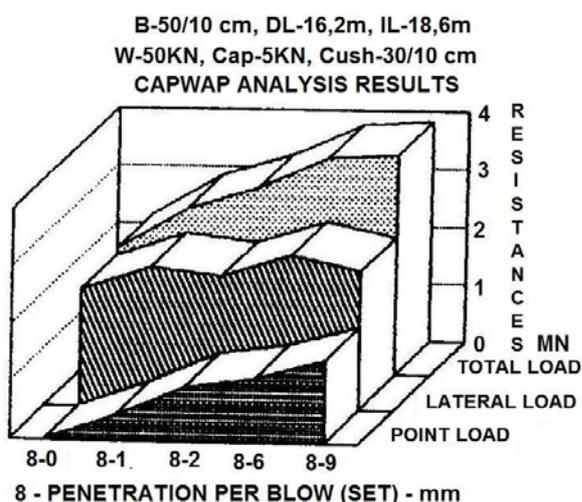


Figura 44: Mobilização do atrito lateral.
Fonte: AOKI (1991).

Diante da idéia de AOKI (1991) embora o carregamento seja dinâmico, parece que o mecanismo de mobilização do atrito é similar ao que ocorre no caso de carregamento estático. Assim o programa consegue realizar uma simulação de uma estaca com carregamento estático, quando se aplica um único golpe.

“A análise estática é feita por incrementos de carregamento estático no topo da estaca, e então calculados os respectivos deslocamentos dos elementos associados através da Equação da Onda, podendo também ser feita para cargas de tração” (AVELINO, 2006).

3 MÉTODO DE EXECUÇÃO

3.1 Descrição da Estaca Injetada Autoperfurante (EIA)

Trata-se de uma estaca de pequeno diâmetro moldada *in loco*, a qual consiste em perfurar o solo com altíssima velocidade por rotação e *pull down* com injeção simultânea. Realizada por um tubo de aço sem costura (3½" de diâmetro) com alta resistência de comprimento com cerca de 50 cm superior à profundidade do furo com ponta cortante, esta que é a própria armação principal da estaca.

A injeção de nata de cimento é realizada por dentro do tubo vazado (sentido descendente) com refluxo (sentido ascendente) entre a seção anelar formada pelo perímetro externo do tubo e a parede de contato do solo.

As pressões médias da ordem de (5 a 10 Kg/cm²) contribuem no avanço da perfuração melhorando o solo adjacente, aumentando seu diâmetro através do efeito gerado pelo jato da nata de cimento. A parte excedente ao furo serve de suporte para auxiliar as operações de injeção, capitéis em aterros e blocos de coroamento.

Pode-se concluir que este novo sistema de fundação autoperfurante reúne a técnica da microestaca tubular injetada com alguma similaridade da técnica do *Jet Grouting*.

Esta técnica é executada sem vibração e abaixo dos limites de ruído nas obras a qual exige somente pequenas perfurações, com menor número de equipamentos de tamanho reduzido e capacidade instalada, ocasionando menor prejuízo ao meio ambiente.

As manobras são perdidas evitando o trabalho de retirar tubos de encamisamento e colocação das barras de armadura como nos sistemas convencionais. Realizar o furo cimentado com a própria armação confere a este tipo de estaca a característica de provocar mínima perturbação do maciço, duplicando em geral a produtividade frente a trabalhos com tubos encamisados.

Esta característica representa um atrativo adicional especialmente no caso de interferências urbanas complexas, além da rapidez de execução dobrando em geral a produtividade, exigindo uma equipe mínima formada por: encarregado geral de serviços, operador de perfuratriz, injetador e auxiliares (prático e geral).



Fotografia 7: Sequencia executiva: (a) haste de perfuração, (b) armadura complementar, (c) perfuração, (d) haste de perfuração complementar, (e) colocação da armadura complementar, (f) estaca pronta.

Fonte: Autor (2008).

A autoperfuração com nata de alta resistência gera um diâmetro de no máximo o dobro do bit de perfuração, além do aumento da capacidade de carga da estaca tubular. O corpo formado por calda de cimento garante uma interação radial da barra de ancoragem no solo e também fornece grande proteção anticorrosiva (Figura 45).

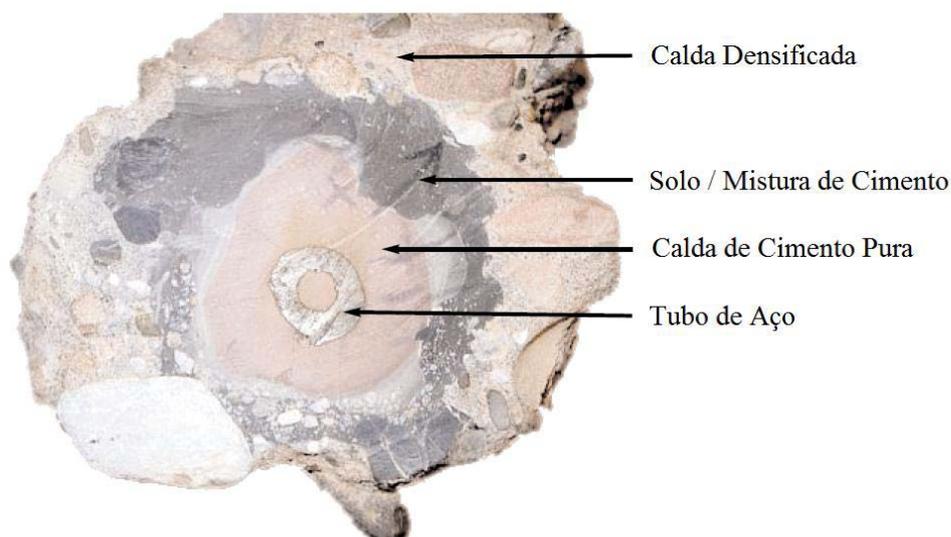


Figura 45: Seção típica de uma estaca injetada autoperfurante exumada.
Fonte: Aschenbroich (2001).

Segundo COSTA NUNES (1985), o problema da corrosão das armações das estacas injetadas é semelhante ao da corrosão de ancoragens injetadas. Do mesmo modo que as ancoragens, as estacas injetadas devem apresentar uma segunda linha de defesa das fundações contra a corrosão, além do envolvimento da armação com calda de cimento.

“No caso de se usar um tubo perdido envolvendo o núcleo das estacas injetadas, esse tubo é por si, uma proteção de segunda linha muito adequada para tais estacas, a pintura da armação é outra linha conveniente para essa proteção” (COSTA NUNES, 1985).

O autor ressalta que o fato da maioria das estacas injetadas trabalharem a compressão, diminui a deterioração da proteção fornecida pelo envelhecimento com calda ou argamassa.

De acordo com os ensaios realizados pela empresa *ISCHEBECK* (1999), em geral o diâmetro final do corpo injetado é muito diferente do diâmetro nominal da

perfuração do furo (Figura 46). Para os diferentes tipos de solo, obtém-se o diâmetro (D) em:

- $D = 2,0 \times$ diâmetro do bit de perfuração, em solos com presença de cascalhos de tamanho grande a médio;
- $D = 1,5 \times$ diâmetro do bit de perfuração, em solos arenosos com ou sem presença de cascalhos,
- $D = 1,4 \times$ diâmetro do bit de perfuração, em solos argilosos e siltosos.

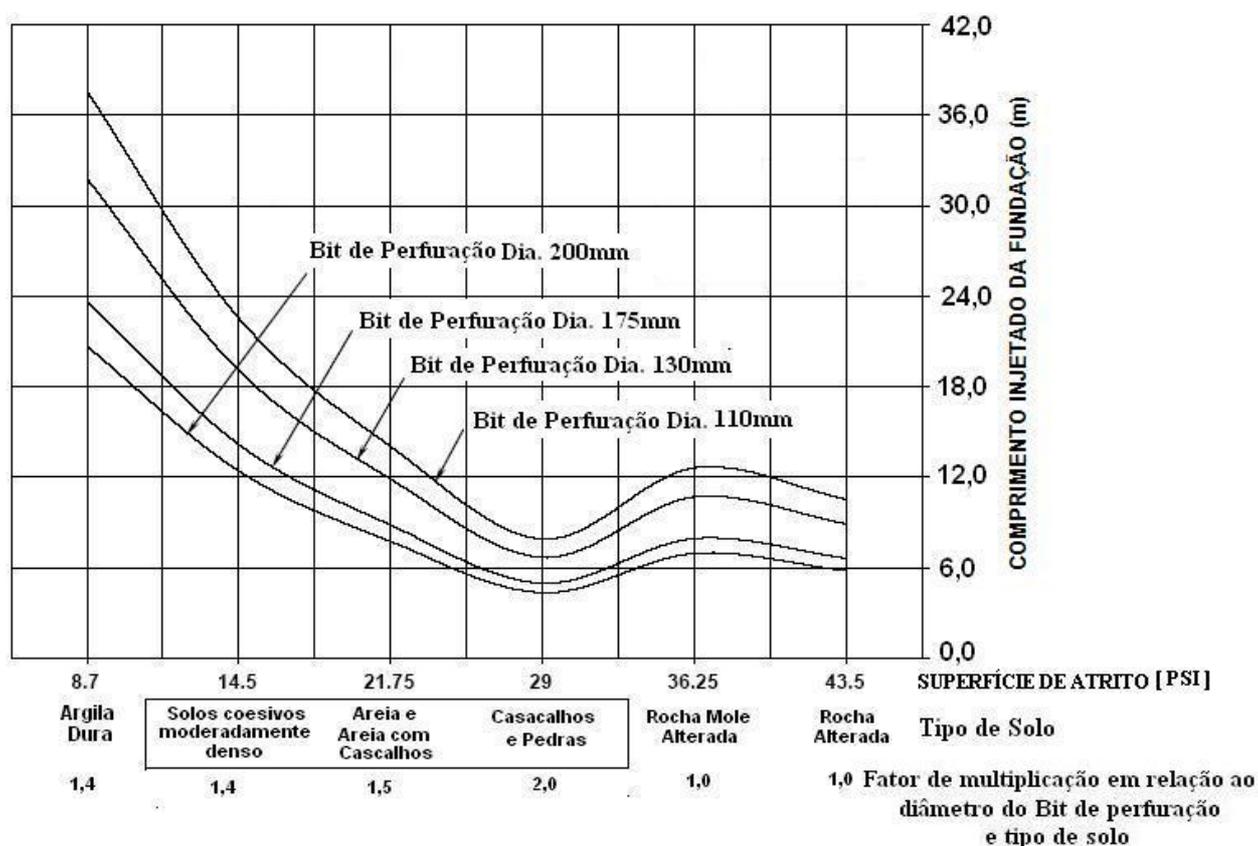


Figura 46: Fator de multiplicação em relação ao bit de perfuração e tipo de solo. Fonte: *ISCHEBECK* (1999).

Para melhor estimar o diâmetro final das estacas injetadas autoperfurantes, foram exumadas estacas em obras com as mesmas características geológicas dos solos estudados pela *ISCHEBECK*. Pode-se inferir que através das obras analisadas os diâmetros das estacas, seguem os mesmos parâmetros conforme os previstos através da empresa alemã.

Esta constatação não pode ser considerada como um padrão oficial, já que avaliamos que ainda se faz necessário a realização de pesquisas futuras *in situ*, as quais confirmarão ou não os prováveis diâmetros desta nova estaca injetada para cada tipo de solo.



Fotografia 8: Estacas injetadas autoperfurantes exumadas em solos coesivos e não coesivos para verificação do seu diâmetro final.

Fonte: Autor (2010).

A injeção do fluido cimentante funciona como elemento de refrigeração da ferramenta de corte, retirada de resíduo e estabilizante da perfuração, da mesma maneira que as lamas tixotrópicas empregadas na perfuração de estacas ou de chumbadores. Para tanto, é necessária a utilização de equipamento de alto torque da ordem de 1000 kgf.m e *pull down* com cerca de 5000 kgf.

Caso estes dados não sejam observados em campo, haverá sempre a possibilidade de ocorrer o aprisionamento da composição das hastes, em função da liberação de calor produzido durante a perfuração ocasionando a aceleração da pega da nata antes de atingir a cota de projeto.

A perfuração com calda de cimento fator A/C (0,7) aplicando uma pressão média (5 á 10 Kg/cm²) produz uma junta de infiltração na área entre o cimento e o solo, devido a um comportamento elástico linear de tensão-deformação.

Para garantir melhor ancoragem e formação de um bulbo de maior diâmetro, nos últimos três metros, a injeção da calda de cimento deve ser mais demorada mudando também o seu fator A/C.

Este procedimento promove melhoria nos resultados no final da perfuração, mantendo a rotação sem o avanço, com uma calda rica de cimento A/C (0,5). A pressão deverá ser aumentada em função dos terrenos para atender um bulbo contínuo e ininterrupto, que efetivamente expulsa todos os detritos desde o fundo da perfuração.

Esta melhoria é explicada pelo início do rápido endurecimento do cimento, formando um solo que se desprende e encaixa na saída de injeção, formando um obturador natural aumentando a pressão. A este procedimento denominamos (injeção dinâmica) em oposição à (injeção estática) das microestaca tradicionais, que utilizam válvulas manchetes para aumentar a pressão de injeção e ocasionar o rompimento do solo introduzindo nestas fraturas natas de cimento.

A realização da injeção é uma parte do trabalho que está relacionada ao tipo de solo refletindo especialmente no consumo de cimento, sendo a quantidade estimada de cimento absorvido em dois sacos por metro linear de estaca. Através do controle de pressões e volume injetado, conseguimos prever o excesso de refluxo para obras com presença em solos argilosos de 40 á 60%, e para solos arenosos em torno de 20 a 40% em relação ao volume teórico da estaca.

Em aterros estaqueados depois de executadas as estacas um capitel de concreto armado pré-moldado ou de chapa de aço é colocado sobre cada estaca,

seguido por aterro de brita, sotoposto por geogrelha acompanhada de aterro de transição funcionando como dissipador de tensões.

Como fundações de novas estruturas deve-se embutir o topo da estaca após o arrasamento dentro do bloco, cuidando-se para que a armadura parte fundamental da resistência fique ancorada adequadamente dentro do bloco de coroamento. Este sistema de execução permite obter uma “ancoragem de bulbo contínuo” super armada em operação única, com armadura tubular de alta resistência.

3.2 Caracterização dos Materiais da Estaca

3.2.1 Caracterização do Tubo de Aço

A armação composta por um tubo de aço vazado SCH 40, sendo ao mesmo tempo barra de perfuração, armadura e tubo de injeção, garantem ótimas características de resistência à compressão, tração, flexão e cisalhamento mediante ao atrito com o solo através do corpo de cimento. Sendo a ruptura da estaca definida pelo esgotamento da capacidade de resistência dos tubos.

O tubo contínuo cumpre com o requisito referente à interação entre contato da armadura e calda de cimento. De acordo com a limitação de altura para execução dos serviços, pode ser cortado em comprimentos menores do que o local da obra, permitindo o seu prolongamento através de uma rosca especial em sua extremidade com a união de luvas (Fotografia 9).



Fotografia 9: Roscas e luvas para prolongamento do tubo de perfuração.
Fonte: Autor (2009).

O tubo SCH 40, empregado no dimensionamento da estaca apresenta resistência característica ao escoamento (f_{yk}) ≥ 360 MPa, fabricados com aço de baixo carbono não sofrem fragilização de hidrogênio ou corrosão (ESTE, 2007). Na Tabela 8, temos os dados técnicos citados por MASCARDI (1982) da patente italiana nº 698007 (*Micropali di elevata capacità portante*) para microestacas tubulares injetadas.

Nesta patente podemos observar que a estaca com armadura tubular E/1 possui as mesmas características do tubo SCH 40 utilizado nas EIA, com diâmetro externo do tubo 88,9 mm e interno 72,9 mm. Somente o tubo com diâmetro de 175 mm, representa uma carga admissível na estaca de 68 toneladas a compressão.

Tabela 8: Dados técnicos da armadura tubular

Tipo de microestaca		Ø fuste (mm)	Diâmetro da armadura (mm)	Padm (t) carga admissível	\bar{P}_k (t)	i_d (kg/cm ²)	\bar{E}_t (kg/cm ²)	$\bar{\lambda}$ (m)	\bar{P}_k' (t)	\bar{w}' (kg/cm ²)	\bar{E}_r' (kg/cm ²)	λ' (m)
Com armadura tubular	Tubfix.											
	A/1	85	51,0/35,0	23,8	50,5	0,01	10,6	1,05	43,2	1,63	12,3	1,09
	B/1	100	60,3/44,3	30,7	76,7	0,09	9,5	2,34	64,2	1,3	11,7	1,92
	B/2	100	60,3/40,3	34	86,1	0,81	11	2,2	62,6	1,44	12,8	1,88
	B/3	100	60,3/35,3	37,8	94,4	0,86	12,8	2,21	71,9	1,76	15,5	1,83
	C/1	120	76,1/60,1	41,9	104,7	0,61	8,6	2,01	74,3	0,8	9,1	2,46
	C/2	120	76,1/66,1	46,5	110,2	0,59	9,7	2,86	86,8	0,94	10,6	2,43
	C/3	120	76,1/61,1	51,8	120,5	0,69	11,3	2,78	99,1	1,13	12,7	2,38
	D/1	145	82,5/66,5	53,3	133,2	0,38	7,6	3,46	83	0,69	8,5	2,67
	D/2	145	82,5/62,5	58,4	146	0,43	8,6	3,3	95,7	0,81	9,9	2,64
	D/3	145	82,6/67,5	64,3	160,8	0,5	9,9	3,3	110,6	0,98	12	2,6
	E/1	175	88,0/72,0	68	172,3	0,28	6,8	4,17	92	0,61	8,1	2,83
	E/2	175	88,0/68,9	74,5	186,3	0,43	7,7	4,05	106	0,72	9,5	2,86
	E/3	175	88,0/63,9	81,1	202,7	0,5	8,6	3,07	122,4	0,85	11,2	2,82
	F/1	200	101,0/85,6	86,2	215,5	0,28	6,4	4,82	110,6	0,4	7,4	3,31
F/2	200	101,6/81,6	92,8	232	0,26	7,1	4,72	127,1	0,57	9,6	3,28	
F/3	200	101,6/76,6	100,6	251,6	0,29	7,9	4,61	146,7	0,67	10,1	3,26	
Monobarra convencional	a	80	24	14,7	36,8	0,76	8,1	1,73	16,3	8,07	27,5	0,64
	b	100	30	23	67,6	0,81	8,2	2,16	25,4	6,46	27,5	0,8
	c	120	36	33,1	82,9	0,51	8,2	2,5	36,6	6,38	27,5	0,96

Fonte: MASCARDI (1982).

GUIMARÃES FILHO et. al. (1986), apresentam resultados dos ensaios realizados em microestacas tubulares injetadas com mesmos materiais das EIA, como tubo de aço, armadura complementar e calda de cimento para injeção, conforme as especificações da Tabela 9.

As estacas foram ensaiadas com ou sem presença de armadura complementar, através destes ensaios podemos definir a contribuição do tubo de aço e da calda de cimento na composição das EIA.

Tabela 9: Caracterização geométrica dos segmentos das estacas.

Corpo de Prova (Nº)	Altura h (cm)	Espessura da camisa metálica (cm)	Diâmetro externo (cm)	Área da camisa metálica (cm ²)	Área do núcleo da nata (cm ²)	Área das armaduras (cm ²)	Área total (cm ²)	Tipo de estaca ensaiada
1	150	0,81	8,92	20,6			62,3	Camisa metálica sem solda
2	150	0,83	9,00	21,3			63,6	Camisa metálica sem solda
3	150	0,86	9,00	22			63,6	Camisa metálica sem solda
4	150	0,85	8,90	21,5			62,2	Camisa metálica sem solda
5	150	0,80	8,90	20,3			62,2	Camisa metálica sem solda
6	150	0,88	8,95	22,3			62,9	Camisa metálica sem solda
7	150	0,78	8,95	20	42,9		62,9	estaca sem armadura complementar
8	150	0,79	9,00	20,4	43,2		63,6	estaca sem armadura complementar
9	150	0,75	8,93	19,3	43,3		62,6	estaca sem armadura complementar
10	150	0,82	8,95	20,9	36,8	5,1	62,9	estaca com armadura complementar
11	150	0,82	8,92	20,9	36,5	5,1	62,5	estaca com armadura complementar
12	150	0,85	8,94	21,6	36,0	5,1	62,4	estaca com armadura complementar

Fonte: GUIMARÃES FILHO et. al. (1986)

Os ensaios tiveram por objetivo investigar a resistência e a carga de ruptura dos segmentos das microestacas através de compressão simples. Neste trabalho as microestacas de 7 a 12 foram preenchidas com nata de cimento com traço A/C (0,5), as estacas 10 a 12 com armadura complementar de diâmetro 25.0 mm e tensão de escoamento média (f_y) igual a 557,3 Mpa.

De cada estaca foram moldados 6 corpos de prova 5 x 10 cm para a determinação da resistência à compressão (f_{cn}) e o módulo de deformação da nata (E_n). A tabela abaixo indica os resultados dos corpos de prova ensaiados a compressão, com ou sem presença de armadura complementar.

Tabela 10: Caracterização mecânica dos componentes das estacas.

Corpo de Prova (Nº)	f_n (Mpa)	$f_{y, can}$ (Mpa)	$f_{y, s}$ (Mpa)	$E_{cam} = ES$ (Mpa)	E_n (Mpa)	PR (KN)	Características dos corpos de prova
1	27,6	216			20580	450,8	Camisa metálica sem solda
2		216			20580	421,4	Camisa metálica sem solda
3		216			20580	426,3	Camisa metálica sem solda
4		216			20580	367,5	Camisa metálica sem solda
5		216			20580	372,4	Camisa metálica sem solda
6		216			20580	548,8	Camisa metálica sem solda
7	27,6	216			20580	421,4	estaca sem armadura complementar
8	27,6	216		6900	20580	480,2	estaca sem armadura complementar
9	27,6	216		6900	20580	637,0	estaca sem armadura complementar
10	17,0	216	557	10000	20580	637,0	estaca com armadura complementar
11	17,0	216	557	4500	20580	568,4	estaca com armadura complementar
12	17,0	216	557	4500	20580	656,6	estaca com armadura complementar

Fonte: GUIMARÃES FILHO et. al. (1986)

3.2.2 Caracterização da Armadura Complementar

Embora exista a possibilidade de serem executadas sem armadura complementar, as estacas injetadas autoperfurantes com esta estrutura tem aumentado a sua resistência tanto a compressão como flexão.

“Pode-se considerar importante a peculiaridade das estacas injetadas reforçadas com armadura complementar. Embora o módulo de deformação da nata de cimento (E_n) seja inferior a 45 Mpa (450 kgf/cm²), possibilita o esgotamento da capacidade resistente das armaduras complementares e isto se dá quando já ocorre o esgotamento da camisa metálica” (GUIMARÃES FILHO et. al., 1986).

Após a perfuração com tubo perdido é colocado internamente uma barra de aço tipo ROCSOLO com diâmetro de 1^{1/2}”, antes do início da pega de cimento. Este tipo de armadura complementar pode chegar a grandes profundidades, através de uma luva de extensão, chegando ao substrato onde a estaca estará suscetível a maiores acréscimos de tensão.

Esses elementos são introduzidos perpendiculares a superfície de deslizamento, aumentando a resistência ao cisalhamento do maciço pela força normal aplicada a superfície (Figura 47).

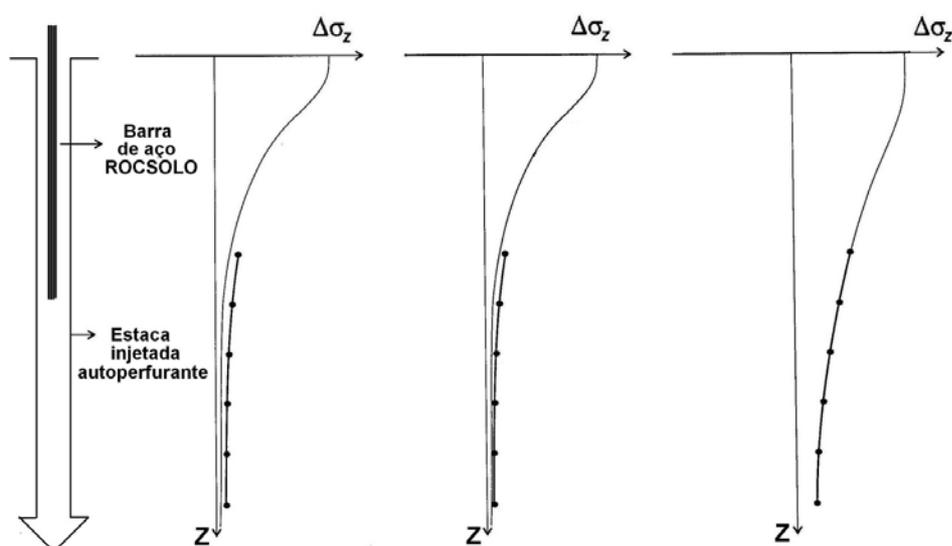


Figura 47: Barra de aço em profundidade com maiores acréscimos de tensão.
Fonte: Autor (2010).



Fotografia 10: Detalhe da armadura complementar após execução da estaca.
Fonte: Autor (2008).

A caracterização da barra de aço foi realizada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), através de ensaios mecânicos de tração para obter maiores conhecimentos de suas especificações de acordo com a Tabela 11. A norma que regulamentou os ensaios de tração foi a NBR 6152/96 “Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração”.

Optou-se por um corpo de prova de uma barra de aço tendo aproximadamente 2 m de comprimento e 35,30 mm de diâmetro, com a finalidade de conhecer as propriedades quanto ao seu emprego na metodologia de execução e a sua influência nos cálculos estruturais e geotécnicos.

Tabela 11: Ensaio de tração barra “ROCSOLO” 1 ½”.

Área da seção da barra (mm ²)	968 ± 5
Carga de escoamento (ton.)	73,4
Limite de escoamento convencional 0,2% (Mpa)	768 ± 4
Limite de resistência	868 ± 4
Massa por unidade de comprimento (kg/m)	7,60 ± 0,05
Diâmetro nominal (pol.)	1 ½"
Diâmetro efetivo (mm)	35,29
Carga de trabalho definitiva (ton.)	37,7
Carga de trabalho provisória (ton.)	44,0

Fonte: (IPT, 1996).

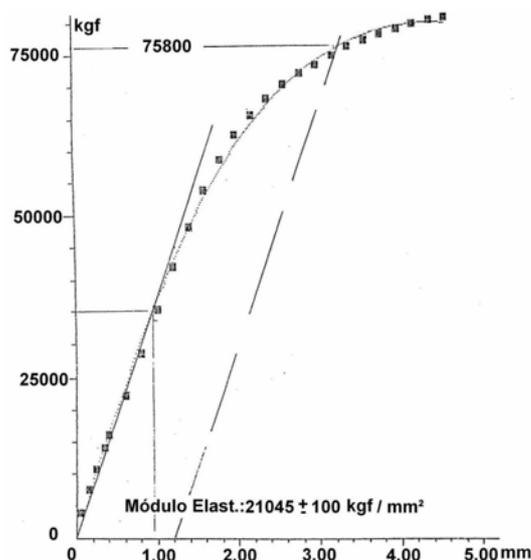


Figura 48: Gráfico do ensaio de tração em barra “ROCSOLO”
Fonte: IPT (1996).

3.2.3 Caracterização do Bit de Perfuração

A ponta da EIA é composta por uma peça de aço para perfuração (ponteira perfurante). Esta ferramenta de corte acoplada através de solda na composição das hastes de perfuração, normalmente em forma de seta ou cruzeta possui passagem central para calda de injeção (Fotografia 11a).

Sua função é destruir trechos de solo por perfuração rotativa, proporcionando um fuste íntegro atendendo as necessidades estruturais e geotécnicas. O alargamento do fuste tem grande importância no desempenho da fundação, pelo fato de aumentar a área lateral da estaca ocasionado pela perfuração com injeção, contribuindo com a capacidade de carga final da estaca (Fotografia 11b).

Após a análise do desempenho da perfuração em solos (coesivos e não coesivos) foram desenvolvidas ponteiros específicas para características geológicas-geotécnicas distintas.

Para a perfuração em solos arenosos foi desenvolvida uma ponteira em forma de seta que contribui para a passagem da calda de cimento, favorecendo a injeção simultânea.

Através da injeção com pressões e vazões controladas durante a perfuração com seta, notou-se a impregnação caudal implicando na redução do índice de

vazios do solo circundante a estaca, melhorando seus parâmetros geotécnicos garantido pelo pouco refluxo do material injetado (Fotografia 11c).

Para solos argilosos a ponteira de perfuração em forma de cruzeta garantiu melhor desagregação, proporcionando melhor avanço na perfuração (Fotografia 11d). Porém há uma dispersão da calda de cimento devido ao contato com a cruzeta aumentando o refluxo, que também é gerado pela mistura do aglutinante com os detritos de perfuração.

Assim o processo físico da técnica das EIA envolve as seguintes etapas:

- ✓ Corte: a estrutura inicial do solo é quebrada e suas partículas ou fragmentos são dispersos pela ação da ponteira em forma de (cruzeta ou seta) com alta velocidade.
- ✓ Mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída por calda de cimento e a outra parte é misturada intimamente com a calda injetada a partir das ponteiras de perfuração, formando um conglomerado na parte externa da estaca.
- ✓ Cimentação: as partículas ou fragmentos de solos são aglutinadas entre si pela ação endurecedora da calda, formando um fuste consolidado de calda e solo-cimento.

As características das ponteiras de perfuração foram avaliadas em obras com diferentes tipos de solos, analisando seu desempenho através do avanço da perfuração observando o desempenho do maquinário (*pull down* hidráulico) e da injeção da calda de cimento através do refluxo caudal pela desagregação do material.

As Fotografias 11e e 11f mostram a passagem da calda de cimento, que contribuem para melhor desempenho da injeção através da dispersão caudal durante a perfuração.



Fotografia 11: (a) detalhe da ponteira cortante com passagem para calda de cimento, (b) alargamento do fuste realizado pela ponteira, (c) ponteira em forma de seta para solos arenosos, (d) ponteira em forma de cruzeta para solos argilosos, (e) detalhe da passagem da calda para seta, (f) detalhe da passagem da calda para cruzeta.

Fonte: Autor (2010).

3.2.4 Caracterização da Calda de Cimento

A preparação da calda de injeção deve envolver um conjunto de operações, sendo uma delas a instalação adequada da central de injeção. Selecionar o local mais apropriado de forma a não interferir com o andamento dos serviços, além de facilitar o transporte e estocagem de cimento e o envio da calda para as frentes de execução.

Sendo que nesta central devem ser instalados misturadores e agitadores verticais, acoplados a bomba injetora a fim de abastecer as frentes de serviços, devendo estes materiais possuírem as seguintes características:

- Misturador: deverá ser de alta turbulência com rotação mínima de 1.700 rpm na sua parte inferior, capaz de preparar calda de cimento em quantidade suficiente para suprir a bomba injetora fornecendo homogeneidade adequada a mistura;
- Agitadores: possuir capacidade igual a do misturador capaz de manter a calda em agitação, devendo ter entre o sistema misturador/agitador uma peneira com 2 mm de abertura, que deve ser facilmente removível para as constantes limpezas;
- Bomba: com capacidade de injetar vazões de aproximadamente 50 litros/minuto com pressões em torno de 50 kg/cm² em furos que estejam distantes pelo menos 50 metros da central de injeção.
- Manômetro: provido de capacidade entre 10 e 100 kg/cm², acoplado a um estabilizador de pressão capaz de reduzir as oscilações manométricas.

A comunicação entre a central de injeção e a frente de perfuração, poderá ser feita através de sinais ou dependendo da distância haverá necessidade de rádios comunicadores. Durante a execução dos serviços, caso a frente de injeção esteja parada por um período igual ou superior a 30 minutos sem a solicitação do envio de calda, todo o seu sistema de abastecimento deverá ser lavado a fim de evitar o entupimento na bomba e na tubulação (mangotes).

