

LEANDRO NEVES DUARTE

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOLO-ESTRUTURA DE ELEMENTOS
DE FUNDAÇÃO TIPO SAPATA ESTAQUEADA**

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

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2012

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

D812a
2012

Duarte, Leandro Neves, 1980-

Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos
de fundação tipo sapata estacada / Leandro Neves Duarte.
– Viçosa, MG, 2011.

xv, 150f. : il. (algumas col.) ; 29cm.

Inclui anexos.

Orientador: Enivaldo Minette.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 142-150

1. Fundações (Engenharia). 2. Mecânica do solo.
3. Engenharia civil. I. Universidade Federal de Viçosa.
II. Título.

CDD 22. ed. 624.15

LEANDRO NEVES DUARTE

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOLO-ESTRUTURA DE ELEMENTOS
DE FUNDAÇÃO TIPO SAPATA ESTAQUEADA**

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

APROVADA: 28 de fevereiro de 2012.

José Luiz Rangel Paes
(Coorientador)

Roberto Francisco Azevedo
(Coorientador)

Stélio Maia Menezes

Luiz Otávio Rigueira Santiago

Enivaldo Minette
(Orientador)

Dedico este trabalho, com todo meu amor e carinho à minha querida
mamãe Vera Lúcia Neves Duarte, mais uma vez, obrigado por tudo.

AGRADECIMENTOS

São muitas as pessoas a quem eu gostaria de expressar meus agradecimentos, mas como o espaço é reduzido, limitar-me-ei àquelas que mais influenciaram e que contribuíram para a conclusão deste trabalho.

A Deus, criador de tudo e de todos, ∴Supremo Arquiteto Universo ∴, que em todas as horas se mostrou presente.

À meu pai, Antônio Enéas Resque Duarte, eterno mestre “in memorium”

À minha querida esposa Roberta Elena, minhas amadas irmãs Larissa e Letícia, com todo meu amor e carinho, obrigado por tudo.

A toda a minha família, por todo apoio.

Ao meu amigo e irmão Luis Otávio (Babalú), pela ajuda fundamental nos momentos de grandes dúvidas e por torcer pelo meu sucesso.

À minha segunda família, em especial Sr. Roberto Teixeira, Dona Maria Elena e Verinha por me aceitarem em suas casas por tanto tempo e pela presença fundamental nas minhas Provas de Carga, Dote que tanto me ajudou com sua mão-de-obra, e a toda a família da minha esposa pela confiança depositada em minha pessoa, e pelo apoio permanente.

A Geopontuall Engenharia Ltda, em especial a William, Flavinho pelo apoio na parte dos ensaios de campo.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de realização do curso.

À Universidade Federal do Mato Grosso (UFMT), em especial ao Prof. Paulo Jorge e Paulo Borges pela liberação, que foi fundamental para a finalização desse trabalho.

Ao Departamento de Engenharia Civil do Centro de Ciências Exatas da UFV, pelo apoio.

Ao Departamento de Estruturas do Centro de Ciências Exatas da UFV, pelo apoio e em especial aos Professores José Carlos e Gustavo Veríssimo pelo aprendizado.

Ao meu grande mestre professor Enivaldo Minette, pela orientação, paciência, apoio e por ser um grande amigo.

Aos professores conselheiros José Luiz Rangel Paes e Roberto Azevedo, pelo apoio e valiosas sugestões para melhoria deste trabalho.

A todos os colegas da pós-graduação, do Departamento de Geotecnia, em especial ao meu grande amigo Taciano, Marcelo Beloni, e aos colegas do Departamento de Estruturas, em especial a Eliane pelo apoio intelectual fundamental no programa Abaqus, colaboração e pelo estímulo, sem os quais este trabalho não teria sido tão gratificante.

Ao meu cunhado Rafael (China), pelo apoio na parte experimental deste trabalho.

Ao professor e amigo Paulo Sérgio, pela gratificante convivência, pelos preciosos e enriquecedores conselhos.

A todos os funcionários e técnicos do Laboratório de Engenharia Civil, principalmente os senhores Júlio César dos Santos, Paulo Afonso da Silva (P3), Zé Carlos, Tio Jorge e Dedé pela valiosa ajuda nos ensaios de laboratório e de campo, e pelo carinho e amizade consolidados neste período de convivência.

Enfim, a todos que de alguma forma colaboraram para a realização deste trabalho.

BIOGRAFIA

LEANDRO NEVES DUARTE, filho de Vera Lúcia Neves Duarte e Antônio Enéas Resque Duarte, nasceu aos 22 dias do mês de julho do ano de 1980, na cidade de Belém/PA.

Em dezembro de 2003, concluiu o curso de Engenharia Civil pela Universidade da Amazônia, em Belém/PA.

Em março de 2006, concluiu o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa-MG.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	xii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT	xv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 – Objetivos	2
1.2 – Organização da Tese	3
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	4
2.1 – Considerações Iniciais.....	4
2.2 – Comportamento mecânico de fundações	5
2.2.1 – Comportamento mecânico de uma sapata.....	8
2.2.2 – Comportamento mecânico de uma estaca.....	14
2.2.3 – Comportamento mecânico de uma fundação mista	19
2.3 – Estudos realizados sobre fundações mistas.....	22
2.3.1 – Relatos e resultados obtidos experimentalmente.....	26
2.3.2 – Relatos e resultados obtidos em obras reais.....	33
2.4 – Métodos de previsão do comportamento carga x recalque de sapatas estaqueadas	41
2.4.1 – Método de Poulos e Davis (1980)	42
2.4.2 – Método de Randolph (1978)	44
2.4.3 – Método de Poulos (2001).....	47
2.4.4 – Método de Bergman (1998)	48
2.5 - Métodos de previsão de comportamento de Fundações Mistas baseados no Métodos dos Elementos Finitos	51
2.6 – Avaliação crítica do atual estado de conhecimento	53
3. MATERIAIS E MÉTODOS	56
3.1 - Campo Experimental.....	56
3.2 - Elemento Estrutural de Fundação	57
3.3 – Ensaio laboratoriais para obtenção das características do solo local.....	58
3.3.1 - Ensaio de caracterização do solo	58
3.3.2 – Ensaio edométrico	59
3.3.3 – Ensaio para a obtenção dos parâmetros de resistência	60
3.4 – Ensaio geotécnicos de campo	61
3.4.1 – Ensaio de sondagem do tipo SPT	62

3.4.2 – Ensaio de sondagem dilatométrica - DMT	64
3.4.3 – Ensaio de sondagem pressiométricas – PMT de pré-furo	66
3.5 – Execução das Provas de carga	67
3.5.1 – Execução da Prova de Carga 01	69
3.5.2 – Execução da Prova de Carga 02	70
3.5.3 – Execução da Prova de Carga 03	71
3.5.4 – Execução da prova de carga 04.....	72
3.5.5 – Dispositivos Beta	72
3.5.6 – Deslocamentos verticais nas Provas de Carga	73
3.6 – Simulação numérica.....	74
3.6.1 – Considerações iniciais	74
3.6.2 – Ferramenta para a simulação numérica.....	74
3.6.3 – Características do Modelo Numérico	77
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	80
4.1 - Critérios das Provas de Carga	80
4.2 – Resultados da Prova de Carga 01.....	80
4.2.1 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Teóricos para a Prova de Carga 01.....	83
4.2.2 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 01.....	83
4.2.3 – Análise das cargas admissíveis para a Prova de Carga 01.....	84
4.2.4 – Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 01.....	85
4.2.5 – Análise dos recalques da Prova de Carga 01	86
4.3 – Resultados da Prova de Carga 02.....	88
4.3.1 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 02.....	90
4.3.2 – Análise das cargas admissíveis para a prova de carga 02.....	92
4.3.3 - Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 02	94
4.3.4 – Análise dos recalques da Prova de Carga 02	96
4.4 – Resultados da Prova de Carga 03.....	97
4.4.1 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 03.....	99
4.4.2 – Análise das cargas admissíveis para a Prova de Carga 03.....	101
4.4.3 - Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 03	102
4.4.4 – Análise dos recalques da Prova de Carga 03	104
4.5 – Resultados da Prova de Carga 04.....	106
4.5.1 - Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 04.....	107

4.5.2 – Análise das cargas admissíveis para a Prova de Carga 04.....	108
4.5.3 - Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 04	109
4.5.4 – Análise dos recalques da Prova de Carga 04	110
4.6 – Análise conjunta das Provas de Carga.....	111
4.7 – Validação do Modelo Numérico.....	113
4.7.1 – Estudo Preliminar.....	113
4.7.2 – Simulação Numérica da Prova de Carga 01	114
4.7.3 – Simulação Numérica da Prova de Carga 02	117
4.7.4 – Simulação Numérica da Prova de Carga 03	119
4.7.5 – Simulação Numérica da Prova de Carga 04	122
4.8 – Avaliação da Influência da Variação de Parâmetros sobre o Comportamento das Provas de Carga.....	124
4.8.1 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento da quantidade de estacas no conjunto.....	125
4.8.2 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do diâmetro da estaca no conjunto, para o caso de sapata com uma estaca.....	127
4.8.3 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do diâmetro das estacas no conjunto para o caso de sapata com quatro estacas	128
4.8.4 – Avaliação do ganho de rigidez das estacas em relação aumento do diâmetro	130
4.8.5 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do comprimento da estaca no conjunto, para o caso de sapata com uma estaca.....	131
4.8.7 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do comprimento da estaca no conjunto, para o caso de sapata com quatro estacas	133
4.8.8 – Síntese dos resultados das Simulações Numéricas.....	135
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	137
5.1 – Conclusões referentes às análises pelos métodos simplificados.....	137
5.2 – Conclusões referentes à Simulação Numérica	140
5.3 – Sugestões	141
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Corte demonstrativo da Estaca T e Estapata.....	6
Figura 2 – Superfície de ruptura de um grupo de estacas pouco espaçadas: (a) real e (b) simplificado (adaptado de Velloso, 2010).	7
Figura 3 - Tipos de ruptura (adaptado de Velloso, 1997)	9
Figura 4– Definição da rigidez de uma estaca na curva carga x recalque (Sales, 2000).	18
Figura 5 – Detalhes de ruptura de uma sapata estaqueada (Kishida et al, 1965)	23
Figura 6 – Efeito do “bloco” no recalque de uma estaca isolada (adaptado de Poulos, 1968)	24
Figura 7 – Fatores de carga, Akinmusuru, 1980, (adaptado de Cunha et al. 2000).....	25
Figura 8 – Comparação do comportamento de um radier sobre 49 estacas, grupo de estacas (7x7) e um radier isolado (adaptado de Cooke, 1986).	27
Figura 9 – Fundação do Ed. Messeturm (adaptado de El-Mossalamy & Franke, 1997).	34
Figura 10 – Fundação do Ed. Westend St. 1 (adaptado de El-Mossalamy & Franke, 1997).	36
Figura 11– Fundação do QV 1, (adaptado de Randolph & Clancy, 1994).	37
Figura 12 – Fundação do Edifício Akasaka, São Paulo (adaptado de Poulos, 1994b).	38
Figura 13– Escavação da cova da sapata com as estacas.....	39
Figura 14 – Método trilinear de Poulos & Davis, 1980 (adaptado de Sales 2000).	43
Figura 15 - Modelo para estimar o recalque de radier estaqueado contendo estacas totalmente mobilizadas (adaptado de Poulos, 2001).	48
Figura 16 – Comportamento da Estapata em presença do carregamento adaptado de (Bergman, 1998).	49
Figura 17 – Ábaco do fator de Influência para Estapata para $B/b = 10$ (adaptado de Bergman, 1998).	50
Figura 18 – Ábaco do fator de Influência para Estaca T para $B/b = 10$ (adaptado de Bergman, 1998).	51
Figura 19 – Elemento de interface bidimensional (adaptado de Desai et al., 1984)	52
Figura 20 – Croqui de Localização do campo experimental.	57
Figura 21 – Ilustração do elemento superficial de fundação (medidas em centímetros).	58
Figura 22 - Curva granulométrica da camada de 0,55 à 2,20m.....	59
Figura 23 – Curva de adensamento do solo.	60
Figura 24 – Esquema da locação dos ensaios de campo realizados no campo experimental.	61

Figura 25 - Boletim de sondagem SPT-01.	62
Figura 26 – Boletim de sondagem SPT-02.	63
Figura 27 - Boletim de sondagem SPT-03.	64
Figura 28 – Calibração do macaco hidráulico com manômetro usado para as provas de carga 01,02 e 03.	68
Figura 29 – Calibração do macaco hidráulico com manômetro usado para a prova de carga 04.	68
Figura 30 – Calibração do macaco hidráulico com manômetro no LMC.	69
Figura 31 – Execução da prova de carga 01.	69
Figura 32 – Detalhes da prova de carga 02 com uma estaca broca.	70
Figura 33 - Aplicação de carga na prova de carga 02.	70
Figura 34 – Detalhes da prova de carga 03 com quatro estacas.	71
Figura 35 – Execução da prova de carga 03 com quatro estacas.	71
Figura 36 – Detalhes da prova de carga 04 com uma estaca e sem sapata.	72
Figura 37 – Detalhes do bloco sobre a estaca da Prova de carga 04.	72
Figura 38 – Detalhes dos dispositivos Beta.	73
Figura 39 – Arranjo geométrico dos extensômetros utilizados na Prova de Carga.	74
Figura 40- Esquema do modelo numérico para simulação das Provas de Carga.	77
Figura 41 – Aspecto geral da malha de Elementos Finitos referente à PC 03.	78
Figura 42 – Curva Carga X Recalque da Prova de Carga 01.	81
Figura 43 – Curva Carga X Recalque do conjunto Prova de Carga 01.	82
Figura 44 – Gráfico de análise das cargas admissíveis da Prova de Carga 01.	84
Figura 45 – Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 01.	87
Figura 46 – Curva Carga X Recalque da prova de carga 02.	89
Figura 47 – Curva Carga X Recalque do conjunto da prova de carga 02.	89
Figura 48 – Gráfico de análise das cargas admissíveis da prova de carga 02.	93
Figura 49 - Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 02.	96
Figura 50 – Curva carga X deslocamento da prova de carga 03.	98
Figura 51 - Curva Carga X Recalque do conjunto da Prova de Carga 03.	98
Figura 52 – Gráfico de análise das cargas admissíveis da Prova de Carga 03.	101
Figura 53 - Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 03.	105
Figura 54 – Curva Carga X Recalque da Prova de Carga 04.	107
Figura 55 - Gráfico de análise das cargas admissíveis da Prova de Carga 04.	108
Figura 56 - Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 04.	110
Figura 57 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga.	112
Figura 58 – Esquema do radier circular estudado por Barcelar (2003).	114

Figura 59 – Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 01.	115
Figura 60 – Gráfico Carga x Recalque do Modelo 01 – PC01-SOSA.....	115
Figura 61 – Isocurvas de distribuição de tensões (kPa) verticais da modelagem da Prova de Carga 01.....	116
Figura 62- Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 02.	117
Figura 63 - Gráfico Carga x Recalque do Modelo 02.	118
Figura 64 - Isocurvas de distribuição de tensões verticais (kPa) da modelagem da Prova de Carga 02.....	119
Figura 65 - Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 03.	120
Figura 66 - Gráfico Carga x Recalque do Modelo 03.	120
Figura 67 - Isocurvas de distribuição de tensões (kPa) verticais da modelagem da Prova de Carga 03.....	121
Figura 68- Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 04.	122
Figura 69 - Gráfico Carga x Recalque do Modelo 04.	123
Figura 70 - Isocurvas de distribuição de tensões (kPa) verticais da modelagem da Prova de Carga 04.....	124
Figura 71 – Curvas carga x recalque avaliação do ganho de rigidez em função do aumento da quantidade de estacas.	126
Figura 72 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do diâmetro da estaca (sapata+01estaca).	127
Figura 73 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do diâmetro da estaca (sapata+04estacas).....	129
Figura 74 - Curvas carga x recalque para análise das rigidezes das estacas com o aumento do diâmetro.	130
Figura 75 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca.	132
Figura 76 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca (sapata+04estacas).	134
Figura 77 - Variação da rigidez com o aumento do diâmetro	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados finais das análises paramétricas (Cunha et al. 2000).	31
Tabela 2 – FS x Número de estacas (Poulos. 1994b).....	38
Tabela 3 - valores dos parâmetros de resistência.....	61
Tabela 4 – Dados obtidos do ensaio DMT.	65
Tabela 5 – Dados obtidos dos ensaio DMT	66
Tabela 6 – Dados obtidos do ensaio PMT 01	67
Tabela 7 – Dados obtidos do ensaio PMT 02	67
Tabela 8 – Propriedades mecânicas do concreto utilizadas na sapata e na estaca. ...	78
Tabela 9 – Porcentagens dos deslocamentos Prova de Carga 01.....	82
Tabela 10 - Cargas admissíveis calculadas, Prova de Carga 01	85
Tabela 11 - Valores de recalque em função da carga, segundo Schmertmann (1978)	86
Tabela 12 - Recalques obtidos na carga de trabalho, Prova de Carga 01	87
Tabela 13 – Porcentagens dos deslocamentos Prova de Carga 02.....	90
Tabela 14 - Cargas admissíveis calculadas, prova de carga 02.....	93
Tabela 15 - Recalques obtidos na Carga de Trabalho, Prova de Carga 02	96
Tabela 16 – Porcentagens dos deslocamentos Prova de Carga 03.....	99
Tabela 17 - Cargas admissíveis calculadas, Prova de Carga 03.	101
Tabela 18 - Recalques obtidos na Carga de Trabalho para a Prova de Carga 03.....	105
Tabela 19 - Cargas admissíveis calculadas, prova de carga 04.....	109
Tabela 20 - Recalques obtidos na Carga de Trabalho, Prova de Carga 04.....	111
Tabela 21 - Cargas de Trabalho das Provas de Carga	112
Tabela 22 – Valores de deslocamento vertical obtidos nas modelagens	114
Tabela 23 – Valores das rigidezes da PC01-SOSA e PC01.	116
Tabela 24 - Valores das rigidezes da PC02-SOSAES e PC02.....	118
Tabela 25 - Valores das rigidezes da PC03-SOSAES4 e PC03.....	121
Tabela 26 - Valores das rigidezes da PC04-SOES e PC04.	123
Tabela 27 – Avaliação do ganho de rigidez com o ao aumento da quantidade de estacas.	125
Tabela 28 – Rigidez e consumo de concreto de cada modelo.	126
Tabela 29 - Avaliação do ganho de rigidez com o aumento do diâmetro das estacas (sapata+01estaca).....	127
Tabela 30 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do diâmetro das estacas (sapata+01estaca).....	128

Tabela 31 - Avaliação do ganho de rigidez com o aumento do diâmetro das estacas (sapata+04estacas).	128
Tabela 32 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do diâmetro das estacas (sapata+04estacas).	129
Tabela 33 - Avaliação do ganho de rigidez com o aumento do diâmetro.	130
Tabela 34 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto das estacas com o aumento do diâmetro.	131
Tabela 35 - Modelos da análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca.....	131
Tabela 36 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do comprimento da estaca.	132
Tabela 37 - Modelos da análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca (sapata+04estacas).	133
Tabela 38 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do comprimento da estaca (sapata+04estacas).....	134
Tabela 39 – Resultados das Simulações Numéricas em solo Heterogêneo.....	135
Tabela 40 – Resultados das Simulações Numéricas em solo homogêneo (H).	135

RESUMO

DUARTE, Leandro Neves, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2012. **Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada.** Orientador: Enivaldo Minette. Orientadores: José Luiz Rangel Paes e Roberto Francisco de Azevedo.

Este trabalho visa estudar o comportamento e a interação entre solo, sapata e estaca, baseado na execução e monitoramento de quatro provas de carga direta executadas em: uma sapata isolada, uma sapata com uma estaca, uma sapata com quatro estacas e uma estaca isolada. Durante as provas de carga, os deslocamentos verticais em diferentes profundidades, correspondentes aos diferentes bulbos de tensão, foram monitorados, usando uma instrumentação especial que se denominou dispositivos “BETAS”. Para determinação das características mecânicas do solo residual de gnaisse existente no local das provas de carga, foram executados no campo ensaios de sondagens à percussão (SPT), ensaios dilatométricos planos (DMT) e ensaios pressiométricos de Ménard (PMT). No laboratório, foram realizados ensaios de caracterização e ensaios para a determinação das características de deformabilidade e resistência, em amostras deformadas e indeformadas do solo. Capacidades de carga e recalques admissíveis obtidos no campo foram comparados com os fornecidos por metodologias teóricas e empíricas baseadas em ensaios de campo e de laboratório, para avaliar a validade destas metodologias. Além disso, usando-se o método dos elementos finitos por meio do programa comercial Abaqus, foram feitas comparações entre as curvas carga-recalque obtidas numericamente e nas provas-de-carga e, por fim, um estudo paramétrico foi realizado para verificar a influência do número de estacas no comportamento da sapata.

ABSTRACT

DUARTE, Leandro Neves, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2012. **Assessment of the behavior of soil-structure foundation elements like piled footing.** Adviser: Enivaldo Minette. Co-advisers: José Luiz Rangel Paes and Roberto Francisco de Azevedo.

This work aims to study the behavior and interaction between soil, shallow footing and pile, based on the implementation and monitoring of four direct load tests performed on: a single shallow footing, a shallow footing with one pile, a shallow footing with four piles and a pile alone. During the load tests, vertical displacements were monitored at different depths, corresponding to different stress bulbs, using a special instrumentation which was called "BETAS" devices. To determine the mechanical characteristics of gneiss residual soil, standard penetration tests (SPT), flat dilatometer tests (DMT) and Ménard pressuremeter tests (PMT) were performed in the field. In laboratory, tests were carried out to characterize and to determine the strength and deformability characteristics of the soil, using disturbed and undisturbed samples. Loading capacities and allowable settlements obtained in the field were compared with the ones provided by theoretical and empirical methodologies based on field and laboratory tests, to evaluate the validity of these methodologies. Furthermore, using the finite element method through the commercial software Abaqus, comparisons were made between the load-settlement curves obtained numerically and by the load-tests and, finally, a parametric study was realized to investigate the influence of the number of piles in the behavior of the shallow footing.

1. INTRODUÇÃO

Os estudos de fundações de obras de pequeno porte despertam pouco interesse na comunidade científica, pois não envolvem grande quantidade de capital. No entanto para o construtor, podem encarecer ou até inviabilizar a obra, principalmente quando assentes em solos identificados como moles, como por exemplo, as argilas muito compressíveis, ou ainda sobre solos colapsíveis. Obras de grande porte com fundações profundas (suporte para grandes cargas) têm o custo da infra-estrutura diluído no orçamento geral da construção.

No Brasil, algumas instituições de fomento à pesquisa têm dado bom incentivo para se pesquisar soluções alternativas de menor custo para fundações rasas e de obras de menor porte com o intuito de viabilizar a implantação destas obras. Isto vem sendo desenvolvido algum tempo em instituições tais como a Universidade Federal de Viçosa (Lopes, 1997; Silva, 2000; Araújo, 2001; Soares, 2003), Universidade de Brasília (Sales, 2000; Sousa e Cunha, 2003), Universidade Federal do Rio de Janeiro (Bergman, M, 1998), dentre outros.

Outro fator importante na prática é a repartição das tensões ao longo do bulbo de tensões de uma sapata, bem como os recalques que essas provocam. Estes temas ainda são pouco conhecidos e muito discutidos pela comunidade científica geotécnica, porém algumas publicações vêm surgindo com intuito de monitorar esses recalques ao longo do bulbo.

Solos com camadas superficiais que apresentam baixa capacidade de carga, com valores de resistência em torno de 3 golpes ($N_{spt} < 3$), tornam inviável o uso de fundações superficiais para obras de pequeno e médio porte. Para minimizar tal fato, estacas de pequeno diâmetro moldadas “in loco” tem sido utilizadas, tais como as estacas escavadas a trado, as estacas tipo “Strauss” e as estacas apiloadas. Para se obter um projeto de fundações mais econômico, sugere-se a utilização de um número mínimo de estacas para um determinado nível de recalque aceitável. Introduziu-se então o conceito de “elementos redutores de recalques” para projetos com grupos de estacas, sendo o recalque aceitável, ou admissível como um dos critérios mais importantes.

Em 1994, a Revista “Construção São Paulo”, publicou um artigo relacionado com o projeto e execução de radiers estaqueado, tal fato levantou a necessidade do meio técnico em aperfeiçoar a concepção de cálculo e economia desse modelo de

fundação. Alguns pesquisadores passaram a publicar trabalhos que garantiam a redução de custos sem decréscimo da eficiência e segurança para esse tipo de fundação.

Após a referida publicação e baseado no estudo de H. G. Poulos (1968), na prática de engenharia passou-se a adotar uma “nova” concepção de fundação na qual a estaca, funcionaria como elemento redutor de recalque e não como elemento único na absorção de esforços e recalques, provocados pelas solicitações da estrutura. Esta nova concepção de fundação tem a presença de um elemento intimamente ligado (ou não) à fundação direta, recebendo parcela de carga do carregamento e limitando os recalques absolutos e diferenciais da estrutura. Sendo assim a fundação superficial não perde a função de transferir carga para o solo, entretanto, parte dessa carga é transferida para as estacas.

Segundo Bergman (1998), foram introduzidos no mercado brasileiro dois conceitos de fundações mistas com um mesmo propósito: o de tornar os níveis de recalques compatíveis com a solução em estaca, porém mais econômicos – (a Estaca – T e a Estapata).

A utilização de “sapatas estaqueadas” e “radier estaqueado” vem crescendo pelo fato de melhorarem o desempenho da fundação em relação à capacidade de carga e aos recalques. O contato bloco-solo em um grupo de estacas também traz vantagens em função da possível associação de mais de um tipo de fundação. Portanto, para obras menores, a utilização de sapatas estaqueadas pode substituir fundações superficiais quando estas não mais atendem aos requisitos técnicos necessários, seja este dado por recalques excessivos ou pelo custo da obra.

1.1 – Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar o comportamento de elementos de fundação tipo sapata estaqueada visando a compreensão da interação solo-estrutura desses elementos.

Para alcançar o objetivo geral, se estabelecem os seguintes objetivos específicos:

- realizar provas de carga diretas em sapatas estaqueadas visando aumentar o quantitativo de informações sobre este tipo de fundação, implantado no solo da região da Zona da Mata Norte do Estado de Minas Gerais, Brasil;

- realizar um estudo sobre a aplicabilidade de alguns métodos analíticos de previsão do comportamento da curva carga x recalque das provas de carga realizadas;
- analisar o deslocamento vertical (recalque) do solo em diferentes profundidades, ou seja, ao longo do bulbo de tensões;
- comparar os resultados de rigidez obtidos nas provas de carga com a obtida através de modelos numéricos de elementos finitos;
- avaliar a influência da variação de alguns parâmetros como diâmetro/comprimento/quantidade das estacas sobre o comportamento da sapata estaqueada;

1.2 – Organização da Tese

Este trabalho está organizado em seis capítulos, nos quais se apresenta o desenvolvimento do trabalho de pesquisa, seus resultados e conclusões.

No Capítulo 02 se apresenta uma Revisão de Literatura que busca o desenvolvimento sobre o comportamento da tríplice solo, sapata e estaca, bem como seus principais métodos de estimativa de capacidade de carga e de recalque, utilizando-se os ensaios de campo e de laboratório e obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, apresentação de alguns trabalhos desenvolvidos na área e considerações sobre o método numérico computacional usado para comparação dos resultados das provas de carga.

Os Materiais e Métodos utilizados neste trabalho são descritos no Capítulo 03 onde são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório e ensaios de campo: sondagens (SPT), ensaios dilatométricos planos (DMT) e ensaios pressiométricos de Ménard (PMT), e as características das Provas de Carga. Apresentam-se também os dispositivos de monitoramento do bulbo de tensões, utilizados para instrumentação das Provas de Carga com sapata.

A Análise e Discussão dos Resultados estão apresentadas no Capítulo 04, baseada nos dados encontrados nos ensaios de laboratório, de campo, nos estudos paramétricos e nas comparações com os métodos matemáticos computacionais.

Finalmente, no Capítulo 05 – Conclusões e Sugestões se apresenta uma avaliação dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalque para sapatas estaqueadas. Também se apresentam neste Capítulo as principais conclusões alcançadas através das análises numéricas, bem como sugestões de pesquisas futuras sobre o assunto.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 – Considerações Iniciais

Conforme explicitado pela norma NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações, a infraestrutura é designada como fundação profunda e fundação rasa. E devido ao fato de terem um comportamento diferenciado na relação carga x recalque, ou seja, formas distintas de repasse de carga ao solo, alguns profissionais hesitam em usá-las em conjunto.

É comum no projeto de fundação considerar a utilização de um sistema de fundação rasa, como sapatas, para suportar uma estrutura, e, em seguida, se isso não for suficiente, inserir algumas estacas em que as cargas de projeto em parte são resistidas pelas mesmas.

Nos últimos anos, tem havido um crescente reconhecimento de que o uso de estaca reduz os recalques de fundações rasas mistas e pode levar a considerável economia sem comprometer a segurança e desempenho da fundação. Tais fundações trabalham, tanto com o elemento de fundação superficial quanto com a estaca e podem ser chamados de sapata estaqueada ou por radier estaqueado. Um dos Comitês Técnicos da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE) concentrou os seus esforços no período de 1994 em fundações mistas, coletando informações importantes através de estudos de casos e métodos de análise e projeto, produzindo relatórios detalhados sobre essas atividades (O'Neill et al, 1996). Além disso, alguns autores vêm tratando sobre a modelagem numérica desse tipo de fundação, chefiada por El-Mossallamy & Franke (1997).

O conceito de fundação rasa mista tem sido descrito por diversos autores, incluindo Poulos (1972), Hooper (1973), Burland et al. (1977) Sommer, et al. (1985), entre muitos outros.

Recentemente, o resgate do conceito de estacas como “elementos redutores de recalque”, e não apenas com a função de suportar carga, vem ganhando espaço entre as pesquisas na área de fundações no Brasil. Novos métodos estão sendo criados explorando as vantagens da associação de um elemento superficial de fundação com certo número “ótimo” de estacas (Sales, 2000).

Segundo Terzaghi & Peck (1967) o estudo do comportamento do grupo de estacas já estava em nível aceitável para a prática de fundações e estudos

complementares para refinamento teórico eram irrelevantes e desnecessários quando comparado a outros estudos na área de fundações. Ainda assim, (Poulos, 1968: Butterfield & Banerjee, 1971b), com base na teoria da elasticidade fizeram análises de estacas isoladas e grupos de estacas. Despertou-se então no meio técnico uma vontade de melhor entender a tríplice solo, estaca e sapata.

A Engenharia de Fundações é uma prática, que se aprimora pela experiência, com o comportamento das fundações devidamente observado e interpretado. Isto não se faz sem atentar para as peculiaridades dos solos. Por outro lado, todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de ruptura (Pinto, 1998).

Na prática de fundações o projetista estuda várias combinações de esforços com intuito de chegar naquela mais desfavorável para o projeto. Entretanto a modelagem numérica entra como ferramenta fundamental para a análise do problema tendo em vista a complexidade dos fatores envolvidos.

O uso de ferramentas mais elaboradas pode dar respostas bem próximas da realidade com o inconveniente do tempo despendido nas análises. Dentre estas ferramentas destaca-se o Método de Elementos Finitos (M.E.F), reconhecida pelo meio técnico como a que pode determinar os melhores resultados, por conseguir incorporar diversas propriedades do solo e dos elementos estruturais.

2.2 – Comportamento mecânico de fundações

A ruptura do solo é normalmente um fenômeno de cisalhamento. Isto acontece, por exemplo, quando uma fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tração ou compressão. A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver na eminência de ocorrer (Pinto, 1998).

As fundações são separadas convencionalmente em 2 grandes grupos:

- Fundações superficiais (ou “diretas”) são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade, são geralmente limitadas pela presença de solo superficial de baixa capacidade de suporte. Elas transmitem a carga da estrutural através de sua base e são mais suscetíveis a recalques;

- Fundações profundas, são aquelas usadas para vencer terrenos superficiais de baixa resistência, cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno. Transmitem a carga ao terreno através da base e do atrito lateral.

Um tipo alternativo de fundação denominada “Fundação Mista” é caracterizada pela associação de fundações superficiais e profundas. Dentre estas se destacam as seguintes:

Sapata sobre pequenas estacas é a associação de sapata com estacas (chamada de “estaca T” e “estapata”, dependendo se há contato entre a estaca e a sapata ou não);

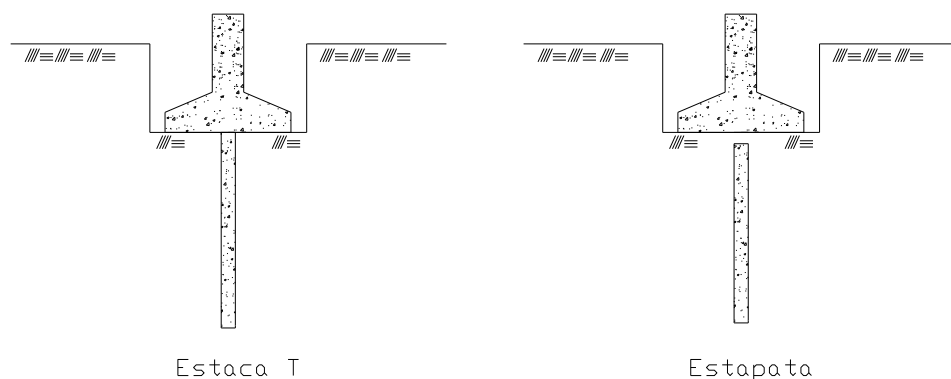


Figura 1- Corte demonstrativo da Estaca T e Estapata.

Sapatas estaqueadas transferem parte das cargas que recebe por tensões de contato em sua base e parte por atrito lateral e carga de ponta das estacas.

Velloso e Lopez (2010) comenta que estacas próximas interagem através do solo que as circunda tornando a capacidade de carga diferente da capacidade de carga da estaca isolada. De acordo com a forma de execução daquele elemento de fundação, e do tipo de terreno, o efeito de grupo pode ser benéfico ou contrário.

De maneira geral, elementos de fundação executados muito próximos comportam-se – juntamente com o solo comprimido entre eles – em bloco. Com isso o solo não participa do atrito lateral nas estacas internas, conforme Figura 2 (a). Esse comportamento em bloco não é desejável e, assim, um espaçamento mínimo entre as estacas deve ser obedecido para evitá-lo (Velloso e Lopez, 2010).

Segundo Velloso e Lopez (2010), pode-se verificar a possibilidade de comportamento em bloco ao comparar-se os valores de capacidade de carga calculados (a) pela soma das capacidades individuais e (b) como um elemento único,

com uma base igual à área do grupo e uma superfície lateral igual à superfície externa do grupo Figura 2 (b).

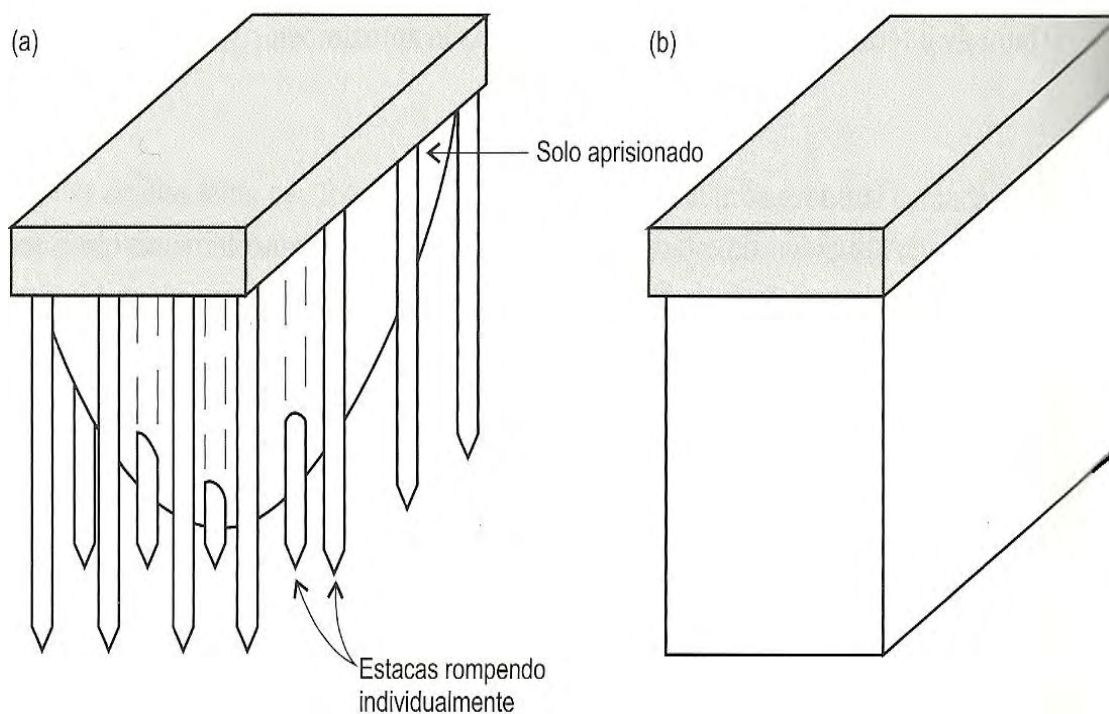


Figura 2 – Superfície de ruptura de um grupo de estacas pouco espaçadas: (a) real e (b) simplificado (adaptado de Velloso, 2010).

Para estacas cravadas em solos argilosos, alguns autores consagrados como Withaker, (1957) e Sowers et al. (1961), indicam que, para um espaçamento pequeno, menor que cerca de $2D$, ocorre o comportamento em bloco, caracterizado por uma eficiência baixa.

Para estacas escavadas que transmitem carga pelo fuste, que não têm o efeito benéfico da compactação, a proximidade apenas criaria o efeito de bloco, que deve ser evitado. Deve-se adotar um espaçamento mínimo da ordem de 3 diâmetro (entre eixos) entre estacas, para permitir um comportamento individual pleno das estacas do ponto de vista da capacidade de carga (Velloso, 2010).

Fisicamente, um “grupo de estacas” ou “bloco de estacas, que é uma forma tradicional de fundação, poderia ser considerado como uma “sapata estaqueada” ou “radier estaqueado” quando o bloco de coroamento das estacas estiver em contato com o solo, fazendo assim o papel de elemento de fundação superficial da fundação (como uma sapata ou radier) (Sales, 2000).

A avaliação e previsão do comportamento dos elementos sapata, estaca e solo de forma separada nos arremete a erros de dimensionamento, pois tais elementos

interagem entre si. Uma modelagem da interação desses componentes nos levaria a melhores resultados, ou seja, mais realistas aos obtidos experimentalmente.

Os excelentes resultados alcançados com sapatas estaqueadas, evidenciados pela diminuição significativa de recalques, vem aumentando o uso desse artifício em obras de médio a grande porte. Todavia o aumento da quantidade de estacas implementadas não é proporcional ao ganho de eficiência do conjunto (Sales, 2000).

A existência de um número ótimo de estacas implantadas em um elemento de fundação superficial foi verificado por alguns autores (Fleming, 1992; Poulos et al, 2001; Clancy & Randolph, 1992). Ressalta-se que esses estudos foram baseados em situações pouco convencionais, como, solo homogêneo e carregamentos analisados de forma separada. Tais condições são pouco encontradas na prática.

2.2.1 – Comportamento mecânico de uma sapata

A seguir a descreve-se dos principais tipos de ruptura por cisalhamento de fundações.

A ruptura geral ou generalizada é caracterizada pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai do bordo da fundação à superfície do terreno Figura 3 (a). Em condições de tensão controlada, que é o modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. Em condições de deformação controlada constata-se uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois de ocorrida a ruptura do solo. Durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação, por questões de assimetria normalmente inevitáveis em situações reais, ao atingir a ruptura, o movimento se dá em um único lado da fundação (Velloso e Lopes, 1997).

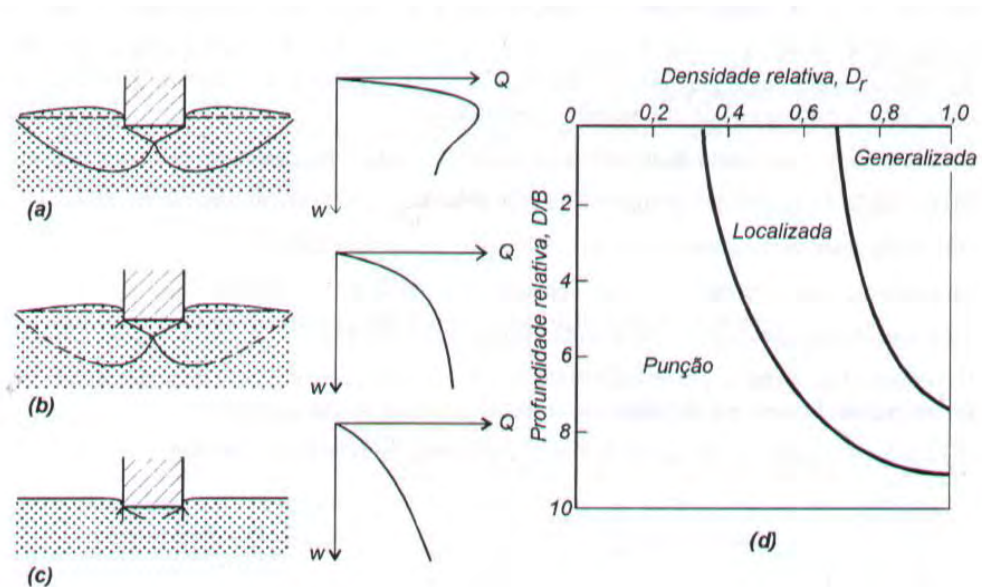


Figura 3 - Tipos de ruptura (adaptado de Velloso, 1997)

Passando para outro extremo, a ruptura por punção é caracterizada por um mecanismo de difícil observação Figura 3 (c). Neste caso, medida que a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo da mesma. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. O solo fora da área carregada praticamente não participa do processo (Velloso e Lopez, 1997).

Finalmente, entre os dois extremos encontra-se a ruptura localizada que é caracterizada por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação Figura 3 (b). Esse modelo consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se inicia junto às bordas da fundação, tal como no caso da ruptura generalizada. Há uma tendência visível de levantamento do solo aos lados da fundação. Entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical apreciável (da ordem da largura ou do diâmetro da fundação) as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno. Mesmo então não haverá um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação que permanecerá embutida no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Assim, a ruptura localizada tem características dos outros dois tipos de ruptura e, por isso, na realidade, ela representa um tipo de transição (Velloso et al, 1997).

2.2.1.1 - Previsão da capacidade de carga de sapatas

A solução geral desenvolvida por Terzaghi (1943) pressupõe um solo que apresenta o tipo de ruptura geral. Para satisfazer a necessidade prática de análise de solos compressíveis, Terzaghi (1967) propôs o uso da mesma equação geral com os parâmetros c e ϕ reduzidos (c^* e ϕ^*).

Sendo:

$$c^* = \left(\frac{2}{3}\right) c \quad \text{Equação 1}$$

$$tg(\phi)^* = \left(\frac{2}{3}\right) tg(\phi) \quad \text{Equação 2}$$

- Brinch-Hansen (1970)

Como considera-se a solução de Brinch-Hansen um aperfeiçoamento da de Terzaghi (1967), também são adotadas as reduções dos parâmetros para este método.

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \quad \therefore q = \gamma_{nat} \cdot H \quad \text{Equação 3}$$

Os fatores de capacidade de carga, de forma e de profundidade podem ser verificados nos livros de Velloso e Lopes (2010).

- Método de Meyerhof (1963) segundo ensaio SPT.

$$\sigma_a = \frac{1}{30} \cdot N \cdot B \cdot \left(1 + \frac{D_f}{B}\right) \text{ em MPa} \quad \text{Equação 4}$$

onde:

σ_a tensão admissível;

N índice médio (N72) – Amostrador Raymond –Terzaghi;

B dimensão característica da sapata;

D_f profundidade de apoio da base de fundação.

- Método de Teixeira et al. (1996) segundo ensaio SPT.

$$\sigma_a = 20 \cdot N \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 5}$$

- Método de Ménard (1963) segundo ensaio PMT.

$$Pl_e = [(pl - p_0)_1 X \dots X (pl - p_0)_n]^{\frac{1}{n}} \quad \text{Equação 6}$$

$$H_e = \frac{(pl - p_0)_1 \cdot Z_1 + (pl - p_0)_n \cdot Z_n}{Pl_e} \quad \text{Equação 7}$$

$$\sigma_R = K_p \cdot Pl_e + \sigma_v \quad \text{Equação 8}$$

onde:

He profundidade de embutimento;

Ple pressão limite equivalente;

Kp valor obtido através do ábaco Kp x He/B do autor;

n número de ensaios realizados dentro da zona correspondente a 2B;

σ'_{0v} tensão geostática vertical efetiva;

2.2.1.2 - Previsão do recalque de sapatas

Schmertmann et al. (1970, 1978) propõe um método de previsão para recalques baseado na Teoria da Elasticidade, em análises de módulos por meio do Método de Elementos Finitos e observações de medidas de campo e modelos estudados em laboratório. Tal método é relatado por diversos autores como sendo um dos mais confiáveis para este tipo de cálculo. O autor, baseado na teoria da elasticidade, descreve que a distribuição das deformações verticais num semi-espaço elástico linear sujeito a um carregamento uniformemente distribuído pode ser dada por:

$$S(mm) = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q_i \cdot \sum_{i=1}^n \frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta Z_i \quad \text{Equação 9}$$

$$E (kPa) = \alpha \cdot K \cdot Nspt \quad \text{- Teixeira e Godoy (1996)} \quad \text{Equação 10}$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\Delta q} \right) \geq 0,5 \quad \text{Equação 11}$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left(\frac{t}{0,1} \right), t = 0,1 \text{ ano} \quad \text{Equação 12}$$

$$I_{ZP} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vp}}\right)}$$

Equação 13

onde:

q_c resistência específica do cone estático de penetração, estimado através de formulação proposta pelo autor;

C_1 fator de correção para o embutimento.

C_2 fator de correção para o tempo.

Δq_i acréscimo de tensão vertical líquida, à profundidade de assentamento da sapata (base da sapata).

σ'_{v0} tensões verticais geostáticas efetivas, em razão do peso do solo atuante na cota de apoio (assentamento);

σ'_{vp} tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a I_{zp} (máx).

ΔZ_i variação da profundidade na camada considerada.

E_i módulo de deformabilidade do solo na profundidade z , estimado através de correlação com SPT.

I_{zi}, I_{zp} fatores de influência médio em cada camada considerada e de pico (max).

- Método de Butterfield e Banerjee (1971)

$$S(mm) = \frac{2(1+\mu)}{E} \cdot \frac{qB}{I} \cdot 1000$$

Equação 14

Onde:

μ Coeficiente de Poisson = 0,33;

q tensão aplicada (kPa);

I fator de influência, ábaco do autor Butterfield e Banerjee (1971);

E modulo de deformabilidade (kPa), Teixeira e Godoy (1996);

- Método de Décourt (1992) segundo ensaio SPT;

$$S(mm) = 27 \cdot \frac{q \cdot L^{0,7}}{N_{spt}} \cdot 10 \quad \text{Equação 15}$$

onde:

q tensão aplicada (MPa);

N_{spt} índice de resistência a penetração médio igual a 5,5;

L lado da sapata (m).

- Método de Marchetti (1997) segundo ensaio DMT;

$$S(mm) = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \cdot \Delta H \cdot 1000 \quad \text{Equação 16}$$

onde:

$\Delta\sigma_v$ acréscimo de tensão médio da camada (kPa);

M módulo tangente à compressão confinada (kPa);

ΔH espessura das camadas igual a 0,20m.

- Método de Ménard e Rosseau (1962) segundo ensaio PMT;

$$S(mm) = \left[\frac{2q^* \cdot B_0}{9E_d} \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha(q^* \cdot \lambda_c B)}{9E_m} \right] * 1000 \quad \text{Equação 17}$$

onde:

E_m módulo pressiométrico imediatamente abaixo da fundação (kPa);

q^* tensão líquida média admissível na base da sapata ($q^* = q - q_0$) (kPa);

α fator reológico que depende do tipo de solo e da razão entre E_m / Pl , segundo ábaco do autor;

λ_d e λ_c são fatores de forma que dependem da razão L/B da fundação, segundo ábaco do autor;

q tensão aplicada (kPa);

q_0 tensão geostática na cota de assentamento da sapata (kPa);

E_d calculado a partir de um módulo pressiométrico equivalente determinado através da média harmônica.

2.2.2 – Comportamento mecânico de uma estaca

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento ao longo do seu fuste (atrito lateral) e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A porcentagem de carga, a se transferir, via atrito lateral, depende de vários fatores, como propriedades e estratificação do solo, camada de apoio da base, comprimento da estaca, rigidez relativa estaca-solo, processo construtivo, entre outros (Poulos & Davis, 1980)

A resistência lateral oferecida pela estaca é em função do tipo de interface estaca-solo. A expressão básica para estimativa do atrito lateral unitário da estaca é:

$$\tau = a + \sigma_n \operatorname{tg}(\phi^*) \quad \text{Equação 18}$$

onde:

a aderência estaca-solo (igual a $\alpha.c$, onde “ c ” é a coesão do solo e “ α ” um fator adimensional que expressa a parcela da coesão considerada aderência na superfície da estaca);

σ_n tensão normal à superfície da estaca;

ϕ^* ângulo de atrito estaca-solo

O atrito (ϕ^*) existente na interface estaca-solo depende basicamente do tipo de solo e material da estaca, levando-se em consideração a rugosidade da superfície. Já a aderência estaca-solo (a) dar-se-á em solos coesivos em conjunto com o processo de implantação da estaca e do tempo decorrido após esta implementação. A tensão normal à superfície (σ_n), por sua vez, está relacionada às tensões geostáticas laterais do ponto em questão, e à forma de instalação da estaca.

