

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RADIERS
ESTAQUEADOS COM ESTACAS DEFEITUOSAS EM SOLO
TROPICAL DO BRASIL**

OSVALDO DE FREITAS NETO

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.
CO-ORIENTADOR: OLAVO F. DOS SANTOS JÚNIOR, D.Sc.

TESE DE DOUTORADO

PUBLICAÇÃO: G.TD - 088/2013

BRASÍLIA-DF, AGOSTO DE 2013.

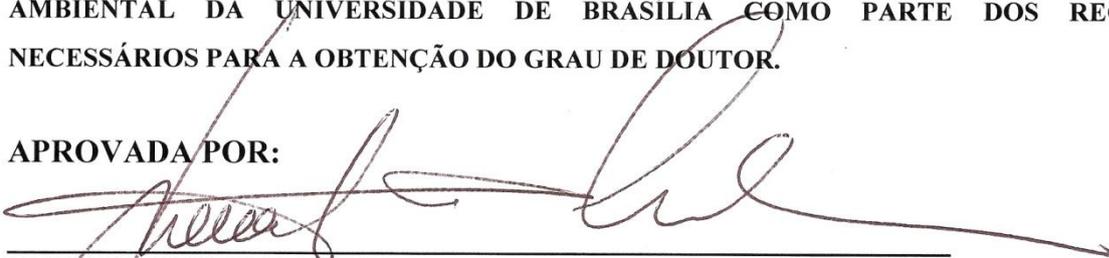
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RADIERS
ESTAQUEADOS COM ESTACAS DEFEITUOSAS EM SOLO
TROPICAL DO BRASIL**

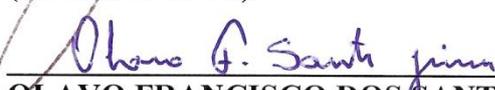
OSVALDO DE FREITAS NETO

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:



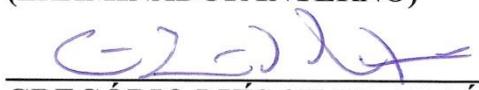
RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D (UnB)
(ORIENTADOR)



OLAVO FRANCISCO DOS SANTOS JÚNIOR, D.Sc. (UFRN)
(CO-ORIENTADOR)



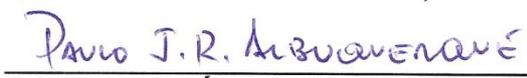
ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



MAURÍCIO MARTINES SALES, D.Sc. (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)



PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE, D.Sc. (UNICAMP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 21 de Agosto de 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

FREITAS NETO, OSVALDO DE

Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil. [Distrito Federal] 2013.

xii, 253p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2013)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Radier Estaqueado

2. Método dos Elementos Finitos

3. Estacas Defeituosas

4. Provas de Carga em Radiers Estaqueados

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FREITAS NETO, O. (2013). Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-088/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253p.

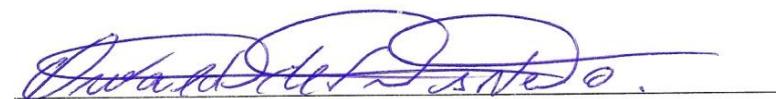
CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Osvaldo de Freitas Neto

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil.

GRAU / ANO: Doutor / 2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Osvaldo de Freitas Neto

Rua Aeroporto de Montes Claros, 426, Águas Claras-Emaús.

Cep: 59149-366, Parnamirim-RN-Brasil

Dedicatória

À minha amada esposa *Maria Luiza* pelo amor, pelos sonhos comigo sonhados, pelos sonhos comigo realizados, pela coragem, compreensão, força e presença constante na minha vida. *Você é a Minha Fortaleza e Fonte de Inspiração.*

Aos meus pais *Antonio de Freitas e Flávia Jurema Maranhão de Freitas* pela vida, pelo amor incondicional, confiança, eternos exemplos e ensinamentos.

Agradecimentos

À Santíssima Trindade (Pai, Filho e Espírito Santo). A Nossa Senhora pela intercessão em todos os momentos da minha vida.

Aos meus pais Antonio de Freitas e Flávia Jurema Maranhão de Freitas pela vida, pelo amor e eternos exemplos os quais levarei por toda a minha vida.

À minha amada esposa Maria Luiza com todo amor e carinho por toda a sua paciência, compreensão, dedicação e amor.

Às minhas irmãs, Flávia Andréia, Valêscia Patrícia e Sheila Verusca, pelo amor, apoio, compreensão, conforto, incentivo e proteção em todos os momentos da minha vida.

Aos meus amados sobrinhos Mateus, João Marcos, Maria Isabel, Letícia, Arthur, Pâmella e Gabriel (*In Memoriam*), pelo amor, confiança e respeito.

Aos meus cunhados (irmãos) Marcos Wagner, Edílson Avelino e Ângelo Roncali pelo apoio carinho fraterno e valiosos conselhos que serviram de alicerce no decorrer da minha vida. Ao chegar a esse momento, jamais poderia esquecer o quanto, no decorrer de tantos anos da minha vida, pude contar com o incentivo e ajuda de vocês. Somente eu e cada um de vocês sabemos as suas respectivas parcelas de contribuição para que esse objetivo fosse alcançado.

À Família Pontes de França, que também é minha Família pelas orações, apoio e incentivo.

Ao meu orientador Renato Pinto da Cunha, acima de tudo pela oportunidade de cursar o doutorado. Agradeço também pela grande amizade, orientação, confiança, respeito, dedicação e compreensão em todos os momentos dessa caminhada.

Ao grande amigo Paulo José Rocha de Albuquerque, por ter viabilizado a execução deste trabalho e acima de tudo por ser um exemplo de extrema bondade, disponibilidade e paciência. Jamais teria alcançado este objetivo sem suas valiosas e inestimáveis contribuições técnicas, conselhos e oportunidades. Com palavras jamais poderei traduzir tamanha gratidão e admiração.

Aos grandes amigos e incentivadores Olavo Francisco dos Santos Júnior e Ricardo do Nascimento Flores Severo, pelos ensinamentos, conselhos e oportunidades desde o início da minha carreira até os dias atuais. Agradeço acima de tudo pela amizade, confiança, apoio incondicional e por mostrarem ao longo de toda a minha vida os exemplos de conduta pessoal, profissional, assim como o caminho a ser trilhado nos momentos de maior dificuldade. Espero um dia poder retribuir ao menos uma parcela de tudo que me foi e oferecido.

Ao professor Orencio Monje Vilar, pela compreensão e disponibilidade em ajudar nos momentos em que algumas decisões precisaram ser tomadas para viabilizar a continuidade da minha formação acadêmica e profissional.

Ao grande amigo William Bessa pela bondade, acolhida, generosidade e disponibilidade em ajudar em todos os momentos.

Aos amigos José Willami Santos e Washington José Santos, pela inestimável ajuda, exemplos de dignidade, honestidade e dedicação ao próximo. Sem a ajuda de vocês não sei quando esse objetivo poderia ser alcançado.

Aos amigos Emanuelle Donadon e Jean Garcia, pela ajuda, incentivo, aprendizado e por terem compartilhado no cotidiano dessa pesquisa das mesmas dificuldades e vitórias.

Aos amigos Cipriano, Vagner, Reinaldo e Anderson pela contribuição no desenvolvimento da etapa experimental de campo na UNICAMP.

À Cida por estar sempre disposta e com paciência para ajudar.

Ao Eng. Glauber Mazza Morais pela ajuda na etapa inicial deste trabalho, durante o aprendizado do software LCPC-CESAR.

Ao amigo Marcelo Augusto Tavares de Alcântara, pela amizade, oportunidades e aprendizado.

Aos colegas e amigos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (Alcigeimes Celeste, Ângela Sales, Débora Góis, Fernando Albuquerque, Luciana Coelho, Marcos Simplício, Marcelo Maciel, Ricardo de Aragão e Sandra Dórea) pelo apoio e incentivo. Fica a minha gratidão pela valiosa contribuição nos ensaios laboratoriais e discussões técnicas sempre produtivas.

Aos meus alunos e ex-alunos, por terem compreendido os momentos de ausência, pelo incentivo e respeito oferecido em todos os momentos.

Aos amigos, Alexandre Cerqueira, Antonio Gilberto, Cleber Decarli, Diogo Pedreira, Fernando Jamal, James Dean, José Orlando, Junio René, Júlio Fialho, Oscar Neto e Regis Eduardo, pela amizade e apoio nos momentos difíceis, mas também pelos vários momentos de descontração que vivenciamos durante boa parte da nossa formação profissional.

Aos amigos Antonio Gustavo, Eric Bezerril, Euclides Júnior e Luís Cláudio, pela amizade que supera as barreiras do tempo e distância.

A todos os professores e mestres que passaram pela minha vida, sempre deixando uma semente e frutos que procuro colher no meu cotidiano.

À FAPESP, CNPQ, CAPES e FAEPEX – UNICAMP pelo financiamento e apoio a essa pesquisa.

À DYWIDAG, em nome do Eng. José Luiz pelo apoio à pesquisa com doação dos tirantes utilizados nas estacas de reação das provas de carga.

“Tudo Posso Naquele que me Fortalece”
Filipenses: 4. 13

A compreensão de um sistema de fundação à luz da interação solo-estrutura tem recebido atenção especial dos pesquisadores, principalmente por suas aplicações e caráter práticos. As metodologias de cálculo de fundações em radier estaqueado são mais complexas, uma vez que não há simplificação na consideração das variáveis de interação entre o radier, as estacas e o solo, simultaneamente. Além das variáveis de interação, previstas nas respectivas metodologias de cálculo, nesta pesquisa, avaliou-se o comportamento de radiers estaqueados sujeitos à presença de estacas defeituosas carregados verticalmente. Pode-se denominar o defeito em uma estaca como uma “variável oculta” do ponto de vista analítico, visto que não é considerada nas equações, formulações e metodologias, pois, no contexto geral, surgem em casos fortuitos ou pela própria negligência no controle executivo. O desenvolvimento contou com a realização de ensaios laboratoriais, análises numéricas e por fim a etapa realizada no Campo Experimental da FEC-UNICAMP. Em campo foram realizadas três provas de carga configuradas da seguinte forma: (a) um radier assentado sobre uma estaca defeituosa (CD_1); (b) um radier com duas estacas íntegras e uma defeituosa (CD_3); e (c) um radier com três estacas íntegras e uma defeituosa (CD_4). As estacas executadas no campo experimental tiveram 0,25 metros de diâmetro e 5 metros de comprimento, todas instrumentadas no topo e na ponta, e com espaçamento entre eixos equivalente a 5 diâmetros. A região danificada da estaca mediu 0,60 metros e está posicionada entre 1,90 metros e 2,50 metros abaixo da cota de arrasamento dos respectivos radiers. Notou-se, conforme previsto que quando submetidas aos primeiros incrementos de carregamento, durante as provas de carga, a região defeituosa foi mobilizada com uma carga tal, que conduziu a mesma a ruptura estrutural. Para definir a carga sob a qual a estaca defeituosa deveria romper estruturalmente, foram inicialmente realizadas análises com a ferramenta numérica LCPC-CESAR (versão 4.0), que é baseada no método dos elementos finitos. Durante as provas de carga, observou-se que após a ruptura estrutural da estaca defeituosa, devido ao recalque diferencial no radier, houve alívio das cargas aplicadas sobre as estacas íntegras, quando as estacas foram submetidas à tração, de modo que os radiers passaram absorver a maior parte da carga total aplicada. Foram determinados para cada um dos radiers fatores de segurança global e parciais, assim como os valores de distorção angular. Foram realizadas para todos os radiers estaqueados ensaiados nesta tese e mediante os resultados obtidos nas três etapas (laboratório, numérica e campo), pode-se concluir que os mesmos foram satisfatórios e apresentaram significativa concordância entre si, dando a entender melhor o comportamento deste complexo sistema de fundação.

Palavras Chave: Radier estaqueado, Estacas defeituosas, Método dos Elementos Finitos (MEF), Provas de Carga Estáticas em Radiers Estaqueados.

The understanding of a foundation system in the light of the soil-structure interaction has received special attention from researchers, mostly for its practical applications and nature. The methods of calculating piled raft foundations usually come forward in a complex way, since there is no simplification in the consideration of the variables that simultaneously interact the raft, the piles and the soil. In addition to the interaction variables, anticipated by the respective calculation methodologies, this research aims to assess the behavior of piled rafts subject to the presence of defective piles. In the analytical point of view, one can name the defect in a pile as a “hidden variable”, since it is not considered in equations, formulations and methodologies because, in the general, it arises in fortuitous cases or even by negligence during executive control. The development of this work has been conducted by laboratory testing, numerical analyses and ultimately by the step performed in the experimental field of FEC-UNICAMP. In the field experiment phase, three load tests configured as follows have been carried out: (a) a raft supported on a defective pile (CD₁), (b) a raft on two intact piles and a defective one (CD₃), and (c) a raft on three intact piles and a defective one (CD₄). Each pile in the experimental field is 0.25 m in diameter and 5 m in length, all instrumented at the top and tip, with spacing between shafts corresponding to 5 diameters. The damaged region of the pile measures 0.60 m long and is positioned between 1.90 m and 2.50 m below the cut-off level. When subjected to the first load increments during the load tests, the defective region is expected to mobilize with a load such that it leads to the same structural rupture. To set the rupture load of the pile, analyses have been initially performed with the LCPC-CESAR (version 4.0) numerical tool, which has the finite element method as solution. During the load tests, it was observed that after the rupture of the defective pile due to differential settling in the raft, there was a relief of load applied on the intact piles. Since then they have been subjected to traction, so the raft became responsible for absorbing most of the total load applied. As for the numerical analyses, they have been complemented and carried out for all rafts tested in this thesis. From the results obtained in the laboratory, numerical and field investigations, it can be concluded that they have been satisfactory and showed a significant correlation.

Keywords: Piled raft, Defective piles, Finite Element Method (FEM), Static load tests on piled rafts.

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. FUNDAÇÕES EM RADIER ESTAQUEADO	5
2.1.1. <i>Aplicabilidade da Técnica de Radier Estaqueado</i>	10
2.1.2. <i>Solos Tropicais (Solos Colapsíveis)</i>	11
2.2. CRITÉRIOS DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER ESTAQUEADO	17
2.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE RADIER ESTAQUEADO	23
2.4. ESTUDOS NUMÉRICOS APLICADOS A RADIERS ESTAQUEADOS.....	25
2.5. ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE RADIERS ESTAQUEADOS.....	45
2.5.1. <i>Modelagem Física de Radiers Estaqueados</i>	54
2.6. CONTROLE DE QUALIDADE EM FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS.....	58
2.6.1. <i>P.I.T. (Pile Integrity Test)</i>	60
2.6.2. <i>Provas de Carga Estática (PCE)</i>	64
2.6.3. <i>Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA)</i>	65
2.7. PATOLOGIAS FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS.....	67
2.8. ESTUDOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS COM ESTACAS DEFEITUOSAS	75
2.9. INSTRUMENTAÇÃO ELÉTRICA DAS ESTACAS.....	85
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	88
3.1. ASPECTOS GERAIS RELACIONADOS AO SOFTWARE LCPC-CESAR.....	89
3.1.1. <i>Análises Preliminares com o Programa LCPC-CESAR</i>	90
3.1.2. <i>Análises Comparativas com Casos da Literatura</i>	92
3.1.2.1. <i>Estaca isolada quadrada</i>	92
3.1.2.2. <i>Radier sobre 9 estacas quadradas e carga no pilar central</i>	94
3.1.2.3. <i>Radiers Sobre 9 e 15 Estacas (Poulos et al., 1997)</i>	96

3.1.2.4.	Radier sobre 9 Estacas (Kuwabara, 1989)	100
3.1.2.5.	Radier sobre 16 Estacas (Caso proposto pelo Comitê TC-18).....	102
3.2.	DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE TRABALHO	103
3.3.	ANÁLISE NUMÉRICA EM ESTACA ISOLADA FEC-UNICAMP – SCALLET (2011)	109
3.3.1.	<i>Curva Carga versus Recalque</i>	109
3.3.2.	<i>Distribuição de Carga ao Longo da Estaca e Dimensionamento do Defeito</i>	112
3.4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO.....	113
3.5.	RADIERS ESTAQUEADOS EXECUTADOS NA FEC- UNICAMP	119
3.6.	ANÁLISE NUMÉRICA DOS RADIERS EXECUTADOS NA FEC-UNICAMP	122
3.7.	INSTRUMENTAÇÃO ELÉTRICA DAS ESTACAS.....	123
3.8.	PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CAMPO	124
3.8.1.	<i>Execução das Estacas Íntegras, Defeituosas e dos Radiers</i>	124
3.9.	PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS REALIZADAS NA TESE.....	133
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	136
4.1.	RADIER SOBRE UMA ESTACA ($SD_{1(NUM)}$, $CD_{1(NUM)}$ E $CD_{1(EXP)}$)	137
4.1.1.	<i>Análises Numéricas ($CD_{1(NUM)}$ e $SD_{1(NUM)}$)</i>	138
4.1.2.	<i>Prova de Carga Estática - Radier sobre uma Estaca ($CD_{1(EXP)}$)</i>	144
4.1.3.	<i>Verificação de Ruptura das Estacas Defeituosas em Campo</i>	158
4.2.	RADIER SOBRE 3 ESTACAS ($SD_{3(NUM)}$, $CD_{3(NUM)}$ E $CD_{3(EXP)}$)	159
4.2.1.	<i>Análises Numéricas ($CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$)</i>	159
4.2.2.	<i>Prova de Carga Estática - Radier sobre Três Estacas ($CD_{3(EXP)}$)</i>	170
4.3.	RADIER SOBRE 4 ESTACAS ($SD_{4(NUM)}$, $CD_{4(NUM)}$ E $CD_{4(EXP)}$)	186
4.3.1.	<i>Análises Numéricas ($CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$)</i>	187
4.3.2.	<i>Prova de Carga Estática - Radier sobre Quatro Estacas ($CD_{4(EXP)}$)</i>	198
4.4.	ASPECTOS RELEVANTES DA DISCUSSÃO	215
5.	CONCLUSÃO.....	220
5.1.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	221

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	222
ANEXOS	239

Capítulo 2

Tabela 2.1 – Métodos de cálculo em radier estaqueado.....	24
Tabela 2.2 – Métodos de dimensionamento de radier estaqueado e suas respectivas características e potencialidades (adaptada de Poulos, 2001 - <i>Technical Committee TC-18</i>).....	24
Tabela 2.3 – Resumo dos resultados das análises numéricas realizadas por Reul & Randolph (2003) para os três casos estudados.....	31
Tabela 2.4 – Valores de esforços e recalques obtidos nas simulações numéricas (Sales <i>et al.</i> , 2002).....	33
Tabela 2.5 – Parâmetros utilizados por Lee <i>et al.</i> (2010) nas análises numéricas.	39
Tabela 2.6 – Probabilidade de testar pelo menos uma estaca defeituosa no universo de 100 estacas (Adaptada de Fleming <i>et al.</i> , 1992)	60
Tabela 2.7 – Condicionantes para realização das provas de carga estáticas (Modificada da NBR 6122/2010).	65
Tabela 2.8 – Resultados percentuais da condição de integridade das estacas apresentadas por Fleming <i>et al.</i> (1992).....	73
Tabela 2.9 – Cargas de ruptura das estacas obtidas para diversos percentuais de estricção (Adaptado de Petek <i>et al.</i> , 2002).....	77
Tabela 2.10 – Cargas de ruptura obtidas para estacas com defeitos posicionados em cotas diferentes (Adaptado de Petek <i>et al.</i> , 2002)	78

Capítulo 3

Tabela 3.1 – Parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises do caso uma estacas isolada quadrada.....	93
Tabela 3.2 – Parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises do caso do radier sobre 9 estacas quadradas.....	95
Tabela 3.3 – Cargas e fatores de segurança aplicadas nos 3 casos estudados.....	97
Tabela 3.4 – Parâmetros utilizados nas análises do caso do radier sobre 9 e 15 (Poulos <i>et al.</i> , 1997).....	97
Tabela 3.5 – Parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises do caso do radier sobre 9 estacas proposto por Kuwabara (1989).	100
Tabela 3.6 – Parâmetros utilizados nas análises do caso proposto pelo TC-18 (ISSMGE)..	103
Tabela 3.7 – Resultado obtido em comparação com os resultados observados na literatura para o caso proposto pelo TC-18 ISSMGE. (Modificado de Sales, 2000)	103
Tabela 3.8 – Parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de resistência a compressão triaxial tipo CW (Modificado de Gon, 2011).....	106
Tabela 3.9 – Parâmetros utilizados na análise numérica da prova de carga realizada por Scallet (2011).	111
Tabela 3.10 – Resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão nos corpos de prova de argamassa moldados sob as mesmas condições que os defeitos.	115
Tabela 3.11 – Resultados dos ensaios de compressão simples nas seções defeituosas similares as que foram instaladas em campo.....	117
Tabela 3.12 – Descrição das nomenclaturas adotadas nos radier analisados experimental e numericamente.	123
Tabela 3.13 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão e valores do módulo de elasticidade obtidos a partir de ensaios de resistência à compressão, utilizado para o cálculo da instrumentação das estacas dos radies $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$	133

Capítulo 4

Tabela 4.1 – Parâmetros geométricos, elásticos e geotécnicos utilizados nas análises numéricas do Campo Experimental da FEC-UNICAMP.	137
Tabela 4.2 – Resumo dos resultados obtidos nas provas de carga realizadas no campo experimental e obtidos numericamente ($SD_{1(NUM)}$, $CD_{1(NUM)}$ E $CD_{1(EXP)}$).....	137
Tabela 4.3 – Valores de carga no radier, topo e ponta da estaca E13 obtidos numericamente para o radier $CD_{1(NUM)}$	140
Tabela 4.4 – Valores de carga no radier, topo e na ponta da estaca do E13 do radier $CD_{1(EXP)}$ obtidos experimentalmente.	147
Tabela 4.5 – Resumo dos resultados obtidos nas provas de carga realizadas no campo experimental e obtidos numericamente ($SD_{3(NUM)}$, e $CD_{3(NUM)}$ e CD_3).....	159
Tabela 4.6 – Valores das cargas no radier, topo e ponta das estacas do E24, E25 e E26 (Defeituosa) obtidos numericamente para o radier $CD_{3(NUM)}$	162
Tabela 4.7 – Valores das cargas no topo de na ponta das estacas do E24, E25 e E26 (Defeituosa) do radier $CD_{3(EXP)}$	172
Tabela 4.8 – Resumo dos resultados obtidos nas provas de carga realizadas no campo experimental e obtidos numericamente ($SD_{4(NUM)}$, e $CD_{4(NUM)}$ e $CD_{4(EXP)}$).....	187
Tabela 4.9 – Valores das cargas no radier, no topo e ponta das estacas do E9 (Defeituosa), E10, E11 e E12 do radier $CD_{4(NUM)}$	190
Tabela 4.10 – Valores das cargas no topo de na ponta das estacas do E9 (Defeituosa), E10, E11 e E12 do radier $CD_{4(EXP)}$	201