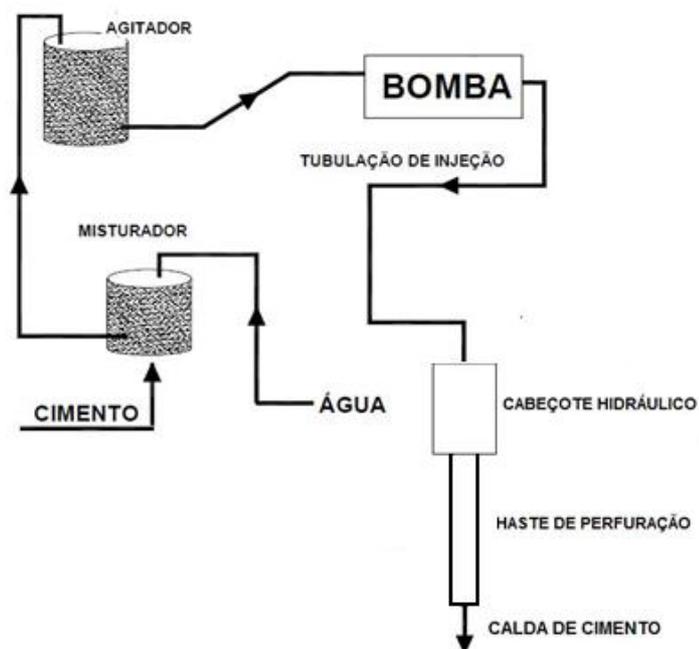


Figura 49: Sequencia executiva de preparação da calda de cimento.
Fonte: Autor (2010).



Fotografia 12: Equipamento de preparação e injeção da calda de cimento
Fonte: Autor (2008).

Em princípio este tipo de estaca foi projetada com a finalidade de facilitar a perfuração em terrenos mais difíceis de avançar, estes são os terrenos desagregados tipo areia e cascalho e em solos moles tipo as argilas (marinhas e orgânicas).

A solução autoinjetante compila toda a teoria e a prática das lamas tixotrópicas, empregados até hoje como elementos estabilizadores de perfuração.

No sistema de injeção autoperfurante a lama tixotrópica é o cimento que tem maior densidade do que a maioria das lamas utilizadas, não apresentando nenhuma das desvantagens das típicas lamas tixotrópica, como a formação do chamado "cake" a película que se forma ao redor da perfuração nas paredes do furo.

Uma pasta que atua como enchimento do terreno circundante, mas que uma vez injetado reduz o atrito e a aderência da microestaca ou estaca no solo, contribuindo para a calda não consolidar definitivamente obtendo uma baixa resistência. Isto se traduz a uma estaca injetada com paredes lubrificadas cuja aderência é muito pobre.

No sistema das EIA utilizando-se cimento como lama tixotrópica, esta calda ao contrário, torna-se um fator benéfico, consolidando por uma parte o terreno circundante aumentando o atrito lateral e o contato entre solo-estaca.

O cimento como lama tixotrópica base do sistema autoperfurante é aceito sem questionamento, embora em outros sistemas com maiores fases e tempo de execução, o uso da calda não é compatível com sua produtividade tornando-se inviável em relação ao gerenciamento de custos.

Denominamos calda de cimento a uma mistura íntima e bem proporcionada de cimento e água. Para avaliação das possíveis modificações nas características reológicas das caldas durante a perfuração, foram executados ensaios para conhecer as suas propriedades mecânicas com a finalidade de obter o índice de fluidez (NBR 7682/83) determinação da vida útil (NBR 7685/83) e a resistência a compressão (NBR 7215/96⁽¹³⁾).

Para a verificação de sua resistência foram moldados corpos de prova, em laboratório e "in situ" durante a execução da estaca, a fim de comparar as propriedades reológicas em ambas as situações. O ensaio foi realizado com uma dosagem de calda de cimento com fator A/C 0,5 o mesmo utilizado para gerar um bulbo de ancoragem nos últimos metros da estaca, e para evitar a exsudação⁸ na moldagem dos corpos de prova.

⁸ Fenômeno migratório das águas existentes na composição do material aplicado, em seu processo de cura

O agente cimentante utilizado nesta pesquisa foi o cimento Portland composto com escória encontrado comercialmente como CII E 32. O cimento apresenta secagem rápida e maior versatilidade de aplicação, recomendado para qualquer obra de construção civil.

Sua especificação química é mostrada na tabela abaixo.

Tabela 12: Composição química do cimento utilizado.

Componente	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	Fe ₂ O ₃	SO ₃	K ₂ O + Na ₂ O
Quantidade	56,0 %	24,5 %	6,1 %	4,0 %	2,5 %	1,8 %	0,7 %

Fonte: ESTE (2010).

As caldas preparadas em laboratório foram realizadas em misturador de eixo reto de capacidade de 10 litros através de procedimentos padronizados. O tempo de mistura foi de 3 a 5 minutos, com água adicionada e controlada através do uso de proveta com capacidade de 1000 ml. A composição da calda feita em *in situ* foi confeccionada com os mesmos materiais em maiores proporções, preparadas em misturadores de alta turbulência.

Após a preparação da calda de cimento foram moldados corpos de prova em forma cilíndrica com dimensões de 5 cm x 10 cm de acordo com a norma (NBR 7215/96⁽¹³⁾) em seguida curados em período de 7 dias (Fotografia 13).



Fotografia 13: Moldagem de corpos de prova e imersão em água.
Fonte: Autor (2010).

Os resultados dos ensaios de resistência a compressão aos sete dias das amostras dosadas com calda de cimento em laboratório, e *in situ* durante a execução das estacas ensaiadas são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13: Ensaios de resistência a compressão

LOCAL	Número CP	Tensão (Mpa)	Tensão média (MPa)
Laboratório	1-LA	25,2	23,8
	2-LA	23	
	3-LA	23,2	
<i>In Situ</i>	1-CA	25,4	20,27
	2-CA	17	
	3-CA	18,4	

Fonte: CONCREMAT (2010).

Nota-se que os resultados das amostras, durante a execução das estacas são coerentes com os resultados obtidos em laboratório, uma vez que a média de seus valores são próximos, indicando que o controle de preparo da calda *in situ* está coerente com o fator A/C.

Com base nos resultados obtidos de tensão média apresentado na tabela acima, conseguimos estimar o módulo de deformação longitudinal (E_n) da calda de cimento aos sete dias.

$$E_n = 5600 \times f_{ckj}^{1/2} \quad (32)$$

Onde f_{ckj} é a resistência da calda a compressão ao j dias em MPa.

Tabela 14: Módulo de elasticidade da calda de cimento aos sete dias.

LOCAL	Tensão média (Mpa)	E_n (MPa)
Laboratório	23,8	$27,30 \cdot 10^3$
<i>In Situ</i>	20,27	$25,48 \cdot 10^3$

Fonte: Autor (2010).

Após a preparação dos CP, foi verificada a vida útil da calda de cimento, sendo a sua fluidez determinada através do ensaio cone de Marsh (Fotografia 14).



Fotografia 14: Ensaio de fluidez em Cone tipo Marsh.
Fonte: Autor (2010).

Para facilitar a leitura e compreensão dos resultados foi determinado o quociente entre o volume escoado (500 cm^3) e o Tempo de escoamento determinado, ou seja, o caudal médio de escoamento da calda (Q_m) que estão especificados conforme a Tabela 15.

$$Q_m = \frac{500}{T_{\text{escoamento}}} (\text{cm}^3/\text{s}) \quad (33)$$

Este caudal médio de escoamento é uma grandeza que se relaciona diretamente com a fluidez das caldas, ou seja, quanto maior for o caudal médio de escoamento maior será a fluidez.

Tabela 15: Caudal médio das caldas ensaiadas

LOCAL	Volume escoado 500 ml (s)	Volume escoado médio 500 m (s)	Caudal médio (cm ³ /s)
Laboratório	6	7,71	64,85
	6,5		
	7,5		
	7,5		
	8,5		
	9		
	9		
<i>In Situ</i>	7,5	8,78	56,95
	8		
	8		
	8,5		
	9		
	10		
	10,5		

Fonte: Autor (2010).

No Gráfico 1, apresentam-se os valores da vida útil⁹ das caldas de cimento, obtidas a partir dos resultados dos ensaios de fluidez, apresentado ajuste linear, sendo que os ensaios de caracterização da calda foram analisados nos seguintes tempos (30, 60, 90, 120, 150 e 180 min.).

A execução dos ensaios de caracterização da calda mostrou que suas principais características reológicas (tempo de escoamento e vida útil) sofreram alterações significativas. A vida útil em laboratório da calda de cimento foi 180 minutos, e por outro lado verificou-se uma diminuição *in situ* para 120 minutos.

Sendo oportuno lembrar que o tempo de vida útil da calda em “*in situ*” foi menor do que o realizado em laboratório, devido às condições climáticas que contribui no processo de cura da calda de cimento.

⁹ Tempo durante o qual o índice de fluidez não ultrapassa um valor limite, pré-estabelecido, o qual deve conferir segurança durante a operação de injeção prevista (NBR 7686/83).

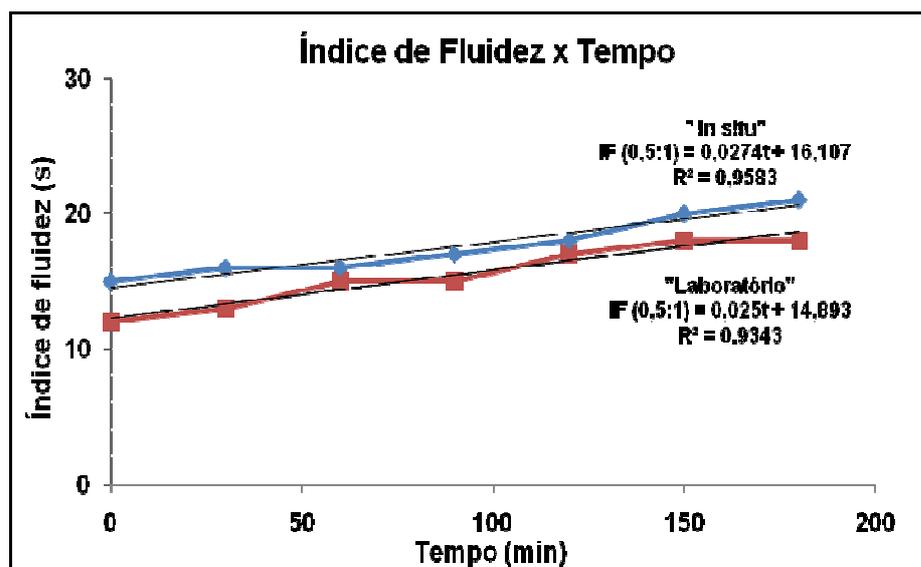


Gráfico 1: Curva da vida útil da calda de fator A/C = 0,5.

Fonte: Autor (2010).

Estes resultados são de grande importância para utilizá-los como parâmetros de trabalhabilidade durante a perfuração com injeção simultânea, tomando como precauções o tempo de espera da calda nos misturadores, para não comprometer a resistência da calda e a tubulação de injeção.

4 ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS

A execução e o controle das estacas injetadas autoperfurantes, nas obras estudadas da presente pesquisa, foram acompanhadas na década de 2000 pelo autor através da participação como Coordenador Técnico na equipe da empresa (ESTE Geotecnia e Fundações) que ficou responsável por sua execução, além de resgatar as principais obras realizadas com este sistema nas décadas de 80 e 90.

Além da execução das estacas o autor acompanhou os ensaios das provas de carga estática e dinâmica realizadas nas obras de São Paulo, Rio de Janeiro e Ceará, que fazem parte do escopo deste trabalho. O aperfeiçoamento deste novo tipo de fundação foi realizado através de análises discutindo em equipe o acompanhamento do desempenho das estacas e as possíveis modificações para melhoramento do sistema.

Este item apresentará a descrição das obras e dos gráficos de todos os ensaios como: controle de recalque e provas de cargas considerando o efeito de cada ciclo estático ou dinâmico.

Na execução da prova de carga estática, as estacas foram carregadas até a ruptura ou, ao menos duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. As curvas carga x recalque foram traçadas com os valores médios dos deslocamentos medidos por (extensômetros ou sensores), através do ensaio com carregamento tipo lento também chamado de SM ou SML – *Slow Maintained Load Test*.

Os ensaios de carregamento dinâmico foram executados segundo a metodologia de energia crescente, de acordo com a norma NBR-13208 (ABNT, 1994).

Nos gráficos das provas de cargas mostra-se a provável carga de ruptura, seguindo o critério de extrapolação da curva carga x recalque pelo método de Mazurkiewicz.

4.1 Reforço de Fundação – Década de 80

4.1.1 Caso de Obra 1 - São Paulo / SP

O trabalho em estudo apresenta a solução executada em cinco edifícios em São Paulo, localizados na Serra da Cantareira (Zona Norte) cujo recalque diferencial levou a uma inclinação de 2,7 a 3% com grandes deformações durante as obras. Trata-se de cinco edifícios com 22 andares e 45 metros de altura, sua fundação original é constituída por tubulão podendo ser executada inadequadamente devido ao desequilíbrio estrutural.

Os estudos feitos anteriormente permitiram concluir que os recalques das obras são devidos as seguintes causas:

- Fundação assentada sobre camada argilosa compressível;
- Heterogeneidade de pressões solicitantes no terreno;
- Terreno de apoio com baixa resistência ao cisalhamento;
- Pressões existentes maiores que as pressões admissíveis.

A obra apresentava trincas generalizadas indicativas da existência de recalques diferenciais das fundações. Ao iniciar os trabalhos de reforço os edifícios estavam interditados e com risco de ruptura, sendo a primeira solução proposta por projetistas executar estaca raiz e microestaca tubular injetada, mas estes tipos de estacas exigiriam maiores tempos de execução para estabilizar o recalque.

O solo onde estão apoiadas as fundações é compressível e poroso, portanto sensível ao aumento do teor de umidade que pode ocorrer por causas diversas, aumentando o risco do agravamento da situação, sendo necessário imediato reforço das fundações para que fosse interrompido o processo de recalques.

Projetos e soluções aparentemente óbvias e corretas do ponto de vista do projetista transfiguram-se inadequadas para um executor qualificado. Diante do sucesso da recuperação de um viaduto na década de 70, a solução proposta e executada envolveu o reforço de fundação da região com maiores recalques com o uso das EIA.

Divergindo profundamente os conceitos técnicos e econômicos de outras propostas apresentadas por colegas projetistas, marcando a obra em pauta uma das pioneiras no uso desta técnica como reforço de fundação no Brasil na década de 80.

Pelos resultados das sondagens executadas o terreno local é constituído por uma camada superficial de aterro com entulho e uma camada de espessura mais considerada de aterro com características (silte argiloso e argila siltosa) de 4,96 metros, subjacente á qual ocorre uma formação siltosa de solo residual com profundidade de 16 metros (Figura 50).

Este sistema de reforço foi executado transferindo a totalidade das cargas a um horizonte mais profundo, no solo siltoso residual com capacidade de carga elevada e de baixa compressibilidade. Esta solução adotada não provoca descompressão no solo, evitando diminuir os seus coeficientes de segurança existentes muito abaixo dos exigidos.

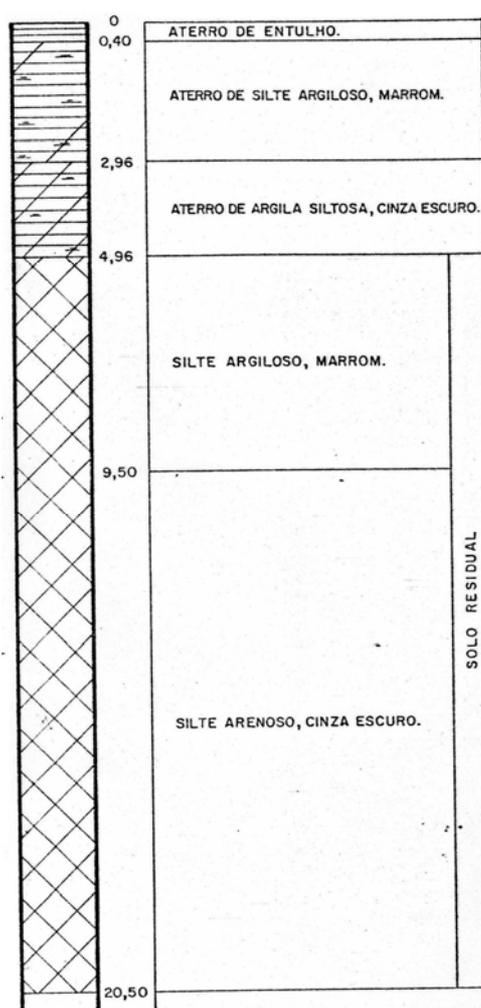


Figura 50: Perfil estratigráfico dos edifícios em recalque.
Fonte: ESTE (1983).

Antes da execução das estacas injetadas autoperfurantes como reforço de fundação, um dos cinco edifícios estava sendo monitorado para verificação dos seus recalques (Av. Nova Cantareira x Rua Bento de Araujo / Bloco C).

Para a locação dos pontos mais críticos, foram realizadas inicialmente a identificação dos pilares no edifício e observada a direção e inclinação das fissuras localizadas nas paredes.

Posteriormente, executou-se a fixação dos pinos de recalques na base dos dezoito pilares e instalado o marco de referência (Figura 51). Os recalques foram medidos através de nivelamento geométrico de alta precisão, nos pilares selecionados e, por conseguinte a identificação de seus recalques diferenciais.

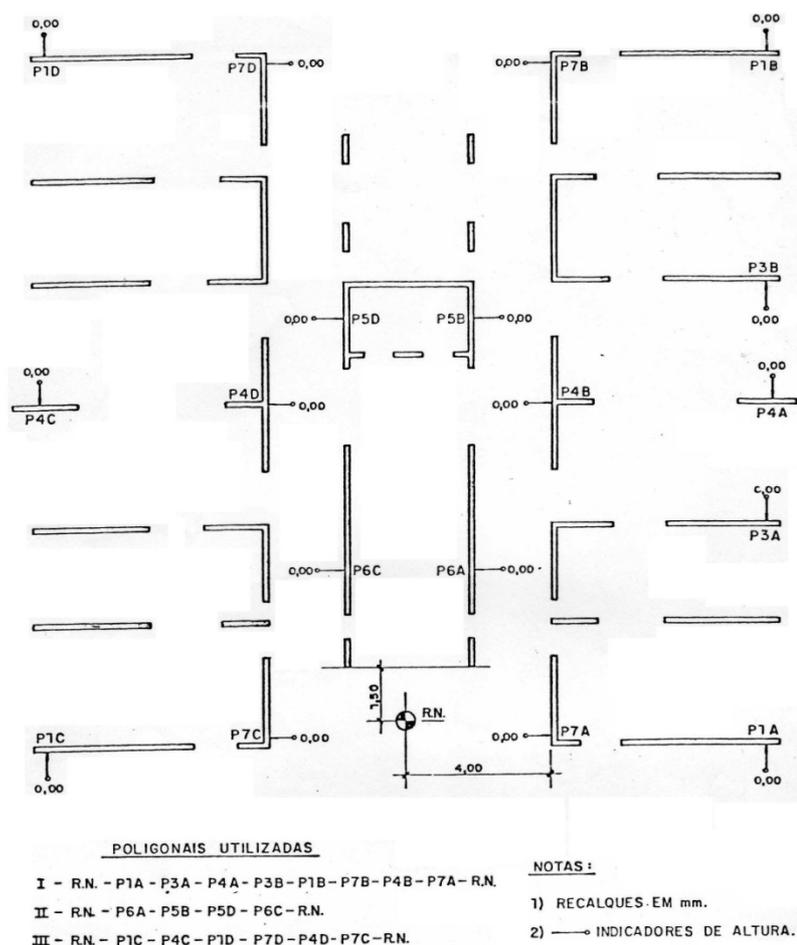


Figura 51: Planta dos pilares com pinos de recalque e marco de referência.
Fonte: ESTE (1983).

Os nivelamentos geométricos foram referenciados a partir de uma RN, colocada na base a frente do prédio, local ao qual se supunha não existir movimentação.

A profundidade total do marco de referência foi de 24,9 metros, a fim de se evitar os efeitos das tensões transmitidas pelas fundações e eliminar a influência das vibrações externas. A haste foi envolta por um tubo de 64 mm (2 1/2") de diâmetro, sendo o espaço anelar preenchido com graxa grafitada (Figura 52).



Figura 52: Perfil da instalação do marco de referência.
Fonte: (ESTE, 1983).

Para o controle de verticalidade foram realizadas treze medições de nivelamento, além do controle de movimentação através da análise de prumo medidos nas extremidades da fachada principal nos dois pontos extremos.

A determinação dos prumos foi realizada através de teodolito fixo horizontalmente de modo a tangenciar o ponto superior, em seguida, a luneta era movimentada para baixo (verticalmente) até encontrar o escalímetro apoiado sobre pinos no ponto inferior (base) do prédio. Sendo que o teodolito era mantido na horizontal utilizando como referência o fio nivelador chegando a marcar 1,20 m de deslocamento (Figura 53).

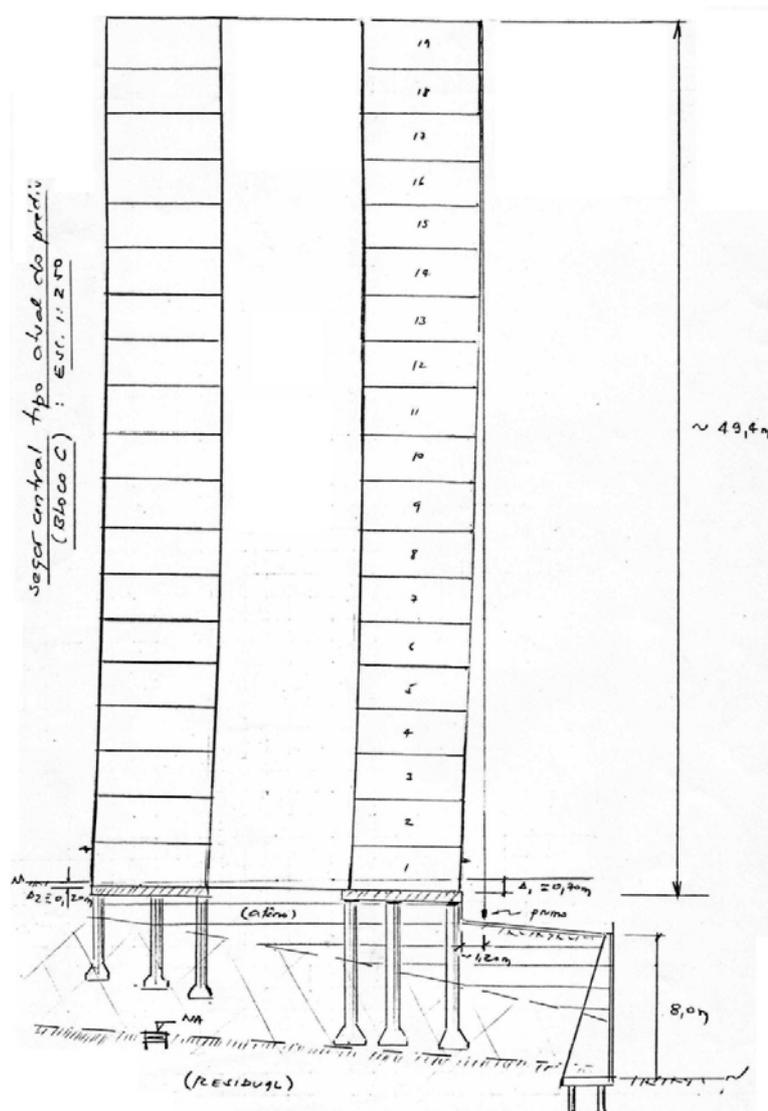


Figura 53: Esquema de medição do prumo.
Fonte: ESTE (1983).

O controle de recalques através de prumo consistiu na avaliação do movimento vertical (recalque) da fachada através de medições em pontos fixados na base da parede. Assim pode-se acompanhar seu comportamento, ou seja,

verificando a sua inclinação ao longo do tempo, encontrando-se estável ou se o mesmo apresentava variações de posição.

Tanto o controle de verticalidade ou prumo quanto o de recalque foram iniciados após o controle de movimentações por diferenças angulares. As providências para garantir a integridade e estabilidade desta construção foi através do reforço de fundação, cujo método de execução com rapidez era o fator fundamental pelo fato da velocidade dos recalques serem grandes (dia após dias).

Para isso, houve necessidade de identificar os prováveis pontos/pilares críticos da edificação e fazer um controle *in loco* das possíveis movimentações das estruturas, para definir quais receberiam reforços com as estacas injetadas autopercutantes conforme indica a Figura 54.

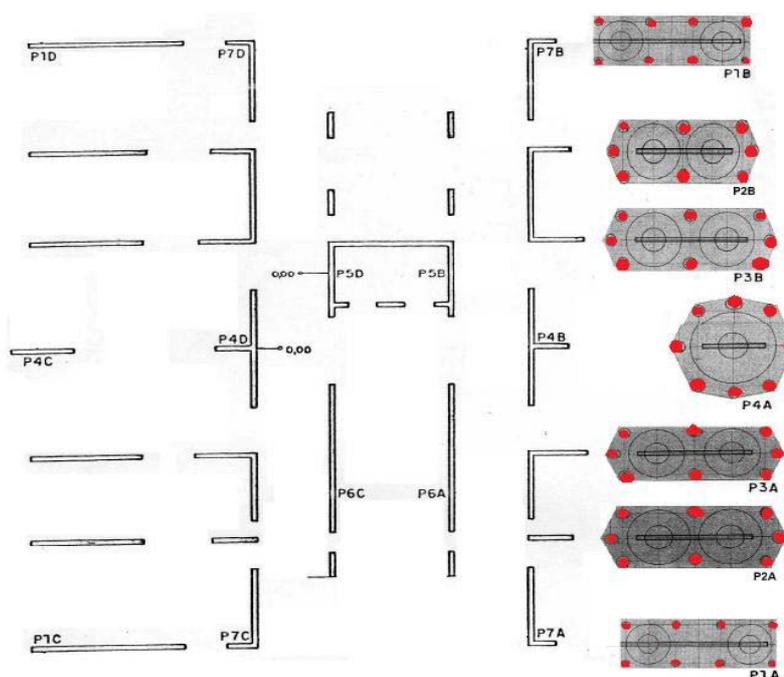


Figura 54: Pilares reforçados com estacas injetadas autopercutantes.
Fonte: ESTE (1983).

Para o controle de recalque foram realizadas doze leituras entre os meses de abril e maio de 1983, obtendo-se através destas leituras informações importantes a respeito dos pilares reforçados analisados.

A tabela abaixo mostra as características das estacas executadas em cada pilar para controle de recalque dos prédios.

Tabela 16: Características dos pilares reforçados.

PILAR	Nº DE ESTACA	DIÂMETRO NOMINAL	PROFUNDIDADE	CARGA (tf)
1A	8	300	24	165
1B	8	300	22	194
2A	8			
3A	8			
2B	8			
3B	8			
4A	8	300	22	200

Fonte: ESTE (1983).

A análise de movimentação através do prumo foi aumentada, provando que o prédio estava tendo um movimento de rotação, que caracterizava o tombamento indicando que a fachada movimentou-se para 88 graus.

Como primeira análise a respeito do recalque, podemos observar a diferença entre as medidas das leituras feitas nos levantamentos e analisando o quanto a estrutura recalcou nos pilares indicados na Tabela 17, observando a evolução dos pilares 1A, 3A, 4A, 1B e 3B após o seu reforço entre o 28º e 29º dia.

Tabela 17: Recalque medido em milímetros.

TABELAS DOS RECALQUES MEDIDOS EM MILÍMETROS														
LOCAL: Avenida Nova Cantareira x Rua Bento de Araujo (Bloco C) - SP														
Nivelamento Nº	BÁSICO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Data	12.04.83	19.04.83	27.04.83	30.04.83	04.05.83	05.05.83	10.05.83	11.05.83	13.05.83	16.05.83	20.05.83	26.05.83	30.05.83	
Pilar Nº	DIA	1º	7º	15º	18º	22º	23º	28º	29º	31º	34º	38º	44º	48º
	COTAS	RECALQUE (mm)												
RN	100,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1A	106,146	0,00	4,85	8,85	12,44	19,63	21,83	41,35	42,63	44,81	46,28	45,22	44,98	44,27
3A	107,386	0,00	4,50	8,60	12,32	20,26	21,61	41,28	42,73	45,35	46,55	46,80	46,14	45,04
4A	109,360	0,00	4,37	7,90	11,39	20,25	21,46	40,25	41,58	44,14	45,45	45,10	45,03	44,86
6A	105,932	0,00	3,27	6,73	8,68	13,23	15,06	26,55	28,04	29,79	31,69	33,56	39,07	49,62
7A	105,408	0,00	2,70	5,97	7,63	14,01	14,23	29,35	31,08	32,55	34,34	35,65	39,79	47,47
1B	107,134	0,00	3,05	6,66	9,95	20,75	21,85	38,32	40,02	43,25	42,90	42,57	42,38	41,73
3B	106,777	0,00	4,04	7,48	10,90	20,03	21,19	39,93	41,22	43,70	45,50	45,27	45,23	44,28
4B	106,892	0,00	1,72	5,27	7,12	14,30	14,48	28,05	30,24	32,58	33,39	34,75	40,12	47,55
5B	107,094	0,00	2,96	6,54	8,85	14,17	15,68	25,57	27,55	29,13	30,47	32,85	39,10	49,37
7B	106,672	0,00	1,46	5,04	7,32	15,96	15,74	27,36	29,34	31,74	31,60	33,69	40,79	46,88
1C	106,874	0,00	1,35	3,29	3,82	3,40	3,49	5,54	6,41	8,05	9,80	12,47	27,12	54,37
4C	107,662	0,00	1,22	3,01	3,86	4,85	4,75	6,38	6,88	8,28	9,66	11,78	28,82	55,03
6C	105,720	0,00	1,96	5,56	6,81	10,25	11,77	19,48	20,74	22,95	24,25	26,21	35,25	50,57
7C	109,614	0,00	2,80	4,38	6,00	9,00	9,02	16,82	17,52	19,69	21,29	23,28	32,71	51,82
1D	107,476	0,00	1,01	2,59	3,88	5,21	5,27	6,20	5,63	6,63	7,91	10,06	28,01	53,89
4D	107,207	0,00	2,47	3,90	5,99	9,39	9,64	17,34	16,68	18,60	20,73	23,06	34,81	53,23
5D	107,685	0,00	2,29	5,90	7,39	11,58	12,69	19,66	20,90	22,92	24,27	26,20	35,63	50,55
7D	106,638	0,00	1,91	4,22	6,25	10,80	10,88	15,28	16,73	18,17	19,43	21,11	34,08	52,36

Fonte: Geotécnica (1983).

As leituras entre o 23° ao 28° dia indicaram um aumento brusco dos recalques devido à execução das estacas injetadas convencionais, a base de perfuração com água em contato com o solo poroso, contribuindo para aceleração dos recalques neste período. Para melhor visualização o conjunto de Gráficos 2 á 5 apresenta a evolução do tempo das medidas efetuadas dos recalques dos pilares reforçados, com o tempo = 1 correspondente ao início do monitoramento.

O Gráfico 2 indica o desempenho do reforço a partir do 28° dia para os pilares 1A, 3A e 4A, iniciando a estabilização dos recalques de forma simétrica a partir do 34° dia, já os pilares 6A e 7A aceleravam seus recalques por falta de reforço.