O atrito lateral, $f_s(z)$, existente entre a estaca e o solo está representado pela equação 18. Porém, para que o mesmo comece a ser mobilizado é necessário um deslocamento prévio da estaca no solo que circunda:

$$f_s(z) = F(z). \tau(z) \quad \text{Equação 19}$$

onde:

z profundidade em questão;

$F(z)$ função de nível de mobilização do atrito lateral;

$\tau(z)$ tensão cisalhante máxima na profundidade “ z ”.

A função $F(z)$ para solos em que a resistência residual se aproxima da de pico, pode ser representada por um comportamento bilinear:

$$F(z) = \begin{cases} \frac{\delta}{\delta_{ult}}, & \text{se } \delta < \delta_{ult} \\ 1, & \text{se } \delta \geq \delta_{ult} \end{cases} \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

δ deslocamento relativo estaca-solo;

δ_{ult} deslocamento relativo estaca-solo necessário para a mobilização máxima do atrito lateral.

O atrito lateral mobilizado em uma estaca depende, portanto, não apenas das propriedades intrínsecas do solo e do material constituinte da estaca, que influenciam “ a ” e “ ϕ^* ”, mas também de “ σ_n ” e do nível de mobilização ($F(z)$) do atrito lateral. Desta forma, o comportamento de uma estaca, quando na presença de outros elementos de fundação próximos (quando em um grupo de estacas ou em uma sapata estaqueada), será distinto do de uma estaca isolada, pois haverá a interação entre os elementos adjacentes, modificando as tensões normais atuantes na face das estacas, bem como alterando o deslocamento do solo (Sales, 2000).

Em uma sapata estaqueada, o contato da sapata com a superfície do solo, se por um lado aumenta as tensões verticais e horizontais na interface estaca-solo (aumentando “ σ_n ” e conseqüentemente “ τ ”), por outro, impõe campos de deslocamentos ao solo sob a sapata, o que reduz os deslocamentos relativos estaca-solo, reduzindo, assim, a mobilização do atrito lateral. A preponderância de outro fator será função do tipo de solo e do seu histórico de tensões.

2.2.2.1 - Previsão da capacidade de carga de estacas

Nos métodos “estáticos” a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, obtida em ensaios de laboratório ou in situ.

- Método de Décourt Quaresma (1978) segundo ensaio SPT.

$$Q_r = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + 10 \cdot \beta \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot A_l \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

Q_r carga de Ruptura;

α e β coeficientes sugeridos pelo autor;

C coeficiente de correlação sugerido pelo autor;

N_p e N_l SPT médio da ponta e lateral, respectivamente;

A_p e A_l área da ponta e área lateral, respectivamente.

- Método de Aoki e Velloso (1975) segundo ensaio SPT.

$$Q_r = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{1}{F_2} \sum \alpha_1 \cdot K \cdot N_l \cdot A_l \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

α_1 coeficiente sugerido pelo autor;

K coeficiente de correlação sugerido pelo autor;

F_1 e F_2 coeficiente de ponderação para estacas escavadas sugeridos pelo autor;

- Método de Ménard (1963) segundo ensaio PMT.

$$Q_r = A_p \cdot (K_p \cdot P l_e + \sigma_v) + \left(\sum f_{m\acute{a}x} \cdot \pi \cdot B_e \cdot \Delta_{zi} \right) \quad \text{Equação 23}$$

onde:

$f_{m\acute{a}x}$ Atrito lateral unitário máximo na camada i;

B_e Diâmetro da estaca;

Δ_{zi} É a espessura da camada i.

2.2.2.2 - Previsão do recalque de estacas

A seguir são apresentados alguns métodos de estimativas de recalque consagrados da literatura: Randolph e Worth (1978), Poulos (1989) e Hansbo (1994).

- Segundo método de Randolph e Worth (1978);

$$\frac{P}{w \cdot r_0 \cdot G} = \frac{4}{(1 - \nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\zeta \cdot r_0} \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

w recalque no topo da estaca;

Os demais itens são explicados no item 2.4.2.

- Método de Poulos (1989);

$$w = \frac{P \cdot I}{E_{\text{solo}} \cdot r_0} \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

I fator de influência obtido através de ábacos do autor;

- Método de Hansbo (1994);

$$w = \frac{P}{K} \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

K módulo de deslocamento da estaca obtido através do ábaco do autor.

2.2.2.3 – Conceito de Rigidez

O desenvolvimento do atrito com a deformação seria função da rigidez relativa da estaca, em relação ao solo ao longo do fuste e do solo sob sua ponta.

A rigidez de uma estaca pode ser entendida como sendo uma relação entre a solicitação atuante e o seu deslocamento. Sendo assim pode ser calculada através da seguinte equação:

$$K_p = \frac{P}{\delta} \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

K_p rigidez de uma estaca;

P Carga atuante na cabeça da estaca;

δ recalque da cabeça da estaca para a carga aplicada "P".

A rigidez da estaca pode ser entendida como a tangente, ou secante, à curva "carga X recalque" de uma estaca, conforme exemplificado na Figura 4.

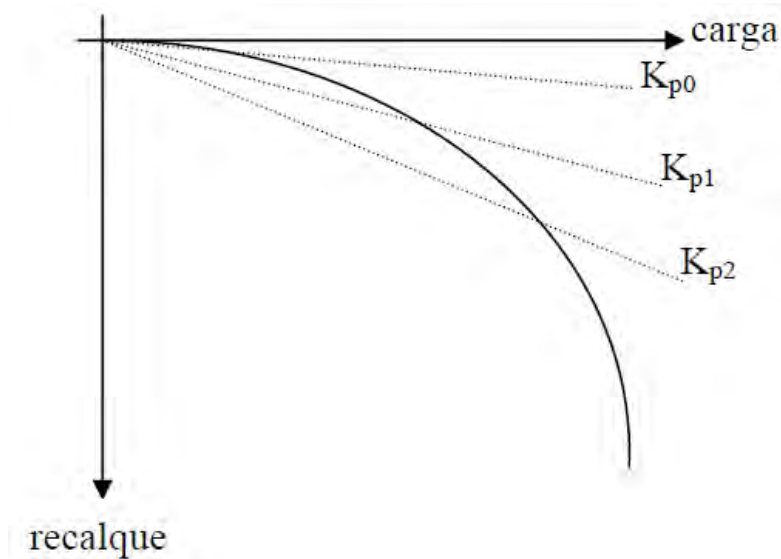


Figura 4– Definição da rigidez de uma estaca na curva carga x recalque (Sales, 2000).

Pode-se observar na Figura 4 que a rigidez K_{p0} determinada pela reta que tangencia a curva carga x recalque representa a rigidez inicial da estaca. Conforme a carga aumenta, o gráfico passa a ter um comportamento não linear. Assim sendo, pode-se representar a rigidez de uma estaca através de novos coeficientes rigidez K_{p1} , K_{p2} , etc. determinados por retas secantes à curva, passando pelo ponto da carga onde interessa avaliar a rigidez. Com intuito de se achar uma equação que representasse esse comportamento, Poulos (1994) utilizou a seguinte forma de variação, adaptada de modelos hiperbólicos para determinar a rigidez K_p de estacas:

$$K_p = K_{p0} \left(1 - R_f \left(\frac{P}{P_u} \right) \right) \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

K_{p0} rigidez inicial da estaca;

P carga atuante na estaca;

P_u carga última da estaca;

R_f fator hiperbólico de variação da rigidez da estaca.

(Poulos & Davis, 1980) adotaram o termo “rigidez relativa de uma estaca” – K , como sendo a relação entre os módulos de Young do material da estaca e do solo multiplicado por um fator de área, indicando assim, quão mais rígida é a estaca em relação ao solo em questão.

$$K = \frac{E_p}{E_s} \cdot \frac{A_p}{A_c} \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

E_p módulo de elasticidade do material da estaca;

E_s módulo de elasticidade médio do solo;

A_p área da seção transversal da estaca;

A_c área da seção transversal limitada pelo perímetro externo da estaca.

Para uma estaca de seção regular cheia, $A_p = A_c$ e, portanto:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad \text{Equação 30}$$

2.2.3 – Comportamento mecânico de uma fundação mista

Segundo Décourt, (1998), fundações mistas são aquelas compostas por dois elementos, um vertical e um horizontal. A transferência das cargas estruturais ao solo se faz duas maneiras: ao longo do fuste e da ponta do elemento vertical como nas estacas convencionais, ou somente pela sua base, como nas fundações rasas.

Sendo o terreno superficial de qualidade razoavelmente boa, e os coeficientes de segurança de fundações rasas a ruptura sendo atendidos. Mas, ou por motivo de espaço físico para implantação das sapatas ou por receio que os recalques totais e/ou diferenciais possam vir a ser elevados, algumas poucas estacas são colocadas sob o “radier” ou sob as sapatas (elementos horizontais), com o objetivo único da redução dos recalques. Nesses casos, o número de estacas a ser utilizado é pequeno, tipicamente três a quatro vezes menores do que o correspondente à alternativa em

fundação profunda convencional, ou seja, as reduções são da ordem de 65 a 75% (Décourt, 1998). Como foi citado anteriormente, pode-se classificar dois modelos básicos de fundação rasa mista com estaca, um chamado estaca T onde o topo da estaca está em contato com a base da sapata, e a estapata onde existe um espaço entre o topo da estaca e a base da sapata. Com esses elementos a rigidez da fundação é aumentada.

Segundo Cintra (1998), em um problema de fundações mistas os objetivos a serem alcançados são basicamente dois, a saber:

- Determinação dos percentuais da carga total a serem transferidos ao solo pelo elemento horizontal e pelo elemento vertical;
- Determinação da rigidez do conjunto.

Adiante serão apresentadas as metodologias de avaliação dessa rigidez.

Cintra (1998), também afirma que no caso de fundações basicamente profundas, a contribuição do bloco de coroamento de um grupo de estacas pouco altera o valor calculado de sua rigidez. A carga transferida para a estaca é porém, reduzida na proporção da carga absorvida pelo bloco.

Segundo o mesmo autor, no caso de fundações basicamente rasas, ocorre o oposto, ou seja, a inclusão de algumas poucas estacas aumenta substancialmente a rigidez da fundação.

2.2.3.1 – Sapata estaqueada

A utilização de sapatas estaqueadas começou a ser intensamente utilizada no Brasil ao final de 1992. Essas fundações são formadas a partir de um elemento vertical único, em geral um fuste de estaca de concreto armado e de um elemento horizontal, designado por topo, normalmente concretado na obra. A ligação entre o elemento horizontal e o vertical é feita de modo tal que, idealmente, apenas esforços verticais de compressão sejam transferidos ao elemento vertical (estaca convencional). O elemento horizontal simplesmente se apóia sobre a cabeça do elemento vertical, sem que haja qualquer tipo de engastamento. Esforços horizontais e momentos fletores são, pois transferidos diretamente ao solo pelo topo (Décourt, 1998).

A conceituação de segurança é totalmente diversa da utilizada para estacas isoladas. Contrariamente ao caso dessas últimas, onde a ruptura frágil é a regra geral, a fundação tipo estaca T é, praticamente, impossível de sofrer ruptura por plastificação

do solo (ruptura geotécnica). Se a carga aplicada à estaca atingir valores superiores dos previstos, o que irá ocorrer será apenas um recalque adicional, de proporção relativamente moderada, jamais um ruptura plena. Análises numéricas assim como de casos de obras indicam que para fundações bem projetadas, a carga de trabalho do elemento vertical corresponderá a cerca de 80% de sua carga última, determinada da maneira tradicional. O maior cuidado nesses casos é garantir-se que a carga transferida ao elemento vertical não irá superar sua carga admissível estrutural. Daí o fato de dar-se preferência a elementos verticais de elevada resistência estrutural. Ao contrário das estacas convencionais onde o solo é, via de regra, o elo mais fraco da corrente, aqui o risco maior seria de o elemento vertical vir a receber cargas muito superiores às previstas e assim se tornar o elemento mais vulnerável do conjunto (Decourt, 1998).

Segundo Cintra e Albiero (1998), um bom projeto avaliará a carga “máxima” possível de ser transferida ao elemento vertical e o dimensionará estruturalmente para esse nível de solicitação. Os controles rotineiramente disponíveis no caso de estacas pré-moldadas cravadas, tais como medidas de repique, medidas com o PDA (Pile Driving Analyser) e as provas de carga dinâmicas, poderão ser adicionados para uma verificação de campo da capacidade geotécnica do elemento vertical.

De acordo com Poulos (1991), a aplicação mais eficaz das sapatas estaqueadas ocorre quando a sapata pode fornecer capacidade de carga adequada, mas o recalque e/ou recalques diferenciais da sapata sozinha ultrapassa os valores aceitáveis. Poulos (1991) também analisou uma série de solos e perfis, e concluiu que as seguintes situações podem ser favoráveis:

- (a) perfis de solo composto de argila relativamente rígida;
- (b) perfis de solo constituído por areias relativamente densa.

Em ambas as circunstâncias, a sapata pode fornecer uma proporção significativa da capacidade de carga necessária e rigidez, com as estacas agindo para impulsionar o “desempenho” da fundação, ao invés de fornecer os meios principais de apoio. Por outro lado, existem algumas situações que são desfavoráveis, incluindo:

- (a) perfis de solos contendo argilas moles perto da superfície;
- (b) perfis de solo contendo areias fofas perto da superfície;
- (c) perfis de solo que são susceptíveis de sofrer recalques de adensamento;

(d) perfis de solo que são susceptíveis de sofrer movimentos de expansão por causas externas.

2.2.3.1.1 – Dimensionamento pelo método simplificado de fundação tipo estaca T

Décourt (1998), propõe uma forma simplificada, porém suficientemente correta, para ser utilizada com sucesso no dimensionamento de fundações tipo estaca T que tem as seguintes etapas:

I – Com base no SPT-T ou em outro ensaio adequado, é feita a avaliação da capacidade de carga da(s) estaca(s) isoladamente;

II – Admite-se, a favor da segurança, que 70% dessa capacidade de carga seja mobilizada para recalque de 15 a 20mm do topo da(s) estaca(s);

III – A carga líquida a ser suportada pelo bloco de coroamento é admitida igual à nominal do pilar menos a carga suportada pela(s) estaca(s), aproximadamente 70% de sua carga de ruptura.

2.2.3.2 – Fundações tipo estapata

Fundações do tipo estapata são um tipo de fundação mista que utiliza simultaneamente a estaca e a sapata, porém sem contato físico inicial entre a base da sapata e o topo da estaca.

Décourt (1998) mostrou que a semelhança entre os dois tipos de fundações é, porém apenas aparente. No projeto de uma fundação tipo Estapata faz-se a previsão dos recalques das sapatas, por exemplo 20 mm. Crava-se a estaca no local da sapata e deixa-se sobre a mesma um disco de isopor de espessura igual à do recalque previsto. Esse disco impede o contato físico entre a estaca e a sapata, que somente virá a ocorrer caso o recalque supere o previsto. Nesse caso, e somente nesse caso, a estaca passará a atuar, como que freando a evolução do recalque.

A vantagem desse tipo de fundação sobre as fundações rasas convencionais é a garantia que recalques muito maiores do que os previstos não irão ocorrer.

2.3 – Estudos realizados sobre fundações mistas

Kishida & Meyerhof (1965) desenvolveram estudos teóricos de modo a considerar a contribuição do bloco localizado sobre as estacas proporcionalmente à capacidade de carga do conjunto. Tal trabalho foi desenvolvido com base no

comportamento do referido grupo sobre solo arenoso. Concluíram que a ruptura dar-se-á da seguinte forma:

- se o espaçamento entre as estacas for pequeno haveria uma tendência de ruptura de todas as estacas em conjunto, como se fosse uma grande estaca única (tubulão equivalente). Neste caso, a capacidade de carga do conjunto seria calculada como a capacidade deste tubulão equivalente, acrescido da capacidade de carga do bloco superficial, considerando-se, contudo, apenas a área do bloco externa à projeção do tubulão equivalente (Figura 5.a);

- se o espaçamento entre as estacas for muito grande, a capacidade de carga do conjunto seria a soma da capacidade de carga do radier ou bloco com a capacidade de carga do grupo de estacas, levando-se em conta o acréscimo de tensões ao nível da ponta das estacas provocada pelo bloco (Figura 5.b).

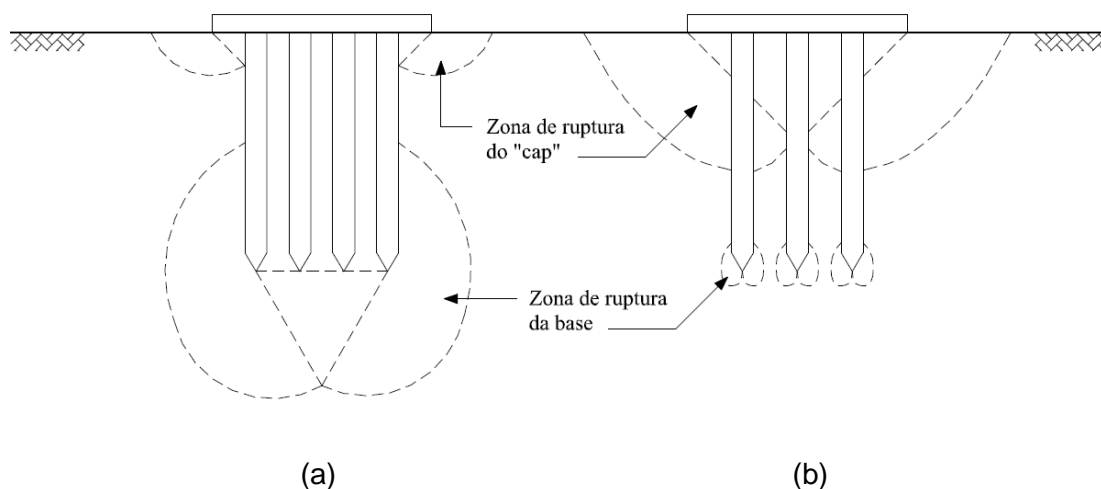


Figura 5 – Detalhes de ruptura de uma sapata estacada (Kishida et al, 1965)

Poulos (1968) foi o pioneiro no estudo teórico sobre o comportamento carga x recalque, ele propôs a consideração da interação estaca-bloco para uma estaca isolada com um “bloco”. Admitindo também o solo como sendo um semi-espaço elástico e o bloco da estaca como uma estrutura rígida. Esse autor apresentou um gráfico (Figura 6) comparando os recalques de uma estaca com e sem “bloco”.

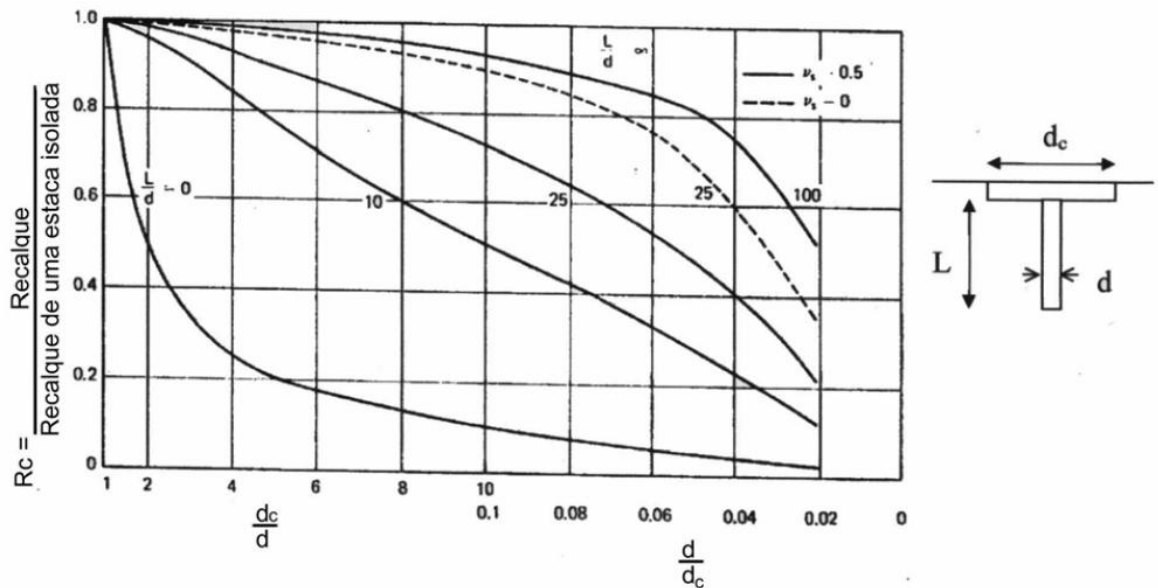


Figura 6 – Efeito do “bloco” no recalque de uma estaca isolada (adaptado de Poulos, 1968)

Pode-se observar na Figura 6 as seguintes informações:

- a influência do “bloco” é função das relações “ d_c/d ” e “ L/d ”. Quanto menor o comprimento da estaca em relação ao seu diâmetro (L/d), maior a interferência do “bloco”, reduzindo-se os recalques relativos (os recalques absolutos diminuem à medida que o comprimento das estacas aumenta);
- quanto maior o coeficiente de Poisson, maior a influência do “bloco” (redução no recalque da estaca);
- somente para estacas muito curtas ($L/d < 10$) a existência de pequenos “blocos” não poderia ser desprezada.

Alguns autores contemporâneos a ele já haviam realizados testes com grupo de estacas com e sem o contato do bloco, mas acredita-se que Akinmusuru (1973) tenha sido o primeiro autor a estudar, no mesmo solo, o comportamento de uma sapata isolada, estaca isolada e do grupo de estacas com e sem o contato do bloco na superfície, buscando-se isolar a parcela de contribuição da interação bloco-estacas. No estudo de Akinmusuru (1973) foi observado que a capacidade de carga de uma sapata estaqueada era superior a soma algébrica da capacidade de carga da sapata e do grupo de estacas. Os resultados foram sintetizados nas seguintes formas:

$$Q_t = \alpha \cdot Q_g + \beta \cdot Q_c$$

Equação 31

Ou

$$Q_t = \alpha' \cdot Q_g + Q_c$$

Equação 32

Onde:

Q_t capacidade de carga da sapata estaqueada;

Q_g capacidade de carga do grupo de estacas;

Q_c capacidade de carga da sapata (individualmente);

α e α' fatores de incremento de capacidade de carga do grupo devido à interação, sendo geralmente maiores que “1” e função do comprimento relativo das estacas da sapata;

β fator de incremento de capacidade de carga da sapata devido à presença do grupo de estacas.

Os testes de Akinmusuru (1973) indicaram que a contribuição do bloco em contato com o solo é função de seu tamanho e do comprimento das estacas, mas de uma forma geral, a parcela de capacidade de carga das estacas (Q_g) é a mais influenciada (aumentada) ao se considerar a interação bloco-solo-estacas, ou seja, $\alpha \gg \beta$ conforme mostrado na Figura 7 (Cunha et al. 2000). Sugeriu-se então a equação simplificada (Equação 9), onde se assume $\beta = 1$.

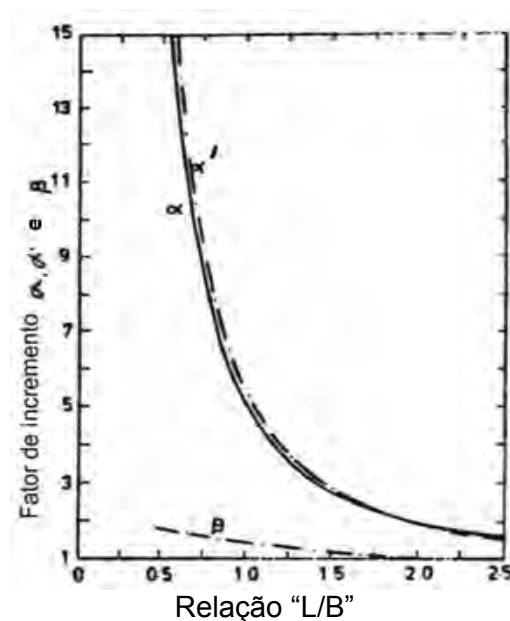


Figura 7 – Fatores de carga, Akinmusuru, 1980, (adaptado de Cunha et al. 2000).

2.3.1 – Relatos e resultados obtidos experimentalmente

Apesar de alguns autores se empenharem em executar testes em estacas isoladas, grupo de estacas e fundações rasas, ainda é diminuto o número de trabalhos visando o aprimoramento da técnica de fundações em estacas incluindo a contribuição do bloco, bem como em sapatas estaqueadas ou radier estaqueados. Atribui-se tal fato, em parte, a dificuldade e grandes custos dos testes de campo em modelo de verdadeira grandeza.

A criação de um banco de dados obtidos através de ensaios de campo, ou modelos de laboratório, tem extrema relevância para a compreensão dos fenômenos mecânicos envolvidos na tríplice (solo-sapata-estaca). Tais resultados forneceriam diretrizes para teorias que tentam explicar o comportamento desses modelos de fundações, que poderiam funcionar perfeitamente como alternativa mais econômica em algumas obras, como por exemplo, em solos residuais que apresentam grande resistência, com elevada razão de sobre-adensamento.

A seguir serão apresentados alguns trabalhos que muito contribuem para o desenvolvimento dos estudos nesta área.

2.3.1.1 – Relatos e resultados obtidos em modelos reduzidos feitos em laboratório

Existem dificuldades e limitações associadas a ensaios em pequena escala em laboratório e sua extrapolação para fundações reais, principalmente devido ao pequeno nível de tensões imposto, dimensões das amostras, amolgamento, etc. Tais limitações, contudo, não invalidam estes trabalhos que podem ser considerados qualitativamente representativos do comportamento de elementos de fundações, e portanto, passíveis de serem usados para comprovar a aplicabilidade de estudos teóricos. Em laboratório, quando não se trata de um estudo para um caso específico, é difícil a escolha do tipo de solo a ser empregado. As areias permitem a execução de ensaios mais rápidos, mas geralmente apresentam ângulos de atrito maiores para baixos valores de tensões confinantes e são mais sujeitas ao efeito escala, em função da dimensão dos grãos. Outro problema para areias densas é a dilatância a baixos níveis de tensão. Desta forma, seriam necessários recipientes maiores com a aplicação de pressões superficiais (ou vácuo) para reduzir os problemas apresentados. Já para argilas se os fatores destacados para areias não são tão preocupantes, a dificuldade maior é a forma de preparação da amostra e instalação das fundações, que consomem um grande tempo de espera para dissipação do

excesso de poropressão (às vezes mais de 50 dias) para realização de um único teste (Sales,2000).

Assim como a dissertação de mestrado de Akinmusuru (1973), alguns autores como Whitaker (1961), Ghosh (1975) e Abdrabbo (1976), citados por Cooke (1981), realizaram testes com “fundações estaqueadas”. Após minuciosa análise notou-se que em determinadas situações alguns modelos poderiam ser representativos do comportamento de sapatas estaqueadas. Tais trabalhos serão descritos a seguir.

Wiesner & Borwn (1978) realizaram uma pesquisa que visava à comparação de resultados obtidos de modelos reduzidos em laboratório com teorias de placas apoiadas sobre um meio elástico. Os resultados, em geral, mostraram um bom grau de aproximação entre os valores experimentais e os calculados pela Teoria da Elasticidade, com uma precisão maior para a previsão de recalques e menor para os momentos gerados. Tais ensaios foram realizados em radier sobre 6 e 9 estacas em uma amostra de argila pré-consolidada. As estacas possuíam diâmetros entre 9,6 a 10,1mm, comprimento de 249 mm e espaçamentos na faixa de 5 a 7 diâmetros. A amostra de argila foi consolidada em um recipiente cilíndrico, com 59 cm de diâmetro e 48 cm de profundidade.

Cooke (1986) apresentou um importante trabalho, no qual fez uma revisão dos métodos de projetos de radiers estaqueados, em solos argilosos. Neste artigo, o autor comenta a realização de ensaios em modelo reduzido de radier sobre 9, 25, 49 e 81 estacas em argilas reconsolidadas de Londres. As estacas possuíam diâmetro de 3,2 mm e variou-se o comprimento e espaçamento entre as estacas.

Na Figura 8 são apresentadas as comparações realizadas por Cooke.

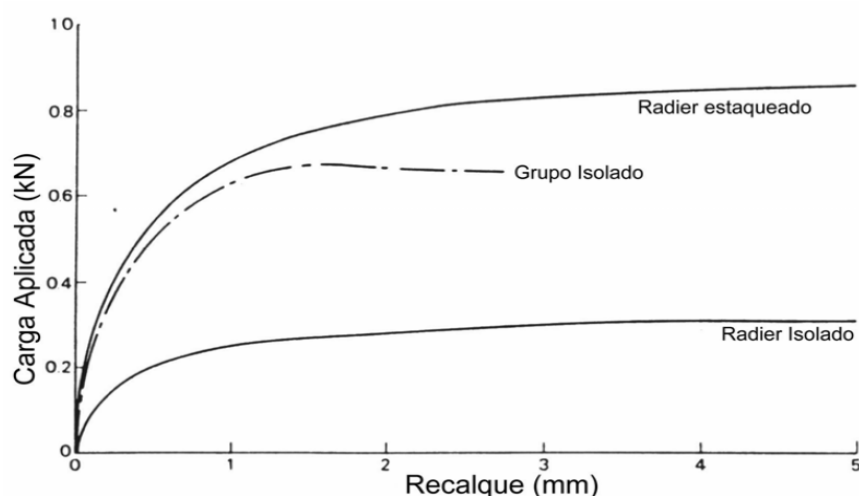


Figura 8 – Comparação do comportamento de um radier sobre 49 estacas, grupo de estacas (7x7) e um radier isolado (adaptado de Cooke, 1986).

As principais conclusões apresentadas por Cooke (1986) são:

- em um radier estaqueado, a contribuição do radier é tanto maior quanto menores o comprimento e o número de estacas;
- para qualquer número de estacas, a contribuição do radier quanto à capacidade de carga, cresce rapidamente com o aumento do espaçamento entre as estacas;
- até um espaçamento $s/d = 4$ (sendo “s” o espaçamento e “d” o diâmetro), a capacidade de carga do radier estaqueado depende diretamente da largura do radier;
- as estacas apresentam melhor desempenho na redução dos recalques do radier quando são longas (relação comprimento da estaca/largura do radier > 10);
- assim como descrito por Hooper (1979), o autor constatou que uma pequena quantidade de estacas foi suficiente para reduzir os recalques de um radier;
- uma otimização do projeto de um radier estaqueado, a fim de que este tenha uma maior contribuição no desempenho da fundação, é conseguido para maiores espaçamentos entre as estacas ($s/d > 4$);
- em geral os recalques foram um pouco menores do que os previstos pela Teoria da Elasticidade.

2.3.1.2 – Relatos e resultados obtidos em campo

Segundo Poulos (1989), as provas de carga em verdadeira grandeza em modelos similares e realizadas no mesmo solo onde será construída uma fundação real são a melhor forma de se obter as respostas daquele tipo específico de fundação.

Garg (1979) realizou algumas provas de carga em estacas escavadas manualmente, com base alargada, em areias siltosas de deposição aluvionar na Índia. Foram realizados ensaios com placas superficiais, estacas isoladas e grupos de estacas com e sem o contato bloco-solo. As estacas possuíam diâmetro de 15 cm no fuste, 37,5 cm na base e 3 m de comprimento. Os grupos ensaiados possuíam 2, 4 e 6 estacas, variando-se o espaçamento entre 1,5; 2 e 2,5 vezes o diâmetro da estaca. Garg (1979) observou os seguintes resultados:

- as provas de carga em placas foram realizadas nas estações seca e chuvosa. Os resultados, durante a estação chuvosa, apresentaram uma redução de 60% na capacidade de suporte e um comportamento menos rígido;
- o aumento do espaçamento de 1,5 para 2,5 implicou num leve aumento da capacidade de carga do grupo de estacas sem o contato do bloco, ou seja, uma

melhor eficiência. Chama-se aqui de “eficiência” a razão entre a carga total do grupo e o número de estacas multiplicado pela capacidade de carga individual de uma estaca isolada;

- quando o bloco das estacas estava em contato com o solo, a carga absorvida pelo grupo foi maior do que quando o bloco não se apoiava no mesmo. Entretanto, a porcentagem de carga absorvida pelo bloco não foi fixa e dependia do nível de carregamento;

- o autor sugere a possibilidade de se estimar a capacidade de carga do grupo de estacas, com o apoio do bloco no solo, como a soma das cargas últimas das estacas mais a capacidade de carga do bloco, considerando, entretanto, somente a área do bloco externa à projeção das estacas, nos moldes sugeridos por Kishida & Meyerhof (1965);

- os grupos de estacas sem o contato do bloco na superfície apresentam “eficiência” decrescente com o aumento do número de estacas;

- para grupos com o contato com o solo, o fator de eficiência também foi decrescente com o aumento do número de estacas, o que pode ser explicado pelo aumento da área de contato entre as estacas, e a diminuição do contato do bloco com o solo, similarmente ao observado por Cooke (1986);

- a rigidez dos grupos de estacas sem o contato bloco-solo foi menor do que quando o bloco tocava a superfície do solo.

Ressalta-se que os estudos realizados por Garg (1979), foram apenas com grupos de estacas com pequenos espaçamentos entre as mesmas, típico do projeto tradicional de um grupo de estacas, e não abordaram situações mais genéricas de um radier estaqueado com maiores espaçamentos entre estacas.

Liu et al (1985) apresentaram os resultados de 51 provas de carga em estacas isoladas e grupo de estacas, realizados na China, em um depósito de areia siltosa uniforme, com índices de vazios entre 0,85 a 0,95 e grau de saturação entre 40 a 50%. Foram um total de 330 estacas escavadas ensaiadas nesta bateria de testes. As características das provas de carga variaram de acordo com os seguintes intervalos:

- diâmetro (d): 12,5 a 33 cm;

- comprimento da estaca: 8d a 23d;

- espaçamento: 2d a 6d

- número de estacas: 2 a 16;
- com e sem inundação anterior ao ensaio.

Os autores chegaram as seguintes conclusões:

- no teste de um grupo de 9 estacas, espaçamento de $3d$ e do bloco apoiado no solo, a estaca central absorveu a menor carga dentre as estacas até a completa mobilização da capacidade de carga das estacas externas. Entretanto, após este ponto, a estaca central passou a absorver a maior carga (maior carga última), fato que os autores atribuíram ao maior acréscimo nas tensões de confinamento desta;
- o comprimento das estacas (L) em relação ao tamanho do bloco (B) influenciou na forma de mobilização do atrito lateral. Para valores $L/B > 1,5$, o atrito lateral foi maior do que o encontrado para uma estaca isolada. Quando a relação L/B era inferior a 1, o valor da parcela de atrito lateral foi menor do que o medido no teste da estaca isolada. Isto mostra a importância das deformações relativas estaca/solo na região próxima ao bloco.
- os grupos de estacas, sem o contato bloco/solo, apresentaram um maior atrito lateral último do que o radier estaqueado similar com contato bloco/solo, para todos os espaçamentos testados;
- a carga residual de ponta é aumentada tanto para o grupo de estacas quanto para o radier estaqueado, em relação a uma estaca isolada. Entretanto, o aumento é maior para a situação de um radier estaqueado devido às tensões de compressão do contato bloco/solo. Este aumento na resistência de ponta foi cada vez menor quanto mais longa a estaca;
- Os autores não observaram a ruptura “na forma de bloco”, como sugerido por Kishida & Meyerhof (1965), mesmo para pequenos espaçamentos ($s/d = 2$). Desta forma não recomendam a utilização do método “tubulão equivalente” para representar um radier estaqueado;

Os autores propõem uma expressão para cálculo da capacidade de carga:

$$Q_t = N \cdot (\eta_s \cdot Q_{su} + \eta_b \cdot Q_{pu}) + Q_c \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

Q_t capacidade de carga última do radier estaqueado;

Q_c capacidade de carga do bloco isolado;

Q_{su} atrito lateral último de uma estaca isolada;

Q_{pu} carga última de ponta de uma estaca isolada;

N número de estacas;

η_s fator de influência no atrito lateral devido à interação bloco-solo-estaca;

η_b fator de influência na carga de ponta devido à interação bloco-solo-estaca;

Sendo:

$$\eta_s = G_s \cdot c_s \quad \text{Equação 34}$$

$$\eta_b = G_b \cdot c_b \quad \text{Equação 35}$$

Onde:

G_s e G_b fatores devido à interação estaca-solo-estaca;

c_s e c_b fatores devido à interação bloco-solo-estaca;

Segundo Liu et al. (1985), os parâmetros " η_s " e " η_b " podem assumir valores maiores ou menores que 1, dependendo do número de estacas, espaçamento e do comprimento relativo das estacas (L/B). Nos testes realizados ficaram entre 0,3 e 1,51.

Cunha et al. (2000), realizaram estudos através de uma simulação numérica de um caso histórico de radier estaqueado, envolvendo uma casa em Uppsala, Suécia, apoiada numa camada de argila marinha. O radier estaqueado foi projetado usando o conceito de "creep pilling" (estacas com estágio total de mobilização) e foi analisado com os programas DEFPIG e GARP6. As análises paramétricas foram seguidas de uma diminuição do número de estacas abaixo do radier, para avaliar o efeito da redução dos momentos no radier, a pressão de contato e os deslocamentos verticais. Na Tabela 1 apresentam-se os resultados oriundos das análises paramétricas:

Tabela 1 - Resultados finais das análises paramétricas (Cunha et al. 2000).

Recalques (cm)		Momentos (kN.m)				Número de Estacas	Divisão de Cargas (%)		Pressão de contato média (kPa)	Fator de Segurança		Caso
Máx	Mín	Mx		My			Estacas	Radier		Global	Estacas	
		máx	mín	máx	mín							
6,89	2,23	117	-168	104	-152	48	51,6	48,4	27,7	8,9	1,2	1
6,93	3,19	84	-76	78	-157	24	30,1	69,9	51	8,6	1,1	2
7,26	3,33	56	-77	61	-59	12	15,3	84,7	59,1	8,5	1	3

De acordo com a Tabela 1, podem ser feitas as seguintes observações:

- reduzindo o número de estacas (de 48 para 12), existe uma significativa tendência, tanto para o recalque máximo quanto para o mínimo, de aumentar. Esse aumento foi de $\approx 5\%$ no caso de recalques máximos;
- reduzindo o número de estacas, existe uma tendência de, tanto o momento máximo quanto o mínimo (M_x , M_y) diminuírem. Essa diminuição foi da ordem de 50%.
- reduzindo o número de estacas, existe um aumento da absorção de carga pelo radier. Esse aumento foi da ordem 75% e ocasionou um aumento de 113% na pressão de contato média abaixo do radier. Contudo, a pressão média prevista é bem inferior a da capacidade de carga abaixo do radier, estimada em 480 kPa;
- reduzindo o número de estacas, existe uma tendência de o fator de segurança global (contra a ruptura) da fundação diminuir. Contudo, os valores estimados são bem superiores a 3, claramente indicando que a proposta de inclusão das estacas foi para reduzir os recalques da fundação;
- reduzindo o número de estacas, existe uma tendência de o fator de segurança das estacas (isoladas) diminuir. Notou-se uma diminuição de 20% quando o número de estacas foi reduzido de 48 para 12, e isso foi ocasionado pelo fato de que o número de estacas no limite de sua capacidade (estimada para ser 380 kN para uma análise drenada) teve um aumento considerado nos Casos 1 a 3. Com 48 estacas (Caso 1) 48% das estacas foram totalmente mobilizadas, enquanto que para 12 estacas, 100% destas foram mobilizadas nesta condição (Caso 3).

Logo, Cunha et al. (2000) concluíram que o sistema de radier estaqueado analisado poderá não romper pela diminuição do número de estacas de 48 para 12, desde que o fator de segurança global permaneça superior a 3. Todas as estacas podem ser totalmente mobilizadas, e o sistema pode ter um aumento marginal no recalque máximo de 5% em relação ao valor obtido no projeto original.

Cunha et al (2001) investigaram alternativas de projeto para casos históricos de radier estaqueado, variando características como número de estacas, localização, comprimento e diferentes espessuras de radier, através de retroanálises (análises paramétricas). Baseadas nestas análises, as seguintes observações podem ser feitas:

- o aumento da espessura do radier tem como consequência a diminuição da carga máxima na estaca e a diminuição da máxima pressão de contato;
- para cada espessura do radier, reduzindo o número de estacas, há uma pequena tendência da pressão de contato média e máxima aumentarem;

- a carga máxima na estaca depende do número e comprimento das estacas;
- para todos os casos, as estacas não alcançaram sua capacidade de carga máxima. A carga máxima das estacas, de acordo com seu comprimento, foi bem abaixo do valor de ruptura.

Tal análise demonstrou que através de avaliações do desempenho de várias combinações de espessuras de radier com número e comprimento das estacas, é possível desenvolver um projeto de fundação satisfatório e economicamente mais viável que alguns projetos convencionais.

2.3.2 – Relatos e resultados obtidos em obras reais

A quantidade de obras executadas com fundações mistas vem crescendo consideravelmente, assim como relatos bem sucedidos dos desempenhos das mesmas.

A seguir apresentam-se sucintamente 04 (quatro) casos de obras com a fundação projetada segundo o conceito de “radier estaqueado”. Esses trabalhos foram apresentados por O’Neill et al. (1996) ao Comitê Técnico (TC 18) da ISSMFE através de um relatório dos principais casos históricos encontrados na literatura. Também será apresentado um caso de projeto de Fundação em sapata estaqueada de uma edificação da Cidade de Viçosa – MG.

2.3.2.1 – Edifício Messeturm (Alemanha)

Este edifício foi construído na segunda metade da década de 80, com 256m de altura e é um dos edifícios mais altos da Europa. Tal obra já teve o seu desempenho relatado e analisado por diversos autores (Sommer et al., 1985; Sommer, 1993 ; El-Mossalamy & Franke, 1997 entre outros). O croquis das estacas e a instrumentação empregada nesta obra é mostrada na Figura 9.

O solo local é constituído por uma matriz de argila sedimentar (argila de Frankfurt), pré-adensada, do período terciário, intercalada por veios de areia, até a profundidade de 70m. O teor de umidade natural era $35 \pm 10\%$ (próximo ao valor de LP). A resistência não drenada desta argila apresentava valores crescentes com a profundidade, partindo de 100 kPa na cota do radier até valores entre 200 e 300 kPa na profundidade da ponta das estacas. O lençol freático se encontrava a 5m da superfície.

Os responsáveis técnicos concluíram que para a referida obra uma fundação em radier isolado era suficiente, pois em termos de capacidade de carga chegou-se a um Fator de Segurança (FS) entre 3,4 (com parâmetros não-drenados) a 5,6 (para parâmetros drenados). Porém os recalques estimados se aproximavam de 40mm, tal valor foi julgado inaceitável. Optou-se pela inclusão de 64 estacas na fundação, de tal forma que estas estacas atingiriam os valores máximos de capacidade de suporte. A capacidade de carga das 64 estacas representavam uma parcela de apenas 7 a 12% da capacidade do radier isolado, ou seja, as estacas foram utilizadas como verdadeiros “elementos redutores de recalques”.

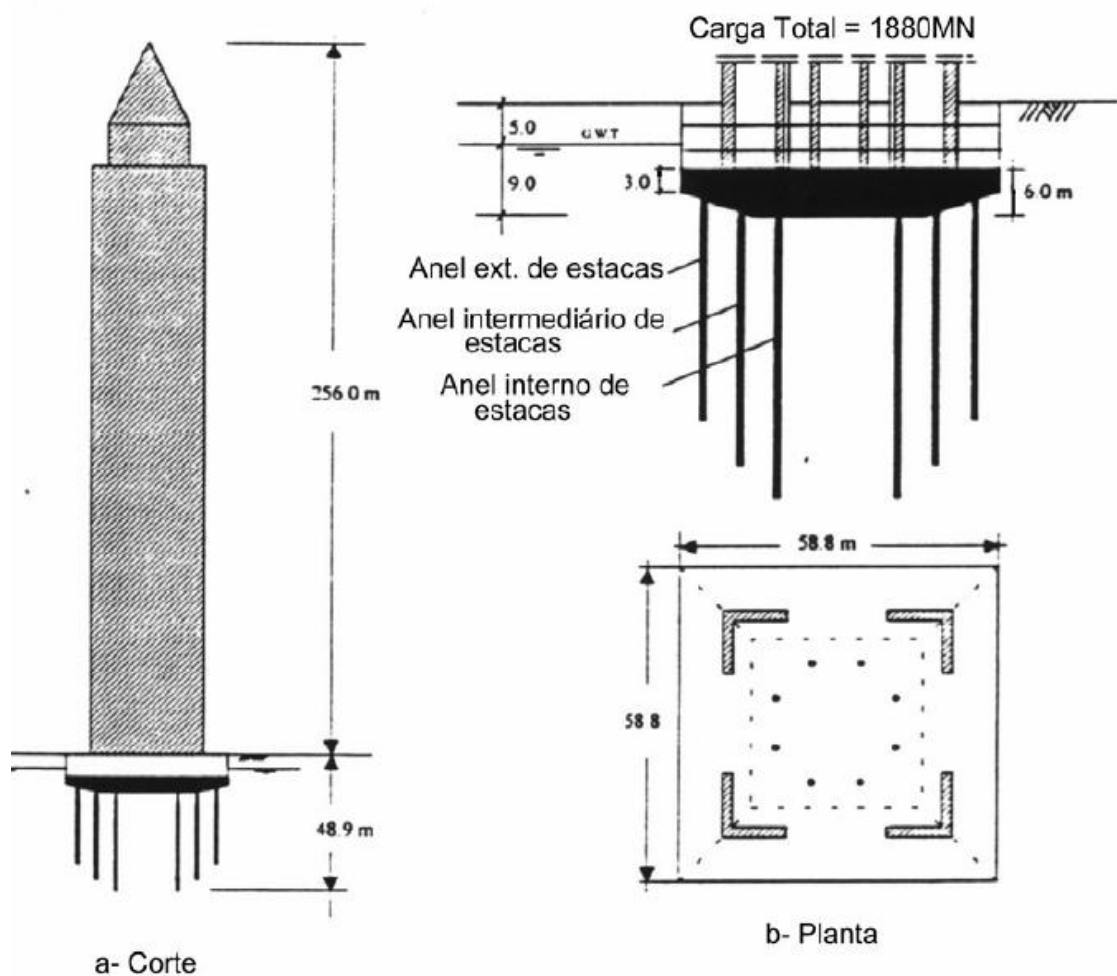


Figura 9 – Fundação do Ed. Meseturm (adaptado de El-Mossalamy & Franke, 1997).

Segundo El-Mossalamy & Frank (1997), comparando-se a função em radier estaqueado com a hipótese de um radier isolado, obteve-se:

- redução do recalque máximo em 55%;
- redução do recalque diferencial em 60%;
- redução dos momentos fletores no radier em 35%.

Através dos resultados obtidos na instrumentação concluiu-se que:

- as estacas realmente atingiram suas capacidades máximas de carga, sendo que o atrito lateral máximo foi mobilizado de baixo para cima, inversamente ao comportamento típico de uma estaca isolada;
- o efeito da interação com os outros elementos aumentou a capacidade de carga individual das estacas entre 10 a 20%, e tornou o comportamento destas estacas menos rígido quando comparado à estaca isolada;
- para baixos valores de carga, as estacas externas absorveram maiores cargas.

À medida que se aproximou a mobilização máxima de carga nas estacas, os valores de carga, suportados por todas as estacas, ficaram bem próximos.

Segundo Sales (2000), Randolph (1994) criticou a concepção deste projeto por não ter incluído estacas na região central do radier, o que teria sido responsável pelos recalques diferenciais ainda observados (distorções angulares na faixa de 1:4.000). Esse autor sugeriu que a inclusão de algumas poucas estacas na região central poderia praticamente anular este recalque diferencial do radier estaqueado.

2.3.2.2 – Edifício Westend St.1 (Alemanha)

Franke et al. (1994) apresentaram as análises de um edifício também localizado em Frankfurt que possuía uma altura aproximada de 208m e teve a fundação da torre principal executada como um radier estaqueado, conforme Figura 10. O solo local é a argila de Frankfurt (citada acima), com parâmetros de resistência na ordem de $c' = 20kPa$ e $\phi' = 20^\circ$.