Lista de Figuras

Capítulo 2

Figura 2.1 – Interação solo-estrutura entre radiers, estacas e o subsolo. (KATZENBACH <i>et al.</i> , 2005).	6
Figura 2.2 – Tipos de Fundação: a – Estaca Isolada; b – Grupo de estacas (Bloco de estacas) c – Radier Estaqueado (Fundação Mista) (Bezerra, 2003).	6
Figura 2.3 – Coeficiente α_{pr} para bloco isolado, grupo de estacas e radier estaqueado de acordo com Mandolini (2003).	7
Figura 2.4 – Exemplo para a redução de recalque de uma fundação em radier estaqueado em função do índice α_{pr}	9
Figura 2.5 – Exemplo de fundações profundas de arranha-céus em Frankfurt-Alemanha.[RF: <i>raft foundation</i> (Radier isolado), CPRF: <i>combined piled-raft foundation</i> (radier estaqueado), PF: <i>piled foundation</i> (Fundação estaqueada), s: recalque após o final da construção] (Katzenbach <i>et al.</i> , 1998).	9
Figura 2.6 – Condições desfavoráveis ao uso do radier estaqueado (Bezerra, 2003).	11
Figura 2.7 – Mapa de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil. (Ferreira, 2008)	13
Figura 2.8 – Resultado de um ensaio edométrico para definição do potencial de colapsibilidade do solo. (Jennings & Knight, 1975).	14
Figura 2.9 – Resultado do ensaio edométrico para em solo colapsível da FEAGRI-UNICAMP (Miguel <i>et al.</i> , 2007).	15
Figura 2.10 – Resultado do ensaio edométrico para definição do potencial de colapsividade do solo (Gon, 2011).	15
Figura 2.11 – Resultado das provas de carga em sapata isolada com e sem inundação prévia no Distrito Federal realizada por Sales (2000).	15
Figura 2.12 – Resultado das provas de carga em estaca isolada com e sem inundação prévia no Distrito Federal realizada por Sales (2000).	16

Figura 2.13 – Resultado das provas de carga em sapata estaqueada com e sem inundação prévia no Distrito Federal realizada por Sales (2000).....	16
Figura 2.14 – Curvas tensão <i>versus</i> recalque de três ensaios consecutivos: Um dinâmico entre dois estáticos em terreno não inundado. (Moraes <i>et al.</i> , 2007).....	17
Figura 2.15 – Curvas tensão <i>versus</i> recalque de três ensaios consecutivos: Um dinâmico entre dois estáticos terreno inundado). (Moraes <i>et al.</i> , 2007).	17
Figura 2.16 – Curva carga <i>versus</i> recalque da estaca isolada com pré-inundação do solo (Scallet, 2011).	17
Figura 2.17 – Redução de recalque diferencial com inserção estacas na porção central do radier (Modificado de Randolph, 1994).....	19
Figura 2.18 – Distribuição de tensões em radier rígido isolado e radier flexível estaqueado (Modificado de Randolph, 1994).	19
Figura 2.19 – Curvas carga <i>versus</i> recalque para as diferentes metodologias e considerações de projeto (Poulos, 2001).	21
Figura 2.20 – Comportamento de um radier sobre 49 estacas, de um grupo de estacas e de um radier isolado (Cooke, 1986).....	22
Figura 2.21 – Relação entre custo e benefício da técnica de fundação em radier estaqueado De Sanctis <i>et al.</i> (2002).....	23
Figura 2.22 – Placa, vigas e molas modelando a fundação tipo radier estaqueado (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).	26
Figura 2.23 – Dimensões do radier e estacas (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).....	26
Figura 2.24 – Características estratigráficas e parâmetros elásticos considerados nos 5 casos analisados (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).....	26
Figura 2.25 – ½ Malha de elementos finitos consideradas nas análises 3D – Vista Superior e Isoparamétic (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).....	27
Figura 2.26 – Vista lateral do problema estudado por Bacelar (2002).	28
Figura 2.27 – Configurações analisadas por Bacelar (2002).	29
Figura 2.28 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos definida por Bacelar (2002).	29

Figura 2.29 – Distribuição de carga entre estacas e radier (Bacelar, 2002).	30
Figura 2.30 – Edifício Westend 1	31
Figura 2.31 – Edifício Messturm	31
Figura 2.32 – Edifício Torhaus	31
Figura 2.33 – Recalque no centro do radier do Westend 1 (Reul & Randolph, 2003)	31
Figura 2.34 – Comparativo dos resultados obtidos numericamente e os medidos em campo (Novak <i>et al.</i> , 2005).....	32
Figura 2.35 – Planta de fundação por estacas do Urawa City State – Japão (Novak <i>et al.</i> , 2005).....	32
Figura 2.36 – Disposição da Malha de elementos finitos e contorno do deslocamento vertical do Urawa City State – Japão (Novak <i>et al.</i> , 2005).....	32
Figura 2.37 – Seção transversal do edifício City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et</i> <i>al.</i> , 2005)	34
Figura 2.38 – Planta de fundação por estacas do City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et al.</i> , 2005)	34
Figura 2.39 – Malha de elementos finitos da fundação do City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et al.</i> , 2005)	34
Figura 2.40 – Curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas por MEF para as fundações do City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et al.</i> , 2005).....	34
Figura 2.41 – Malha de elementos finitos da fundação do Eurotheum – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et al.</i> , 2005)	35
Figura 2.42 – Curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas por MEF para as fundações do Eurotheum – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et al.</i> , 2005).....	35
Figura 2.43 – Recalque previstos por MEF e medidos em campo nas fundações do Eurotheum – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach <i>et al.</i> , 2005).....	36
Figura 2.44 – Curvas carga recalque para o radier isolado, para estaca isolada, para o radier estaqueado e para a soma das parcelas do radier isolado e estaca isolada Wu <i>et al.</i> (2002)	37
Figura 2.45 – Distribuição dos pilares e estacas sobre o radier.	38

Figura 2.46 – Visão isoparamétrica do modelo em MEF.	38
Figura 2.47 – Configurações da distribuição das estacas sob os radiers (a) $n = 9$ e $s/d = 3$; (b) $n = 9$ - $s/d = 9$; (c) $n = 16$ e $s/d = 3$; (d) $n = 16$ e $s/d = 6$, (e) $n = 25$ e $s/d = 4$ (Lee <i>et al.</i> , 2010).....	38
Figura 2.48 – (a) Malha de elementos finitos típica usada na análise 3D de um radier estaqueado com as respectivas condições de contorno; (b) Vista superior da malha de elementos finitos; (c) Vista lateral da malha de elementos finitos do radier estaqueado (Lee <i>et al.</i> , 2010).	39
Figura 2.49 – Malha de elementos finitos obtida a partir do 3DSPRANO (Al-Baghdadi, 2006).....	41
Figura 2.50 – Locação das estacas na base dos radiers (Al-Baghdadi, 2006).....	41
Figura 2.51 – Recalque diferencial versus carga aplicada para radiers sobre 4, 6, 8 e 9 estacas. (Al-Baghdadi, 2006).....	41
Figura 2.52 – Disposição das 36 estacas na base do radier (Souza, 2010).	42
Figura 2.53 – Malha de elementos finitos utilizada na modelagem do radier sobre 36 estacas (Souza, 2010).	42
Figura 2.54 – Cargas mobilizadas em cada uma das 36 estacas e no radier para $t = 0,5$ metros (Souza, 2010).	42
Figura 2.55 – Recalques diferenciais no radier com espessura de 0,5 metros sobre 36 estacas (Radier Flexível) (Souza, 2010).	43
Figura 2.56 – Recalques diferenciais no radier com espessura de 1,5 metros sobre 36 estacas (Radier Rígido) (Souza, 2010).	43
Figura 2.57 – Configurações dos radiers estaqueados analisados por Rabiei (2010).	44
Figura 2.58 – Recalque diferencial para as configurações propostas por Rabiei (2010).	44
Figura 2.59 – Porcentagem de carga absorvida pelas estacas para as configurações propostas por Rabiei (2010).	44
Figura 2.60 – Mobilização do atrito lateral em um radier sobre 9 estacas (Liu & Zhenlong, 1989).....	47

Figura 2.61 – Mobilização do atrito lateral em um bloco sobre 9 estacas (Liu & Zhenlong, 1989).....	47
Figura 2.62 – Influência do diâmetro das estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (LIU; ZHENLONG, 1989).....	47
Figura 2.63 – Influência do comprimento das estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (Liu & Zhenlong, 1989)	47
Figura 2.64 – Influência do espaçamento entre estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (Liu & Zhenlong, 1989)	48
Figura 2.65 – Influência do número das estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (Liu & Zhenlong, 1989)	48
Figura 2.66 – Curvas carga versus recalque das sapatas isolada e sobre uma estaca e da estaca isolada (Sales, 2000).	49
Figura 2.67 – Distribuição de carga entre a estaca e a sapata na sapata sobre uma estaca (Sales, 2000).....	50
Figura 2.68 – Comportamento médio de uma estaca em diferentes provas de carga (Sales, 2000).....	50
Figura 2.69 – Estacas executadas e radiers escavados a espera da armadura e concretagem. (Anjos, 2006).....	51
Figura 2.70 – <i>Layout</i> dos blocos discretizados no Plaxis 3D (Janda <i>et al.</i> , 2009).....	51
Figura 2.71 – Curvas carga <i>versus</i> recalque dos radiers estaqueados obtidas experimentalmente e numericamente (Janda <i>et al.</i> , 2009).....	51
Figura 2.72 – Curvas <i>versus</i> carga recalque obtidas numericamente com o Plaxis 3D para os grupos de estacas (g) e para os radiers estaqueados (r) (Janda <i>et al.</i> , 2009).....	52
Figura 2.73 – Distribuição de cargas entre as estacas em função da sua localização e espaçamento entre eixos (Mandolini <i>et al.</i> ,2005).	52
Figura 2.74 – Porcentagem de distribuição de cargas no radier em função do espaçamento entre eixos das estacas. (Mandolini <i>et al.</i> ,2005).	52
Figura 2.75 – Detalhe do contato do bloco com a viga de reação (Soares, 2011)	53
Figura 2.76 – Detalhe do contato do bloco com as estacas (Soares, 2011).....	53

Figura 2.77 – Esquema da instrumentação das estacas e bloco (Soares, 2011).....	53
Figura 2.78 – Curvas carga versus recalque obtidas para os grupos de estacas (sem contato) (Soares, 2011).....	54
Figura 2.79 – Curvas carga versus recalque obtidas para os radiers isolado e estaqueados (com contato).....	54
Figura 2.80 – Placa de alumínio e hastes de aço representando radier e estacas no modelo em escala reduzida (Yilmaz, 2010).....	56
Figura 2.81 – Sistema de aplicação de carga em modelo em escala reduzida (Yilmaz, 2010).	56
Figura 2.82 – Esquema com dispositivos do modelo em escala reduzida para ensaio em laboratório (Yilmaz, 2010).....	56
Figura 2.83 – Resultados experimentais e analíticos do fator de redução de recalque <i>versus</i> numero de estacas (Yilmaz, 2010).	57
Figura 2.84 – Esquema de disposição dos equipamentos e desenho esquemático dos dispositivos utilizados nas provas de carga (Tavares, 2012).	58
Figura 2.85 – Gráfico carga <i>versus</i> recalque do radier e da estaca para o radier estaqueado com 9 estacas (Tavares, 2012).	58
Figura 2.86 – Ensaio de integridade da estaca P.I.T.	61
Figura 2.87 – Principais anomalias detectáveis pelo ensaio de P.I.T.....	62
Figura 2.88 – Reflectograma de uma estaca íntegra (Penna <i>et al.</i> , 1999).....	62
Figura 2.89 – Reflectograma de uma estaca defeituosa (Penna <i>et al.</i> , 1999).....	62
Figura 2.90 – Esquema dos típicos defeitos geotécnicos (Poulos, 1999)	67
Figura 2.91 – Esquema dos típicos defeitos estruturais (Poulos, 1999).....	68
Figura 2.92 – Problemas associados interpretação inadequada do subsolo (Poulos, 2005)....	68
Figura 2.93 – Situações relacionadas as condições geológicas peculiares do subsolo (Poulos, 2005).....	68
Figura 2.94 – Exemplo de imperfeições relacionadas à técnicas de construção (Poulos, 2005).	69

Figura 2.95 – Detalhe dos defeitos devidos a falhas no processo executivo (Milititsky <i>et al.</i> , 2008).....	69
Figura 2.96 – Concreto contaminado na cabeça da estaca (Milititsky <i>et al.</i> , 2008).	69
Figura 2.97 – Seccionamento do fuste da estaca moldada “ <i>in situ</i> ” (Milititsky <i>et al.</i> , 2008)..	69
Figura 2.98 – Ocorrência da estricção no fuste da estaca (Milititsky <i>et al.</i> , 2008).....	69
Figura 2.99 – Defeitos encontrados nas estacas (Milititsky <i>et al.</i> , 2008).	70
Figura 2.100 – Descontinuidade provocada por uso de concreto de baixa trabalhabilidade (Milititsky <i>et al.</i> , 2008).	70
Figura 2.101 – Redução da seção transversal da estaca devido a problemas durante sua execução (Site acessado www.geomec.com.br - 03/2011).	71
Figura 2.102 – Blocos de rocha encontrado isolado que interrompeu a execução da estaca (Milititsky <i>et al.</i> , 2008).	71
Figura 2.103 – Ocorrência dos defeitos em estacas de acordo com Klingmüller & Kirsch (2004).	72
Figura 2.104 – Percentual de defeitos em cada tipo de estacas de acordo com Knigmüller & Kirsch (2004).....	73
Figura 2.105 – Sinais típicos em 3 estacas sob diferentes condições de integridade.	74
Figura 2.106 – Estaca com dano severo (ruptura) no fuste.....	74
Figura 2.107 – Prova de carga na estaca apresentando ruptura estrutural (Abdrabbo, 1997)..	76
Figura 2.108 – Comparação dos recalques na estaca com zonas enfraquecidas ou fissuradas (Xu, 2000).	79
Figura 2.109 – Comparação dos recalques na estaca com estricção (Xu, 2000).	79
Figura 2.110 – Carga absorvida por cada uma das estacas do grupo de 6 estacas com uma “defeituosa”.(Kong & Zhang. 2004).	80
Figura 2.111 – Recalques em cada uma das estacas do grupo de 6 estacas com uma “defeituosa” (Kong & Zhang. 2004).	80
Figura 2.112 – Porcentagem de carga no radier para o grupo com 4 estacas (Cordeiro, 2007).	81

Figura 2.113 – Evolução dos fatores de segurança em um radier sobre 4 estacas sujeito à estacas mais curtas que o previsto (Modificado de Cordeiro, 2007).	82
Figura 2.114 – Evolução dos fatores de segurança em um radier sobre 4 estacas sujeitas à variação de rigidez (Modificado de Cordeiro, 2007).	82
Figura 2.115 – Esquema das provas de carga realizadas na centrífuga (Zhang & Wong, 2007).	84
Figura 2.116 – Configurações dos ensaios realizados nas estacas isoladas e no grupo de estacas (Zhang & Wong, 2007).	84
Figura 2.117 – Extensômetros (<i>strain gages</i>) Axial retangular, Biaxial retangular dispostos a 90° e o Triaxial retangular dispostos a 45°. (Barreto Junior, 2009)	86
Figura 2.118 – Ponte de Wheatstone e suas correntes (Paulino, 2011)	87
Figura 2.119 – Ligação em ¼ de Ponte de Wheatstone (Paulino, 2011)	87
Figura 2.120 – ½ Ponte de Wheatstone com um <i>gage</i> ativo e outro passivo (compensador) (Paulino, 2011)	87
Figura 2.121 – ½ Ponte de Wheatstone com dois um <i>gages</i> ativos (Paulino, 2011)	87
Figura 2.122 – Ponte de Wheatstone completa (Paulino, 2011)	87

Capítulo 3

Figura 3.1 – Valores de constante de recalque versus rigidez relativa obtidos com o LCPC – CESAR para uma estaca isolada com 20 metros de comprimento e relação H/L igual a 4,0.	93
Figura 3.2 – Valores de constante de recalque versus rigidez relativa obtidos com o LCPC – CESAR para uma estaca isolada com 20 metros de comprimento e relação H/L igual a 1,5.	94
Figura 3.3 – Valores de constante de recalque versus rigidez relativa obtidos com o LCPC – CESAR para uma estaca isolada com 40 metros de comprimento e relação H/L igual a 1,5.	94

Figura 3.4 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas quadradas de 17 metros de comprimento (Caso proposto por Ottavianni, 1975).....	95
Figura 3.5 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas quadradas de 34 metros de comprimento (Caso proposto por Ottavianni, 1975).....	96
Figura 3.6 – Exemplo proposto por Poulos <i>et al.</i> (1997).	97
Figura 3.7 – Valores de recalque médio no radier de 15 estacas, carga admissível igual a 12 MN e FS igual a 2,60 obtidos na literatura e pelo método dos elementos finitos (LCPC-Cesar).	98
Figura 3.8 – Valores de recalque médio no radier de 15 estacas, carga admissível de 15 MN e FS igual a 2,07 obtidos na literatura e pelo método dos elementos finitos (LCPC-Cesar).	98
Figura 3.9 – Valores de recalque médio no radier de 9 estacas, carga admissível de 12 MN e FS igual a 2,15 obtidos na literatura e pelo método dos elementos finitos (LCPC-CESAR).....	99
Figura 3.10 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas para relação S/D igual a 3.	101
Figura 3.11 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas para relação S/D igual a 5.	101
Figura 3.12 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas para relação S/D igual a 10. ..	102
Figura 3.13 – Localização do campo experimental da FEC-UNICAMP (Fonte: Google Maps, acessado em agosto de 2013).	104
Figura 3.14 – Mapa geológico simplificado da região de Campinas (Fonte: Instituto de Geologia - Unicamp).	105
Figura 3.15 – Planta de locação dos ensaios de campo realizados no campo experimental da FEC-UNICAMP (Rodriguez, 2013).	107
Figura 3.16 – Perfil geológico típico simplificado do campo experimental da FEC-UNICAMP.	107
Figura 3.17 – Resumo das Sondagens SPT realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (Rodriguez, 2013).	108
Figura 3.18 – Resumo dos ensaios de CPT-Mecânico realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (Rodriguez, 2013).	108

Figura 3.19 – Curva carga <i>versus</i> recalque e aspectos geométricos de uma estaca íntegra isolada executada no campo experimental da FEC-UNICAMP (Schulze, 2013).....	109
Figura 3.20 – Malha de elementos finitos da prova de carga realizada por Scallet (2011) em uma estaca isolada no campo experimental da FEC-UNICAMP.	111
Figura 3.21 – Detalhe da malha de elementos finitos da prova de carga realizada por Scallet (2011) em uma estaca isolada no campo experimental da FEC-UNICAMP.....	111
Figura 3.22 – Comparativo entre as curvas Carga <i>versus</i> Recalque das estacas isoladas experimentais (Scallet, 2011) e numérica obtida no presente trabalho.....	112
Figura 3.23 – Previsão numérica da carga de compressão no eixo da estaca isolada ensaiada por Scallet (2011) ao longo da profundidade.....	113
Figura 3.24 – Dimensões do cilindro bipartido utilizado para moldar os a seção transversal defeituosa das estacas.....	117
Figura 3.25 – (a) Tubo PVC centralizado no molde. (b) Detalhe do tubo bipartido no centro do molde.....	117
Figura 3.26 – Defeito posicionado na prensa.....	118
Figura 3.27 – Início do carregamento no corpo de prova que simula o defeito.....	118
Figura 3.28 – Instante da ruptura do defeito no laboratório.....	118
Figura 3.29 – Corpo de prova após a ruptura do defeito.....	118
Figura 3.30 – Disposição dos radiers estaqueados ($CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$) em campo e as respectivas estacas de reação para auxílio na realização das provas de carga estáticas.	120
Figura 3.31 – Geometria dos radiers e posicionamento das estacas íntegras e defeituosas estudados nessa tese.	120
Figura 3.32 – Distribuição da instrumentação e posicionamento do defeito na estaca do radier estaqueado $CD_{1(EXP)}$	121
Figura 3.33 – Distribuição da instrumentação e posicionamento do defeito no radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$	121
Figura 3.34 Distribuição da instrumentação e posicionamento do defeito no radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	121

Figura 3.35 – (a) Barra instrumentada com os <i>strain gages</i> . (b) Detalhe dos <i>strain gages</i> ligados em ponte completa.....	124
Figura 3.36 – Barras instrumentadas protegidas por fita de alta fusão que foram instaladas no topo e na ponta das estacas teste executadas em campo.	124
Figura 3.37 – Perfuratriz utilizada para escavação das estacas.....	125
Figura 3.38 – Trado helicoidal em detalhe.....	125
Figura 3.39 – Instalação das barras transversais nas armaduras	126
Figura 3.40 – Barras instrumentadas instaladas nas armaduras.	126
Figura 3.41 – Posicionamento da armadura longitudinal das estacas de reação.....	127
Figura 3.42 – Armadura e tirante da estacas de reação posicionados durante a concretagem.	127
Figura 3.43 – Posicionamento da armadura longitudinal das estacas de teste.....	128
Figura 3.44 – Armaduras e instrumentação das estacas teste posicionadas a espera da concretagem.	128
Figura 3.45 – Esquema longitudinal das estacas defeituosas (E9, E13 e E26).	129
Figura 3.46 – Detalhe da vedação e amarração do defeito instalado nas estacas E9, E13 e E26.	130
Figura 3.47 – Posicionamento do defeito para inserção no furo após a concretagem do trecho inferior da estaca defeituosa.....	130
Figura 3.48 – Instalação do defeito das estaca em campo.	130
Figura 3.49 – Trecho superior da estaca defeituosa concretado.	130
Figura 3.50 – Escavação até a cota de arrasamento da estaca do radier CD _{1(EXP)}	131
Figura 3.51 – Escavação até a cota de arrasamento da estaca do radier CD _{3(EXP)}	131
Figura 3.52 – Escavação até a cota de arrasamento da estaca do radier CD _{4(EXP)}	131
Figura 3.53 – Posicionamento da armadura do radier CD _{1(EXP)}	131
Figura 3.54 – Posicionamento da armadura do radier CD _{3(EXP)}	131
Figura 3.55 – Posicionamento da armadura do radier CD _{4(EXP)}	131
Figura 3.56 – Concretagem do radier CD _{1(EXP)}	131

Figura 3.57 – Concretagem do radier $CD_{3(EXP)}$.	131
Figura 3.58 – Concretagem do radier $CD_{4(EXP)}$.	131
Figura 3.59 – Radier $CD_{1(EXP)}$ escavado lateralmente.	132
Figura 3.60 – Radier $CD_{3(EXP)}$ escavado lateralmente.	132
Figura 3.61 – Radier $CD_{4(EXP)}$ escavado lateralmente.	132
Figura 3.62 – Corpos de prova com a sua respectiva instrumentação.	132
Figura 3.63 – Corpo submetido ao ensaio de resistência a compressão com aquisição direta das cargas aplicadas e deformações registradas.	132
Figura 3.64 – Sistema de aquisição de dados utilizado na pesquisa (<i>QuantumX MX840A – HBM</i>).	135
Figura 3.65 – Esquema das provas de carga realizadas nesta pesquisa (Albuquerque, 2001).	135