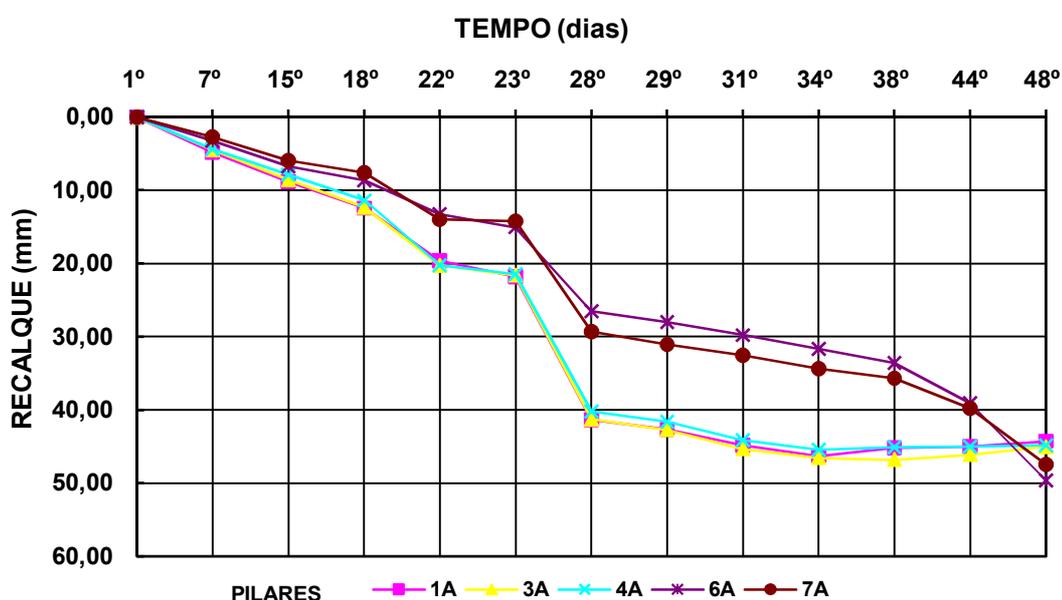


Gráfico 2: Recalques dos pilares 1A, 3A, 4A, 6A e 7A.

Fonte: Geotécnica (1983).

Os pilares 1B e 3B foram reforçados no 29° dia, estabilizando seus recalques em períodos diferentes, sendo 1B a partir do 31° dia e o pilar 3B com início no 34° dia. Os pilares 4B, 5B e 7B, apresentaram o mesmo comportamento dos pilares que não foram reforçados, acelerando seus recalques de forma contínua pela falta de reforço das EIA.

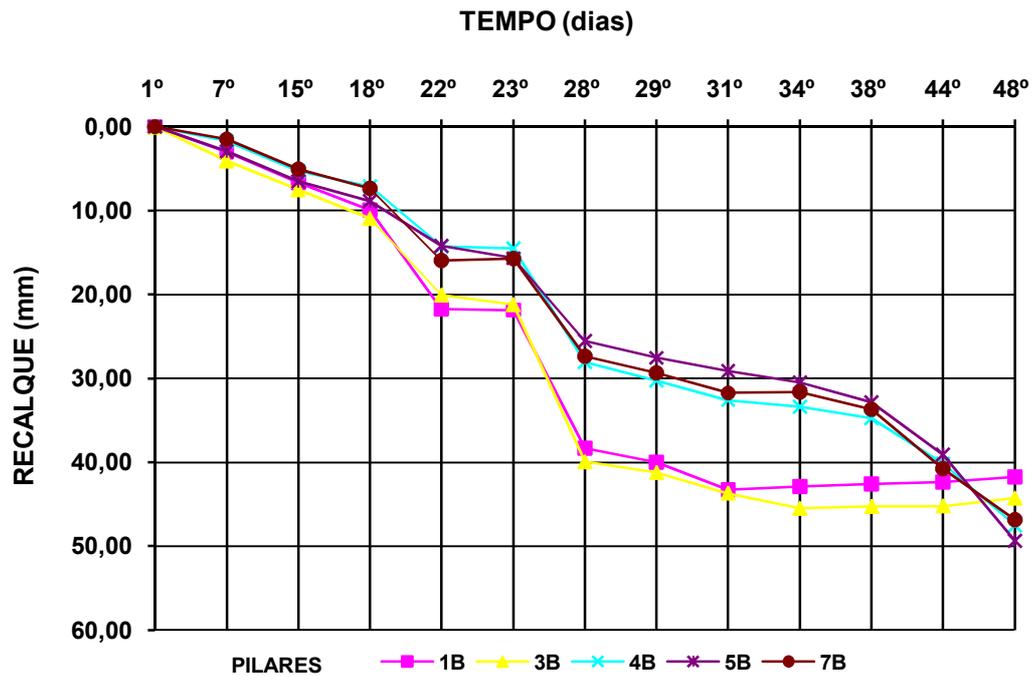


Gráfico 3: Recalques dos pilares 1B, 3B, 4B, 5B e 7B.
Fonte: Geotécnica (1983).

Os gráficos 4 e 5, demonstra os recalques contínuos e acelerados dos pilares que não foram reforçados com as estacas injetadas autoperforantes.

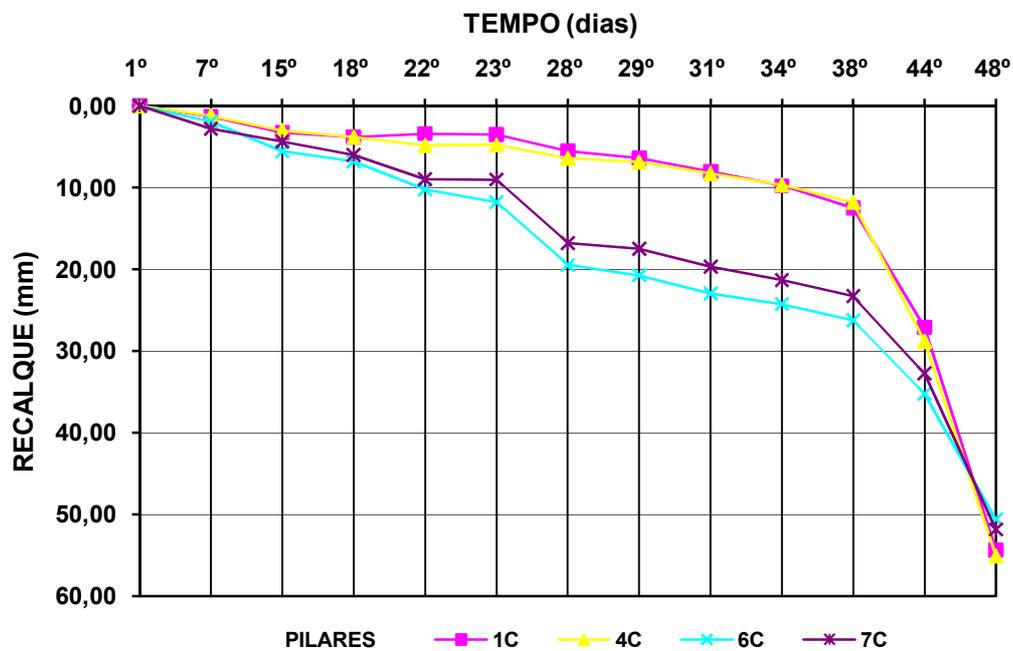


Gráfico 4: Recalques dos pilares 1C, 4C, 6C e 7C.
Fonte: Geotécnica (1983).

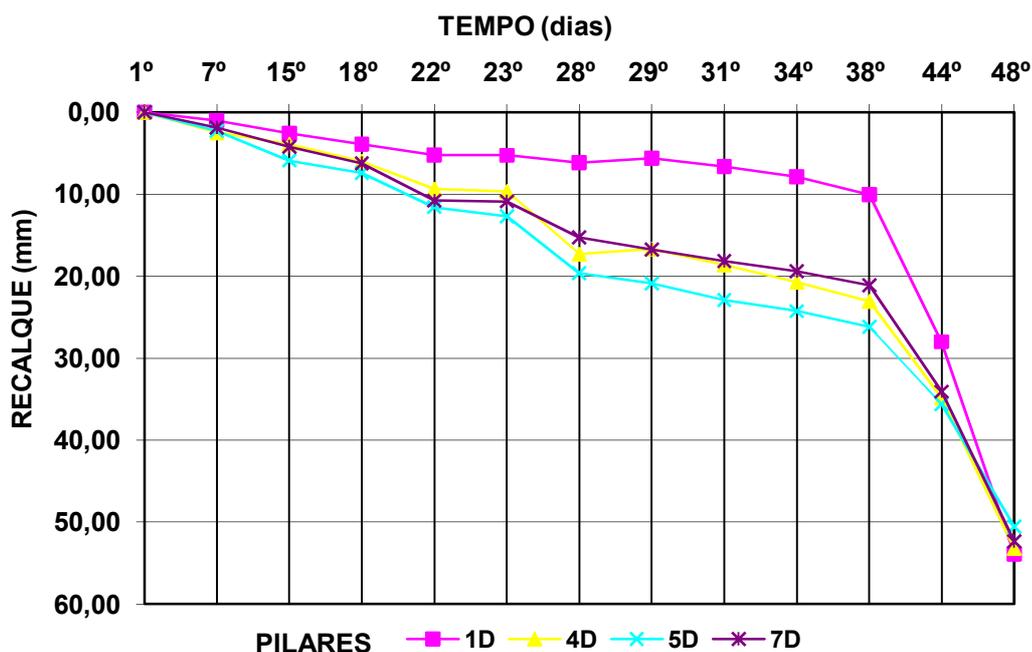


Gráfico 5: Recalques dos pilares 1D, 4D, 5D e 7D.
Fonte: Geotécnica (1983).

Nota-se que para os pilares que não foram reforçados com estacas EIA observou-se um comportamento de recalque mais expressivo, pois estes pilares estavam recalcando em função dos mais comprometidos (1A, 3A, 4A, 1B e 3B). Sendo que os gráficos citados acima, dos pilares que não foram reforçados, demonstram uma aceleração dos recalques a partir 38º dia, devido ao reposicionamento do prédio ocasionado pelas estruturas no mesmo período.

“Estes pilares identificados como mais críticos, devido aos elevados valores dos recalques, após sete dias da execução do reforço tipo *underpinning* houve a predominância de recalque positivo, ou seja, os pilares não estavam recalcando e sim estabilizando os prédios, que começaram a recalcar em sentido contrario se elevando, deixando-o estabilizar próximo do seu estado inicial para começarmos o reforço nestes pilares” (GUIMARÃES FILHO, 2010).

O Gráfico 6 compila o desempenho de todos os pilares reforçados, elaborado a partir das informações obtidas do nivelamento geométrico. É possível observar a evolução dos recalques através do aumento brusco ocorrido e da estabilização através das estacas injetadas autoperfurantes a partir do 28º dia, os valores negativos para o eixo dos recalques totais indicam o reposicionamento da estrutura.

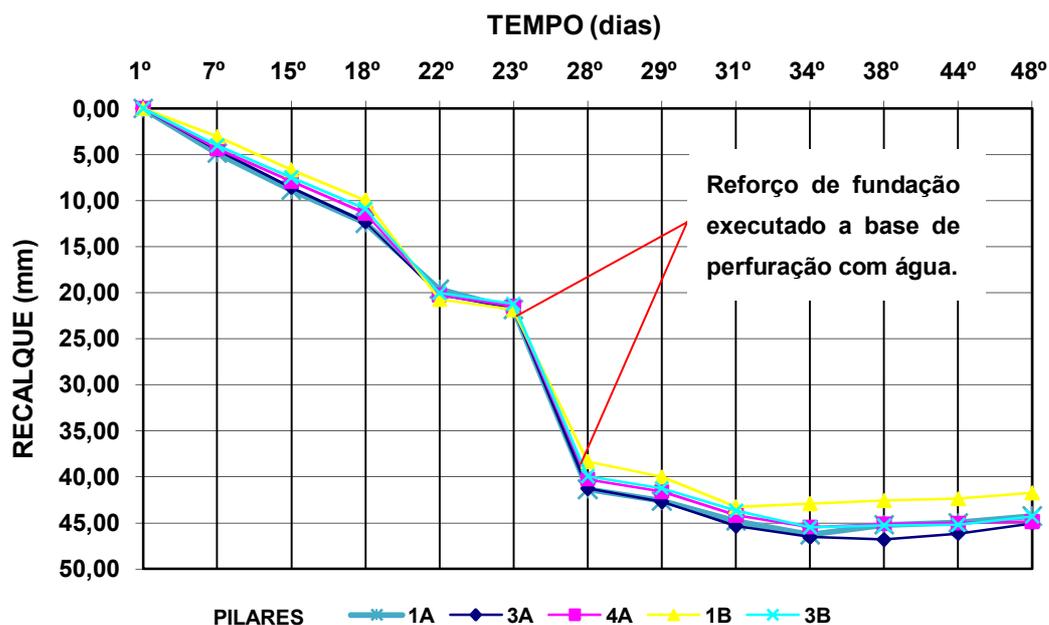


Gráfico 6: Evolução e estabilização dos recalques dos pilares reforçados.
Fonte: Geotécnica (1983).

Pode-se considerar que após este período o processo de cura da calda de cimento após a injetabilidade consolidou-se com o solo circundante a estaca, melhorando as características do maciço (Fotografia 15). Aumentando o bulbo de tensões confinantes na camada de solo resistente, diante da criação de uma tensão tangencial de atrito ao bulbo, já que a fundação antiga foi apoiada em camada de solo compressível não gerando este acréscimo de tensões.



Fotografia 15: Detalhe da EIA para reforço de fundação.
Fonte: ESTE (1983).

As medidas de recalque permitiram identificar a tendência de estabilização do recalque total, mostrando a eficácia do reforço estrutural executado nos pilares.

Como foram realizados vários levantamentos sucessivos, foi possível calcular a velocidade de recalque dos pilares 1A, 3A, 4A, 1B e 3B, desde o primeiro levantamento onde os determinados pontos estavam sofrendo maiores movimentações. Ambos os levantamentos foram obtidos em duas etapas: a primeira antes da execução do reforço e a segunda após o 28º dia.

A Tabela 18 compila os resultados da velocidade de recalque de cada pilar.

Tabela 18: Velocidade de recalque.

PONTOS	Leitura inicial	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Leitura 4	Leitura 5	Leitura 6	Leitura 7	Leitura 8	Leitura 9	Leitura 10	Leitura 11	Leitura 12
	Velocidade de Recalque (μ /dia)												
Dias	1º	7º	15º	18º	22º	23º	28º	29º	31º	34º	38º	44º	48º
RN Principal	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1A	0,00	4,85	8,85	12,44	19,63	21,83	41,35	42,63	44,81	46,28	45,22	44,98	44,27
3A	0,00	4,50	8,60	12,32	20,26	21,61	41,28	42,73	45,35	46,55	46,80	46,14	45,04
4A	0,00	4,37	7,90	11,39	20,25	21,46	40,25	41,58	44,14	45,45	45,10	45,03	44,86
1B	0,00	3,05	6,66	9,95	20,75	21,85	38,32	40,02	43,25	42,90	42,57	42,38	41,73
3B	0,00	4,04	7,48	10,90	20,03	21,19	39,93	41,22	43,70	45,50	45,27	45,23	44,28

Fonte: Autor (2010).

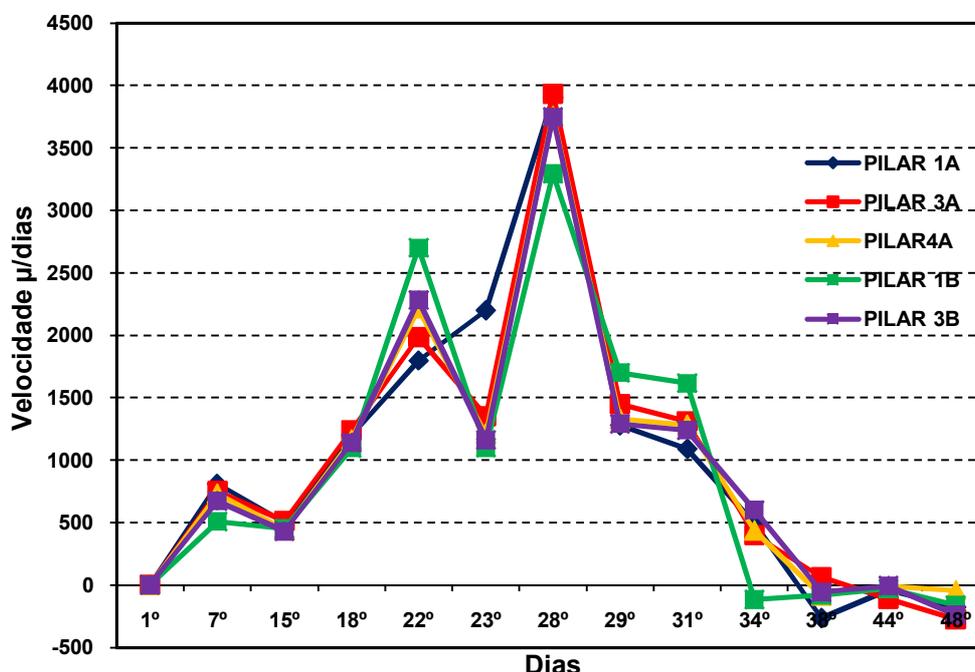


Gráfico 7: Velocidade de recalque dos pilares.

Fonte: Autor (2010).

Perceber-se que a partir de 28º dia ha tendência do gráfico de velocidade mudou e tende à zero para os pilares devido à intervenção realizada.

As cinco linhas do gráfico que representa os pilares, indicam claramente a tendência de estabilização do processo de recalques e, portanto, o desempenho adequado dos serviços de reforço estrutural, indicado através da velocidade negativa do recalque demonstrando o reposicionamento dos pilares.

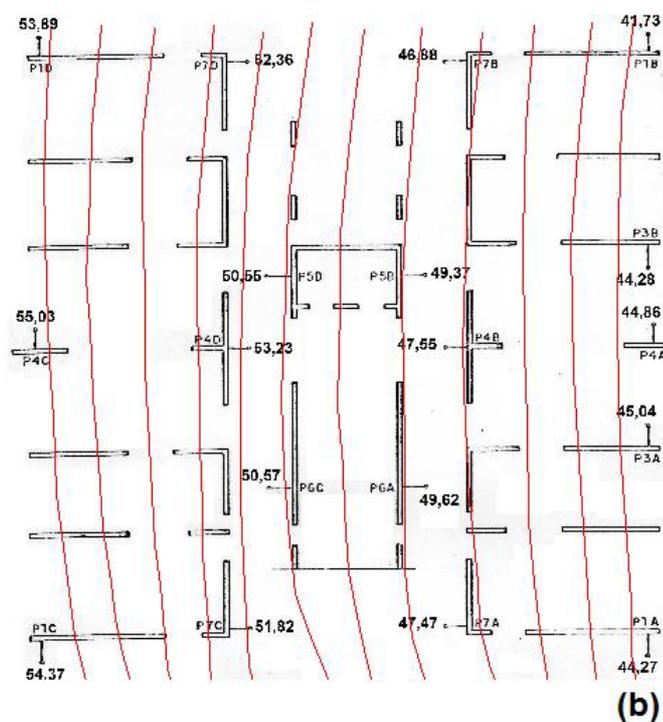
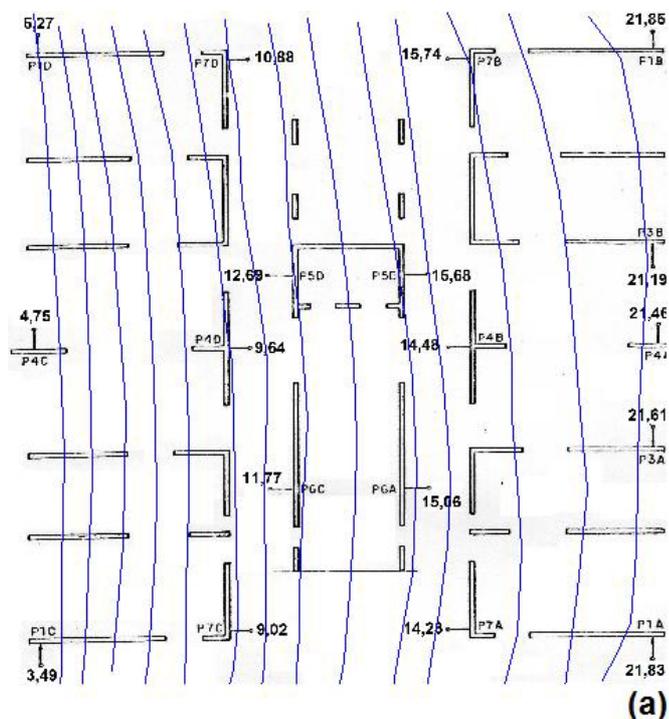


Figura 55: Curvas de isorecalques (a) antes do reforço dos pilares 23º dia, (b) depois do reforço dos pilares 48º dia.

Fonte: Autor (2011).

Assim os prédios que estavam na iminência de cair e interditados para moradia, foram recuperados pela aplicação de reforço com EIA, sendo demonstrada a sua eficiência ao longo do tempo, de 1983 até os dias atuais, observadas nas fotografias abaixo indicando o sucesso da execução do reforço.



Fotografia 16: Vista geral dos edifícios, (a) prédios interditado antes da execução de reforço - 1983, (b) prédios habitados reforçados com EIA - 2011.
Fonte: (a) ESTE Geotecnia e Fundações (1983); (b) Autor (2011).

4.2 Aterro Estaqueado – Década de 90

4.2.1 Caso de Obra 2 - Mato Grosso do Sul / MS

A obra pertencente à estruturação de aterro sob solo mole situa-se em Chapadão do Sul/MS, integra a construção da ligação Ferroviária de Santa Fé do Sul/Cuiabá trecho 1.

O projeto original do aterro em referência previa a transposição do bolsão de solo compressível através do emprego de sobrecarga temporária, bermas de equilíbrio com 5 m de extensão, camadas de geossintéticos na base do aterro e aceleração dos recalques através de geodrenos verticais espaçados de 2,5 m entre si.

No entanto, embora tecnicamente correta tal solução exigiria vários meses para o desenvolvimento da consolidação da camada de solo mole, o que atrasaria o cronograma de implantação e operação do novo trecho da ferrovia.

A solução alternativa adotada previa a sustentação do aterro através de um sistema de reforço composto por uma malha quadrada de estacas injetadas autoperfurantes.

A Ferronorte só foi inaugurada no prazo pelo reforço de solo mole com 93.000 m de EIA executadas com comprimento de 12,89 m e diâmetro nominal de 200 mm (Fotografia 17).



Fotografia 17: Vista aérea da implantação das estacas com capitéis
Fonte: ESTE (1999).

A área destinada para implantação da obra consiste em um bolsão de solo muito mole com 400 metros de extensão e profundidade de até 10 m. Neste trecho foram realizadas sondagens a percussão cujos resultados estão no perfil geotécnico apresentado nos desenhos consultados, com substrato geológico formado por camadas de argila e areia (Figura 56).

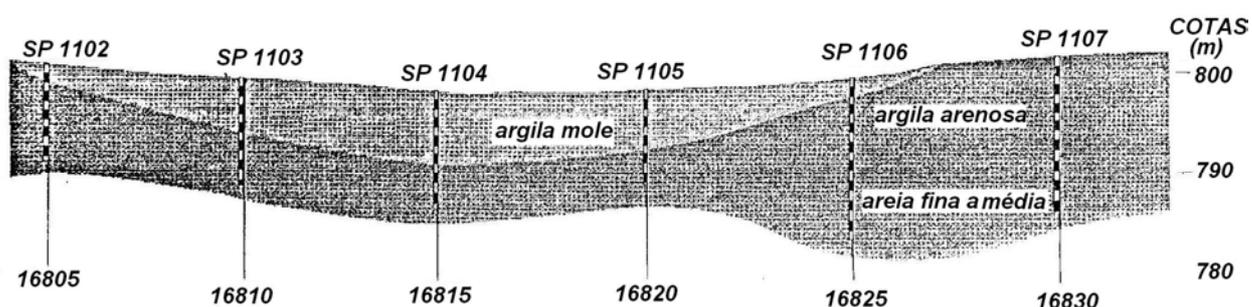


Figura 56: Perfil geológico-geotécnico Chapadão do Sul/MS.
Fonte: ESTE (1999).

De acordo com os resultados das sondagens na Figura 57, os sedimentos lacustres são constituídos basicamente por duas camadas: a primeira de argila lacustre (argila com areia fina a média e argila plástica com matéria orgânica preta)

e a segunda sobrejacente de sedimentos arenosos (areia fina a média de cor variegada).

Esta argila que aparece na superfície do terreno é muito mole com índice de resistência a penetração N_{SPT} de 0 a 1, sendo que o nível d' água também é superficial com lençol freático detectado entre as profundidades de 0,20 m a 1,00 m.

Abaixo desta camada muito mole ocorre uma transição com espessura da ordem de 2 m, de uma camada de argila arenosa com N_{SPT} entre 2 e 12. A camada subjacente é de uma areia fina a média de alta compactidade com valor de SPT na ordem de 30, onde as sondagens são paralisadas.

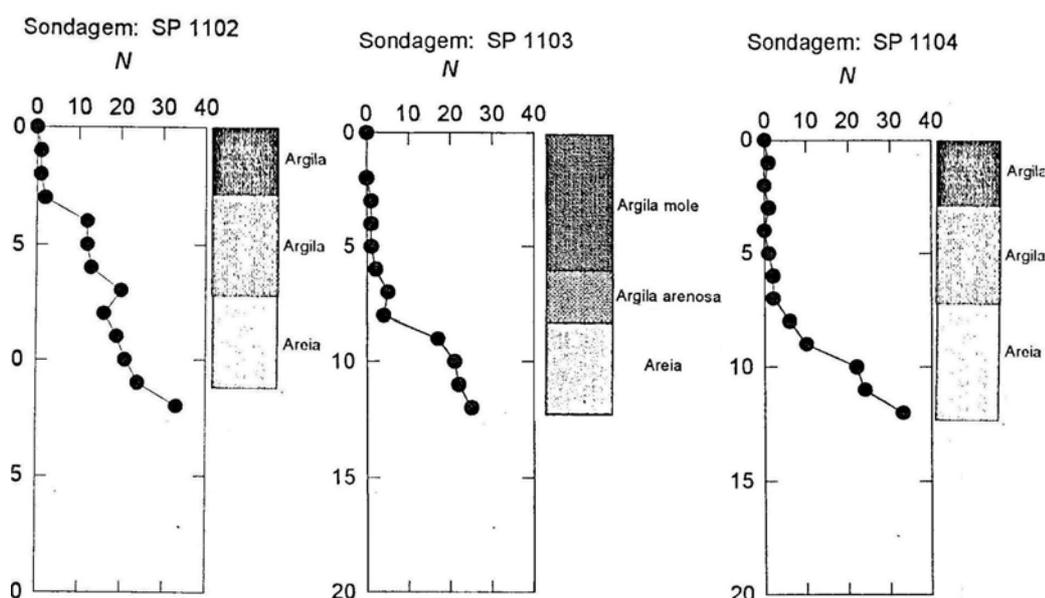


Figura 57: Caracterização geotécnica da área de estudo.
Fonte: ESTE (1999).

A técnica de reforço de solos com estacas injetadas autoperfurantes é utilizada quando se pretende aumentar a capacidade de carga aliviando a camada de solo mole reduzindo os recalques. A sua utilização é responsável por um aumento da estabilidade de aterros em solos moles, sendo que sua superfície de deslizamento passa a interceptar as estacas que apresentam características mecânicas superiores as do solo.

Sob os 24 m centrais do corpo do aterro, foram executadas cerca de 5267 estacas com malha quadrada de 1,35 m, e sob os 8 m laterais em ambas as bermas

do aterro a malha mudou para espaçamento de 1,80 m, com cerca de 1975 estacas.

O aterro projetado era muito alto atingindo 9 metros sobre a superfície do terreno original, a largura do aterro era de 20 m e os taludes de 1,5:1 (h:v). À meia altura do talude projetaram-se bermas de equilíbrio com cerca de 5 m de extensão lateral (Figura 58).

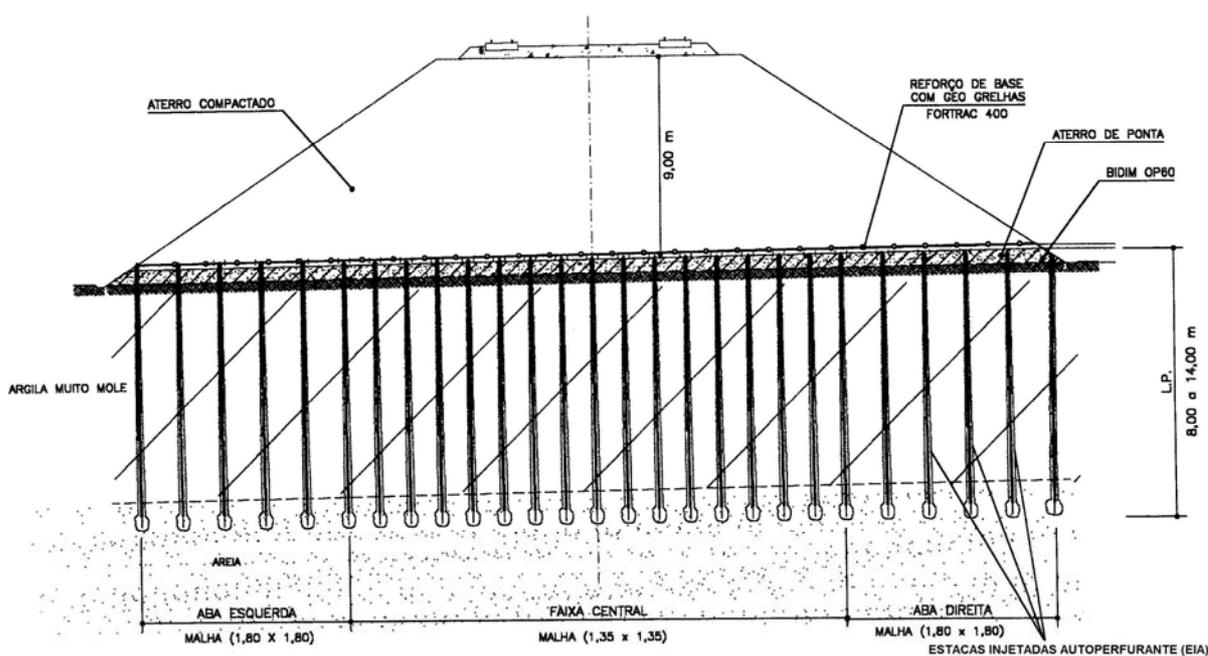


Figura 58: Seção esquemática – estruturação de solo mole com EIA.
Fonte: ESTE (1999).

Sendo que em aterros estaqueados as estacas atuam como elementos rígidos capazes de absorver parcelas de cargas transmitidas pelo aterro a camadas mais resistentes do subsolo.

O conjunto estaca/solo circundante é um sistema que se processa pelo efeito de arco no aterro e solo, o qual provocam acréscimo de cargas nas estacas. As EIA tiveram função de determinaram a redução de assentamentos globais, mas também os assentamentos diferenciais entre a estaca e o solo envolvente.

Uma das grandes vantagens da utilização deste tipo de estaca está relacionada com a possibilidade de evitar a troca de solo, com escavações em grandes profundidades. O que demandaria taludes mais abatidos e conseqüentemente maiores áreas laterais para a escavação, contribuindo esta

técnica para diminuir o impacto ambiental causado pelos materiais escavados em larga escala acarretando problemas ambientais de bota-fora.

A elevada capacidade deste tipo de estaca descartou a possibilidade da utilização de pré-carregamentos, evitando o trabalho da remoção deste material sobre o aterro definitivo, aumentando a produtividade da obra e favorecendo uma contribuição econômica devido às escavações serem condicionadas a custos elevados.

Para distribuir as tensões verticais para as estacas e auxiliar no suporte de carga do aterro foram utilizadas geogrelhas, de elevada resistência e rigidez que ajudaram a aumentar o fator de segurança em termos de estabilidade global.