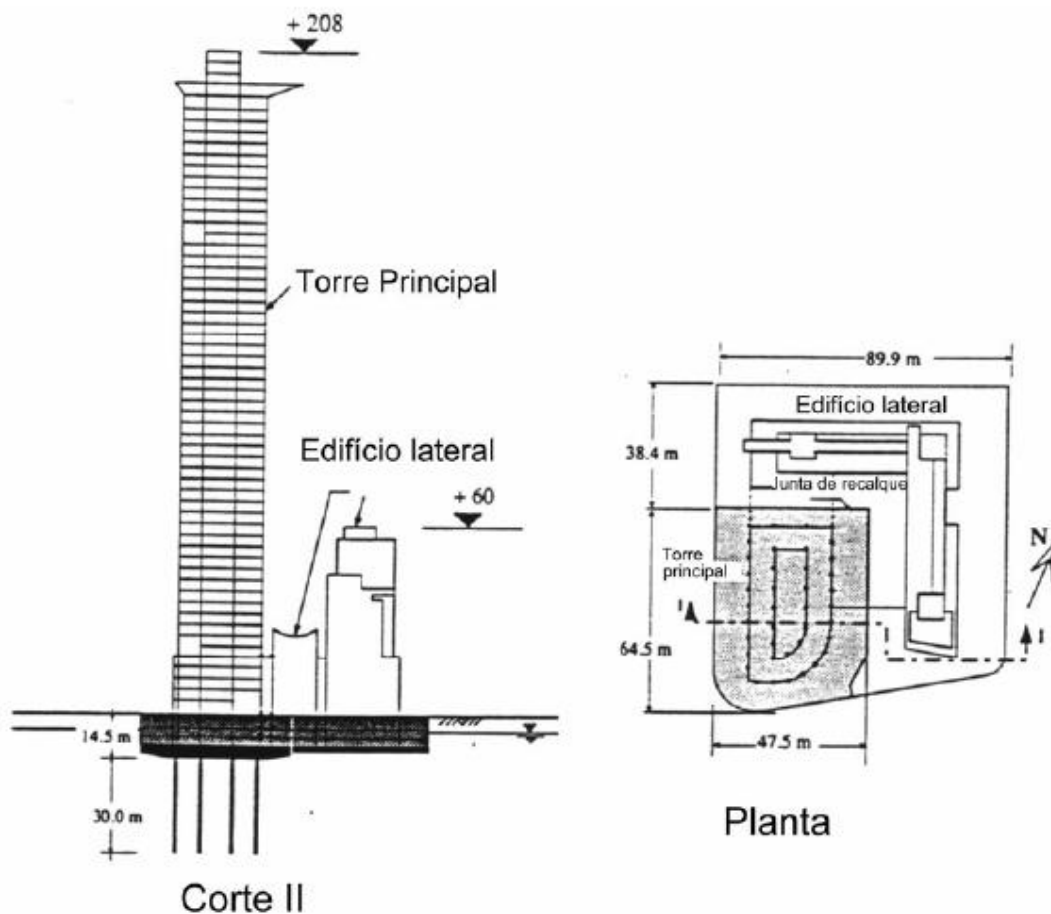


Figura 10 – Fundação do Ed. Westend St. 1 (adaptado de El-Mossalamy & Franke, 1997).

O radier, com 47 x 62m, possui uma espessura de 4,5m na região central, sendo reduzido para 3,0m nas bordas. Foram utilizadas 40 estacas escavadas com diâmetro de 1,3m e 30m de comprimento. O espaçamento foi aproximadamente uniforme, mas não foram utilizadas estacas próximas às bordas do radier.

Os autores afirmam que a previsão do comportamento foi bem próxima dos obtidos através das medições, ficando a distribuição de carga em aproximadamente 50% para o grupo de estacas e 50% para o radier. A interação radier-solo-estaca reduziu a rigidez das estacas, mas aumentou sua capacidade de suporte entre 11 e 67% em relação ao comportamento de uma estaca isolada similar. As estacas mobilizaram a capacidade de carga máxima tendo a mobilização máxima do atrito lateral ocorrido de baixo para cima. As medições dos momentos fletores no radier estaqueado indicaram uma redução de aproximada de 40% comparando-se com a hipótese de um radier não-estaqueado.

2.3.2.3 – QV1 (Austrália)

Smith & Randolph (1990) apresentaram uma edificação com 42 andares sobre uma fundação com cinco sapatas estaqueadas, localizado na cidade de Perth (Austrália). Nessa fundação foram implantadas 280 estacas escavadas, de 80 cm de diâmetro e 20m de comprimento, em uma disposição aproximadamente uniforme. As estacas não foram totalmente mobilizadas, mas ficaram com uma faixa de fator de segurança entre 2,6 a 3,5.

De acordo com os autores o grupo de estacas suportou aproximadamente 75% da carga e o radier 25%, e os recalques variaram de 17 a 40mm.

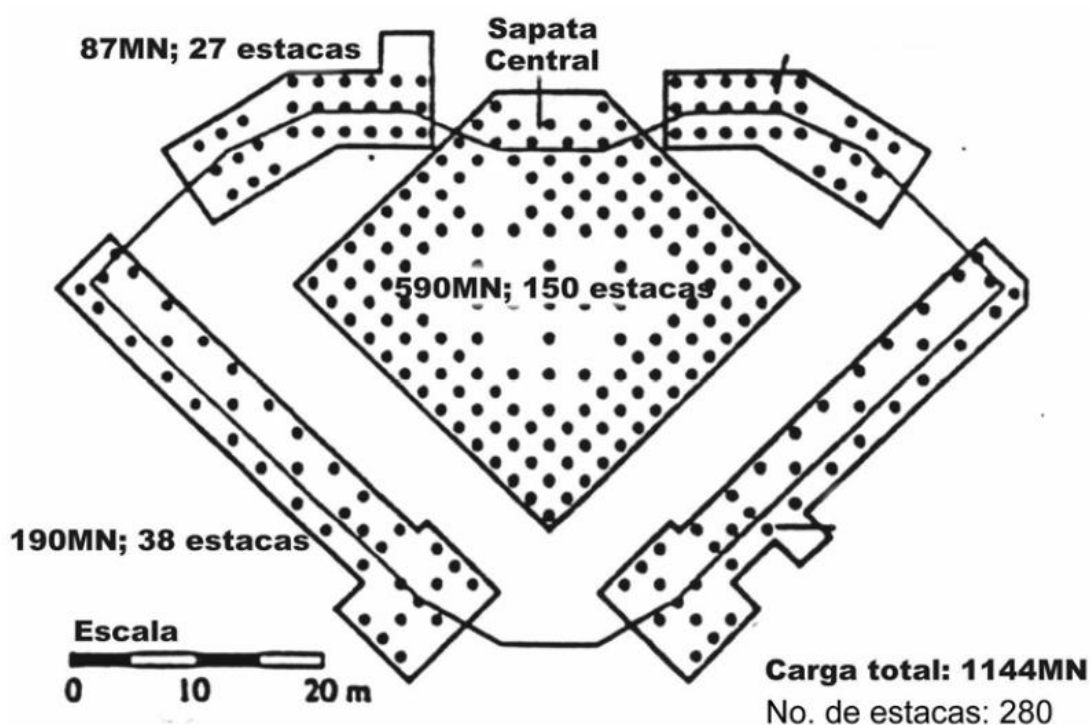


Figura 11– Fundação do QV 1, (adaptado de Randolph & Clancy, 1994).

2.3.2.4 – Edifício Akasaka (Brasil)

Este caso trata-se de um edifício construído na cidade de São Paulo sobre uma fundação em sapatas isoladas. Todavia no pilar SP11, o mais carregado, estudou-se a possibilidade de implantação de algumas estacas para reduzir o recalque.

Segundo Poulos (1994b) somente a sapata com 7,5 x 5,5m suportaria a carga do pilar com um fator de segurança de 1,57 e um recalque previsto superior a 50mm, o que foi considerado inaceitável. Decidiu-se pela inclusão de algumas estacas de concreto pré-moldado, com 52cm de diâmetro, 12,5m de comprimento, que possuiriam capacidade de carga individual de 2,5MN. Esse autor apresentou um estudo

paramétrico para a escolha da quantidade de estacas a ser utilizados sob esta sapata. Apresenta-se na Figura 12 um croqui esquemático da fundação e na Tabela 2 uma comparação dos Fatores de Segurança possíveis para diferentes estratégias de projeto.

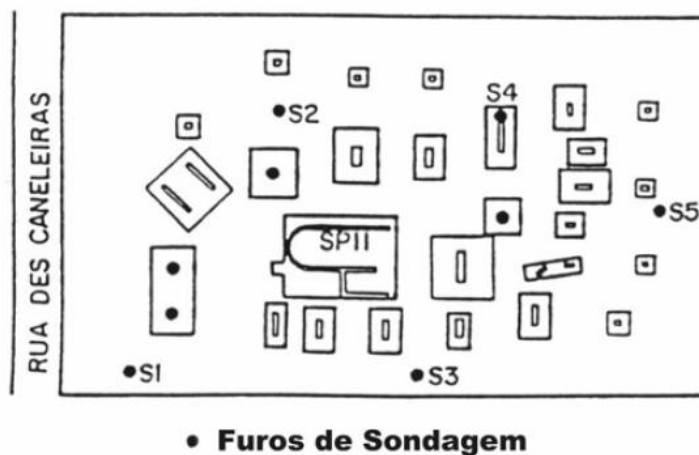


Figura 12 – Fundação do Edifício Akasaka, São Paulo (adaptado de Poulos, 1994b).

Após algumas análises concluiu-se que a melhor opção de fundação seria uma sapata sobre 6 estacas, garantindo um fator de segurança global (F.S.) da ordem de 2,25 para a fundação, e ainda limitando-se o recalque desta fundação em 30mm. Nesta condição as estacas suportariam aproximadamente 65% da carga e o radier os 35% restantes. Todavia nada foi publicado a respeito do monitoramento em longo prazo da obra.

Tabela 2 – FS x Número de estacas (Poulos. 1994b).

Estratégia de Projeto	Fator de Segurança (F.S.)		Número de Estacas requerido
	p/ Estacas	Geral	
Estacas suportando toda a carga	2,5	4,1	23
Estacas com baixo fator de segurança	1,45	3	13
Estacas totalmente mobilizadas	1	2,5	8
Estacas totalmente mobilizadas e baixo FS global	1	2	4
Radier isolado (sem estacas)	-	1,57	0

2.3.2.5 – Edifício Residencial em Viçosa – MG, (Duarte 2009)

Esta edificação é constituída por 8 andares, sobre um silte arenoso pouco compacto (solo residual jovem). Por isso, adotou-se a solução em sapata que atendia

os requisitos em termos de carga admissível, porém os valores de recalque das sapatas mais carregadas, encontrados através dos métodos tracionais de cálculo, mostravam-se excessivos.

Assim sendo promoveu-se a implantação de 133 estacas de comprimento igual a 3,0 m, diâmetro aproximado de 0,25 m e relação $s/d > 2,5$, com o objetivo de reduzir os recalques calculados (Figura 13).



Figura 13– Escavação da cova da sapata com as estacas

O dimensionamento das sapatas foi baseado na carga total do pilar, porém os cálculos dos recalques foram feitos levando-se em consideração a redução da carga absorvida pela sapata com o efeito da implantação das estacas. Chegou-se assim a valores aceitáveis de deslocamento das estapatas. As estacas tinham sua capacidade de carga estimada através dos métodos convencionais e a sua quantidade em cada elemento baseada na redução numérica dos recalques.

Atualmente o edifício está em fase final de acabamento e os recalques, apesar de não medidos, parecem estar na mesma ordem de grandeza do previsto.

2.3.2.6 – Edifício Condominium Club Ibirapuera – SP, Brasil

Outro exemplo de edificação é a do Condominium Club Ibirapuera localizada em São Paulo-SP, construída sobre fundação mista do tipo estapata, concluído em 1996. O projeto consiste em uma área de 60.000 m², onde foram edificadas quatro torres. O projeto de fundação foi elaborado por Do Val (1993).

As quatro torres são idênticas, cada uma possui 21 lojas, incluindo 2 níveis de garagens subterrâneas. Os pilares de 0,2 x 1,2m absorvem uma carga nominal aproximadamente igual a 2600 kN.

O subsolo era composto por camadas de solo argilo-arenoso, onde se escavou 6m de profundidade para construção dos níveis de garagem. O nível d'água encontrava-se a uma profundidade aproximadamente igual a 12m, abaixo dos níveis de garagem. Para caracterização do subsolo foram usados ensaios CPT e SPT com amostradores tipo Shelby, para coleta de amostras indeformadas de argila.

As análises convencionais de recalque indicaram que, para uma sapata com carga de trabalho igual a 0,2 MPa, o deslocamento seria aproximadamente igual a 4 cm, esse recalque foi considerado aceitável para a estrutura. Entretanto, para este nível de tensão e levando-se em consideração as áreas das sapatas, as mesmas não iriam caber dentro dos limites da construção.

O projeto preliminar usaria estacas tipo Franki de diâmetro igual a 52 cm e seu custo seria em torno de US\$ 1 milhão. Assim sendo, foram realizadas outras análises de custo, que indicaram para o pilar de 2000 kN, uma sapata estaqueada poderia ser adotada, sendo a estaca responsável por absorver uma carga igual a 1300 kN da carga total do conjunto. Para esta solução, a economia seria de 33% em relação à alternativa de grupo de estacas (2 estacas de 1300 kN) e 23% mais barata que o projeto em sapata convencional (ressaltando-se a limitação de espaço).

Logo se adotou a solução em estapata, ressalta-se que para este caso havia um espaço de 17,5 mm entre o topo da estaca e a base da sapata, este espaço foi preenchido por discos de EPS de 20mm de espessura.

Nos pilares do núcleo das torres, foram usados grupos de estacas convencionais, enquanto que nos pilares menos carregados foram usadas sapatas simples. As análises da interação solo estrutura foram baseadas na Hipótese de Winkler. Estas análises mostraram que os recalques diferenciais estavam dentro dos limites toleráveis constantes na literatura (Burland et al., 1977).

Por razões econômicas, estacas de concreto centrifugadas e pré-moldadas foram usadas em vez de estaca Franki.

Por razões de segurança, o projeto estrutural das sapatas foi feito considerando-se que a tensão não ultrapassaria 0,2 MPa. No entanto, o custo final da fundação foi de aproximadamente US\$ 650.000.

Uma vez que este foi um projeto pioneiro, uma instrumentação mais ampla do que a habitual foi especificada. E os resultados desse monitoramento mostraram que até o momento os níveis de recalque encontram-se dentro dos valores aceitáveis.

2.4 – Métodos de previsão do comportamento carga x recalque de sapatas estaqueadas

A compreensão completa do comportamento da sapata estaqueada envolve uma série de fatores que compõe a interação do sistema solo/sapata/estaca. Assim sendo serão apresentados alguns métodos que se propõem a estimar o comportamento desse tipo de fundação mista.

Poulos (1994) afirma que o processo racional do projeto de uma sapata estaqueada deve envolver dois estágios:

- “Anteprojetado”, onde se verifica a viabilidade do uso de uma sapata estaqueada, bem como a estimativa da dimensão dessa sapata e o número de estacas a se empregar. Este estágio deve envolver cálculos simples, normalmente sem o auxílio de um computador.

- “Detalhamento do projeto”, onde se busca a otimização do número, posicionamento e dimensões das estacas. As dimensões da sapata também são estudadas. Esta etapa deverá fornecer detalhada distribuição de recalques, forças e momentos atuantes na sapata e nas estacas. Certamente, nesta etapa, far-se-á necessário o uso de computadores e programas específicos.

A estimativa do recalque médio de uma fundação rasa mista é realizada através do uso de correlações em termos de fator de recalque (R_c), já definido sendo a razão entre o recalque do grupo de estacas e o recalque de uma estaca isolada. A seguir expõem-se as principais correlações:

- Skempton (1953);

$$R_c = \left(\frac{4B + 9}{B + 12} \right)^2$$

Equação 36

Onde:

B largura do grupo de estacas (em metros).

- Meyerhof (1959);

$$Rc = \frac{c \cdot \left(5 - \frac{c}{3}\right)}{\left(1 + \frac{1}{n_r}\right)^2} \quad \text{Equação 37}$$

Onde:

$c = s/d$ relação espaçamento/diâmetro da estacas;

n_r número de linhas de estacas.

- Vésic (1969);

$$Rc = \sqrt{\frac{B}{d}} \quad \text{Equação 38}$$

Onde:

B largura do grupo de estacas;

d diâmetro das estacas;

- Fleming et al. (1985);

$$Rc = n^w \quad \text{Equação 39}$$

n número de estacas;

w expoente, geralmente entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos grupos, sendo que o valor 0,5 vem sendo empregado por diversos autores, (Poulos, 1993).

2.4.1 – Método de Poulos e Davis (1980)

Segundo Poulos e Davis (1980) a resposta do comportamento carga x recalque de um radier estaqueado pode ser considerada conforme representado esquematicamente na Figura 14. O modelo admite que a capacidade máxima de carga de cada estaca, dentro do radier estaqueado, será a mesma que estas tinham quando isoladas.

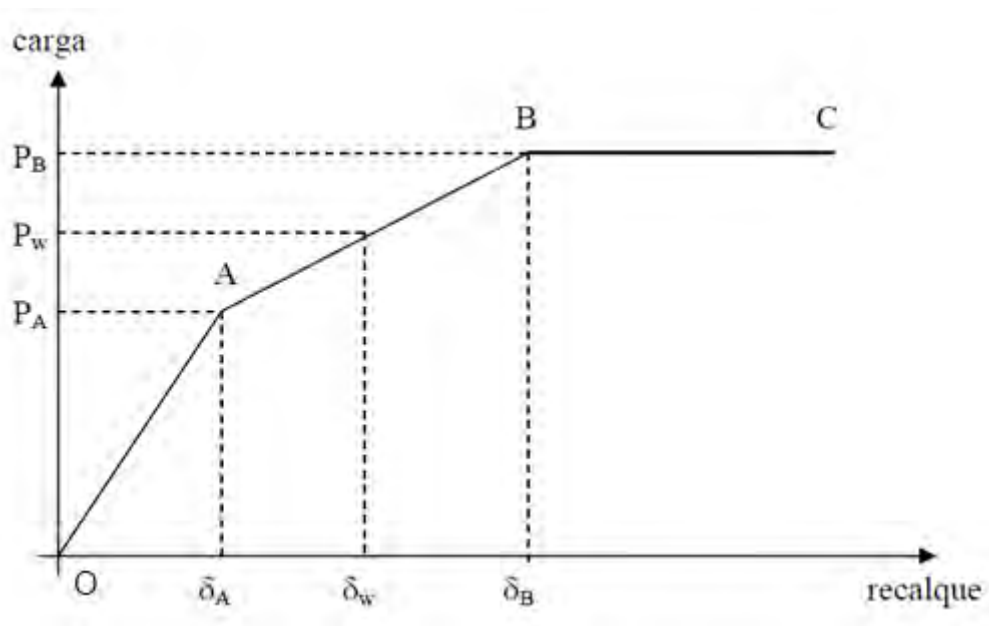


Figura 14 – Método trilinear de Poulos & Davis, 1980 (adaptado de Sales 2000).

Os autores concluíram que alguns pontos deveriam ser destacados:

- o ponto “A” corresponde à carga de ruptura do grupo de estacas (somente as estacas)
- o ponto “B” corresponde à carga máxima da fundação como um todo. Se as estacas forem razoavelmente espaçadas, o valor de “ P_B ” é calculado como a soma da capacidade do conjunto das estacas mais a capacidade de carga do radier isoladamente. Se as estacas estiverem muito próximas, esta capacidade seria calculada como a ruptura de um bloco único delimitado pela periferia das estacas;
- no trecho AO, o recalque seria estimado como se a carga estivesse atuando apenas no grupo de estacas conforme equação 40.

$$\delta = R_G \cdot P_G \cdot \delta_1 \quad \text{Equação 40}$$

Onde:

δ recalque do radier estaqueado;

δ_1 recalque de uma estaca isolada sob carga unitária;

P_G carga total atuante no radier estaqueado;

R_G fator de redução do grupo, definido como a relação entre o recalque médio do grupo de estacas e o recalque que a estaca teria se submetida à carga total atuante no grupo (Poulos e Davis, 1980);

- no trecho AB, após a total mobilização de todas as estacas, assumiu-se que toda a carga excedente ao valor “ P_A ” seria absorvida pelo radier (ou cap), e, portanto o recalque excedente ao valor “ δ_A ” seria calculado como o de um radier isolado sem a presença das estacas. Este acréscimo de recalque ($\delta_W - \delta_A$) seria calculado por qualquer equação elástica, dependendo da forma do radier. Por exemplo, para um radier quadrado de lado “B” em m, o recalque poderia ser estimado por: (Sales, 2000).

$$\delta_w = P_A \cdot R_G \cdot \delta_1 + \frac{0,947 \cdot (P_w - P_A) \cdot (1 - \nu^2)}{B \cdot E} \quad \text{Equação 41}$$

Onde:

P_w carga, entre os valores P_A e P_B , aplicada ao radier estaqueado;

δ_w recalque do radier estaqueado, sob a carga P_w ;

E e ν são o módulo elástico e coeficiente de Poisson do solo em questão.

2.4.2 – Método de Randolph (1978)

Baseados na solução de Boussinesq para um semi-espaço elástico, Randolph & Wroth (1978) apresentaram uma solução aproximada para o processo de transferência de carga ao solo de uma estaca isolada carregada axialmente. Este método permite a variação do módulo cisalhante (G) com a profundidade. Em termos de rigidez esta solução pode ser reescrita da seguinte forma:

$$K_p = \frac{P_T}{w_T} = G_L \cdot r_0 \left[\frac{\frac{4\eta}{(1-\nu)\xi} + \rho \frac{2\pi}{\zeta} \cdot \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \cdot \frac{4\eta}{(1-\nu)\xi} \cdot \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}} \right] \quad \text{Equação 42}$$

Onde:

P_T carga no topo da estaca;

w_T recalque no topo da estaca;

G_L módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z=L$;

L comprimento da estaca;

r_0 raio da estaca;

$\eta = r_b/r_0$, r_b raio da ponta da estaca;

$\xi = G_L/G_b$, G_b módulo cisalhante do solo abaixo da ponta da estaca;

$\rho = \bar{G}/G_L, \bar{G}$ módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;

$\lambda = E_p/G_L, E_p$ módulo de Young do material da estaca;

$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$$

$r_m = L\{0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\}$ máximo raio de influência;

$$\mu L = \frac{L}{r_0} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}}$$

Randolph & Worth (1979) expandiram este trabalho para um grupo de estacas, alterando os parâmetros de transferência de carga (ζ) e de rigidez da estaca (ξ), pelas seguintes expressões:

$$\zeta^* = n\zeta - \sum_{i=2}^n \ln \left(\frac{S_i}{r_0} \right) \quad \text{Equação 43}$$

$$\xi^* = \xi \left[1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{S_i} \right] \quad \text{Equação 44}$$

Onde:

S_i é o espaçamento entre duas estacas;

n número de estacas no grupo.

De forma semelhante, a rigidez de um grupo de estacas pode ser estimada utilizando (ζ^*) e (ξ^*) da equações 43 e 44.

Para um radier estaqueado, Randolph (1994) propôs o seguinte sistema de equações:

$$\begin{Bmatrix} W_{pg} \\ W_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K_{pg} & \alpha_{pr}/K_r \\ \alpha_{rp}/K_{pg} & 1/K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_{pg} \\ P_r \end{Bmatrix} \quad \text{Equação 45}$$

Onde:

P_{pg} carga absorvida pelo grupo de estacas;

P_r carga absorvida pelo radier;

W_{pg} recalque do grupo de estacas;

W_r recalque do radier;

K_{pg} rigidez do grupo de estacas;

K_r rigidez do radier;

α_{pr}, α_{rp} fatores de interação.

Pelo teorema da reciprocidade:

$$\alpha_{pr} = \alpha_{rp} \frac{K_r}{K_{pg}} \quad \text{Equação 46}$$

Impondo a igualdade entre os recalques do radier e do grupo de estacas, a rigidez do sistema radier estaqueado (K_{pr}) pode ser expresso por:

$$K_{pr} = \frac{K_{pg} + (1 - 2\alpha_{rp})K_r}{1 - \alpha_{rp}^2 \left(\frac{K_r}{K_{pg}} \right)} \quad \text{Equação 47}$$

e a parcela de carga absorvida pelo radier (P_r):

$$\frac{P_r}{P_r + P_{pg}} = \frac{(1 - \alpha_{rp})K_r}{K_{pg} + K_r(2\alpha_{rp} - 1)} \quad \text{Equação 48}$$

Clancy & Randolph (1992) afirmaram que " α_{rp} " poderia ser aproximado pelo valor "0,8", independente do espaçamento, comprimento e rigidez das estacas. Desta forma as equações 47 e 48 poderiam ser aproximadas por:

$$K_{pr} = \frac{1 - 0,6 \left(\frac{K_r}{K_{pg}} \right)}{1 - 0,64 \left(\frac{K_r}{K_{pg}} \right)} K_{pg} \quad \text{Equação 49}$$

$$\frac{P_r}{P_{pg}} = \frac{0,2}{1 - 0,8 \left(\frac{K_r}{K_{pg}} \right)} \frac{K_r}{K_{pg}}$$

Equação 50

Este método permite calcular o recalque da sapata estaqueada. Horikoshi & Randolph (1998) apresentaram gráficos que podem ser utilizados para a estimativa do recalque diferencial em função do recalque médio calculado anteriormente.

2.4.3 – Método de Poulos (2001)

Poulos (2001) apresentou uma atualização do seu modelo anterior, considerando que no trecho “OA” não somente as estacas suportariam a carga, mas que parte desta carga seria transferida ao solo pelo radier. Denominado por “ K_{pr} ” a rigidez do radier estaqueados e “ K_r ” a rigidez do radier isolado, a nova concepção do modelo da curva carga x recalques está apresentado na Figura 15.

Na Figura 15, “A” é o ponto correspondente à aplicação da carga total “ P_A ”, a qual seria responsável pela total mobilização da capacidade máxima do grupo de estacas.

Desta forma:

$$\delta = \frac{P_t}{K_{pr}} \text{ para } P \leq P_A$$

Equação 51

Onde:

P_t carga total aplicada;

$$\delta = \frac{P_A}{K_{pr}} + \frac{(P - P_A)}{K_r} \text{ para } P_A < P < P_B$$

Equação 52

Analisando-se a Figura 15, no trecho “AB” a idéia é a mesma do modelo anterior, onde se supõe que o acréscimo de recalque ($\delta_W - \delta_A$) seria calculado como se a diferença de carga ($P_W - P_A$) seria suportada pelo radier isolado, considerando a rigidez K_r .

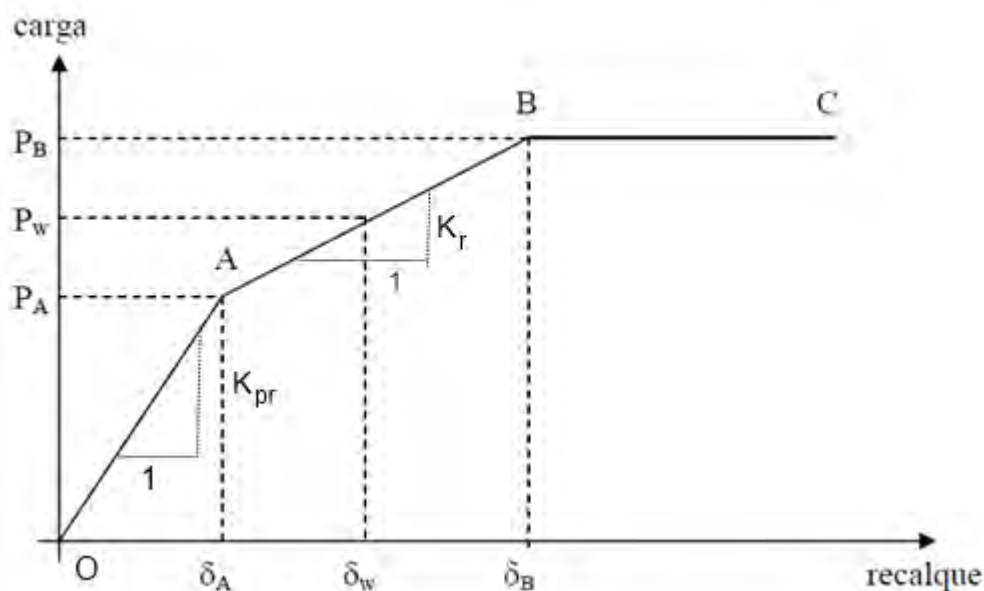


Figura 15 - Modelo para estimar o recalque de radier estacado contendo estacas totalmente mobilizadas (adaptado de Poulos, 2001).

2.4.4 – Método de Bergman (1998)

Bergman desenvolveu uma metodologia para a previsão do comportamento da estapata. Para tal, foram processadas no programa computacional PROGEO2 128 malhas de elementos finitos, com intuito de abordar o comportamento da referida fundação, quando submetida ao carregamento de projeto, procurando variar o comprimento da estaca e o afastamento entre a base da sapata e o topo da estaca. Em razão do reforço do solo promovido pela presença do elemento vertical de fundação, a expectativa de níveis de recalques menores ao de uma sapata pôde ser confirmada e observada, quando se acompanhou a evolução do grau de influência do afastamento entre sapata e estaca para uma mesma relação de L/B (comprimento da estaca / lado da sapata), ou seja, quando mais afastada a sapata da cabeça da estaca, menor a influência no comportamento carga x recalque da estapata.

O autor sugere que para uma correta interpretação dos resultados deve-se entender que ao se obter um recalque igual ou superior à distância entre a base da sapata e o topo da estaca, deve-se utilizar, a partir daí, os gráficos correspondentes ao comportamento elástico-linear da estaca T. Desta forma, o comportamento elástico-linear da estapata pode ser subdividida em duas etapas de previsão: 1) quando o nível de recalques não ultrapassa o afastamento entre a sapata e a estaca, devendo-se utilizar os gráficos referentes a estapata, e 2) quando o nível de recalques ultrapassar o referido afastamento, a sapata encosta no topo da estaca caracterizando um

comportamento similar ao da estaca T, deve-se utilizar os gráficos referentes à mesma, conforme Figura 16.

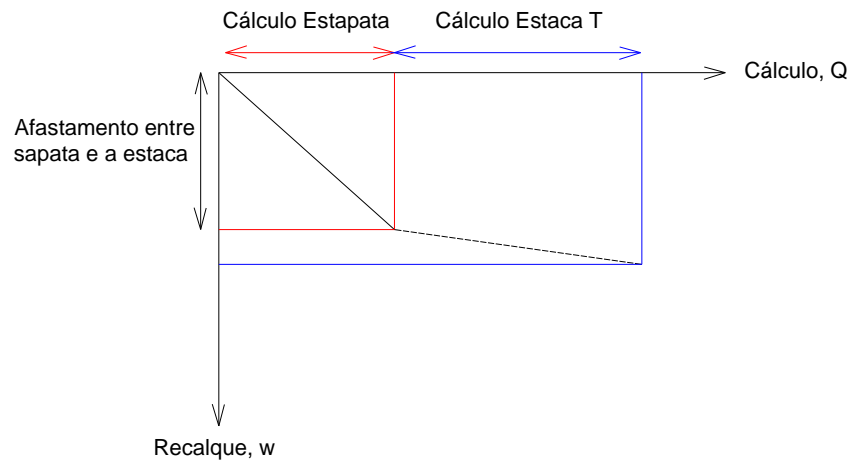


Figura 16 – Comportamento da Estapata em presença do carregamento adaptado de (Bergman, 1998).

O autor, supondo um comportamento elástico-linear da estapata, desenvolveu ábacos para se obter valores para o fator de influência da estaca na fundação mista, em função de algumas variáveis de projeto, permitindo-se assim a interpolação de valores intermediários quando necessário. A fórmula para previsão de recalque da sapata estaqueada é:

$$\delta = B \cdot \frac{q}{E^*} \cdot I \quad \text{Equação 53}$$

Onde:

B lado da sapata

q a tensão aplicada

I fator de Influência, obtidos através dos ábacos do autor

E^* dado pela equação $(E_o/(1 - \nu^2))$, sendo E_o e ν o Módulo de Elasticidade do solo e o coeficiente de Poisson, respectivamente, na cota de apoio da fundação.

Assim sendo, o desenvolvimento do projeto, para o nível de carregamento admissível, reside na utilização dos ábacos, conforme exemplificados na Figura 17 onde é possível através da escolha da relação de dimensão B/d , sendo d o diâmetro da estaca, escolher aquele a ser utilizado, valendo-se do artifício da interpolação para razões de B/d intermediárias.

O autor sugere duas formas de se trabalhar:

1 – determina-se o fator de influência I a partir da curva correspondente ao afastamento de projeto estimado e a razão de L/B para a estimativa do nível de recalques, ou;

2 – a partir do nível de recalques máximo admissível pela estrutura, retira-se do ábaco o afastamento adequado entre a cabeça da estaca e a base da sapata.

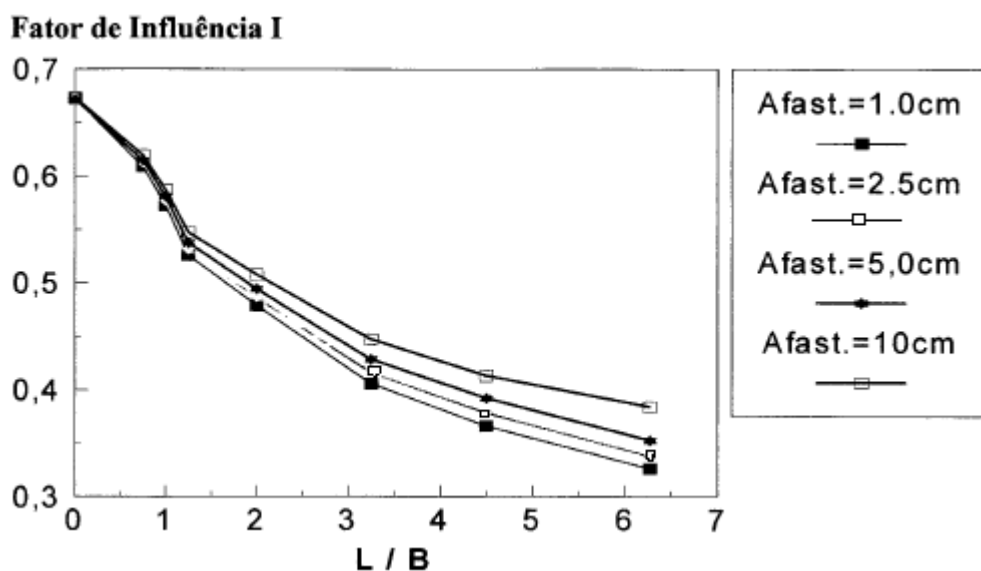


Figura 17 – Ábaco do fator de Influência para Estapata para $B/b = 10$ (adaptado de Bergman, 1998).

Para o cálculo da Estaca T o autor elaborou ábacos para obtenção do fator de influencia "I" com curvas referentes a diferentes taxas de variação do módulo de elasticidade do solo, de acordo com a legenda apresentada no canto direito do ábaco, ver Figura 18.

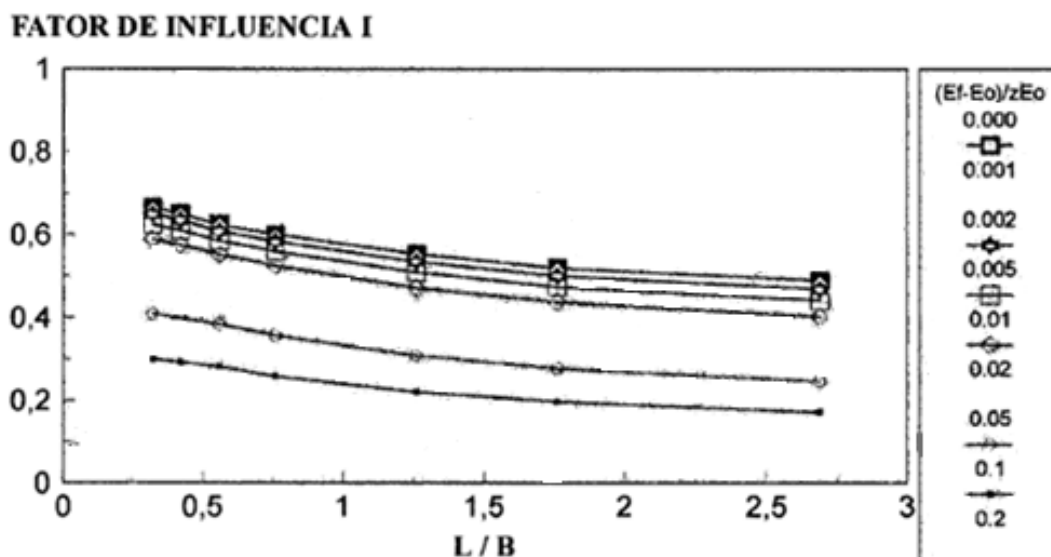


Figura 18 – Ábaco do fator de Influência para Estaca T para $B/b = 10$ (adaptado de Bergman, 1998).

No gráfico, o valor de z deve ser em metros e representa a espessura final da camada de solo, e E_o o Módulo de Elasticidade do solo na cota do nível do terreno e E_f o módulo de elasticidade na cota z .

2.5 - Métodos de previsão de comportamento de Fundações Mistas baseados no Métodos dos Elementos Finitos

Diversos problemas de engenharia podem ser representados por modelos matemáticos definidos por equações diferenciais, para tal devem ser conhecidas as condições iniciais e de contorno do referido problema. Essas equações diferenciais são obtidas através da aplicação das leis e princípios fundamentais da natureza para um sistema, representando o balanço de massa, força e energia (Chagas, 2005).

Em alguns casos, a previsão do comportamento pode ser alcançada pela solução exata destas equações em conjunto com condições de contorno impostas. Chagas também define que as soluções analíticas são compostas de duas partes: (a) uma parte homogênea e (b) uma parte particular. Em se tratando de modelagem numérica, o que define a solução de um problema é um procedimento aproximado que visa representar o comportamento real. Para tais procedimentos, existem vários softwares que utilizam o MEF na solução desses problemas, isso torna relevante o uso desta ferramenta pelo engenheiro na tarefa de realização de estudos de projetos de engenharia.

Em se tratando da previsão de comportamento de fundações mistas, o MEF tem sido amplamente usado. Ottaviani (1975) foi um pioneiro na utilização do referido método para a análise de grupos de estacas verticalmente carregados em meios homogêneos linearmente elásticos. Nessas análises, o mecanismo de transferência de carga foi estudado detalhadamente considerando a presença e a posição do bloco de coroamento. Elementos axissimétricos e tridimensionais foram usados na modelagem do problema para a determinação do recalque em função da rigidez relativa das estacas. Os resultados foram comparados com valores previamente publicados, obtidos analiticamente ou através de ensaios em modelos, mostrando concordância entre si.

Como o contato entre os diferentes materiais que constituem uma fundação é um grande problema em modelagem numérica o autor procurou simular essa interface através de elementos especiais que levavam em consideração a ocorrência de movimentos relativos e associados a essas interfaces.

Desai et al. (1984) propõem um elemento de interface bastante simples, de pequena espessura (“thin layer”) que pode ser usado para modelar as interfaces solo-estaca. A hipótese básica deste elemento é que a interface pode ser representada por um elemento plano de espessura finita t_e ($0,01 \leq \frac{t_e}{L_e} \leq 0,1$), de menor rigidez, como mostrada na Figura 19, para caso bidimensional.

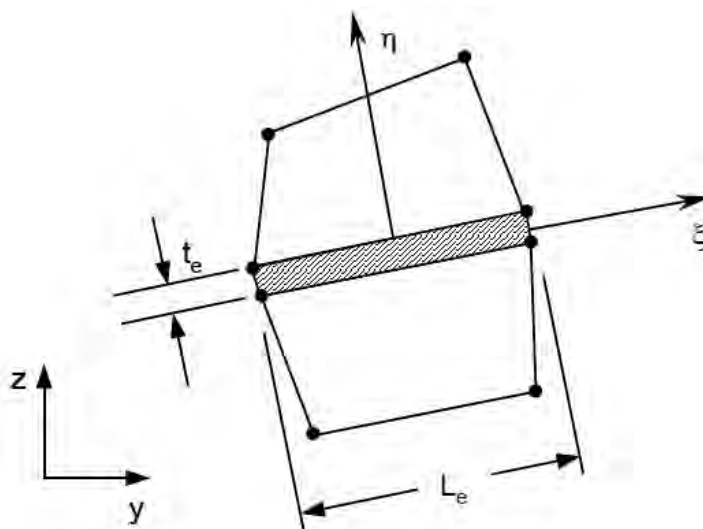


Figura 19 – Elemento de interface bidimensional (adaptado de Desai et al., 1984)

Najjar (1994) através do MEF com elementos tridimensionais e não lineares, produziu um estudo dos efeitos da espessura do radier e da inclinação das estacas na resposta do sistema radier-estacas-solo. O comportamento não-linear do solo foi

idealizado por um modelo de plasticidade no qual as superfícies de plastificação e de ruptura são descritas por uma única função matemática. Dos resultados numéricos, o autor observou que a variação na espessura do radier pode influenciar significativamente a distribuição de forças e momentos no topo das estacas.

Barcelar (2003) estudou o comportamento de radiers estaqueados submetidos a carregamento vertical. As análises foram processadas no programa ABAQUS, que utiliza o método o MEF. Estimativas de valores de recalque ao longo de três seções distintas e distribuição de forças nos topos das estacas foram obtidas para diversas configurações de radiers estaqueados em meio homogêneo, com diferentes quantidades e arranjos de estacas, variando-se os comprimentos relativos L/d (sendo d o diâmetro das estacas), o coeficiente de Poisson do solo e a espessura do radier.

No que diz respeito ao efeito da configuração das estacas na distribuição de cargas no radier, observou-se que, dependendo da posição que as estacas ocupam no radier, uma maior parcela do carregamento será transmitida diretamente do radier para o solo. Esta tendência é mais acentuada à medida que aumentam o comprimento relativo das estacas e a rigidez do radier. Além disso, a análise sobre a distribuição de carga entre as estacas, de uma mesma configuração mostrou que quanto mais afastada do centro do radier, maior será o carregamento no topo da estaca. Ou seja, em todas as configurações estudadas as cargas no topo das estacas centrais eram menores do que naquelas posicionadas mais nas extremidades do radier. Nesse caso ficou claro que uma distribuição uniforme das estacas na área do radier, além de ser onerosa não é eficiente, ou seja, qualquer estaca colocada na região central absorve pouca carga e não contribui significativamente para a redução dos recalques.

2.6 – Avaliação crítica do atual estado de conhecimento

A partir da Revisão de Literatura pode-se concluir que o estado do conhecimento sobre o assunto “sapatas estaqueadas” está estabelecido sobre três linhas, Análises Teóricas, Análises Experimentais, Análises Numéricas.

Sobre as Análises Teóricas pode-se concluir que, em termos de fundações mistas, do tipo sapatas estaqueadas, existe um número reduzido de formulações com o intuito de se prever a relação entre carga e recalque. Ainda sim, todos os métodos são baseados em adaptações das metodologias consagradas ao problema da fundação mista, como a solução apresentada por Akinmusuru, 1980. Tal fato deriva da condição peculiar do problema, que por sua vez possui uma extensa quantidade de variáveis, como: tipo de solo, comprimento e quantidade de estacas, lado da sapata, modo de execução e espaçamento das estacas, dentre outros.

Diversos autores elaboraram modelos teóricos para estudar o comportamento de fundações mistas, do tipo sapatas estacadas e radiers estacados. As mais conhecidas são: Poulos e Davis (1980), Método de Randolph (1978), Método de Bergman (1998), Método de Poulos (2001).

Algumas críticas podem ser feitas aos métodos propostos pelos autores supracitados, como:

- com a exceção do Método de Randolph (1978), que permite a contabilização da variação do módulo cisalhante do solo com a profundidade, todos os métodos foram desenvolvidos considerando o solo como um meio homogêneo, o que dificilmente acontece na prática de projeto geotécnico;

- todos os métodos são elaborados levando-se em conta um único parâmetro, considerando o solo com comportamento elástico linear.

- nenhum dos métodos leva em consideração as variáveis derivadas da interação solo-estrutura, como: método executivo, tipo de material da estaca, forma da sapata, etc.

Para elaboração de Teorias concisas, com o intuito de se explicar o comportamento da relação carga x recalque, do tipo de fundação estudado neste trabalho, nasce a necessidade de se ampliar a quantidade de análises experimentais em sapatas estacadas. Autores como Garg (1979), Poulos (1989) e Liu et al (1985) realizaram estudos em grupos de estacas e a partir dessas análises constituíram Teorias que visam admitir o efeito da consideração, no comportamento da fundação, do grupo e não somente o da estaca isolada. Entretanto, no caso de sapatas estacadas, em obras de pequeno e médio porte, o comportamento da fundação pode ser regido pela sapata e as estacas atuam como redutores de recalque, conceituação nova para a prática de Engenharia Geotécnica, Assim sendo especificamente para o caso, da fundação estudada neste trabalho, pode-se considerar que em termos de análises experimentais ainda existe um número reduzido de dados.

Cooke (1986) realizou ensaios em modelos de escala reduzida, ressalta-se que este tipo de metodologia é criticada por alguns acadêmicos da área. A realização de experimentos em verdadeira grandeza ainda é de grande dificuldade e de alto custo, o que dificulta a realização de ensaios desta natureza, e a criação de um elaborado e extenso banco de dados. Porém a economia em obras de engenharia que o conhecimento em fundações mistas pode oferecer, torna a criação do referido banco de dados relevante.

Apesar disso, os experimentos pesquisados mostram que:

- para estacas curtas com relação comprimento da estaca / largura do radier < 10 , tem-se grande influência do radier no comportamento da relação carga x recalque, logo a contribuição das estacas é pequena.

- a fundação do tipo radier estaqueado terá melhor desempenho para maiores espaçamentos entre as estacas ($s/d > 4$);

- relações $s/d < 2$, em sapatas ou radier estaqueados, ocorre o efeito de bloco, o que não é muito recomendado no projeto de fundação

Assim sendo, a implantação de estacas longas e bem espaçadas torna o projeto de fundação mista mais eficiente.

Em termos de análises numéricas de fundações do tipo sapata estaqueada, pode-se concluir que tais simulações são realizadas em sua maioria através do MEF, e quando aferidas com análises experimentais transformam-se em ferramentas poderosas na previsão do comportamento carga x recalque de fundações mistas. Porém ainda existe uma grande dificuldade em se representar a interface entre o solo e a estrutura de fundação.

As análises numéricas pesquisadas mostraram que através de fatores de interação, pode-se correlacionar uma metodologia teórica de obtenção de recalque de uma fundação convencional, com a de uma sapata estaqueada, com o objetivo de prever o comportamento carga x recalque. Estas análises também estudaram a distribuição das cargas nas estacas implantadas no radier, e concluíram que:

- as estacas não alcançam a capacidade de carga máxima;

- a carga máxima em cada estaca depende diretamente da sua quantidade e de seu comprimento;

- reduzindo o número de estacas, existe um aumento da absorção de carga pelo radier.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Campo Experimental

Neste Capítulo estão apresentados os dados relacionados às características do solo local onde foram realizadas as provas de carga, e os materiais e equipamentos utilizados.

A cidade de Viçosa está localizada na região da Zona da Mata do Estado de Minas Gerais, com latitude de 20°45` S e longitude de 42°51` W, a uma altitude de 651m. Segundo o Departamento de Engenharia Agrícola/UFV, a precipitação média anual é de 1.227,1 mm e a temperatura média anual, de 19,8° C (Araújo, 2001).

As provas de carga foram realizadas próximo ao Edifício Assistência do Psicossocial da UFV, localizado no Campus da Universidade Federal de Viçosa – Viçosa-MG, conforme mostrado na Figura 20.

Como procedimento de caracterização do subsolo, foram realizados os seguintes ensaios de campo: SPT, PMT, DMT. Além disso, foram realizados no laboratório ensaios de caracterização física e mecânica em amostras deformadas e indeformadas do solo no local do experimento.

As provas de carga desta pesquisa foram realizadas nos meses de Julho e Agosto de 2010, com o solo em sua umidade natural. Para se evitar a infiltração de água no solo, cobriu-se toda área do ensaio com uma lona plástica.

O local de realização das provas de carga é formado por camadas de solo laterítico, não saturado, proveniente de rocha gnáissica local e ocorrente em regiões de relevo bastante acidentado, clima tropical seco no inverno e chuvoso no verão.

Segundo Lopes (1997), uma análise mineralógica macroscópica realizada em um campo experimental semelhante, através de poços de inspeção, e posteriormente, confirmada no Laboratório de Mecânica dos Solos, da Universidade Federal de Viçosa, indicou principalmente a presença de quartzo, feldspato, micas (muscovita e biotita) e óxidos de manganês.

Um estudo químico e mineralógico detalhado do perfil pode ser encontrado em Guimarães (1996).