Capítulo 4

Figura 4.1 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos das análises $CD_{1(NUM)}$ e $SD_{1(NUM)}$.	138
Figura 4.2 – Detalhe da malha de elementos finitos das análises $CD_{1(NUM)}$ e $SD_{1(NUM)}$.	138
Figura 4.3 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos e detalhe do posicionamento do defeito na estaca.	138
Figura 4.4 – Curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas numericamente a partir do LCPC-CESAR para os radiers assentados sobre uma estacas íntegra e sobre uma estaca defeituosa respectivamente (Análises numéricas - $CD_{1(NUM)}$, $SD_{1(NUM)}$).	139
Figura 4.5 – Comparação entre os fatores de segurança globais obtidos para radiers estaqueados $CD_{1(NUM)}$ e $SD_{1(NUM)}$.	140
Figura 4.6 – Distribuição percentual de cargas entre o radier e a estaca E13 no radier estaqueado $CD_{1(NUM)}$.	141

Figura 4.7 – Distribuição de cargas entre o radier e a estaca E13 no radier estaqueado $CD_{1(NUM)}$	142
Figura 4.8 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E13 do radier $CD_{1(NUM)}$	142
Figura 4.9 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o $CD_{1(NUM)}$	143
Figura 4.10 – Recalque 1°, 5° e 10° Estágio de Carregamento.....	144
Figura 4.11 – Vista em Planta da Prova de Carga realizada no radier $CD_{1(EXP)}$	145
Figura 4.12 – Curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas experimentalmente para o radier sujeito a presença de estacas defeituosas (Provas de carga - $CD_{1(EXP)}$).....	146
Figura 4.13 – Carga total aplicada no topo do radier estaqueado <i>versus</i> recalque por LVDT instalado no topo do radier estaqueado $CD_{1(EXP)}$	146
Figura 4.14 – Distribuição de cargas entre o radier e a estaca E13 no radier estaqueado $CD_{1(EXP)}$	147
Figura 4.15 – Comparação das cargas absorvidas pelo radier e pela estaca defeituosa do radier $CD_{1(EXP)}$, antes e após a ruptura estrutural/geotécnica da estaca.....	149
Figura 4.16 – Cargas absorvidas pela estaca E13 nos radiers estaqueados $CD_{1(EXP)}$ e $CD_{1(NUM)}$ antes e após a ruptura estrutural / geotécnica obtidas experimental e numericamente..	150
Figura 4.17 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque do radier $CD_{1(EXP)}$ as curvas obtidas em uma estaca isolada realizadas por Scallet (2011) e Schulze (2013).	150
Figura 4.18 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque do radier CD_1 obtidas experimental e numericamente.....	151
Figura 4.19 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque dos radiers para o radier sobre uma estaca íntegra e defeituosa, ($SD_{1(NUM)}$ e $CD_{1(EXP)}$) obtidas numérica e experimentalmente respectivamente.	152
Figura 4.20 – Fatores de segurança obtidos para o radier $CD_{1(EXP)}$ para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.	153
Figura 4.21 – Fatores de segurança obtidos para o radier $CD_{1(EXP)}$ e os fatores de segurança previstos para um radier sem estacas defeituosas ($SD_{1(NUM)}$) para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.	153

Figura 4.22 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais para o radier, a cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o radier $CD_{1(EXP)}$	154
Figura 4.23 – Recalque registrado pelos LVDT's no topo do radier $CD_{1(EXP)}$	155
Figura 4.24 – Distorção angular do radier $CD_{1(EXP)}$ ao longo de cada incremento de carregamento.	156
Figura 4.25 – Distorções angulares em fundações e danos associados (Bjerrum, 1963).....	156
Figura 4.26 – Transferência de carga na estaca E13 do radier $CD_{1(EXP)}$	157
Figura 4.27 – Zona defeituosa da estaca mobilizada após a realização da prova de carga no radier $CD_{1(EXP)}$	158
Figura 4.28 – Detalhe do defeito após a realização das provas de carga no radier $CD_{1(EXP)}$	158
Figura 4.29 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos das análises $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$	160
Figura 4.30 – Detalhe da malha de elementos finitos das análises $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$	160
Figura 4.31 – Curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas numericamente a partir do LCPC-CESAR para os radiers assentados sobre três estacas com e sem a presença de uma estaca defeituosa respectivamente (Análises numéricas – $CD_{3(NUM)}$, $SD_{3(NUM)}$).	160
Figura 4.32 – Comparação entre os fatores de segurança globais obtidos para radiers estaqueados com e sem defeito ($CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$), obtidos numericamente.	161
Figura 4.33 – Distribuição percentual de cargas obtidas numericamente entre o radier e as estacas para o radier estaqueado $CD_{3(NUM)}$	162
Figura 4.34 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas E24, E25 e E26 (Defeituosa) obtido nas análises numéricas para o radier estaqueado $CD_{3(NUM)}$	163
Figura 4.35 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E24 do radier $CD_{3(NUM)}$	164
Figura 4.36 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E25 do radier $CD_{3(NUM)}$	164
Figura 4.37 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E26 (Defeituosa) do radier $CD_{3(NUM)}$	165

Figura 4.38 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais dos radier, E24 e E25, para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o $CD_{3(NUM)}$	166
Figura 4.39 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estaca E24 e E25) para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o $CD_{3(NUM)}$	166
Figura 4.40 – Recalque no 10º estágio de carregamento do radier $CD_{3(NUM)}$	167
Figura 4.41 – Recalque no radier $CD_{3(NUM)}$ no último estágio de carregamento.	167
Figura 4.42 – Recalques obtidos numericamente para o 1º, 5º e 10º estágios de carregamento $CD_{3(NUM)}$	168
Figura 4.43 – Tensões de tração obtidas numericamente para o radier $CD_{3(NUM)}$ no 1º, 5º e 10º estágios de carregamento.	169
Figura 4.44 – Vista em Planta da Prova de Carga realizada no radier $CD_{3(EXP)}$	170
Figura 4.45 – Carga total aplicada no topo do radier estaqueado <i>versus</i> recalque médio no topo do radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$	171
Figura 4.46 – Carga total aplicada no topo do radier estaqueado <i>versus</i> recalque por LVDT instalado no topo do radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$	171
Figura 4.47 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque do radier sobre três estacas com e sem defeito ($CD_{3(EXP)}$, $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$) obtidas experimental e numericamente.	172
Figura 4.48 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas no radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$	173
Figura 4.49 – Distribuição de cargas entre o radier e cada uma das estacas isoladamente no radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$	174
Figura 4.50 – Trinca na cota de apoio do radier após a ruptura geotécnica da fundação.	175
Figura 4.51 – Detalhe do posicionamento do defeito no radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$	177
Figura 4.52 – Carga absorvida pelas estacas em cada estágio de carga aplicado no topo do radier $CD_{3(EXP)}$	177
Figura 4.53 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque dos radies CD_3 e $SD_{3(NUM)}$ obtidas experimental e obtida e numericamente respectivamente.	178

Figura 4.54 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD ₃ para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.	179
Figura 4.55 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD ₃ e os fatores de segurança previstos para um radier sem estacas defeituosas (SD _{3(NUM)}) para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.	179
Figura 4.56 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais dos radier, E24 e E25, para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o CD _{3(EXP)} . ..	180
Figura 4.57 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estacas E24 e E25) para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o CD _{3(EXP)} . ..	181
Figura 4.58 – Recalque registrado pelos LVDT's no topo do radier CD_{3(EXP)}.	182
Figura 4.59 – Curvas carga <i>versus</i> recalque médio registrado com os LVDT's instalados sobre as estacas íntegras e carga <i>versus</i> recalque registrado com o LVDT 3 instalado sobre a estaca defeituosa do radier estaqueado CD ₃	183
Figura 4.60 – Distorção angular do radier CD ₃ para cada incremento de carregamento.	183
Figura 4.61 – Transdutor de deslocamento deslocado na viga de referência durante as provas de carga.	184
Figura 4.62 – Transferência de carga na estaca E24 do radier estaqueado CD _{3(EXP)}	185
Figura 4.63 – Transferência de carga na estaca E25 do radier estaqueado CD _{3(EXP)}	186
Figura 4.64 – Transferência de carga na estaca E26 (Defeituosa) do radier estaqueado CD _{3(EXP)}	186
Figura 4.65 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos das análises CD _{4(NUM)} e SD _{4(NUM)}	187
Figura 4.66 – Detalhe da malha de elementos finitos das análises CD _{4(NUM)} e SD _{4(NUM)}	187
Figura 4.67 – Curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas numericamente a partir do LCPC-CESAR para os raders assentados sobre quatro estacas com e sem a presença de uma estaca defeituosa respectivamente (Análises numéricas – CD _{4(NUM)} , SD _{4(NUM)}).	188
Figura 4.68 – Comparação entre os fatores de segurança globais obtidos para raders estaqueados CD _{4(NUM)} e SD _{4(NUM)}	189

Figura 4.69 – Distribuição percentual de cargas obtidas numericamente entre o radier e as estacas para o radier estaqueado $CD_{4(NUM)}$	190
Figura 4.70 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas E9 (Defeituosa), E10, E11 e E12 obtido nas análises numéricas para o radier estaqueado $CD_{4(NUM)}$	191
Figura 4.71 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E9 (Defeituosa) do radier $CD_{4(NUM)}$	191
Figura 4.72 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E10 do radier $CD_{4(NUM)}$	192
Figura 4.73 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E11 do radier $CD_{4(NUM)}$	192
Figura 4.74 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E12 do radier $CD_{4(NUM)}$	193
Figura 4.75 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais dos radier, E10, E11 e E12, para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o $CD_{4(NUM)}$	194
Figura 4.76 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estaca E10, E11 e E12) para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o $CD_{4(NUM)}$	194
Figura 4.77 – Recalques no 1º e 10º estágio de carregamento do radier $CD_{4(NUM)}$	195
Figura 4.78 – Recalques no radier $CD_{4(NUM)}$ no último estágio de carregamento.	196
Figura 4.79 – Recalques obtidos numericamente para o 1º, 5º e 10º estágios de carregamento $CD_{4(NUM)}$	197
Figura 4.80 – Tensões de tração obtidas numericamente para o radier $CD_{4(NUM)}$ no 1º, 5º e 10º estágios de carregamento.	198
Figura 4.81 – Vista em Planta da Prova de Carga realizada no radier $CD_{4(EXP)}$	199
Figura 4.82 – Carga <i>versus</i> recalque médio obtida experimentalmente no topo do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	200
Figura 4.83 – Carga <i>versus</i> recalque por LVDT instalado no topo do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	200

Figura 4.84 – Curvas carga <i>versus</i> recalque do radier assentado sobre 4 estacas com e sem a presença de estaca defeituosa ($SD_{4(NUM)}$, $CD_{4(NUM)}$, $CD_{4(EXP)}$), obtidas experimental e numericamente.	201
Figura 4.85 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas no radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	203
Figura 4.86 – Distribuição de cargas entre o radier e cada uma das estacas isoladamente no radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	204
Figura 4.87 – Carga absorvida pelas estacas em cada estágio de carga aplicado no topo do radier $CD_{4(EXP)}$	204
Figura 4.88 – Curva carga <i>versus</i> recalque do radier $CD_{4(EXP)}$ obtidas experimentalmente com a indicação da carga de ruptura estrutural da estaca defeituosa.	205
Figura 4.89 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque obtidas para os raders estaqueados íntegros e com defeito ($SD_{4(NUM)}$ e $CD_{4(EXP)}$) numérica e experimentalmente respectivamente.	206
Figura 4.90 – Fatores de segurança obtidos para o radier $CD_{4(EXP)}$ para cada incremento de carregamento e recalques até o final do carregamento.	207
Figura 4.91 – Fatores de segurança obtidos para o radier $CD_{4(EXP)}$ e os fatores de segurança previstos para um radier sem estacas defeituosas ($SD_{4(NUM)}$) para cada incremento de carregamento e recalques até o final do carregamento.	207
Figura 4.92 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais do radier e das estacas E10, E11 e E12, para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o $CD_{4(EXP)}$	209
Figura 4.93 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estacas E10, E11 e E12) para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o $CD_{4(EXP)}$	209
Figura 4.94 – Recalque registrado pelos LVDT's no topo do radier $CD_{4(EXP)}$	210
Figura 4.95 – Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> recalque médio registrado com os LVDT's instalados sobre as estacas íntegras e a obtida com o LVDT 1 instalado sobre a estaca defeituosa do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	211

Figura 4.96 – Distorção angular do radier $CD_{4(EXP)}$ para cada incremento de carregamento.	212
Figura 4.97 – Comparação da distorção angular dos raders $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$, $CD_{4(EXP)}$ para cada incremento de carga.	212
Figura 4.98 – Transferência de carga na estaca E9 (Defeituosa) do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	213
Figura 4.99 – Transferência de carga na estaca E10 do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	213
Figura 4.100 – Transferência de carga na estaca E11 do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	214
Figura 4.101 – Transferência de carga na estaca E12 do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$	214

Lista de Abreviaturas

- 3DSPRANO (*3-Dimensional Soil Pile Raft Analysis by Nonlinear Finite Element*) – Software para análises em radier estaqueado.
- ABAQUS – Software para análise 3D de radiers estaqueados pelo método dos elementos finitos.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ALLFINE – Para análise em radier estaqueado pelo método dos elementos finitos.
- AMPS – Software para análise de radiers estaqueados pelo método dos elementos finitos.
- APPRAF - Analysis of Piles and Piled Raft Foundations.
- CD_{1(EXP)} – Radier sobre 1 estaca defeituosa-E13 (Analisado experimentalmente).
- CD_{1(NUM)} – Radier sobre 1 estaca defeituosa-E13 (Analisado numericamente).
- CD_{3(EXP)} – Radier sobre 3 estacas, com defeito instalado na estaca E26 (Analisado experimentalmente).
- CD_{3(NUM)} – Radier sobre 3 estacas, com defeito instalado na estaca E26 (Analisado numericamente).
- CD_{4(EXP)} – Radier sobre 4 estacas, com defeito instalado na estaca E9 (Analisado experimentalmente).
- CD_{4(NUM)} – Radier sobre 4 estacas, com defeito instalado na estaca E9 (Analisado numericamente).
- CP V-ARI – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial.
- CP-1-DEF – Corpo defeituoso ensaiado em laboratório.
- CP-2-DEF – Corpo defeituoso ensaiado em laboratório.
- CPT – *Cone Penetration Test* – Ensaio de Cone.

- CW – Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado com Umidade Constante.
- DIANA – Programa de Elementos Finitos baseado no método dos deslocamentos. Desenvolvido pela *TNO Building and Construction Research Company*.
- ELPLA – ELASTIC PLATE. Programa para análise em radier estaqueado pelo método dos elementos finitos.
- ENL – Estaca Não Linear.
- FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.
- FEAGRI-UNICAMP – Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP.
- FEC-UNICAMP – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da UNICAMP.
- FLEXPDE – *Scripted Multi-Physics Finite Element Solution Environment for Partial Differential Equations*.
- GARP – *Geotechnical Analysis of Rafts with Piles*.
- ISSMGE - *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- LCPC-CESAR – Software desenvolvido pelo “*Laboratoire central des ponts et chaussées*”.
- LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*.
- MEC – Método dos Elementos de Contorno.
- MEF – Método dos Elementos Finitos.
- NAPRA – *Non linear Analysis of Piled Rafts* – Software desenvolvido por Russo (1998).
- NBR – Norma Brasileira.
- PCD e/ou PDA – Prova de Carga Dinâmica.
- PCE – Prova de Carga Estática.
- PIT – *Pile Integrity Test*.
- PLAXIS 3D – Programa de análise tridimensional para análises geotécnicas pelo método dos elementos finitos.

- $SD_{1(NUM)}$ – Radier sobre 1 estaca íntegra.
- $SD_{3(NUM)}$ – Radier sobre 3 estacas íntegras.
- $SD_{4(NUM)}$ – Radier sobre 4 estacas íntegras.
- SNL – Solo Não Linear.
- SPT – *Standard Penetration Test* – Sondagem de simples reconhecimento.
- SUCS – Sistema Unificado de Classificação do Solo.
- UFRN – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- UnB – Universidade de Brasília.
- UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas.

Lista de Símbolos

- A – Área da seção transversal da estaca
- A – Área da seção transversal da estaca;
- A_P – Área da seção transversal da estaca;
- A_{PD} – Área da seção transversal da zona defeituosa das estacas;
- A_{PI} – Área da seção transversal da zona íntegra das estacas;
- B – Domínio horizontal;
- BR – Largura do radier
- c, c' – Coesão total e efetiva.
- CE – Cargas nas Estacas.
- D – Lado da seção da estaca.
- D_p – Diâmetro da estaca.
- E_c – Módulo de elasticidade do concreto.
- ENL – Estaca não linear.
- E_P e E_R – Módulo de elasticidade do concreto das estacas e radiers.
- E_{PD} – Módulo de elasticidade do material constituinte do defeito.
- E_S – Módulo de elasticidade do solo.
- H/L – Domínio vertical.
- I_p – Índice de plasticidade.
- k_0 – Coeficiente de empuxo em repouso.
- K_{ps} – Coeficiente de Rigidez entre estaca e solo.
- K_r – Rigidez do radier.
- L – Comprimento da estaca.

- L/D – Relação entre o comprimento da estaca e o seu diâmetro.
- L_d – Comprimento da zona defeituosa.
- L_R - Comprimento do radier.
- M_R – Momento no Radier.
- n – Número de estacas.
- N_{SPT} – Número de golpes necessário para cravar os últimos 30 cm dos amostrador

padrão.

- $P_{máx.}$ – Carga máxima aplicada no topo da estaca.
- q_c – Resistência de ponta do cone.
- R_C – Resistência à compressão.
- R_F – Radier flexível.
- s, w, ρ – Recalque
- $S/D, s/d$ – Espaçamento relativo entre estacas.
- SNL – Solo Não Linear.
- t – Espessura do radier.
- T_S – Torção e cisalhamento.
- w – Teor de umidade da amostra.
- z_d – Profundidade do defeito.
- α_{pr} – Coeficiente obtido a partir da entre a somatória de carga nas estacas do radier (Q_p)

com a carga total aplicada no radier estaqueado (Q_{pr}).

- ε_{final} : Deformação axial no final do ensaio.
- $\varepsilon_{ruptura}$ – Deformação axial no instante da ruptura.
- ϕ – Ângulo de atrito interno do solo.
- γ – Peso específico do solo.
- ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto.

- ν_s – Coeficiente de Poisson do solo;
- ν – Coeficiente de Poisson.
- ρ – Massa específica do solo.
- ρ_D – Recalque diferencial.
- ρ_s – Massa específica dos sólidos.
- σ, σ' – Tensor de tensões totais e efetivas.
- σ_1, σ_3 – Tensões principais.
- $\sigma_1 - \sigma_3$ – Diferença de tensões principais.
- $\sigma_{\text{aplic.e.}}$ – Tensão Aplicada no topo da estaca.
- $\sigma_{\text{aplic.r}}$ – Tensão Aplicada no centro do radier.

1. INTRODUÇÃO

As regiões metropolitanas do Brasil passam por significativa mudança estrutural com a redução do espaço urbano. O setor de serviços tem se tornado cada vez mais importante, assim como o mercado residencial. Dessa forma, existe uma demanda crescente para a execução de edificações cada vez mais altas em diversas cidades do país.

Ao projetar as fundações para edifícios altos em áreas urbanas, uma tarefa importante é a de procurar se atenuar os recalques totais e diferenciais das novas estruturas e edifícios adjacentes, de modo a garantir a segurança e facilidade de manutenção, especialmente em longo prazo.

Na elaboração de projetos é fundamental associar conceitos que tenham como o principal objetivo a união entre eficiência e a segurança do projeto. Concomitantemente, em decorrência do crescimento populacional e valorização econômica do espaço, têm surgido obras cada vez mais esbeltas, com elevados níveis de carregamento, que exigem desempenho ainda melhor da fundação. Muitas vezes a solução tem sido associar vários pilares em um único bloco, o que pode onerar de forma significativa o preço final da fundação.

Quando a fundação profunda por estacas é projetada de maneira tradicional, somente as estacas têm a responsabilidade de distribuir os esforços originários da estrutura para o solo. Nessa condição, não se considera que o bloco tenha qualquer contato com a superfície do solo, ou seja, despreza-se a sua parcela de contribuição na capacidade de carga do conjunto. Neste caso o bloco tem apenas a função de interligar o grupo de estacas e servir como elo de transição entre as cargas advindas da superestrutura para as estacas.

Katzenbach *et al.* (1994) afirmam que o termo bloco de estacas se refere à forma clássica de fundação, em que somente as estacas são responsáveis por absorver e transferir ao solo todo o carregamento aplicado às fundações, tendo o bloco apenas o papel estrutural de interligar as estacas. Quando é considerado o contato do bloco com o solo, são utilizados os termos radiers assentados sobre estacas ou simplesmente “radier estaqueado”, independentemente da dimensão e da quantidade de estacas sob o radier. Essa será a terminologia adotada neste trabalho. Além disto, Janda *et al.* (2009) citam que o termo radier

estaqueado é mencionado nos artigos como “um sistema de fundação em que as estacas e o radier interagem uns com os outros e com o solo adjacente para sustentar cargas verticais, horizontais e momentos provenientes da superestrutura”.

Com o passar dos anos a tendência de desprezar o contato do bloco/radier com o solo superficial tem sido contestada e a fundação por “radier estaqueado” tem ganhado espaço dentre os tipos de fundações mais rotineiramente utilizados. Este tipo de fundação é semelhante ao grupo de estacas interligado por um bloco, com a diferença básica da consideração do contato do bloco com a superfície do solo, e, por consequência, da sua contribuição na capacidade de carga e rigidez do conjunto.

Estudos apresentados por Poulos (2001) e De Sanctis *et al.* (2002) apontam que fundações do tipo radier estaqueado têm apresentado vantagens econômicas, menor tempo para execução e melhor desempenho, tanto no que diz respeito à capacidade de carga da fundação quanto na redução dos recalques totais e diferenciais.

De acordo com Novak *et al.* (2005) as fundações em radier estaqueados têm se apresentado como uma alternativa viável para fundação de edifícios altos. Entretanto, a previsão (modelagem) do seu comportamento se constitui em um dos maiores desafios na temática da interação solo-estrutura. A dificuldade da análise do problema está no fato dos métodos simplificados não modelarem a situação de forma adequada devido às suas inúmeras simplificações. Em função disso, mencionam que o uso do Método dos Elementos Finitos pode se constituir em uma ferramenta útil para a análise do comportamento e do projeto em radiers estaqueados.

Existe grande diversidade de metodologias de dimensionamento dos radiers estaqueados. De maneira geral se subdividem em metodologias simplificadas e metodologias rigorosas de cálculo. Entretanto, mesmo as metodologias mais simplificadas normalmente se apresentam de forma mais complexa do que as metodologias de dimensionamento tradicionais de fundação.

As metodologias de cálculo de radier estaqueado apresentam-se mais complexas pois não há simplificação na consideração das variáveis de interação entre os próprios elementos estruturais de fundação (radier e estacas) e entre estes e o solo, enquanto que no projeto de fundações convencionais, as variáveis de interação consideradas são apenas entre as estacas e o solo.

Além das variáveis de interação, previstas nas respectivas metodologias de cálculo, foi avaliado nesta pesquisa, o comportamento do radier estaqueado na presença de estacas defeituosas. Pode-se denominar o defeito em uma estaca como uma “variável oculta” do

ponto de vista analítico, uma vez que não está presente nas equações e formulações, pois, no contexto geral, surgem em casos fortuitos ou pela própria negligência no processo executivo. Por isso, além da dificuldade de tratar tal problema tecnicamente, estudos a respeito desse assunto, se deparam com a falta de dados e informações fornecidas por parte do fabricante/vendedor/executor das respectivas estacas.