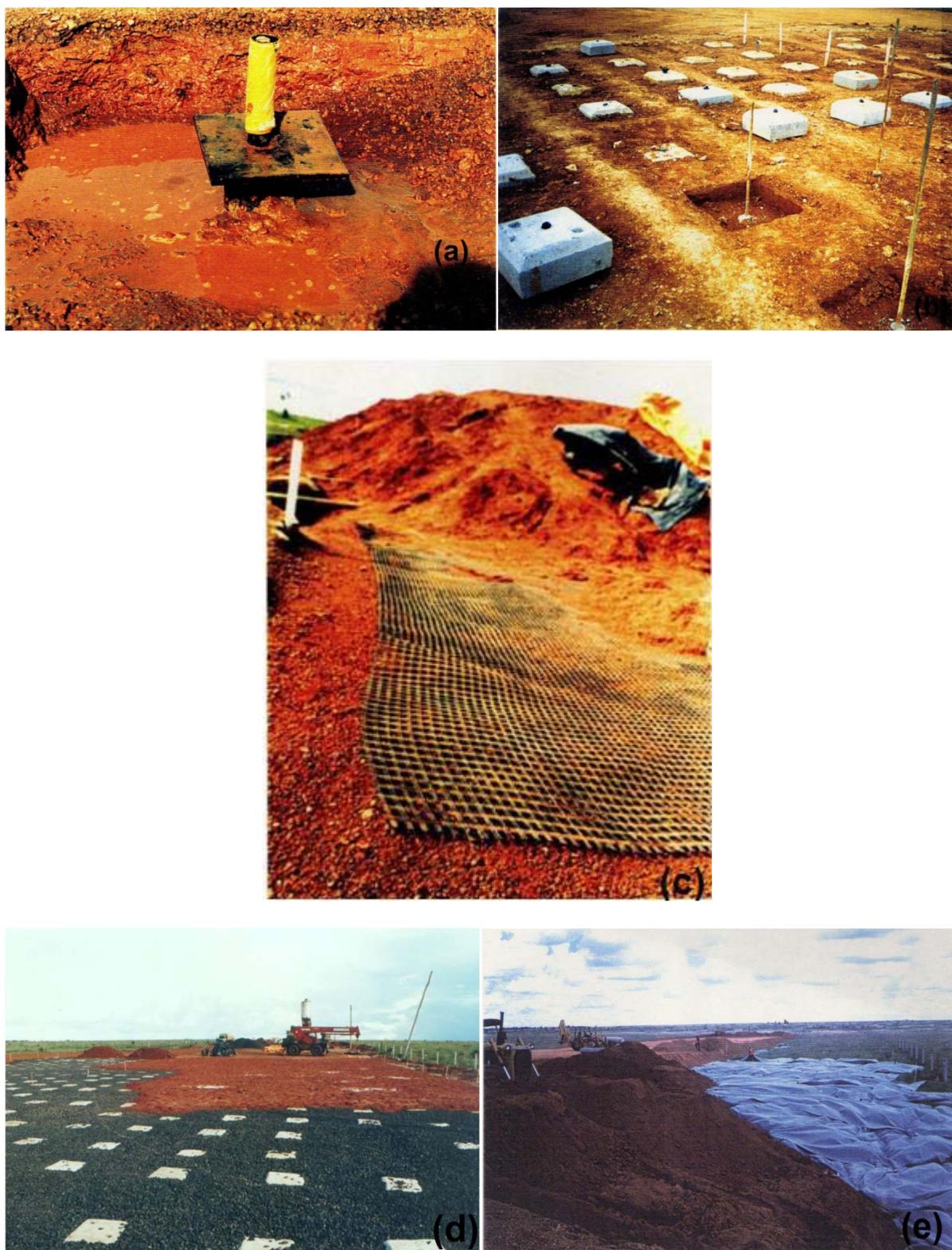
Permitindo assim aumentar a malha de espaçamento das estacas reduzindo o tempo de execução e os custos envolvidos na obra (Fotografia 18c).

“A utilização de capitéis sobre a cabeça das estacas, absorvem maiores parcelas do carregamento, devido à maior área de contato com o aterro, isto decorre do efeito de arqueamento do material do aterro com a deformabilidade do solo mole” (MACEDO, 2002).

Macedo (2002) cita que a fundação é muito compressível em função dos espaçamentos entre os capitéis. Sendo que o efeito de arco é reduzido tornado-se necessário a inserção de um geossintético na interface do aterro-solo-capitel de modo a corrigir a distribuições de tensões.

Adotaram-se capitéis pré-moldados de concreto armado com dimensões de 60 cm x 60 cm e espessura de 10 cm, devido à elevada altura do aterro, considerando que o mesmo deveria ser bem compactado (Fotografia 18b).

Entre os capitéis foram executados aterros compactado de brita, para melhor funcionamento deste tipo de estaca, considerando-se necessário a utilização de lastros de brita, a fim de, por efeito de arco e funcionar como elementos destinados a transmissão total de sobrecargas às estacas (Fotografia 18d).



Fotografia 18: Sequencia executiva: (a) cabeça da estaca, (b) capitéis implantados, (c) geogrelha sobre EIA, (d) camada de brita entre as estacas, (e) utilização de manta geotextil.
Fonte: ESTE (1999).

Prova de carga estática

O referido ensaio teve como objetivo fornecer indicadores quantitativos do serviço executado a nível individual do elemento portante. Porém com ressalvas em relação ao seu valor para admitir a mesma carga de ensaio, quanto ao grupo ou conjunto estruturado solo + estaca.

Dentro deste enfoque considera-se que a prova de carga real seria fornecida pelo próprio carregamento do aterro acompanhado pelas leituras de deformações das placas de recalque apoiadas sobre os capitéis das estacas.

A prova de carga consistiu basicamente na aplicação de esforços estáticos a estaca, tendo sido registrados os deslocamentos correspondentes. Sendo que para a aplicação da carga foi utilizado um conjunto composto por quatro macacos aferidos acionados por uma bomba e um manômetro.

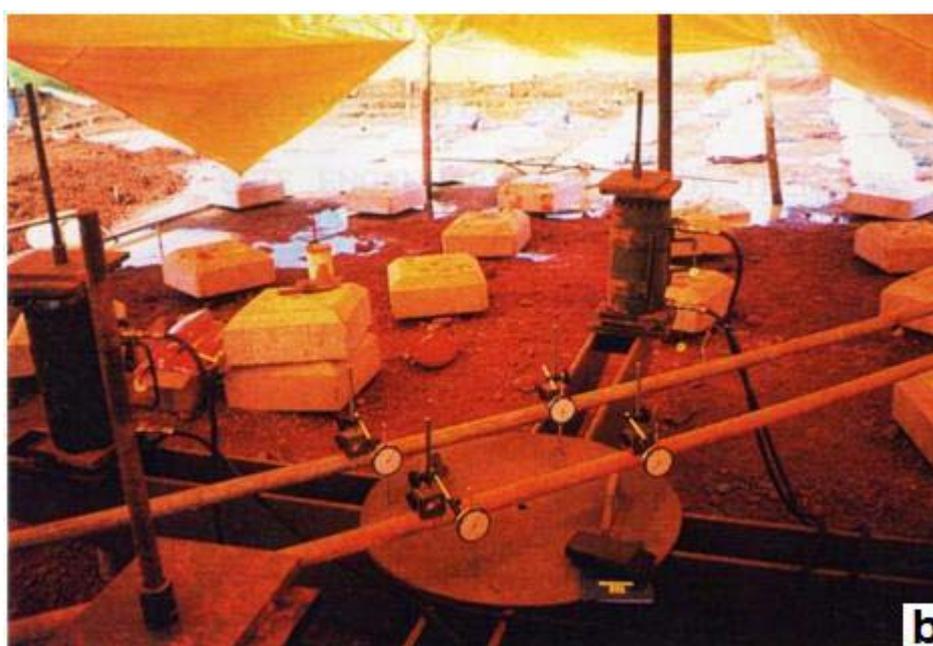
O sistema de reação foi composto por quatro estacas adjacentes tipo injetada autoperfurante que trabalharam a tração. Sobre a estaca de ensaio foi posicionada uma estrutura metálica em forma de cruz, em cujas extremidades posicionaram macacos que por tracionamento das estacas de reação comprimiram com menor excentricidade possível o centro do sistema (Fotografia 19a).

No centro da estrutura de reação soldou-se um capacete para segurar o topo da estaca ensaiada, o conjunto de instrumentação e aplicação de cargas foi protegido contra intempéries através de uma lona plástica, que cobria o sistema de reação.

Na realização da prova de carga foram utilizados macacos hidráulicos com 500 kN com bomba de alimentação manual. A instrumentação para a medição dos recalques no topo da estaca foi realizada através de quatro extensômetros, com precisão de 0,01 mm e cursor de 2 polegadas, posicionados ortogonalmente no bloco de coroamento (Figura 59).

Estes extensômetros possuíam bases magnetizadas que eram fixadas em vigas de referência, instaladas paralelamente à estaca teste. A haste dos extensômetros apoiava-se sobre placas de acrílico coladas em cada extremidade da placa metálica sobre o bloco de coroamento da estaca teste, esta placa com

diâmetro de 600 mm foi utilizada para melhorar a distribuição das tensões sobre a estaca (Fotografia 19b).



Fotografia 19: (a) sistema de reação em forma de cruz, (b) detalhe dos extensômetros sobre placa de aço.
Fonte: ESTE (1999).

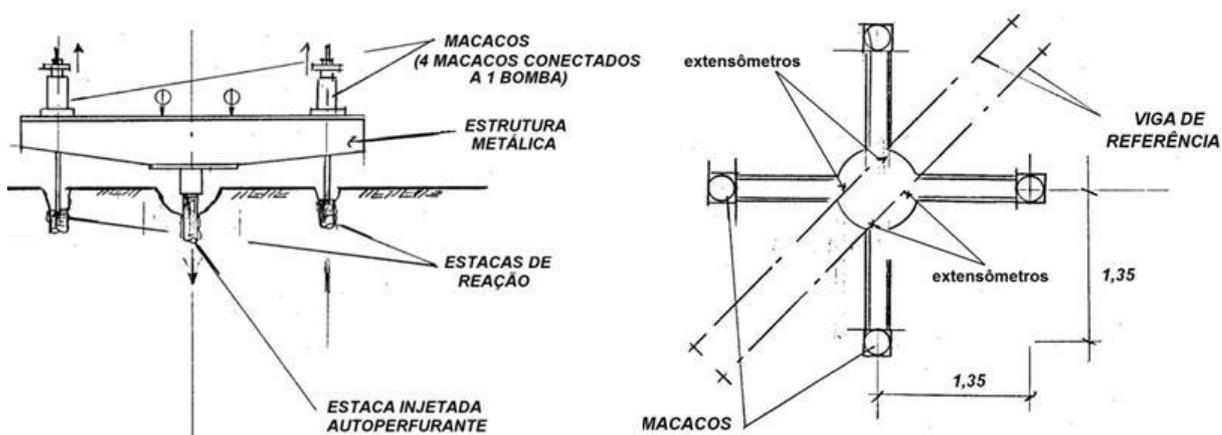


Figura 59: Corte e planta do sistema de reação.
Fonte: ESTE (1999).

O ensaio de compressão teve incrementos de carga com 4 toneladas, até que fosse atingida a carga máxima prevista, que era de 40 toneladas.

Após a estabilização das deformações foi mantida por 12 horas a carga máxima de ensaio, sendo que os extensômetros acusavam uma deformação acumulada de 31,02 mm. O descarregamento foi realizado em estágios de 10 toneladas, constatando uma deformação residual de 23,42 mm verificando que a estaca ensaiada atendeu a carga máxima de ensaio, com uma deformação de 16% do diâmetro da estaca.

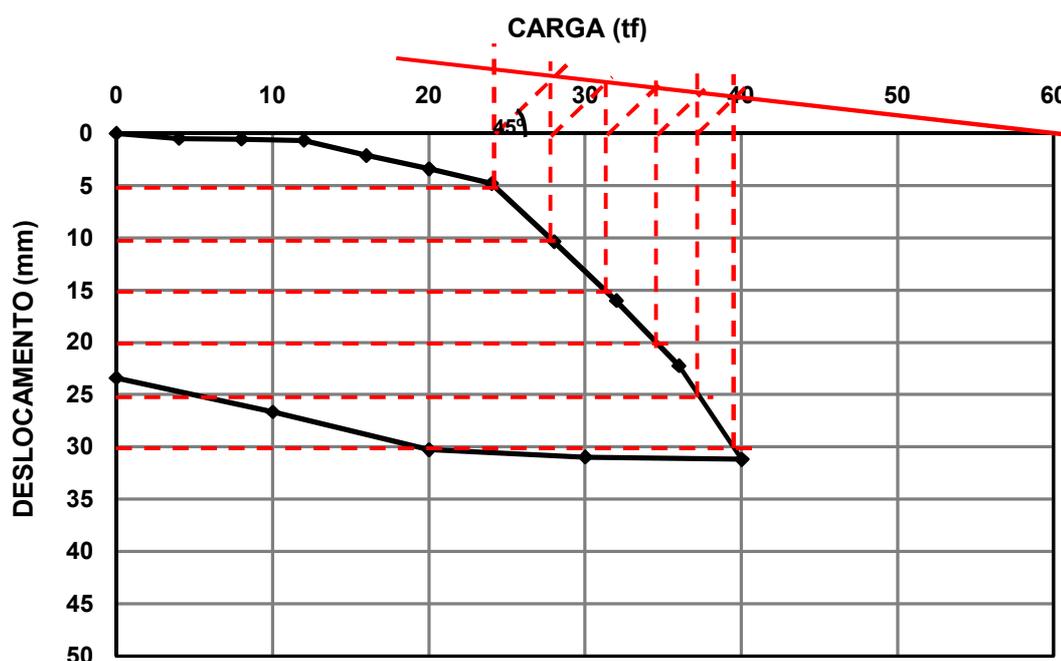


Gráfico 8: Curva carga x recalque da estaca M-221.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (1999).

4.3 Fundações de Novas Estruturas – Década de 2000

4.3.1 Caso de Obra 3 – Aracati / CE

Geralmente a construção de um Parque Eólico tende a se concentrar em atividades de montagem mais mecânicas dos aerogeradores do que na execução em obras de infra-estrutura civil. Para a instalação das torres faz-se necessário a execução de bases de apoio, que receberão e transmitirão cargas provenientes dos aerogeradores para as fundações.

Estes tipos de estrutura recebem cargas verticais e horizontais, além de momentos fletores na sua base, garantindo papel importante em seu funcionamento eletromecânico.

Em 2008, iniciou-se a construção de um grande Parque Eólico na Região Nordeste do Brasil, na cidade de Aracati/CE.

O Parque Eólico é composto por 67 aerogeradores entre a foz do rio Jaguaribe e a praia de Canoa Quebrada no Sudeste do Estado do Ceará, dividido em dois Parques denominados Bons Ventos e Canoa Quebrada. Cada aerogerador com capacidade de 2,1 megawatts, o que corresponderá a uma geração de 138,5 MW suficientes para abastecer uma cidade de 500 mil habitantes.

O projeto inicial previa fundações profundas do tipo hélice contínua monitorada, sendo inviável para o local da obra formado por dunas. Levando ao adiamento da construção do Parque Eólico devido a metodologia de execução deste tipo de estaca, conforme o exposto a seguir:

- A perfuratriz não tem estabilidade devido às condições do solo de apoio das esteiras (solo arenoso);
- Aumento do número de maquinário, como guindaste auxiliar para introduzir a armação;
- Dependência de usina de concreto;
- Distâncias com mais de 3 horas até o local da obra, o que comprometeria a resistência e o vencimento do concreto;

- Durante a concretagem o risco do concreto iniciar repentinamente a pega, levando a substituir o seu traço e usar aditivos retardadores;
- Entupimento da tubulação de injeção devido à pega ou segregação dos materiais do concreto.

Os aspectos acima citados além de outros, fez com que as estacas injetadas autopercutantes fossem a solução, pelo fato de não apresentarem os inconvenientes deste outro tipo de estaca, tendo como grande vantagem a central de injeção *in loco*.

As torres foram apoiadas em bases circulares de concreto com 11 metros de diâmetro, sendo que estes elementos possuem fundações profundas constituídas de estacas injetadas autopercutantes. Foram projetadas para cada base 36 estacas com inclinação de 0 a 12° graus em relação a vertical (diâmetro 300 mm) com um total de 2.412 estacas, com uma metragem de estacas que variaram de 10 a 27 m (Figura 60).

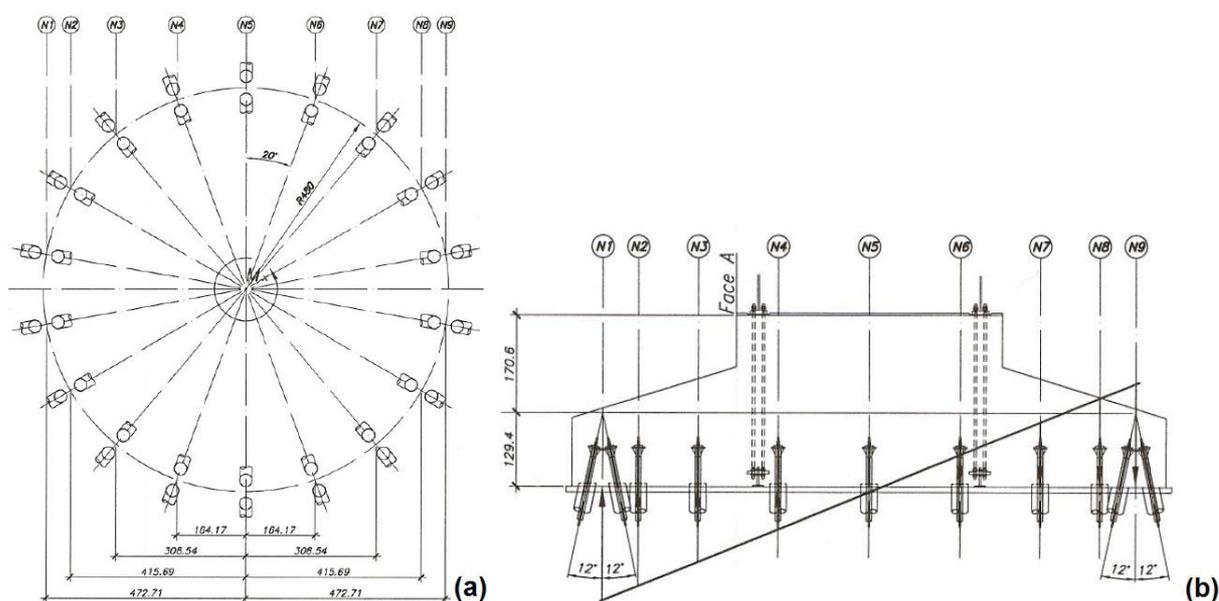


Figura 60: (a) planta de localização das estacas, (b) corte da seção da base com vista das estacas injetadas autopercutantes.

Fonte: ESTE (2008).



Fotografia 20: Sequencia executiva de implantação de Aerogeradores com estacas injetadas autoperfurantes com diâmetro nominal de 300 mm.
Fonte: Autor (2008).

O plano costeiro do estado do Ceará é representado por depósitos sedimentares da costa brasileira ocasionados pelas flutuações do nível do mar. A área de estudo é formada basicamente por depósitos litorâneos cenozóicos, ao qual constituem grandes depósitos eólicos formados a partir da remoção da face de praia pela deflação eólica originando as paleodunas e dunas.

As paleodunas ocorrem segundo BRASIL (1998) apud FONTELES (2003) como uma faixa mais ou menos contínua ao longo da costa cearense, repousando sobre os sedimentos da Formação Barreiras¹⁰ e, em grande parte coberta pelas dunas móveis ou recentes.

São compostas por areias bem selecionadas de granulometria fina a média, por vezes siltosa com tons amarelados, alaranjados e acinzentados, de composição quartzosa e/ou quartzo-feldspática.

“As dunas distribuem-se como um cordão contínuo, disposto paralelamente a linha da costa, com uma largura média de 2-3 Km e espessuras atingindo 30 m. São compostas por areias de cor branca, bem selecionadas de granulometria fina a média, quartzosas, com grão foscas e arredondados” (FONTELES, 2003).

Dessa forma em linhas gerais, o perfil geotécnico na área de implantação do Parque Eólico é caracterizado por mais de 30 metros de solos arenosos, com compacidade crescente com a profundidade os quais fazem parte destes sistemas geológicos. A Figura 61 apresenta um perfil típico da região de implantação da obra, sendo representada por uma sondagem a percussão, realizada em umas das bases dos aerogeradores.

¹⁰ Os materiais da Formação Barreiras são compostos por sedimentos areno-argilosos, consolidados a inconsolidados, com coloração avermelhada, creme ou amarelada, mal selecionados, de granulação variando de fina a média, com níveis conglomeráticos e lateríticos, MORAIS (1984) e BRASIL (1998).

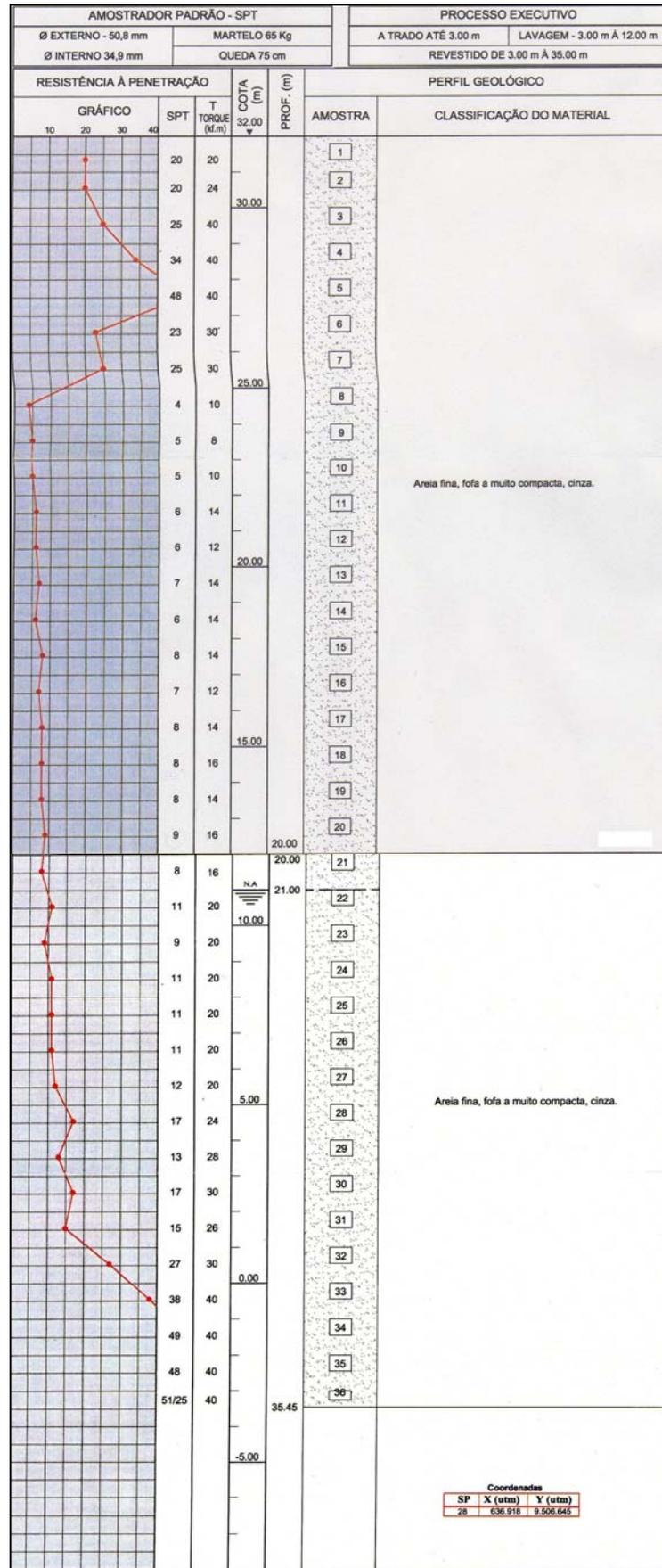


Figura 61: Caracterização geotécnica típica da obra
 Fonte: ESTE (2008).

Para analisar o comportamento da curva x carga recalque dos elementos de fundação foram realizadas cinco provas de carga estáticas com carregamento lento no Parque Eólico Bons Ventos.

Os trabalhos envolveram uma prova de carga a compressão, duas a tração e uma com carregamentos tipo horizontal localizado na base (NCQ -28).

No mesmo Parque em outra base (NCQ-23) foram realizados os mesmos ensaios a fim de determinar a carga de ruptura das estacas. Para os ensaios de compressão e tração foram efetuados carregamentos com uma carga muito além da carga de projeto das estacas.

Estes ensaios foram executados sobre cavaletes compostos por estacas injetadas autoperfurante com 18,70 m de comprimento.

No Parque Eólico de Canoa Quebrada, encontra-se a base para aerogeradores (NCQ-11). Nesta base foram realizadas três provas de carga estáticas, um ensaio a compressão para estaca com 12,45 m, e dois a tração em estacas de 12,00 m.

Os cavaletes em Canoa Quebrada ensaiados a compressão e a tração foram reforçados cada um com quatro barras de aço tipo Rocsolo 40 t, para que se tornasse possível sua ligação com o sistema de reação (Fotografia 21a/b). Para as estacas de compressão e tração em Bons Ventos foram reforçadas cada uma com duas barras de aço Rocsolo com 38 mm, fixadas em duas porcas soldadas no tubo de aço de 3 ^{1/2}" armação das próprias estacas injetadas autoperfurantes.

A aplicação de carga no cavalete foi feita por intermédio de um conjunto de bomba manual e macaco hidráulico com capacidade para 400 toneladas, com um sistema de atirantamento utilizando-se as EIA.

O sistema completo reagiu em 3 cavaletes de compressão, 6 cavaletes de tração e 2 cavaletes com carregamento horizontal, sendo que na estaca de compressão foi adicionada no seu topo uma placa metálica de 20 mm para receber o macaco hidráulico (Fotografia 21c/d). O carregamento horizontal foi feito com o auxílio de um trator no sentido de maior inércia do cavalete (Fotografia 21e/f), a transferência de carga do macaco hidráulico para os elementos de compressão e tração foram realizados através de uma viga metálica dupla com 4,00 m de comprimento.



Fotografia 21: (a/b) cavalete para ensaio, (c/d) sistema de reação para ensaio de compressão, (e/f) prova de carga horizontal.
Fonte: Autor (2009).

Os ensaios de todas as estacas foram realizados junto as suas respectivas bases para demonstrar o melhor comportamento junto às características geológicas e geotécnicas do solo local.

O Gráfico 9 apresenta a curva carga x recalque para a estaca EC-01 (18,70 m) localizada junto a Base NCQ-28. Nesta estaca foi realizado um ensaio de compressão com carga máxima aplicada de 320 t, os recalques medidos nos quatro extensômetros apresentaram valores uniformes, comprovando que a carga foi aplicada sem excentricidade.

Para a carga máxima aplicada no ensaio, a estaca apresentou recalque médio máximo equivalente a 3% do seu diâmetro (9 mm), após seu descarregamento a sua deformação residual foi (2 mm), ou seja 0,6% do diâmetro da estaca. O gráfico é composto de segmentos retilíneos não caracterizando uma curva de ruptura bem definida, típico das estacas injetadas.

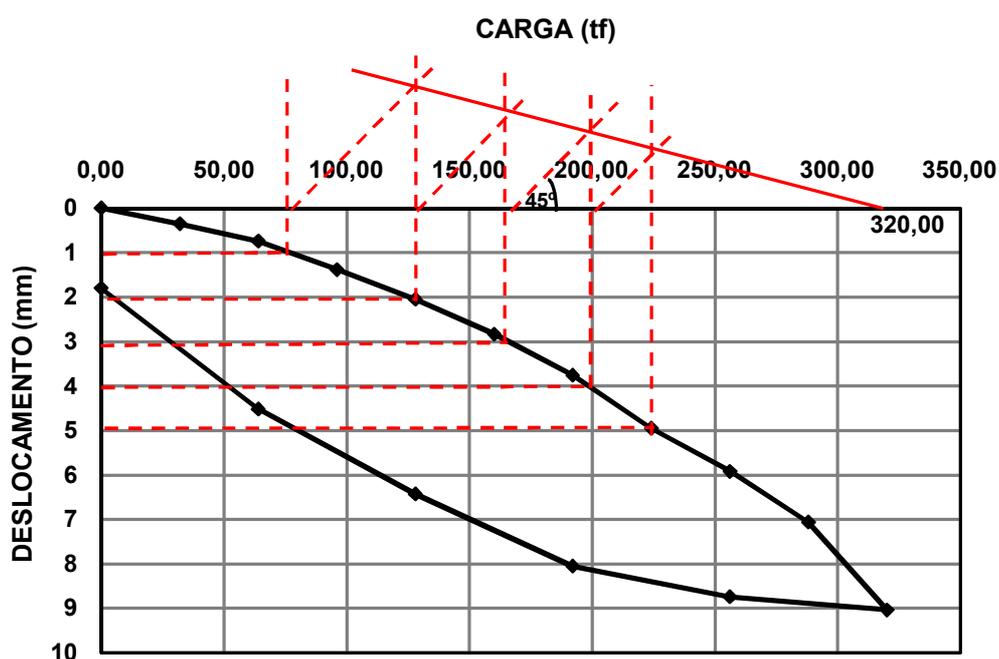


Gráfico 9: Curva carga x recalque da estaca EC-01 Base NCQ-28.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

Na mesma base NCQ-28 foram ensaiadas duas estacas submetidas à tração. A estaca ET-01 submetida ao primeiro ensaio com uma carga de 160 tf, obteve leituras dos extensômetros uniformes, demonstrando que as excentricidades verificadas foram insignificantes, com deslocamento máximo de 4% do diâmetro da estaca (Gráfico 10).

Da mesma forma que a estaca anterior, a estaca ET-02 ensaiada a tração, foi submetida a uma carga de 160 tf, apresentando os recalques medidos nos quatro extensômetros valores uniforme (Gráfico 11).

As estacas apresentaram comportamento retilíneo, tanto na fase elástica como na fase plástica da curva, dificultando a interpretação de ruptura pelo predomínio do comportamento elástico.