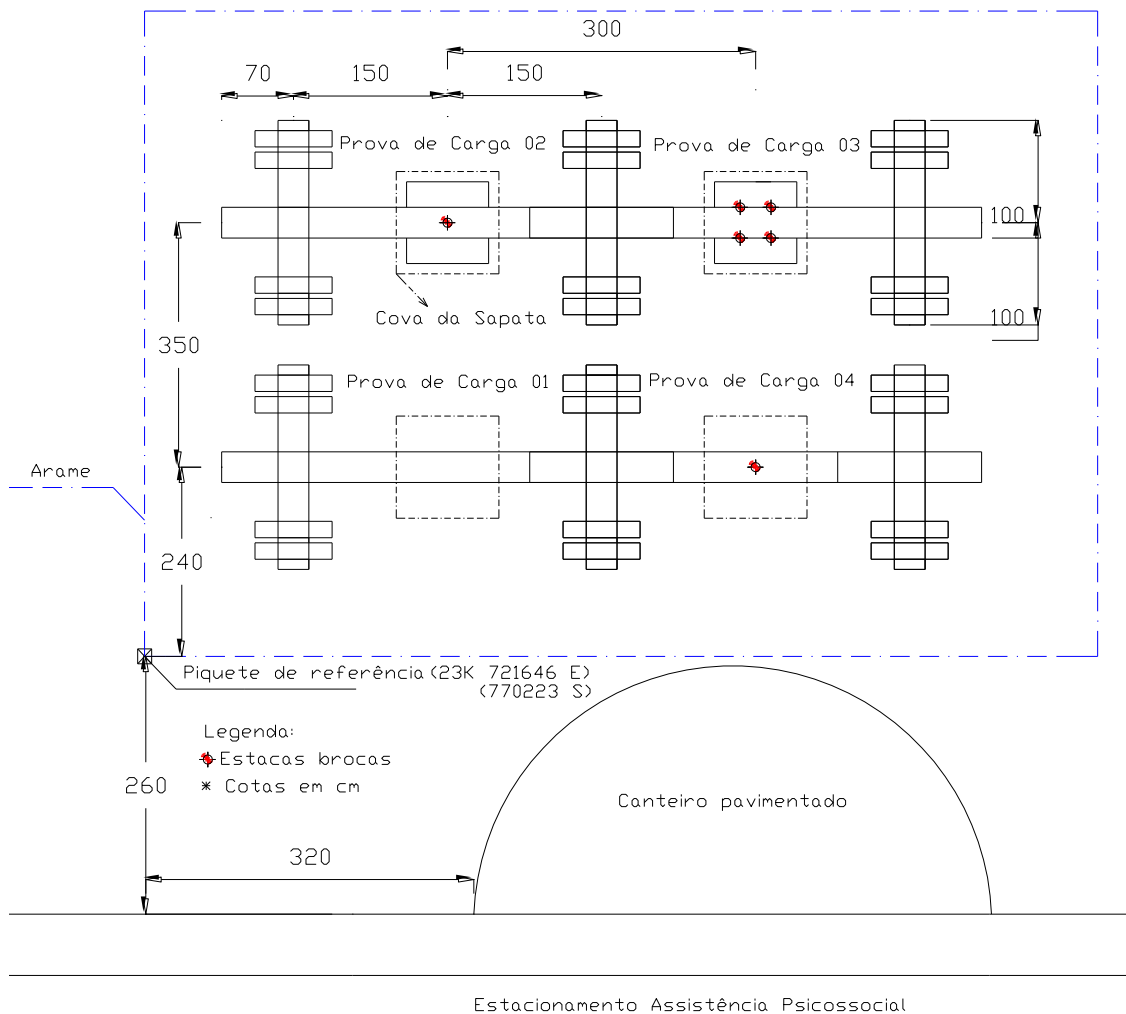


Figura 20 – Croqui de Localização do campo experimental.

3.2 - Elemento Estrutural de Fundação

Utilizou-se uma sapata considerada rígida, pois seu balanço é menor que o dobro da altura, quadrada, de lado igual a 80 cm, construída anteriormente para o uso na pesquisa de Duarte (2006) (Figura 21). A justificativa do emprego desta sapata deve-se a possibilidade de um estudo comparativo dos resultados do trabalho desenvolvido anteriormente com a presente pesquisa. Ressalta-se que a sapata tinha furos circulares vazados com o intuito de passagem dos dispositivos “BETAS” especificados adiante.

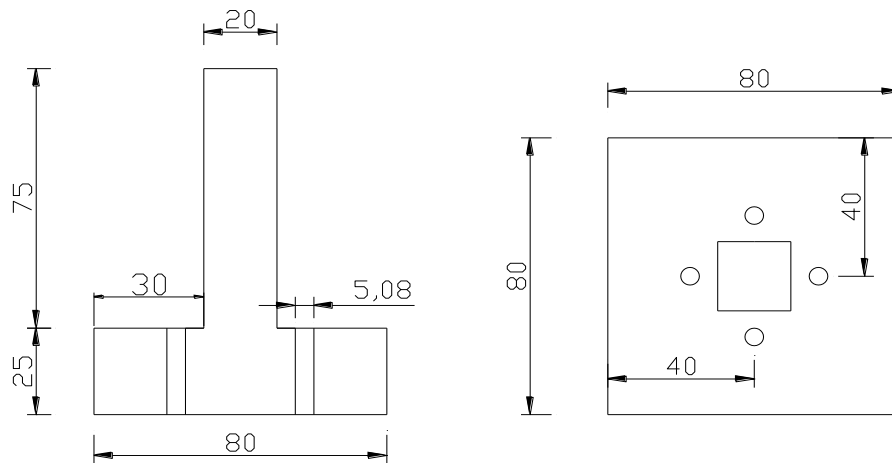


Figura 21 – Ilustração do elemento superficial de fundação (medidas em centímetros).

As estacas eram do tipo escavada com trado concha e moldada in loco em concreto feito com cimento CPV, objetivando uma cura mais rápida e conseqüente aumento de resistência inicial. Elas tinham diâmetro final de 9 cm e comprimento total de 1,20m. Definiu-se o espaçamento entre a base da sapata e topo da estaca igual a 1,5 cm, o que caracterizou o conjunto de fundação como do tipo Estapata, conforme definido anteriormente. Intitularam-se as estacas como “Estaca-Broca”.

3.3 – Ensaios laboratoriais para obtenção das características do solo local

Com intuito de caracterizar o solo do local do experimento foram realizados ensaios geotécnicos, de campo e de laboratório, em amostras deformadas e indeformadas recolhidas através de poços de inspeção.

3.3.1 - Ensaios de caracterização do solo

Para a caracterização completa do subsolo foram realizados ensaios de laboratório para determinação de teor de umidade, massa específica dos sólidos

(ABNT NBR 6508:1984), determinação dos Limites de Atterberg (ABNT NBR 6459:1984 e ABNT NBR 7180:1984) e análise granulométrica conjunta (ABNT NBR 7181:1984).

É importante frisar que o recolhimento das amostras que foram analisadas, limitou-se a profundidade de atuação do bulbo de tensões segundo Schmertmann (1978), aproximadamente duas vezes o lado da sapata.

Na cota de assentamento da sapata, ou seja, a partir de 0,55cm abaixo da superfície do terreno, o solo apresentou uma granulometria com predominância de argila seguida de areia e uma pequena porcentagem de silte, caracterizando-se assim como uma argila areno siltosa (Figura 22).

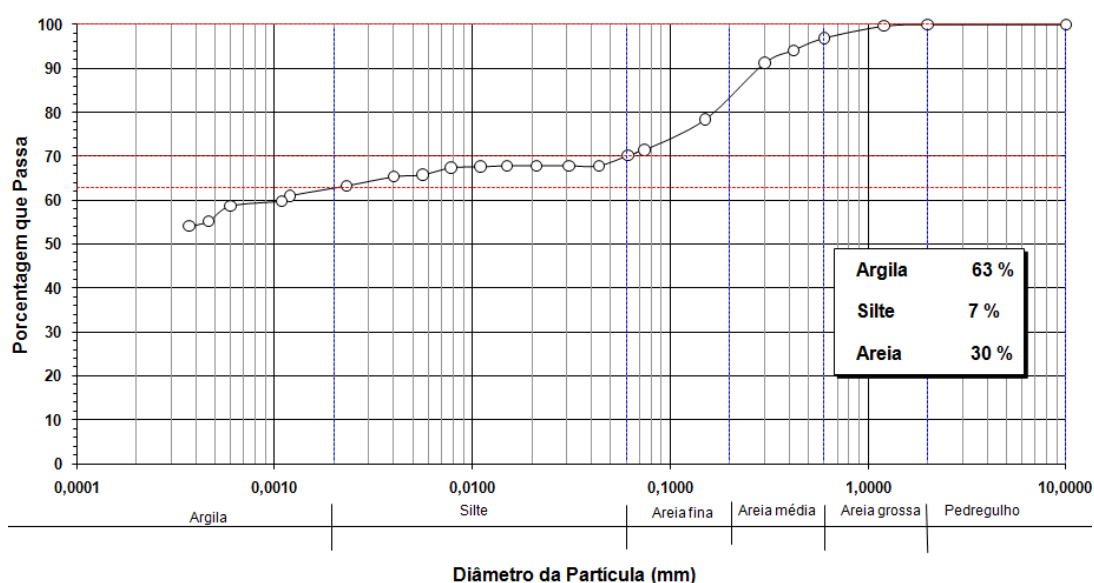


Figura 22 - Curva granulométrica da camada de 0,55 à 2,20m.

3.3.2 – Ensaio edométrico

Para obtenção de parâmetros de deformabilidade foram realizados ensaios edométricos na prensa tipo Bishop (ABNT NBR 12007:1990). Para tal a partir das amostras indeformadas foram talhados corpos de prova em anéis moldadores com altura igual à 2cm e diâmetro igual a 5,3cm. Os corpos de prova foram moldados e os ensaios realizados com o solo na umidade natural. Na Figura 23 apresenta-se a curva de compressibilidade do solo.

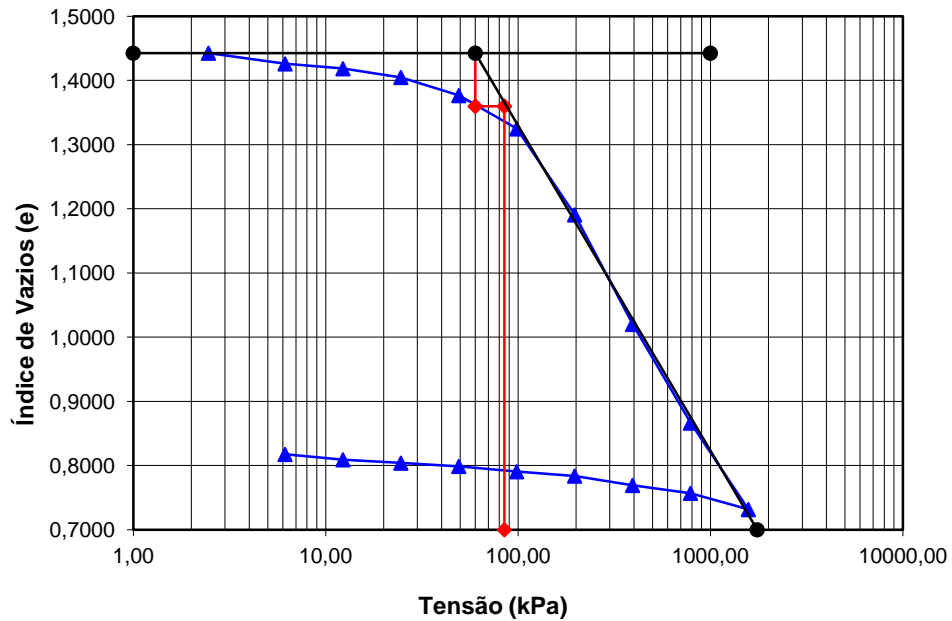


Figura 23 – Curva de adensamento do solo.

Com o intuito de se obter a tensão de pré-adensamento do solo utilizou-se a técnica desenvolvida por Pacheco e Silva. Assim sendo, chegou-se aos seguintes valores: índice de vazios inicial igual a 1,44 e tensão de pré-adensamento $\sigma_a = 85 \text{ kPa}$. A partir desse valor e da tensão geostática vertical, foi calculada a razão de sobreconsolidação (*ORC*), como sendo $OCR = \frac{\sigma_a}{\sigma_{v0}} = \left(\frac{85}{14,85 \cdot 1,35} \right) = 4,25$. Tais dados evidenciam que o solo encontra-se pré-adensado.

3.3.3 – Ensaios para a obtenção dos parâmetros de resistência

Procurou-se determinar os parâmetros de resistência do solo a partir de uma bateria de ensaios de cisalhamento direto e triaxial. No total foram moldados seis corpos de prova de amostras indeformadas, distribuídos da seguinte forma:

-Três para cisalhamento direto drenado, com velocidade de deslocamento igual a 0,15mm/minuto, realizados com base nos procedimentos de Head (1986) em moldes quadrados com lado igual a 5 cm e altura igual a 2,0cm. Os corpos de prova foram submetidos às seguintes tensões normais: 50, 100 e 200 kPa.

-Três para ensaio triaxial tipo CD/natural (consolidado isotropicamente e drenado) realizados com base nos procedimentos de Head (1986), com altura média de 10 cm e diâmetro 5 cm submetidos às seguintes tensões de confinamento: 50, 100 e 200 kPa.

A Tabela 3 que segue apresenta os valores dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios supracitados.

Tabela 3 - valores dos parâmetros de resistência.

Prof. (m)	W_{nat} %	γ_{nat} (kN/m^3)	c' kPa	ϕ° ($^\circ$)
0,55	30,5	14,85	39,4	27

3.4 – Ensaios geotécnicos de campo

É sabido que ensaios de campo quando executados segundo as normas representam bem os parâmetros do solo. Portanto com intuito de se comparar tais parâmetros e relacioná-los com as previsões de comportamento das fundações, provas de carga e com os valores obtidos em laboratório, foram executados os ensaios mostrados a seguir e locados de acordo com os “croquis” da Figura 24.

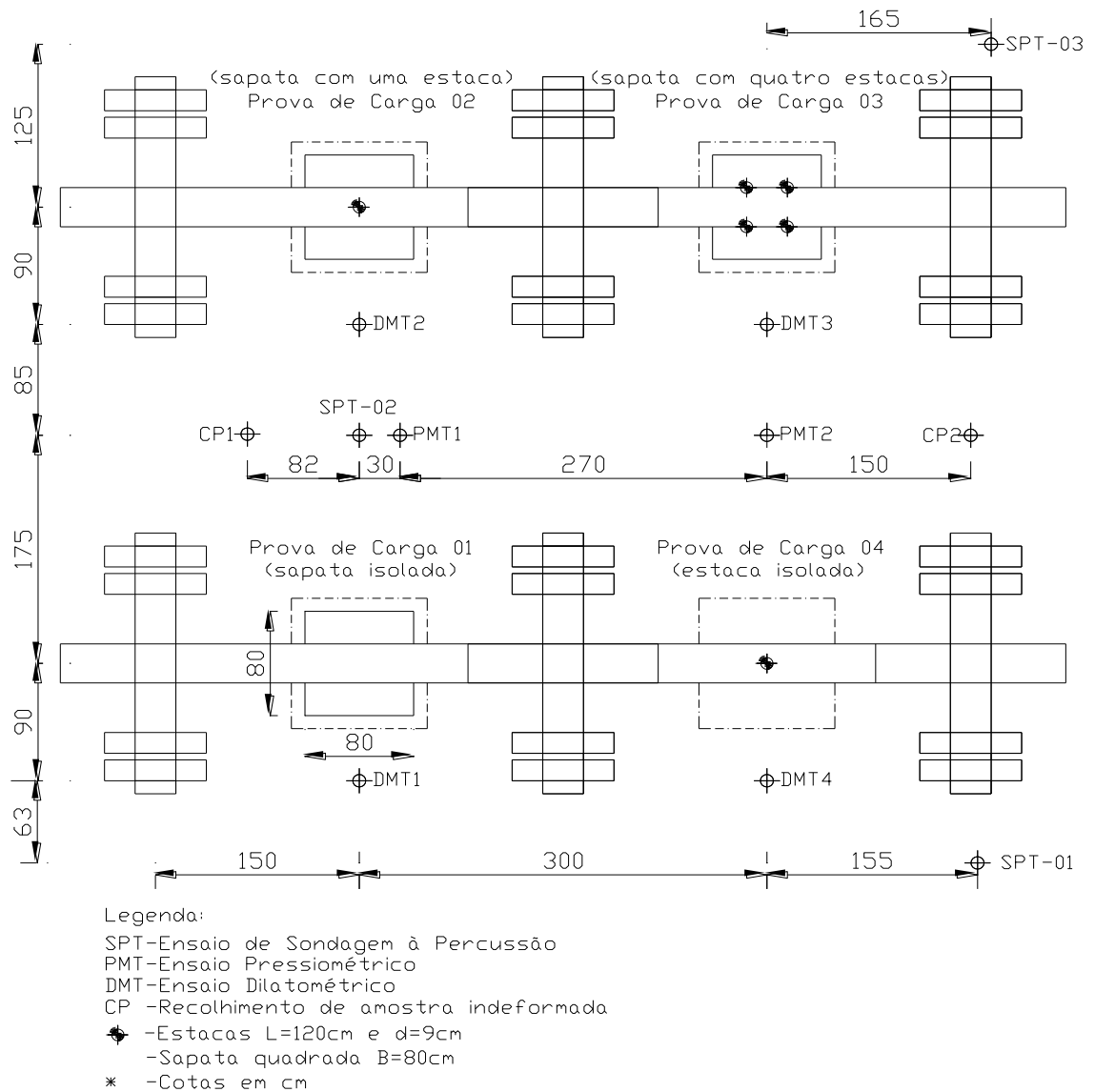


Figura 24 – Esquema da localização dos ensaios de campo realizados no campo experimental.

3.4.1 – Ensaios de sondagem do tipo SPT

Para obtenção de parâmetros de resistência do solo, foram realizadas sondagens a percussão do tipo SPT (ABNT NBR 6484:1980 - Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos) e as amostras provenientes dessa sondagem, classificadas segundo a ABNT NBR-7250:1982. Conforme prescrito em Norma, os avanços foram realizados de metro em metro, via trado helicoidal até a profundidade de 5,0 m, passando-se, então, ao avanço por circulação de água até a profundidade de 10,0 m a partir da qual não se justificava a obtenção de parâmetros geotécnicos. Os boletins de sondagem do subsolo local são apresentados respectivamente na Figura 25, Figura 26 e Figura 27.

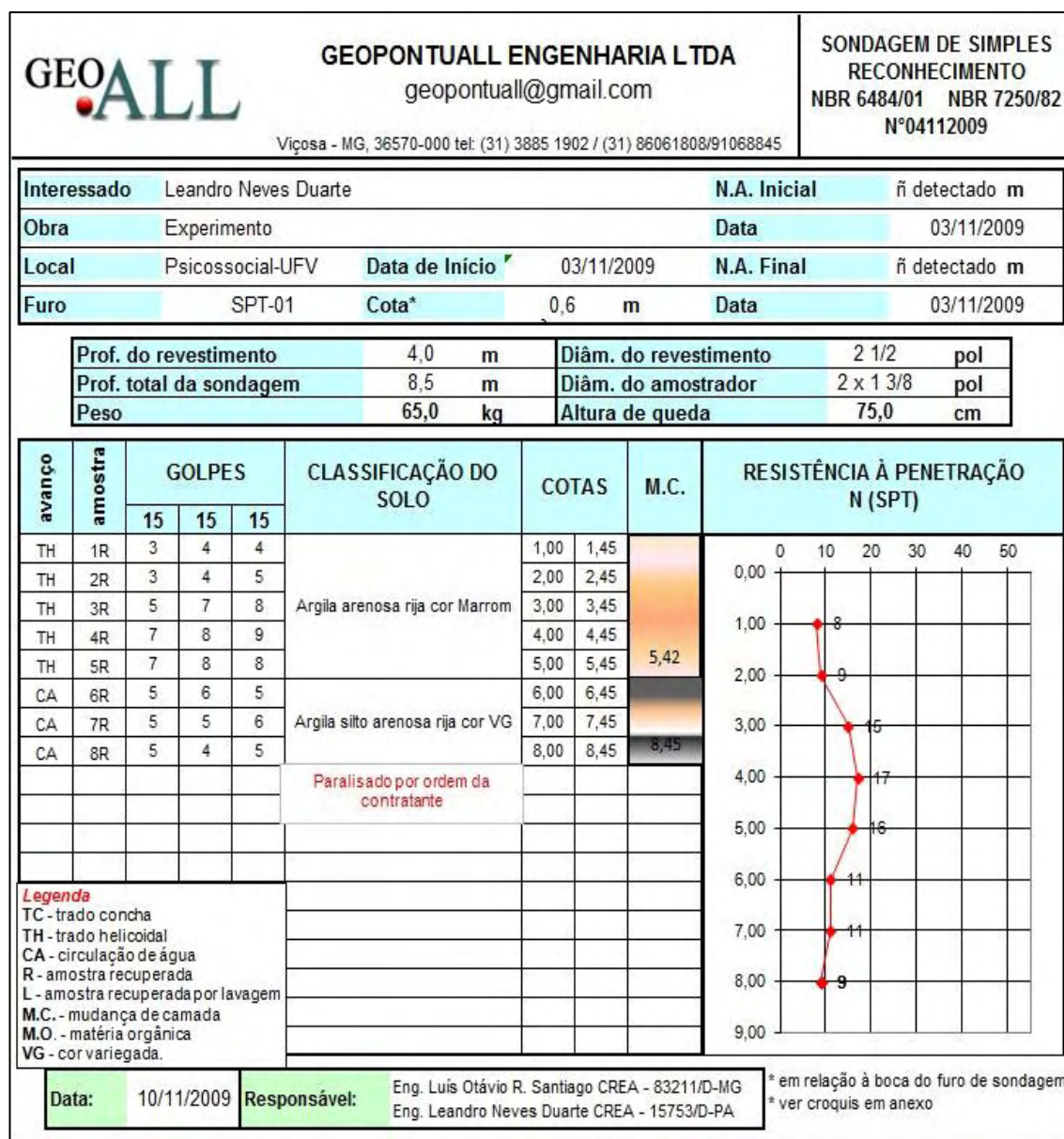


Figura 25 - Boletim de sondagem SPT-01.

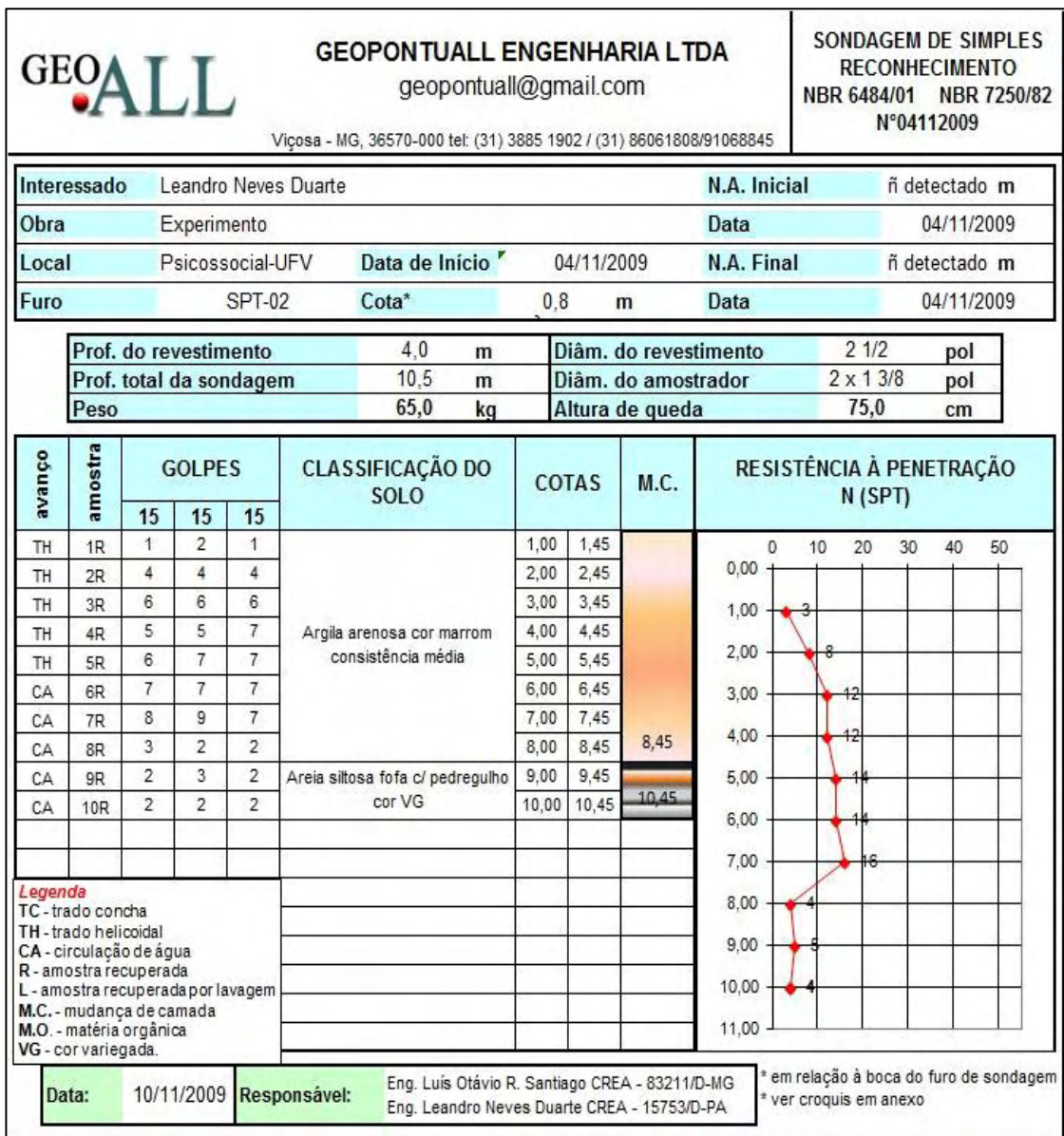


Figura 26 – Boletim de sondagem SPT-02.

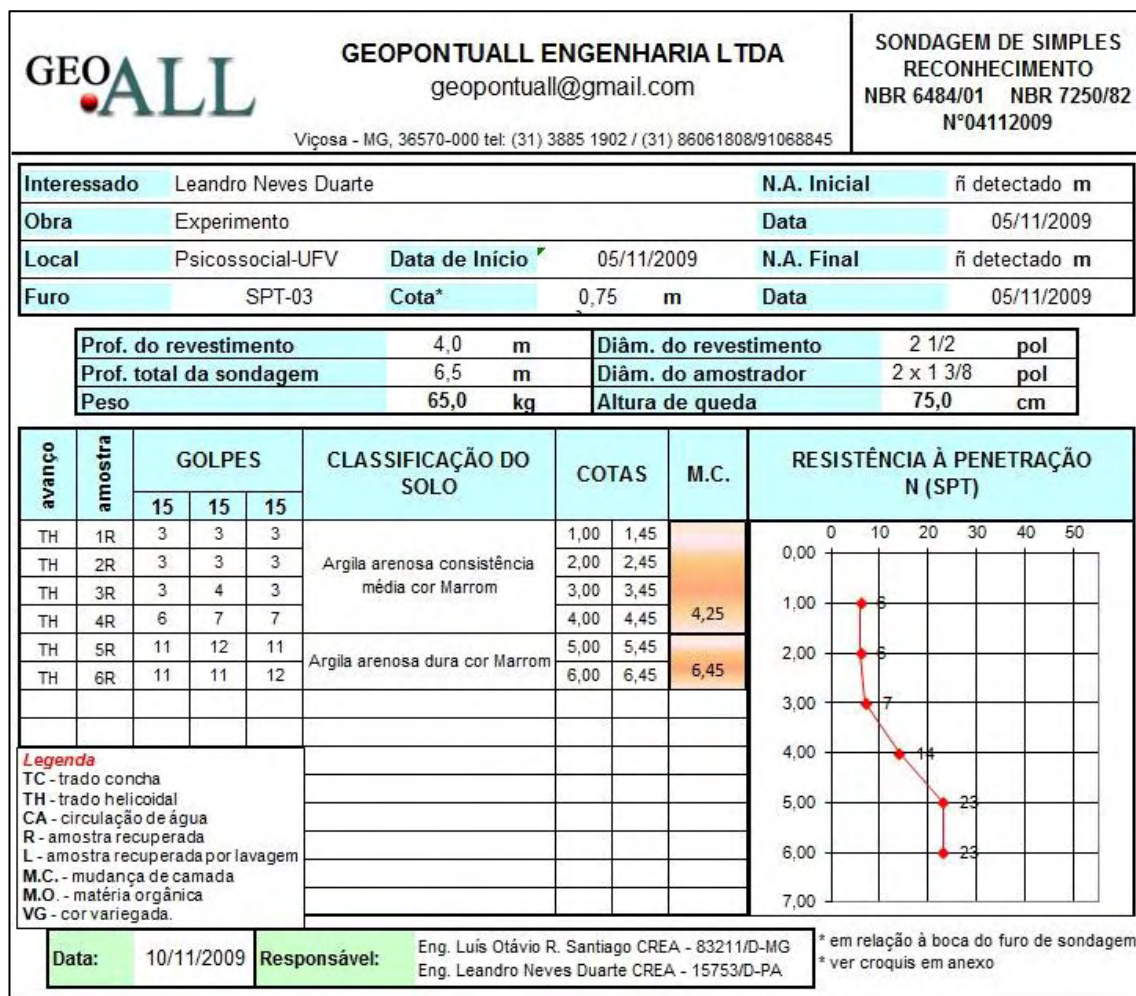


Figura 27 - Boletim de sondagem SPT-03.

3.4.2 – Ensaios de sondagem dilatométrica - DMT

O ensaio dilatométrico, ou DMT, foi balizado pelas prescrições da “American Society For Testing and Materials – ASTM” (1986), intitulado “Suggested Method for Performing The Flat Dilatometer Test”. Os ensaios foram feitos a cada 0,20m a partir da cota da superfície do terreno. Portanto os valores interessantes estão localizados abaixo da cota de 0,60m. Tais resultados estão expostos na Tabela 4 e na Tabela 5. Ressalta-se que a cravação do dilatômetro (lâmina) foi realizada por meio de um quadro de reação metálico e com cravação manual por meio de amplificação de força.

Tabela 4 – Dados obtidos do ensaio DMT.

DMT 01				
Prof. (m)	E_d (MPa)	M (MPa)	Id	Kd
0,60	3,1	9,7	0,47	19,3
0,80	1,3	2,9	0,36	7,9
1,00	1,3	2,7	0,32	7,0
1,20	3,1	5,1	1,11	4,2
1,40	2,7	4,1	0,97	3,6
1,60	3,8	5,2	1,38	3,1
1,80	4,6	7,7	1,02	4,5
2,00	6,0	9,2	1,48	3,7
2,20	5,3	9,0	0,97	4,5
2,40	8,6	13,9	1,61	4,0
2,60	12,6	20,3	2,3	3,8
2,80	10,5	17,4	1,57	4,2
3,00	0,5	0,5	0,29	1,1
DMT 02				
Prof. (m)	E_d (MPa)	M (MPa)	Id	Kd
0,60	12,9	39,0	2,1	17,3
0,80	15,5	52,1	1,3	24,9
1,00	15,5	47,9	1,38	18,7
1,20	6,4	14,5	1,11	8,0
1,40	7,1	13,3	1,63	5,2
1,60	12,2	31,1	1,22	10,5
1,80	10,0	21,3	1,37	6,8
2,00	10,0	20,3	1,37	6,2
2,20	7,8	10,9	1,98	3,0
2,40	8,2	14,9	1,16	5,0
2,60	12,2	23,2	1,48	5,4
2,80	16,9	34,5	1,67	6,1
3,00	16,2	30,3	1,78	5,1

onde:

E_d módulo dilatométrico

M módulo tangente à compressão confinada

Kd índice de tensão horizontal

Id índice do material

Tabela 5 – Dados obtidos dos ensaio DMT

DMT 03				
Prof. (m)	E_d (MPa)	M (MPa)	Id	Kd
0,60	14,0	52,0	1,04	36,4
0,80	12,1	42,2	0,87	28,2
1,00	6,7	15,9	1,22	8,9
1,20	6,3	18,0	0,59	14,6
1,40	5,9	11,1	1,33	5,3
1,60	4,5	7,5	1,07	4,4
1,80	0,8	0,8	0,37	2,1
2,00	2,3	2,5	0,79	2,5
2,20	2,3	2,3	0,79	2,3
2,40	2,7	2,3	1,04	1,8
2,60	3,4	2,9	1,87	1,2
2,80	0,1	0,1	0,05	1,4
3,00	2,3	2,0	1,04	1,3
DMT 04				
Prof. (m)	E_d (MPa)	M (MPa)	Id	Kd
0,60	4,2	11,5	0,93	12,8
0,80	2,0	3,6	0,92	4,8
1,00	5,7	10,3	2,07	4,8
1,20	1,7	2,5	0,65	3,8
1,40	3,5	6,2	0,90	4,9
1,60	2,8	3,7	0,96	3,2
1,80	2,4	3,2	0,74	3,2
2,00	1,3	1,3	0,5	2,3
2,20	0,9	0,8	0,49	1,6
2,40	3,5	3,8	1,09	2,4
2,60	1,3	1,1	0,58	1,6
2,80	4,2	3,6	1,71	1,6
3,00	5,7	5,6	1,65	2,1

onde:

E_d módulo dilatométrico

M módulo tangente à compressão confinada

Kd índice de tensão horizontal

Id índice do material

3.4.3 – Ensaios de sondagem pressiométricas – PMT de pré-furo

Para a realização deste ensaio foi utilizado um Pressiômetro de Ménard do tipo CG, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGLEM. Os dados obtidos e

representativos do subsolo a partir do ensaio PMT estão listados na Tabela 6 e na Tabela 7. Ressalta-se que os ensaios eram executados a cada metro a partir da superfície do solo.

Tabela 6 – Dados obtidos do ensaio PMT 01

Profundidade (m)	Parâmetros de resistência							
	V_0 (cm ³)	P_0 (cm ³)	V_f (cm ³)	P_f (cm ³)	G (kPa)	Em (kPa)	V_l (cm ³)	P_l (cm ³)
1,00	350	13	490	93	517,14	1375,60	1185	120
2,00	400	14	570	149	770,29	2048,98	1285	173
3,00	425	22	495	169	1984,50	5278,77	1335	270
4,00	320	15	450	265	1673,08	4450,38	1125	480

Tabela 7 – Dados obtidos do ensaio PMT 02

Profundidade (m)	Parâmetros de resistência							
	V_0 (cm ³)	P_0 (cm ³)	V_f (cm ³)	P_f (cm ³)	G (kPa)	Em (kPa)	V_l (cm ³)	P_l (cm ³)
1,00	300	10	435	98	599,91	1595,75	1085	143
2,00	400	19	545	65	303,76	808,00	1285	300
3,00	410	22	545	227	1462,57	3887,79	1305	400
4,00	340	14	425	212	2020,76	5375,23	1165	300

onde:

V_0 volume da célula pressiométrica;

P_0 pressão horizontal inicial;

V_f volume correspondente a pressão de fluência;

P_f pressão de fluência;

G módulo de elasticidade transversal;

Em módulo de Ménard ou pressiométrico;

V_l volume correspondente a pressão limite;

P_l pressão limite;

3.5 – Execução das Provas de carga

Conforme já descrito anteriormente foram realizadas 04 provas de carga seguindo-se as prescrições da Norma ABNT NBR 6489:1984, a partir de um sistema de reação ancorado no solo. A carga foi aplicada via reação do deslocamento do pistão de um macaco hidráulico de capacidade máxima de 500 kN. Cada prova de carga específica será descrita mais detalhadamente a seguir.

Para aferição do manômetro do conjunto macaco hidráulico-bomba foi empregada a prensa de compressão do Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFV. O referido ensaio foi executado duas vezes, pois se usou dois manômetros com precisões diferentes, já que para a prova de carga na estaca os acréscimos eram de menor intensidade. Assim, apresentam-se nas Figura 28 e Figura 29 os resultados obtidos. A Figura 30 ilustra a calibração no laboratório.

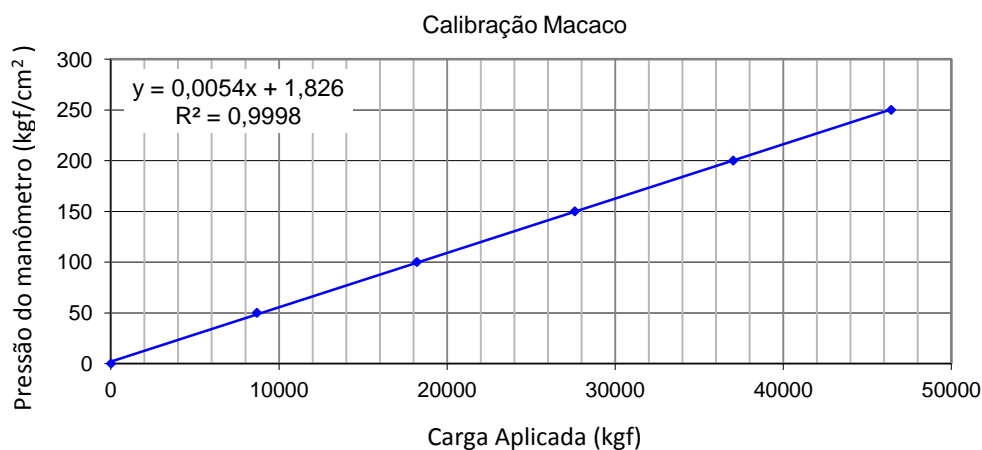


Figura 28 – Calibração do macaco hidráulico com manômetro usado para as provas de carga 01,02 e 03.

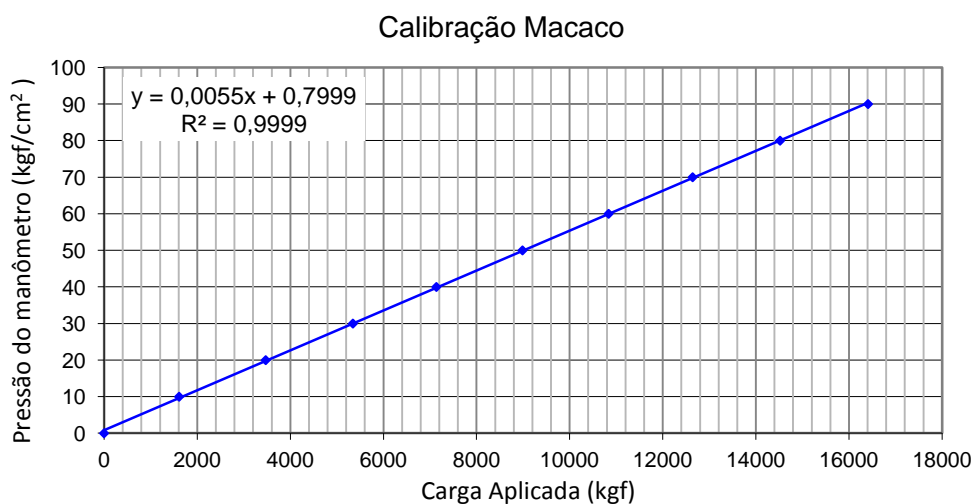


Figura 29 – Calibração do macaco hidráulico com manômetro usado para a prova de carga 04.



Figura 30 – Calibração do macaco hidráulico com manômetro no LMC.

3.5.1 – Execução da Prova de Carga 01

A primeira prova de carga foi realizada em uma sapata de lado 80 cm, assente sobre o terreno à uma profundidade igual a 0,55m. O deslocamento final foi aproximadamente igual a 96mm para uma carga aproximada de 270 kN. A Figura 31 mostra a execução da mesma.

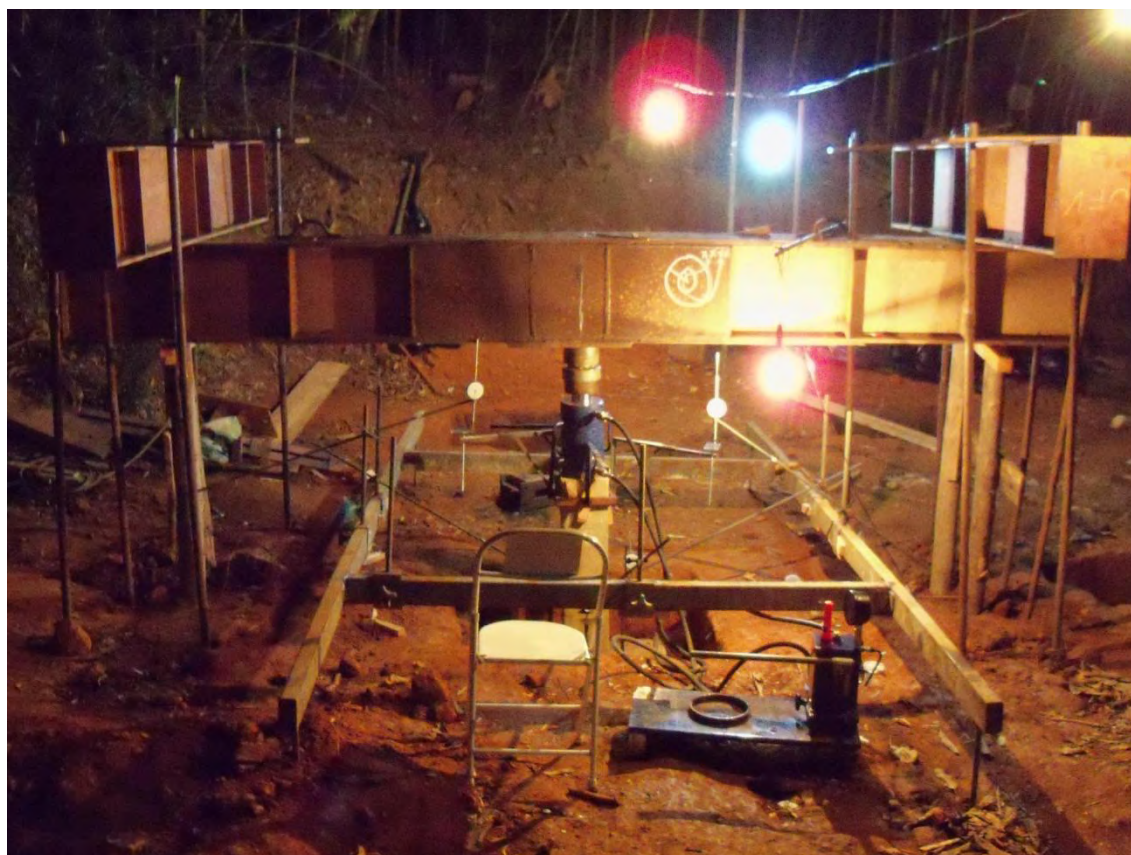


Figura 31 – Execução da prova de carga 01

3.5.2 – Execução da Prova de Carga 02

A segunda prova de carga foi executada da mesma forma que a primeira, porém com a implantação de uma estaca BROCA com diâmetro de 9 cm e comprimento de 1,20m. Entre a base da sapata e o topo da estaca foi deixado um espaço vazio de 1,5 cm, para analisar o comportamento da estapata. As Figura 32 e Figura 33 mostram a sua execução.



Figura 32 – Detalhes da prova de carga 02 com uma estaca broca.



Figura 33 - Aplicação de carga na prova de carga 02.

3.5.3 – Execução da Prova de Carga 03

A terceira prova de carga foi executada da mesma forma que a primeira, porém com a implantação de quatro estacas broca, com as mesmas características da prova de carga 02. As Figura 34 e Figura 35 mostram a execução da mesma.



Figura 34 – Detalhes da prova de carga 03 com quatro estacas.



Figura 35 – Execução da prova de carga 03 com quatro estacas.

3.5.4 – Execução da prova de carga 04

A quarta prova de carga foi executada sobre uma única estaca broca. Houve a preocupação de se construir um “pescoço” com o mesmo diâmetro da estaca e altura de 10 cm com intuito de se anular qualquer interferência da base do bloco x solo, onde se apoiou o macaco hidráulico. As Figura 36 e Figura 37 mostram a execução desta prova de carga.



Figura 36 – Detalhes da prova de carga 04 com uma estaca e sem sapata.



Figura 37 – Detalhes do bloco sobre a estaca da Prova de carga 04.

3.5.5 – Dispositivos Beta

Foram instalados nas provas de carga 01, 02, 03, quatro medidores de deslocamentos verticais em profundidade, denominados dispositivos “BETA”, com

intuito de se obter os deslocamentos em pontos ao longo da profundidade dentro do bulbo de tensões (Duarte 2006). Na Figura 38 apresentam-se os tais dispositivos “BETA”, os quais tinham o objetivo de medir os deslocamentos das camadas do subsolo em diferentes cotas, abaixo da sapata.

Para anular o atrito solo/dispositivos “BETA” da camada acima à de medição, executaram-se pré-furos de maior diâmetro que das hastes metálicas. No final destes pré-furos os dispositivos eram introduzidos com movimentos giratórios para garantir o travamento dos helicóides de suas pontas nas seguintes profundidades: B/2 (0,40m), B (0,80m), 3B/2 (1,20m), 2B (1,60m). Da mesma forma a sapata estava também vazada de modo a permitir a passagem dos dispositivos.



Figura 38 – Detalhes dos dispositivos Beta.

3.5.6 – Deslocamentos verticais nas Provas de Carga

Para se medir os deslocamentos verticais durante os ensaios de provas de carga, foram usados seis extensômetros com curso máximo de 12,5mm e precisão de 0,01mm, que eram dispostos da seguinte forma: quatro mediam os deslocamentos dos dispositivos Betas e dois para medir os deslocamentos de topo da sapata, conforme mostrado na Figura 39.



Figura 39 – Arranjo geométrico dos extensômetros utilizados na Prova de Carga.

3.6 – Simulação numérica

3.6.1 – Considerações iniciais

Para a simulação numérica foi utilizado o programa computacional ABAQUS versão 6.7 baseado no MEF. Decidiu-se pelo desenvolvimento de análises elástico-lineares.

3.6.2 – Ferramenta para a simulação numérica

Para simulação do comportamento solo-estrutura de sapatas estacadas pode-se utilizar um modelo de Elementos Finitos. O programa computacional ABAQUS é um programa de análises estrutural baseado no Método de Elementos Finitos e é amplamente utilizado em diferentes áreas de conhecimento científico.

O ABAQUS possui um pré e pós-processador gráfico e um “solver” com capacidade de realizar análises estáticas ou dinâmicas, lineares ou não lineares. Além disso, o programa possui uma extensa biblioteca de Elementos Finitos, que permite a

elaboração de diversos tipos de modelos, com a utilização de um ou mais tipos de materiais.

O ABAQUS é um dos programas de análises estrutural por Elementos Finitos mais conceituados em todo o mundo, devido às suas características e sua capacidade de representar problemas de grande complexidade numérica.

Conforme descrito no manual, o ABAQUS/Standard é um programa de análise estrutural capaz de resolver uma vasta gama de problemas lineares e não-lineares, envolvendo resposta estática, dinâmica e térmica. O programa resolve implicitamente um sistema de equações a cada incremento da solução. Em linhas gerais, um modelo de Elementos Finitos requer a definição da análise a ser realizada, da geometria, das propriedades dos, dos materiais, das ações e das condições de contorno.

Ao se utilizar o programa ABAQUS deve-se compreender que existe uma série de componentes distintos que juntos descrevem o problema físico a ser analisado. A seguir apresentam-se alguns aspectos que compõem um modelo de Elementos Finitos:

- Geometria discretizada

Para se definir a geometria básica da estrutura física do modelo são usados elementos finitos e nós. Cada elemento representa uma parte discreta da estrutura que é representada pelo conjunto de elementos interconectados. Os elementos são conectados uns aos outros por meio de nós. As coordenadas dos nós e a conectividade dos elementos compreendem a geometria do modelo. O conjunto de todos os elementos e nós de um modelo é chamado de malha de elementos finitos.

O tipo do elemento, sua forma e localização, bem como o número total de elementos usados na malha, afeta o resultado de uma simulação. Quanto maior o número de elementos na malha, mais precisos são os resultados. À medida que o número de elementos da malha aumenta, o resultado da análise converge para uma solução única e o tempo de computação necessário para a execução da análise também aumenta. A solução obtida do modelo numérico é geralmente uma aproximação da solução exata do problema físico simulado. A quantidade de aproximações feitas na geometria do modelo, no comportamento dos materiais, nas condições de contorno e no carregamento determina quão bem a simulação representa o problema real.

- Tipo de elementos.

Na biblioteca do ABAQUS existe uma vasta gama de elementos: barra, planos e tridimensionais.

- Dados sobre os materiais.

A representação precisa dos materiais é difícil de ser feita. Porém pode-se trabalhar com representações aproximadas. Particularmente para os modelos de materiais mais complexos, a validade dos resultados obtidos com o ABAQUS fica limitada pela precisão e quantidade dos dados dos materiais.

- Ações e condições de contorno.

As formas de carregamentos incluem:

- cargas centralizadas (ou pontuais);
- cargas de compressão ou tração distribuídas em superfícies;
- cargas distribuídas nas bordas e momentos aplicados nas bordas de placas;
- forças de corpo, tal como a força de gravidade; e
- cargas térmicas.

As condições de contorno são usadas para obrigar porções do modelo a permanecerem fixas (deslocamentos nulos) ou sofrerem um deslocamento prescrito (deslocamentos não-nulos).

Numa análise estática é necessário definir condições de contorno suficientes para evitar que o modelo sofra movimento de corpo rígido em qualquer direção. Caso contrário a matriz de rigidez torna-se singular e a análise é abortada. O ABAQUS emite uma mensagem de alerta caso detecte algum problema desse tipo durante a análise. É importante aprender a interpretar essas mensagens de erro. Se aparece uma mensagem “*numerical singularity*” ou “*zero pivot*” durante uma análise estática de tensões, deve-se verificar se falta ao modelo, no todo ou em parte, restrições contra translações ou rotações de corpo rígido.

- Tipos de análise.

O ABAQUS é capaz de realizar diferentes tipos de análises estruturais.

Numa análise estática obtém-se a resposta da estrutura, em função das ações estáticas aplicadas. Já nas análises dinâmicas, o interesse está em obter a resposta da estrutura em função de ações que apresentam importantes variações ao longo do tempo, como por exemplo a resposta de um edifício em um terremoto.

3.6.3 – Características do Modelo Numérico

Para simulação das provas de carga optou-se pelo desenvolvimento de um modelo de elementos finitos tridimensional. Utilizou-se uma malha com elementos tipo C3D4 da biblioteca do ABAQUS, tetraédricos lineares com integração completa. Cada modelo possui um total de aproximadamente 364352 elementos e 65488 nós.