No Brasil ainda são poucos os trabalhos desenvolvidos na temática de radiers estaqueados, inclusive a própria NBR 6122/2010 omite considerações relacionadas às metodologias de cálculo e dimensionamento deste sistema de fundação. Os primeiros registros da referida temática no país foram apresentados por Décourt (1997), o qual avaliou o comportamento de uma “Estaca-T” ou “estapatas” submetida a elevados carregamentos.

Ainda no final da década de 90, surgiram no Brasil, os trabalhos desenvolvidos por Cunha & Sales (1998), Cunha *et al.* (2000, 2001, 2004, 2006), Sales (2000), Sales *et al.* (1999, 2001, 2002 e 2005) e Bezerra & Cunha (2002), entre outros. Desde então, alguns outros trabalhos foram desenvolvidos, na sua grande maioria associados a estudos exclusivamente numéricos. Diante de tal situação, esta tese se posiciona em uma linha de pesquisa que tem como objetivo associar resultados obtidos numericamente a partir de análises por elementos finitos 3D realizadas com o programa LCPC-CESAR versão 4.07, com estudos experimentais realizados em laboratório e em radiers estaqueados executados em escala real “*in situ*”.

Os projetos de fundação elaborados à luz da metodologia dos radiers estaqueados, têm como característica a racionalização do número e do comprimento das estacas. Neste caso, tanto as estacas quanto o radier têm função de distribuir as cargas da superestrutura para o solo de fundação. Sob essa condição, há uma tendência de reduzir o número de estacas instaladas sob o radier de modo que estas sejam posicionadas estrategicamente com fins não apenas de incrementar a capacidade de carga da fundação, mas também para funcionar como elementos redutores de recalque. Por outro lado, como o número de estacas sob o radier é entre 20% e 40% menor do que nos grupos de estacas convencionais, estas estacas assumem maior responsabilidade na fundação. Nessa perspectiva, torna-se ainda mais importante ter um controle de qualidade eficaz durante a sua execução de modo a minimizar a ocorrência de estacas defeituosas no estaqueamento.

Estudos experimentais a respeito dos radiers estaqueados, em escala próxima da real, são raros e tornam-se ainda mais escassos, quando avaliados sob a perspectiva da presença de defeito nas estacas. Mediante essa escassez de informações disponibilizadas na literatura e a considerável relevância da temática associada aos problemas de radiers e blocos de fundação

assentados sobre estacas defeituosas, nesta Tese avaliou-se o comportamento, em escala real, de radiers assentados sobre uma, três e quatro estacas, com uma estaca em cada radier sujeita a um defeito estrutural. O referido defeito foi dimensionado e analisado em laboratório antes de ser instalado no campo. Os radiers estaqueados foram executados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas (FEC-UNICAMP) e posteriormente foram submetidos à provas de carga estáticas do tipo lenta até a ruptura estrutural da estaca defeituosa seguida da ruptura geotécnica da fundação.

Este trabalho, que foi desenvolvido em uma parceria formada entre as Universidades de Brasília (UnB) e Estadual de Campinas (UNICAMP), tem o objetivo de avaliar o comportamento do radier estaqueado antes e após a mobilização do defeito estrutural instalado nas estacas. Durante as provas de carga foram obtidas informações a respeito dos recalques totais (absolutos) e diferenciais bem como sobre a redistribuição das cargas para estacas íntegras (especialmente para o caso dos radiers com três e quatro estacas) após a mobilização do defeito. Os resultados experimentais foram comparados com os obtidos na previsão numérica, a fim de avaliar o potencial do software como ferramenta de previsão do comportamento dos respectivos radiers estaqueados com a presença de estacas defeituosas.

Essa Tese foi subdividida em seis capítulos. No **Capítulo 1** apresentou-se a temática estudada, a relevância científica e social da pesquisa, assim como os objetivos gerais e específicos deste trabalho. No **Capítulo 2** apresentou-se a fundamentação teórica, conceitos, terminologias, abordagens de projeto, estudos numéricos e experimentais previamente realizados sobre da temática. No **Capítulo 3** descreve-se a área de trabalho e os procedimentos metodológicos associados à avaliação numérica e experimental, em laboratório e em campo. O **Capítulo 4** contempla a apresentação e a discussão dos resultados obtidos nas análises numéricas e experimentais. Por fim, no **Capítulo 5** são apresentadas as conclusões deste estudo, bem como as sugestões de pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foram abordados os aspectos que envolvem a temática relacionada aos radiers estaqueados sujeitos a presença de estacas defeituosas analisados experimentalmente e a partir de estudos numéricos. Foram apresentados conceitos, terminologias, trabalhos clássicos e recentes cuja abordagem está diretamente associada ao tema estudado.

2.1. FUNDAÇÕES EM RADIER ESTAQUEADO

Diferentemente da engenharia de estruturas, a qual a fundação de uma obra é constituída de elementos estruturais que tem como principal função transmitir as cargas oriundas da superestrutura para o solo, para a engenharia geotécnica, o termo “fundação” se refere tanto aos elementos estruturais quanto ao solo ou rocha que compõe o subsolo de uma obra de engenharia. Ou seja, a fundação é composta por um sistema constituído pelas sapatas, radier, blocos, estacas e tubulões e pelo material constituinte do subsolo, que em geral é o elemento que governa a capacidade de carga de um “sistema” de fundação.

Nesta Tese, foi estudada a fundação do tipo radier estaqueado com a presença de estacas defeituosas. O radier estaqueado é um tipo de fundação que envolve a associação de elementos típicos de uma fundação rasa (sapata ou radier) com fundação profunda (estacas). Esta união visa explorar os benefícios de ambas as partes envolvidas. O mecanismo de transferência de carga em um radier estaqueado envolve uma interação complexa entre elementos do radier/radier (para o caso de haver mais de um radier na fundação), radier/estaca, radier/solo, estaca/estaca, estaca/solo e ponta/fuste das estacas (Figura 2.1). Ou seja, não há simplificação nas variáveis de interação entre os elementos estruturais entre si e entre estes com o meio geotécnico (solos e rochas). Assim a diferença básica entre a concepção de fundação em radier estaqueado e o grupo de estacas convencional é a consideração na técnica do radier estaqueado da interação entre o bloco e o solo da superfície. Desse modo, neste sistema específico, a transmissão de esforços ao solo ocorre pela base do

radier, de forma semelhante ao observado nas fundações rasas e através do fuste e da ponta das estacas (Figura 2.2).

O comportamento tensão *versus* deformação do conjunto é afetado por fatores como as propriedades do solo, a geometria e rigidez do radier, a geometria e distribuição das estacas na base do radier, a metodologia executiva e a interação entre os diversos elementos constituintes da fundação. Afirma-se, portanto, que a condição mais favorável para o uso desse sistema de fundação é aquela em que o perfil geológico-geotécnico do subsolo, principalmente em cotas mais superficiais, seja constituído de solos rijos e/ou compactos, que possam oferecer satisfatória capacidade de carga e rigidez à fundação.

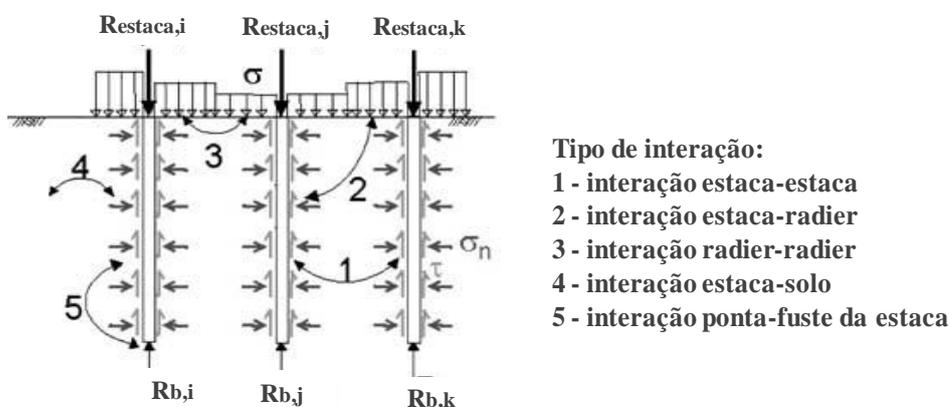


Figura 2.1 – Interação solo-estrutura entre radiers, estacas e o subsolo. (KATZENBACH *et al.*, 2005).

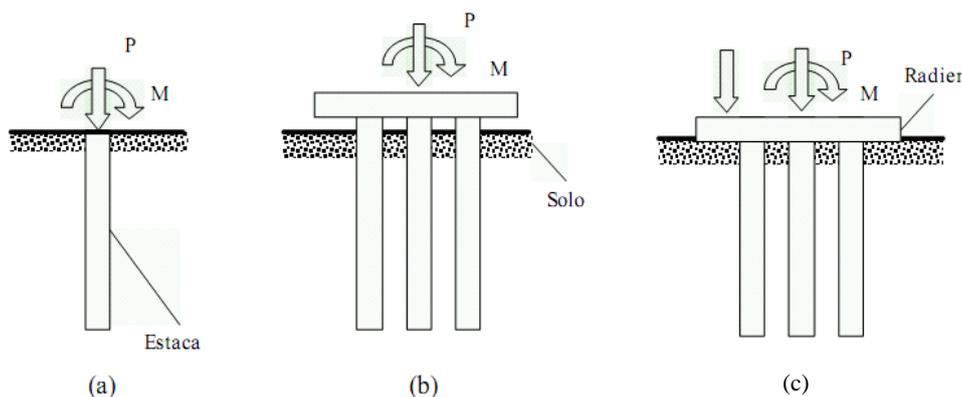


Figura 2.2 – Tipos de Fundação: a – Estaca Isolada; b – Grupo de estacas (Bloco de estacas) c – Radier Estaqueado (Fundação Mista) (Bezerra, 2003).

Mandolini (2003) propôs o coeficiente “ α_{pr} ”, o qual relaciona a somatória de carga nas estacas do radier (Q_P) com a carga total aplicada no radier estaqueado (Q_{PR}). Se o valor de “ α_{pr} ” for igual a 0 (zero), trata-se de um radier isolado, sem estacas. Caso este valor seja igual a 1 (um) , trata-se de um grupo de estacas, em que a fundação superficial não tem contato com o solo e por fim se for um valor entre 0 e 1, implica dizer que o sistema funciona como um

radier estaqueado (Figura 2.3). De acordo com Kuwabara (1989) a redução do recalque devido a consideração do contato entre o bloco e o solo é muito pequena, entretanto, o radier transmite entre 20% e 40% da carga aplicada a camada mais superficial do solo, a depender do tipo de solo, do número de estacas e do espaçamento entre as mesmas. Janda *et al.* (2009), observaram que para a argila superficial mole de Brasília, o radier contribuiu com cerca de 10% de carga vertical.

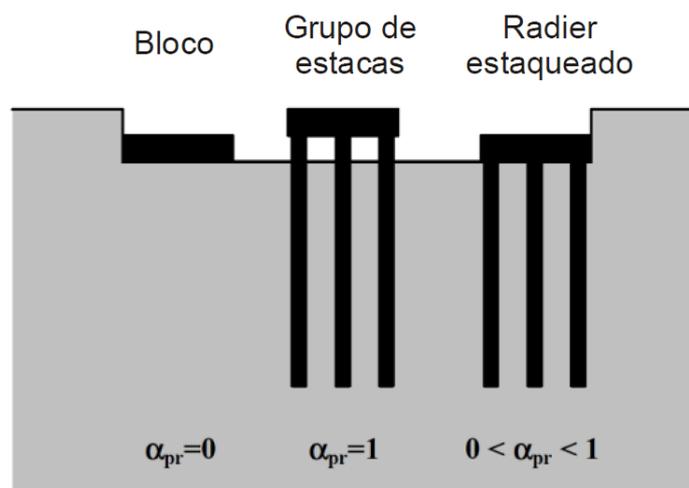


Figura 2.3 – Coeficiente α_{pr} para bloco isolado, grupo de estacas e radier estaqueado de acordo com Mandolini (2003).

Outra diferença entre o bloco de estacas e o radier estaqueado é o fato de que ao projetar o radier estaqueado, buscam-se determinar carga de trabalho, recalques totais e diferenciais para o conjunto, não apenas para uma estaca isoladamente, visto que o efeito de grupo pode compensar eventuais anomalias em estacas isoladas. Desta forma, é comum obterem-se algumas estacas no conjunto solicitadas a níveis próximos ao limite último de resistência da estaca, mesmo com o sistema de fundação dentro do limite de segurança aceitável, onde o fator de segurança global é superior a 2 ou 3.

O conceito de fundações em radiers e sapatas estaqueados (fundação mista) não é recente e tem sido alvo de descrição e estudos de autores como Zeevaert (1957), Davis & Poulos (1972), Hooper (1973), Brown & Wiesner (1975), Burland *et al.* (1977), Sommer *et al.* (1985), Price & Wardle (1986), Franke (1991), Hansbo (1993), Franke *et al.* (1994), Mandolini & Viggiani (1997) e Poulos (1998), até trabalhos mais recentes dos quais suas respectivas teorias derivam de alguns dos trabalhos aqui mencionados.

Na Universidade de Brasília (UnB), a técnica do radier estaqueado vem sendo estudada desde a década de 90 por Cunha & Sales (1998). Neste trabalho os autores realizaram ensaios em modelos de pequenas dimensões de blocos estaqueados (1 m x 1 m)

com 1 e 4 estacas assentes na Argila Porosa de Brasília. Nos trabalhos apresentados por Sales (2000), Cunha & Sales (1998), Cunha *et al.* (2000, 2001, 2004, 2006 e 2010), Sales *et al.* (1999, 2001, 2002 e 2005) e Bezerra & Cunha (2002), foram realizados estudos que procuraram avaliar desde a calibração de parâmetros geotécnicos na análise em radiers estaqueados, aplicar métodos numéricos computacionais nas análises de radiers e sapatas estaqueados, realizar estudos referentes à otimização na distribuição de estacas na base do radier até a realização de projetos e previsão de comportamento de casos reais de obras assentadas em fundação em radier estaqueado no Distrito Federal. Mais recentemente, Cunha & Zhang (2006) e Janda *et al.* (2009) indicaram o uso do radier estaqueado para qualquer fundação em que seja prevista a “divisão” de carga entre o bloco e as estacas, sendo que os últimos realizaram análises numéricas em radiers estaqueados instalados na cidade de Brasília-DF.

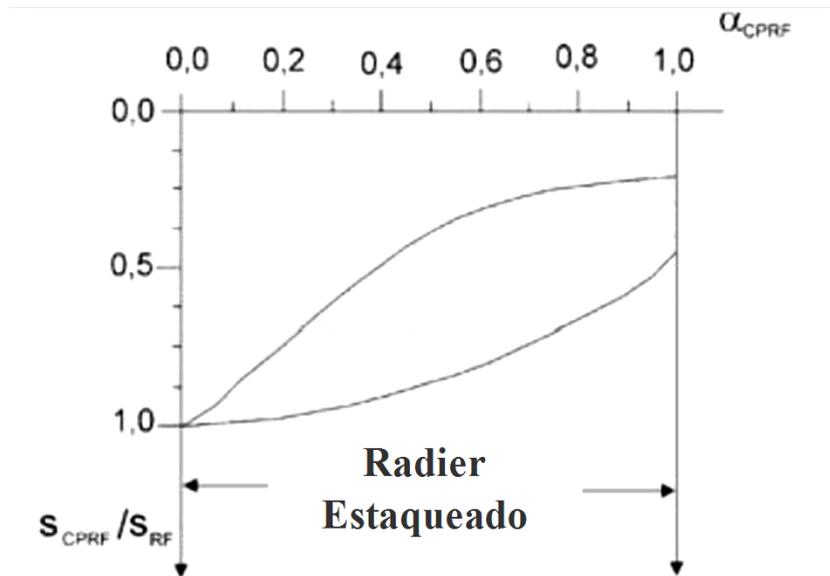
Nas últimas décadas, tem havido um reconhecimento crescente da utilização de estacas como elementos redutores de recalque em radiers e sapatas, pois além de reduzir os recalques diferenciais, seu uso resulta em um projeto consideravelmente mais econômico sem comprometer a segurança e o desempenho da fundação. Para Poulos (2001) em situações nas quais somente os sistemas de fundações rasas não se apresentam como alternativas viáveis ou eficientes quanto aos critérios de capacidade de carga ou de recalques admissíveis, é necessário acoplar estacas àqueles elementos superficiais.

Na Figura 2.4 apresenta-se um exemplo qualitativo de redução do recalque em radiers estaqueados em função do “ α_{pr} ”. Na Figura S_{CPRF} e S_{RF} são os recalques da fundação em radier estaqueado e radier isolado respectivamente. Em geral o valor de α_{pr} varia entre 0,4 e 0,7 (Katzenbach *et al.*, 1998). Para um valor de α_{pr} igual a zero, a carga é transferida apenas através do radier ao passo que para α_{pr} igual a unidade, a carga é transferida apenas através das estacas.

O mesmo autor apresenta valores de recalque observados em diversas edificações na cidade de Frankfurt na Alemanha, construídos sobre radiers estaqueados, radier isolado e grupo de estacas (Figura 2.5). Nessa figura é possível observar a eficácia na redução dos recalques observados tanto na fundação em radier estaqueado como nas fundações por estacas tradicionais.

De acordo com Cunha *et al.* (2006), embora a filosofia de cálculo de fundações em radier estaqueado pareça extremamente teórica (ou “acadêmica”), a mesma já vem sendo levada em conta em determinados projetos de grande porte do Centro-Oeste Brasileiro, em

que a economia no cálculo, e/ou redução de esforços nas estacas, se faz vital para viabilização dos mesmos, particularmente em novas edificações esbeltas de Brasília e Goiânia.



Fundação em Radier Fundação por Estacas

Figura 2.4 – Exemplo para a redução de recalque de uma fundação em radier estaqueado em função do índice α_{pr} .

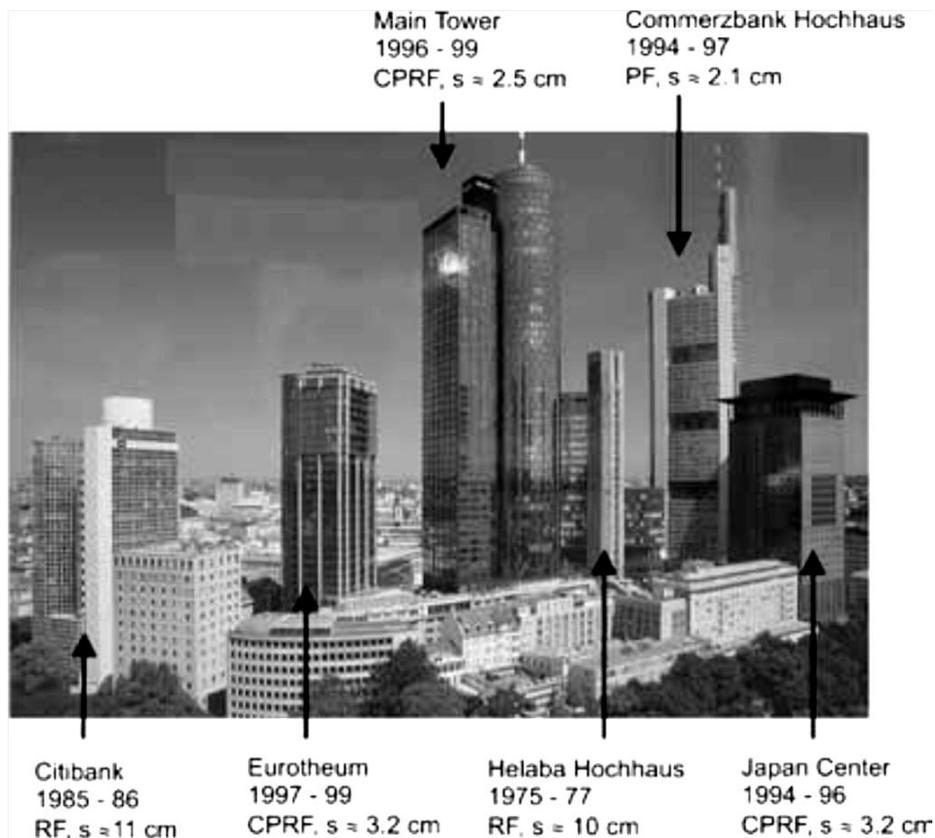


Figura 2.5 – Exemplo de fundações profundas de arranha-céus em Frankfurt-Alemanha.[RF: *raft foundation* (Radier isolado), CPRF: *combined piled-raft foundation* (radier estaqueado), PF: *piled foundation* (Fundação estaqueada), s: recalque após o final da construção] (Katzenbach *et al.*, 1998).

Randolph (1994) menciona que nesse sistema de fundação o bloco/radier, pode por vezes ter a capacidade de carga suficiente para suportar os esforços oferecidos pela superestrutura e que o principal objetivo da introdução das estacas, nesses casos, é controlar e atenuar os recalques médios e diferenciais da estrutura.

Kim *et al.* (2001) apresentaram uma técnica de otimização para a distribuição das estacas a fim de reduzir os recalques diferenciais de um radier estaqueado que consiste em pré-determinar as dimensões e o número de estacas e definir suas respectivas posições a partir de um estudo de otimização. Lima (2007) estudou métodos para análises de fundações e métodos para otimização de problemas discretos e em seguida analisou diversos casos de fundações testando a sensibilidade do programa de análise com a variação do tipo de carregamento, tipo de solo e diâmetro das estacas.

2.1.1. Aplicabilidade da Técnica de Radier Estaqueado

Em toda fundação, existem fatores que influenciam na escolha do tipo de fundação a ponto de viabilizar ou não uma determinada alternativa. Dentre os fatores mais relevantes podem ser destacados a capacidade de carga do radier ou da sapata, a capacidade de carga axial e lateral das estacas, a presença de solos moles, expansivos e colapsíveis, a consideração do efeito de grupo, a interação entre estaca-estaca, estaca-solo, radier-estaca e radier-solo, a solicitação por carregamentos cíclicos e a presença de estacas com dimensões diferentes das previstas em projeto e estacas defeituosas, heterogeneidade do solo e outros.

No que se refere à radiers estaqueados, Poulos (1991) menciona que perfis de solos de argilas médias a rijas e perfis arenosos com compacidade densa se configuram como situações favoráveis ao emprego do radier estaqueado. O autor menciona que em ambas as situações, o radier tem participação significativa na capacidade de carga e na rigidez requerida do sistema e que as estacas tem influência direta na melhoria do comportamento da fundação. Este estudo ainda aponta situações desfavoráveis ao emprego do radier estaqueado, como em perfis de solo que contenham argila mole ou areia fofa em cotas superficiais, e em perfis de solo expansivos e compressíveis. Algumas destas situações estão ilustradas na Figura 2.6 e nos trabalhos de Poulos (1998), Cunha *et al.* (2000), Sales *et al.* (2001).