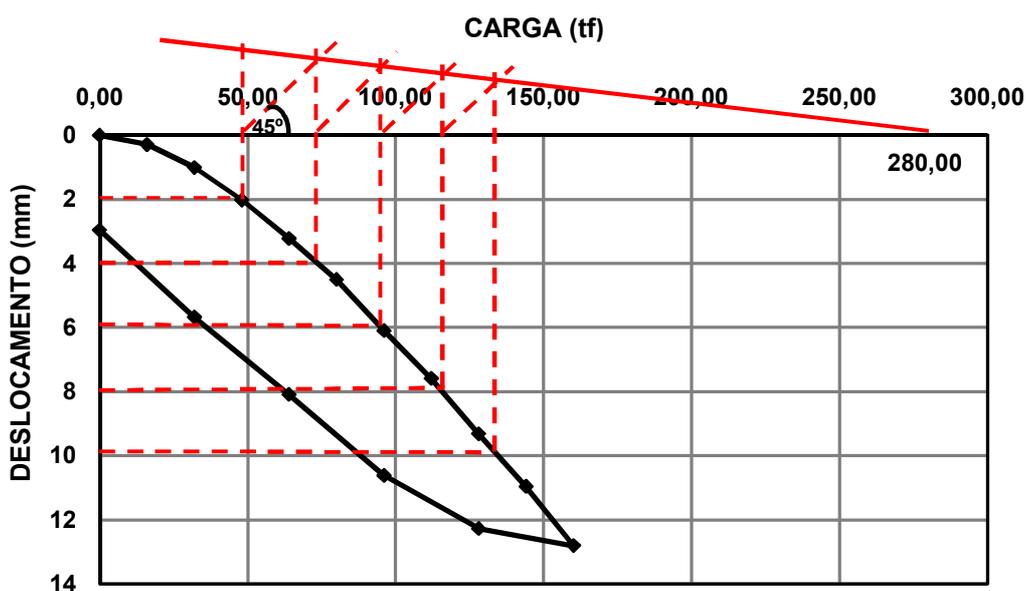


Gráfico 10: Curva carga x recalque da estaca ET-01 Base NCQ-28.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

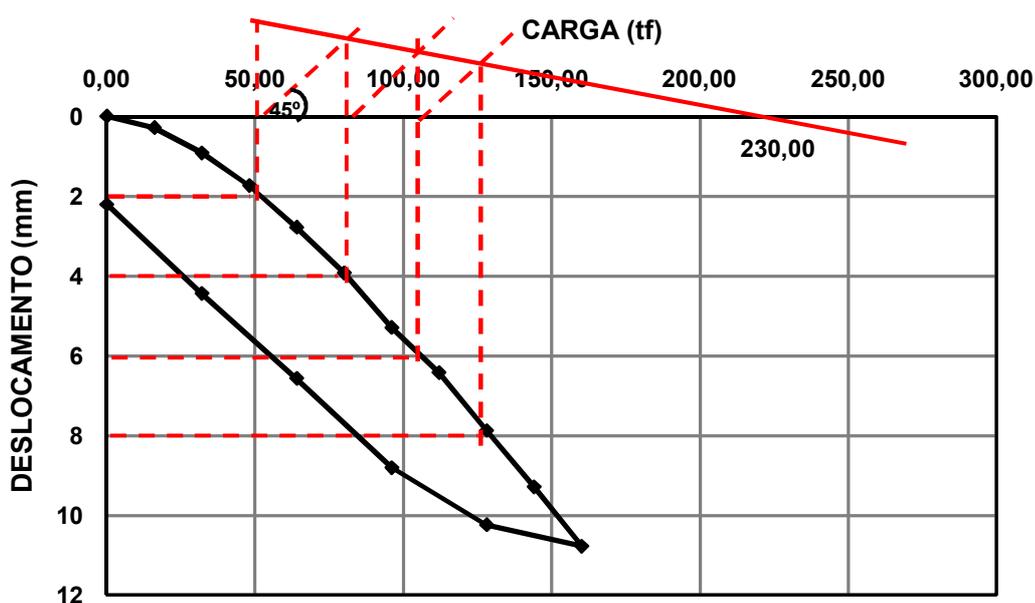


Gráfico 11: Curva carga x recalque da estaca ET-02 Base NCQ-28.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

Foram realizadas duas provas de cargas do tipo lenta com aplicação de esforços transversais nas EIA. Na Base NCQ-28 a carga máxima transversal aplicada no ensaio foi de 30 t, sendo que a carga de trabalho determinada era de 7,5 t, demonstrando que a estaca sofreu pequenos deslocamentos horizontais (Gráfico 12).

Junto a Base NCQ-23 a estaca teste submetida a carregamento horizontal, apresentou comportamento da curva carga x recalque com características similares a curva da base NCQ-28. Não apresentou ruptura bem definida conservando a mesma tendência de evolução para uma carga de ensaio de 30 tf com deslocamentos junto ao topo da estaca de 5 mm (Gráfico 13).

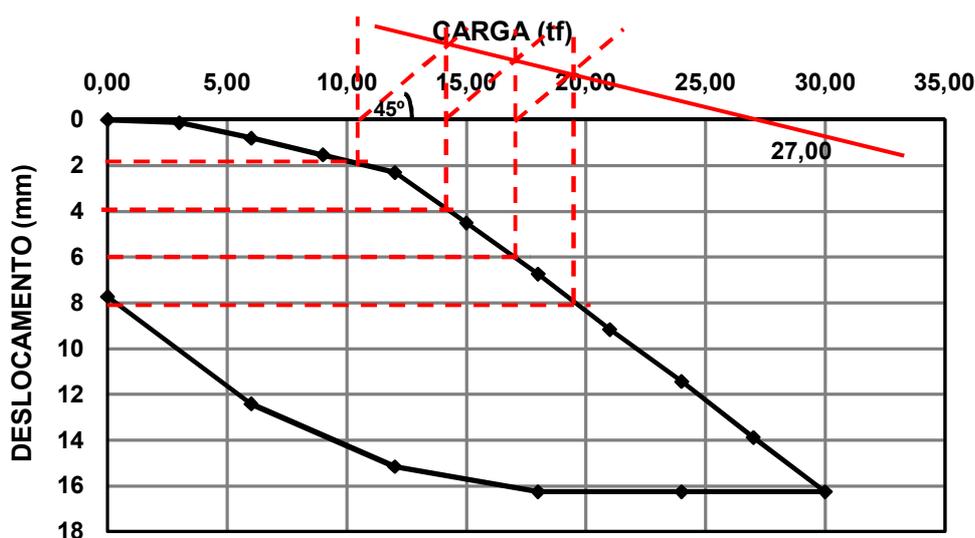


Gráfico 12: Curva carga x recalque da estaca teste EH-04 Base NCQ-28.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

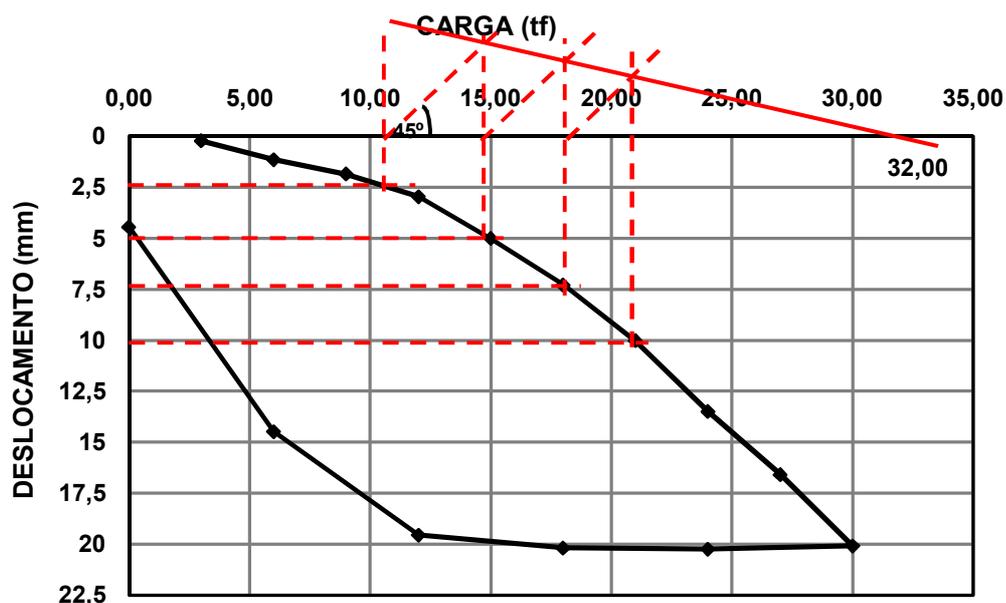


Gráfico 13: Curva carga x recalque da estaca teste EH-01 Base NCQ-23.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

A fim de determinar a carga de ruptura das estacas e contribuir com a conclusão da prova de carga foi efetuado um carregamento muito além da carga de projeto das estacas teste da Base NCQ-23. Assim iniciou-se a implementação de cargas com estágio de 50 toneladas, para cada estágio a leitura foi feita imediatamente após ser atingida a carga programada, em seguida iniciado o novo carregamento.

Este plano de reação de carga não está fundamentado na NBR 12131, sendo a carga máxima atingida de 241 toneladas para a estaca de compressão e de 120 toneladas para cada uma das estacas à tração.

O carregamento foi interrompido devido a um vazamento do macaco hidráulico, complementado a determinação da sua ruptura através da extrapolação pelo método de Mazurkiewicz.

O descarregamento foi feito de uma só vez e as leituras finais foram feitas após o descarregamento total do sistema, nos gráficos abaixo podemos ver os deslocamentos medidos para cada uma destas estacas.

Apresenta-se no Gráfico 14 a curva característica da estaca EC01 ensaiada até a ruptura.

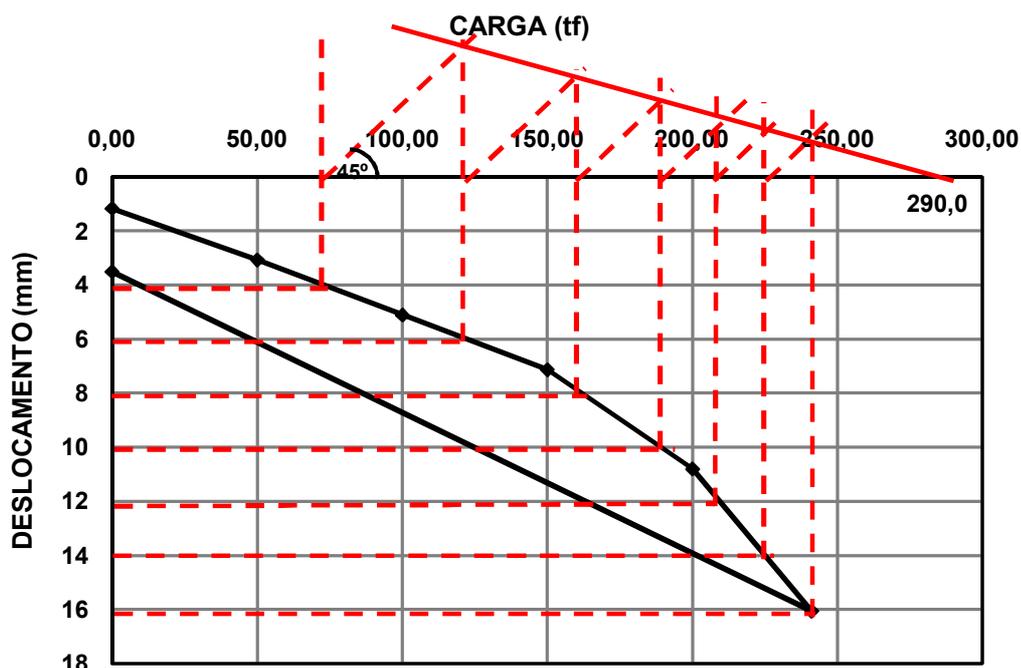


Gráfico 14: Curva carga x recalque até a ruptura EC-01 base NCQ-23
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

Pode-se observar um comportamento de ruptura abrupto, no qual o elemento de fundação suporta os incrementos de carga até valores próximos a carga de ruptura, na maior parte absorvida de pequenas deformações elásticas, tanto do solo quanto do material da estaca (aço e calda).

Este tipo de comportamento pode ser influenciado pela presença do solo arenoso, que encontra-se envolto a estaca aumentando o seu atrito lateral.

Para as estacas ET-01 ensaiada até a iminência de ruptura, o ensaio apresentou um gráfico linear após um carregamento de 25 tf. O primeiro segmento retilíneo da curva carga x recalque é ocasionado por pequenos deslocamentos, onde a carga é transferida para o solo através do fuste da estaca (Gráfico 15).

Analisando o Gráfico 16 é possível verificar que a curva recalque, no segundo ensaio até a ruptura para a estaca ET-02, seguiu a mesma tendência verificada para a estaca ET-01, sem que houvesse a ocorrência de decréscimo de carga.

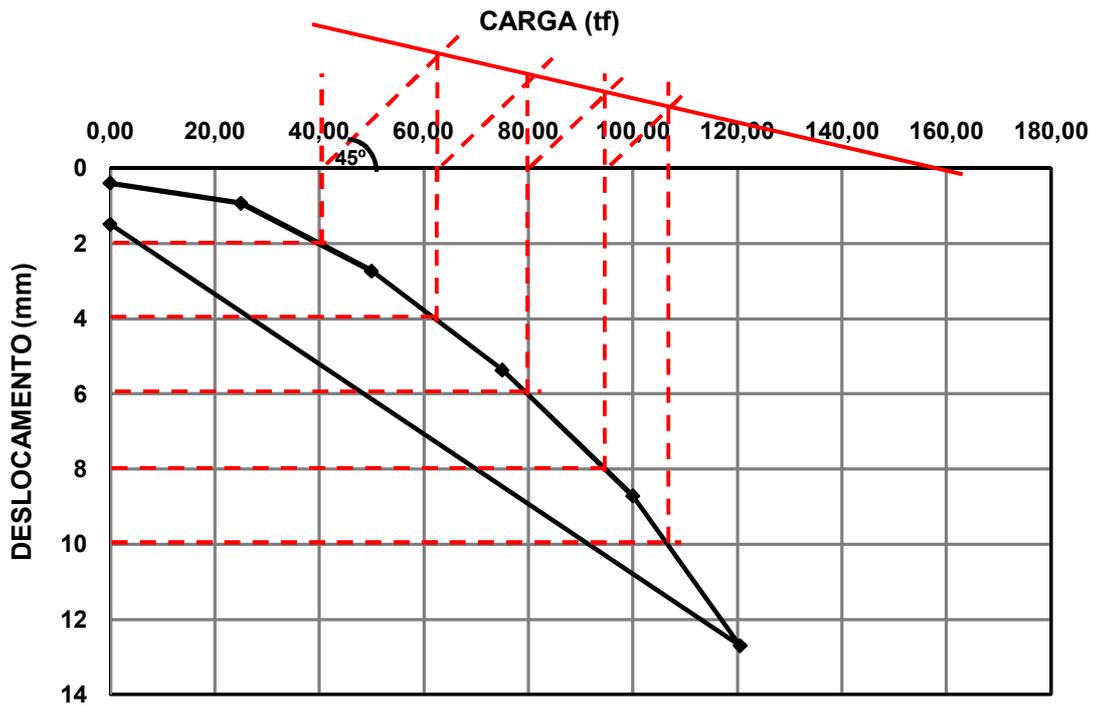


Gráfico 15: Curva carga x recalque até a ruptura ET-01 base NCQ-23.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

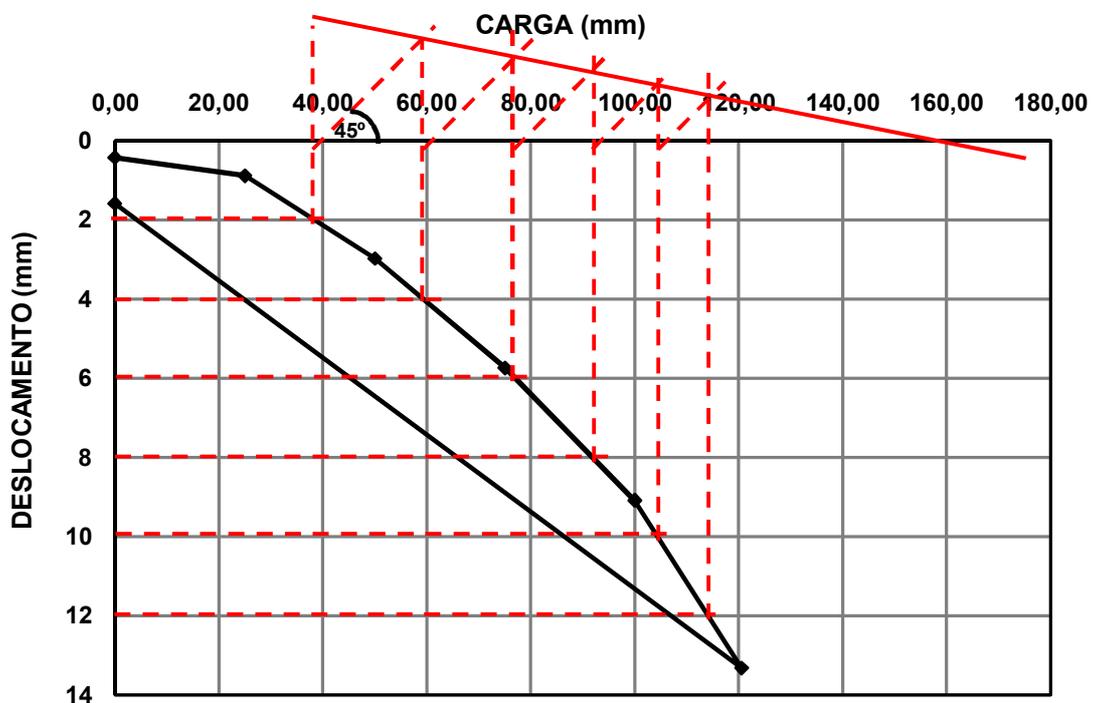


Gráfico 16: Curva carga x recalque, até a ruptura ET-02 base NCQ-23.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

Para as estacas ensaiadas até a ruptura, as cargas aplicadas conseguiram definir o comportamento da curvas carga x recalque através das duas fases, elástica

e plástica, sendo que a fase de ruptura não foi bem definida devido a problemas em função do macaco hidráulico.

Na base NCQ-11 as estacas também foram submetidas a ensaios de compressão e tração. Para a estaca EC-01 submetida à compressão o Gráfico 17 apresenta a curva carga x recalque com carregamento previsto a 2 vezes a carga de trabalho.

Para a curva com carregamento previsto a estaca apresentou um gráfico praticamente linear, dificultando a extrapolação da curva para obter a carga de ruptura. Mesmo aumentando o carregamento na fase plástica a curva se torna contínua e ininterrupta até a carga aplicada de 150 tf, com recalque máximo de 2% em relação ao diâmetro da estaca.

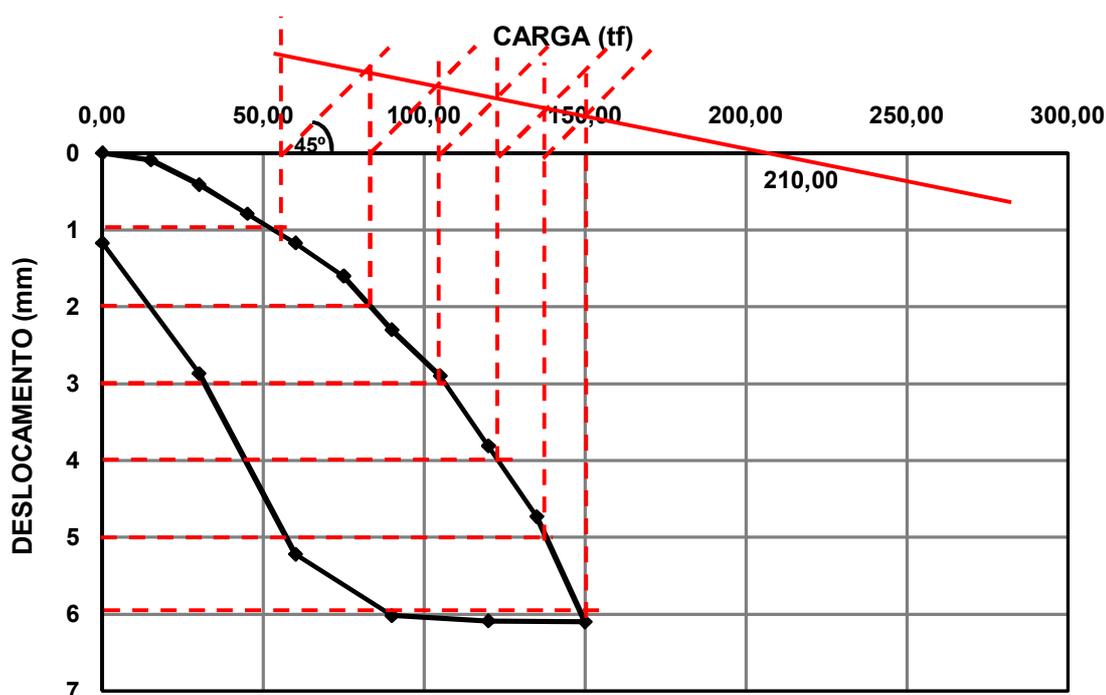


Gráfico 17: Curva carga x recalque da estaca teste EC-01 Base NCQ-11.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

Nos gráficos seguintes apresenta-se as curvas referentes aos ensaios de tração nas estacas ET-01 e ET-02, conforme a NBR 6122/2010, com carga correspondente a 2 vezes a carga de trabalho ou seja 75 tf, indicando após a estabilização da carga a plena atividade da interação solo-elemento estrutural.

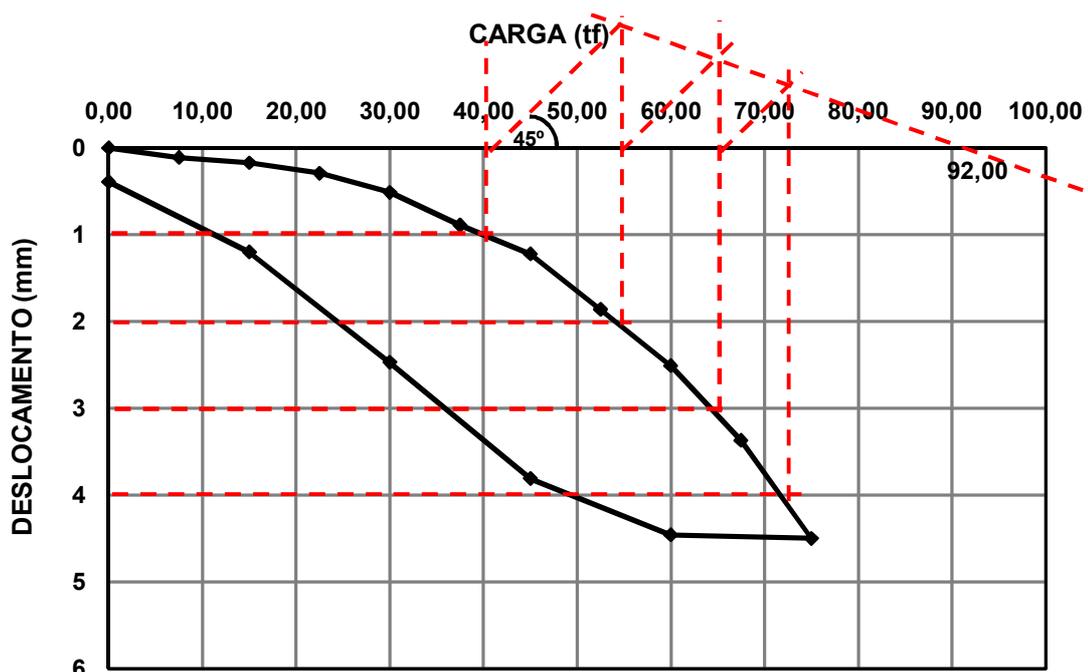


Gráfico 18: Curva carga x recalque da estaca teste ET-01 Base NCQ-11.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

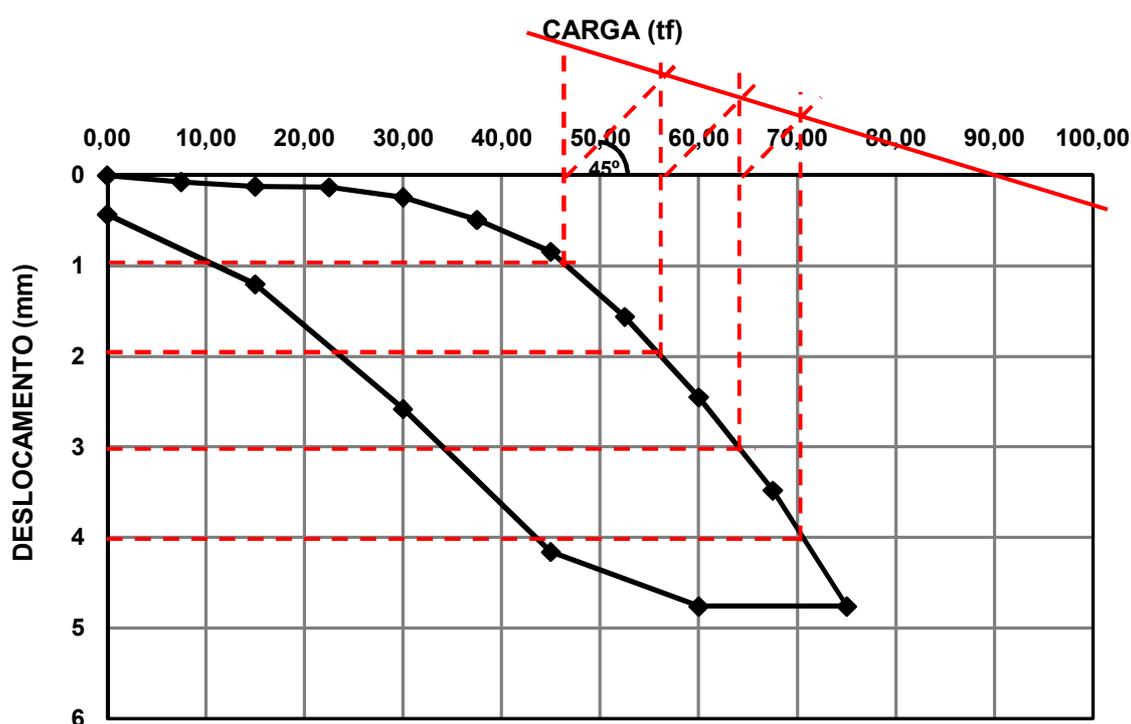
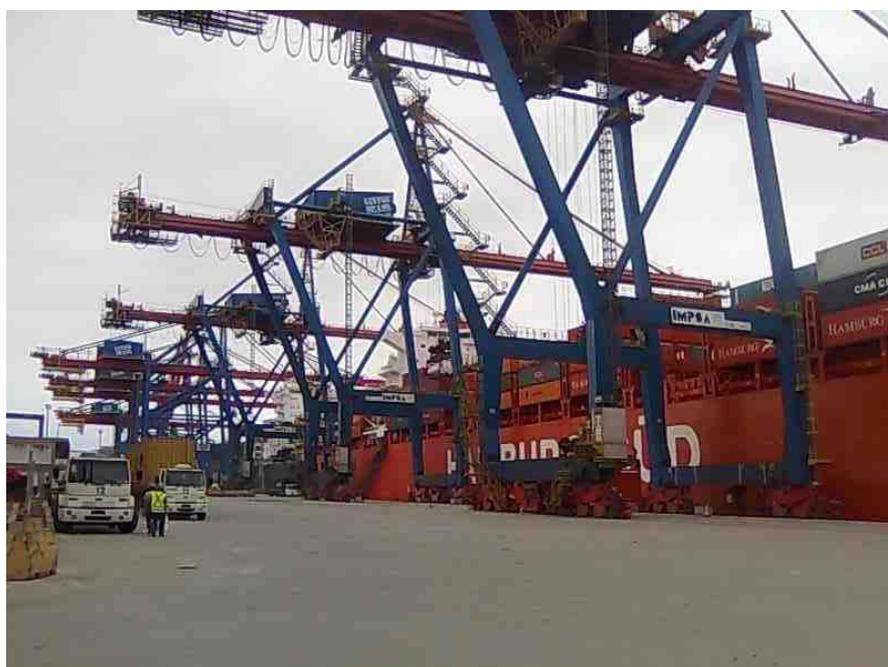


Gráfico 19: Curva carga x recalque da estaca teste ET-02 Base NCQ-11.
Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

As estacas apresentaram mesmo comportamento no gráfico na fase plástica, o carregamento da carga provocou um aumento progressivo dos recalques, porém não apresentaram uma ruptura bem definida. O recalque médio para os dois ensaios foi equivalente a 5 mm aproximadamente 2% do diâmetro.

4.3.2 Caso de Obra 4 – Santos / SP

A empresa Santos Brasil é a maior operadora de contêineres do país, contando atualmente com três Terminais: Tecon de Santos (SP) maior terminal da América do Sul com 596 mil m² de área total; Tecon Imbituba (SC) e Tecon Vila do Conde (PA). Estes guindastes movimentam-se sobre trilhos a beira do cais, com uma distância entre eixos em torno de 18 metros (Fotografia 22).



Fotografia 22: Detalhe da movimentação dos guindastes sobre trilhos.
Fonte: Autor (2009).

As estacas injetadas autoperfurantes foram adotadas na execução das fundações dos novos guindastes para contêineres do Tecon de Santos para prolongamento da viga de suporte do trilho dos guindastes ao lado do mar.

As estacas foram incorporadas na estrutura do cais existente, abordando a tecnologia utilizada para superar as dificuldades operacionais e atender ao prazo para conclusão do estaqueamento. Estes prolongamentos tiveram curto espaço de tempo para serem implementados, a metodologia tradicional inicialmente prevista com perfuração utilizando estaca raiz obtinha baixa produtividade, o que não atenderia ao prazo de conclusão da obra (Fotografia 23).



Fotografia 23: Prolongamento dos trilhos com EIA.
Fonte: Autor (2009).

Tendo em vista que a extrema dificuldade na perfuração em solos moles impôs a utilização com o processo de estacas injetadas autoperfurantes, aumentando a produtividade por dia em até 5 vezes a alcançada com o sistema de estaca raiz, viabilizando com isso atingir as metas previstas.

O projeto inicial previa a execução de 40 estacas, sendo 10 estacas com 12 metros e 30 estacas com 50 metros distribuídas conforme o projeto, aumentando a sua quantidade diante das necessidades estruturais. A sua capacidade de carga foi prevista para um diâmetro nominal de 300 mm conforme as características do solo e do bit de perfuração.

De acordo com as campanhas de sondagens, verificou-se que o subsolo local é formado por alternâncias entre camadas de argila marinha siltosa de consistência mole com espessura máxima de 22,7 m e camadas de areia siltosa fina a média de compactidade variando entre medianamente compacta e compacta.

Entre 47 e 50 m, profundidade onde está apoiada a estaca em estudo, observou-se uma camada de solo residual composto por uma areia argilosa compacta de coloração cinza e valores de N_{SPT} variando entre 23 e 40 (Figura 62).

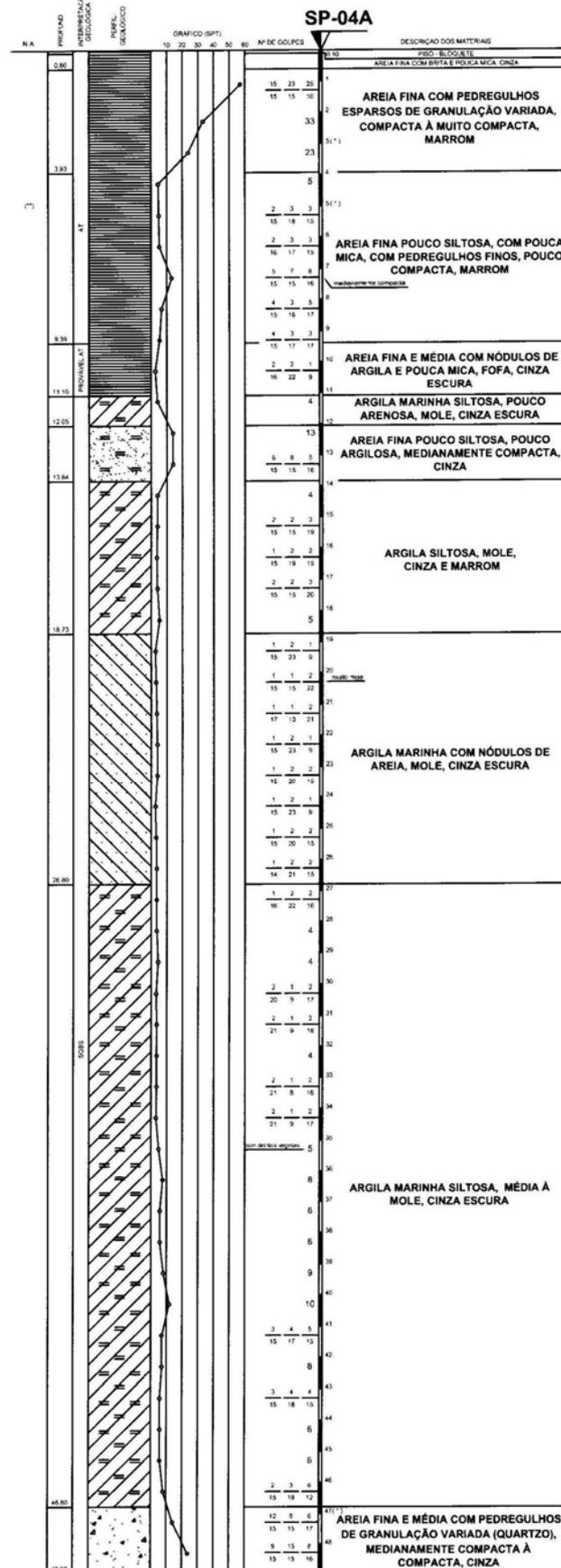


Figura 62: Perfil característico do solo junto aos trilhos dos guindastes.
Fonte: ESTE (2009).