Para modelar o semi-espaço infinito utilizou-se um cubo com restrições horizontais nas laterais e restrições verticais na sua base. Os limites laterais deste cubo são iguais a quatro vezes o lado da sapata a partir do eixo da mesma e a profundidade igual a 8 m (Figura 40). Tal comprimento foi atribuído com intuito de se prevenir quaisquer restrições de deslocamento dentro da zona de atuação do bulbo de tensões da fundação. Também foi representada a cova da sapata, já que a mesma estava assente a uma profundidade igual a 0,55 m, conforme mostrado na Figura 40. O volume representativo do solo foi particionado em camadas distintas, para as quais foram atribuídos diferentes Módulos de Elasticidade para melhor representar o comportamento real (variação do Módulo de Elasticidade com a profundidade). O coeficiente de Poisson e peso específico natural do solo são respectivamente iguais a 0,33 e $14,85 \text{ kN/m}^3$ e não variaram entre os modelos. Cada modelo de prova de carga teve uma forma particular de partição, que será mostrada adiante, em função dos parâmetros obtidos nos ensaios DMT's realizados próximos aos locais das Provas de Carga.

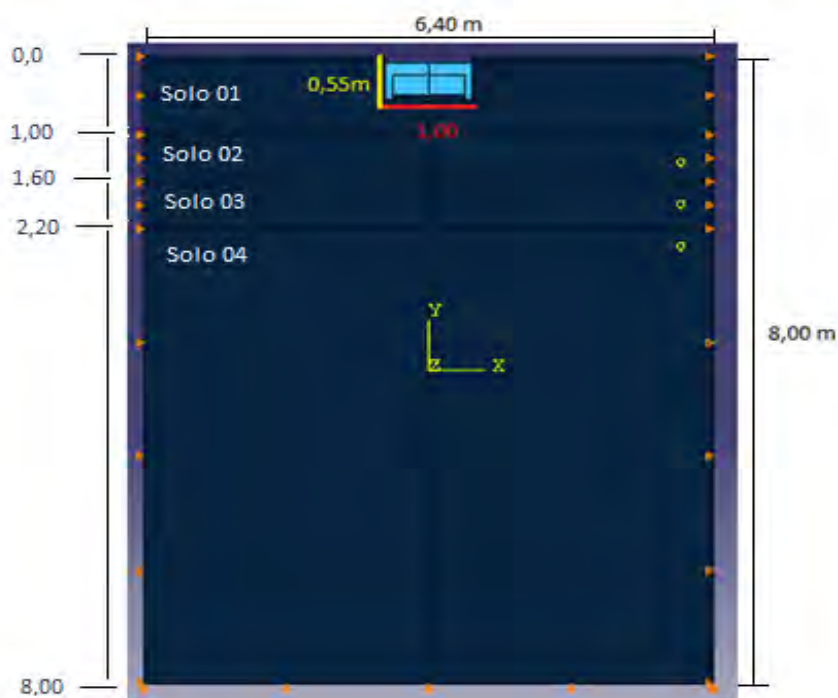


Figura 40- Esquema do modelo numérico para simulação das Provas de Carga.

Na Figura 41 apresenta-se o aspecto geral da malha de Elementos Finitos relativa à Prova de Carga 03. Na parte superior do modelo pode-se observar o local de implantação da sapata.

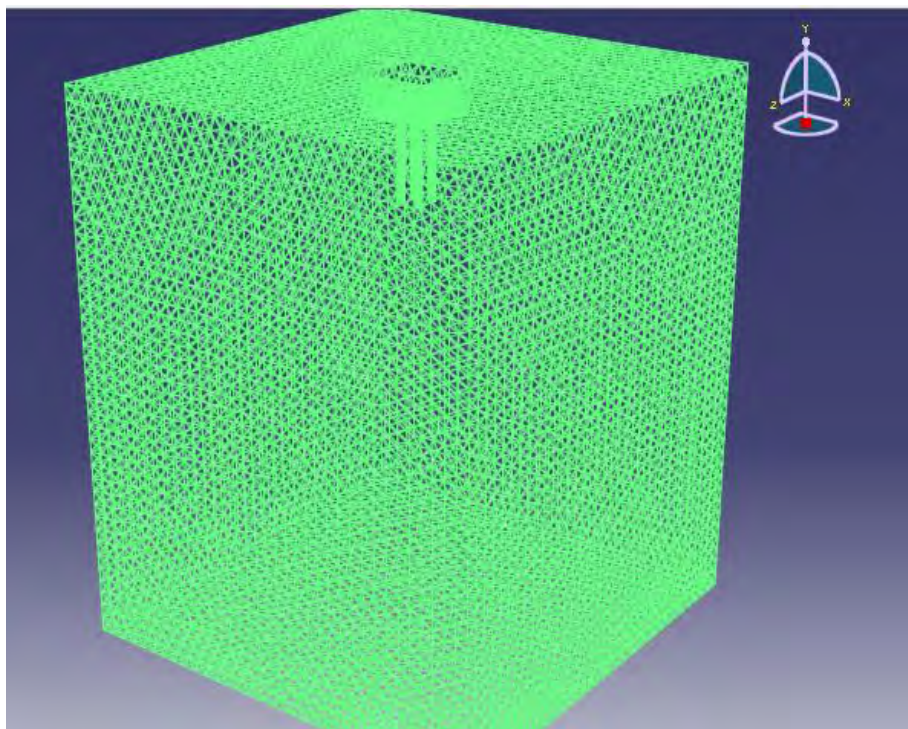


Figura 41 – Aspecto geral da malha de Elementos Finitos referente à PC 03.

Para os casos de Provas de Carga com sapata e estaca, foi introduzido um pequeno elemento com área equivalente à estaca e altura de 1,5 cm, a fim de representar o espaço vazio que existia entre a base da sapata e o topo da estaca. A este elemento foi atribuído um Módulo de Elasticidade igual a 1,0 kPa, coeficiente de Poisson igual a 0,33 e peso específico igual a 1,0 kN/m³.

Para a sapata e a estaca foram utilizados respectivamente uma forma cúbica e uma forma cilíndrica, com as mesmas dimensões dos elementos usados nas provas de carga. Como a sapata e a estaca são de concreto, foram atribuídas as propriedades mecânicas indicadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Propriedades mecânicas do concreto utilizadas na sapata e na estaca.

Modulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de Poisson	Peso específico(kN/m ³)
19.700*	0,2	25

Nota: (*) Valor estimado para o Módulo de Elasticidade do concreto de acordo com a prescrição da ABNT NBR 6118:2004.

O contato ou interface de dois materiais distintos é um problema de difícil simulação numérica. Para este trabalho foram adotadas restrições do tipo “tie”, impostas entre os diferentes graus de liberdade do modelo, fazendo com que os graus de liberdade ativos sejam iguais em dois nós distintos. O contato entre corpos foi definido através de adoção de duas superfícies deformáveis que podem interagir, chamadas “par de contato”. Para cada nó da primeira superfície do par de contato (“superfície escrava”) o ABAQUS busca o nó mais próximo da segunda superfície (“superfície mestre”) onde a normal a essa superfície passa através do nó na “superfície escrava”. Por meio deste mecanismo se dá a interação das duas superfícies. Para se definir as superfícies usou-se um critério baseado na rigidez do material. A superfície mestre foi adotada no material mais rígido (concreto) e a superfície escrava no material menos rígido (solo).

A ação considerada em cada modelo foi igual à máxima força alcançada na respectiva prova de carga. Os deslocamentos verticais, plotados em conjunto com as curvas carga x recalque das provas de carga e analisados ao longo deste trabalho, foram obtidos através de monitoramento dos seguintes pontos: no centro da base da sapata (para as provas de carga com sapata) e no centro da superfície da estaca (para provas de carga com a estaca isolada).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 - Critérios das Provas de Carga

Conforme preconizado pela ABNT NBR 6489:1984 – Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação a tensão inicial aplicada deve ser aproximadamente 20% da provável tensão admissível do solo obtida por qualquer método de uso rotineiro em Engenharia Geotécnica, por exemplo, via proposição de Teixeira et al. (1998). Assim, supondo a tensão vertical uniformemente distribuída na base da sapata, foram estabelecidos incrementos de aproximadamente 26,6 kN nas provas de carga 01, 02 e 03 e para a Prova de Carga 04 foram usados incrementos de 1,8 kN, já que para esta fundação estimou-se uma capacidade de carga menor.

A partir da aplicação dos incrementos de carga, liam-se todos os seis extensômetros iniciando-se em 0,5 min e depois em intervalos dobrados. Uma nova adição de carga só era aplicada se houvesse transcorrido no mínimo de 30 min ou verificada a estabilização descrita na norma supracitada.

4.2 – Resultados da Prova de Carga 01

A prova de carga 01, como comentado anteriormente, foi realizada em uma sapata assentada na cota 0,55m abaixo da superfície do terreno.

A Figura 42 apresenta a curva carga x recalque, obtida nesta prova de carga. Pode-se notar que existem dois trechos de descarregamento e um de recarregamento que poderiam servir para determinar parâmetros elásticos do maciço carregado.

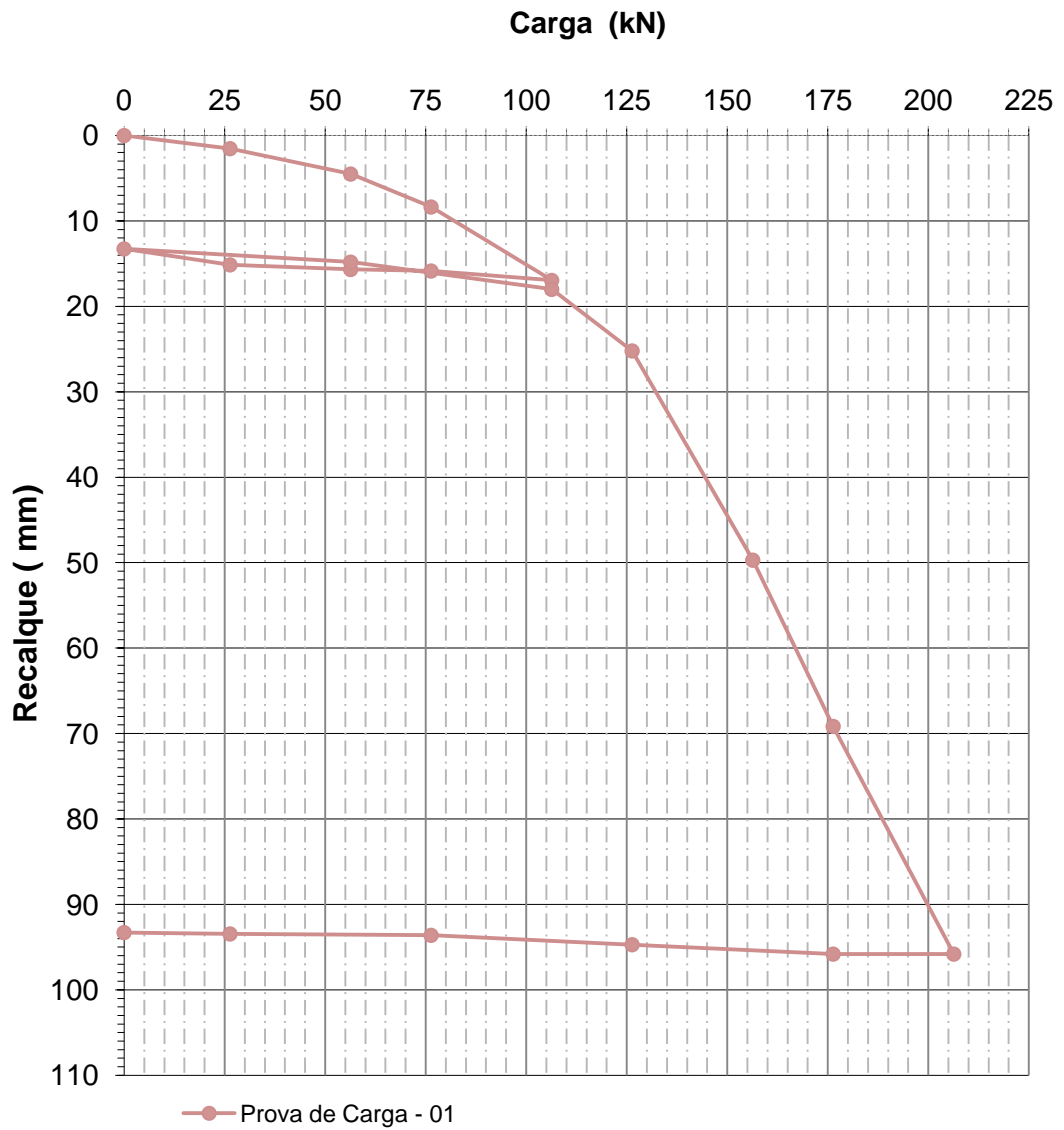


Figura 42 – Curva Carga X Recalque da Prova de Carga 01.

Na Figura 43 mostram-se curvas carga X recalque da prova de carga obtida na sapata e nos pontos em profundidade onde os dispositivos Betas foram instalados, Ressalta-se que o trecho referente ao descarregamento não foi representado.

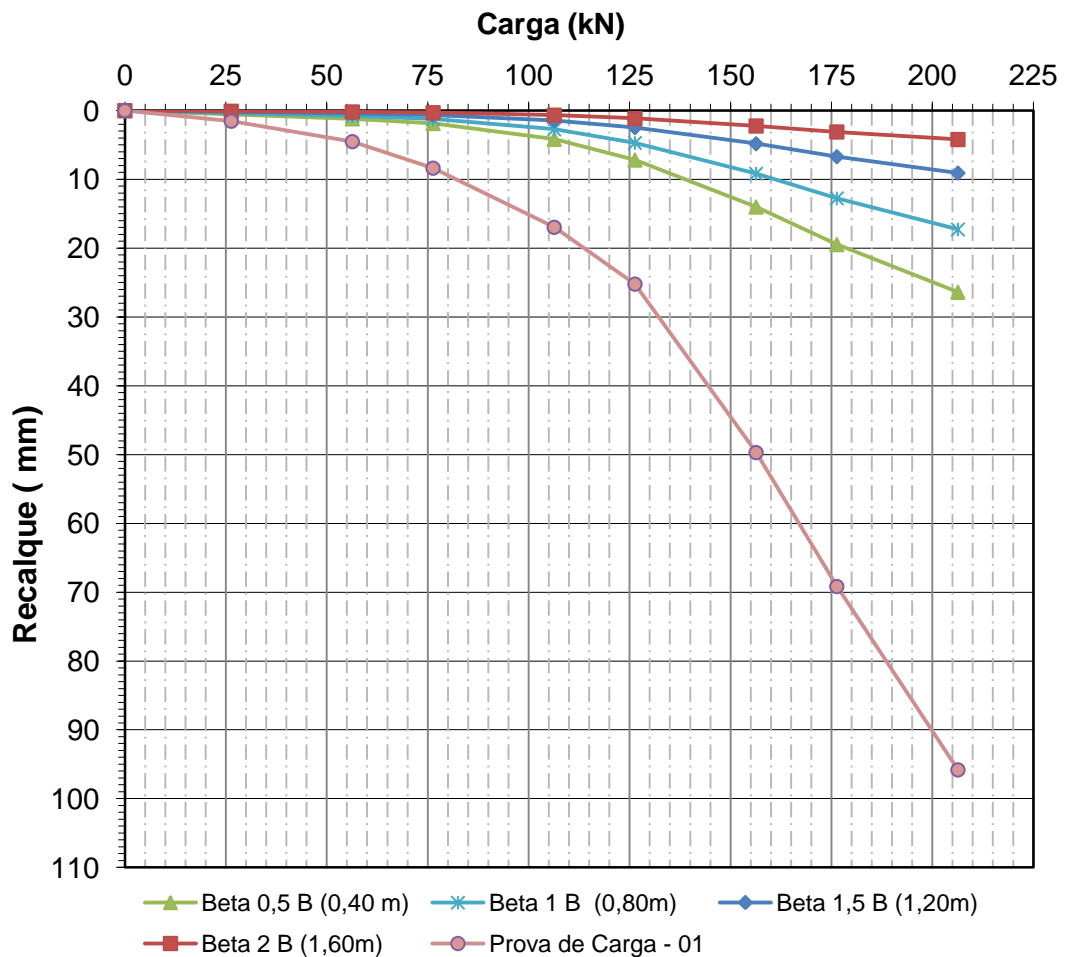


Figura 43 – Curva Carga X Recalque do conjunto Prova de Carga 01.

Na Tabela 9 estão mostradas as porcentagens dos deslocamentos totais acumulados na cota dos betas em relação ao deslocamento da base da sapata.

Tabela 9 – Porcentagens dos deslocamentos Prova de Carga 01.

Porcentagem dos deslocamentos			
0,5 B – (0,40 m)	1 B – (0,80m)	1,5 B – (1,20m)	2B – (1,60m)
Beta 01	Beta 02	Beta 03	Beta 04
72,5%	82,0%	90,5%	95,6%

Analisando-se a tabela acima, conclui-se que:

- até a profundidade igual a $B/2$, aconteceram 72,5% dos recalques;
- até a profundidade igual a B , aconteceram 82,0% dos recalques;
- até a profundidade igual a $3B/2$, aconteceram 90,5% dos recalques;
- até a profundidade igual a $2B$, aconteceram 95,6% dos recalques.

Tais dados corroboram os dados obtidos por Duarte (2006), onde se concluiu que a maior porcentagem dos recalques (85,93%) estão concentrados a uma profundidade igual a B (dimensão característica da sapata) e 98,61% dos mesmos aconteceram até uma profundidade igual a 2B. Tais valores ressaltam uma relevante coerência com os resultados encontrados nesta pesquisa.

4.2.1 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Teóricos para a Prova de Carga 01

Para fins comparativos as cargas de ruptura foram estimadas e nelas aplicado o fator de segurança igual a 3,0, de acordo com a NBR-6122. Essas estimativas foram baseadas nos parâmetros do ensaio triaxial mostrados na Tabela 3.

- Brinch-Hansen (1970) (Equação 3)

$$Q_{admissível} = \frac{\sigma_R * \text{Área da sapata}}{FS} = 156,43 \text{ kPa}$$

4.2.2 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 01

As estimativas das cargas a seguir basearam-se nos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de campo SPT-02 e PMT-01. Neste caso as tensões de ruptura foram divididas por 2, conforme especificação da ABNT NBR 6122:2010. Para tais cálculos foram usados os resultados dos ensaios compreendidos dentro do limite de atuação do bulbo de tensões, conforme citado anteriormente.

- Segundo ensaio SPT-02, método de Meyerhof (1963) (Equação 4).

$$Q_a = \sigma_a * \text{Área da sapata} = 158,4 \text{ kN}$$

- Segundo ensaio SPT-02, método de Teixeira et al. (1996) (Equação 5).

$$Q_a = \sigma_a * \text{Área da sapata} = 70,4 \text{ kN}$$

- Segundo ensaio PMT-01, método de Ménard (1963) (Equação 6).

$$\sigma_R = 1,1 * 263 + 8,165 = 298,23 \text{ kPa}$$

$$Q_a = \frac{\sigma_R * \text{Área da sapata}}{FS} = 95,4 \text{ kN}$$

4.2.3 – Análise das cargas admissíveis para a Prova de Carga 01

Visando melhorar as análises das cargas admissíveis obtidas pelos cálculos dos métodos anteriores, resolveu-se plotá-las em um único gráfico em conjunto com a Prova de Carga 01 executada, conforme mostrado na Figura 44.

Para se obter um valor de referência de carga admissível obtido diretamente nas provas de carga que se seguem utilizou-se o critério do código de obras de Boston, USA (Vargas, 1955). Tal metodologia adotada anteriormente pela seção de solos do IPT de São Paulo, preconiza que a carga de trabalho será o menor dos seguintes valores: carga referente ao recalque de 10mm ou a carga referente ao recalque de 25mm dividida por 2. Assim sendo o valor adotado funcionará como baliza para comparação dos resultados obtidos pelos métodos referenciados.

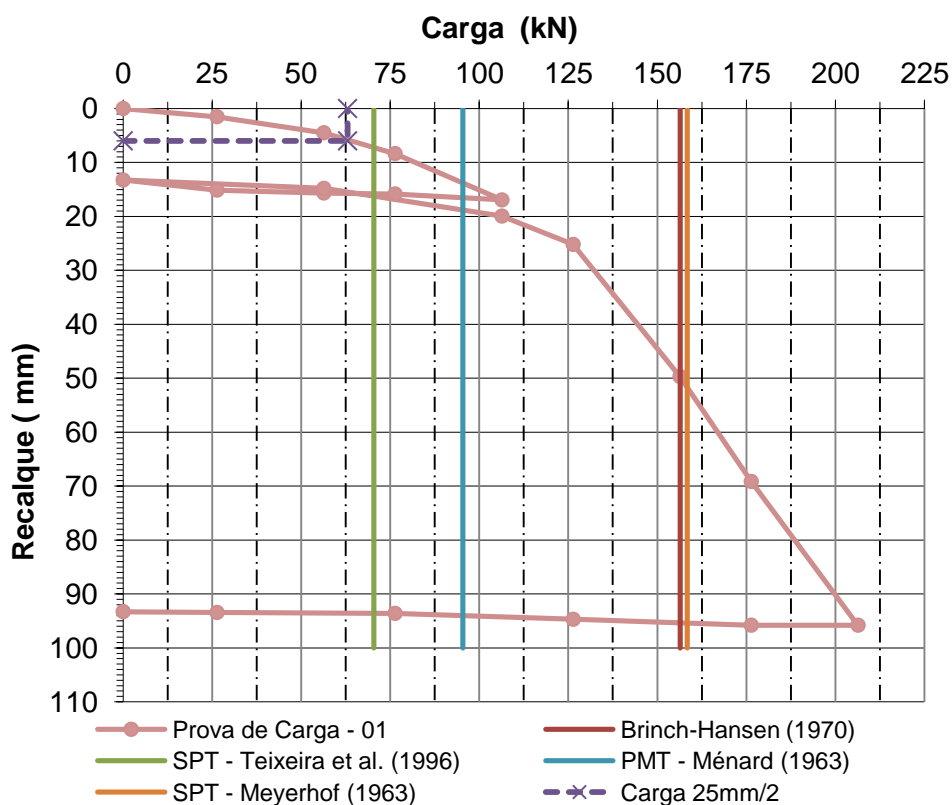


Figura 44 – Gráfico de análise das cargas admissíveis da Prova de Carga 01.

Após análise dos resultados obtidos nos métodos acima descritos, e tomando-se como referência a carga de trabalho igual a 62,72 kN, foi verificado que o método empírico proposto por Teixeira et al. (1996) baseado no índice de resistência a penetração (N_{spt}) do ensaio de sondagem foi o que mais se aproximou da carga de referência. Em contra partida, o método de Meyerhof (1963) baseado no N_{spt} mostrou-se muito distante quando comparado com a carga de referência.

Os resultados das cargas admissíveis são mostrados numericamente, em ordem decrescente em relação à aproximação do valor referencial, na Tabela 10.

Tabela 10 - Cargas admissíveis calculadas, Prova de Carga 01

Cargas Admissíveis	
Métodos	Qa (kN)
SPT - Meyerhof (1963)	158,4
Brinch-Hansen (1970)	156,4
PMT - Ménard (1963)	95,4
SPT - Teixeira et al. (1996)	70,4
Carga de Trabalho	62,72

Relacionando-se os valores de carga admissível encontrados nessa pesquisa com os expostos por Duarte (2006), note-se uma confirmação da disparidade do valor de carga admissível calculado pelo método proposto por Meyerhof (1963) quando relacionado com a carga de trabalho. Confirma-se essa hipótese através de uma comparação dos valores encontrados por Lopes (1997), que realizou seu trabalho em um solo de natureza parecida.

4.2.4 – Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 01

A partir dos parâmetros encontrados nos ensaios de campo e de laboratório foram estimados os recalques para posterior comparação. Para os cálculos dos recalques, os acréscimos de tensões ao longo da profundidade foram estimados segundo método proposto por Fadum (1948).

Essas tensões são calculadas a partir de equações da Teoria da Elasticidade, nas quais a hipótese fundamental é a existência de uma relação constante entre as tensões e as deformações decorrentes.

Apesar de reconhecidas as limitações da Teoria da Elasticidade, a solução apresentada tem sido empregada mesmo para solos não homogêneos. A justificativa para isto é o fato das análises com este procedimento conduzirem a soluções bem sucedidas e comprovadas, com razoável aproximação, pelo acompanhamento das obras. Assim sendo, apresentam-se a seguir as estimativas de recalque.

- Segundo método de Schmertmann (1978) (Equação 9), com os parâmetros do SPT-02 correlacionados com o q_c (ensaio de cone) de acordo com proposição de Teixeira e

Godoy (1996), para solos brasileiros. Os valores dos parâmetros de cálculo do recalque estão mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores de recalque em função da carga, segundo Schmertmann (1978)

Δq (kPa)	σ'_{vp} (kPa)	C2	C1	lzp	lz1	lz2	lz3	lz4	S (mm)
33,03	14,10	1,00	0,88	0,65	0,38	0,54	0,33	0,11	1,91
79,90	14,10	1,00	0,95	0,74	0,42	0,61	0,37	0,12	5,59
111,15	14,10	1,00	0,96	0,78	0,44	0,65	0,39	0,13	8,36
158,03	14,10	1,00	0,97	0,83	0,47	0,69	0,42	0,14	12,84
189,28	14,10	1,00	0,98	0,87	0,48	0,72	0,43	0,14	15,89
236,15	14,10	1,00	0,98	0,91	0,50	0,75	0,45	0,15	20,82

- Segundo método de Butterfield e Banerjee (1971) (Equação 14) com o módulo de deformabilidade estimado a partir do índice de resistência a penetração.

$$S(mm) = q \cdot 0,064$$

- Segundo método de Décourt (1992) (Equação 15) estimado através do ensaio SPT-02;

$$S(mm) = q \cdot 0,042$$

- Segundo método de Marchetti (1997) (Equação 16) estimado através do ensaio DMT-01;

$$S(mm) = 0,098 \cdot q^*$$

- Segundo método de Ménard e Rosseau (1962) (Equação 17) estimado através do ensaio PMT-02;

$$S(mm) = 0,136 \cdot q^*$$

4.2.5 – Análise dos recalques da Prova de Carga 01

Visando uma melhor análise dos resultados obtidos, se procedeu da mesma forma que no gráfico das cargas admissíveis, plotando os resultados em conjunto, conforme mostrado na Figura 45.

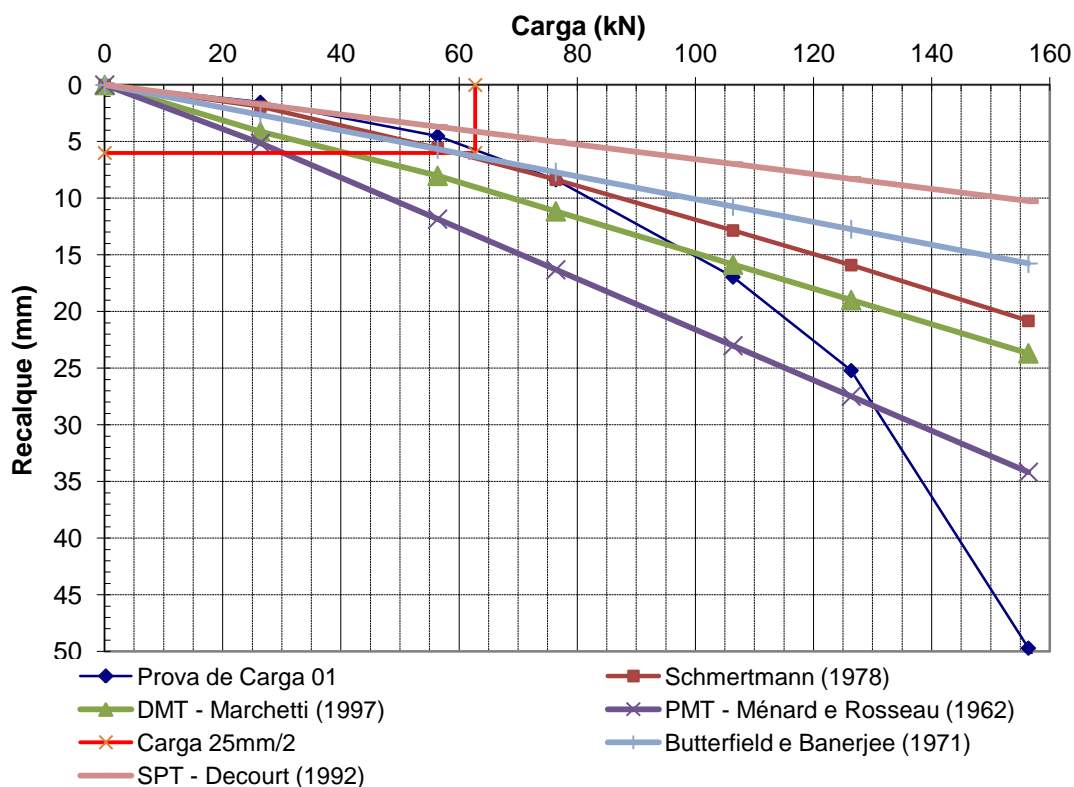


Figura 45 – Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 01.

Com o intuito de se analisar os recalques estimados com os alcançados na prova de carga, resolveu-se utilizar a mesma metodologia de comparação das cargas admissíveis, ou seja, comparar o recalque equivalente a carga de trabalho (62,72 kN), obtido na prova de carga com os obtidos pelos diferentes métodos (Tabela 12).

Tabela 12 - Recalques obtidos na carga de trabalho, Prova de Carga 01

Recalques obtidos na Carga de Trabalho (62,72 kN)		
Métodos	Recalque (mm)	$\% = \frac{s(mm) \text{ do método}}{s(mm) \text{ da P. C.}} - 1$
SPT - Decourt (1992)	4,0	-33
Butterfield e Banerjee (1971)	6,5	8
Schmertmann (1978)	6,5	8
DMT - Marchetti (1997)	9,0	50
PMT - Ménard e Rosseau (1962)	13,5	125
Prova de Carga 01	6,0	-

Valores negativos das porcentagens em relação ao recalque da prova de carga demonstram valores menores que o adotado como referência, ou seja, recalques menores que 6mm.

Segundo Lopes (1997), diversos autores consideram o método de Schmertmann (1978) um dos mais confiáveis, para este tipo de cálculo, apesar de ser na maioria das vezes, direcionado para recalques em areias. O mesmo foi usado para o solo desta pesquisa, pois a sua curva granulométrica forneceu uma parcela considerável de areia. Assim sendo verificou-se uma boa proximidade de valores de recalques alcançados através desse método, o que vem a corroborar com as afirmações de Lopes (1997). No trabalho de Duarte (2006) o referido método mostrou-se muito insatisfatório quanto à previsão de recalques quando comparado com o obtido em sua prova de carga. Ressalta-se que Duarte usou outra metodologia de estimativa de Módulo de Deformabilidade, baseada unicamente no ensaio SPT, sem correlação com os dados do ensaio CPT.

Dentre os métodos empíricos estudados, baseados em ensaios de campo, o que mais se aproximou do recalque para a carga de trabalho foi o DMT-Marchetti et al. (1997). Esse resultado é confirmado por Soares (2003).

O método proposto por Butterfield e Banerjee (1971), também mostrou-se bastante satisfatório quando comparado com os resultados obtidos na Prova de Carga.

4.3 – Resultados da Prova de Carga 02

A Prova de Carga 02, como comentado anteriormente foi realizada em uma sapata assente na cota 0,55m abaixo da superfície do terreno sobre uma estaca de 9cm de diâmetro e 1,20m de comprimento, ressalta-se que existia um espaço de 1,5cm entre o topo da estaca e a base da sapata.

Na curva carga x recalque, da Figura 46, apresentam-se os resultados obtidos nesta prova de carga.

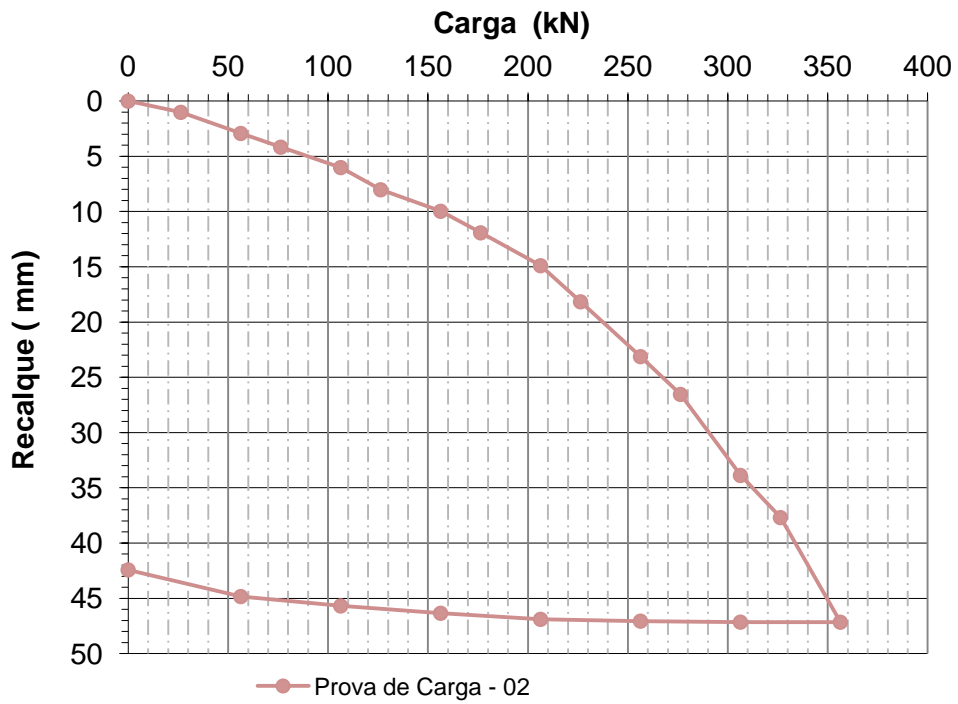


Figura 46 – Curva Carga X Recalque da prova de carga 02.

Na Figura 47 mostra-se o gráfico carga X recalque da prova de carga em conjunto com as curvas obtidas nas profundidades onde os dispositivos Betas estavam instalados.

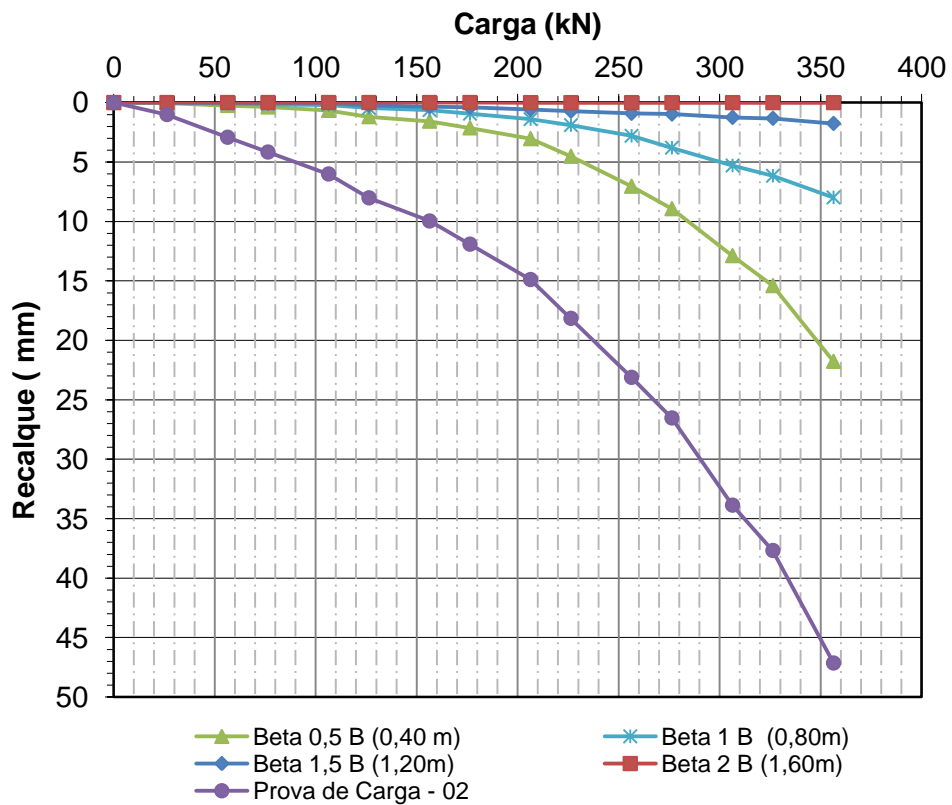


Figura 47 – Curva Carga X Recalque do conjunto da prova de carga 02.

Pode-se notar neste gráfico que o dispositivo Beta localizado a 1,60m(2B) não deslocou, não sendo medidos recalques nessa profundidade. Tal fato pode ser atribuído à inclusão da estaca.

Na Tabela 13 estão mostradas as porcentagens dos deslocamentos totais na cota dos betas em relação ao da base da sapata. Nota-se nesta tabela que houve uma concentração maior dos deslocamentos até a profundidade de 2B quando relacionado com os dados obtidos na Prova de Carga 01, ou seja após a profundidade de 2B não houveram deslocamentos sensíveis ao equipamento de medição.

Tabela 13 – Porcentagens dos deslocamentos Prova de Carga 02

Porcentagem dos deslocamentos			
0,5 B – (0,40 m)	1 B – (0,80m)	1,5 B – (1,20m)	2B – (1,60m)
Beta 01	Beta 02	Beta 03	Beta 04
53,83%	83,08%	96,27%	99,98%

Analizando-se a tabela acima, conclui-se que:

- até a profundidade igual a B/2, aconteceram 53,8% dos recalques;
- até a profundidade igual a B, aconteceram 83,0% dos recalques;
- até a profundidade igual a 3B/2, aconteceram 96,27% dos recalques;
- até a profundidade igual a 2B, aconteceram 99,9% dos recalques.

Esses resultados quando comparados com os obtidos na Prova de Carga 01 ressaltam um pequeno ganho de rigidez no comportamento carga x recalque da fundação. Tal afirmação pode ser atribuída “em parte” ao aumento no módulo de elasticidade do solo na região da prova de carga 02 e a influência da estaca para o ganho de resistência desta fundação.

4.3.1 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 02

Para a prova de carga 02 foram utilizados métodos empíricos de estimativa de capacidade de carga.

As estimativas das cargas admissíveis para este modelo basearam-se nos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de campo SPT e PMT. Quando calculadas as tensões de ruptura foram divididas por 2, conforme especificação da ABNT NBR 6122:2010 ou de acordo com a recomendação do autor do referido

método, com a finalidade de transformá-la em carga admissível. Para tais cálculos foram usados os resultados dos ensaios mais próximos a fundação e valores compreendidos dentro do limite de atuação do bulbo de tensões, conforme citado anteriormente.

Os cálculos das cargas admissíveis foram feitos através de 03 (três) modelos descritos a seguir.

- Modelo 01, somatória das cargas admissíveis calculadas separadamente através de métodos baseados no ensaio SPT-02.

Carga admissível da sapata segundo SPT, método de Teixeira et al. (1996) (Equação 5).

$$Q_a = \sigma_a \cdot \text{Área} = 70,5 \text{ kN}$$

Carga admissível da estaca segundo ensaio correlação com ensaio SPT, método de Décourt Quaresma (1978) (Equação 21).

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = 7 \text{ kN}$$

Carga admissível do conjunto sapata + estaca

$$Q_{a,total} = Q_{a,sapata} + Q_{a,estaca} = 77,5 \text{ kN}$$

- Modelo 02, somatória das cargas admissíveis calculadas separadamente através de métodos baseados no ensaio PMT-01.

- Carga admissível da sapata segundo ensaio PMT, método de Ménard (1963) (Equação 6).

$$\sigma_a = \frac{\sigma_R}{FS} = 149,12 \text{ kPa}$$

$$Q_a = \sigma_a \cdot A_{sapata} = 95,4 \text{ kN}$$

Carga admissível da estaca segundo ensaio PMT, método de Ménard (1963) (Equação 23).

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ kN}$$

Carga admissível do conjunto sapata + estaca.

$$Q_{a,total} = Q_{a,sapata} + Q_{a,estaca} = 95,4 + 7,5 = 103 \text{ kN}$$

- Modelo 03, como o valor de capacidade de carga, obtido através de correlação com o ensaio PMT-02, na Prova de Carga 01, aproximou-se do valor escolhido como referência, resolveu-se para este modelo efetuar a somatória das cargas admissíveis calculadas separadamente através de métodos baseados no referido ensaio com a adoção do fator de incremento de capacidade de carga da estaca devido à interação segundo Akinmusuru (1980).

Carga admissível do conjunto sapata + estaca segundo equação 32.

$$Q_t = \alpha' \cdot Q_g + Q_c = 2,9 \cdot 15 + 190,8 = 234,3 \text{ kN}$$

$$Q_{a,total} = \frac{Q_t}{FS} = \frac{234,3}{2} = 117,4 \text{ kN}$$

4.3.2 – Análise das cargas admissíveis para a prova de carga 02

Assim como estudado na prova de carga 01 para a análise das cargas admissíveis, foram plotadas em um único gráfico em conjunto com a prova de carga 02 as cargas admissíveis calculadas nos modelos supracitados, conforme mostrado na Figura 48.

Para se obter um valor de referência da carga admissível obtida diretamente na prova de carga, foi admitida a mesma metodologia adotada para a análise da prova de carga 01. Assim sendo o valor da carga de trabalho funcionará como baliza para comparação dos resultados obtidos pelos métodos referenciados.

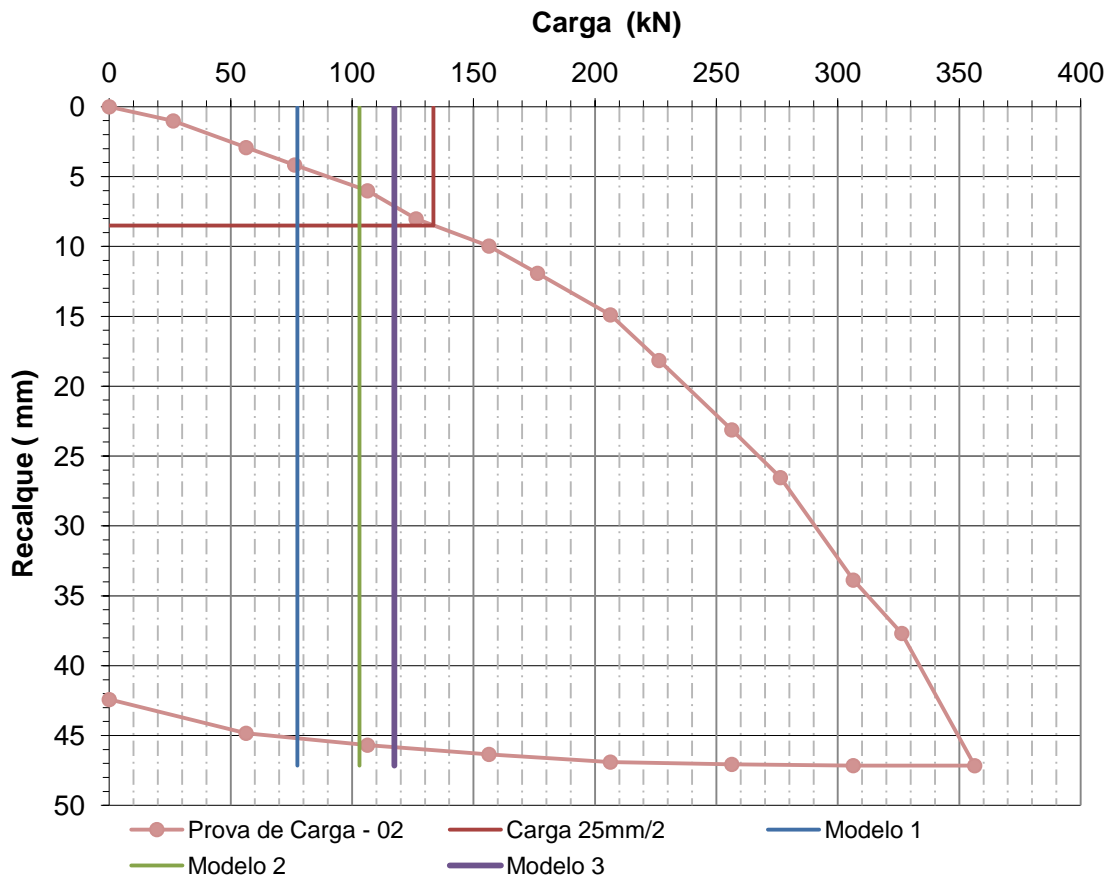


Figura 48 – Gráfico de análise das cargas admissíveis da prova de carga 02.

Os resultados das cargas admissíveis são mostrados numericamente, em ordem decrescente em relação à aproximação do valor referencial, na Tabela 14.

Tabela 14 - Cargas admissíveis calculadas, prova de carga 02.

Cargas Admissíveis	
Métodos	Qa (kN)
Modelo 01	77,5
Modelo 02	103
Modelo 03	117,4
Carga de Trabalho	133,5

Após análise dos resultados obtidos nos modelos acima descritos, e tomando-se como referência a carga de trabalho igual a 133,5 kN, verifica-se que o modelo 3 que leva em consideração um fator " α " de incremento de capacidade de carga do grupo devido à sua interação, aproximou-se satisfatoriamente da carga de referência. As demais cargas admissíveis do conjunto, calculadas pela simples somatória dos valores encontrados pelos métodos tradicionais mostraram-se bastante

conservadoras. Tal resultado torna relevante o efeito amplificador na capacidade de carga do conjunto provocado pela interação da estaca/sapata e prova que a previsão do comportamento dos elementos sapata, estaca e solo de forma separada podem levar a erros de dimensionamento conforme citado por Akinmusuru (1973).

4.3.3 - Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 02

Assim como realizado na Prova de Carga 01 e com base em correlações com os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de campo, foram produzidas estimativas de recalques para a Prova de Carga 02. Como regra de uso dos parâmetros de campo resolveu-se adotar os valores obtidos no ensaio mais próximo da Prova de Carga conforme croqui da Figura 24. O Módulo de Deformabilidade adotado foi igual ao das estimativas de recalque da Prova de Carga 01, ou seja, igual à 8250 kPa e o coeficiente de Poisson igual à 0,33. A camada de solo abaixo da estapata foi considerada homogênea, dada a pequena profundidade da estaca e de atuação do bulbo de tensões. Portanto o módulo de elasticidade considerado é constante.

Para essas estimativas foram encontrados na literatura apenas dois métodos de cálculo, cujas metodologias são simples e podem ser feitas manualmente ou sem programas computacionais específicos. O intuito de tais análises é avaliar os métodos de previsão da curva força x recalque da estapata como ferramenta de anteprojeto.

O primeiro método é o proposto por Poulos e Davis (1980), onde os autores consideravam um comportamento trilinear para a curva carga x recalque. O segundo método é o proposto por Bergman (1998) que sugere a previsão dos recalques através de formulação simples baseada na teoria da elasticidade com a aplicação de um fator de influência "I" obtido em ábacos do autor.

Nas Provas de Carga das estapatas existia um espaçamento de 1,5 cm entre a base da sapata e o topo da estaca, admitiu-se que após a colocação da sapata o solo sofreu um pequeno deslocamento inicial. Na Figura 46 nota-se uma mudança na rigidez do conjunto a partir do 6º ponto da curva, tal comportamento foi atribuído ao momento em que a sapata encosta na estaca. Assim sendo considera-se que a sapata recalcou aproximadamente 8 mm durante a prova de carga até encostar no topo da estaca, logo pode-se atribuir um deslocamento igual a 7 mm referente ao peso próprio da mesma.

- Segundo método de Poulos e Davis (1980), tem-se então:

Para $P \leq P_{8mm}$

Recalque atribuído somente a sapata, calculado segundo Equação 14 pelo método de Butterfield e Banerjee (1971), considerando o módulo de elasticidade igual à 8250 kPa.

$$\delta(mm) = P.0,10$$

Onde:

P carga aplicada (kN);

q tensão posteriormente transformada em carga;

δ (mm) recalques até o momento em que a sapata encosta na estaca, estapata;

P_{8mm} carga que provoca um recalque igual a 8 mm.

Para $P \geq P_{8mm}$

Recalque atribuído a associação sapata-estaca, ou seja, estaca “T” (equação 40) somado ao recalque da sapata. O recalque unitário da estaca foi calculado pelo método de Poulos (1980), cujo método está bem discutido em Velloso e Lopes (2002).

$$\delta(mm) = (P - P_{8mm}).0,086 + P_{8mm}.0,10$$

Onde:

$\delta(mm)$ recalques após o momento que a estaca encosta na sapata, estaca “T”.

- Segundo método de Bergman (1998).

Para $P \leq P_{8mm}$

Recalques segundo comportamento da estapata, equação 53.

$$\delta(mm) = 0,068.P$$

Onde:

I_e fator de influência referente ao comportamento da estapata, ábaco do autor.

Para $P > P_{8mm}$

Recalques segundo comportamento da estaca T, (equação 53).

$$\delta(mm) = 0,074.P$$

Onde:

I_T fator de influência referente ao comportamento da estaca T, ábaco do autor.

4.3.4 – Análise dos recalques da Prova de Carga 02

Para uma melhor análise dos resultados na Figura 49 estão plotadas as curvas carga x recalques obtidos através dos métodos supracitados.