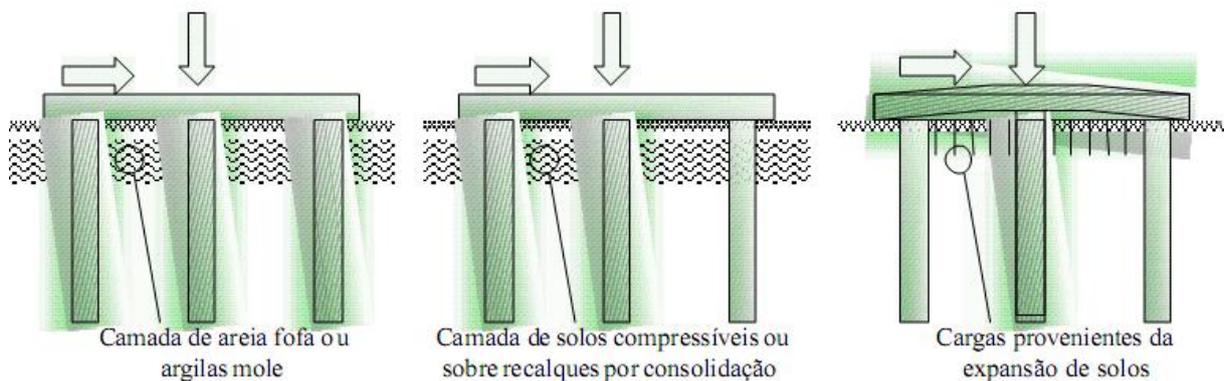


Figura 2.6 – Condições desfavoráveis ao uso do radier estaqueado (Bezerra, 2003).

2.1.2. Solos Tropicais (Solos Colapsíveis)

De acordo com a *Committee on Tropical Soils do ISSMFE* (1982), os solos tropicais são aqueles que apresentam peculiaridades decorrentes de regiões cujo clima predominante é clima quente e úmido, nas quais estes ainda se situam. Nogami e Villibor (1996) citam ainda que os solos devem atender a duas condições para que sejam considerados tropicais: ocorrer em clima úmido e quente e possuir propriedades e comportamentos diferentes dos solos tradicionais. No Brasil, segundo Nogami & Villibor (1995), os solos tropicais são divididos em dois grandes grupos: solos lateríticos e os solos saprolíticos.

A etapa experimental realizada em campo nessa tese foi desenvolvida em Campinas-SP no campo experimental da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP (FEC-UNICAMP). Esta região é constituída por solos lateríticos, os quais devido ao fato de dificilmente se apresentarem saturados, serem dotados de elevadas porosidade, sucção e rigidez em suas condições naturais, quando umedecidos, pode haver a ocorrência do fenômeno chamado colapso. O colapso consiste na ocorrência de recalques excessivos imediatos, sob carregamento, de maneira geral devido à diminuição brusca dos valores de sucção.

Os solos colapsíveis são típicos na região do campo experimental da Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da UNICAMP, e por isso nessa etapa será apresentada uma descrição geral desse tipo de solo e comportamentos previstos. Detalhes a respeito das características específicas do campo experimental da FEC-UNICAMP serão apresentados mais adiante no Capítulo 3 (Materiais e Métodos), na subseção correspondente a descrição

geral da área de trabalho. Nesta etapa pretende-se fazer considerações a respeito dos solos colapsíveis de maneira mais geral.

Vargas (1970) introduziu no Brasil, o conceito de solo colapsível ou colapsibilidade, no qual definia que nos solos porosos de arenito, os grãos grossos de areia uniforme são ligados entre si por um colóide argiloso, resultando em uma estrutura colapsível (ao saturar-se) e muito compressível.

Segundo Vilar (1979), existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas com a carga correspondente ao próprio peso da camada, em outros, o colapso está associado a uma sobrecarga externa ou pela combinação de ambos. De acordo com Vilar *et al.* (1981), em alguns solos, ao aumentar o conteúdo de água em seus vazios ou ao serem carregados e posteriormente umedecidos, os solos colapsíveis experimentam uma redução de volume manifestada por uma brusca variação do índice de vazios para uma mesma carga aplicada.

Segundo Camapum de Carvalho & Mortari (1994), no Distrito Federal, as obras subterrâneas rasas geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos de cor vermelha a vermelha amarelada, denominados pelos geotécnicos da região como “argila porosa”. Para Camapum de Carvalho *et al.* (1993), a “argila porosa” é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local e pode apresentar valores de N_{SPT} inferiores a 6 golpes, índice de plasticidade (I_p) bastante variável (4 % a 38%) e índices de vazios (e) entre 1,2 e 2,2. Quanto à estrutura sólida dos solos porosos de Brasília, Camapum de Carvalho *et al.* (1994) mencionam que os microporos e macroporos são responsáveis pela a instabilização e colapsividade desses materiais.

De acordo com Jennings & Knight (1975) quando o solo é submetido a um carregamento em seu estado natural, a estrutura permanece inalterada, e o material de ligação comprime sem resultar em grandes movimentos relativos das partículas de solo e assim se conserva enquanto o teor de umidade se mantiver baixo. Quando o solo sob um dado carregamento é umedecido, o solo atinge o que este autor denomina por “teor de umidade crítico”, de modo que a partir deste a resistência de interface entre as partículas reduz e a estrutura do solo deforma abruptamente e colapsa.

O colapso dos solos pode ser conceituado como uma deformação provocada pelo umedecimento de um solo sem que haja variação de sobrecargas, onde o umedecimento atinge os mecanismos de suporte do solo, originando um desequilíbrio estrutural. Os solos colapsíveis apresentam algumas características que os predispõem ao fenômeno, tais como: uma estrutura porosa caracterizada por um alto índice de vazios, baixos valores do teor de

umidade com valores de grau de saturação na maioria das vezes inferiores a 60% e uma estrutura metaestável com porosidade acima de 40% (Rodrigues, 2007).

Segundo Cintra e Aoki (2009), os solos colapsíveis encontram-se sob condição não saturada, porosidade superior a 40%, elevado índice de vazios ($> 0,8$), baixos valores de N_{SPT} (≤ 4 golpes) e de q_c ($\leq 1,00$ MPa). Este tipo de solo está presente em todo o mundo e mais especificamente no Brasil, existe uma concentração nas regiões Centro-Sul e Nordeste, conforme o mapa apresentado na Figura 2.7. Cintra e Aoki (2009) mencionam que as principais cidades do estado de São Paulo, onde estão comprovadas as presenças de solos colapsíveis, são: Ribeirão Preto, Araraquara, São Carlos, Rio Claro, Taubaté, São José dos Campos, São Paulo, Campinas, Bauru e Ilha Solteira.

Diversos ensaios em campo e em laboratório vêm sendo realizados e divulgados na literatura a fim de caracterizar, conhecer e prever o comportamento dos solos colapsíveis. Jennings & Knight (1975) apresentaram o resultado de um ensaio edométrico o qual foi iniciado com o solo sob condição não saturada e após um dado nível de carregamento o solo foi inundado, fato este que evidenciou o potencial de colapso do material (Figura 2.8).

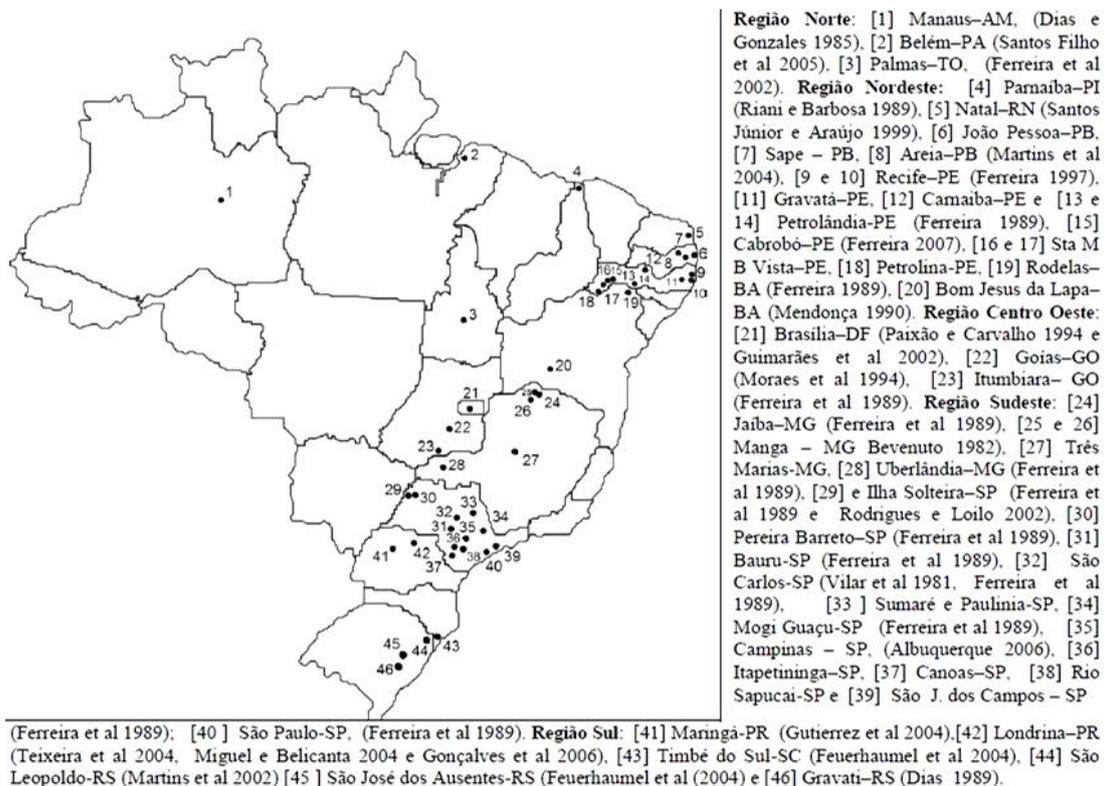


Figura 2.7 – Mapa de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil. (Ferreira, 2008)

Silva *et al.* (2010) coletaram amostras de solo indeformado na Universidade de Brasília e realizaram ensaios em laboratório para a determinação do respectivo potencial de

colapso por métodos diretos, baseados em ensaios edométricos, e indiretos, originalmente qualitativos, relacionados aos índices físicos e características de consistência e granulometria dos solos. Os resultados apresentados mostram que o potencial de colapso é potencializado com o acréscimo das tensões aplicadas.

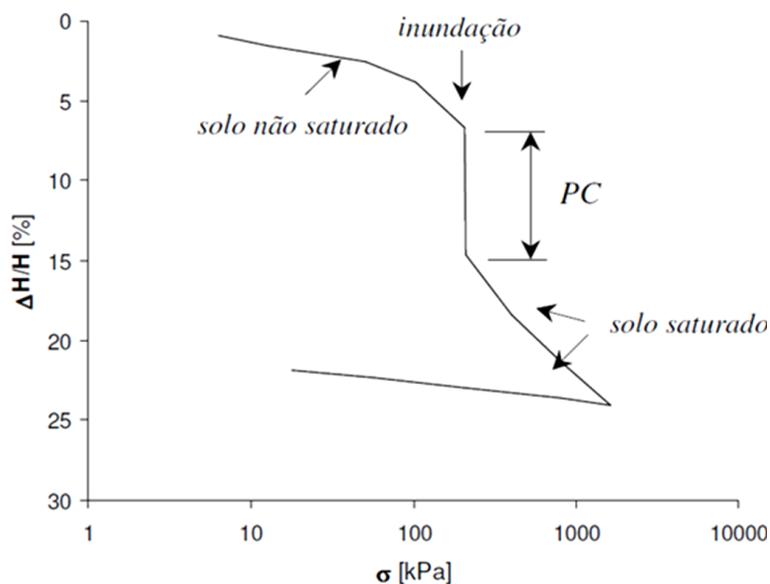


Figura 2.8 – Resultado de um ensaio edométrico para definição do potencial de colapsibilidade do solo. (Jennings & Knight, 1975).

Gon (2011) realizou ensaios edométricos sob essa condição e determinou o potencial de colapsibilidade dos solos do campo experimental da FEC-UNICAMP de 1,0 até 8,0 metros de profundidade a partir das propostas de Jennings & Knight (1975), Vargas (1978) e Futai (2000). Para cada metro de profundidade o autor realizou um conjunto de três ensaios. O autor iniciou o ensaios com o solo inicialmente sob teor de umidade natural e após atingir tensões de compressão iguais a 100, 200 e 300 kPa, procedeu-se a inundação da câmara de ensaios edométricos e posteriormente o acréscimo de carga foi prosseguido.

As Figuras 2.9 e 2.10 apresentam os resultados dos ensaios realizados no campo experimental da FEAGRI-UNICAMP (Miguel *et al.*, 2007) e da FEC-UNICAMP (Gon, 2011). Os potenciais de colapso obtidos para o solo nas diversas profundidades em geral classificaram o solo colapsível por todas as metodologias.

Procedimentos semelhantes a estes são utilizados por diversos pesquisadores para avaliar o potencial de colapso das fundações em campo. De acordo com a NBR 6122 (2010), as provas de carga em fundações assentadas sobre solos colapsíveis devem ser realizadas com inundação prévia do solo. Cintra (1998) e Campos *et al.* (2008) mencionam que estacas escavadas assentadas em solo colapsível podem sofrer redução de até 50% da capacidade de

carga. Carvalho & Souza (1990) observaram que a redução da capacidade de carga devido à pré-inundação do solo em estacas de 6,0 metros pode chegar até 70%.

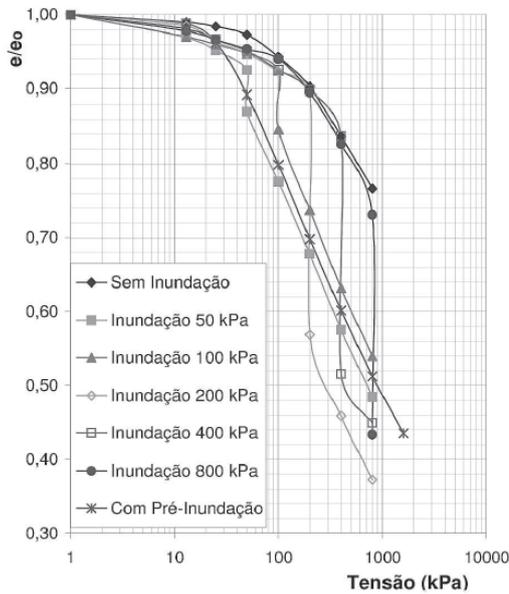


Figura 2.9 – Resultado do ensaio edométrico para em solo colapsível da FEAGRI-UNICAMP (Miguel *et al.*, 2007).

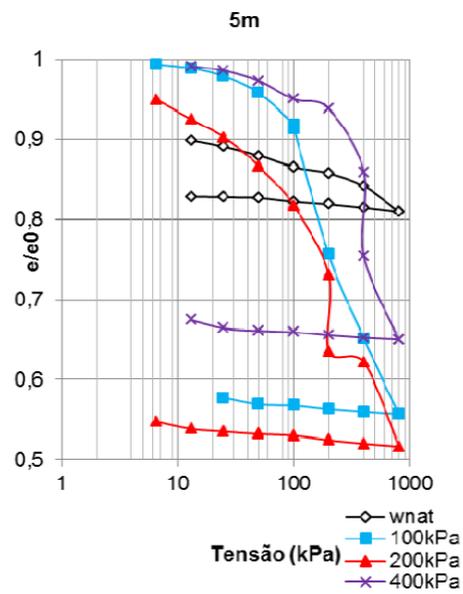


Figura 2.10 – Resultado do ensaio edométrico para definição do potencial de colapsividade do solo (Gon, 2011).

Sales (2000) realizou provas de carga estáticas no Distrito Federal com inundação prévia em estaca isolada, em sapata isolada e em uma sapata estaqueada, a fim de verificar o comportamento da fundação sob essa condição. Nas Figuras 2.11, 2.12 e 2.13 são apresentadas as curvas carga versus recalque do solo no teor de umidade natural e como solo pré-inundado.

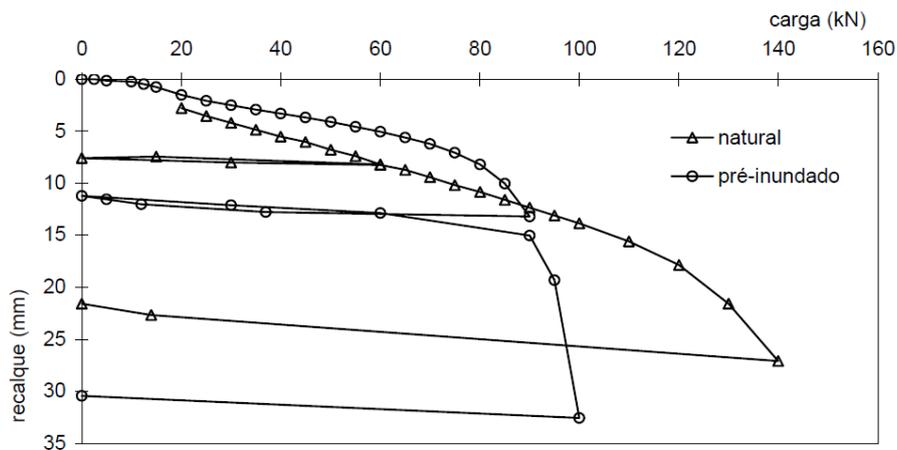


Figura 2.11 – Resultado das provas de carga em sapata isolada com e sem inundação prévia no Distrito Federal realizada por Sales (2000).

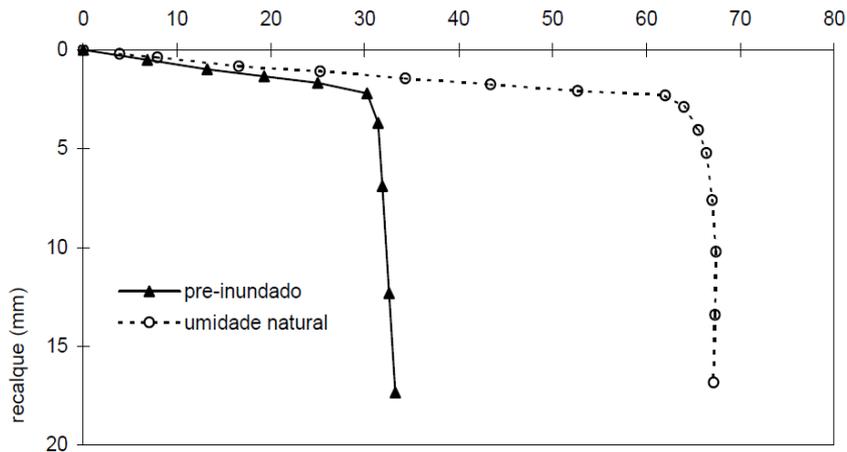


Figura 2.12 – Resultado das provas de carga em estaca isolada com e sem inundação prévia no Distrito Federal realizada por Sales (2000).

Moraes *et al.* (2007) realizaram ensaios estáticos e dinâmicos em placa com e sem pré-inundação em um solo arenoso não saturado situado no campo experimental de fundações de São Carlos-SP. As Figuras 2.14 e 2.15 apresentam os resultados das provas de carga estáticas e dinâmicas realizadas pelos autores com o solo no teor de umidade natural e pré-inundado.

Scallet (2011) realizou provas de carga estáticas em estacas escavadas, isoladas com 5 metros de comprimento e 0,25 metros de diâmetro com pré-inundação e sem pré-inundação no campo experimental da FEC-UNICAMP. A Figura 2.16 apresenta a curva carga recalque obtida por este autor na realização do ensaio com pré-inundação do solo.

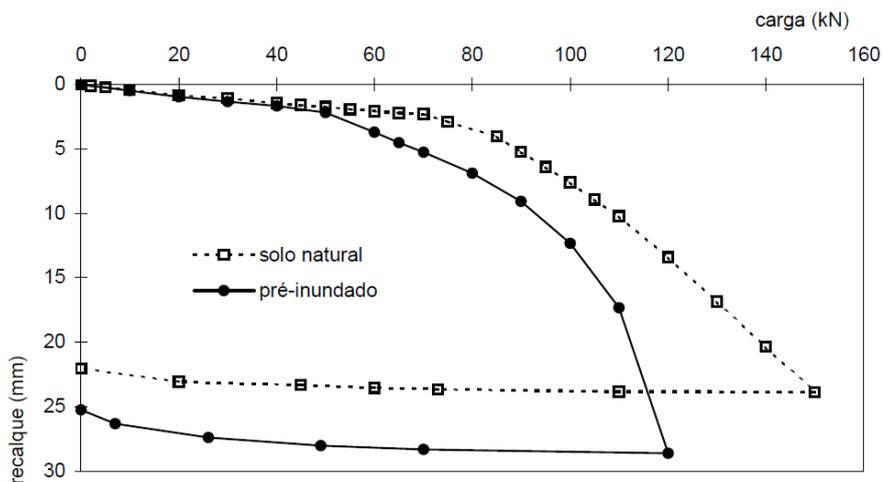


Figura 2.13 – Resultado das provas de carga em sapata estaqueada com e sem inundação prévia no Distrito Federal realizada por Sales (2000).

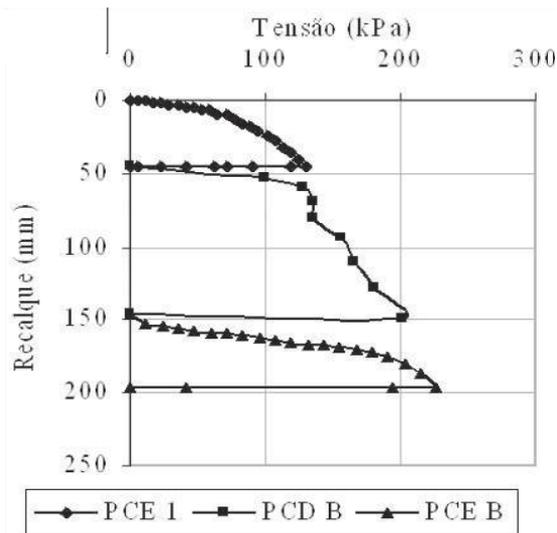


Figura 2.14 – Curvas tensão *versus* recalque de três ensaios consecutivos: Um dinâmico entre dois estáticos em terreno não inundado. (Moraes *et al.*, 2007).

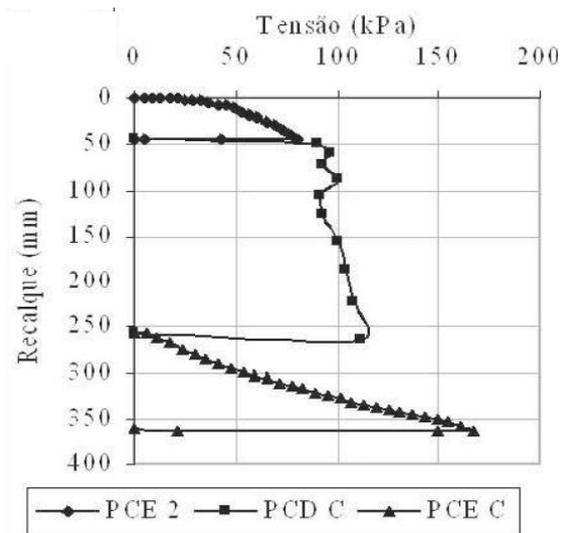


Figura 2.15 – Curvas tensão *versus* recalque de três ensaios consecutivos: Um dinâmico entre dois estáticos terreno inundado. (Moraes *et al.*, 2007).