As características geotécnicas dos boletins de sondagem condizem com as descrições sobre a gênese dos solos quaternários marinhos da Cidade de Santos feitos por Faíçal Massad. MASSAD (2004) defende que devido às oscilações do nível do mar (NM) durante o quaternário ocorreram pelo menos dois ciclos de sedimentação entremeados por intenso processo erosivo que deram dois tipos de sedimentos argilosos: Pleistocênico e Holocênico, com propriedades geotécnicas distintas.

Os sedimentos Holocênicos são constituídos de argilas (SFL¹¹) entremeados por camadas contínuas de areia com espessura constante até uma profundidade de 18 m, sendo suas propriedades em algumas regiões homogêneas e uniformes em outros são heterogêneas. Os sedimentos Pleistocênicos ocorrem abaixo do Holocênico e são constituídos de camadas de areia com 6 e 7 m de espessuras e de camadas de argilas média a rija, situadas geralmente a uma profundidade de 20 a 25 m.

Segundo TEIXEIRA (1994), a cidade de Santos localiza-se sobre um subsolo constituído por sedimentos quaternários, cujo perfil geológico da orla consiste na alternância entre camadas de areia e camadas de argila orgânica. Estes pacotes de solos assentado sobre um maciço cristalino são formado por rochas de gnaíse e granito (Figura 63).

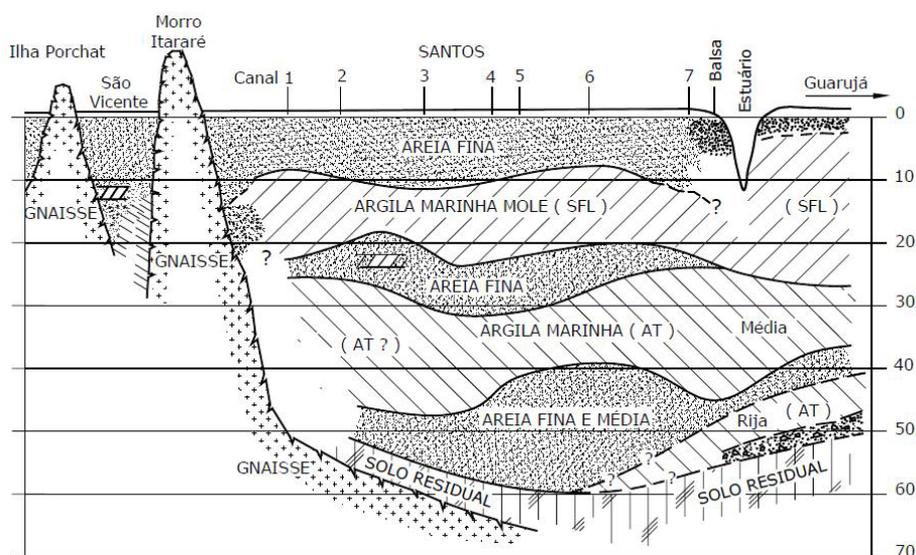


Figura 63: Provável seção geológica pela Orla Praiana de Santos.
Fonte: TEIXEIRA (1994).

¹¹ Argilas SFL (Sedimentos Fluvio-Lagunares) material formado a 7000 anos atrás com Nsp_t de 0 a 2, levemente sobre-adensado Massad, F. (2004).

O material residual encontrado a grandes profundidades pela sondagem na área de estudo podem ser oriundo da decomposição destes tipos de rocha citados por Teixeira.

A prova de carga nas estacas teste foi executada com carregamento axial de compressão efetuado por meio de macaco acionado por bomba hidráulica elétrica.

Deve-se ressaltar que a prova de carga foi conduzida até o momento em que se obteve deformação vertical suficiente para se caracterizar a ruptura, e também após ter-se atingido o curso limite de segurança do pistão do macaco hidráulico.

Para se obter a reação necessária, foram executadas quatro estacas injetadas autoperfurantes situadas em torno da estaca teste encabeçadas por uma viga de reação secundária, duplo I soldada, perfil metálico Gerdau W360x122(h).

A viga de reação principal é uma estrutura metálica, em duplo I soldada com 510 mm de altura, 370 mm de largura de base e comprimento aproximado de 4,5 m. As barras de Rocsolo introduzidas no interior da estaca auxiliaram no travamento do sistema de reação secundário com a utilização de porcas e placas.

Abaixo das vigas de reações encontra-se uma célula de carga elétrica de 500 tf provido de um painel para leituras deste, engastada a um macaco hidráulico com capacidade de 500 tf, alimentados por uma bomba hidráulica elétrica.

Em cada estágio a carga aplicada era controlada com precisão pela célula, medidas as deformações da cabeça da estaca, e feitas as leituras de deformações através de três extensômetros analógicos com precisão de 0,01mm e curso de 100 mm.

Devido a seu peso e a suas dimensões, a viga de reação só pôde ser montada com o auxílio de um caminhão *munck* e para essa pesquisa, a mesma apoiou-se inicialmente em dois cavaletes metálicos nivelados e estáveis de modo a que permanecesse sem quaisquer inclinações nas direções, longitudinal ou transversal.



Fotografia 24: (a) sistema de reação, (b) detalhe do travamento entre o tubo da estaca e a viga de reação secundária, (c) macaco hidráulico, extensômetro e célula de carga, (d) painel de leitura da célula de carga e bomba hidráulica elétrica, (e) detalhe do topo da estaca e tubo metálico de arranque de 1,0m

Fonte: Autor (2009).

De acordo com a curva apresentada no Gráfico 20, verifica-se que a estaca ensaiada em sua carga máxima apresentou valor de deformação equivalente 39,3% de seu diâmetro.

Contudo nota-se que a curva carga x recalque, não apresentou ruptura bem definida, sendo que após o carregamento equivalente a 180 tf a estaca apresentou comportamento retilíneo em termos de incrementos de carga aplicada e deslocamento vertical sofrido.

Este tipo de comportamento é característico para solos de baixa resistência como as argilas moles e areias fofas como verificamos nos resultados dos ensaios apresentados em Aracati.

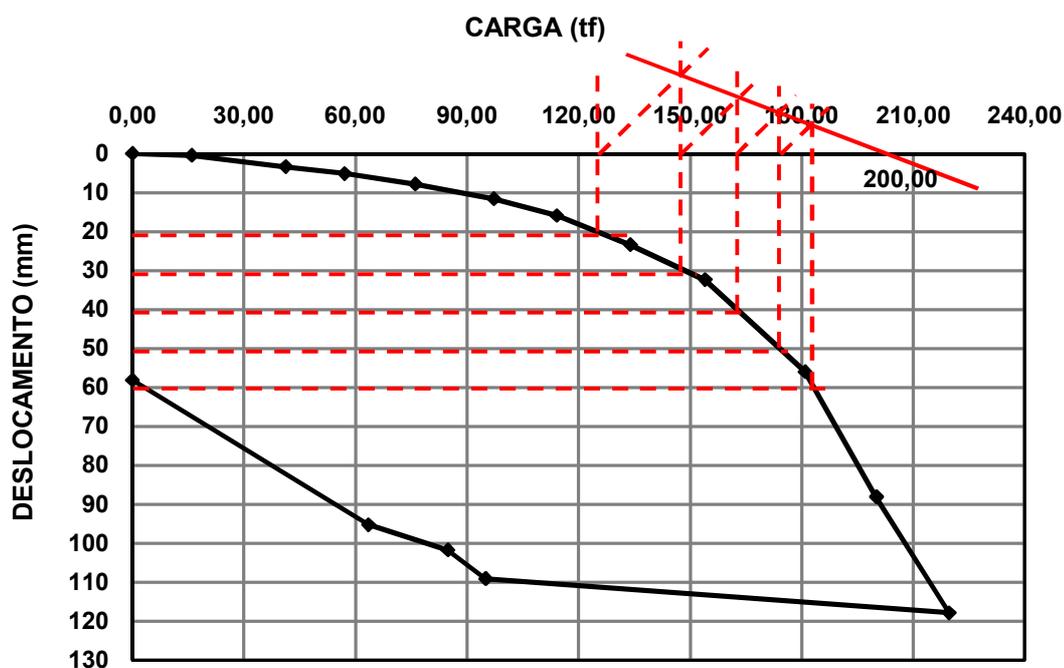


Gráfico 20: Curva carga x recalque da estaca teste de 50,60 metros.

Fonte: Este Geotecnia e Fundações (2009).

4.3.3 Caso de Obra 5 – Paraty / RJ

A ponte localizada na Av. Beira Rio em Paraty – RJ encontrava-se com deficiências estruturais nos arcos, pretendia-se a beneficiação desta ponte de forma a não haver agravamento de tensões nas estruturas e nas suas fundações existentes, tendo em conta as sobrecargas rodoviárias.

A ponte formada por dois arcos sobrepostos a sapatas de propagação em que estas estavam apoiadas, não tinham capacidade resistente suficiente para as novas condições impostas pelas sobrecargas do novo projeto.



Fotografia 25: Fotos da obra de arte antes da execução dos serviços.

Fonte: Autor (2009).

A primeira alternativa estudada consistia na execução de estaca raiz, perfuratriz Wirth e sistema de circulação reversa para remoção do material, solução esta de pleno conhecimento do meio técnico que vem sendo utilizada com frequência em obras semelhantes. Executada com diâmetro de 250 mm, onde por volta de 26 metros os tubos ficavam presos impedindo o avanço dos serviços, sendo a solução por estaca raiz tecnicamente inviável.

Diante das dificuldades apresentadas optou-se pelas estacas injetadas autoperfurantes apresentando alta eficiência de perfuração, sendo possível perfurar até a cota prevista de projeto garantindo as condições ideais para a fundação da obra de arte, servindo de apoio às vigas transversais (Fotografia 26).



Fotografia 26: (a) ponteira para solos argilosos, (b) conjunto de estacas, (c) montagem bloco, (d) vigas transversais reforçadas por estacas injetadas autopercutantes.

Fonte: Autor (2009).

Foram projetadas 16 estacas injetadas autopercutantes, sendo 8 nos apoios extremos de cada lado da ponte com profundidade que varia entre 29 a 36 metros, reforçados com barras tipo Rocsolo. As técnicas de perfuração com injeção simultânea tiveram influência decisiva na sua capacidade de carga quando se trata de solos coesivos.

As sondagens realizadas em uma única campanha de investigação mostraram a ocorrência de um perfil do subsolo típico da região. Um horizonte superficial de aluvião arenoso com espessura de 13 m, seguida de uma camada espessa com 9 m de aluvião argiloso (argila marinha siltosa, muito mole, cinza escura e preta, com valor de índice de resistência a penetração N_{SPT} variando de 0 a 2) conforme demonstra a Figura 64.

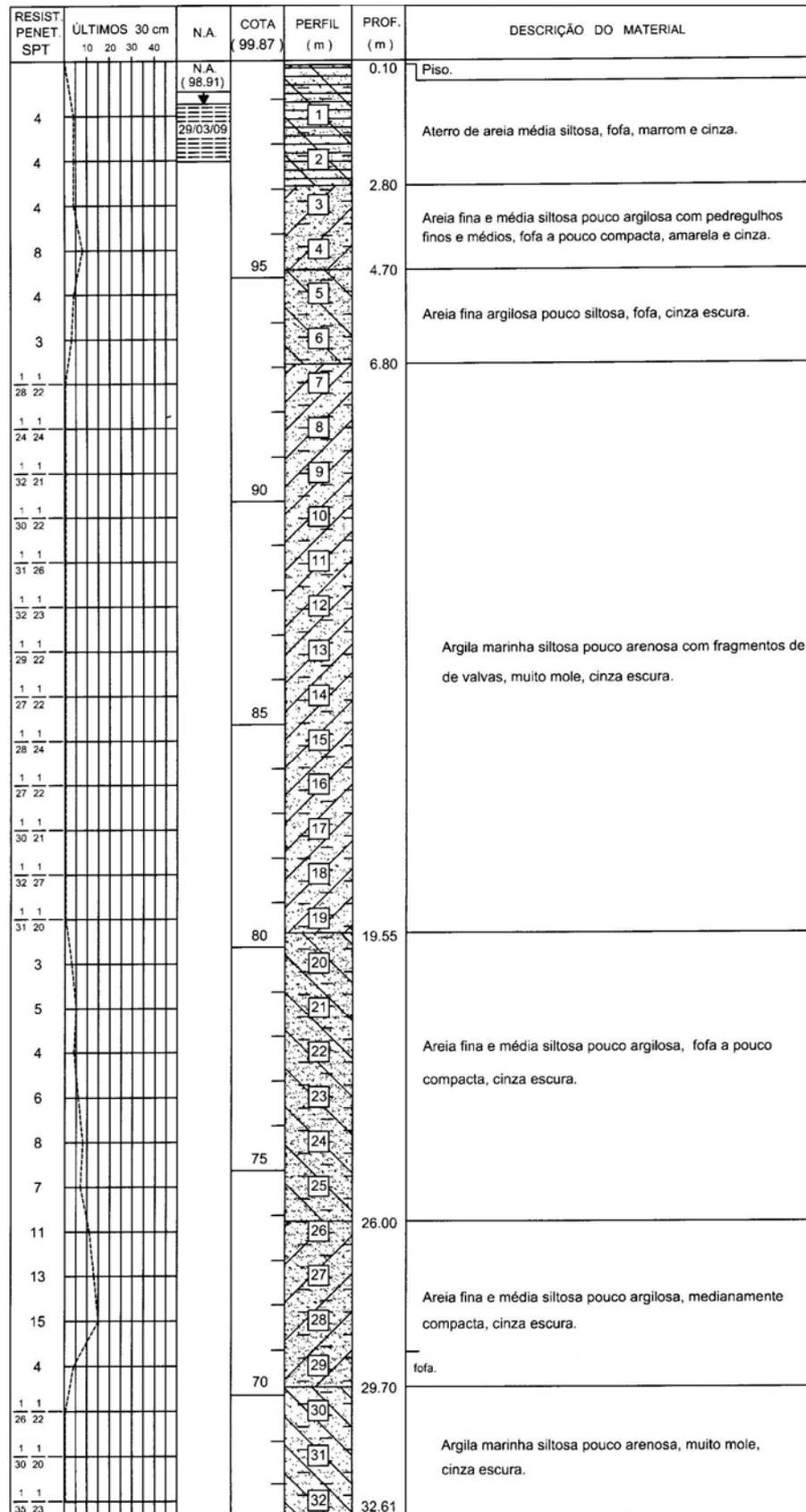


Figura 64: Sondagem SPT típica da região da execução das estavas.
Fonte: ESTE (2009).



Fotografia 27: Amostra de solo retirada após o início da perfuração.
Fonte: Autor (2009).

A descrição supracitada dos sedimentos são típicos da Formação Cananéia depositado a cerca de 100.000 -120.000 anos. Podendo ser argiloso (Argilas Transicionais) ou arenoso na sua base, e arenoso no seu topo (Areias Transgressivas) o nome transicional é devido ao ambiente misto continental marinho de sua formação.

“Durante a fase regressiva que se sucedeu o nível do mar (NM) abaixou 130 m em relação ao atual há cerca de 15.000 anos, em virtude da última era glacial. Como consequências os sedimentos emersos sofreram intenso processo erosivo, e são fortemente sobre-adensados por peso total da terra” (MASSAD, 2004).

Conforme o estudo realizado por TEIXEIRA (1994) esta camada de sedimentos é formada por areias ($0,1\text{mm} < \varnothing < 0,2\text{ mm}$) medianamente compactas com N_{SPT} variando de (9 a 30 golpes) com a possibilidade de se encontrar bolsões de areia fofa, principalmente em camadas próximas a superfície.

O mesmo autor cita que a espessura mínima desta camada de areia pode chegar a 7 m, sendo que as camadas de argila podem ser encontradas em profundidades de até 45 metros.

Foram ensaiadas quatro estacas através de carregamento dinâmico, integrantes das fundações das estruturas da ponte sobre o rio Perequê-Açu, no bairro do Pontal no município de Paraty - Rio de Janeiro.

O programa de instrumentação dinâmica teve por objetivo principal a verificação da capacidade de carga e a integridade das estacas, dessa forma foi realizada a instrumentação dinâmica das estacas já instaladas e denominadas E09, E11, E13 e E15. Para permitir a realização do ensaio foi executado um bloco cilíndrico com diâmetro de 40 cm e altura de 95 cm, que corresponde à parte exposta do bloco por escavação lateral, sendo que os mesmos encontravam-se parcialmente enterrados.

Devido à presença de lençol freático os sensores tiveram que ser instalados na superfície lateral dos blocos. Para os materiais dos blocos foram adotados peso específico de 2,45 tf/m³.

Os ensaios de carregamento dinâmico foram realizados com a utilização de um sistema de impacto sobre esteira (bate-estacas) equipado com martelo à gravidade com peso informado de 4 tf. Para a aplicação dos golpes foi utilizado um sistema amortecedor (coxim) composto por chapas de madeira prensadas e sobrepostas (Fotografia 28a).

A instrumentação dinâmica foi realizada através da fixação em uma seção situada a pelo menos uma vez o valor do diâmetro do bloco. Abaixo do topo dos blocos, foram colocados um par de transdutores de deformação específica e um par de acelerômetros piezo-resistivos, todos devidamente calibrados (Fotografia 28b).

Os sensores foram dispostos dois a dois diametralmente opostos de modo a detectar e compensar os efeitos de reflexão na estaca, que ocorre devido à excentricidade na aplicação dos golpes. Os sensores eletrônicos foram instalados antes do início dos ensaios das estacas E09, E11, E13 e E15, realizados respectivamente a 21, 19, 19 e 20 dias após o término da execução das mesmas.

Em seguida foi realizado o ensaio de carregamento dinâmico empregando-se a metodologia de aplicação de uma série de golpes do martelo à gravidade com altura de queda crescente, ou seja, com energia potencial crescente. Esta modalidade de ensaio é conhecida no Brasil pelo nome comercial “Prova de Carga Dinâmica” (Fotografia 28c).

Os sinais provenientes dos sensores eletrônicos foram convencionados, analisados e armazenados em um Analisador de Cravação de Estacas (PDA) modelo PAX devidamente calibrado. Os dados obtidos foram transferidos para arquivos em computador para permitir uma posterior reanálise dos sinais (Fotografia 28d).



Fotografia 28: (a) sistema de amortecedor coxim de madeira, (b) sensores, (c) equipamento de cravação sobre esteiras (d) equipamento PDA modelo PAX.
Fonte: Autor (2009).

Através do programa *CAPWAP* é fornecido à curva carga x recalque do topo e da ponta da estaca, simulando uma análise estática na qual a parcela de amortecimento dinâmico é desconsiderada. Os valores de capacidade de carga determinados através da instrumentação dinâmica referem-se às carga de ruptura para carregamentos verticais axiais de compressão.

O sinal referente a um dos golpes aplicados às estaca E09, E11, E13 e E15, aparentemente correspondentes à máxima mobilização de resistência, foram correspondente as alturas de queda e número de golpes conforme a Tabela 19.

Tabela 19: Sequencia de golpes aplicados na estaca.

Estaca	Martelo (tf)	Número de golpes	Altura de queda do martelo
E09	4	5	10/20/30/40/60
E11		4	20/20/20/40/60
E13		3	40/60/80
E15		4	10/30/50/80

Fonte: Autor (2011).

O modelo é interativamente aprimorado, até que se obtenha o melhor ajuste entre as curvas de força medida e calculada, a seguir são apresentados os principais resultados submetidos a análises pelo programa *CAPWAP*.

Em todas as curvas carga x recalque obtida nos quatro ensaios PDA, o valor de ruptura não ficou nítido, mas ao adotar o valor de extrapolação por Mazurkiewicz este valor ficou perfeitamente definido. Todos os ensaios foram conduzidos a um valor de recalque médio equivalente a 8% do diâmetro da estaca e recalque residual médio de 1% do seu diâmetro.

No trecho conhecido como elasto-plástico a declividade é caracterizada por uma curva suave, a transferência de carga para o solo é definida pelo fuste da estaca, para a fase plástica onde registra-se a mobilização da resistência de ponta mostra que para maiores cargas á um crescimento dos recalques.

O fato das estacas injetadas autoperfurantes agirem por atrito lateral o comportamento elástico predomina em todo trecho da curva, isto é, não existe um colapso visível da fundação não definindo bem uma carga de pico.

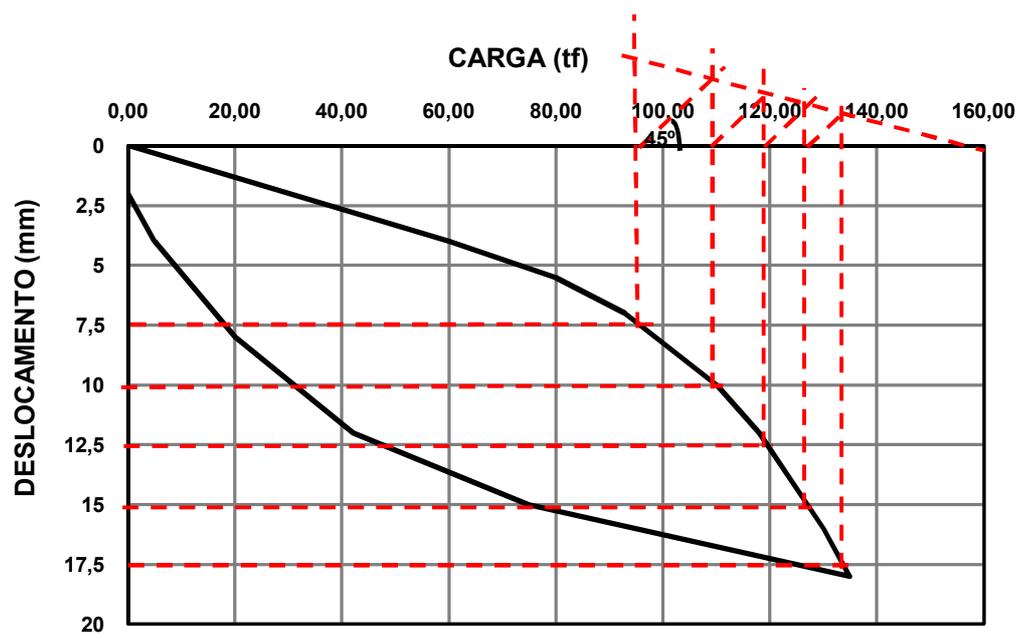


Gráfico 21: Curva carga x recalque da estaca E09 pelo método CAPWAP.
Fonte: PDI Engenharia (2009).

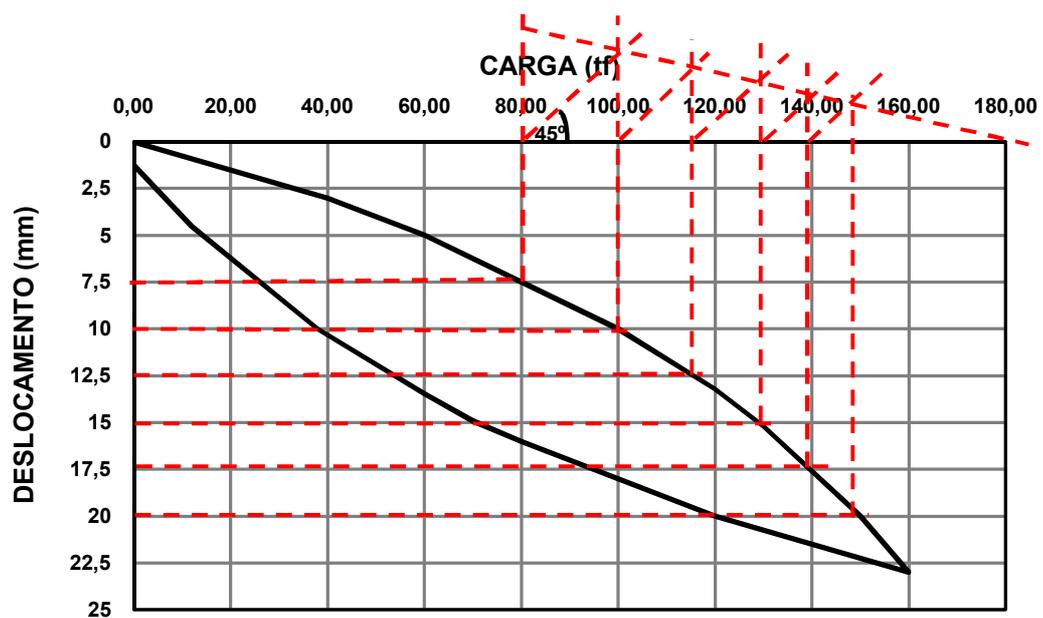


Gráfico 22: Curva carga x recalque da estaca E11 pelo método CAPWAP.
Fonte: PDI Engenharia (2009).

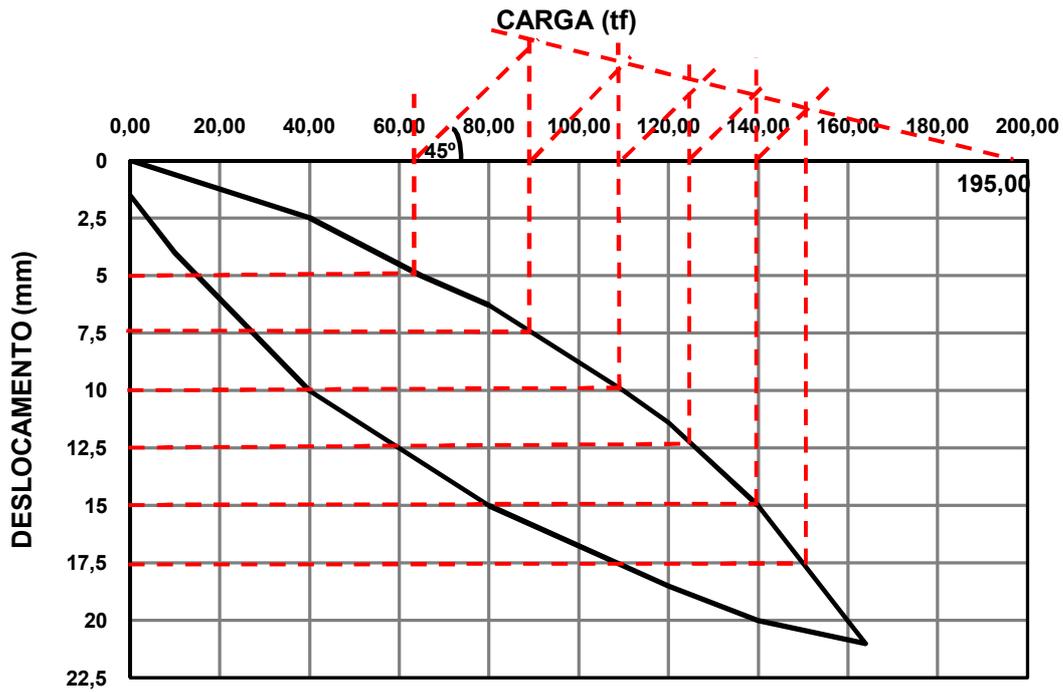


Gráfico 23: Curva carga x recalque da estaca E13 pelo método CAPWAP.
Fonte: PDI Engenharia (2009).

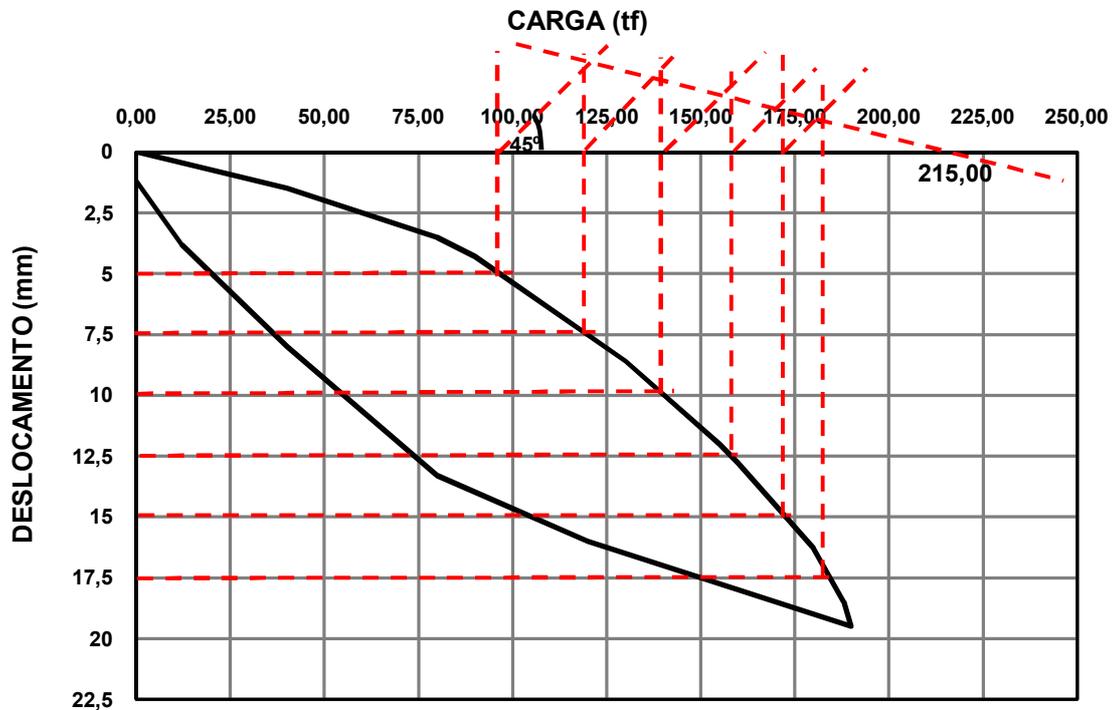


Gráfico 24: Curva carga x recalque da estaca E15 pelo método CAPWAP.
Fonte: PDI Engenharia (2009).

5 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA

5.1 Análise dos Resultados a partir da Curva Carga x Recalque

Através da curva carga x recalque das provas de cargas, foi utilizado o método para extrapolação das cargas por Mazurkiewicz (1972) para determinar a carga de ruptura, utilizando esses resultados para confrontar com os valores determinados pelos métodos semi-empíricos no item 5.2.

A Tabela 20 apresenta um resumo dos resultados das provas de carga, comparando com os resultados de extrapolação da curva que busca através do método uma assíntota vertical.

Tabela 20: Resumo dos resultados das provas de carga

Local	Ensaio	Tipo	Estaca	Recalque Total (mm)	Recalque residual (mm)	Carga de Ruptura Mazurkiewicz (tf)	Carga de trabalho (tf)	Fator de segurança
Chapadão do Sul-MS	Estática (lenta)	compressão	M-221	31,18	23,42	60	30	2,00
Aracati-CE (Base NCQ 28)	Estática (lenta)	compressão	EC-01	9,03	1,8	320	130	2,46
		tração	ET-01	12,81	2,96	280	75	3,73
			ET-02	7,88	2,21	230	75	3,07
Aracati-CE (Base NCQ 23)	Estática (rápida) até ruptura	compressão	EC-01	16,05	3,51	290	120	2,42
		tração	ET-01	12,7	1,48	160	60	2,67
		tração	ET-02	1,32	1,59	160	60	2,67
Aracati-CE (Base NCQ 11)	Estática (lenta)	compressão	EC-01	6,1	1,17	210	75	2,80
		tração	ET-01	4,5	0,39	92	37,5	2,45
		tração	ET-02	4,76	0,43	90	37,5	2,40
Santos-SP	Estática (lenta)	compressão	TESTE	117,9	58,2	200	90	2,22
Paraty-RJ	Dinâmica	compressão	E09	20	2	160	80	2,00
			E11	20	1,25	180	80	2,25
			E13	21	1,5	195	80	2,44
			E15	19,5	1,2	215	80	2,69

Fonte: Autor (2011).