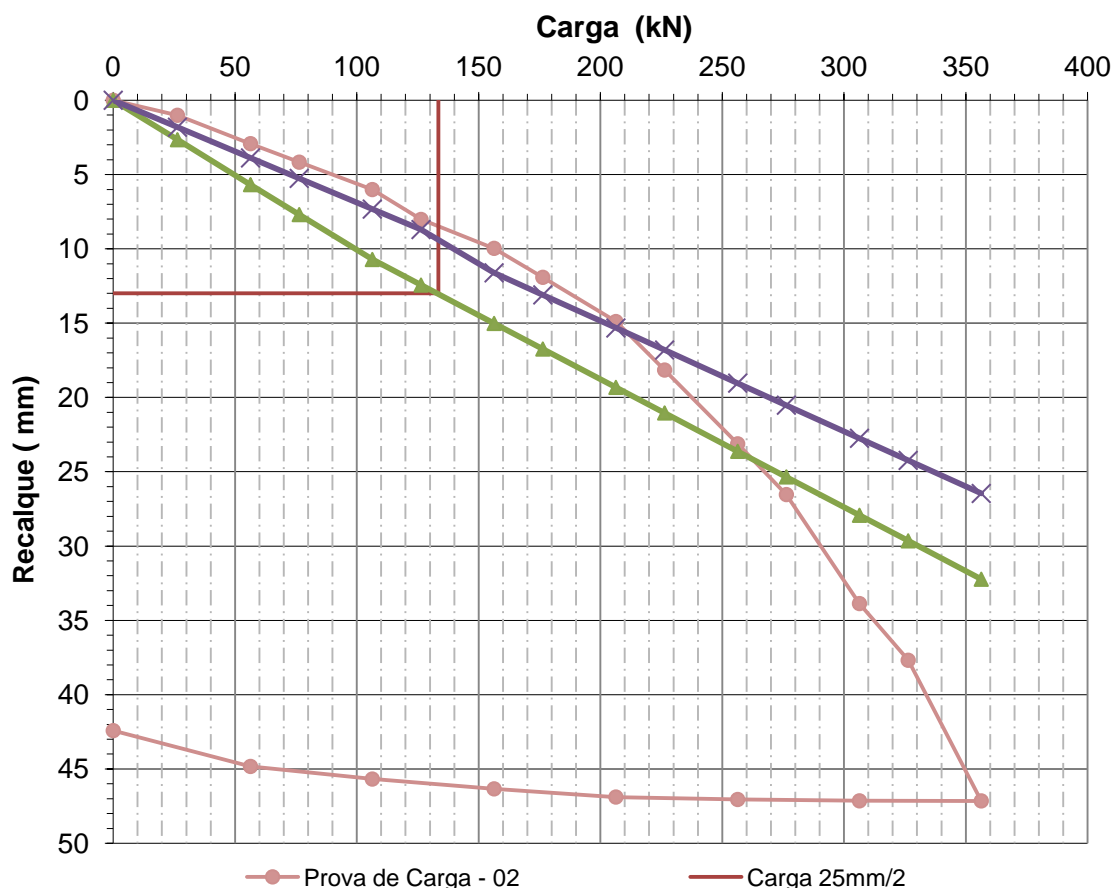


Figura 49 - Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 02.

Assim como nas análises anteriores os valores de recalques alcançados nos métodos simplificados foram comparados como valor de recalque equivalente a carga de trabalho (133,5 kN), conforme mostrado na Tabela 15.

Tabela 15 - Recalques obtidos na Carga de Trabalho, Prova de Carga 02

Recalques obtidos na Carga de Trabalho (133,5 kN)		
Métodos	Recalque (mm)	$\% = \frac{s(mm)do\ método}{s(mm)\ da\ P.\ C.} - 1$
Poulos & Davis (1980)	13	53
Bergman (1998)	9,2	8
Prova de Carga	8,5	-

Conforme mostrado na Tabela 15 pode-se notar que o método proposto por Poulos & Davis (1980) mostrou-se bastante conservador (53% de erro em relação ao recalque da Prova de Carga), já o método proposto por Bergman (1998) mostrou-se bastante preciso. Mesmo com as margens de erro, os dois métodos de previsão mostram-se bastante satisfatórios quando comparados com os valores da prova de carga, o que recomenda o seu uso com finalidade de elaboração de um ante projeto, tendo em vista a facilidade de aplicação dos mesmos.

Em ambos os métodos nota-se uma mudança na inflexão da curva, o que ressalta a interpretação diferenciada do comportamento nas duas fases da prova de carga, ou seja, antes da sapata tocar à estaca e quando a sapata passa a empurrar a estaca. Também se pode notar que essa inflexão mostra um ganho de rigidez do conjunto quando este passa a trabalhar de forma homogênea. Entretanto esse ganho de rigidez não é tão significativo e quase imperceptível, atribuindo-se esse fato ao baixo ganho de resistência provocado pela estaca, tal como será abordado nos itens adiante.

4.4 – Resultados da Prova de Carga 03

A Prova de Carga 03, como discutido anteriormente, foi realizada em uma sapata assente na cota 0,55m abaixo da superfície do terreno sobre quatro estacas.

Na curva carga x recalque mostrada na Figura 50 apresentam-se os resultados obtidos nesta prova de carga. Pode-se notar que existem dois trechos de descarregamento e um de recarregamento que poderiam servir para determinar parâmetros elásticos do maciço carregado.

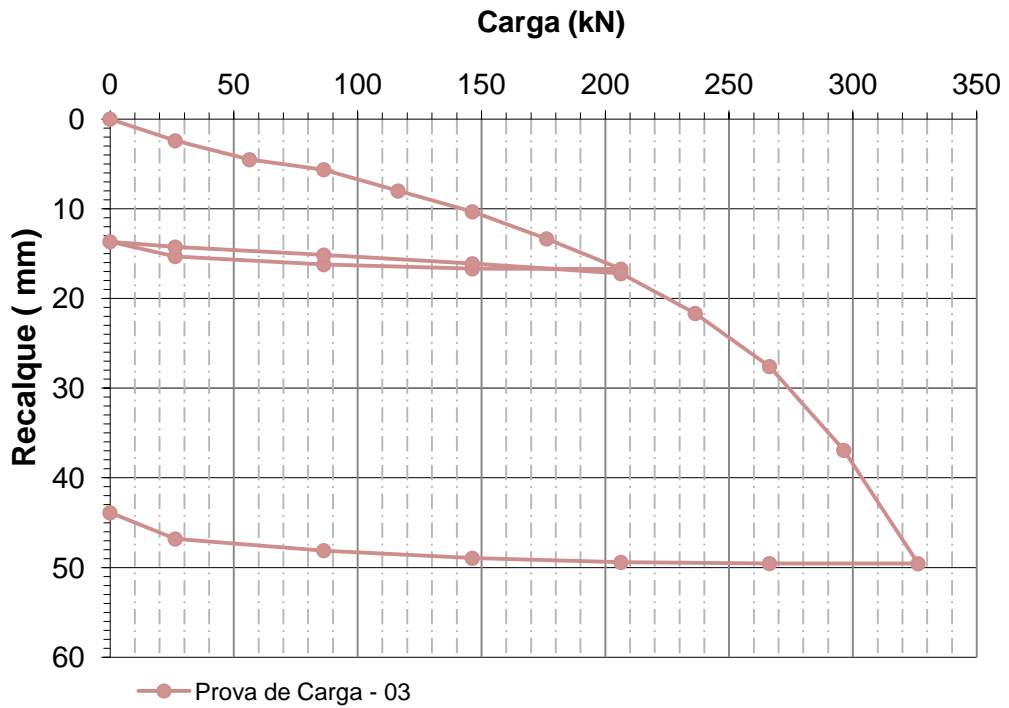


Figura 50 – Curva carga X deslocamento da prova de carga 03.

Na Figura 51 mostra-se o gráfico carga x recalque da prova de carga em conjunto com as curvas dos dispositivos Betas, ressaltando-se que foi desconsiderado o trecho referente ao descarregamento.

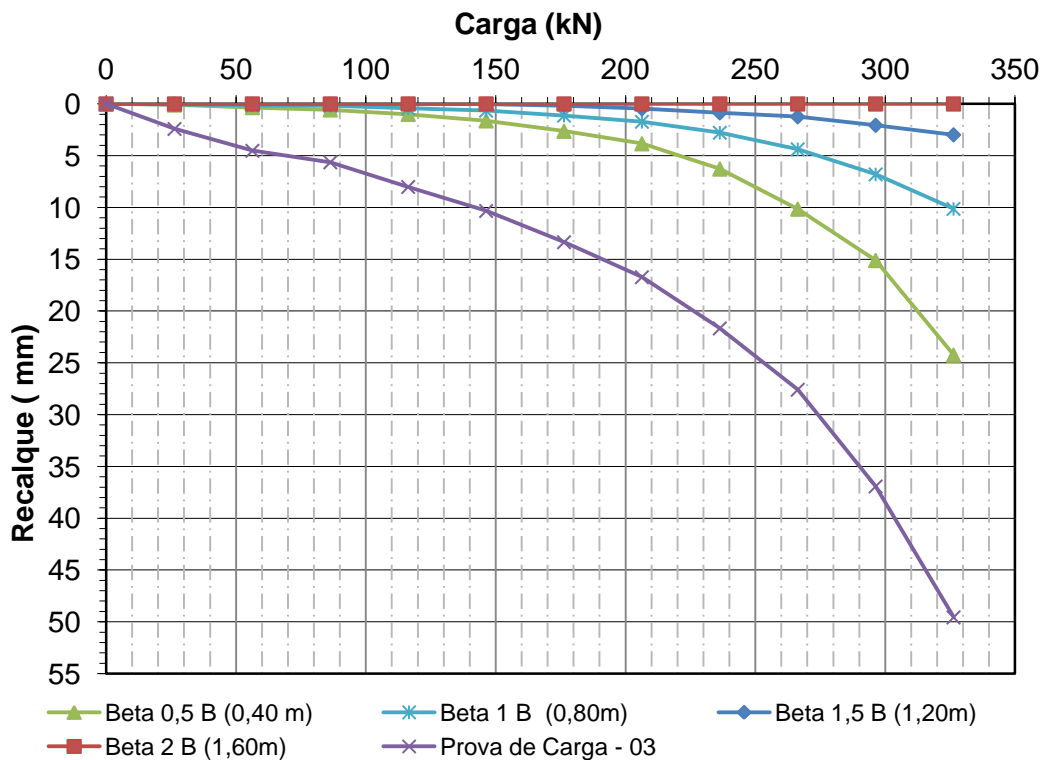


Figura 51 - Curva Carga X Recalque do conjunto da Prova de Carga 03.

Na Tabela 16 estão mostradas as porcentagens dos deslocamentos totais acumulados na cota dos betas em relação ao da base da sapata. Assim como na Prova de Carga 02 os deslocamentos se concentraram até a profundidade de 2B.

Tabela 16 – Porcentagens dos deslocamentos Prova de Carga 03.

Porcentagem dos deslocamentos			
0,5 B – (0,40 m)	1 B – (0,80m)	1,5 B – (1,20m)	2B – (1,60m)
Beta 01	Beta 02	Beta 03	Beta 04
44,74%	76,92%	93,21%	100%

Analisando-se a tabela acima, conclui-se que:

- até a profundidade igual a B/2, aconteceram 44,74% dos recalques;
- até a profundidade igual a B, aconteceram 76,92% dos recalques;
- até a profundidade igual a 3B/2, aconteceram 93,21% dos recalques;
- até a profundidade igual a 2B, aconteceram 100% dos recalques.

Ressalta-se uma redução na porcentagem dos deslocamentos acontecidos a uma profundidade de 0,5B, ou seja, menos de que 50% do total, isso demonstra que camadas subseqüentes e mais profundas foram mais solicitadas do que nas provas de carga anteriores, pode-se atribuir tal efeito a implantação das estacas.

4.4.1 – Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 03

Assim como realizado para a Prova de Carga 02, foram empregados somente métodos empíricos de estimativa de capacidade de carga. Os métodos de análises e os preceitos de fatores de segurança são idênticos aos utilizados nas estimativas de cargas admissíveis da prova de carga 02.

Os cálculos das cargas admissíveis foram feitos através de 03 (três) modelos descritos a seguir

- Modelo 01, somatória das cargas admissíveis calculadas separadamente através de métodos baseados no ensaio SPT-03.

Carga admissível da sapata segundo ensaio SPT, método de Teixeira et al. (1996) (Equação 5).

$$Q_a = \sigma_a \cdot \text{Área} = 76,8 \text{ kN}$$

- Carga admissível da estaca segundo correlação com ensaio SPT, método de Décourt Quaresma (1978) (Equação 21)

$$Q_r = 50,4 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = 25,2 \text{ kN}$$

Carga admissível do conjunto sapata + estaca.

$$Q_{a,total} = Q_{a,sapata} + Q_{a,estacas} = 76,8 + 25,2 = 102 \text{ kN}$$

- Modelo 02, somatória das cargas admissíveis calculadas separadamente através de métodos baseados no ensaio PMT-02

Carga admissível da sapata segundo ensaio PMT, método de Ménard (1963) (Equação 6).

$$\sigma_a = \frac{\sigma_R}{FS} = 144,5 \text{ kPa}$$

$$Q_a = \sigma_a \cdot A_{sapata} = 92,5 \text{ kN}$$

Carga admissível da estaca segundo ensaio PMT, método de Ménard (1963) (Equação 23).

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = 35,9 \text{ kN}$$

Carga admissível do conjunto sapata + estaca.

$$Q_{a,total} = Q_{a,sapata} + Q_{a,estaca} = 92,5 + 35,9 = 128,4 \text{ kN}$$

- Modelo 03, assim como nas análises da prova de carga 02, procurou-se para este modelo efetuar a somatória das cargas admissíveis calculadas separadamente através de métodos baseados no ensaio PMT-02 com a adoção do fator de incremento de capacidade de carga do grupo devido à interação segundo Akinmusuru, 1980.

Carga admissível do conjunto sapata + estaca segundo equação 32.

$$Q_t = \alpha' \cdot Q_g + Q_c = 393,44 \text{ kN}$$

$$Q_{a,total} = \frac{Q_t}{FS} = \frac{393,44}{2} = 196,7 \text{ kN}$$

4.4.2 – Análise das cargas admissíveis para a Prova de Carga 03

Para as análises da prova de carga 03 procedeu-se exatamente como nas análises das provas de carga anteriores, seguindo o mesmo critério de adoção da carga de referência, ou seja, igual à carga referente ao recalque de 25mm dividida por 2. Assim sendo, na Figura 52 estão plotadas a curva carga x recalque da prova de carga 03 em conjunto com as cargas admissíveis calculadas.

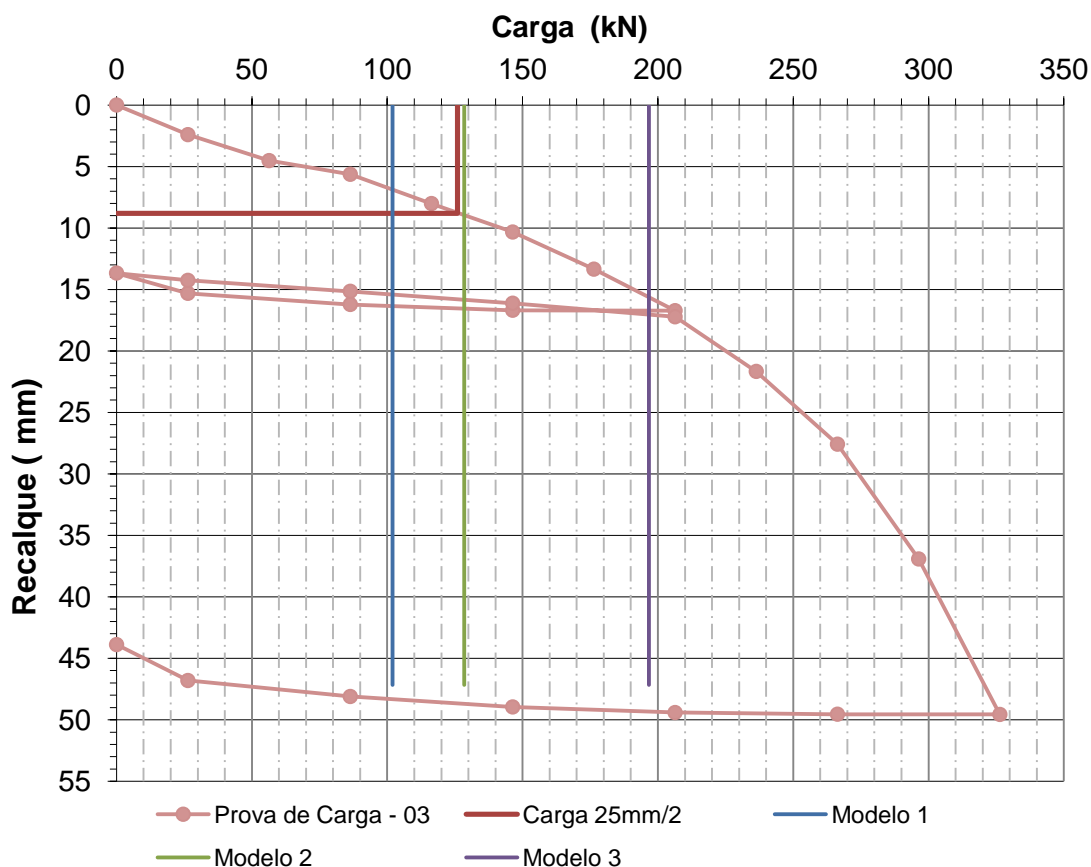


Figura 52 – Gráfico de análise das cargas admissíveis da Prova de Carga 03.

Os resultados das cargas admissíveis são mostrados numericamente na Tabela 17.

Tabela 17 - Cargas admissíveis calculadas, Prova de Carga 03.

Cargas Admissíveis	
Métodos	Qa (kN)
Modelo 01	102
Modelo 02	128,4
Modelo 03	196,7
Carga de Trabalho	126

Conforme mostrado na Figura 52 e na Tabela 17 os resultados dos métodos 1 e 2 aproximaram-se da carga de referência (126 kN), demonstrando uma ambiguidade de resultado quando comparado com as análises da Prova de Carga 02, nas quais foi demonstrado que tais métodos eram bastante conservadores.

O método 03, onde se estimou as cargas admissíveis através dos parâmetros obtidos no ensaio PMT com a adoção do fator " α " de incremento de capacidade de carga do grupo devido à interação proposto por Akinmusuru (1980), superestimou o valor da carga admissível quando comparado com a carga adotada como referência.

Akinmusuru (1980) desenvolveu sua metodologia a partir de ensaios em modelos reduzidos, o que é muito criticado por boa parte da comunidade científica. Porém esse autor observou uma capacidade de carga de uma sapata estacada superior à soma algébrica da capacidade de carga da sapata e do grupo de estacas, tal resultado vem corroborar com os dados obtidos nas análises desta pesquisa.

4.4.3 - Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 03

Para a Prova de Carga 03 as estimativas de recalques produzidas foram baseadas em correlações com os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de campo. O ensaio SPT mais próximo obteve índice de resistência a penetração médio até a profundidade de interesse igual a 6. O Módulo de elasticidade foi calculado conforme equação **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, ou seja, igual à 9000 Pa e o coeficiente de Poisson adotado igual à 0,33. A camada de solo abaixo da estapata foi considerada homogênea, dada a pequena profundidade das estacas e de atuação do bulbo de tensões. Portanto o módulo de elasticidade foi considerado constante.

Assim como na Prova de Carga 02, para as estimativas dos recalques, foram encontrados na literatura apenas dois métodos de cálculo, e de simples aplicação. Diferentemente da Prova de Carga 02 neste caso tem-se um arranjo de 04 estacas abaixo da sapata, portanto o método de Bergman (1998) não pode ser aplicado, pois o mesmo contempla apenas uma estaca no conjunto. Os métodos de previsão da curva x carga recalque adotados para esta configuração de fundação são, o de Poulos e Davis (1980) e o de Poulos (2001) explicados resumidamente na Revisão de Literatura deste trabalho.

Na Figura 50, assim como na Prova de carga 02, nota-se uma mudança na rigidez do conjunto a partir do 3º ponto da curva, atribuindo-se tal comportamento ao momento em que a sapata encosta na estaca. Assim sendo considera-se que a sapata

recalçou aproximadamente 6 mm durante a prova de carga até encostar no topo da estaca. Logo pode-se atribuir um deslocamento igual a 9 mm referente ao peso próprio da mesma.

- Segundo método de Poulos e Davis (1980).

Para $P \leq P_{6mm}$

Recalque atribuído somente a sapata, calculado segundo equação 33 método de Butterfield e Banerjee (1971), considerando o módulo de elasticidade igual a 9000 kPa.

$$S(mm) = P \cdot 0,092$$

Onde:

P carga aplicada (kN);

q tensão posteriormente transformada em carga;

$S(mm)$ recalques até o momento em que a sapata encosta na estaca, estapata;

P_{6mm} carga que provoca um recalque igual a 6 mm.

Para $P_{6mm} < P < P_A$

Recalque atribuído ao grupo de estacas, somado ao recalque da sapata. O recalque unitário da estaca foi calculado pelo método de Poulos (1980), discutido em mais detalhes em Velloso e Lopes (2002).

$$\delta = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P - P_{6mm})}{K_{pg}} = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P - P_{6mm})}{15,80}$$

Onde:

$\delta(mm)$ recalques após o momento que a sapata encosta na estaca.

Para $P_A < P < P_B$

Depois de ultrapassada a carga de ruptura do grupo de estacas o comportamento da curva carga X recalque passa a ser regido pelo recalque somente da sapata.

$$\delta = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P_A - P_{6mm})}{K_{pg}} + \frac{(P - P_A)}{K_r}$$

$$\delta = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P_A - P_{6mm})}{15,80} + \frac{(P - P_A)}{8,89}$$

- Segundo método de Poulos (2001).

Para $P \leq P_{6mm}$

Recalque atribuído somente a sapata, calculado identicamente ao da Prova de Carga 02.

$$S(mm) = P \cdot 0,092$$

Para $P_{6mm} < P < P_A$

Recalque atribuído a associação sapata-estacas, somado ao recalque da sapata. O recalque unitário da estaca foi calculado identicamente ao da Prova de Carga 02. Entretanto, neste método o comportamento é regido pelo conjunto e não pelo grupo de estacas como calculado anteriormente.

$$\delta = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P - P_{6mm})}{K_{pr}} = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P - P_{6mm})}{16,36}$$

Onde:

$\delta(mm)$ recalques após o momento que a estaca encosta na sapata.

Para $P_A < P < P_B$

Depois de ultrapassada a carga de ruptura do grupo de estacas o comportamento da curva carga X recalque passa a ser regido pelo recalque somente da sapata.

$$\delta = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P_A - P_{6mm})}{K_{pr}} + \frac{(P - P_A)}{K_r}$$

$$\delta = P_{6mm} \cdot 0,092 + \frac{(P_A - P_{6mm})}{16,36} + \frac{(P - P_A)}{8,89}$$

$\delta(mm)$ recalques após o momento em que é ultrapassada a carga de ruptura das estacas encosta na sapata.

4.4.4 – Análise dos recalques da Prova de Carga 03

Com o intuito de se analisar melhor os resultados foram plotadas as curvas carga x recalque dos métodos acima descritos em conjunto com a curva obtida no ensaio de campo, conforme mostrado na Figura 53.

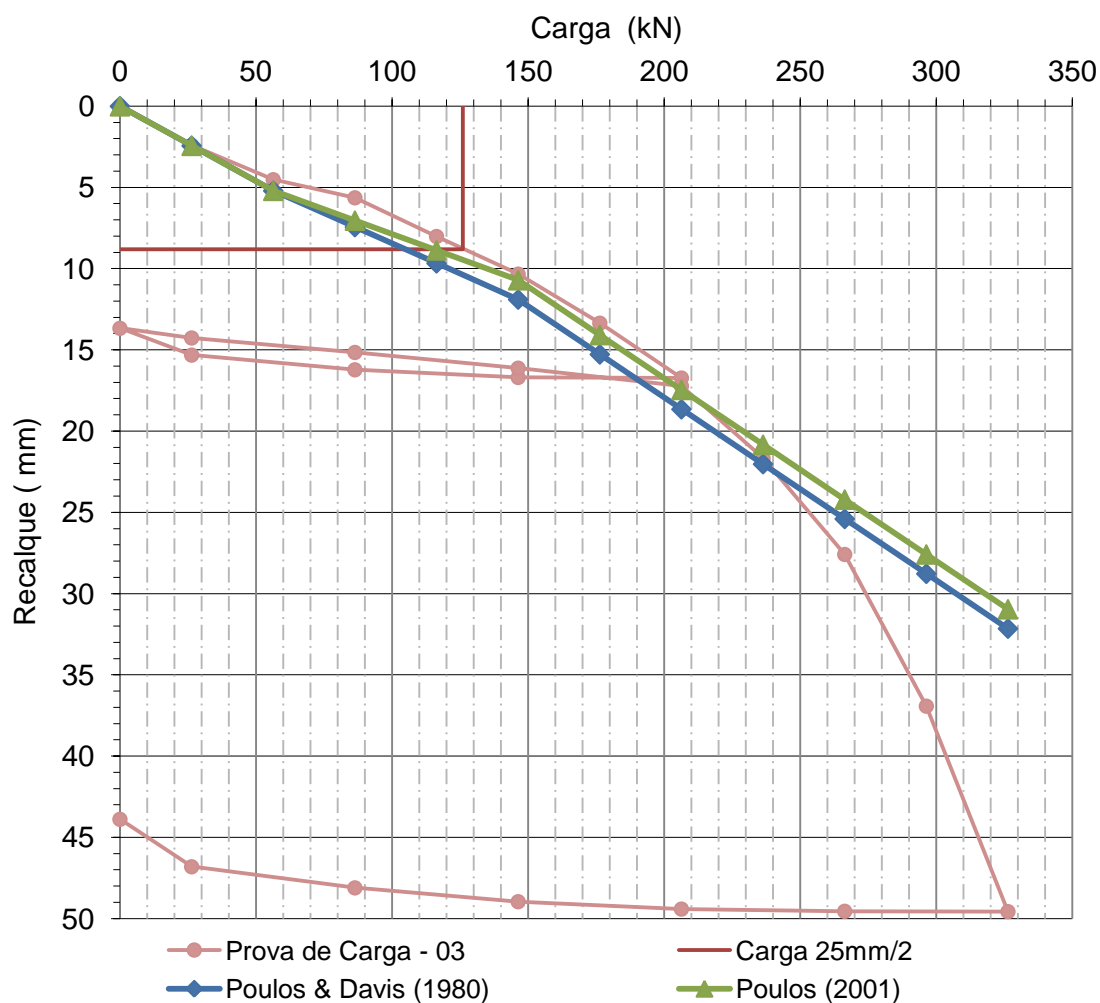


Figura 53 - Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 03.

Repetindo-se a metodologia anterior de análise, os valores de recalques alcançados nos métodos simplificados foram comparados com o valor de recalque equivalente a carga de trabalho (126 kN), conforme mostrado na Tabela 18.

Tabela 18 - Recalques obtidos na Carga de Trabalho para a Prova de Carga 03.

Recalques obtidos na Carga de Trabalho (126 kN)		
Métodos	Recalque (mm)	$\% = \frac{s(mm)do\ método}{s(mm)\ da\ P.\ C.} - 1$
Poulos & Davis (1980)	10,5	19
Poulos (2001)	9,5	8
Prova de Carga	8,8	-

Como se pode notar na Tabela 18 ambos os métodos de previsão do comportamento carga x recalque da sapata estaqueada mostraram-se bastante satisfatórios em representar o comportamento completo do conjunto, ou seja,

obtiveram um erro, à favor da segurança, menor que 20%. Na prática de pré-projeto de fundações, tendo em vista a grande quantidade de variáveis que regem o comportamento supracitado, tal valor pode ser considerado eficaz para tal fim.

Na Figura 53 nota-se um ganho de rigidez, a partir do 3º ponto da curva, maior do que o encontrado na Prova de Carga 02. Entretanto o ganho de resistência a partir desse ponto ainda não é tão significativo, tal comportamento será comentado posteriormente.

Ao analisar-se as curvas plotadas na Figura 53 nota-se que os métodos de Poulos e Davis (1980) e Poulos (2001) se diferem em termos de rigidez, quase imperceptivelmente, no trecho onde $P_{6mm} < P < P_A$, pois o primeiro supõe que somente as estacas governarão o comportamento, enquanto que o segundo permite que a carga seja transferida a sapata. Segundo Sales (2000), a maior ou menor aproximação neste trecho será em função da porcentagem estimada a ser suportada pela estacas. Assim sendo, a mínima diferença entre tais valores pode ser atribuída a baixa contribuição das estacas no aumento da rigidez da fundação.

Tanto no primeiro trecho ($P \leq P_{6mm}$) quanto no terceiro ($P_A < P < P_B$), os dois métodos admitem que só a sapata seja responsável por suportar o acréscimo de carga, este fato vem a corroborar com a coincidência das curvas.

Sales (2000) encontrou maiores discrepâncias entre os resultados dos recalques na fase da curva em que os referidos métodos se diferem. O autor analisou uma sapata quadrada sobre quatro estacas. Todavia o comprimento das estacas era em torno de 4 vezes o lado da sapata, ou seja, relação entre lado da sapata pelo comprimento da estaca bem superior ao adotado na presente pesquisa.

4.5 – Resultados da Prova de Carga 04

A Prova de Carga 04, como comentado anteriormente foi realizada em uma estaca. Na curva carga x recalque da Figura 54, apresentam-se os resultados obtidos nesta prova de carga.

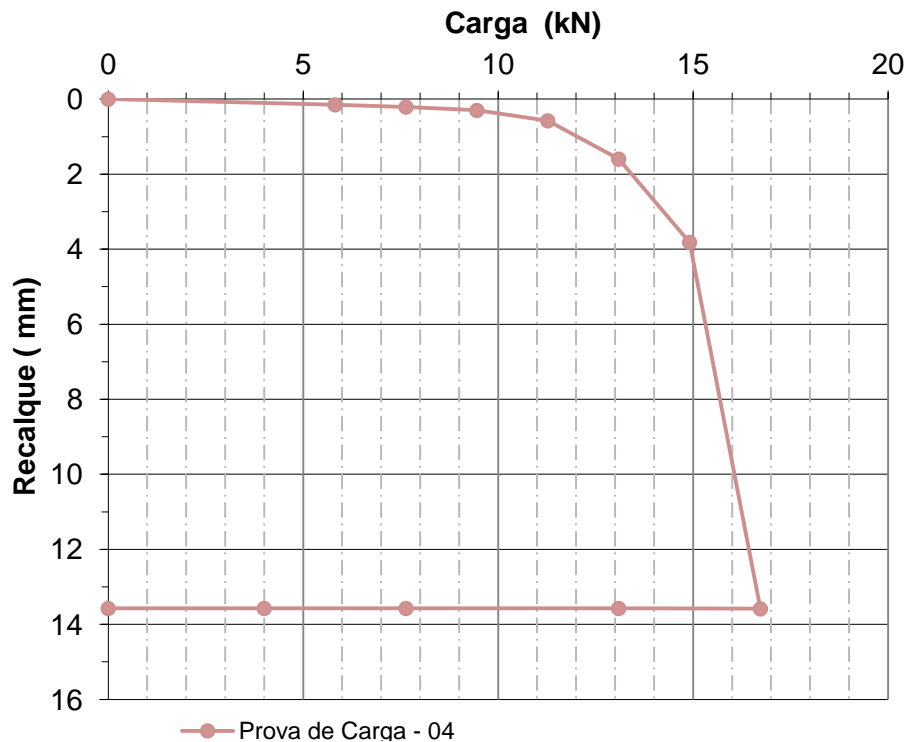


Figura 54 – Curva Carga X Recalque da Prova de Carga 04.

4.5.1 - Estimativa das cargas admissíveis através de Métodos Empíricos para a Prova de Carga 04

As análises da capacidade de carga para a Prova de Carga 04 foram efetuadas somente por métodos empíricos. As estimativas das cargas admissíveis para este modelo basearam-se nos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de campo SPT-01 e PMT-02. As cargas de ruptura calculadas foram divididas por 2, conforme especificação da ABNT NBR 6122:2010 ou de acordo com a recomendação do autor do referido método, com a finalidade de transformá-la em carga admissível. Para tais cálculos foram usados os resultados dos ensaios mais próximos a fundação e valores compreendidos dentro do limite de atuação do bulbo de tensões, conforme citado anteriormente.

- Segundo ensaio PMT, método de Ménard (1963) (Equação 23).

$$Q_r = 17,97 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = \frac{17,97}{2} = 8,98 \text{ kN}$$

- Segundo ensaio SPT, método de Aoki e Velloso (1975) (Equação 22)

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = \frac{10,34}{2} = 5,17 \text{ kN}$$

- Segundo correlação com o ensaio SPT, método de Décourt e Quaresma (1978), (Equação 21).

$$Q_a = \frac{Q_r}{FS} = \frac{17,22}{FS_{autor}} = 8,61 \text{ kN}$$

4.5.2 – Análise das cargas admissíveis para a Prova de Carga 04

Para se obter um valor de referência de carga admissível obtido diretamente nas provas de carga utilizou-se o critério estabelecido pela ABNT NBR 6122:2010 item 8.2.1. Tal critério preconiza que a carga admissível ou de projeto seja determinada a partir da carga de ruptura, sendo esta dividida por um fator de segurança igual a 1,6 conforme estabelecido no item 6.2.1.2.2 da referida Norma. Assim sendo, na Figura 55 foram plotadas as cargas admissíveis dos métodos empíricos calculadas no item anterior em conjunto com a carga admissível obtida pelo método estabelecido na norma.

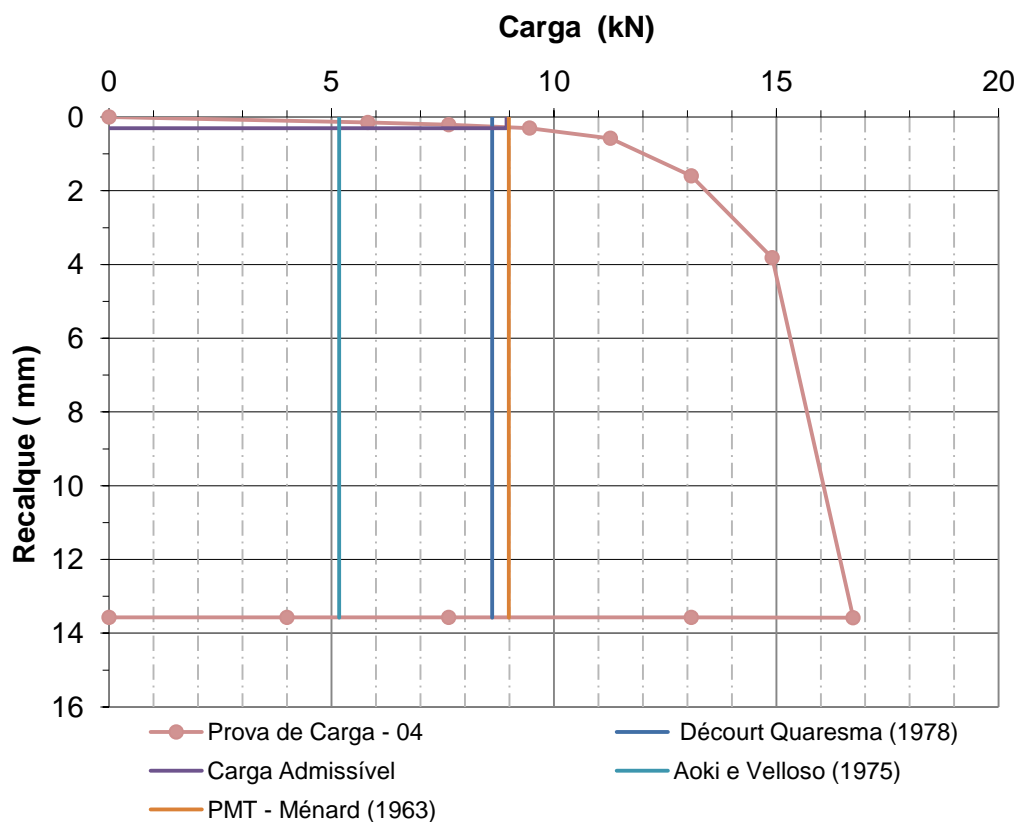


Figura 55 - Gráfico de análise das cargas admissíveis da Prova de Carga 04.

Os resultados das cargas admissíveis são mostrados numericamente na Tabela 19.

Tabela 19 - Cargas admissíveis calculadas, prova de carga 04.

Cargas Admissíveis	
Métodos	Qa (kN)
PMT - Ménard (1963)	8,98
Aoki e Velloso (1975)	5,17
Décourt e Quaresma (1978)	8,61
Carga de Trabalho	8,94

Analisando-se os resultados obtidos nos modelos acima descritos, e tomando-se como referência a carga de trabalho igual a 8,94 kN, pode-se concluir que o método baseado no ensaio PMT proposto por Ménard (1963) foi o que mais se aproximou da carga de trabalho, demonstrando a boa eficácia do referido ensaio de campo na obtenção dos parâmetros de resistência do solo. O método de Aoki e Velloso (1975) mostrou-se bastante conservador na obtenção da carga admissível quanto comparado aos demais métodos, já o método proposto por Décourt e Quaresma (1978) também se mostrou satisfatório em termos previsão de carga admissível.

Oliveira (2005) também encontrou resultados de carga admissível para estacas escavadas bastante satisfatórios, obtidos através de métodos de cálculo baseados no ensaio PMT. O resultado obtido através do método de Aoki e Velloso também se mostrou conservador, enquanto que o resultado obtido através do método proposto por Décourt e Quaresma superestimou o valor, os quais corroboram com os encontrados nesta pesquisa.

4.5.3 - Estimativa dos recalques para a Prova de Carga 04

Para a Prova de Carga 04 as estimativas de recalques produzidas foram baseadas em correlações com os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de campo. O ensaio SPT-01 obteve índice de resistência a penetração médio até a profundidade de 3 m igual a 8,5. O Módulo de Deformabilidade foi calculado conforme equação **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, ou seja, igual a 12750 kPa e o coeficiente de Poisson adotado é igual a 0,33. A camada de solo onde estava a estaca foi considerada homogênea, dada a pequena profundidade em que a mesma estava inserida, portanto o Módulo de Deformabilidade considerado tinha valor constante.

Para as estimativas de recalque foram realizados cálculos com os seguintes métodos consagrados da literatura: Randolph e Worth (1978), Poulos (1989) e Hansbo (1994) apresentados na seqüência.

- Segundo método de Randolph e Worth (1978) (Equação 24);

$$w(mm) = \frac{P}{14210,75} \cdot 1000$$

- Segundo método de Poulos (1989) (Equação 25);

$$w(mm) = P \cdot 0,103$$

- Segundo método de Hansbo (1994) (Equação 26);

$$w(mm) = \frac{P}{30889,72} * 1000$$

4.5.4 – Análise dos recalques da Prova de Carga 04

Com o intuito de se analisar melhor os resultados foram plotadas as curvas carga x recalque dos métodos acima descritos em conjunto com a curva obtida no ensaio de campo, conforme mostrado na Figura 56

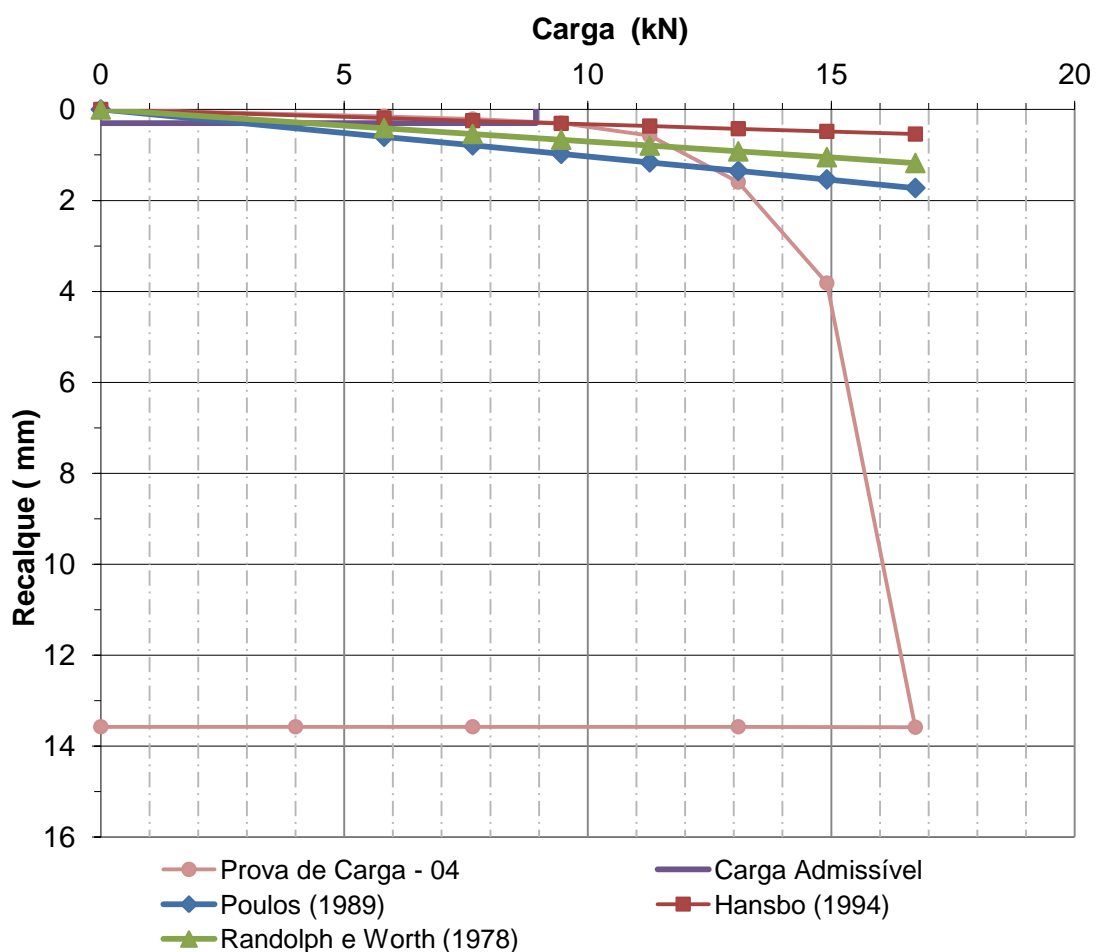


Figura 56 - Gráfico de análise recalques da Prova de Carga 04.

Os valores dos recalques alcançados nos métodos acima descritos foram comparados com o valor de recalque equivalente a carga de trabalho (8,94 kN), conforme mostrado na Tabela 20.

Tabela 20 - Recalques obtidos na Carga de Trabalho, Prova de Carga 04.

Recalques obtidos na Carga de Trabalho (8,94 kN)		
Métodos	Recalque (mm)	$\% = \frac{s(mm) \text{ do método}}{s(mm) \text{ da P. C.}} - 1$
Poulos (1989)	0,90	200
Randolph e Worth (1978)	0,72	140
Hansbo (1994)	0,30	0
Prova de Carga	0,30	-

Analisando-se os valores calculados de recalque pode-se concluir que o método de Hansbo (1994) mostrou-se bastante satisfatório em termos de previsão de recalque da estaca. Entretanto os métodos de Poulos (1989) e Randolph e Worth (1978) mostram-se bastantes conservadores, sendo que a discrepância nos valores de recalques alcançados através desses métodos de cálculo pode ser atribuída as pequenas dimensões da estaca.

Conforme comentado por Russo (2005), Vesic (1975) considera que o método de Poulos (1989) é aplicável a estacas escavadas em solos argilosos, pois sua teoria pressupõe que a transferência de carga entre estaca e solo é governada pelas propriedades elásticas do solo e da estaca, e desconsidera a existência de tensões residuais provocadas pelo método de implantação das estacas. Algumas considerações de Vesic (1977) condenam o uso do método de Poulos.

4.6 – Análise conjunta das Provas de Carga

Para comparação das Provas de Carga executadas nesta pesquisa, plotou-se em conjunto todas as curvas carga x recalque dos experimentos executados, assim como os valores das cargas de trabalho adotadas como referência na comparação de métodos de estimativa de cargas admissíveis e recalques. Na Figura 57 estão apresentadas essas curvas e na Tabela 21 os valores das cargas de trabalho.

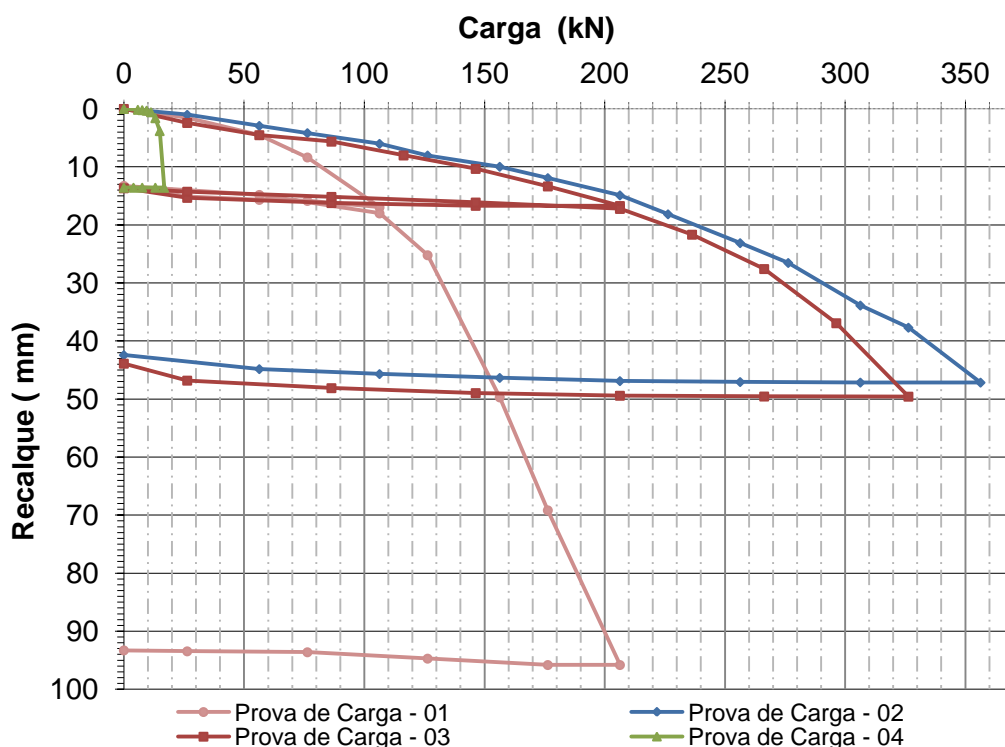


Figura 57 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga

Tabela 21 - Cargas de Trabalho das Provas de Carga

Ensaio	Carga de Trabalho (kN)
Prova de Carga 01 - sapata isolada	62,72
Prova de Carga 02 - sapata + 01 estaca	133,50
Prova de Carga 03 - sapata + 04 estacas	126,00
Prova de Carga 04 - estaca isolada	8,94

É importante ressaltar que, apesar da pequena distância entre as Provas de Carga, foi encontrada uma discrepância nos parâmetros de resistência do solo, ou seja, os módulos de elasticidade obtidos no ensaio DMT variaram entre as regiões de realização das Provas de Carga, sendo tal variação mais significativa horizontalmente (distância entre Provas de Carga) do que verticalmente (profundidade). Mesmo diante dessa prerrogativa realizaram-se algumas considerações sobre uma análise comparativa entre os ensaios mostrada na Figura 57. Essas considerações estão listadas a seguir:

- nota-se que a curva carga x recalque da Prova de Carga 04 é expressivamente menor do que as demais curvas, isso denota um baixo ganho de rigidez, ou seja, pouca contribuição da estaca, em termos de resistência, quando esta é incluída abaixo da sapata. Bergman (1998) observou que a estaca passa ter uma influência

significativa na rigidez somente quando obedecer a seguinte regra $2.B/L \leq 1$, em um radier estaqueado, a contribuição do radier é maior quanto menor o comprimento e número de estacas;

- conforme citado no Capítulo 2, Cooke (1986) concluiu que as estacas apresentam melhor desempenho na redução dos recalques do radier quando são longas (relação comprimento da estaca/largura do radier > 10).

- nas provas de carga com sapata, no trecho inicial da curva, compreendido até 7mm de recalque, não há tanta discrepância nos valores de deslocamento, fato este atribuído ao comportamento regido exclusivamente pela sapata.

- a Prova de Carga 03 (com 4 estacas) mostrou uma rigidez ligeiramente menor do que a Prova de Carga 02 (com 01 estaca), esse comportamento ambíguo pode ser atribuído a diferença no módulo de elasticidade do solo e a baixa contribuição das estacas quanto ao ganho de resistência.

4.7 – Validação do Modelo Numérico

4.7.1 – Estudo Preliminar

Com o intuito de estabelecer uma estratégia para desenvolvimento de um modelo numérico capaz de simular o comportamento de um elemento de fundação tipo sapata estaqueada, optou-se por desenvolver um estudo preliminar de um modelo apresentado por Barcelar (2003). Para isso, considerou-se um radier circular ($R=10m$, $E_r=35GPa$, $\nu = 0,16$) assente sobre uma camada de solo homogêneo ($h=40m$, $E_s=35MPa$, $\nu=0,3$), conforme mostrado na Figura 58. O radier circular de espessura igual 0,222m e raio igual a 10m foi submetido a uma carga uniformemente distribuída de $q = 500 kPa$.