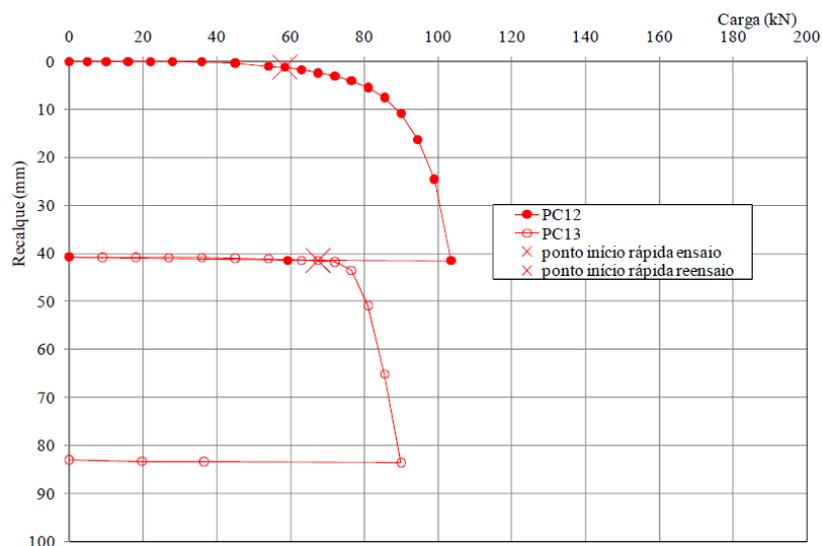


Figura 2.16 – Curva carga versus recalque da estaca isolada com pré-inundação do solo (Scallem, 2011).

2.2. CRITÉRIOS DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER ESTAQUEADO

Conforme mencionado anteriormente, uma fundação dimensionada à luz da teoria dos radiers estaqueados é um problema complexo por não haver simplificações nas variáveis de interação entre o radier, as estacas e o solo, elementos estes que tem diferentes comportamentos frente à aplicação de carregamento.

Randolph (1994) define claramente três filosofias de projeto de fundações em radier estaqueado, que são subdivididas em três tipos em uma abordagem clássica ou convencional, *creep piling* e abordagem baseada no controle de recalques diferenciais.

- **“Conventional Approach” ou Abordagem Convencional:** Nesta filosofia as estacas são projetadas como grupos de estacas, que suportam a maior parcela da carga total, mas ainda é considerado que uma parcela da carga é absorvida pelo radier, principalmente para a capacidade de carga máxima. Nesta abordagem o comprimento e o diâmetro das estacas são calculados como estacas isoladas, com um valor satisfatório de fator de segurança. O comportamento do radier estaqueado é governado pelo grupo de estacas e em situações de carga de projeto podem ser em grande parte linear.

- **“Creep Piling” ou Critério de Mobilização Parcial ou Total das Estacas:** Essa abordagem estabelece que as estacas sejam projetadas para absorver entre 70% e 80% da capacidade da carga de trabalho a partir da qual começa a ocorrer deformações plásticas “*creep*”. São instaladas estacas suficientes sob o radier de modo que a tensão de contato entre o radier e o solo seja reduzida a valores menores que a tensão de pré-adensamento do solo.

Além destas, existe uma versão mais extrema do “*Creep Piling*” no qual é considerada 100% da capacidade de carga das estacas. Tal condição substitui a prerrogativa inicial de que as estacas inseridas na base do radier estaqueado tem função de atenuar os efeitos dos recalques na fundação e que as referidas estacas também contribuem para aumentar a capacidade de carga máxima do sistema (Al-Baghdadi, 2006).

Em ambas as abordagens considera-se que a distribuição das estacas sob o radier é uniforme e tem como objetivo limitar os recalques totais ou absolutos a níveis aceitáveis. Ao considerar a carga uniformemente distribuída na superfície do radier, haverá a tendência natural do radier recalcar mais na região central.

- **“Differential Settlement Control” ou Controle de Recalques Diferenciais:** Nesta abordagem, as estacas são posicionadas estrategicamente a fim de reduzir os recalques diferenciais ao invés de se preocupar o recalque total médio do sistema de fundação.

Randolph (1994) apresenta na clássica Figura 2.17 que a inserção de algumas estacas na base do radier pode ser o suficiente para reduzir os recalques diferenciais. O autor apresenta ainda a Figura 2.18 na qual se observa que com a inserção de estacas na base de um radier flexível, a distribuição das tensões apresenta-se semelhante àquelas obtidas para um radier rígido.

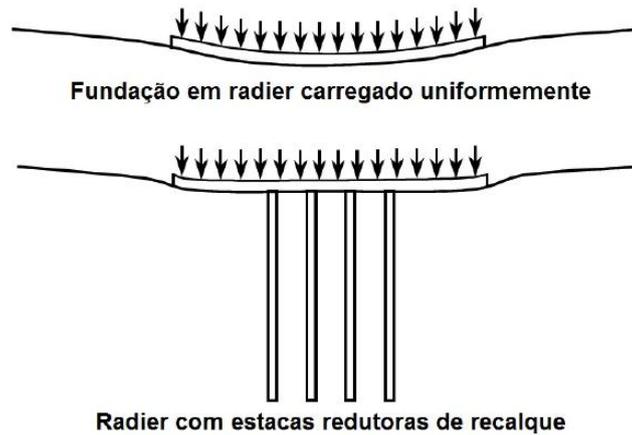


Figura 2.17 – Redução de recalque diferencial com inserção estacas na porção central do radier (Modificado de Randolph, 1994).

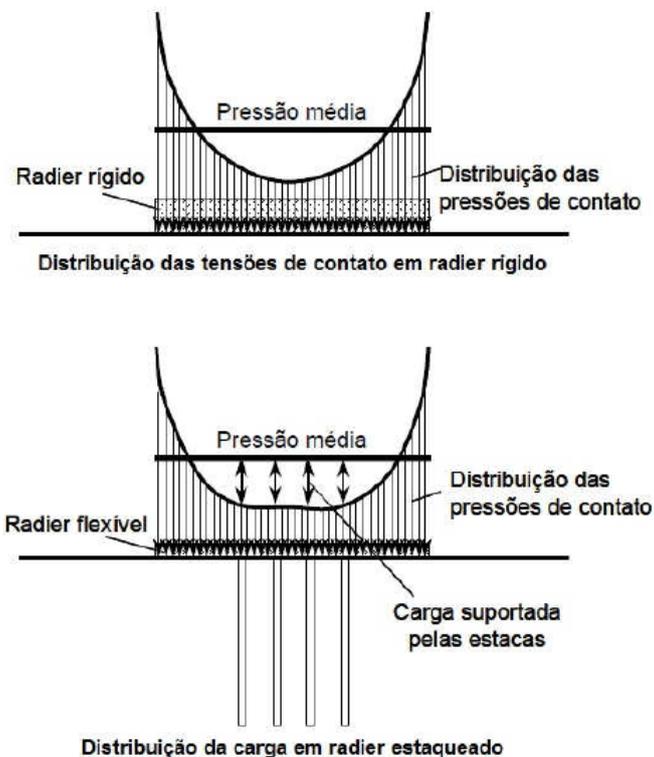


Figura 2.18 – Distribuição de tensões em radier rígido isolado e radier flexível estaqueado (Modificado de Randolph, 1994).

Como em qualquer sistema de fundações, o projeto de fundações em radier estaqueado requer que sejam feitas considerações a respeito da capacidade de carga vertical, horizontal e momentos na fundação, verificação dos recalques totais e diferenciais, determinação dos momentos e esforços cisalhantes para o projeto estrutural do radier e das cargas e momentos nas estacas.

Mandolini (2003) destaca informações que podem ser aplicadas à prática de projetos. O autor menciona que existe um número máximo de estacas a serem consideradas na base do radier, que se superado pode ser pouco eficiente, e obviamente antieconômico. Ainda no que diz respeito ao número de estacas, é mencionado que um número relativamente pequeno de estacas, distribuído estrategicamente por toda área do radier, pode melhorar sensivelmente o recalque diferencial. Quanto ao comprimento das estacas, para raders de pequeno e médio porte, indica-se que as estacas tenham comprimento maior que a largura do radier.

Russo & Viggiani (1998) subdividem os raders estaqueados em duas categorias. O primeiro grupo envolve os pequenos raders estaqueados (*Small Pile Rafts*), que são aqueles em que a capacidade de carga do radier não é suficiente e, portanto, são adicionadas estacas a fim de obter um fator de segurança adequado. A largura do radier (BR) pertencente a essa categoria é pequena se comparada com o comprimento da estaca (L), geralmente menor que 1. ($BR / L < 1$). A rigidez geralmente é elevada, não havendo maiores problemas com recalque diferencial, mas sim problemas associados à capacidade de carga, sobretudo quando assentados em solos argilosos moles.

O segundo grupo corresponde a grandes raders estaqueados (*Large Piled Rafts*), isto é, aqueles em que a capacidade de carga é suficiente para suportar a carga total aplicada, com uma margem de segurança razoável, de modo que a introdução de estacas destina-se a reduzir o recalque. Em geral a largura do radier (BR) é relativamente grande e se comparada com o comprimento da estaca (L), de modo que $BR / L > 1$.

De Sanctis *et al.* (2002) também distinguiram as fundações em radier estaqueado em duas classes denominadas por “*Small Pile Rafts*” (Pequenos raders) e “*Large Pile Rafts*” (Grandes raders). Entretanto para esses autores, nos pequenos raders o principal motivo para a inserção de estacas na base do radier é aumentar o fator de segurança e envolvem raders com larguras entre 5 e 15 metros, situação esta que se assemelha a abordagem de projeto denominada por Randolph (1994) por “*Conventional Approach*” ou Abordagem Convencional.

Quanto aos grandes raders, a abordagem de projeto proposta por Randolph (1994) que mais se assemelha é a denominada por “*Creep Pilling*”. Em geral estes tem capacidade de carga suficiente para absorver e transmitir carga ao solo, mas necessitam da inserção de estacas na sua base para reduzir recalques diferenciais. Geralmente a largura do radier é superior ao comprimento das estacas e servem para atenuar os efeitos dos recalques diferenciais e totais.

A Figura 2.19 mostra as curvas carga *versus* recalque apresentadas por Poulos (2001) verifica-se que a **Curva 0** foi obtida para o radier isolado e a **Curva 1** é típica de um radier com estacas projetadas para um fator de segurança convencional. A **Curva 2** representa um caso típico de “*Creep Piling*” onde as estacas operam com um fator de segurança menor devido a menor quantidade de estacas, sendo o radier mais exigido do que o caso apresentado na **Curva 1**. E por último, a **Curva 3**, onde é ilustrada a estratégia de utilizar as estacas como elementos redutores de recalque e também a capacidade de carga máxima de projeto das mesmas. Consequentemente, a curva carga *versus* recalque pode ser não-linear para as cargas de projeto, mas, mesmo assim, o sistema de fundação tem margem de segurança adequada, e o critério de recalques está satisfeito. Segundo Poulos (2001), um projeto representado pela Curva 3 é aceitável e será consideravelmente mais econômico do que os projetos baseados nos critérios apresentados nas Curvas 1 e 2.

Cooke (1986) apresentou resultados para o radier isolado, para um grupo de 49 estacas sem contribuição do radier e para o radier estaqueado, em que é possível observar que tanto a capacidade de carga quanto a rigidez do radier estaqueado são superiores ao radier e o grupo de estacas sem a contribuição do radier (Figura 2.20).

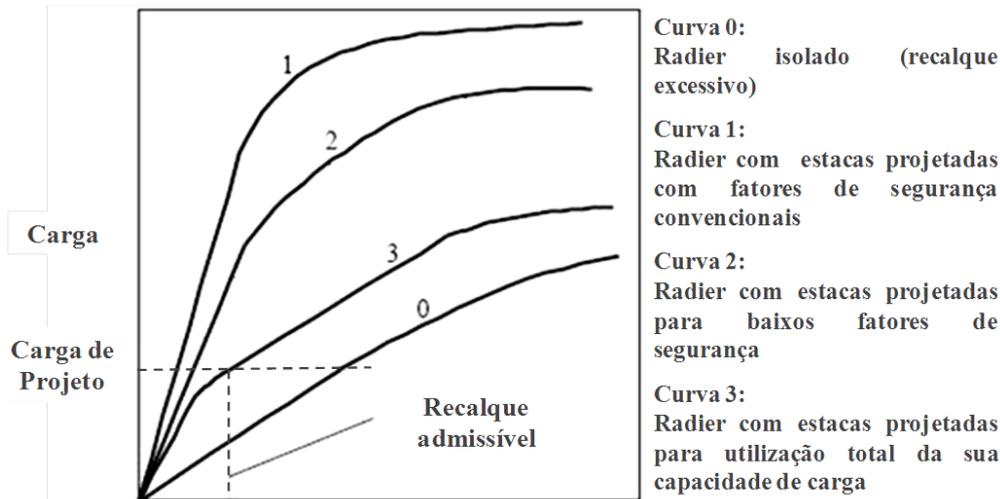


Figura 2.19 – Curvas carga *versus* recalque para as diferentes metodologias e considerações de projeto (Poulos, 2001).

Décourt (1997) publicou trabalho no qual avaliou os resultados de provas de carga efetuados em uma estaca pré-moldada convencional isolada e no conjunto sapata-estaca, denominada por Estaca-T. De acordo com o autor, na prova de carga realizada na estaca convencional, o sistema chegou-se a completa plastificação do solo, enquanto que a Estaca-T, apesar das elevadas cargas aplicadas terem sido de 7,2 MN, o sistema de fundação não se

chegou nem mesmo às proximidades da ruptura física. Os resultados apresentados pelo autor apontam que ficou claramente definida a capacidade da carga última da estaca isolada e que não houve qualquer sintoma de proximidade de ruptura física no caso do carregamento do conjunto, a Estaca-T, apesar das modestas dimensões dos elementos de fundação, de modo que cargas muito maiores do que as aplicadas seriam necessárias para levar a fundação às proximidades das condições de ruptura geotécnica.

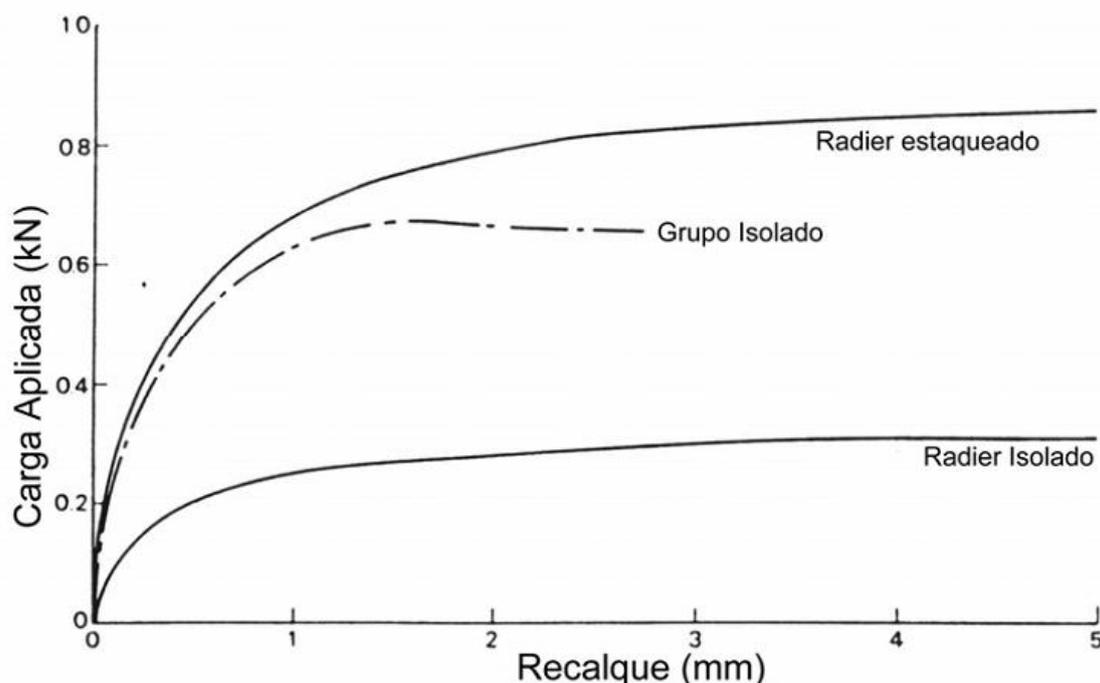


Figura 2.20 – Comportamento de um radier sobre 49 estacas, de um grupo de estacas e de um radier isolado (Cooke, 1986).

Para Poulos (2001), um projeto dimensionado à luz da abordagem do controle de recalques diferenciais pode ser consideravelmente mais econômico se comparados com as outras abordagens de projeto.

De Sanctis *et al.* (2002) também apresentaram estudos sobre a relação entre custo e benefício da técnica de radier estaqueado e verificaram que o desempenho da fundação melhora, por exemplo, com a redução do recalque e/ou o aumento de custos (investimentos) até um valor ótimo a partir do qual o aumento de investimentos pode ser ineficaz. A Figura 2.21, no qual uma quantidade “S” que define o comportamento da fundação em termos de recalques diferencial e total, tensão e distorção na fundação está relacionada com o custo da solução.

De acordo com a Figura 2.21, o desempenho da fundação melhora, por exemplo, com a redução do recalque (S) e com o aumento de custos. Em alguns casos, há uma melhoria

constante conforme mostra a Curva 1, em outros casos o comportamento segue a Curva 2, onde há um custo para um valor ótimo de S (S_{\min}) a partir do qual, mesmo com o aumento do custo na fundação ocorre a tendência de aumento de S . De acordo com os autores, nos casos em que se aplica a Curva 1, a melhor solução é atingir o valor máximo admissível (S_{adm}), pois uma redução adicional da S resulta em aumento de custo ineficiente. No caso da Curva 2, caso S_{adm} seja menor que o S_{\min} , existem duas soluções satisfatórias e obviamente, devido ao menor custo, seria a localizada à esquerda do ponto de mínima da Curva 2. Caso essa solução não satisfaça as condições técnicas é preciso repensar o projeto.

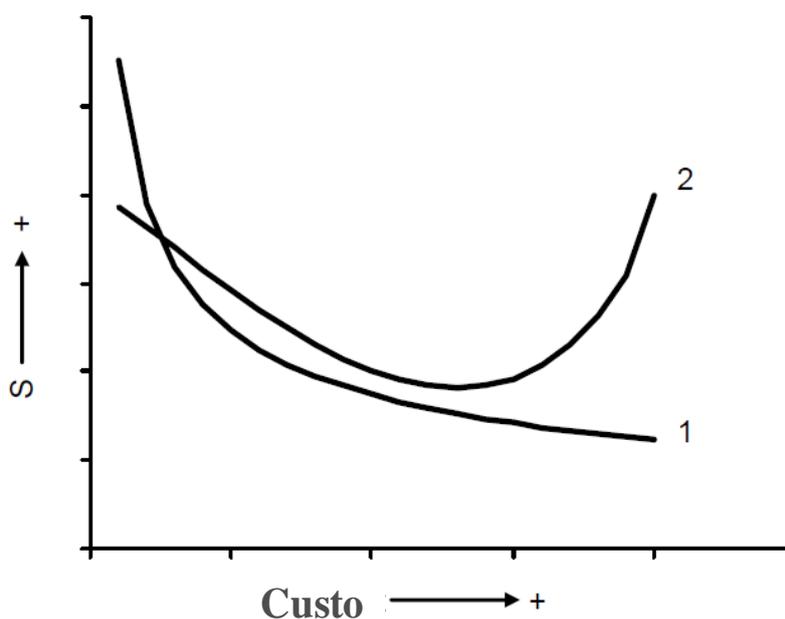


Figura 2.21 – Relação entre custo e benefício da técnica de fundação em radier estaqueado De Sanctis *et al.* (2002)

2.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE RADIER ESTAQUEADO

É vasto o repertório de métodos de dimensionamento que buscam representar o comportamento do radier estaqueado. São observados desde métodos simplificados como correlações empíricas, ábacos de cálculo, métodos das fundações equivalentes e métodos baseados na teoria da elasticidade até aqueles baseados em Métodos Computacionais Aproximados, os quais o radier é representado por uma placa e as estacas por molas, e os Métodos Computacionais Rigorosos como o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e Método dos Elementos Finitos (MEF) que é a metodologia numérica implementada no programa LCPC-CESAR, que é a ferramenta numérica utilizada nessa Pesquisa. Além destes, pode-se destacar os métodos híbridos que são aqueles que combinam mais de um método de

análise. Na Tabela 2.1 os métodos de cálculo estão subdivididos nas respectivas categorias. Outros métodos e suas respectivas características estão apresentados na Tabela 2.2. De acordo com Poulos (2001) os métodos de cálculo em radier estaqueado se subdividem em duas categorias: “Simplificados ou Preliminares” e “Detalhados ou Métodos Numéricos”.

Tabela 2.1 – Métodos de cálculo em radier estaqueado

Métodos Simplificados	Correlações Empíricas	Kishida & Meyerhof (1965); Skempton (1953); Meyerhof (1959); Vesic (1969).
	Ábacos de Cálculo	Poulos & Davis (1980).
	Método das Fundações Equivalentes	Terzaghi (1943); Poulos & Davis (1980).
	Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade	Poulos & Davis (1980); Randolph & Worth (1978); Randolph (1994); Sales (2000).
Métodos Computacionais Aproximados	O radier é representado por uma placa e as estacas por molas	Clancy & Randolph (1993); Poulos (1994); Russo (1998) – NAPRA.
Métodos Computacionais Rigorosos	Método dos Elementos de Contorno (MEC)	Butterfield & Banerjee (1971); Kuwabara (1989); El Mossalamy & Franke (1997); Sinha (1997).
	Método dos Elementos Finitos (MEF)*	Ottaviani (1975); Farias (1993); Zhuang <i>et al.</i> (1991); Lee (1993); Wang (1995); Katzenbach <i>et al.</i> (1998), dentre outros.
	Métodos Híbridos	Poulos (1994) – GARP; Russo (1998) – NAPRA.

*Metodologia numérica implementada no programa LCPC-CESAR.

Tabela 2.2 – Métodos de dimensionamento de radier estaqueado e suas respectivas características e potencialidades (adaptada de Poulos, 2001 - *Technical Committee TC-18*)

MÉTODOS	CARACTERÍSTICAS DAS RESPOSTAS					MODELAGEM DO PROBLEMA			
	ρ	$\Delta\rho$	CE	MR	TS	SNL	ENL	E_{str}	RF
Poulos & Davis (1980)	x						x		
Randolph (1983)	x		x						
Van Impe & Clerq (1995)	x	x							
Radier Equivalente (Poulos, 1994)	x	x							
Brown & Wiesner (1975)	x	x	x	x					x
Clance & Randolph (1993) – HyPR	x	x	x	x	x			x	x
Poulos (1994) – GARP	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Kuwabara (1989)	x		x						
Hain & Lee (1978)	x	x	x	x	x		x		x
Sinha & Poulos (1996)	x	x	x	x	x	x	x		x
Franke <i>et al.</i> (1994)	x	x	x	x	x		x		x
Hooper (1979)	x	x	x	x		x		x	x
Hewitt e Gue (1994)	x	x	x	x				x	x
Lee <i>et al.</i> (1993)	x	x	x	x	x			x	x
Ta & Small (1996) – PIRAF	x	x	x	x	x			x	x
Wang (1995)	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Katzenbach <i>et al.</i> (1998)	x	x	x	x	x	x	x	x	x

ρ = Recalque; $\Delta\rho$ = Recalque Diferencial; CE = Cargas nas Estacas; MR = Momento no Radier; TS = Torção e Cisalhamento; SNL = Solo Não Linear; ENL = Estaca Não Linear; Estr. = Estratificação; RF = Radier Flexível.