Todas as estacas ensaiadas à compressão ou à tração apresentaram desempenho satisfatório conforme o indicado a norma NBR 6122, devendo o fator de segurança ser no mínimo ou igual a 2,0 em relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação.

5.2 Análise dos Resultados a partir dos Valores N_{SPT}

Os resultados das previsões de carga de ruptura, calculados a partir de um valor de N_{SPT} , foram realizados a partir do diâmetro nominal ocasionado pelo jato da nata de cimento e das sondagens mais próximas da estaca ensaiada.

Respeitando os limites fixados na revisão bibliográfica para cada método, aplicando-se a previsão de carga das estacas nesta pesquisa através de: Aoki & Velloso (1975), Decourt & Quaresma (1978/1982), David Cabral (1986) e Ivan Joppert Jr. (2004). Sendo que os valores para os parâmetros α e β para o Método Decourt & Quaresma serão os mesmos recomendados para o comportamento da estaca tipo raiz, e os valores dos coeficientes de segurança F1 e F2 do Método de Aoki & Velloso são os recomendados para estacas escavadas em geral.

Considerando que a avaliação do desempenho da capacidade de carga das estacas será realizada conforme as características das provas de carga em que a obra foi submetida (compressão e tração).

A capacidade de carga das estacas à tração será realizada por meio dos métodos semi-empíricos apresentados nesta pesquisa, próprios para os esforços de compressão, considerando-se somente a parcela de resistência lateral desprezando-se a parcela referente à resistência de ponta.

Para o método de Ivan Joppert Jr., iremos considerar a resistência total obtida dividida em 50% para cada uma das resistências, lateral e ponta, utilizando a parcela de atrito lateral quando a estaca for submetida aos esforços de tração.

“As dificuldades normalmente encontradas para determinação analítica da capacidade de carga de estacas são ampliadas em estacas injetadas face ao seu processo executivo, que resulta em geometria não bem definida e maiores dificuldades na quantificação das tensões radiais existentes ao longo do seu fuste” (LAMARE, NETO, 1985).

A comparação entre os métodos será realizada na forma de histogramas para cada obra analisada. Para avaliar a eficácia das previsões adotou-se como parâmetro a relação entre carga prevista e carga obtida através da extrapolação da curva carga x recalque por Mazurkiewicz.

A condição esperada para avaliar a segurança das estacas é que as relações agrupem-se entre os limites, superior e inferior, com uma margem de 20% para cima ou para baixo da carga de ruptura. De maneira que quanto mais próximo de 100% for o valor da relação, mais exato será considerado o resultado estimado pelo método, de forma a caracterizar a capacidade de carga deste novo tipo de estaca fornecendo importante informação sobre seu desempenho para a comunidade geotécnica.

Para fins de ordem prática ao referir-se nas tabelas aos métodos utilizados, optou-se por siglas como: A & V, D & Q, D. C. e I. J. J. para os métodos de Aoki & Velloso, Decourt & Quaresma, Davi Cabral e Ivan Joppert Jr.

5.2.1 Interpretação dos dados em relação ao ensaio de compressão

A Tabela 21 apresenta os valores previstos pelos métodos semi-empíricos junto com os resultados de Mazurkiewicz para as estacas ensaiadas à compressão.

Tabela 21: Valores previstos pelos métodos para as obras ensaiadas a compressão.

Local	Estaca	Método	Resistência					Carga média prevista (tf)	Carga de ruptura (tf)	%	Desvio Padrão	Coeficiente de variação (%)
			RL	%	RP	%	RT					
Mato Grosso do Sul (MS)	M-221	A & V	15	29	37	71	52	51	60	87	10	19
		D & Q	51	89	6	11	57			95		
		D. C.	22	59	15	41	37			62		
		I. J. J.	29	50	29	50	58			97		
Aracati (CE)	EC-01	A & V	60	74	21	26	81	215	320	25	128	60
		D & Q	155	93	12	7	167			52		
	Base (CE)	D. C.	349	91	35	9	384			120		
		NCQ-28	I. J. J.	113	50	113	50			226		
Aracati (CE)	EC-01	A & V	84	51	80	49	164	271	290	57	81	30
		D & Q	206	81	49	19	255			88		
	Base (CE)	D. C.	314	90	35	10	349			120		
		NCQ-23	I. J. J.	158	50	158	50			315		
Aracati (CE)	EC-01	A & V	47	40	71	60	118	165	210	56	31	19
		D & Q	128	73	47	27	175			83		
	Base (CE)	D. C.	152	81	35	19	187			89		
		NCQ-11	I. J. J.	89	50	89	50			178		
Santos (SP)	Estaca	A & V	69	64	38	36	107	263	200	54	112	43
		D & Q	243	90	28	10	271			136		
		D. C.	335	91	35	9	370			185		
		Teste	I. J. J.	151	50	151	50			302		
Paraty (RJ)	EC-01	A & V	28	97	1	3	29	144	188	15	129	89
		D & Q	99	97	3	3	102			54		
	Base (RJ)	D. C.	113	97	4	3	117			62		
		NCQ-11	I. J. J.	164	50	164	50			328		

Para a estaca M-221 com fuste localizado em solo argiloso e apoiado em camada arenosa, apesar de subestimados os métodos não apresentaram muita disparidade em relação à carga de ruptura.

Uma vez que a prova de carga foi interrompida prematuramente, neste caso todos os métodos exceto David Cabral, foram encontrados entre a linha de ruptura com o limite inferior estabelecido. Os métodos são eficientes, para determinar a capacidade de carga da estaca, com maior destaque para Ivan Joppert subestimando em 3% a carga de ruptura, seguido por Decourt & Quaresma com 5% e Aoki & Velloso 13%.

A estaca EC-01 executada na base NCQ-28 com fuste localizado em substrato totalmente arenoso apoiada em camada inferior arenosa, apresentou comparação entre os valores previstos pelos métodos semi-empíricos mais consistentes. Um dos melhores desempenhos foi o método de David Cabral, utilizando para efeito de cálculo uma pressão de injeção de 8 Kg/cm², o mesmo utilizado para realização da perfuração.

Superestimando a carga em 20% em relação a carga de ruptura, para as condições analisadas nesta pesquisa o método não teria boa adequabilidade, ultrapassando os valores da prova de carga e da extrapolação de sua curva recalque. Isto indica que a previsão de carga por este método comprometeria a estrutura dos aerogeradores.

O método de Ivan Joppert Jr. subestimou em 29% a carga de ruptura, fora do limite superior e inferior, mas neste caso pode ser considerado de melhor aplicabilidade em relação ao fator de segurança global, visando a integridade das estacas e sua resistência como elemento estrutural da base dos aerogeradores.

Para a estaca EC-01 executada na base NCQ-23 Ivan Joppert Jr. e David Cabral apresentaram uma previsão de carga superestimando em 9% e 20% a extrapolação da carga. Neste caso seus resultados não são satisfatórios principalmente na estimativa do recalque associado a carga de trabalho.

Apesar de caracterizar a estaca com baixa resistência inferior em 12%, mas dentro dos limites considerados pelo autor a partir da carga extrapolada, Decourt & Quaresma é considerado o método mais seguro para prever a capacidade de carga da estaca, junto a base NCQ-23.

Para a estaca denominada EC-01 localizada junto a Base NCQ-11, os métodos apresentaram a relação entre cargas da ordem de 11 a 17% abaixo da carga extrapolada por Mazurkiewicz de 210 tf. A disparidade dos resultados apresentado diante dos métodos aplicados, através do comparativo entre a carga prevista x carga extrapolação, são relativamente pequenos quando considerados os resultados em termos de porcentagem.

Utilizando esta análise o que apresenta melhor desempenho é David Cabral (1986) trabalhado com 11% abaixo da carga de ruptura, adotando-se os coeficientes de transformação $F1=3$ e $F2=6$ correspondente a estaca escavada em geral.

Seguido por Ivan Joppert 15% e Decourt & Quaresma com 17%, estes métodos considerados abaixo da linha de ruptura nos histogramas atribui maior segurança, devido o substrato geológico ser formado por uma espessa camada de areia fina (fofa a compacta).

Para a estaca teste executada em Santos ensaiada a compressão, deve-se ressaltar que a prova de carga foi conduzida até o momento em que se obteve deformação vertical suficiente para se caracterizar a ruptura, e também após ter atingido o curso limite de segurança do pistão do macaco hidráulico. Neste caso existe uma considerável disparidade entre as cargas previstas e medida.

Os valores das resistências previstos pelos métodos não se enquadraram dentro dos valores limites a partir da extrapolação da curva recalque, como para carga realizada em ensaio.

Ao contrario dos outros métodos Aoki & Velloso subestimou as cargas encontradas nestas duas situações. Neste caso que a prova de carga foi interrompida antes da ruptura o método apresenta aplicabilidade para determinar a capacidade de carga da estaca, admitindo que subestimar a carga da estaca seria mais seguro para o dimensionamento de fundações.

Para as estacas executadas em Paraty os valores da capacidade de carga determinados através da instrumentação dinâmica referem-se às cargas de ruptura, para carregamentos verticais axiais de compressão, no momento de realização do ensaio de carregamento dinâmico. Os resultados dos ensaios PDA para verificar a compressão das estacas E09, E11, E13 e E15, serão apresentados a seguir utilizando-se a média das cargas encontradas nos ensaios e dos resultados obtidos através da extrapolação da curva realizada por Mazurkiewicz.

Este procedimento será realizado já que as estacas foram ensaiadas próximas uma das outras, e possuem as mesmas características de diâmetro e profundidade sendo executadas em mesmo perfil geológico, podendo definir um valor global de capacidade de carga para as EIA.

Os dados fornecidos pelo sistema *CAPWAP* registraram valores de RL e RP, podendo utilizar a média destes valores de resistências para comparar com as previstas pelos métodos semi-empíricos.

Tabela 22: Resultados das análises *CAPWAP*.

Estaca	Carga de ruptura Mazurkiewicz (tf)	Carga de ruptura Média Mazurkiewicz (tf)	RL (tf)	RL média (tf)	RP (tf)	RP média (tf)	RT CAPWAP (tf)	RT média CAPWAP (tf)	Desvio padrão	Coefficiente de variação
E09	160	188	96	118	38	41	134	159	22	14
E11	180		101		55		155			
E13	195		123		36		159			
E15	215		154		35		189			

Fonte: Autor (2011).

Analisando a tabela anterior a estimativa da capacidade a partir da carga de ensaio média, pode-se perceber que o método mais apropriado é o mesmo que possui a resistência lateral próximo do estipulado pelo método *CAPWAP*. Este método considera a maior resistência indicada pelo sistema, tendo como parâmetro o atrito lateral para definir o método semi-empírico mais adequado.

Os métodos apresentaram valores fora dos limites de desempenho para as estacas apesar de subestimar em 38% David Cabral, seguido por Decourt & Quaresma com 46%, não obtiveram disparidade aparente sobre a carga de ruptura, conseguindo chegar mais próximo da carga extrapolada para as estacas (E09, E11, E13 e E15).

Demonstrando seus comportamentos como satisfatório devido minorar a capacidade de carga da estaca, aumentando a segurança da estrutura no requisito de comprimento e quantidade de estaca quando executada em argilas mole.

A disparidade dos resultados de Ivan Joppert superestimado em 74% e Aoki & Velloso subestimado em 85% os resultados de extrapolação da curva,

demonstram a ineficiência desses métodos tornando seu emprego restrito à aferição carga x recalque e estimativa da carga de ruptura.

O sistema *CAPWAP* permitiu confirmar os resultados obtidos em campo pelo método *CASE* e fornecer a distribuição da resistência estática da estaca (parcela devido ponta x parcela devido ao atrito lateral) obtida pelo ensaio PDA.

Os resultados da Tabela 21, podem ser melhor visualizados através do gráfico a seguir.

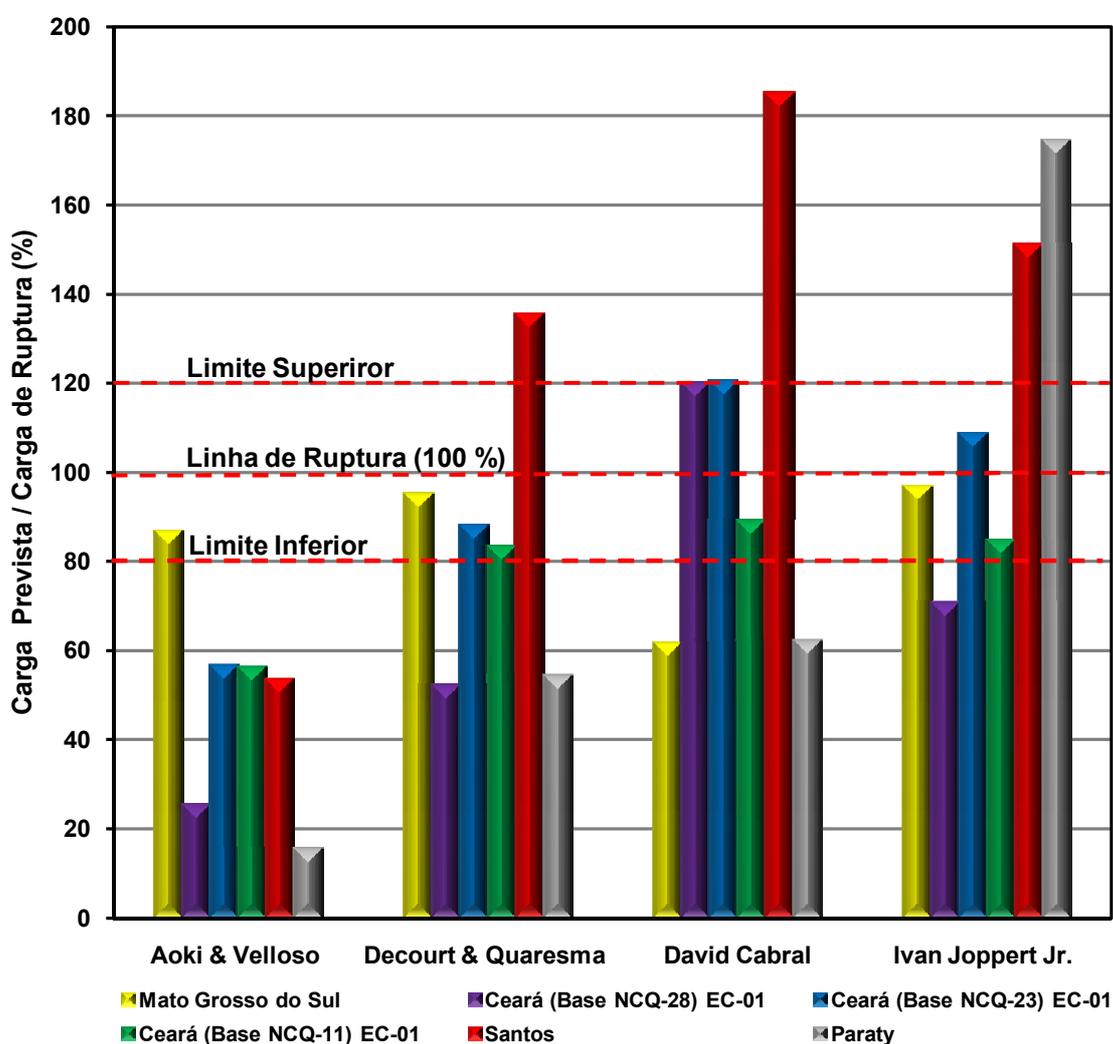


Gráfico 25: Relação entre cargas para estacas ensaiadas à compressão.
Fonte: Autor (2011).

5.2.2 Interpretação dos dados em relação ao atrito lateral e reação de ponta

As estacas injetadas autoperfurantes são estacas que distribuem sua resistência ao longo do fuste principalmente por atrito lateral, considerando-se favorável os valores preconizados pelos métodos de Decourt & Quaresma e David Cabral.

Os métodos apresentaram uma previsão de carga coerente com a realidade quando a estaca é submetida a esforços até a ruptura, mobilizando ao máximo o seu atrito lateral. Contribuindo para as variações de transferência de carga apresentando uma boa definição para resistência lateral em relação a resistência de ponta.

Esta variação de resistência do solo ao longo do fuste contribuiu para o aumento do atrito lateral gerado na interação estaca/solo, demonstrado por estes métodos que utilizaram a resistência lateral como maior parcela da resistência total conseguindo atingir o valor próximo da carga de ruptura.

Em termos de distribuição do atrito ao longo do fuste, as resistências laterais foram aumentando com a profundidade devido encontrar um substrato mais resistente.

Este comportamento pode ser observado para as estacas executadas ao longo de uma camada de solo argiloso (argila siltosa, argila arenosa) variando a sua resistência entre os SPT de (mole a média) apoiadas em camadas de areia fina (média, compacta), e para as localizadas em substrato geológico formado por areia (fina a compacta) apoiado em camada compacta.

A resistência lateral média prevista por Decourt & Quaresma para as estaca executadas em camadas de argila (mole a rija) foi de 92% e areia (fofa a compacta) 82%. Apresentando pouca disparidade para o método de David Cabral com 87% para camadas arenosas e argilosas, demonstrando que a estaca injetada autoperfurante para estes dois métodos exerce comportamento de uma estaca flutuante.

Apresenta-se a seguir uma análise do comportamento do atrito lateral das estacas x reação de ponta obtida nos ensaios da Tabela 21, com uma linha acrescida para efeito de comparação representando 100% da resistência total.

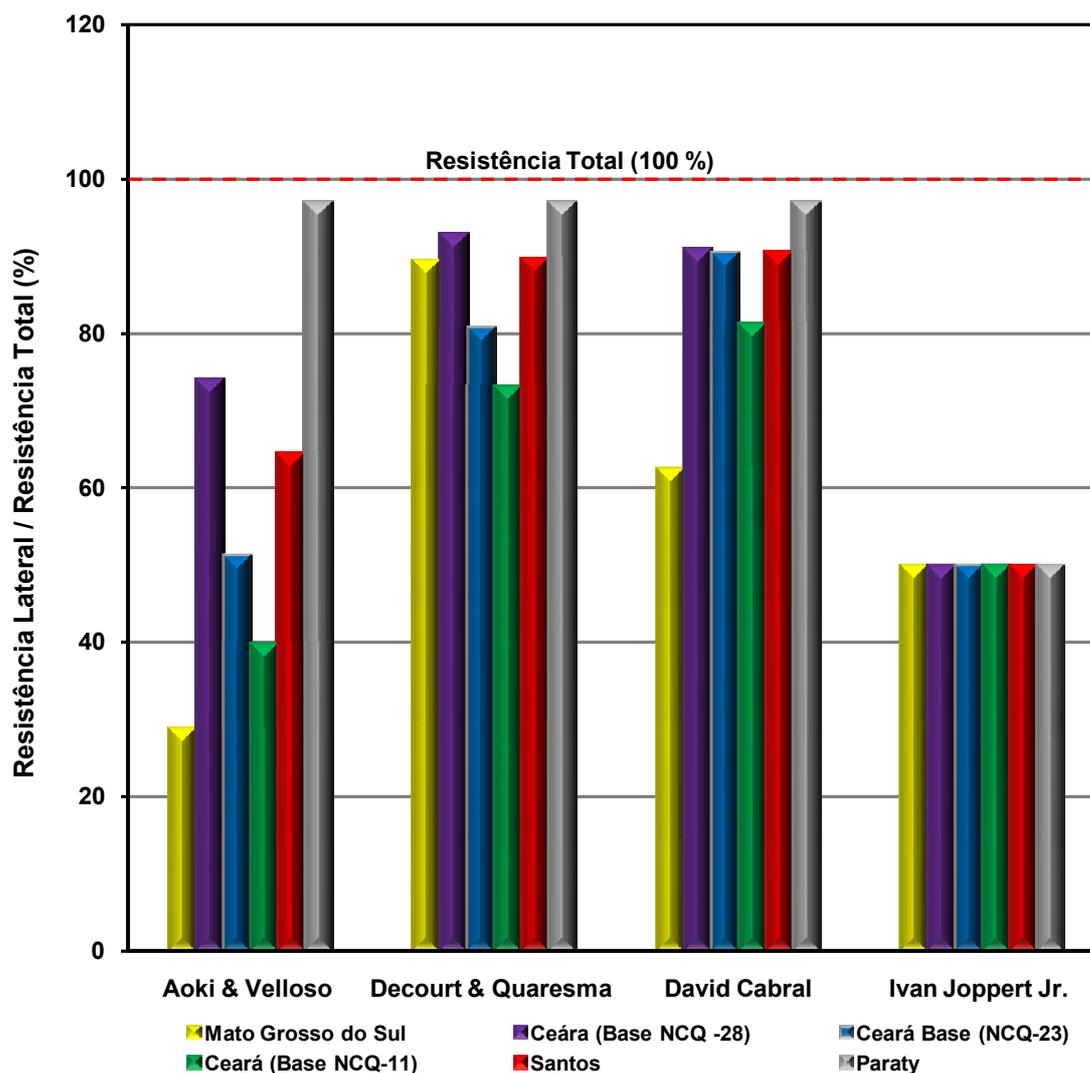


Gráfico 26: Relação entre resistência lateral e total para as obras analisadas.
Fonte: Autor (2011).

O percentual da reação de ponta em relação à resistência total da estaca é muito baixo, o que poderia ser coerente com o processo executivo deste tipo de estaca, que apresenta protuberâncias e irregularidades. Assim obtém-se um fuste irregular e expandido em relação a perfuração, com pressões de injeção que adensam a calda de cimento promovendo a adesão com o solo favorecendo o atrito lateral.

O Gráfico 27, apresenta as baixas resistências de ponta aplicadas pelos métodos, demonstrando a resistência lateral como maior parcela para este tipo de estaca injetada.

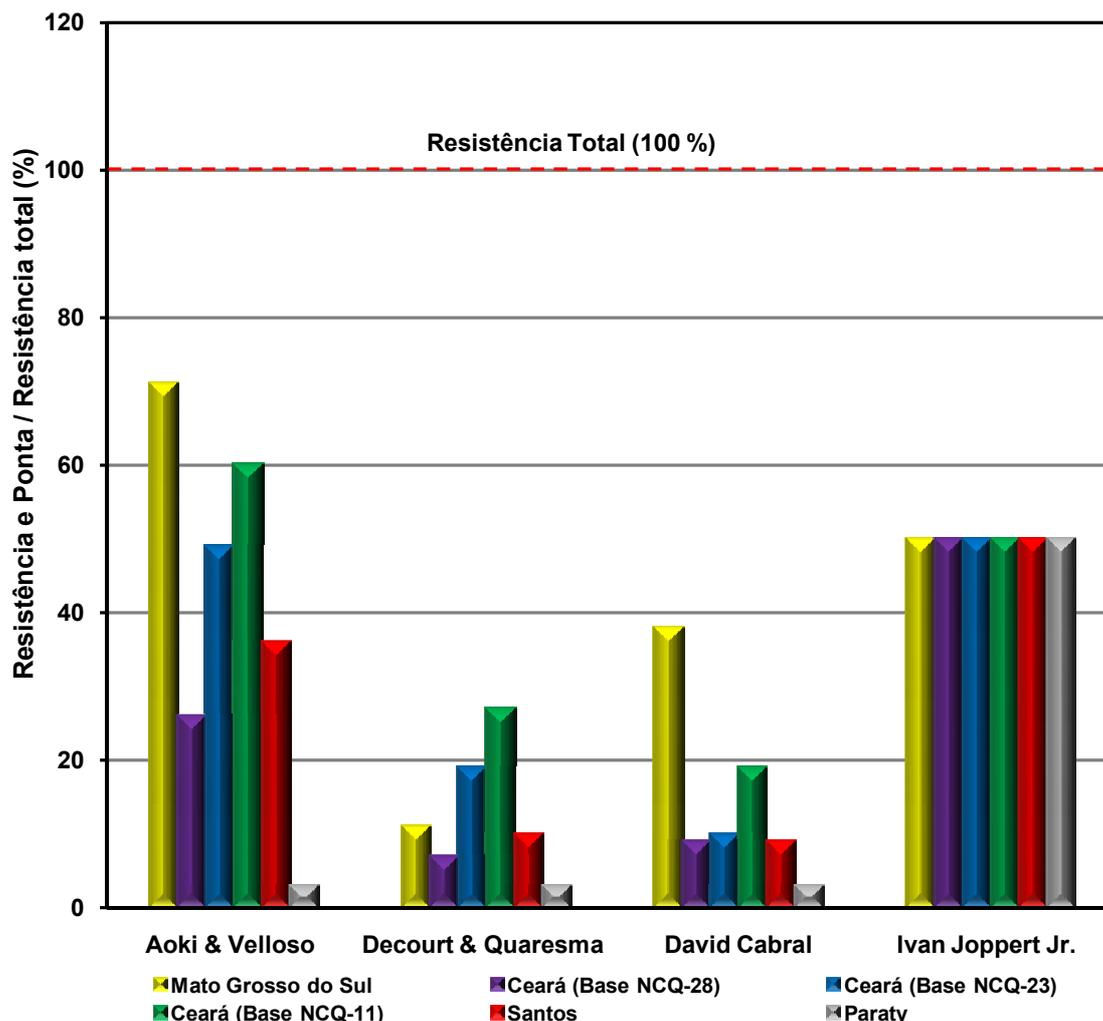


Gráfico 27: Relação entre resistência de ponta e total para as obras analisadas.
Fonte: Autor (2011).

As estacas EIA absorveram em relação a resistência total baixa carga de ponta, representando uma média para os métodos entre 15 á 43% para solos argilosos e 23 á 39% para solos arenosos.

A maior parcela destes valores é atribuída para Aoki & Velloso que apresenta resistência de ponta média de 37% para solos argilosos e 45% para solos arenosos, demonstrando pouca relevância em seus resultados para solos coesivos e granulares com valores de N_{SPT} entre 2 a 8 em contribuição ao atrito lateral.

Em relação ao método de Ivan Joppert Jr., como sua previsão de carga não considera as parcelas das resistências (lateral e ponta) consideramos propor para o método mais conservador desenvolvido para tirantes, a distribuição de cargas em 50% para atrito lateral e reação de ponta, conseguindo assim dentre os métodos ser o mais intermediário para as parcelas de resistência total.

5.2.3 Interpretação dos dados em relação ao ensaio de tração

A capacidade de carga à tração das estacas injetadas autoperfurantes é equivalente a uma porcentagem de sua resistência lateral quando comprimida.

Considerando-se ruptura estaca/solo, os valores previstos a favor da segurança são representados através dos métodos que anteriormente apresentaram menor resistência lateral.

Na Tabela 23 estão apresentados os valores da capacidade de carga das estacas próprias a esforços de tração, previstos por meio de métodos semi-empíricos próprios para esforços de compressão, considerando somente a parcela de resistência lateral e a inexistência da resistência de ponta.

Tabela 23: Valores previstos pelos métodos para as obras ensaiadas tração.

Local	Estaca	Método	Resistência					Carga média prevista (tf)	Carga de ruptura média (tf)	%	Desvio Padrão	Coeficiente de variação (%)
			RL	%	RP	%	RT					
Aracati (CE)	ET-01 e ET-02 Base NCQ-28	A & V	60	100	0	0	60	169	255	24	126	74
		D & Q	155	100	0	0	155			61		
		D. C.	349	100	0	0	349			137		
		I. J. J.	113	100	0	0	113			44		
Aracati (CE)	ET-01 e ET-02 Base NCQ-23	A & V	84	100	0	0	84	190	160	53	96	51
		D & Q	206	100	0	0	206			129		
		D. C.	314	100	0	0	314			196		
		I. J. J.	158	100	0	0	158			98		
Aracati (CE)	ET-01 e ET-02 Base NCQ-11	A & V	47	100	0	0	47	104	91	52	46	44
		D & Q	128	100	0	0	128			141		
		D. C.	152	100	0	0	152			167		
		I. J. J.	89	100	0	0	89			98		

As estacas denominadas ET-01 e ET-02, executadas nas Bases NCQ (28, 23 e 11) foram ensaiadas com a mesma carga de ensaio e possuem as mesmas características (diâmetro e profundidade). Diante destas características aplicamos os métodos semi-empíricos para ambas as estacas, comparando a capacidade de carga através das resistências laterais, com a média dos valores encontrados pela extrapolação de Mazurkiewicz nos ensaios a tração para cada base.

O método de previsão que obteve o melhor desempenho para ambas as estacas executadas na base NCQ-28, foi Decourt & Quaresma, adotando-se $\alpha = 0,50$ e

$\beta=1,50$, os mesmos coeficientes da estaca raiz utilizados para solos arenosos. Com valor previsto da capacidade de carga subestimando as estacas em 39% da carga de ruptura, possui a melhor aplicabilidade neste caso de interrupção precoce da prova de carga.

Para a capacidade de carga prevista pelo método de Ivan Joppert Jr, a resistência lateral é igual a metade do valor obtido pela carga previsto pelo método, apresentando desta forma 56% a menos da carga de ruptura para ambas as estacas (ET-01/02) sendo o segundo método mais seguro dentre os resultados considerados abaixo da ruptura.

Através da análise dos resultados contidos na Tabela 23, pode-se verificar que as estacas ensaiadas até a ruptura ou até 2 vezes a carga de trabalho junto as bases NCQ-23 e NCQ-11, o método que apresentou melhor relação entre a carga de ruptura foi Ivan Joppert Jr.

Considerando uma margem de erro abaixo da linha de ruptura de 2%, enquadrando-se dentro do limite inferior. Coerente com a carga prevista possui elevado valor de resistência lateral, dando ênfase em relação a segurança das estacas para o método de Aoki & Velloso subestimando em 47 e 48% a carga de ruptura para as duas bases.

O histograma apresentado no Gráfico 28 resume os 3 casos das estacas situadas em camadas arenosa (fofa a compacta) submetidas a esforços de tração.

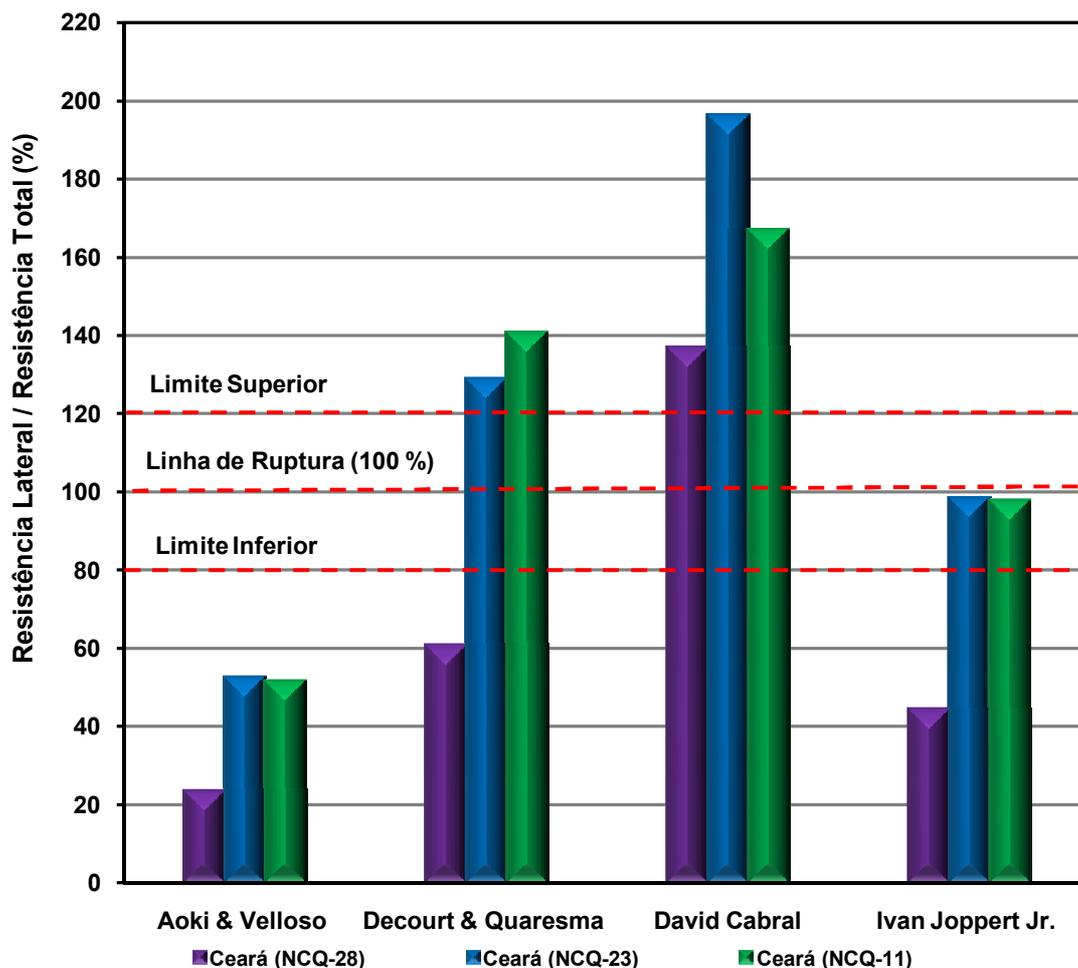


Gráfico 28: Relação entre resistência lateral e total das estacas ensaiadas à tração.
Fonte: Autor (2011).