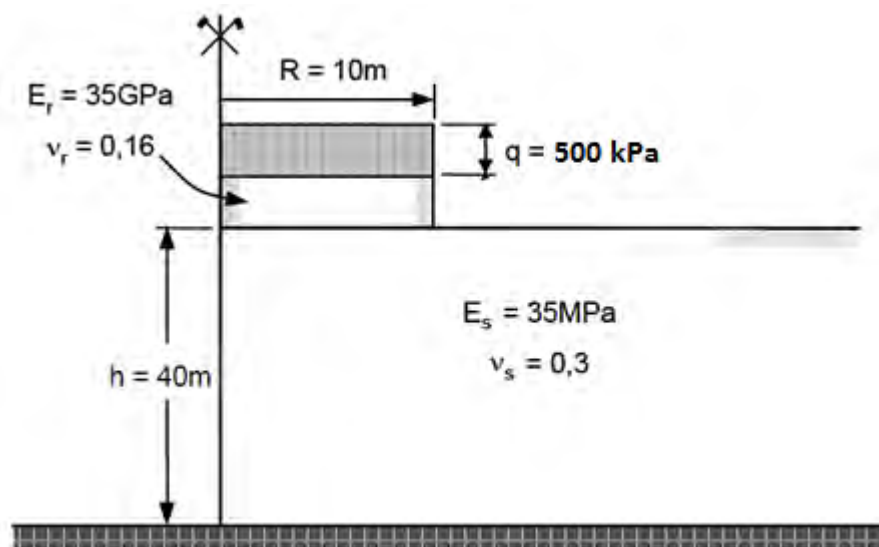


Figura 58 – Esquema do radier circular estudado por Barcelar (2003).

O deslocamento vertical por meio do modelo numérico desenvolvido e de um ponto no centro do radier obtido são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Valores de deslocamento vertical obtidos nas modelagens

Barcelar (2003)	Modelo RAD-BAR-01
221 mm	204 mm

Em função dos bons resultados obtidos neste estudo preliminar, indicados na Tabela 22 decidiu-se por dar continuidade à simulação numérica das Provas de Carga experimentais realizadas no presente trabalho.

4.7.2 – Simulação Numérica da Prova de Carga 01

Para a modelagem da Prova de Carga 01 o solo foi dividido em 04 (quatro) camadas com as seguintes profundidades (0 a 1,0m; 1,0 a 1,6m; 1,6 a 2,2m e 2,2 a 8m) e respectivos Módulos de Elasticidade 6700, 3240, 5830 e 11610 kPa. A sapata foi submetida a uma tensão igual a 322,2 kPa distribuída em sua superfície. O modelo deformado está mostrado na Figura 59.

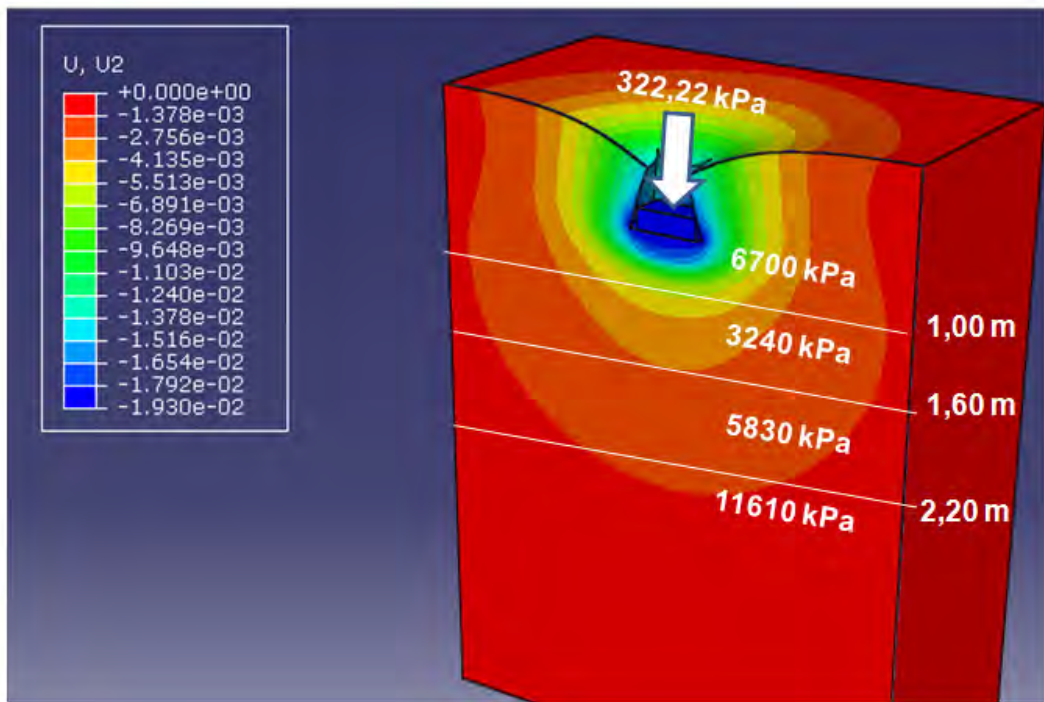


Figura 59 – Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 01.

Na Figura 60 mostra-se a curva carga x recalque da Prova de Carga 01, considerando-se os recalques na base da sapata, em conjunto com os resultados do modelo numérico.

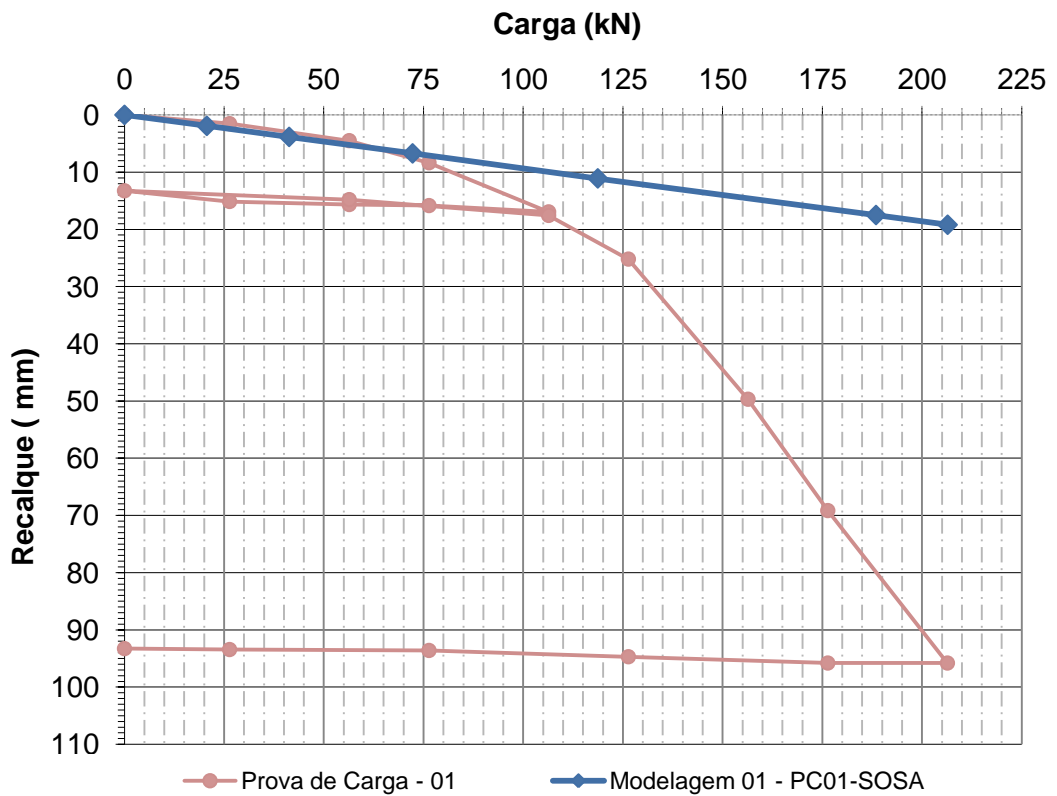


Figura 60 – Gráfico Carga x Recalque do Modelo 01 – PC01-SOSA.

Analisando-se a Figura 60 pode-se notar que o modelo numérico representou de maneira adequada o trecho elástico da curva carga x recalque da Prova de Carga 01. Na Tabela 23 apresentam-se os valores da rigidez calculada para o Modelo 01 – PC01-SOSA e da fase elástica da Prova de Carga 01 (PC01). Portanto, pode-se afirmar que o modelo numérico foi capaz de simular adequadamente o comportamento da fundação para pequenos níveis de deslocamentos.

Tabela 23 – Valores das rigidezes da PC01-SOSA e PC01.

(K_{pg}) Rigidez do Grupo kN/mm		Aproximação (A/B)x100 (%)
PC01-SOSA (A)	PC01(B)	
10,72	11,29	95

Na Figura 61 apresenta-se a distribuição de tensões verticais do Modelo 01-PC01-SOSA, levando-se em consideração uma seção transversal que passa pelo centro geométrico do modelo.

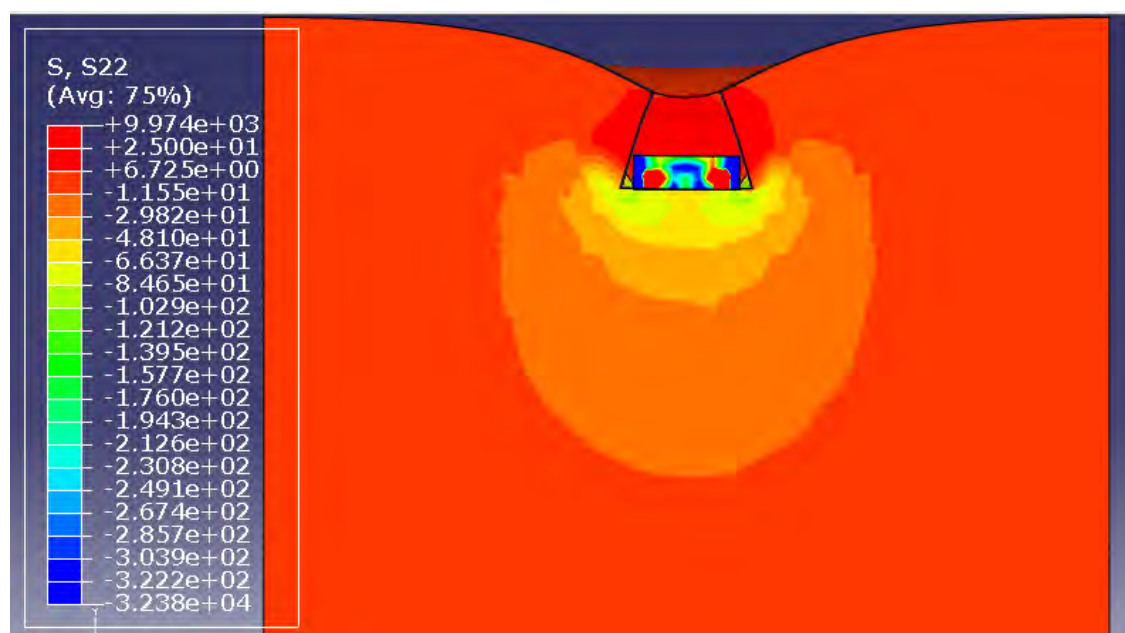


Figura 61 – Isocurvas de distribuição de tensões (kPa) verticais da modelagem da Prova de Carga 01

Pode-se notar na Figura 61 que existe uma concentração de tensões nas laterais imediatamente abaixo da sapata, tal resultado confirma a proposição das zonas de escoamento plástico, após a ruptura de uma fundação superficial proposta por Terzaghi (1943). O bulbo formado pelas isocurvas de distribuição de tensões

também estão condizentes com os propostos na literatura. Ressalta-se que no programa ABAQUS tensões de compressão são negativas.

4.7.3 – Simulação Numérica da Prova de Carga 02

Para a modelagem da Prova de Carga 02 o solo foi dividido em 03 (três) camadas com as seguintes profundidades (0 a 1,0m; 1,0 a 2,4m e 2,4 a 8m) e respectivos Módulos de Elasticidade 32690, 12180 e 19800 kPa. A sapata foi submetida a uma tensão igual a 556,79 kPa distribuída em sua superfície. O modelo deformado está mostrado na Figura 62.

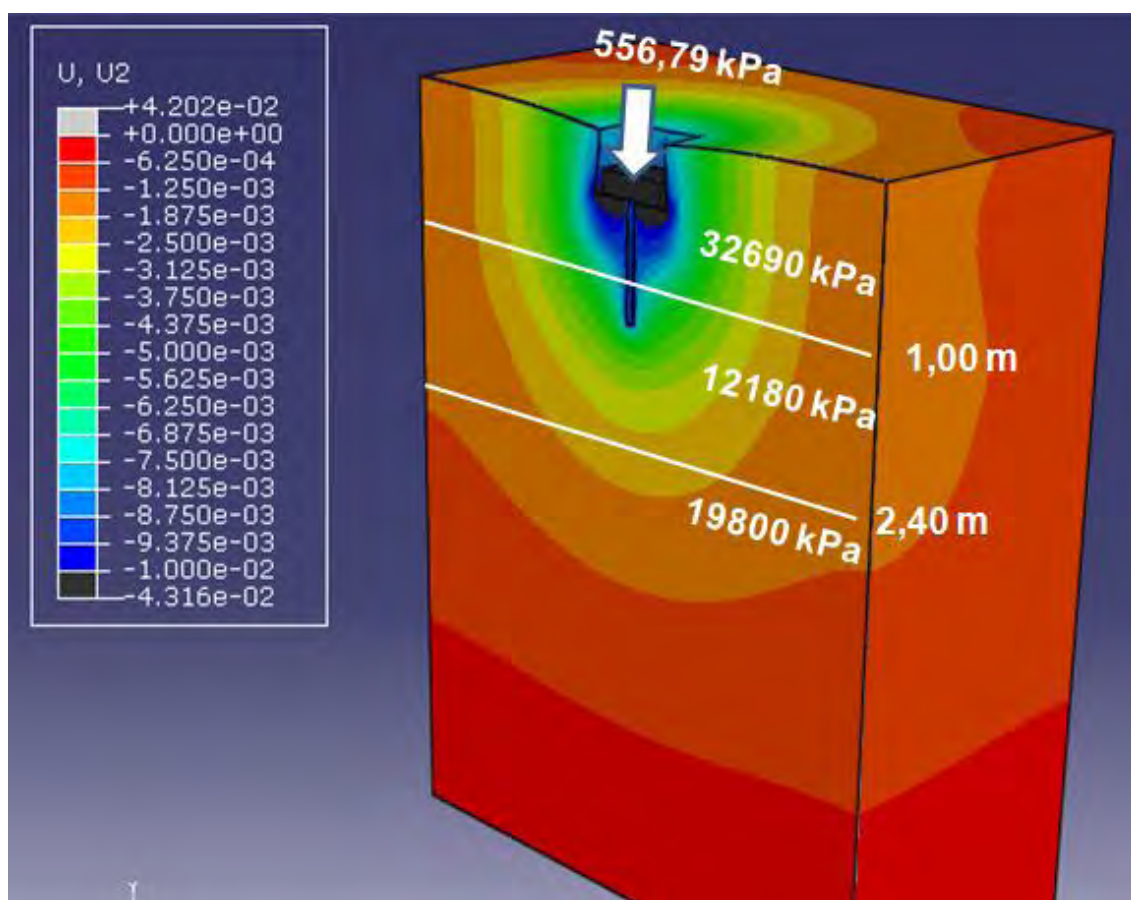


Figura 62- Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 02.

Para uma melhor análise do resultado a modelagem da Prova de Carga 02 (PC02-SOSAES) foi plotada em conjunto com a curva carga x recalque da Prova de Carga 02 (PC02), conforme mostrado na Figura 63.

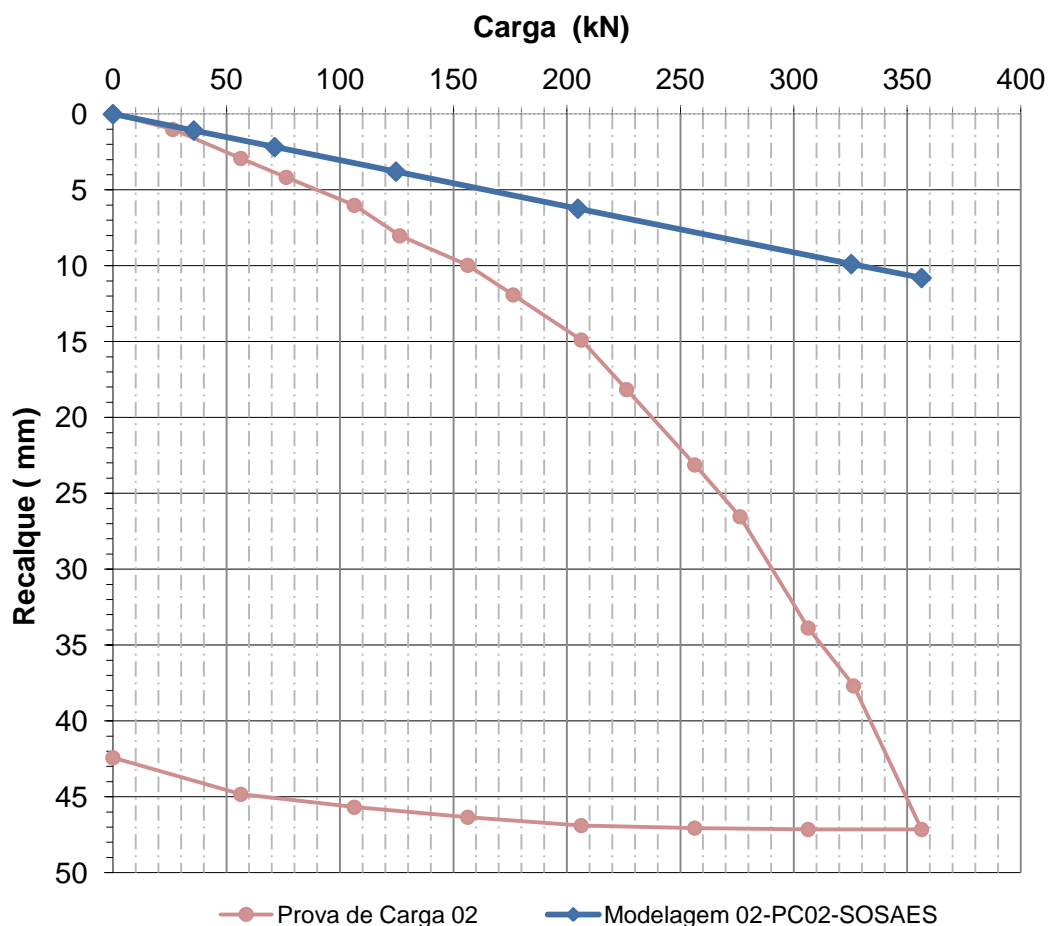


Figura 63 - Gráfico Carga x Recalque do Modelo 02.

De acordo com a Figura 63 pode-se notar que o Modelo 02 – PC02-SOSAES apresenta uma rigidez mais alta do que a observada na Prova de Carga 02. Os valores das rigidezes são mostrados na Tabela 24. A rigidez da fundação obtida por meio do modelo numérico é cerca de 62% mais alta do que a obtida na Prova de Carga. Em função disso, o Modelo 02 foi descartado para as demais análises.

Essa disparidade pode ser atribuída à baixa eficiência na previsão do Módulo de Elasticidade do solo para o local desta Prova de Carga.

Tabela 24 - Valores das rigidezes da PC02-SOSAES e PC02.

(K_{pg}) Rigidez do Grupo kN/mm		Aproximação $((A/B) \times 100$ (%)
PC02-SOSAES (A)	PC02(B)	
32,91	20,35	160

Na Figura 64 apresenta-se a distribuição de tensões verticais do Modelo 02-PC02-SOSAES, levando-se em consideração uma seção transversal que passa pelo centro geométrico do modelo.

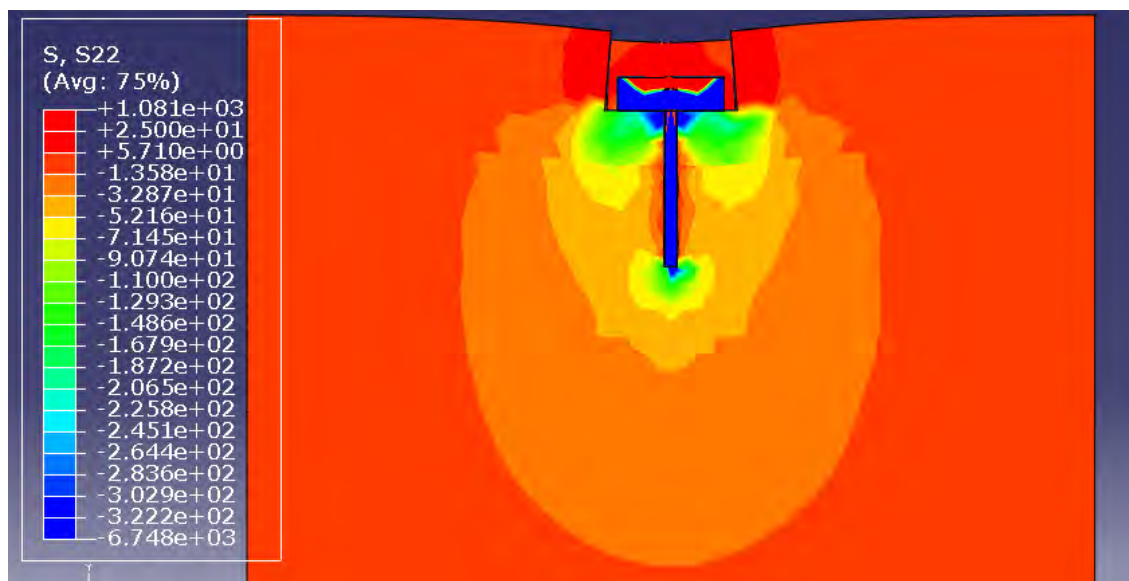


Figura 64 - Isocurvas de distribuição de tensões verticais (kPa) da modelagem da Prova de Carga 02

Pode-se observar na Figura 64 que a estaca encontra-se dentro do bulbo de tensões gerado pela sapata, isso ajuda a explicar a baixa influência no ganho de rigidez do conjunto, provocado pela implementação das estacas. Também nota-se que existe uma concentração maior de tensões na pontada da estaca do que em sua lateral.

4.7.4 – Simulação Numérica da Prova de Carga 03

Para a modelagem da Prova de Carga 03 o solo foi dividido em 03 (três) camadas com as seguintes profundidades (0 a 0,8m; 0,8 a 1,6m e 1,6 a 8m) e respectivos módulos de elasticidade 24800, 8860 e 1690 kPa. A sapata foi submetida a uma tensão igual a 509,918 kPa distribuída em sua superfície. O modelo deformado está mostrado na Figura 65.

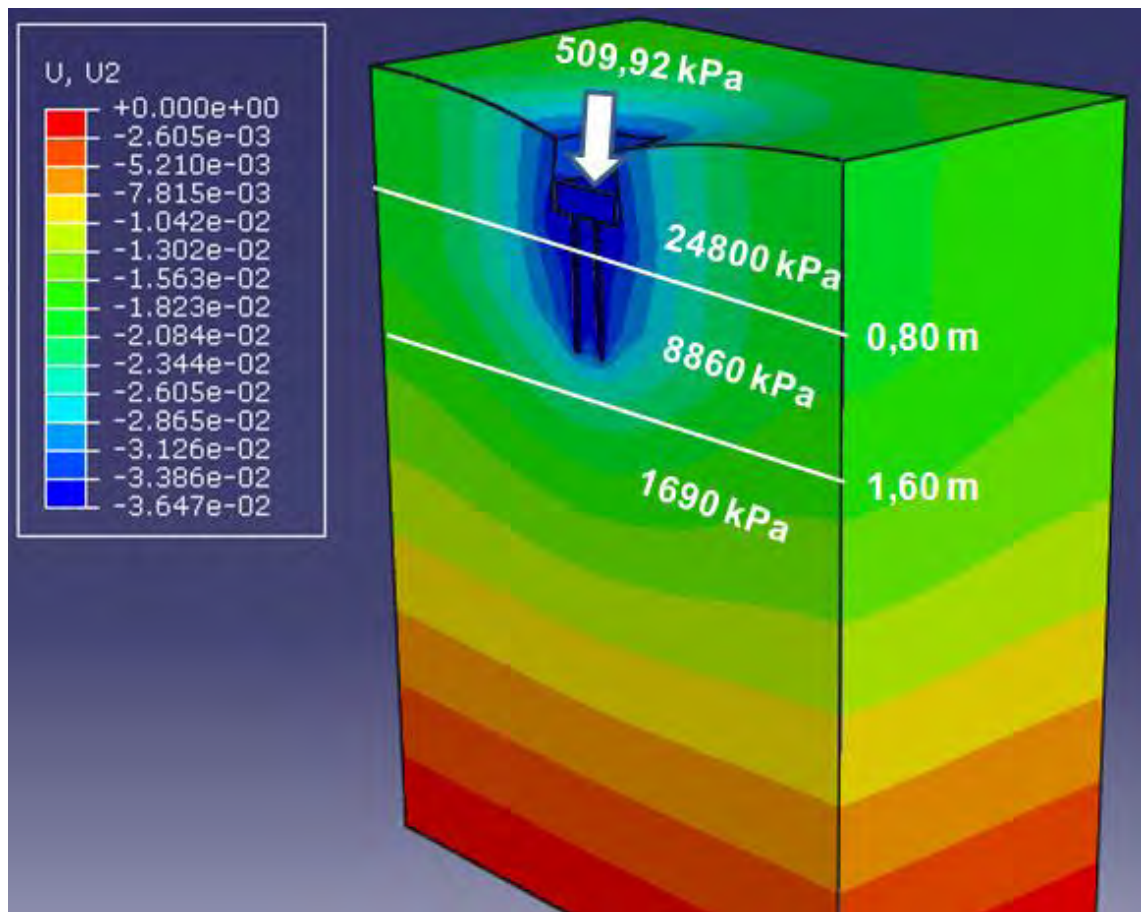


Figura 65 - Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 03.

Os dados da modelagem 03 – PC03-SOSAES4 foram plotados em conjunto com os dados da curva carga x recalque da Prova de Carga 03, a Figura 66 mostra o referido resultado.

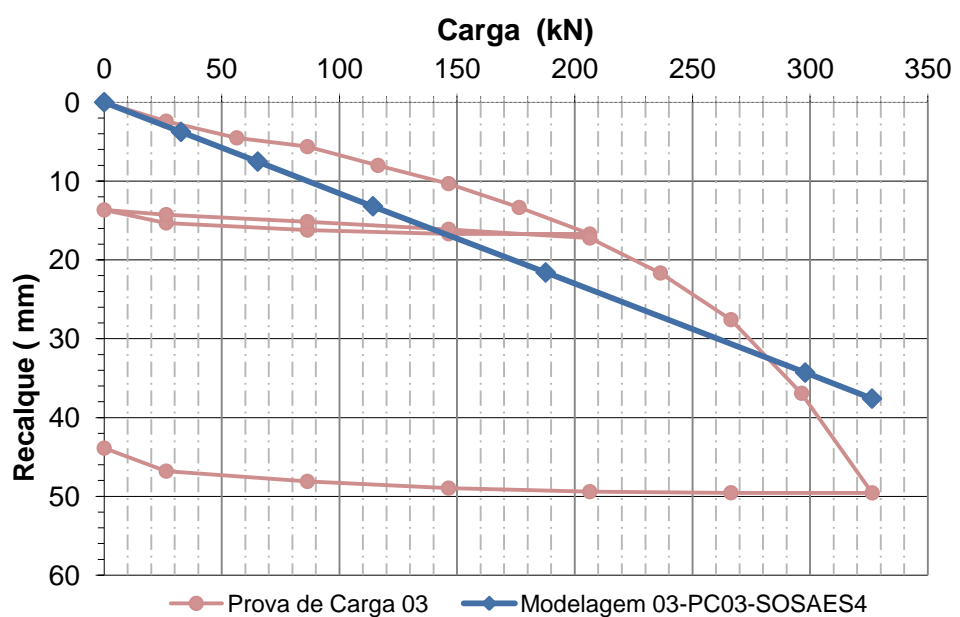


Figura 66 - Gráfico Carga x Recalque do Modelo 03.

Como pode ser percebido na Figura 66 o Modelo 03 – PC03-SOSA4ES representou o comportamento da Prova de Carga 03 de maneira satisfatória. Os valores das rigidezes das curvas são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 - Valores das rigidezes da PC03-SOSAES4 e PC03.

(K_{pg}) Rigidez do Grupo kN/mm		Aproximação (A/B)x100 (%)
PC03-SOSAES4 (A)	PC03(B)	
8,67	13,31	65

Na Figura 67 apresenta-se a distribuição de tensões verticais do Modelo 03-PC03-SOSAES4, levando-se em consideração uma seção transversal que passa pelo centro geométrico do modelo.

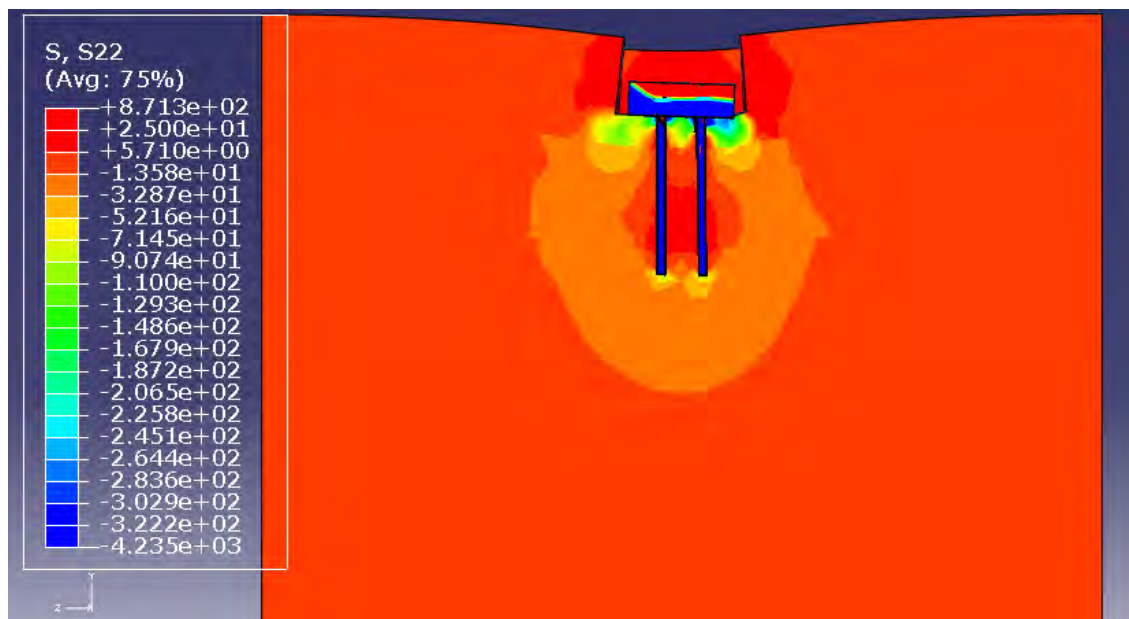


Figura 67 - Isocurvas de distribuição de tensões (kPa) verticais da modelagem da Prova de Carga 03

Assim como na modelagem PC02-SOSAES, pode-se notar a existência de uma concentração de tensões maior na pontada da estaca do que em sua lateral. Entretanto observando as isocurvas de tensão nota-se também uma contribuição maior por parte da sapata, em termos de concentração de tensões, do que das estacas.

4.7.5 – Simulação Numérica da Prova de Carga 04

Para a modelagem da Prova de Carga 04 o solo foi dividido em 04 (quatro) camadas com as seguintes profundidades (0 a 0,6m; 0,6 a 1,0m; 1,0 a 1,8m e 1,8 a 8m) e respectivos Módulos de Elasticidade 24630, 5710, 2630 e 1820 kPa. A estaca foi submetida a uma tensão igual a 2629,39 kPa distribuída em sua superfície. O modelo deformado está mostrado na Figura 68.

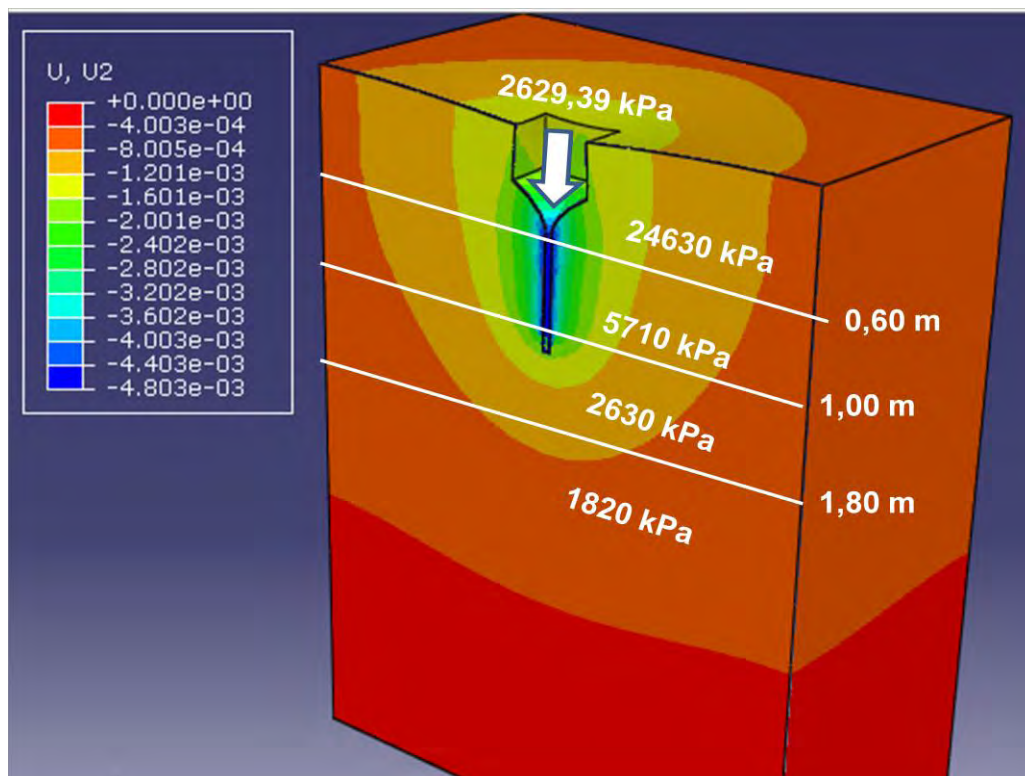


Figura 68- Isocurvas de deslocamentos verticais do modelo relativo à PC 04.

Assim como nas demais análises, as curvas carga x recalque da modelagem 04 – PC04-SOES e da Prova de Carga 04 foram plotadas em conjunto, conforme mostrado na Figura 69.

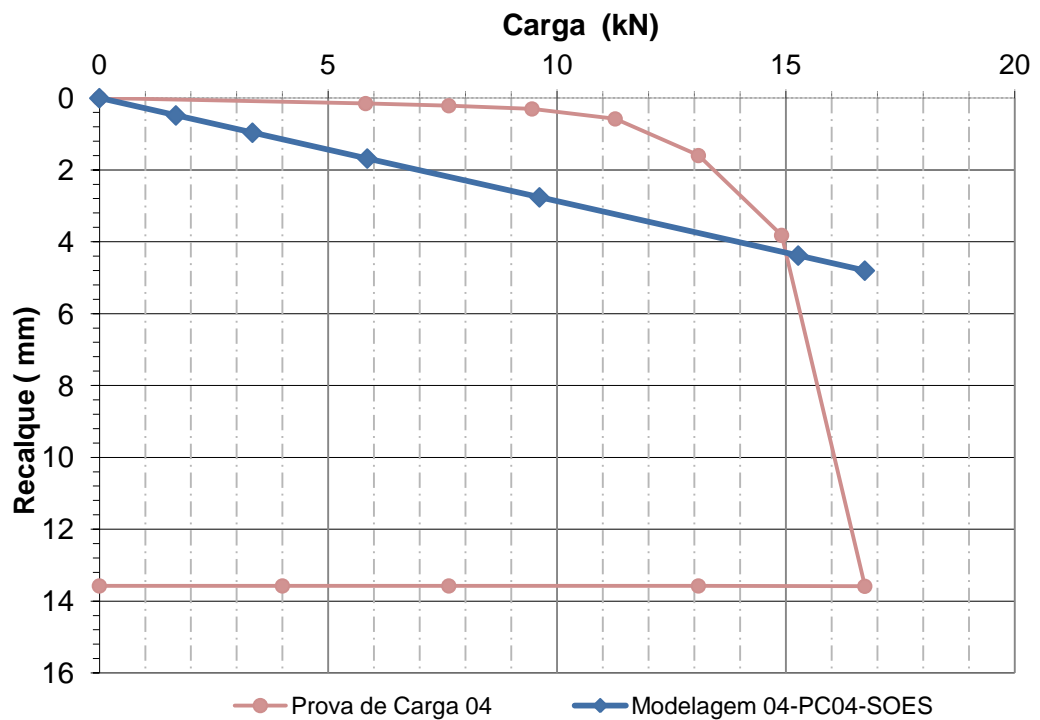


Figura 69 - Gráfico Carga x Recalque do Modelo 04.

De acordo com a Figura 69 o Modelo 04 – PC04-SOES apresentou uma rigidez bastante inferior à observada na Prova de Carga 04. Os valores das rigidezes das referidas curvas estão mostrados na Tabela 26.

Tabela 26 - Valores das rigidezes da PC04-SOES e PC04.

(K_{pg}) Rigidez do Grupo kN/mm		Aproximação (A/B)x100 (%)
PC04-SOES (A)	PC04(B)	
3,48	31,55	11

Na Figura 70 apresenta-se a distribuição de tensões verticais do Modelo 04-PC04-SOES, levando-se em consideração uma seção transversal que passa pelo centro geométrico do modelo.

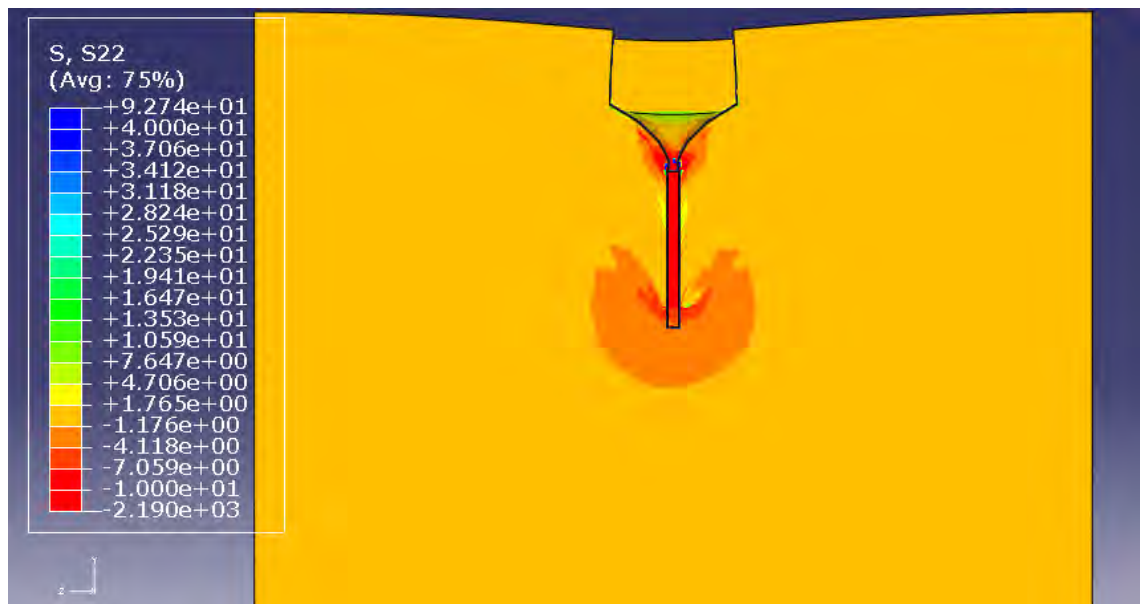


Figura 70 - Isocurvas de distribuição de tensões (kPa) verticais da modelagem da Prova de Carga 04

Analisando-se a Figura 70, pode-se notar que no caso da estaca isolada existe uma concentração maior de tensões em sua ponta após a aplicação total da carga. Este modelo é bastante condizente com o proposto por Meyerhof (1951).

4.8 – Avaliação da Influência da Variação de Parâmetros sobre o Comportamento das Provas de Carga.

Em função dos resultados da validação do modelo numérico para a fase elástica apresentados no Item 4.7, decidiu-se por desenvolver um estudo da avaliação da influência da variação de parâmetros sobre o comportamento das Provas de Carga.

Como visto anteriormente a modelagem da Prova de Carga 01 mostrou-se bastante satisfatória em se tratando de previsão do comportamento da curva carga x recalque. Assim sendo, este modelo foi escolhido para se efetuar interações entre algumas variáveis de projeto, como: aumento progressivo da quantidade de estacas abaixo da sapata, aumento do diâmetro da estaca e aumento do comprimento da estaca. A variação desses parâmetros visa demonstrar qual variável proporcionará maior ganho de rigidez no conjunto solo/sapata/estaca.

Portanto, nos itens que se segue foram efetuados e interpretados os seguintes conjuntos de simulações numéricas:

Análise do ganho de rigidez, com o aumento da quantidade de estacas, no conjunto sapata estaqueada em 04 simulações numéricas, mantendo-se o mesmo comprimento (1,20m) e mesmo diâmetro (0,09m) para as estacas.

Análise do ganho de rigidez, com o aumento do diâmetro da estaca, no conjunto para o caso de sapata estaqueada com 01 estaca, em 03 simulações numéricas, mantendo-se o comprimento das estacas (1,20m) e variando-se o seu diâmetro, respectivamente: 0,09; 0,1272 e 0,18m.

Análise do ganho de rigidez, com o aumento do diâmetro das estacas, no conjunto para o caso de sapata estaqueada com 04 estacas, em 03 simulações numéricas, mantendo-se o comprimento das estacas (1,20m) e variando-se o seu diâmetro respectivamente: 0,09; 0,1272 e 0,18m.

Análise das rigidezes, das estacas com o aumento do diâmetro em relação à Prova de Carga 01, em 03 simulações numéricas, mantendo-se o comprimento das estacas (1,20m) e variando-se o seu diâmetro respectivamente: 0,09; 0,1272 e 0,18m.

Análise do ganho de rigidez, com o aumento do comprimento da estaca no conjunto, para o caso de sapata estaqueada, com o solo homogêneo, em 03 simulações numéricas, nesta caso variou-se a quantidade e o comprimento da estaca, mantendo-se constante o diâmetro (0,09m).

4.8.1 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento da quantidade de estacas no conjunto

Para se avaliar o ganho de rigidez da fundação mista (conjunto) em relação ao aumento da quantidade de estacas, foram desenvolvidos novos modelos numéricos, cujos resultados são apresentados na Tabela 27. Os parâmetros de resistência do solo, condições de contorno, propriedades dos materiais e tensão aplicada correspondem às admitidas para o modelo PC01-SOSA, que representa o caso da sapata sobre o solo.

Tabela 27 – Avaliação do ganho de rigidez com o ao aumento da quantidade de estacas.

Nome	PC01-SOSA	PC01-SOSAES	PC01-SOSAES4
Descrição	solo+sapata	solo+sapata+01 estaca	solo+sapata+04 estacas
"d" estaca (cm)	-	9	9
"L" estaca (cm)	-	120	120
Dimensões da sapata (cm)	80 X 80 X 25		

Na Figura 71 são apresentadas as curvas carga x recalque relativas aos modelos indicados na Tabela 27.

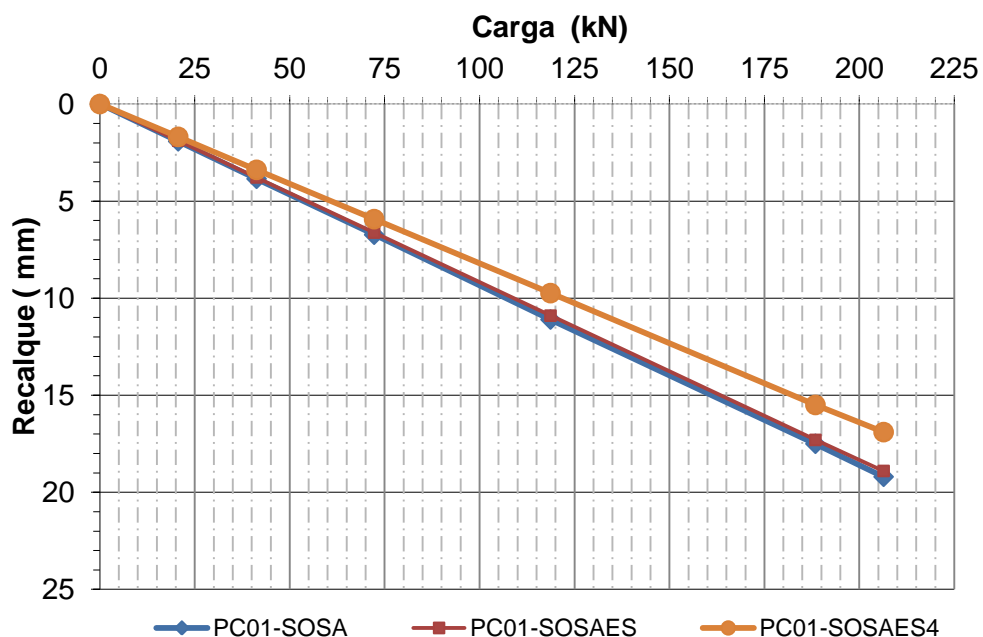


Figura 71 – Curvas carga x recalque avaliação do ganho de rigidez em função do aumento da quantidade de estacas.

Na Tabela 28 apresentam-se as rigidezes dos modelos analisados e seus respectivos volumes de concreto.

Tabela 28 – Rigidez e consumo de concreto de cada modelo.

Nome	PC01-SOSA	PC01-SOSAES	PC01-SOSAES4
Descrição	solo+sapata	solo+sapata+01 estaca	solo+sapata+04 estacas
Rigidez (kN/mm)	10,72	10,91	12,19
Ganho de Rigidez (%)	-	2	14
Volume de Concreto (m ³)	0,160	0,168	0,191
Acréscimo de Volume (%)	-	5	19

Pode se notar na Tabela 28 que o ganho de rigidez com a implantação de uma estaca, com a geometria especificada na Tabela 27, é baixo (2%). Também se pode

afirmar que mesmo considerando a implantação de quatro estacas, o ganho de rigidez (14%) ainda é pequeno. Em função desses resultados, observa-se que o aumento do número de estacas pouco contribuiu para a diminuição dos recalques.

4.8.2 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do diâmetro da estaca no conjunto, para o caso de sapata com uma estaca

Com o intuito de se avaliar o ganho de rigidez da fundação sapata com uma estaca em função do aumento do diâmetro da estaca, foram desenvolvidos novos modelos numéricos, cujos resultados são apresentados na Tabela 29. Os parâmetros de resistência do solo, condições de contorno, propriedades dos materiais e tensão aplicada correspondem às admitidas para o modelo PC01-SOSA, que representa o caso da sapata sobre o solo.

Tabela 29 - Avaliação do ganho de rigidez com o aumento do diâmetro das estacas (sapata+01estaca).

Nome	PC01 -SOSA	PC01 -SOSAES	PC01 -SOSAES-AD	PC01 -SOSAES-AQ
Descrição	solo +sapata	solo +sapata+estaca	solo +sapata+estaca	solo +sapata+estaca
Qtd de estacas	-	1	1	1
"d" estaca (cm)	-	9	12,72	18
"L" estaca (cm)	-	120	120	120

Na Figura 72 são apresentadas as curvas carga x recalque relativas aos modelos indicados na Tabela 29.

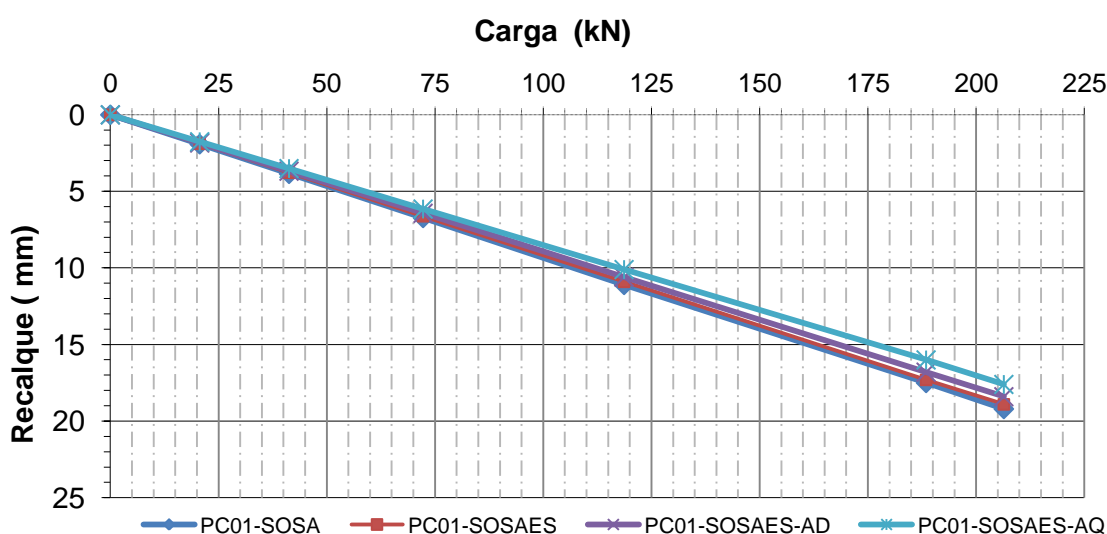


Figura 72 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do diâmetro da estaca (sapata+01estaca).