Novak *et al.* (2005) citam que o MEF tridimensional é o mais adequado para análises em radier estaqueado. Os autores apontam dentre outras razões, o fato das análises em radier estaqueado serem tão complexas que os métodos simplificados não podem modelar corretamente o problema, e que o MEF está prontamente disponível em diversas ferramentas numéricas computacionais podendo ser executado no computador pessoal.

2.4. ESTUDOS NUMÉRICOS APLICADOS A RADIERS ESTAQUEADOS

Gandhi & Maharaj (1995) realizaram análises numéricas em radier estaqueado pelo método dos elementos finitos. Os autores avaliaram o efeito da rigidez e das dimensões do radier no recalque diferencial e na distribuição de cargas entre as estacas e o radier. De acordo com os autores, quanto maior a rigidez do radier menor foi o recalque diferencial. Foi verificado também que estacas com comprimentos maiores que a largura do radier são mais eficazes na diminuição dos recalques na fundação.

Kitiyodom & Matsumoto (2003) apresentaram um método simplificado de análise numérica em radier estaqueado carregados tanto axial quanto lateralmente, assentados em solos não homogêneos e baseado na teoria de elasticidade. O referido método foi incorporado no software “PRAB”. O método é baseado em um modelo híbrido no qual o radier flexível é modelado como uma fina placa, as estacas como vigas e o solo como molas (Figura 2.22). As Figuras 2.23 e 2.24 apresentam as características geométricas dos problemas e os parâmetros geotécnicos considerados na determinação do módulo de elasticidade dos solos das variadas camadas. A interação entre os elementos constituintes da fundação foram obtidas a partir da solução de Mindlin para os esforços verticais e laterais, com a consideração de solos não homogêneos. A fim de aferir a metodologia de cálculo proposta, os resultados obtidos foram comparados com os resultados de análises tridimensionais a partir do método dos elementos finitos, cuja malha está apresentada na Figura 2.25. De acordo com os autores as comparações sugerem que o PRAB é capaz de prever razoavelmente a deformação e a distribuição de cargas entre as estacas tanto de um grupo de estacas quanto de um radier estaqueado assentado em solo não homogêneo. Mais detalhes a respeito dos resultados podem ser observados diretamente na referência citada.

Embora a concordância entre os resultados obtidos pelo autor entre o método simplificado e o MEF seja inquestionável, seria interessante verificar se a mesma se mantém com o uso de parâmetros não lineares, os quais inquestionavelmente oferecem resposta mais realistas sobre o comportamento do solo.

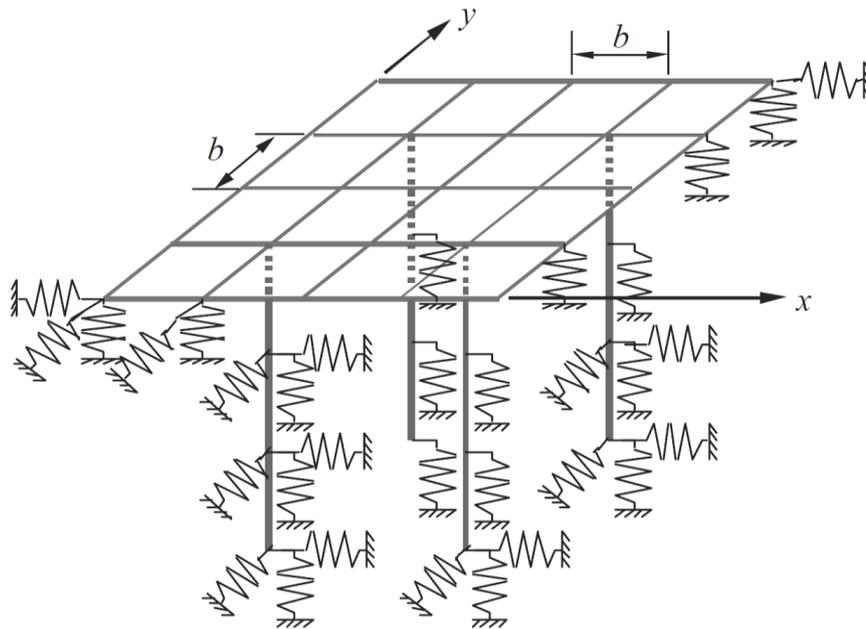


Figura 2.22 – Placa, vigas e molas modelando a fundação tipo radier estaqueado (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).

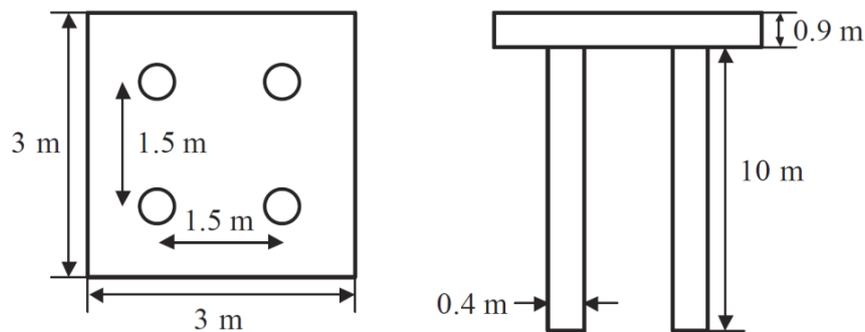


Figura 2.23 – Dimensões do radier e estacas (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).

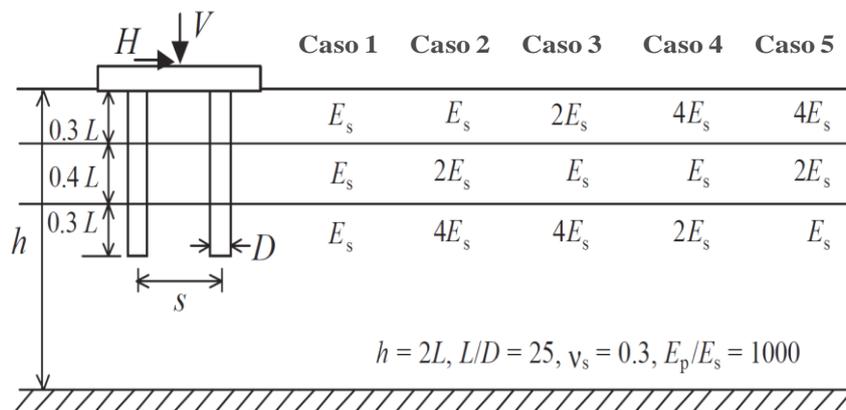
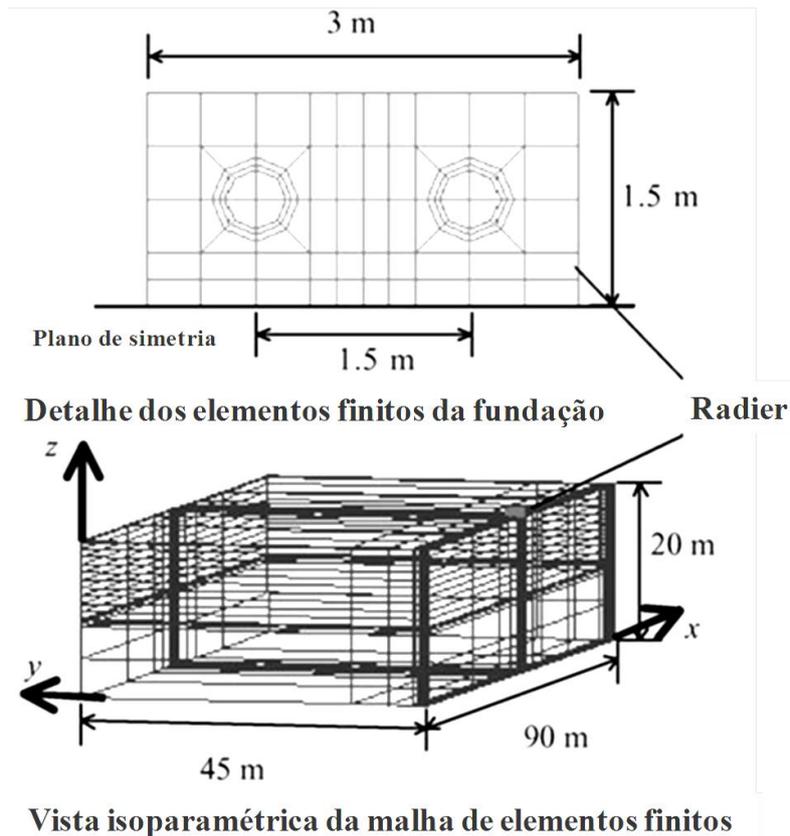


Figura 2.24 – Características estratigráficas e parâmetros elásticos considerados nos 5 casos analisados (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).



Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos
 Figura 2.25 – ½ Malha de elementos finitos consideradas nas análises 3D
 – Vista Superior e Isoparamétrica (Kitiyodom & Matsumoto, 2003).

Bacelar (2002) estudou a influência do arranjo das estacas em radiers estaqueados com base nos resultados de um estudo paramétrico com análise em 3D a partir do método dos elementos finitos com o uso do programa ABAQUS. O autor estudou um radier estaqueado circular com raio de 10 metros submetido a um carregamento uniformemente distribuído equivalente a 500 kPa, assentado sobre uma camada de solo homogêneo, que em suas análises foi considerado elástico linear, cuja espessura foi de 40 metros de comprimento (Figura 2.26). Foram consideradas desde 1 até 25 estacas de 0,5 metros de diâmetro sob o radier, sendo que nas análises em que se considerou 9 e 13 estacas foi alterada a disposição das estacas sob o radier (Figura 2.27). Os comprimentos das estacas foram de 5,0 metros, 12,5 metros e 25,0 metros e a espessura do radier considerada variou de entre aproximadamente 0,2 metros e 11,5 metros, que correspondem a valores de K_r (rigidez do radier) iguais a 0,01 até 1 e Coeficientes de Poisson de 0,1, 0,3 e 0,5.

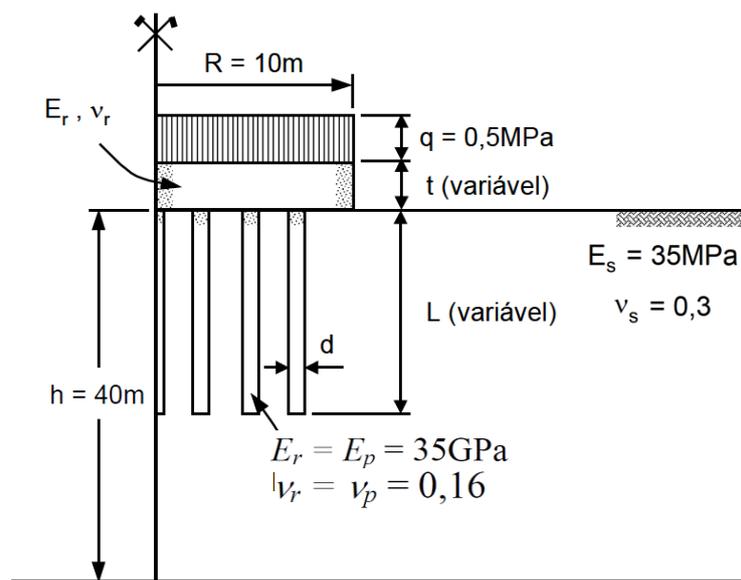


Figura 2.26 – Vista lateral do problema estudado por Bacelar (2002).

Devido à simetria apresentada nos problemas, e com o objetivo de reduzir o tempo de processamento, o autor analisou $\frac{1}{4}$ da malha de elementos. As malhas de elementos finitos construídas pelo autor têm em média 12.500 nós para um total de 11.000 elementos finitos. O tipo de elemento finito usado para discretização do solo e das estacas foi o sólido volumétrico com 8 nós enquanto que para discretização do radier considerou-se um elemento de placa de 4 nós. A malha de elementos finitos típica definida pelo autor nas suas análises está apresentada na Figura 2.28.

Dentre os diversos resultados obtidos por Bacelar (2002), na Figura 2.29 é apresentado um gráfico no qual é relacionado à porcentagem de distribuição de carga entre o radier e as estacas para os comprimentos relativos de 10, 25 e 50 em função do número de estacas sob o radier. No gráfico é possível observar que a situação na qual as estacas absorveram maior nível de carregamento foi para o valor de maior comprimento relativo onde com 25 estacas, 55% da carga total aplicada foi absorvida pelas estacas e 45% pelo radier. Neste gráfico observa-se também que a distribuição das estacas em locais estratégicos do radier (caso do radier sobre 9 e 13 estacas), o posicionamento influencia diretamente na distribuição de cargas entre os elementos estruturais de fundação. Conforme esperado, a situação na qual o radier mais absorveu carga, em torno de 67,5%, corresponde àquela em que o comprimento relativo das estacas foi menor.

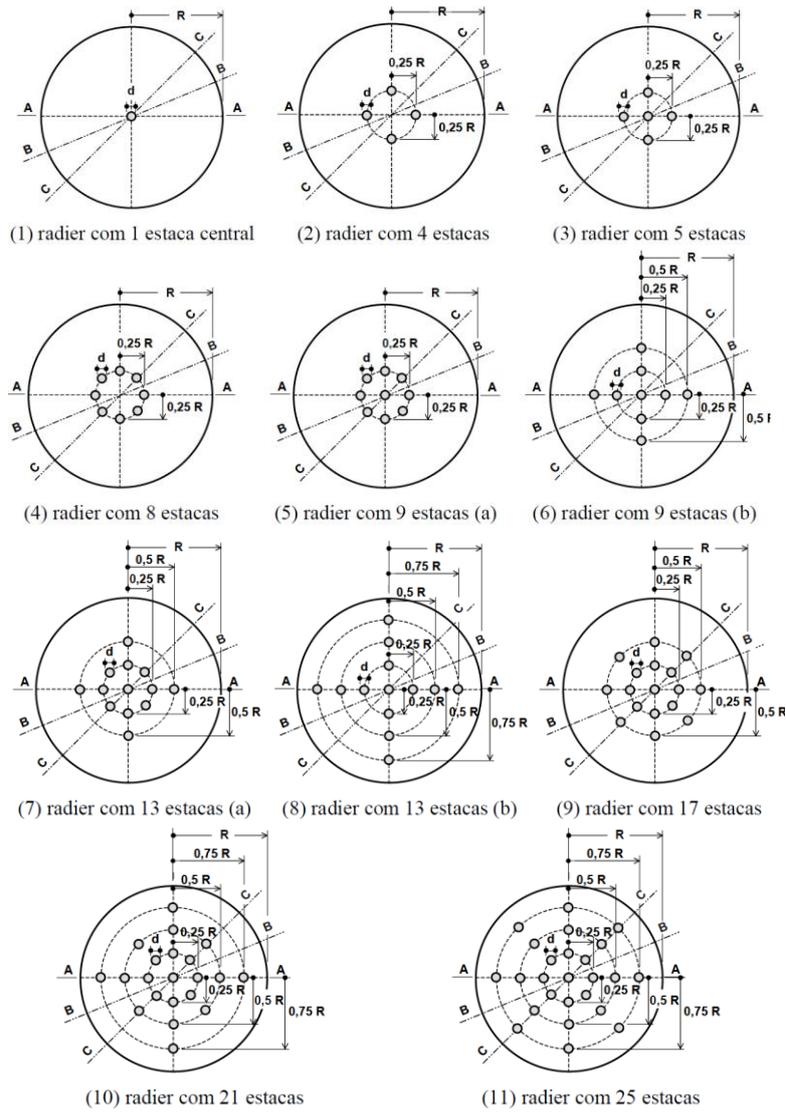


Figura 2.27 – Configurações analisadas por Bacelar (2002).

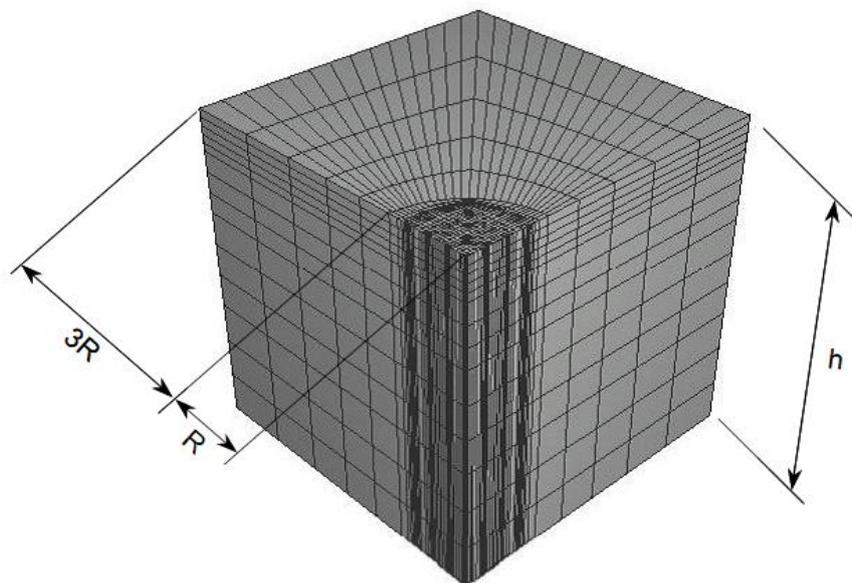


Figura 2.28 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos definida por Bacelar (2002).

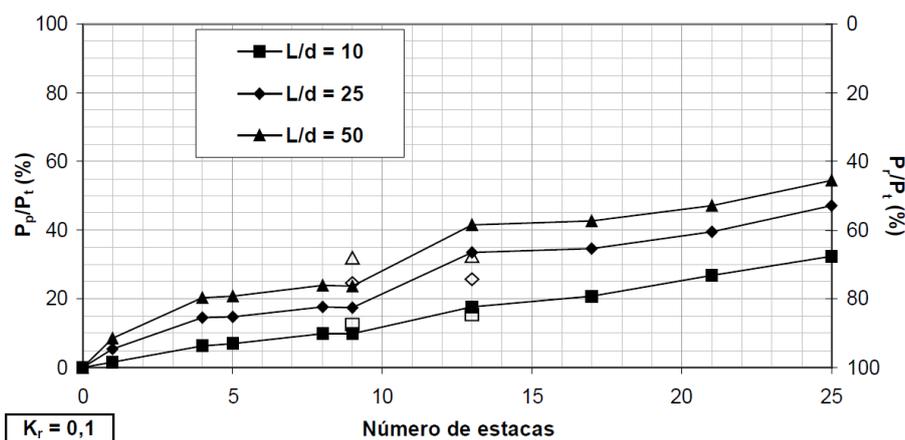


Figura 2.29 – Distribuição de carga entre estacas e radier (Bacelar, 2002).

Reul & Randolph (2003) também utilizaram o Programa ABAQUS para realizar análises numéricas das fundações do tipo radier estaqueado dos edifícios Westend 1, Messeturm e o Torhaus (Figuras 2.30, 2.31 e 2.32), todos localizados em Frankfurt, na Alemanha, onde predominam solos argilosos pré-adensados. Nas análises numéricas os solos e as estacas foram representados por elementos finitos volumétricos hexaédricos e prismáticos triangulares e os radiers por elementos de casca de formas triangulares e quadradas. Os autores também avaliaram análises considerando o radier isolado, sem a presença de estacas, a fim de verificar a contribuição das estacas na atenuação dos valores dos recalques totais e diferenciais e no coeficiente α_{pr} proposto por Mandolini (2003). O resumo dos resultados obtidos está apresentado na Tabela 2.3.

Os autores comparam os resultados obtidos nas análises numéricas via ABAQUS para o Edifício Westend 1 com os resultados previamente disponibilizados na literatura conforme apresentado na Figura 2.33, onde são apresentados, por exemplo, os recalques no centro do radier estaqueado. Outros resultados, como as cargas máximas e mínimas nas estacas e o coeficiente estaca-radier (α_{pr}), também são comparados e pode-se verificar aproximação satisfatória com os métodos de análise e com os valores medidos “*in situ*”. Novak *et al.* (2005) também realizaram análises numéricas para esse edifício a partir do programa AMPS (Versão 2004), baseado no MEF e compararam os resultados obtidos com as medidas experimentais obtidas a partir da instrumentação em campo. Conforme é possível observar na Figura 2.34, os resultados encontrados pelos autores nas análises numéricas são semelhantes aos obtidos experimentalmente.



Figura 2.30 – Edifício Westend 1



Figura 2.31 – Edifício Messeturm



Figura 2.32 – Edifício Torhaus

Tabela 2.3 – Resumo dos resultados das análises numéricas realizadas por Reul & Randolph (2003) para os três casos estudados.

Edifício	Recalque Central (mm)			Recalque Diferencial (mm)			ξ_s	$\xi_{\Delta s}$	α_{PR}	α_{PR}
	Medido	MEF		Medido	MEF					
		RE	R		RE	R				
Meseturm	144	174	278	46	30	39	0,63	0,77	0,43	0,60
Torhaus	124	96	189	M.N.D.	7	14	0,51	0,50	0,67	0,76
Westend 1	120	109	184	M.N.D.	87	141	0,59	0,51	0,50	0,66

M.N.D: Medida não disponível; RE: Radier Estaqueado; R: Radier Isolado. ξ_s : Coeficiente de redução de recalque para o recalque máximo; $\xi_{\Delta s}$: Coeficiente de redução de recalque para o recalque diferencial; α_{PR} : Coeficiente estaca-radier.

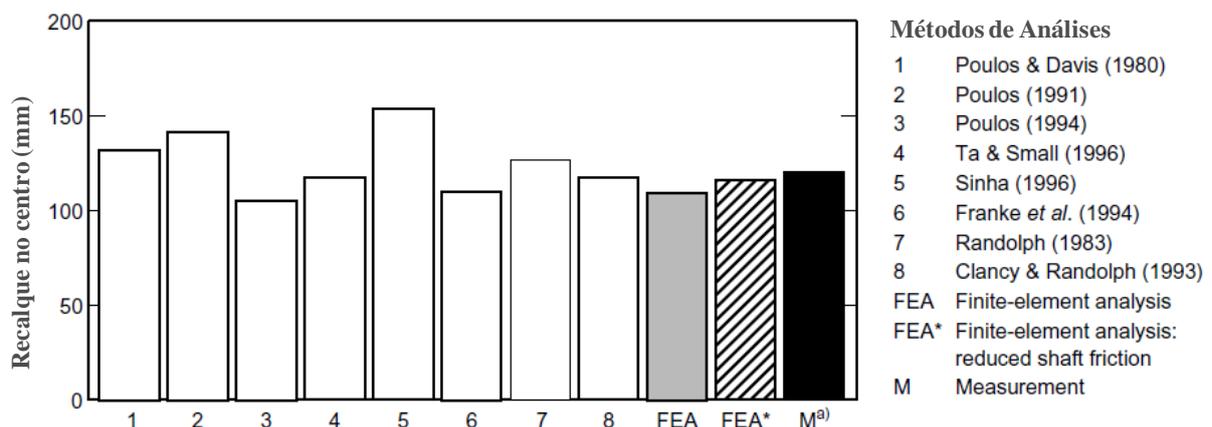


Figura 2.33 – Recalque no centro do radier do Westend 1 (Reul & Randolph, 2003)

Novak *et al.* (2005) analisaram outro radier estaqueado corresponde a fundação de um edifício localizado na cidade de Urawa, no Japão. Este radier esta assentado sobre estacas cujo comprimento é de 15,8 metros com a ponta embutida em uma camada densa de areia. As estacas tem diâmetro de 0,7 e 0,8 metros e tem capacidade de carga de 2,52 MN e 2,85 MN,

respectivamente, e a fundação tem 20 estacas localizadas abaixo de cada um dos pilares e o radier tem 28 x 27 metros e espessura de 2,4 metros (Figura 2.35). A Figura 2.36 apresenta a disposição de malha e o traçado de contorno de deslocamento vertical. O deslocamento vertical máximo medido no centro do radier foi de 1,80cm enquanto que o obtido por MEF foi de 1,54cm.