5.3 Considerações sobre os métodos aplicados

Algumas considerações em relação à aplicabilidade dos métodos semi-empíricos resultaram na Tabela 24 para as estacas desta pesquisa, demonstrando o número de vezes que os métodos apareceram como primeiro e segundo mais próximo dos resultados.

Considerando que após os resultados da comprovação da capacidade de carga, tornam-se pertinentes os dois métodos que se aproximaram da carga de ensaio tanto a compressão como tração.

Tabela 24: Desempenho dos métodos em relação aos ensaios.

Método Semi-empírico	Destaque dos métodos semi-empíricos					
	Compressão		Tração		Total	
	1°	2°	1°	2°	1°	2°
Aoki & Velloso	1	0	0	2	3	
Decourt & Quaresma	1	4	1	0	6	
David Cabral	2	1	0	0	3	
Ivan Joppert Jr.	2	1	2	1	6	

Fonte: Autor (2011).

O histograma abaixo demonstra a adequabilidade e o desempenho dos métodos utilizados na pesquisa para cada tipo de solo. Sendo os métodos avaliados através da média dos valores da relação entre carga prevista e carga extrapolada, para as estacas ensaiadas a compressão executadas em substratos argilosos e arenosos, como para tração em solos arenosos.

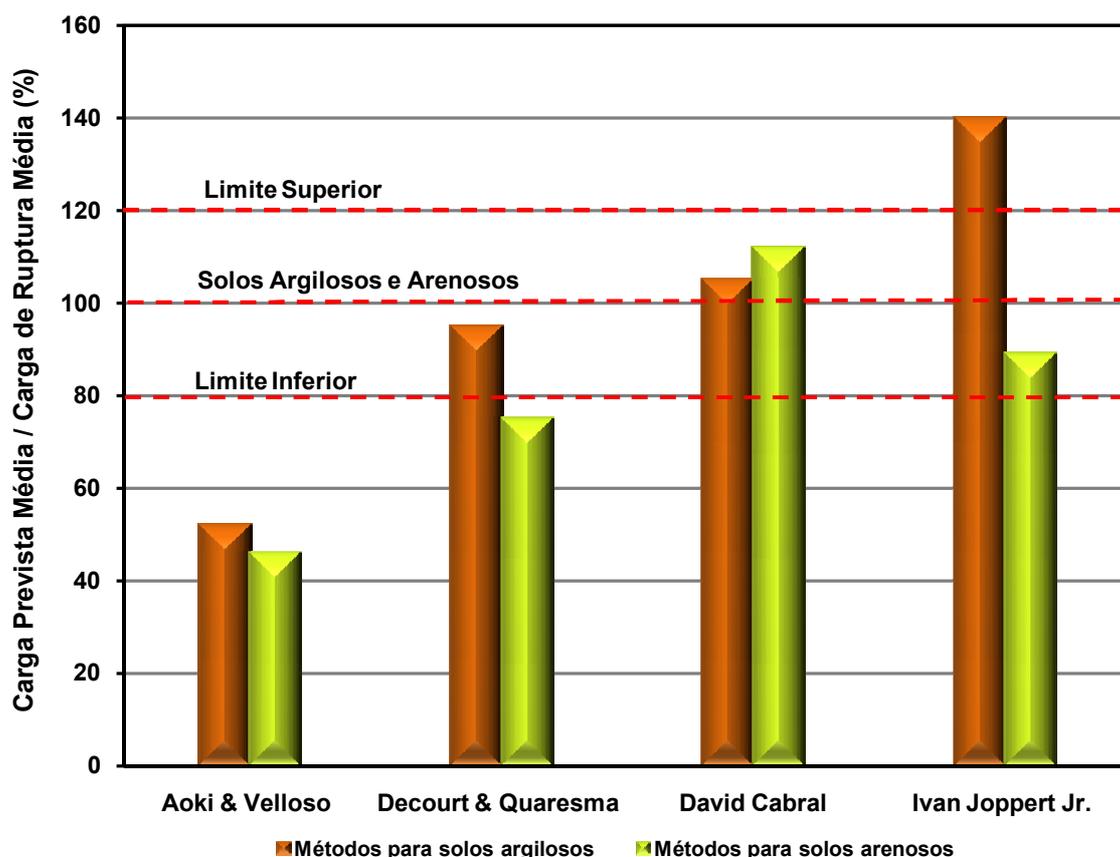


Gráfico 29: Adequabilidade dos métodos em função dos tipos de solos para estacas ensaiadas a compressão.

Fonte: Autor (2011).

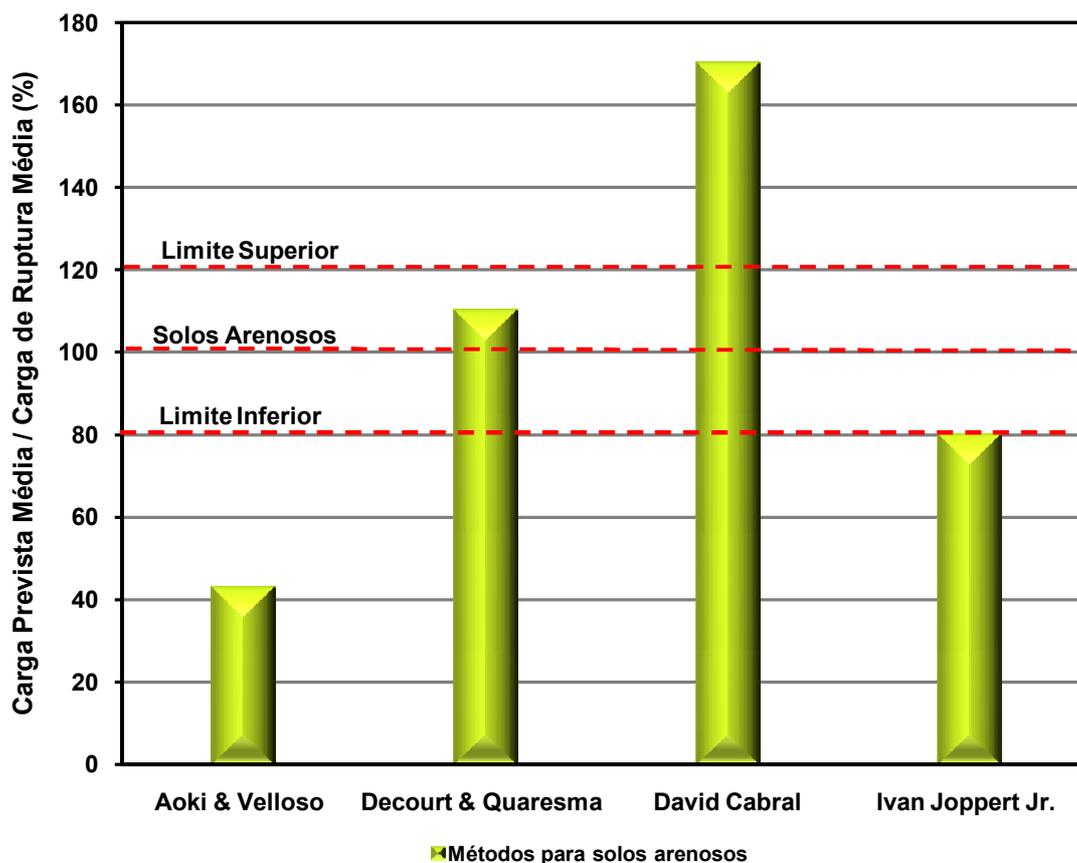


Gráfico 30: Adequabilidade dos métodos em função dos solos arenosos para estacas ensaiadas a tração.

Fonte: Autor (2011).

- Método de Aoki & Velloso (1975): obteve pouca representatividade para os ensaios de compressão e tração, utilizando-se valores de N_{SPT} na previsão da resistência das estacas estudadas. Apresentando valores de (RL) distante da carga máxima atingida pelas provas de cargas, sendo que dentre os métodos estudados na pesquisa foi o que preveniu menores valores de (RL), considerando que a estaca é representada por maiores valores de (RP).

Importante lembrar que o método foi desenvolvido para estaca tipo Franki, pré-moldadas e metálicas, sendo que após reavaliações para suas melhorias foram consideradas as estacas escavadas. Este método demonstrou ser conservador com sua resistência lateral, com pouca adequabilidade para a previsão de carga das EIA quando executadas em solos com predomínio de perfil estratigráfico com argila e areia.

Diante da avaliação do método a estaca é representada somente por resistência de ponta, sendo executada passando por camadas de solo compressível

apoiada somente em solo resistente. Aoki & Velloso para os casos analisados, corre o risco de inferir que o atrito lateral seja considerado negativo, no trecho em que o recalque do solo tende a ser maior que o da estaca, ao contrario que ocorre com as EIA que aumentam seu desempenho devido ao atrito lateral com a profundidade.

Assim sugere-se que para melhor desempenho do método os coeficientes F1 e F2 sejam ajustados de forma a encontrar melhor adequação para este tipo de estaca, notando-se que estes coeficientes foram os mesmos correspondentes de estaca escavada em geral.

- Método de Decourt & Quaresma (1978/1982): apresenta uma carga prevista bem mais conservadora, mas próximo da realidade para provas de cargas encerradas prematuramente. Com resistências laterais de 70 á 90 % próximas da carga de ensaio, demonstrando-se coerente nos resultados com a geologia local, indicando que o atrito lateral seja considerado positivo no trecho do fuste ao longo da estaca, ao qual esta tende a recalcar mais do que o terreno circundante.

O comportamento deste método esta de acordo com a experiência relatada na literatura que enfatiza a pequena contribuição da resistência de ponta para este tipo de estaca. O método obteve boa aplicabilidade para previsão de carga em solos argilosos quando submetidos a cargas axiais de compressão e solos arenosos quando submetidos a ensaios de tração.

Tais valores de resistência lateral indicaram a aplicabilidade deste método na previsão da capacidade de carga à tração das estacas estudadas, os valores previstos resultaram na ordem de 70% dos valores medidos nas provas de carga, considerando a estaca como flutuante para avaliação do método.

- Método de David Cabral (1986): desenvolvidos especialmente para estaca raiz, foi o que apresentou melhor desempenho entre todos os métodos baseado no N_{SPT} mais próximo da realidade para as cargas de ensaio e ruptura submetidos à compressão axial. Sendo o método mais representativo para as estacas executadas tanto em solos argilosos como arenosos, os valores previstos resultaram na média da ordem de 80% dos valores medidos nas provas de carga, sendo sua resistência lateral mais elevada do que a carga de ponta, da ordem de até 7,0 vezes efetivamente comprovada.

Pode-se considerar o grande mérito deste método pelo fato de levar-se em conta nas estimativas a pressão de ar comprimido aplicada durante a execução da estaca raiz. Pode-se inferir que é possível tal análise tomando como coeficiente de ajuste à pressão de injeção (p) especificada para estaca raiz injetada a baixa pressão, ajustando este coeficiente para uma pressão da ordem de 5 a 10 kg/cm² a mesma utilizada para injeção simultânea da estaca injetada autoperfurante.

- Método de Ivan Joppert Jr. (2004): este método encara a complexidade dos cálculos da capacidade de carga, de maneira simplificadora pelos equacionamentos aplicados. Sendo diretamente proporcional com as características da sua perfuração considerando diâmetro e comprimento, sofrendo uma grande influência do material que o envolve devido a sua condição executiva, demonstra ser o método mais coerente com a realidade para os ensaios de tração realizados em substratos arenosos.

O método permitiu determinar sua estimativa de carga considerando 50% das parcelas entre resistência lateral e ponta. Para estimativa da capacidade de carga a compressão, apresentou um acréscimo médio em 45% na análise dos casos.

De maneira geral este método aqui exposto considerou que a carga de tração fosse igual à carga lateral prevista nos ensaios a compressão, aproximando-se dos ensaios realizados subestimando seus resultados em 90% dos casos estudados, dando maior segurança para considerar a carga prevista.

Para as estimativas de carga analisadas este método necessita de ajustes para o coeficiente relacionado ao tipo de solo (K), devido aos pequenos números de ensaios observados para determinação deste parâmetro.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Apresentam-se neste capítulo as conclusões mais importantes deste trabalho, no que se refere ao estudo do comportamento das estacas injetadas autoperfurantes, em solos argilosos e arenosos e sugestões para trabalhos futuros.

6.1 Conclusões

Em relação aos materiais:

- ✓ A camisa metálica perdida SCH 40, é a armadura principal da estaca injetada autoperfurante, sendo que a ruptura desta estaca é definida pelo esgotamento da calda de cimento, seguida da capacidade de resistência da armadura metálica perdida;
- ✓ Embora exista a possibilidade de serem executadas sem armadura complementares tipo (Rocsolo), as estacas injetadas autoperfurantes com armadura complementar têm aumentado a sua resistência, quando se tratam de compressão, tração e flexão;
- ✓ Pode-se considerar que os valores mais altos do módulo de deformação da calda de cimento, no caso de estacas injetadas com armadura complementar possam contribuir para aumentar na resistência do conjunto, absorvendo uma parcela significativa da carga atuante;
- ✓ Para o fator A/C 0,5 a calda de cimento não deverá permanecer nos misturadores por mais de duas horas, para não comprometer a sua resistência e injetabilidade.
- ✓ Recomenda-se que as ponteiros em forma de (seta ou cruzeta) sejam utilizadas conforme a geologia local, para melhor rendimento da estaca para perfurar e destruir trechos do solo, facilitando o avanço e produção da estaca.

Em relação à técnica executiva:

- ✓ Notou-se que a condição de injetabilidade da calda torna-se de difícil execução nos primeiros metros de injeção, tanto para solos argilosos como para arenosos, com fatores de A/C igual a 0,5. Portanto, os primeiros metros devem ser iniciados com uma perfuração com calda de fator A/C igual a 1 ou 0,7, engrossando-a com a profundidade, permanecendo com injeção constante por alguns minutos quando chegada na cota de apoio, para melhor formação do bulbo de ancoragem e expulsão da calda mais fina contribuindo com a limpeza do furo;
- ✓ Após a perfuração, a barra de aço complementar deverá ser colocada até a profundidade em que o solo sofrerá maiores acréscimos de tensões.
- ✓ Para não haver perda da haste de perfuração os tubos devem ser dimensionados de acordo com a profundidade, emendados através de rosca de conexão.

Em relação à carga de ruptura:

- ✓ Para efeito de cálculo de capacidade de carga, podemos utilizar o diâmetro final da estaca ocasionado pelo jato da nata de cimento em relação ao solo em que será executada, seguindo os mesmos critérios aplicados pela *ISCHEBECK*, regida pela norma DIN 4128, já que este tipo de estaca não possui nenhuma regulamentação no Brasil.

Devendo-se tomar cuidado com o fck da calda de cimento quando misturado com o solo ao seu redor, aumentando o fator de segurança no seu dimensionamento. Em relação à maior segurança na sua capacidade de carga, podemos utilizar para efeito de cálculo o diâmetro nominal baseado na ponteira de perfuração, considerando um fuste íntegro de calda de cimento.

- ✓ O método de Aoki & Velloso propõe melhor ênfase ao cálculo de ponta, não devendo ser aplicado a estas estacas antes de sofrerem ajustes apropriados, criando um coeficiente de transformação majorando os valores de F1 e F2, para este novo tipo de estaca injetada. Demonstrando o método ser de menor confiabilidade

quando aplicado em camadas de solos compressíveis, apresentando resultados conservadores com respeito a parcela (RL) quando comparados com os valores de cargas de ensaio;

✓ O desempenho da previsão de carga, para Decourt & Quaresma, foi satisfatório para verificação da capacidade de carga a compressão em solos argilosos e tração em solos arenosos, reforçando a hipótese de ser um método específico para estacas que realizam a transferência de carga por atrito lateral, comprovando que sendo seus coeficientes em função do tipo da estaca (α e β) podem se estender para este tipo de estaca;

✓ Dos métodos de previsão de carga semi-empíricos estudados, o que se destacou perante os demais quando em comparação com as provas de carga a compressão executadas em solos argilosos (mole a rija) como para arenosos (fofa a compacta) foi David Cabral. Desconsiderando em seus cálculos a pressão de golpes de ar para a estaca raiz, por pressões constantes utilizadas nas estacas injetadas autoperfurantes, foi verificada a coerência dos resultados em termos de resistência lateral, com o desempenho da estaca em estudo que trabalha fundamentalmente por atrito.

✓ Dentre os métodos, Ivan Joppert Jr. demonstrou ser o mais conservador, determinado a capacidade de carga somente pela resistência total, foi ajustado pelo autor dividindo o valor da resistência final em parcelas de atrito lateral e reação de ponta. Seus parâmetros são apropriados para o tipo de estaca, pois envolve suas características (comprimento e tamanho da ponteira) apresentando um comportamento diferenciado na compressão e tração próximo da realidade para solos arenosos, sendo que podemos considerar seus valores de resistência lateral para determinar a capacidade de carga a tração.

6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras

Dentre as principais sugestões para futuros trabalhos destacam-se:

- ✓ Realização de provas de carga para o tipo de estaca analisada, com aumento no número de ensaios para que se possa obter uma melhor avaliação do comportamento deste tipo de fundação e melhor definição para os métodos de determinação de capacidade de carga, através do entendimento da relação entre a resistência lateral e ponta;
- ✓ Realização de pesquisas futuras, para verificar melhor o diâmetro deste tipo de estaca, em diversos tipos de solos através da exumação das mesmas, para melhor definição de um fator de multiplicação em relação ao seu bit de perfuração;
- ✓ Avaliação da sua capacidade de carga considerando a nata de cimento, junto com o conglomerado de solo ao redor da estaca;
- ✓ Com relação ao Método David Cabral (1986) sugere-se a verificação de sua capacidade de carga através da execução de novas estacas, variando-se a pressão de injeção e posteriormente realizando-se provas de carga para determinação da pressão como coeficiente de variação em relação à resistência total;
- ✓ Como sugestão para um estudo futuro, contemplando melhor capacidade de carga para este tipo de estaca, poderia ser incorporado o método de David Cabral com Ivan Joppert Jr., através de uma retro-análise de provas de carga em diferentes tipos de solo ao qual a estaca foi submetida, para definir um coeficiente de influência relacionado ao tipo de solo (K) e pressão de injeção (p).

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da Região de Campinas**. 1996. 170p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

ALONSO, U. R. Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagem a percussão. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 4, n. 3, p. 19-32, dezembro, 1981.

_____. Estimativa da transferência de carga de estacas escavadas a partir do N_{SPT} . **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 6, p. 21-27, abril, 1983.

_____. Controle da Carga Mobilizada em Estacas Cravadas Sujeitas á Ação de Atrito Negativo. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 15, p. 21-26, abril, 1992.

_____. Reavaliação do dimensionamento estrutural de estaca raiz em face a exigência do ensaio MB-3472 da ABNT. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 18, p. 45-49, abril, 1995).

_____. Ruptura por flambagem de estacas injetadas In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1996. v.2, p.255-263.

_____. Estacas injetadas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.361-372.

AMANN, K.A.P. **Avaliação crítica de métodos de previsão da carga de ruptura, aplicados a estacas raiz**. 2000. 233p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

AOKI, N.. Carga Admissível de estacas através de ensaios dinâmicos In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1991. v.2, p.269-292.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A.. Carga Admissível e Carga Característica de Fundações por Estacas. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 23, n. 2, p. 137-142, agosto, 2000.

ASCHENBROICH, H. *MICRO PILE REINFORCEMENT SYSTEMS and CORROSION PROTECTION*. In: **Micro-pile Seminar**, 2001, Charlotte . *Anais...* North Carolina : ADSC, 2001. v.1, p.1-12.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Calda de cimento para injeção**: NBR 7681. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, 4p.

_____. **Calda de cimento para injeção – Determinação do índice de Fluidez**: NBR 7682. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, 4p.

_____. **Calda de cimento para injeção – Determinação da resistência a compressão**: NBR 7684. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, 2p.

_____. **Calda de cimento para injeção – Determinação da vida útil**: NBR 7685. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, 2p.

_____. **Estacas – prova de carga estática – NBR 12131 – MB - 3472**: Rio de Janeiro: ABNT, novembro, 1991, 4p.

_____. **Projeto e execução de fundações**: NBR 6122/2010. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 2. ed. São Paulo: ABEF, 1999. 282p.

AVELINO, J. D. **Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solo Mole** . 2006. 119p. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

AZEVEDO, A. A. et al. Injeção de vedação em fundações basálticas de barragens de gravidade. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA**, 2, 1978, São Paulo/SP. Anais... São Paulo, 1978. v.1, p.17-33.

AZEVEDO Jr, Nelcio et al. Provas de carga em estacas de pequeno diâmetro – casos de ruptura por flambagem. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 6., 1990, Salvador/BA. Anais... Salvador, 1990, p.513-517.

BUSTAMANTE, M., DOIX, B. *Um methode pour Le calcul des tirants et des micropieux injectes*. Bulletin, LPC N. 140, 1985.

CABRAL, D. A. O uso de estacas raiz como fundação de obras normais. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 8., 1986, Porto Alegre/RS. Anais... Porto Alegre, 1986. v.6, p.71-82.

CAMBEFORT, H. **Geotechnique de L' Ingenieur**. Et reconnaissance de sols. Paris Editions Eyrolles, 1975. 424p.

CASTRO, A. L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia de concretos de alto desempenho**. 2007. 334p. Tese de Doutorado (Escola de Engenharia de São Carlos) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

CONCREMAT. Relatório técnico, n. 07E – Ensaio de compressão em corpos de prova de calda de cimento, SP. **CONCREMAT**, São Paulo, 2010, 6p.

CORRÊA, R.S. **Previsão da carga de ruptura de estacas-raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1988. 131p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Fundações) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

COSTA NUNES, A.J. Estacas injetadas - relato geral. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS** – SEFE, 1., 1985, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1985. v.1, p.103-118.

CHINCELLI, M. O retículo de estaca raiz. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS** – SEFE, 1., 1985, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1985. v.1, p.129-148.

DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. Bending and buckling of partially embedded piles. In **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 6, Montreal, Proceedings, Montreal, v. 2, 1965, p. 243-246.

DECOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.265-301.

ESTE Geotecnia e Fundações Ltda. **Calda de cimento e argamassas**. São Paulo, 1992. 16p.

ESTE Geotecnia e Fundações Ltda. **Catálogo técnico**. São Paulo, 2007. 10p.

FALCONI, F.F. et al.. **Estacas raiz: projeto, execução e controle**. São Paulo: ABNS/Núcleo Regional de S. Paulo, 2000. 43p. (Publicação Técnica ABMS).

FELLENIUS, B. H. *Test load of piles and new proof testing procedure*. In: **Journal of Geotechnical Engineering Divison**, v. 101, ASCE, n. 9, p. 855-869, sept. 1975.

FONTOURA, S.A.B. Mecanismos de Transferência de Carga em Sistemas Solo-Estacas Escavadas. In: **Anais do Simpósio sobre Comportamento de Fundações**, Rio de Janeiro, Engenharia Civil PUC, 1982.

FONTELES, H. R, da, N. **Caracterização geotécnica do subsolo da porção nordeste do município de Fortaleza (CE) com base em geoestatística**. 146p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos. 2003.

GOBLE, G. G., RAUSCHE, F., LINKINS, G. E. **MANUAL DO PDA**, 1992.

GOLOMBEK, S. Reforço de fundação. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 3., 1985, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1985. v.2, p.83-86.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P. **Ensaio de Carregamento Dinâmico**, 1.ed. São Paulo : Editora Benaton, 1996.

GUIMARÃES FILHO, J. D. Consolidação de solos por injeção: Discussão sobre uma prática bem sucedida mas que não está de acordo com as teorias clássicas existentes. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 7, p. 99-107, abril, 1984.

GUIMARÃES FILHO, J. D., ZIRLIS, A. C., GOMES, N. S. Contribuição ao estudo das microestacas tubulares injetadas. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 8, 1986, São Paulo/SP. Anais... São Paulo, 1986, v. 6, p.57-69.

GUIMARÃES FILHO, J. D. Estacas Injetadas. **Seminário sobre Fundações Profundas**, Porto Alegre, PUCRS, outubro, 2004.

GUIMARÃES FILHO, J. D. Estacas Injetadas autoperfurantes como reforço de fundação. **Comunicação Pessoal**, 2010.

HOBST, L., ZAIJE, J. **Anchoring in Rocks**. In: Elsevier publishing Company. Praga, 1977.

HUSSEIN, M., G., LIKINS, F., RAUCHE. *Selection of a hammer for high-strain dynamic testing of cast-inplace-shafts*, **Proc. 5th Int. Conf. Applic. Of Stress-Wavw Theory to Piles**, p. 759-772, 1996.

IPT. Relatório técnico, n. 824.278 – Ensaio de Tração em barra de aço tipo Rocsolo, SP. **IPT**, São Paulo, 1995, 3p.

JOOPERT Jr, Ivan. Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes Auto-Perfurantes tipo Tubular. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS** – SEFE, 5, 2004, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 2004. v.1, p.262-269.

_____. **Fundações e Contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**, 1. ed. São Paulo : Editora Pini, 2007.

KOERNER, R. M. *Experimental Behaviour of Downdrag in Deep Foundation*. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation**, Div., ASCE, v. 97, SM2, feb/1971, p. 515-519.

LAMARE NETO, A de; BERNARDES, G. P., COSTA F., L. M. J. Resultados de provas de carga executadas em pequeno diâmetro. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS** – SEFE, 1., 1985, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1985. v.1, p.163-173.

LEVIS, S. D. **Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragem de concreto**. 2006. 195p. Dissertação (Mestrado em Mecânica das Rochas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

LIZZI, F. *The pali radice (root piles)- a state-of-the-art report*. In: **SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES**, Bangkok, 1982. **Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p.417-450.**

_____. *The static restoration of monuments*. Genova: Sagep Publisher, 1981. 146p.

MACEDO, I. L. **Análise numérica da construção de aterros sobre solos moles próximos a estruturas existentes – influência da presença de reforço geossintético**. 2002. 192p. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Universidade de Brasília, Distrito Federal.

MASCARDI, C. A. *Design Criteria and Performace of Micropiles*. In: **Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reiforcend Earth and Modern Piling Methods**, paper D. 3, , Bangkok, December 1982.

MASSAD, F. A ação de dunas nas argilas marinhas e os edifícios inclinados de Santos. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 5, 2004, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 2004. v.2, p.168-180.

MARQUES FILHO, P. L. **Geologia de Barragens e Obras Hidrelétricas**. Curitiba. Universidade Federal do Parana, 1986, 230p.

MARRANO, A. et al. Cortinas de injeção e drenagem na fundação das estruturas de concreto do aproveitamento múltiplo de Nova Avanhandava. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA**, 4, 1984, Belo Horizonte/MG. Anais... Belo Horizonte, 1984, p.87-112.

MICUCCI, C, A., LOPES, R. **Un Método tentativo para el Cálculo de Anclajes Inyectados Autoperforantes**. In Congresso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria Geotecnica, 6, 1999, Foz do Iguaçu/Brasil. Anais... Foz do Iguaçu, 1999, p.1629-1635.

MILITITSK, J. Provas de Cargas Estática. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 2, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1991, v.2 p.203-228.

NIENOV, F. A. **Comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar de Santa Maria**. 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul, 2006.

NIYAMA, S. Provas de Cargas Dinâmicas em Estacas . In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS** – SEFE, 2, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo : ABMS, 1991, v.2 p.229-263.

NIYAMA, S.; AOKI, N., CHAMECKI, P. R. Estacas injetadas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.726-751.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 204p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2004.

OLIVEIRA FILHO, U. M. **Fundações Profundas**, 2.ed. Porto Alegre: Editora D. C. Luzzato, 1985.

OKABI, T. **Large Negative Friction and Friction – Free Piles Methods**. In: Proc. Of the 9th Inter. Conf. On Soil Mecanic and Foundation Engineer. Tokyo, 1977, p. 679-682.

RAUSCHE, F., MOSES, F., GLOBE, G. G. *Soil resistence predictions from piledynamic*. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, (SM9): p. 917-937, 1972.

RAUSHE, F., GOBLE, G. G., LIKINS Jr., G. E. *Dinamic determination of pile capacity*. In: **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 111 ASCE , n. 3, p. 367-383, marc., 1985.

ROSA, R. **Proposição de Modificação das Fórmulas Dinâmicas de Cravação de Chellis e de Uto et al. A partir de Resultados do Método Case.** 1981. 241p. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo.

SANTOS NETO, P. M. **Métodos de Cálculo de Atrito Negativo em Estacas: Estudo e Discussão.** 1981. 241p. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

TEIXEIRA, A. H. **Fundações rasas na baixada Santista.** Solo do litoral de São Paulo, ABMS/NRSP, São Paulo, p. 137-154, 1994.

VAN DER VEEN, C. ***The bearing capacity of pile.*** In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zurich. Proceedings... Zurich: ICOSOMEF, 1953. v. 2, p. 84-90.

VARGAS, M. Provas de Carga Estática: Uma apreciação histórica. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 13, p. 3-12, 1990.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Texto, 2004. v. 1, 226p.

_____. **Fundações: Fundações Profundas.** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002. v. 2, 472p.

_____. **Fundações: Fundações Profundas.** São Paulo: Oficina de Texto, 2010. v. 2, 352p.

VESIC, A. S. *Principles of Pile Foundation Design.* In: **School of Engineering**, Duke University, 1975.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

FONTOURA, S. A. B.; VELLOSO, P. P. C.; PEDROSA, M. G. A. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada, com instrumentação no fuste. In: **COBRAMSEF**, 7., 1982, Olinda. Anais... Olinda: ABMS, 1982. v. 2, p 221-235.

GEOTECHNICAL SOLUTIONS, **LEAFLETS, MICROPILES**. Disponível em: <http://www.ischebeck.de>. Acesso em: 20 fev. 2010.

POULOS, J.G. e DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design**. New York, John Wiley & Sons, 1980.

SEGANTINI, A. A. S; CARVALHO, D. Comportamento de estacas de pequeno diâmetro de solo cimento. In: **COBRAMSEF**, 10., 1994, Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 95-110.

SILVA, P. A. B. A. **Capacidade de carga de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro**. 1996. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – USP, São Carlos, 1996.

VARGAS, M. Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil. In: **INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY**, 2., 1974, São Paulo. Proceedings... São Paulo: ABGE , 1974. v. 1, p. IV-pc-5.1-/5.25.