Na Tabela 30 apresentam-se as rigidezes dos modelos analisados e seus respectivos volumes de concreto.

Tabela 30 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do diâmetro das estacas (sapata+01estaca).

Nome	PC01 -SOSA	PC01 -SOSAES	PC01 -SOSAES-AD	PC01 -SOSAES-AQ
Rigidez (kN/mm)	10,72	10,91	11,22	11,75
Ganho de Rigidez (%)	-	2	5	10
Volume de Concreto (m ³)	0,160	0,168	0,175	0,191
Acréscimo de Volume (%)	-	5	10	19

Tendo em vista os resultados apresentados na Tabela 30, observa-se que o aumento do diâmetro das estacas alterou muito pouco a rigidez do conjunto.

4.8.3 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do diâmetro das estacas no conjunto para o caso de sapata com quatro estacas

Com o intuito de se avaliar o ganho de rigidez da fundação sapata com quatro estacas em função do aumento do diâmetro da estaca, foram desenvolvidos novos modelos numéricos, cujos resultados são apresentados na Tabela 31. Os parâmetros de resistência do solo, condições de contorno, propriedades dos materiais e tensão aplicada correspondem às admitidas para o modelo PC01-SOSA, que representa o caso da sapata sobre o solo.

Tabela 31 - Avaliação do ganho de rigidez com o aumento do diâmetro das estacas (sapata+04estacas).

Nome	PC01 -SOSA	PC01 -SOSAES4	PC01 -SOSAES4-AD	PC01 -SOSAES4-AQ
Descrição	solo +sapata	solo +sapata+estaca	solo +sapata+estaca	solo +sapata+estaca
Qtd de estacas	-	4	4	4
"d" estaca (cm)	-	9	12,72	18
"L" estaca (cm)	-	120	120	120

Na Figura 73 são apresentadas as curvas carga x recalque relativas aos modelos indicados na Tabela 31.

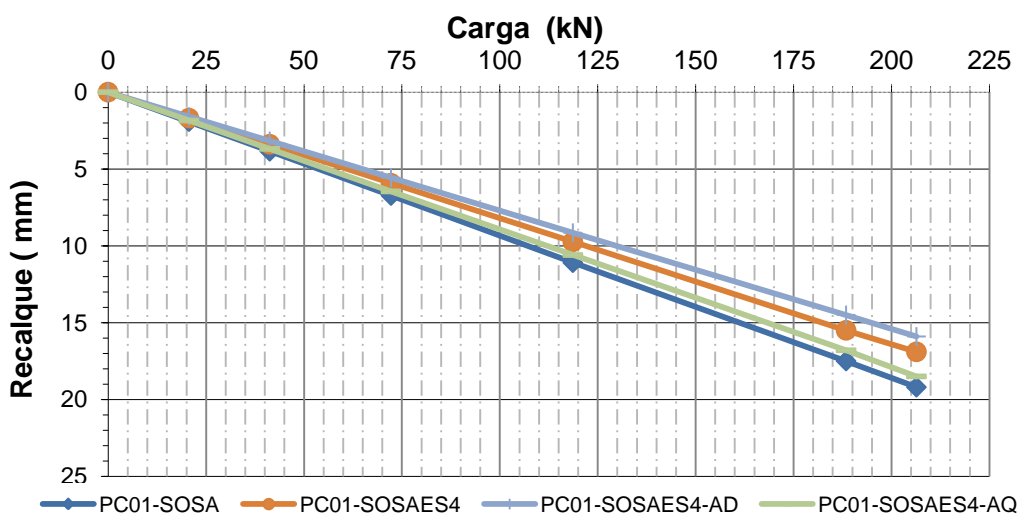


Figura 73 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do diâmetro da estaca (sapata+04estacas).

Na Tabela 32 apresentam-se as rigidezes dos modelos analisados e seus respectivos volumes de concreto.

Tabela 32 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do diâmetro das estacas (sapata+04estacas).

Nome	PC01-SOSA	PC01-SOSAES4	PC01-SOSAES4-AD	PC01-SOSAES4-AQ
Rigidez (kN/mm)	10,72	12,19	12,98	11,18
Ganho de Rigidez (%)	-	14	21	4
Volume de Concreto (m ³)	0,160	0,191	0,221	0,282
Acréscimo de Volume (%)	-	19	38	76

Analisando-se a Tabela 32 se percebe que existe um ganho razoável de rigidez (21%) no modelo onde a área das estacas é duplicada PC01-SOSAES4-AD. No entanto, o consumo de concreto foi cerca de 38% superior.

A curva carga x recalque do modelo onde a área das estacas é quadruplicada PC01-SOSAES4-AQ obteve um decréscimo na rigidez, tal fato pode ser atribuído a dois fatores: ao efeito de grupo em estacas pouco espaçadas, que neste caso atuou negativamente com relação à resistência e ao fato de a sapata estaqueada trabalhar, neste caso, como uma sapata assente na camada menos rígida ($E=5830$ kPa) onde se alojam as pontas das estacas. Hooper (1979) constatou que uma otimização do

projeto de uma sapata estaqueada, a fim de que se tenha uma maior contribuição no desempenho da fundação, é conseguido para espaçamentos entre estacas ($s/d > 4$).

4.8.4 – Avaliação do ganho de rigidez das estacas em relação aumento do diâmetro

Com o intuito de avaliar o ganho das rigidezes das estacas com o aumento do diâmetro, foram desenvolvidos novos modelos numéricos, cujos resultados são apresentados na Tabela 33. Os parâmetros de resistência do solo, condições de contorno, propriedades dos materiais e tensão aplicada correspondem às admitidas para o modelo PC01-SOSA, que representa o caso da sapata sobre o solo.

Tabela 33 - Avaliação do ganho de rigidez com o aumento do diâmetro.

Nome	PC01-SOES	PC01-SOES-AD	PC01-SOES-AQ
Descrição	solo+estaca	solo+estaca	solo+estaca
Qtd de estacas	1	1	1
"d" estaca (cm)	9	12,72	18
"L" estaca (cm)	120	120	120

Na Figura 74 estão apresentadas graficamente as curvas carga x recalque dos modelos da Tabela 33

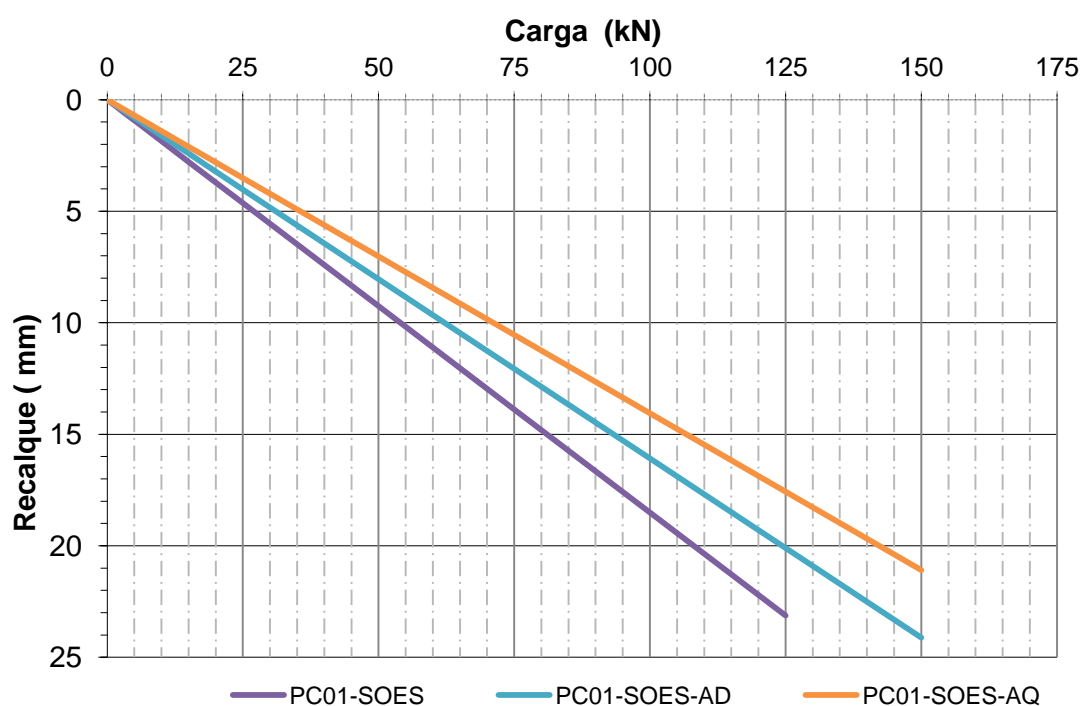


Figura 74 - Curvas carga x recalque para análise das rigidezes das estacas com o aumento do diâmetro.

Na Tabela 34 apresentam-se as rigidezes dos modelos analisados e seus respectivos volumes de concreto.

Tabela 34 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto das estacas com o aumento do diâmetro.

Nome	PC01-SOES	PC01-SOES-AD	PC01-SOES-AQ
Rigidez (kN/mm)	5,40	6,22	7,11
Volume de Concreto (m ³)	0,008	0,015	0,031
Acréscimo de Volume (%)	-	200	400

4.8.5 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do comprimento da estaca no conjunto, para o caso de sapata com uma estaca

Para se analisar os resultados das rigidezes dos modelos, quanto alterado o comprimento da estaca, resolveu-se trabalhar com o maciço de solo sendo homogêneo (identificado com a letra H) ao longo da profundidade, ou seja, sem variação do módulo de elasticidade. Assim sendo, as características do solo desta análise era idênticas as da PC01-SOSA, com exceção do módulo de elasticidade, que era constante e igual a 6700 kPa. Na Tabela 35 estão mostradas as características dos modelos.

Tabela 35 - Modelos da análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca.

Nome	PC01 SOSA-H	PC01 SOSAES-H	PC01 SOSAES-H-CD
Descrição	solo +sapata	solo +sapata+estaca	solo +sapata+estaca
Qtd de estacas	-	1	1
"d" estaca (cm)	-	9	9
"L" estaca (cm)	-	120	240

Para uma melhor visualização gráfica do crescimento da rigidez, apresentam-se na Figura 75 as curvas carga x recalque das modelagens descritas na Tabela 35.

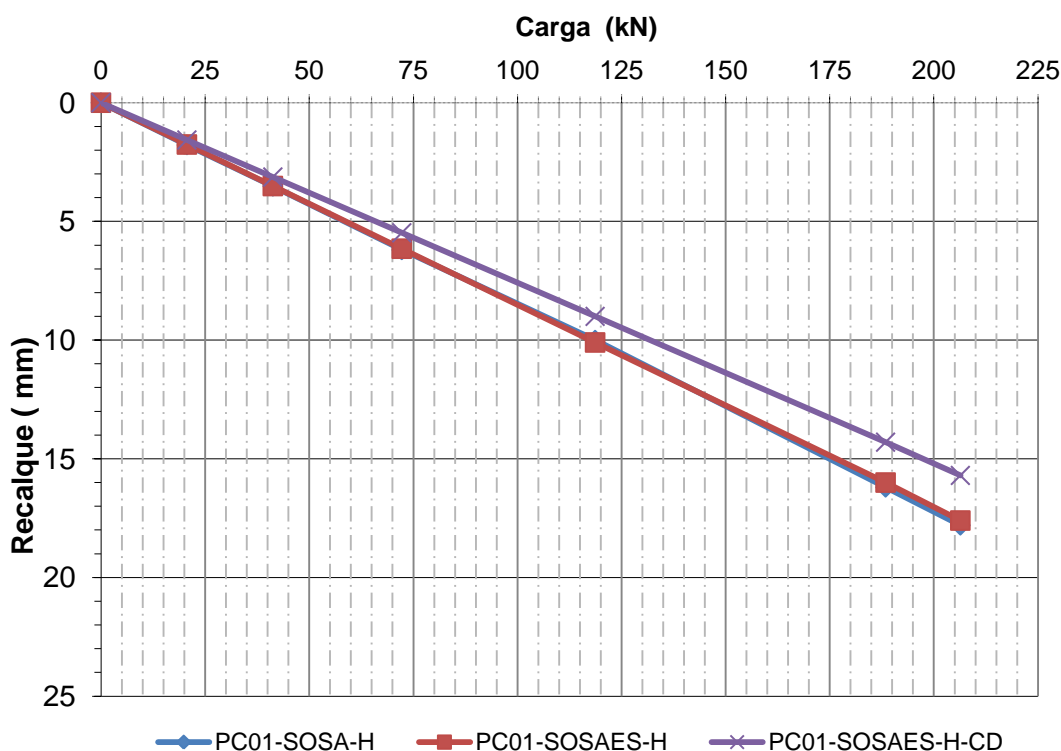


Figura 75 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca.

Com a finalidade de se analisar melhor os valores das rigidezes e do consumo de concreto, os dados numéricos estão mostrados na Tabela 36.

Tabela 36 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do comprimento da estaca.

Nome	PC01 SOSA-H	PC01 SOSAES-H	PC01 SOSAES-H-CD
Rigidez (kN/mm)	11,71	11,75	13,18
Ganho de Rigidez (%)	-	0,3	13
Volume de Concreto (m ³)	0,160	0,168	0,175
Acréscimo de Volume (%)	-	5	10

Com a concepção do solo como um meio homogêneo e analisando-se os valores contidos na Tabela 36, pode-se concluir que o ganho de rigidez (0,3%) com a implantação de uma estaca, com as dimensões do modelo PC01-SOSAES-H, é pequeno, isso ressalta o fato de que a influência da estaca é irrelevante. Entretanto, a alternativa de aumento do comprimento da estaca no modelo PC01-SOSAES-H-CD ocasionou um ganho de rigidez de 13%. Conclui-se que para concepção de projetos de fundações mistas (sapata+estaca) na construção civil, o aumento do comprimento das estacas influencia diretamente a melhora no desempenho da fundação, ou seja, estacas curtas contribuem pouco para o ganho de rigidez. Cooke (1986) afirmou que as estacas apresentam melhor desempenho na redução dos recalques quando são longas (relação comprimento da estaca/largura do radier >10);

4.8.7 – Avaliação do ganho de rigidez em função do aumento do comprimento da estaca no conjunto, para o caso de sapata com quatro estacas

Para se analisar os resultados das rigidezes dos modelos, quanto alterado o comprimento da estaca, resolveu-se trabalhar com o maciço de solo sendo homogêneo (identificado com a letra H) ao longo da profundidade, ou seja, sem variação do módulo de elasticidade. Assim sendo, as características do solo desta análise era idênticas as da PC01-SOSA, com exceção do módulo de elasticidade, que era constante e igual a 6700 kPa. Na Tabela 37 estão mostradas as características dos modelos.

Tabela 37 - Modelos da análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca (sapata+04estacas).

Nome	PC01 SOSA-H	PC01 SOSAES4-H	PC01 SOSAES4-H-CD
Descrição	solo +sapata	solo +sapata+estaca	solo +sapata+estaca
Qtd de estacas	-	4	4
"d" estaca (cm)	-	9	9
"L" estaca (cm)	-	120	240

Para uma melhor visualização gráfica do crescimento da rigidez, apresentam-se na Figura 76 as curvas carga x recalque das modelagens descritas na Tabela 37.

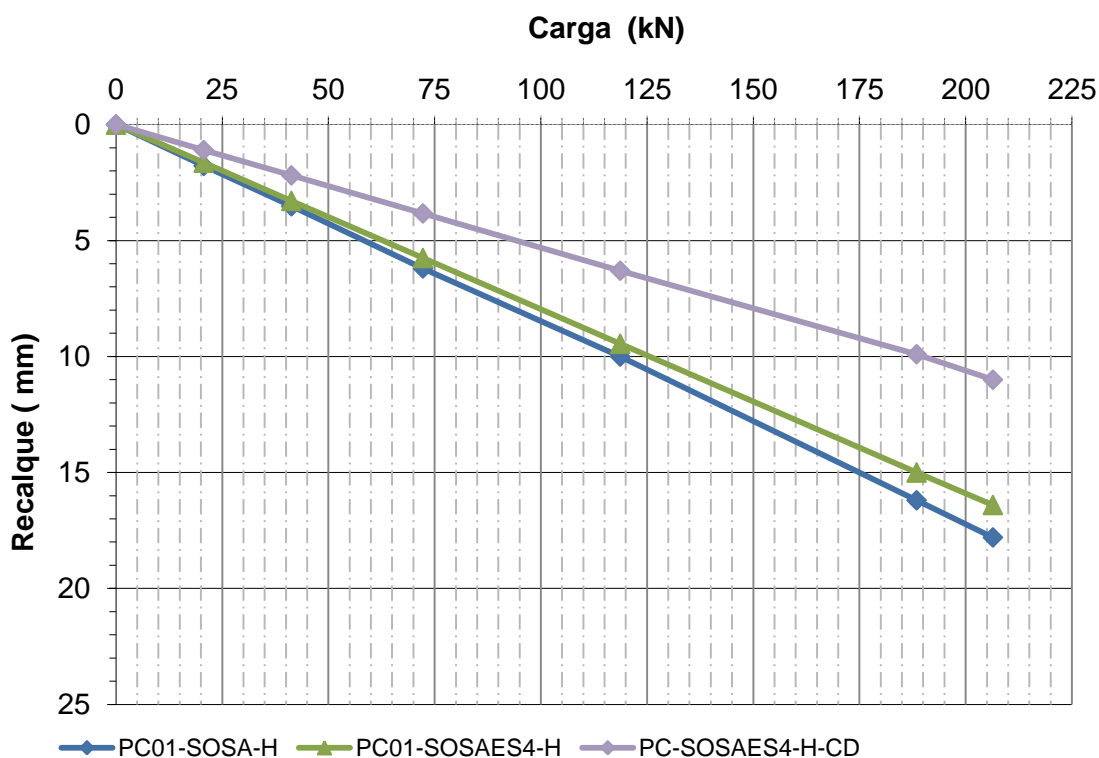


Figura 76 - Curvas carga x recalque para análise do ganho de rigidez em relação ao aumento do comprimento da estaca (sapata+04estacas).

Tabela 38 - Dados referentes ao ganho de rigidez e consumo de concreto em relação ao aumento do comprimento da estaca (sapata+04estacas)

Nome	PC01 SOSA-H	PC01 SOSAES4-H	PC01 SOSAES4-H-CD
Rigidez (kN/mm)	11,71	12,56	18,83
Ganho de Rigidez (%)	-	7	61
Volume de Concreto (m ³)	0,160	0,191	0,221
Acréscimo de Volume (%)	-	19	38

Com base na Tabela 38, conclui-se que existe um aumento no ganho de rigidez para o caso da sapata estaqueada com quatro estacas medindo 2,4m (PC01-

SOSAES4-H-CD) quando comparado com o modelo com as estacas curtas (L=1,20m). Isso comprova a eficiência no ganho de rigidez do conjunto quando se aumento o comprimento das estacas.

4.8.8 – Síntese dos resultados das Simulações Numéricas

Na Tabela 39 apresentam-se os resultados de todas as simulações numéricas.

Tabela 39 – Resultados das Simulações Numéricas em solo heterogêneo.

	Modelo	Rigidez (kN/mm)	Ganho de rigidez (%)	Acréscimo de volume (%)
Solo Heterogêneo	PC01-SOSA	10,72	-	-
	PC01-SOSAES	10,91	2	5
	PC01-SOSAES4	12,19	14	19
	PC01-SOSAES-AD	11,22	5	10
	PC01-SOSAES-AQ	11,75	10	19
	PC01-SOSAES4-AD	12,98	21	38
	PC01-SOSAES4-AQ	11,18	4	76

Tabela 40 – Resultados das Simulações Numéricas em solo homogêneo (H).

	Modelo	Rigidez (kN/mm)	Ganho de rigidez (%)	Acréscimo de volume (%)
Solo Homogêneo	PC01-SOSA-H	11,71	-	-
	PC01-SOSAES-H	11,75	0,3	5
	PC01-SOSAES-H-AD	12,14	3,7	10
	PC01-SOSAES-H-AQ	12,50	6,8	19
	PC01-SOSAES4-H	12,56	7	19
	PC01-SOSAES4-H-AD	13,23	13	38
	PC01-SOSAES4-H-AQ	12,64	8	76
	PC01-SOSAES-H-CD	13,18	13	10

Observando-se a Tabela 40, note-se que o modelo PC01-SOSAES-H-CD obteve grande rigidez com o menor acréscimo de volume, este comportamento é atribuído ao fato do grande comprimento vertical da estaca avançar além do limite do bulbo de tensões da sapata, fazendo com que a estaca ganhe resistência lateral ao longo da profundidade. Quando o diâmetro das estacas é quadruplicado, no modelo PC01-SOSAES4-H-AQ, tem-se uma queda brusca da rigidez, a relação s/d das estacas (1,7) é reduzido e o efeito de grupo atua negativamente. Os trabalhos de Withaker (1957) e Sowers et al. (1961), vem corroborar com esses resultados, os autores indicam, para uma relação s/d pequena, menor que 2, ocorre o comportamento em bloco, caracterizado por uma eficiência baixa. O modelo PC01-

SOSAES-H, mostrou-se pouco satisfatória em termos de ganho de rigidez, além de curta a estaca tinha pequeno diâmetro, isso evidencia a baixa contribuição da estaca no ganho de capacidade de carga do conjunto. O ganho da rigidez em função do aumento do diâmetro para a situação de solo homogêneo está mostrado na Figura 77.

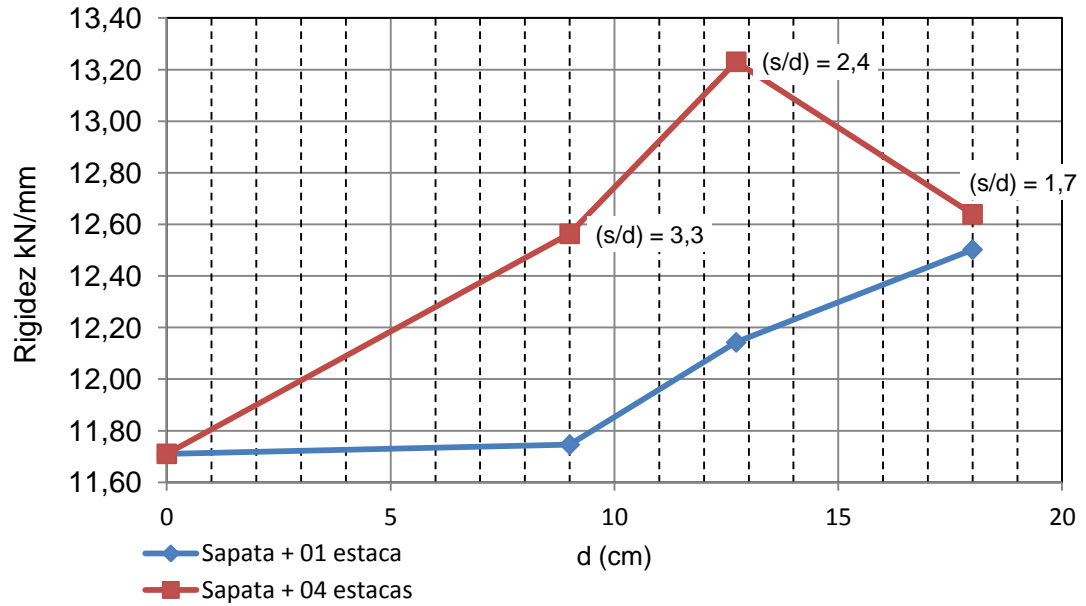


Figura 77 - Variação da rigidez com o aumento do diâmetro

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O presente trabalho abrangeu a avaliação do comportamento de quatro provas de carga com as seguintes configurações: a sapata sem implementação de elementos, sapata estacada com implantação de 01 (uma) estaca, sapata estacada com implantação de 04 (quatro) estacas e (01) uma estaca sem sapata. Nas provas de carga com sapata foram monitorados os deslocamentos verticais em diferentes profundidades, correspondentes aos diferentes bulbos de tensão, usando uma instrumentação especial a qual se denominou "BETAS". Testes de laboratório e ensaios de campo foram realizados com a finalidade de se obter parâmetros geotécnicos para serem usados nas referidas análises.

A avaliação do comportamento da interação solo-estrutura foi realizada com auxílio de métodos simplificados, e por meio de modelos de elementos finitos usando o programa computacional ABAQUS/CAE V6.7, utilizando-se uma análise elástico-linear.

Por meio da análise numérica obteve-se a rigidez do conjunto sapata/estaca. Por último, realizou-se um estudo para avaliação da influência da variação de alguns parâmetros sobre o comportamento da sapata estacada. Neste estudo considerou-se a variação do comprimento, diâmetro e quantidade das estacas.

Para uma melhor explanação das conclusões, este capítulo foi dividido em dois subitens, sendo uma para dos resultados das análises simplificadas e o outro para tratar dos resultados da análise numérica.

5.1 – Conclusões referentes às análises pelos métodos simplificados

- Para a Prova de Carga 01 (sapata sem estacas)

Em se tratando de estimativas de cargas admissíveis foi verificado que o método empírico proposto por Teixeira et al. (1996) baseado no índice de resistência a penetração (N_{spt}) foi o que mais se aproximou da carga de referência. Em contrapartida o método de Meyerhof (1963) baseado no N_{spt} mostrou-se muito dispare quando comparado com a referida carga.

Relacionando-se os valores de carga admissível encontrados nessa pesquisa com os expostos por Duarte (2006), note-se uma confirmação da disparidade do valor de carga admissível calculado pelo método proposto por Meyerhof (1963) quando relacionado com a carga de trabalho. Confirma-se essa hipótese através de uma

comparação dos valores encontrados por Lopes (1997), que realizou seu trabalho em um solo de natureza parecida.

Em se tratando de análises de recalques o método de Schmertmann (1978) e o método proposto por Butterfield e Banerjee (1971) demonstraram boa proximidade de valores, o que vem a corroborar com as afirmações de Lopes. No trabalho de Duarte (2006) o referido método mostrou-se muito insatisfatório quanto à previsão de recalques quando comparado com o obtido em sua Prova de Carga, ressalta-se que o autor usou outra metodologia de estimativa de Módulo de Deformabilidade. Dentre os métodos empíricos estudados, baseados em ensaios de campo, o que mais se aproximou do recalque para a carga de trabalho foi o DMT-Marchetti et al. (1997). Esse resultado é confirmado por Soares (2003).

Analisando-se os dispositivos “Betas”, da Prova de Carga 01, conclui-se que os dados corroboram com os obtidos por Duarte (2006), onde se concluiu que a maior porcentagem dos recalques (85,93%) estão concentrados a uma profundidade igual a B (dimensão característica da sapata) e 98,61% dos mesmos aconteceram até uma profundidade igual a 2B.

- Para a Prova de Carga 02 (sapata com 01 estaca)

Em se tratando de cargas admissíveis foi verificado que a metodologia proposta por Akinmusuru (1973) que leva em consideração um fator “ α ” de incremento de capacidade de carga da estaca devido à interação, aproximou-se satisfatoriamente da carga de referência, as demais cargas admissíveis do conjunto, calculadas pela simples somatória dos valores encontrados pelos métodos tradicionais mostraram-se bastante conservadoras.

Em se tratando de recalques foi verificado que o método proposto por Poulos & Davis (1980) mostrou-se bastante conservador (53% de erro em relação ao recalque da Prova de Carga), já o método proposto por Bergman (1998) mostrou-se bastante preciso. Mesmo com as margens de erro os dois métodos de previsão mostram-se bastante satisfatórios quando comparados com os valores da prova de carga, este fato viabiliza o seu uso com finalidade de constituição de um ante projeto, tal afirmação corrobora com a facilidade de aplicação dos mesmos.

Analisando-se os dados obtidos nos dispositivos “Betas”, da Prova de Carga 02, conclui-se que o dispositivo Beta localizado a 1,60m(2B) não deslocou, logo se percebe que não foram medidos recalques nessa profundidade. Nota-se também que houve uma concentração maior dos deslocamentos até a profundidade de 2B quando relacionado com os dados obtidos na Prova de Carga 01.

- Para a Prova de Carga 03 (sapata com 04 estacas)

Em se tratando de cargas admissíveis os resultados dos métodos compostos pelo somatório da contribuição da sapata com a contribuição das estacas, aproximaram-se da carga de referência (126 kN), isso demonstra uma ambigüidade de resultado quando comparado com as análises da prova de carga 02, onde foi demonstrado que tais métodos eram bastante conservadores. O método proposto por Akinmusuru (1980) superestimou o valor da carga admissível quando comparado com a carga adotada como referência. Ressalta-se que o referido autor desenvolveu sua metodologia a partir de ensaios em modelos reduzidos, tal fato é muito criticado por boa parte da comunidade científica, porém esse autor observou uma capacidade de carga de uma sapata estaqueada superior à soma algébrica da capacidade de carga da sapata e do grupo de estacas, tal resultado vem corroborar com os dados obtidos nas análises desta pesquisa.

Para as análises de recalques os métodos de Poulos e Davis (1980) e Poulos (2001) se diferem muito pouco em termos de rigidez, pois o primeiro supõe que somente as estacas governarão o comportamento, enquanto que o segundo permite que a carga seja transferida a sapata. Segundo Sales (2000), a maior ou menor aproximação neste trecho será em função da porcentagem estimada a ser suportada pela estacas, assim sendo a mínima diferença entre tais valores pode ser atribuída a baixa contribuição das estacas no aumento da rigidez da fundação.

Quanto aos dados obtidos nos dispositivos "Betas" nota-se uma redução na porcentagem dos deslocamentos acontecidos a uma profundidade de 0,5B, ou seja, menos de que 50% do total, isso demonstra que camadas subseqüentes e mais profundas foram mais solicitadas do que nas provas de carga anteriores, pode-se atribuir tal efeito a implantação das estacas.

- Para a Prova de Carga 04 (01 estaca)

Em se tratando de cargas admissíveis pode-se concluir que o método baseado no ensaio PMT proposto por Ménard (1963) mostrou-se bastante satisfatório em termos de previsão. O método de Aoki e Velloso (1975) baseado no ensaio SPT mostrou-se bastante conservador na obtenção da carga admissível quanto comparado aos demais métodos, já o método proposto por Décourt e Quaresma (1978) baseado no ensaio cone com correlações com o ensaio SPT também se mostrou satisfatório em termos previsão de carga admissível.

Em se tratando de recalques o método de Hansbo (1994) mostrou-se bastante satisfatório em termos de previsão. Entretanto os métodos de Poulos (1989) e Randolph e Worth (1978) mostram-se bastantes conservadores.

- Para as provas de carga em conjunto

Apesar da diferença entre os parâmetros de resistência do solo encontrados nas provas de carga, podem-se efetuar algumas considerações:

- Para a Prova de Carga efetuada na estaca isolada observou-se que a curva carga x recalque é expressivamente menor do que as demais curvas, isso denota um baixo ganho de rigidez, ou seja, pouca contribuição da estaca,
- Em todas as Provas de Carga com sapata, se observa, no trecho inicial da curva carga x recalque, pouca discrepância nos valores de deslocamento, fato este atribuído ao comportamento regido exclusivamente pela sapata. A Prova de Carga 03 (com 4 estacas) mostrou uma rigidez ligeiramente menor do que a Prova de Carga 02 (com 01 estaca), esse comportamento ambíguo pode ser atribuído a diferença no módulo de elasticidade do solo e a baixa contribuição das estacas quanto ao ganho de resistência. Ressalta-se a citação de Cooke (1986) onde se afirma que as estacas apresentam melhor desempenho na redução dos recalques do radier quando são longas (relação comprimento da estaca/largura do radier > 10).

5.2 – Conclusões referentes à Simulação Numérica

O uso do Programa ABAQUS e a técnica descrita no item 4.7.2 mostrou-se satisfatória em termos de modelagem numérica de modelos aplicáveis a Geotecnia. Porém o modelo que mais se aproximou, em termos de previsão da curva carga x recalque foi a simulação numérica da prova de carga 01 (PC01-SOSA). Por este motivo este modelo foi escolhido para se efetuar as demais análises sobre ganho de rigidez.

Após análise das modelagens produzidas pode-se sintetizar as conclusões com os seguintes itens

- O modelo PC01-SOSAES4-H-AQ, sapata com 04 (quatro) estacas curtas e diâmetro quadruplicado, obteve uma queda significativa na rigidez, este fato foi atribuído ao efeito de grupo atuando negativamente, no modelo a relação espaçamento/diâmetro da estaca era igual a 1,7, inferior ao recomendado por Withaker, (1957) e Sowers et al. (1961);

- O modelo PC01-SOSAES-H evidenciou uma baixa contribuição no aumento da rigidez provocado pela estaca, ressalta-se que além de curta a estaca tinha pequeno diâmetro e estava inserida totalmente dentro do campo de deformações provocado pela sapata, assim sendo diminuindo sua contribuição na resistência por atrito lateral;

5.3 – Sugestões

-Com o intuito de aumentar o banco de dados experimentais recomenda-se a realização de provas de carga com sapatas estaqueadas para o modelo de estacas (escavadas) curtas e longas, alterando-se também o diâmetro;

- Os testes de prova de carga devem ser realizados em campo experimental onde haja certo grau de homogeneidade, em termos de parâmetros de resistência do solo, entre os locais de teste, para permitir uma melhor comparação. Para isso sugere-se uma vasta bateria de ensaios geotécnicos para comprovar essa viabilidade;

- Recomenda-se o uso de células de carga, instaladas tanto na sapata quanto na ponta das estacas, para aferição da carga em todo conjunto;

- Uso das metodologias simplificadas com intuito de se avaliar sua precisão de previsão da curva carga x recalque de fundações mistas;

- Desenvolver novos estudos de simulação numérica de sapatas estaqueadas, com a utilização de modelos constitutivos que levem em consideração a plastificação do solo, utilizando-se uma análise não linear;

- Construção de mais modelos com variação progressiva da relação lado da sapata e comprimento da estaca, com o objetivo de aproximar de um índice ótimo entre esta relação.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDRABBO, F. M. 1976. **A Model Scale Study of Single Vertical Piles and Pile Groups under General Planar Loads**. PhD Thesis, Southampton University.
- AKINMUSURU, J. O. 1973. **The Influence of a Pile Cap on Bearing Capacity of Piles in Sand**. Dissertação de Mestrado. Univ. of Zaria Nigéria.
- AKINMUSURU, J. O. 1980. **Interaction of piles and cap in piled footing**. Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, 106(11): 1263 – 1268.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL – ASTM D4719 (1987). **Standard test method for pressurimeter testing in soils**. Philadelphia, 14p.
- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. 1975. **Approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Proc. 5 Panamerican Conf. on Soil Mech, And Foud. Eng., Buenos Aires, Vol. 1:367-376.
- ARAÚJO, S. M. 2001; **O Ensaio Pressiométrico de Ménard e sua Utilização na Estimativa da Capacidade de Carga e Recalque de Fundações Assentes em Solo Residual de Gnaisse**.Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6122/10**; Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6457**; Amostra de solos – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986a. 7p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6484**; Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 12p
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6489**; Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6507**; grãos de solos que passa na peneira de 4.8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 7250**; Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982a. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 7181**; Análise granulométrica dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1984e. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 9604**; Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retiradas de amostra indeformadas e deformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986a. 8p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 1207**; Ensaio oedométrico. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. 8p

BARCELAR, C. J. R., 2003. **Análise de Recalques em Radiers Estaqueados**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ.

BELLOTTI, R., GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R., ROBERTSON, P. K., 1989; **Shear strength of sand from SPT**, Proceeding, 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 1, pp. 179-184.

BERGMAN, M, 1998, **Contribuição ao Estudo do Comportamento de Associações Sapata-Estaca**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

BEZERRA, J.E. 2003, **Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceito e Aplicações**. UnB, Brasília-DF.

BISHOP, A.W. Henkel, D.J. 1962. **The Triaxial Test**. London. Eduard Arnold Ltda.

BRIAUD, J. L., GIBBENS, R.M., 1997, **Large Scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand**, Federal Highway Administration, Publication n-FHWA-RD-97-068, Washington, DC, USA, pp.217.

BRINCH HANSEN, J. (1967). **The philosophy of foundation design: design criteria, safety factors and settlement limits**, **Proceedings of the Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations**, Duke University. 1967

BUENO, B. S., 1985; **Capacidade de Carga de Fundações Rasas**; Viçosa, MG: UFV; Imprensa universitária, 74p (Apostila 204).

BURLAND, J.B.; BROMS, B.B. & DE MELO, V.F.B. (1977). **Behavior of Foundation and Structures**. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, v 2, p 495-546.

BUTTERFIELD, R., & BANERJEE, PK. 1971a. **The problem of pile group – pile cap interaction**. Geotechnique 21(2): 135-142.

CHAGAS, F.S.F. 2005. **Modelagem de Problemas de Engenharia: Solução de Equações Diferenciais Parciais pelo Método de Elementos Finitos**. Unifor. Fortaleza, CE.

CINTRA, J. C. A, 1998. **Fundações em Solos Colapsíveis da EESC/USP**, São Carlos. 106p.

CINTRA, J. C. A., ALBIERO, JH & VILAR, O. M. 1997. **Pile load test in collapsible soils: conclusions and recommendations**. Proc. 14 ICSMFE, HHamburg, p. 781-782.

CLANCY, P.; RANDOLPH, M. F. 1992; **Analysis and desing of piled raft foundations**. Perth: University of Westrn Australia. Research report G1062.

COOKE, R. W. 1986, **Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to desing philosophy**. Geotechnique, 36(2): 196-203.

COOKE, R. W., BRYDEN SMITH, D. W., GOOCH, M. N. & SILLET, D. F. (1981). **Some observations on the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London**. Proc. Inst. Civ. Engrns 107, Pt 1, 433±460.

CUNHA, R.P., POULOS, H.G. & SMALL, J.C. 2000^a. **Investigation of design alternatives for a pile draft case history**. Submetido ao Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE

CUNHA, R.P., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. 2001. **Parametric analysis of a pile draft case history in Uppsala, Sweeden**. SEFE-IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 380-390.

CUNHA, R.P.; POULOS, H.G. & SMALL, J. C (2000). **Parametric Analysis of a Piled Raft Case History in Uppsala, Sweden**. 4^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v 2, p 380-387.

DE BEER, E. E. 1970; **Experimental determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand**. Geotechnique, London, v. 20, n-4, p.387-411.

DÉCOURT, L. and Quaresma, A R. 1978; **"Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT**. Proc. of VI COBRAMSEF. pp. 45-53, Rio de Janeiro.

DÉCOURT, L. 1992 - **Fundações Rasas** - Anais da Mesa-Redonda Solos na Cidade de São Paulo. pg. 217-228.

DÉCOURT, L., 1998. **Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez**. XI COBRAMSEG, v 3.

DESAI, C. S. 1984 **Numerical design analysis for piles in sands**. J. Geotech. Engng Div., ASCE 100, No. GT6, 613-635.

DO VAL, E. C., 1993. **Design of Safe and Economic Piled Footing Foundation**. São Paulo, SP, Brasil.

DUARTE, L. N., 2006. **Análise de Prova de Carga Instrumentada em um Sapata Rígida**. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG.

DUARTE, L. N., 2009, Projeto de Fundação Mista, Viçosa, Minas Gerais

EL-MOSSALAMY, Y. & FRANKE, E. (1997). **Piled rafts foudation – numerical modelling to simulate the behavior of piled raft foundations**. The authors, Darmstadt, Germany, 182p.

FADUM, R. E. (1948); **Influences values for estimating stresses in elastic foundations**; Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol 33; pg. 467-470.

FLEMING, W. G. K. *et al.* (1992). **Piling Engineering**. Glasgow: Blackie and Son, 390pp.

FLEMING, W.G.K.; WELTMAN, A.J.; RANDOLPH, M.F. & ELSON, W.K. (1985). **Pilling Engineering**. Blackie & Son, Glasgo and John Wiley & Sons, New York, etc.

Franke, E., Lutz, B. & El-Mossallamy, Y. (1994). **Measurements and numerical modelling of high-rise building foundations on Frankfurt Clay**, Geotechnical Special Publication 40, pp. 1325±1336. New York: American Society of Civil Engineers.

GARG, K.G. 1979. **Bored pile groups under vertical load in sand** Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, 105(8): 939-956.

GHOSH, N. 1975. **A Model Scale Investigation of the Working Load Stiffness of Single Piles and Groups of Piles in Clay under Centric an Eccentric Vertical Loads**. PhD Thesis, Southampton University.

GUIMARÃES, L. S. P. 1996; **Caracterização química e geotécnica de um perfil de solo residual da Zona da Mata Norte-MG**. Viçosa/MG: UFV, 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- GUIMARÃES, R.C. 2002; **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas.** Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- HACHICH, W.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.G.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. 1998. **Fundações: Teoria e Prática.2.ed.** São Paulo: PINI.
- HANSBO. S. 1994. **Foundation Engineering.** Elsevier. Amsterdam.
- HAED, K. H., 1986; **Manual of Soil Laboratory Testing.** London: ELE International, 3v.
- HOOPER, J.A. 1973. **Review of behavior of piled raft foundation.** CIRIA. Report 83.
- HOOPER, J. A. 1979. **Review of Behavior of piled raft foundations.** CIRIA. Report 83.
- HORIKOSHI, K.; RANDOLPH, M. F. (1998). **A contribution to optimum design of piled rafts.** Géotechnique, v. 48, n. 3, 301-317.
- KISHIDA, H. & MEYERHOF, G.G.,1965. **Bearing Capacity of a piled groups under eccentric loads in sand.** Proc. 6th ICSMFE, Toronto, v2, p 270-274.
- LAMBE, T. W. 1951. **Soil Testing for Engineers.** New York: John Wiley & Sons Inc.
- LIU, J.L; YUAN, Z.L. & ZHANG, K.P. (1985). **Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups.** Proc. 11 th ICSMFE, San Francisco, v 4, p 1433-1436.
- LOPES, G. S., 1997, **Execução e Análise de uma Prova de Carga Direta em Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaisse,** Tese (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade federal de Viçosa, Viçosa- MG.
- MARCHETTI, S.;1997. **The flat dilatometer desig applications;** keynote lecture. Cairo: Cairo University. 26p.
- MÉNARD, L., 1963. **Calcul de la Force Portante dès Foudations sur la Base dès Resultants dès Essays Pressiométriques.** Sols Soils, n. 5 juin, Paris, p.9-32.
- MÉNARD, L, ROSSEU, J. 1962, **L`évaluation dès Tessements-Tendances Nouvelles.** Sols Soils, n. 1, p. 13-18.
- MEYERHOF, G.G., 1951, **The ultimate Bearing Capacity of Foundations,** Geotechnique, Vol 2, No 4, 301-331, London, England.

- MEYERHOF, G.G. 1956. **Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, SCE, v 82, p 1-19.
- MEYERHOF, G.G 1959. **Compaction of sands and bearing capacity of piles**. Journal of Geot. Eng. Div.,ASCE, 85 (SM6):1-29.
- MEYERHOF, G.G., 1963, **Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundation**, Canadian Geotechnical Journal, Vol 1, No. 1, Bitech Publishers, Vancouver, B.C., Canada.
- NAJJAR, Y. M. 1994. **Pile group foundation: A parametric study**. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, 2373-2378.
- O'NEILL, M.W., V. DE COCK, F HARTIKAINEN, J. & METS, M. 1996. **Case histories of pile supported rafts**. Report for ISSMFE Tech. Comm. TC-18, Univ. of Houston.
- OTTAVIANI, M. 1975. **Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups**, Geotechnique 25(2): 159-174.
- OLIVEIRA, A.B, 2005. **Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas a tração**. UFV, Viçosa, 2005.
- PINTO, C. S.; 1998. **Resistência ao Cisalhamento dos Solos**. São Paulo. Escola Técnica da Universidade de São Paulo.
- PINTO, C. S.; 2000. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos São Paulo.
- POULOS, H. G., 1968; **The influence of rigid pile cap on the settlement behavior of an axially loaded pile**. Civil Eng. Trans Inst. Civil Engrs. Aust Vol. C.E 10:206-208.
- POULOS, H. G., 1972; **Load settlement prediction for piles and piers**. J. Soil Mech. Fdns. Div. ASCE, v. 98, SM9, 379-397
- POULOS, H. G. (1989). **Pile behaviour: theory and application**. Geotechnique 39, No. 3.
- POULOS, H. G.1991. In **Computer methods and advances in geomechanics** (eds Beer et al.), Rotterdam: Balkema.
- POULOS, H.G. 1993. **Settlement predictions for bored pile groups**. Proc. 2 Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. P. 103-117.

- POULOS, H. G. 1994. **Alternative design strategies for piled raft foundations.** Proc. 3rd Int. Conf. Deep Foundations, Singapore, 239-244.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. 1980. **Pile foundation analysis and design.** New York: Wiley.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. 2001. **Pile raft foundation: design and applications,** Geotechnique 51, No. 2, 95-113. New York-USA.
- RANDOLPH, M.F. 1994. **Design methods for pile groups and piled rafts.** Proc. 13 ICSMFE, New Delhi, 1: 61-82.
- RANDOLPH, M.F. & CLANCY, P. 1994. **Design and Performance of a Piled Raft Foundation.** Research Report G1088. Dep. Of Civil Eng. Univ. of Western Australia.
- RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1979). **Analysis of deformation of vertically loaded pile groups.** Géotechnique, v. 29, n. 4, 423-439.
- RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1978). **Analysis of deformation of vertically loaded piles.** J. Geot. Eng. Div., ASCE, v. 104, n. 12, 1465-1488.
- RUSSO, N.L. 2005. **Interpretação de Deformação e Recalque na fase de Montagem de Estruturas de Concreto com Fundação em Estaca Cravada.** USP, São Carlos, SP.
- SALES, M. M., 2000; **Análises do Comportamento de Sapatas Estaqueadas.** Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF
- SCHMERTMANN, J.H. 1978 **Guidelines for Cone Penetration Testing- Performance and Design.** U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, report FHWA-TS-78-209.
- SCHMERTMANN, J.H. 1986; **Dilatometer to compute foudation settlement.** In: Situ's 86 ASCE Specialty Conference on Use of in Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blaskburg. Proceedings...Blaskburg: Virgina Tech. P303-321.
- SILVA, C. E. F., 2000, **Estudo da Distribuição de Cargas ao Longo do Fuste e na Base do Tubulão.** Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-Minas Gerais.
- SKEMPTON, A.W. 1953. **Discussion contribution: piles and pile foundations, settlement of pile foundations.** Proc. 3 ICSMFE, Zurich, 3:172.
- SMITH, DMA & RANDOLPH, MR. 1990. **Pile draft foudation – a case history.** Proc. Conf. On Deep Foudation, Singapore. P. 237-245.

SOARES, D. A., 2003, **Estudo da Capacidade de Carga e Recalques em um Solo Residual de Gnaisse Através de Ensaios de Campo e Laboratório**, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-Minas Gerais.

SOMMER, H., 1993, **Development of locked stresses and negative shaft resistance pile draft foundation – Messeturm Frankfurt/Main**. Proc of Deep Found on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, p. 347-349.

SOMMER, H., WITTMANN, P.; RIPPER, P., 1985, **Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay**. ICDMFE, v. 11, n 4, 2253-2257.

SOWERS, G. F.; MARTIN, C. B.; WILSON, L.; FAULSOLD, M., 1961. **The bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies**. In: ICSMFE, 5., Proceedings. Paris, v. 2, p. 155-159.

SOUSA, L. C. M. e CUNHA, R. P. 2003. **Estudo Experimental do Comportamento de Sapatas Assentes em Solo Poroso Reforçado**. Universidade de Brasília, Brasília - Distrito Federal.

TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D., 1996; **Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de Minas**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3, São Paulo, SP. Anais... São Paulo, SP s.n.), v.1, p. 309-316.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S., 1998; **Análises, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYMA, S. (Eds.). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, p227-264.

TERZAGHI, K., e PECK, R.B. 1967; **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2nd. Ed. John Wiley, New York, 1967. Primeira edição em 1948.

VARGAS, M., 1955. **Foudation of Structure on Over Consolidated Clay Layers in São Paulo**. Geotechnique, setembro.

VELLOSO, D. A., Lopez, F. R ,1997; **Fundações**; Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

VELLOSO, D. A., Lopez, F. R ,2010; **Fundações – Volume Completo**; São Paulo. Oficina de Textos.

VERÍSSIMO, G. S., 2006, Abaqus – **Conceitos Básicos, Tradução**, UFMG, Minas Gerais.

VESÍC, A.S. 1969. **Experiments with instrumented pile groups in sand**. Proc. Conf. on Performance of Deep Foudations, ASTM, Spec. Tech Publ. n-444, p. 177-222.

VESIC, A S. 1973 **Analysis of ultimate loads of shallow foundations**. Journal Soil Mechanics and Foundations Division. S.L., v. 2, n-Sm1, p. 45-73.

VÉSIC, A. S., 1975; **Bearing capacity of shallow foundations**, In: WINTERKORN, H. F., FANG, H. Y. (Eds.). Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold. Cap. 3, p. 121-147.

VÉSIC,A.S. 1977. **Problems of development of a mathematical model to predict performance of pile group**. Working paper prepared for the Federal Highway Administration, Research Review Conference, p. 19

WAI, F.C.M. Hugh L. D. 1973. **Bearing Capacity Determination by Limit Analysis**. Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division.

WHITAKER, H. 1957. **The design of piled foundations**. Oxford: Pergamon Press.

WHITAKER, H. 1961. **Experiments with instrumental pile groups in sand**. Proc. Conf. on Performance of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publ. n444, p. 177-222.

WIESNER, TJ & BROWN, PT. 1978. **Laboratory Tests on Model Piled Rafts**, Foundation Report 318, University of Sydney.

WINKLER, E. **Die Lehre von der Elastizitat und Festigkeit**, Dominicus. Prague. 1867.