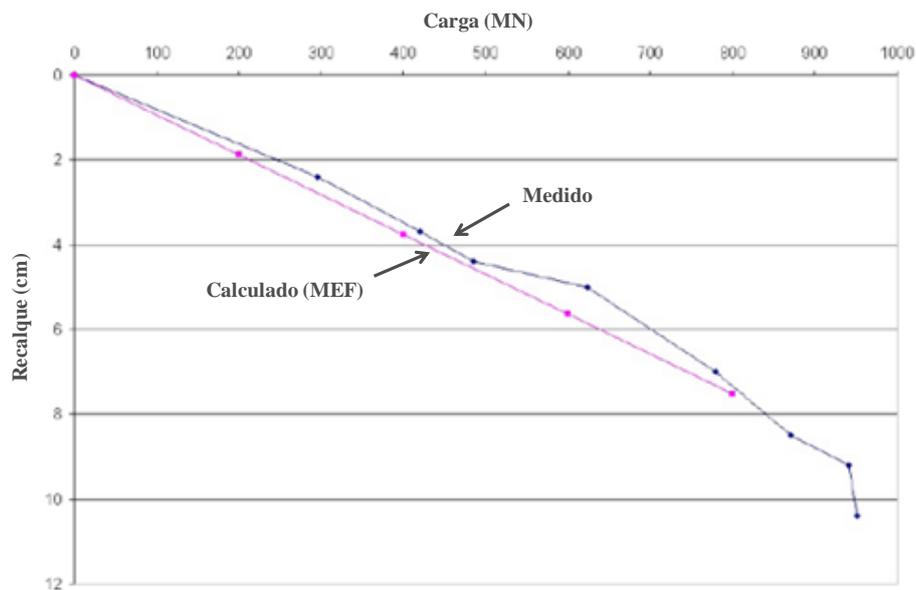


Figura 2.34 – Comparativo dos resultados obtidos numericamente e os medidos em campo (Novak *et al.*, 2005).

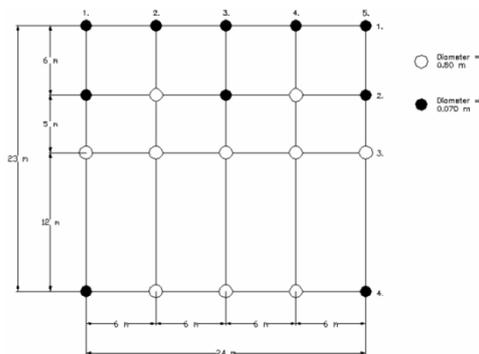


Figura 2.35 – Planta de fundação por estacas do Urawa City State – Japão (Novak *et al.*, 2005).

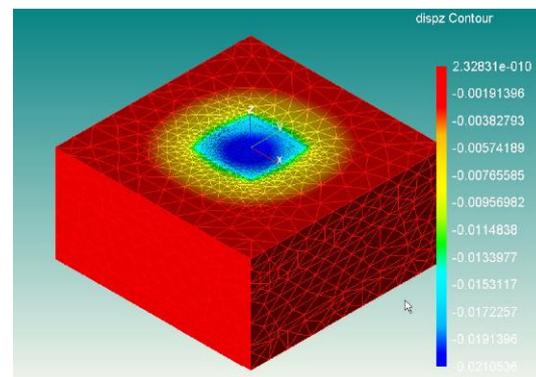


Figura 2.36 – Disposição da Malha de elementos finitos e contorno do deslocamento vertical do Urawa City State – Japão (Novak *et al.*, 2005).

Sales *et al.* (2002) discutiram um caso de um radier sobre 25 estacas em uma edificação em Taguatinga (cidade satélite de Brasília-DF). O projeto original dessa fundação foi concebido a luz da metodologia tradicional de projetos de fundações, onde, não se considera a contribuição do bloco na capacidade de carga do sistema de fundação. Sob essa condição, observou-se que as estacas da periferia seriam submetidas a esforços inaceitáveis. Os autores realizaram a análise da fundação a partir da teoria do radier estaqueado com o uso

do programa GARP versão 7.0, a qual mostrou que o radier, em contato com o solo, absorve parcela da carga total aplicada e que a interação entre os elementos da fundação implica numa melhor redistribuição de cargas para as estacas. Os autores testaram mais cinco configurações, nas quais foram considerados o radier isolado, um radier sobre 9 estacas, 13 estacas, 21 estacas e 23 estacas. Cada uma das estacas tem 1,2 metros de diâmetro e 13 metros de comprimento e o radier tem 13,6m x 13,6m x 2,85m. Os resultados obtidos nas análises estão dispostos na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores de esforços e recalques obtidos nas simulações numéricas (Sales *et al.*, 2002)

Número de Estacas	25	23	21	13	9	0
% de Carga nas Estacas	91,29	88,93	87,58	76,01	64,03	0,00
% de Carga no Solo (Radier)	8,71	11,07	12,42	23,99	35,97	100
Carga Média nas Estacas (kN)	1603,40	1697,70	1831,40	2567,50	3123,8	---
Carga Máxima nas Estacas (kN)	3077,80	3550,50	3420,4	5156,8	4558,3	---
Carga Mínima nas Estacas (kN)	982,20	960,9	1060,30	1528,80	2140,10	---
Momento Mx máx (kN.m)	2202,00	2074,00	1902,00	1450,00	1157,00	1836,00
Momento My máx (kN.m)	4515,00	3536,00	3508,00	2713,00	3149,00	4214,00
Recalque Máximo (mm)	7,60	8,29	8,13	9,51	11,00	15,47
Recalque Mínimo (mm)	5,40	5,18	5,75	6,15	6,27	7,54
Recalque Diferencial (mm)	2,20	3,11	2,38	3,36	4,73	7,93
F.S. do Grupo de Estacas	3,42	3,14	2,87	1,78	1,23	---
F.S.Global	5,52	5,24	4,97	3,88	3,33	2,10

Zhang & Small (2000) realizaram análises em grupo de estacas (bloco sem contato com o solo) sujeitas a carregamentos verticais e horizontais. Os autores utilizaram o programa APPRAF (*Analysis of Piles and Piled Raft Foundations*) e modelaram o bloco e as estacas a partir do método dos elementos finitos e o solo pela teoria das camadas finitas. Na modelagem o bloco foi considerado como uma fina placa flexível e as estacas como barras ou hastes.

Katzenbach *et al.* (2005) analisaram o recalque da fundação em radier estaqueado de do edifício City Tower, construído na cidade de Frankfurt, Alemanha, a partir de análises numéricas tridimensionais por MEF com o programa ABAQUS. As Figuras 2.37 e 2.38 apresentam a seção transversal e planta de fundação do edifício City Tower respectivamente.

Com base nas informações sobre a distribuição de carga, a partir do projeto estrutural, e a dupla simetria da geometria, a malha de elementos finitos pode ser reduzida à metade da área a ser considerada com um número total de 10.365 elementos (Figura 2.39). A Figura 2.40 apresenta as curvas carga *versus* recalque obtidas a partir das análises numéricas.

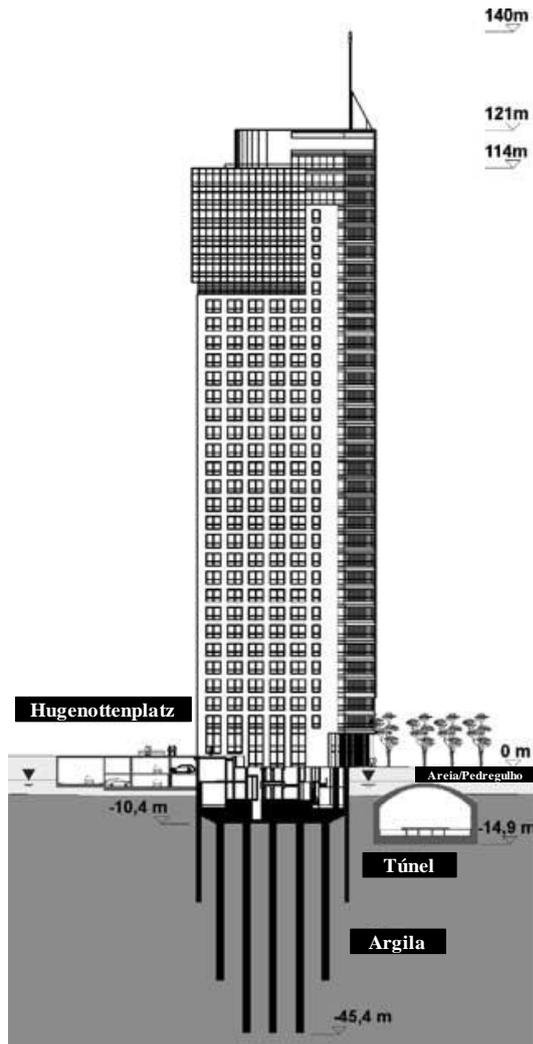


Figura 2.37 – Seção transversal do edifício City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

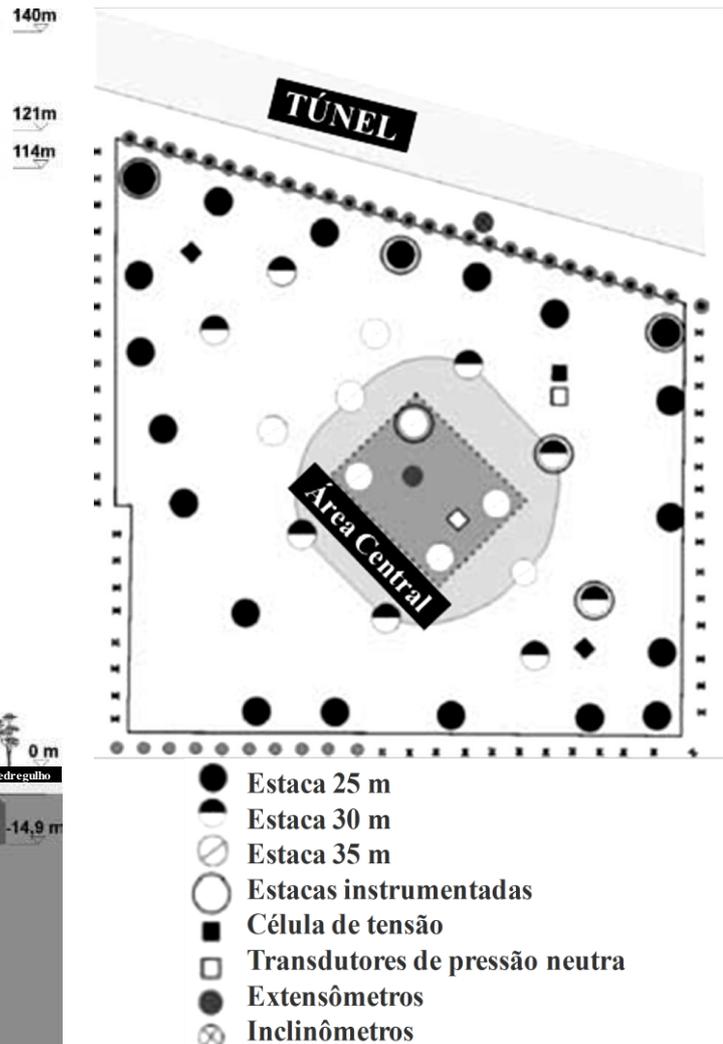


Figura 2.38 – Planta de fundação por estacas do City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

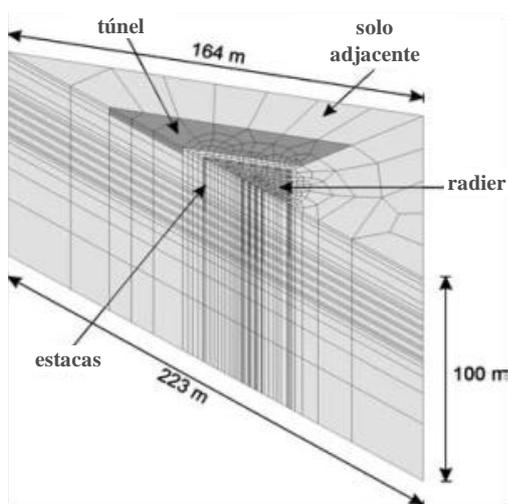


Figura 2.39 – Malha de elementos finitos da fundação do City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

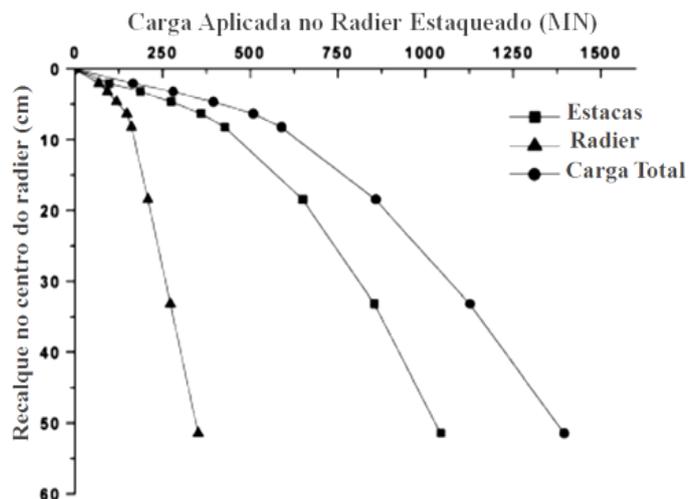


Figura 2.40 – Curvas carga *versus* recalque obtidas por MEF para as fundações do City Tower – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

Katzenbach *et al.* (2005) também realizaram análises numéricas para as fundações do Eurotheum (Figura 2.41), também em Frankfurt, Alemanha. Entretanto, as análises foram realizadas após a execução do edifício, de modo que os resultados numéricos foram comparados com os resultados obtidos ao final da construção, em 1999, a partir da instrumentação instalada no Eurotheum. A Figura 2.42 apresenta a malha de elementos finitos e características geométricas dos elementos estruturais e do maciço de solo consideradas nas análises numéricas, enquanto que a Figura 2.43 apresenta gráficos de recalque na fundação obtidos tanto por análises numéricas, quanto por instrumentação ao término da obra.

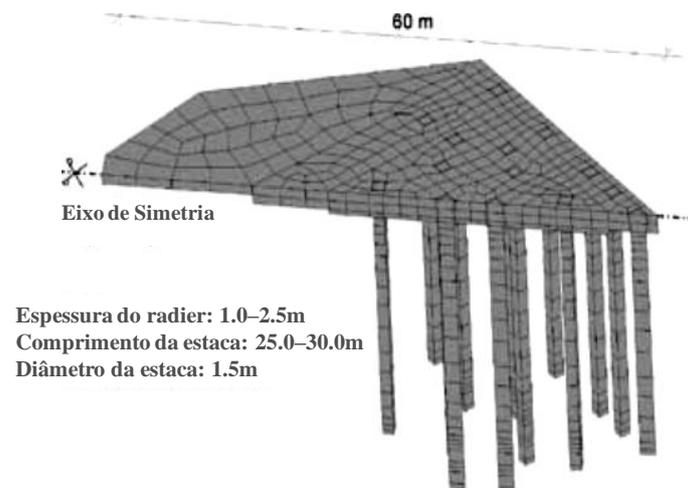


Figura 2.41 – Malha de elementos finitos da fundação do Eurotheum – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

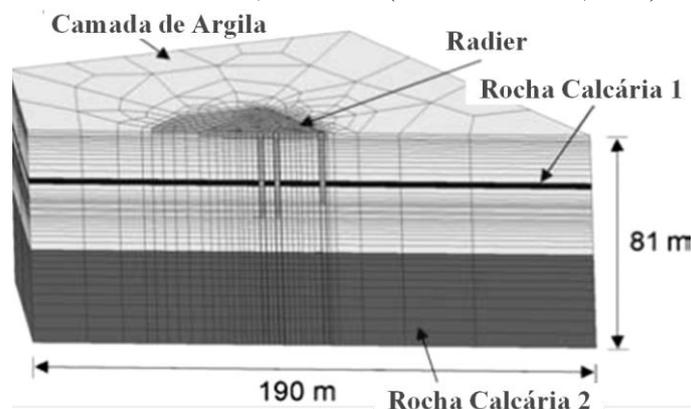


Figura 2.42 – Curvas carga *versus* recalque obtidas por MEF para as fundações do Eurotheum – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

Diante do observado nos resultados apresentados por Katzenbach *et al.* (2005) para o Eurotheum, verifica-se que os valores de recalque registrados são inferiores aos valores previstos nas análises numéricas. Tal condição pode ser explicada pelo fato de que devido ao processo de consolidação os valores de recalque poderão aumentar gradativamente até atingir valores próximos aos obtidos numericamente. Os autores chamam a atenção que o tempo de processamento para as análises numéricas foram em média 18 horas e que esse tempo

aumenta significativamente com o número de elementos finitos e, sobretudo, quando é considerado o efeito de consolidação. Segundo o autor a consideração desses aspectos estão diretamente relacionadas à evolução da tecnologia.

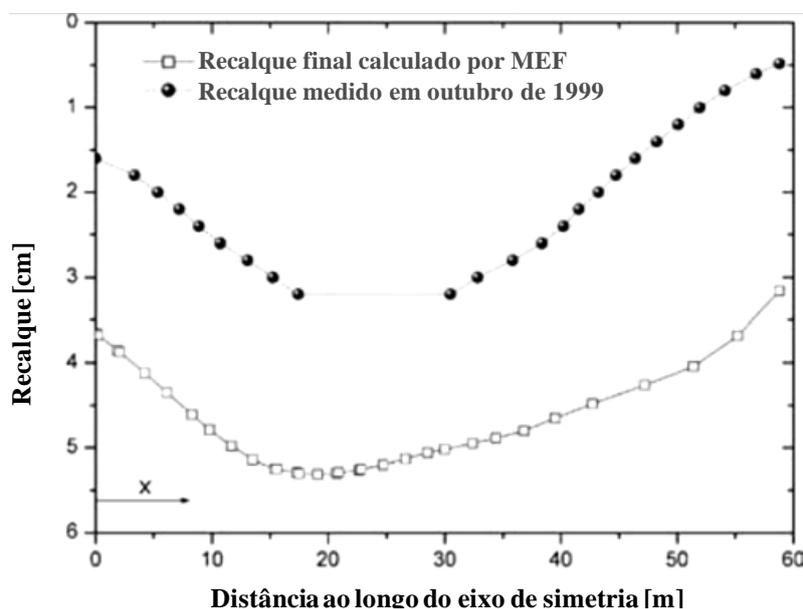


Figura 2.43 – Recalque previstos por MEF e medidos em campo nas fundações do Eurotheum – Frankfurt, Alemanha (Katzenbach *et al.*, 2005)

De Sanctis & Mandolini (2006) tiveram como principal objetivo avaliar a capacidade de carga em radiers estaqueados assentados sobre argila mole. Os autores propuseram avaliar a capacidade de carga de um radier estaqueado a partir da capacidade de carga isolada do radier e do grupo de estacas, o que segundo os mesmos podem ser avaliadas de maneira convencional. Esta proposta baseia-se na combinação linear das cargas de ruptura verticais de um radier isolado e de um grupo de estacas isoladas. Para estas análises os autores também utilizaram o programa de análises em 3D por elementos finitos ABAQUS versão 6.2. Foram considerados uma sapata circular sobre uma estaca, e outros três radiers quadrados assentados sobre 9, 25 e 49 estacas. Os autores sugerem estimar o fator de segurança do sistema de fundação multiplicando a soma dos fatores de segurança de cada componente da fundação por um valor global que varia entre 0,8 e 1,0, que são valores típicos indicados na literatura. Em outras palavras, o fator de segurança de um radier estaqueado poderá ser ligeiramente menor que a soma dos fatores de segurança do radier e do grupo de estacas isoladamente. Autores como Wu *et al.* (2002) (Figura 2.44) e Mandolini (2003) corroboram com essa afirmativa. O último ainda apresenta alternativas numéricas e analíticas para estimar a distribuição de carga em um radier estaqueado de forma mais racional.

Akinmusuru (1980), que apresentou um dos primeiros artigos clássicos no qual analisa comportamento de um radier estaqueado, já chamava a atenção para o fato de que a capacidade de carga do radier estaqueado não é apenas a soma algébrica das capacidades individuais de cada elemento do conjunto, porém, poderá ser maior, face à interação existente entre as partes e, em função de características próprias do conjunto ensaiado e do tipo de solo, a contribuição do radier na capacidade de carga pode variar.

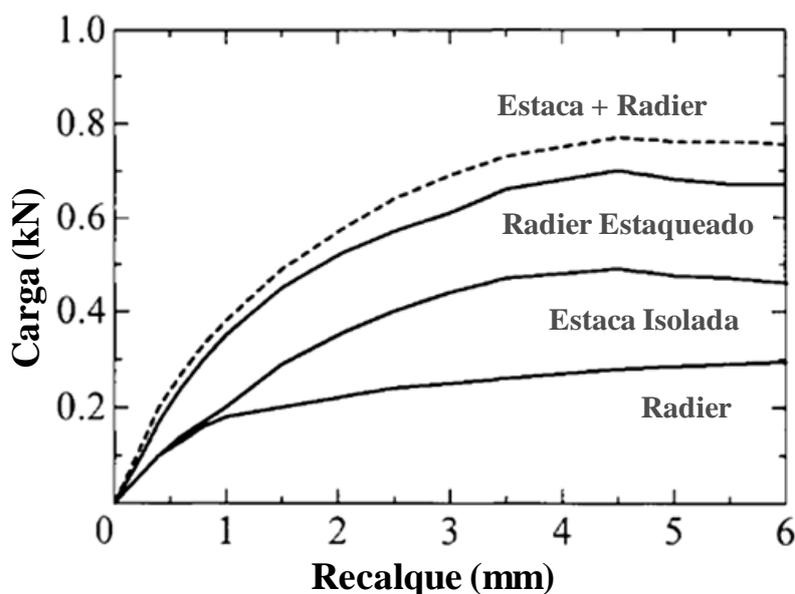


Figura 2.44 – Curvas carga recalque para o radier isolado, para estaca isolada, para o radier estaqueado e para a soma das parcelas do radier isolado e estaca isolada Wu *et al.* (2002)

Cui *et al.* (2010) publicaram estudo no qual avaliaram o efeito do tempo no comportamento de um sistema de fundação do tipo radier estaqueado a partir de análises numéricas por MEF. O solo foi modelado a partir dos parâmetros obtidos no critério de Mohr-Coulomb enquanto que o efeito de consolidação foi incorporado a partir da resolução da teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de escoamento e de equilíbrio). A Figura 2.45 apresenta o layout com a distribuição dos pilares sobre o radier e o respectivo posicionamento das estacas e a Figura 2.46 apresenta a vista isoparamétrica do modelo com a discretização dos elementos finitos. Uma das conclusões do autor foi que tanto o comportamento não linear do solo quanto as características de consolidação tem significativa influência sobre a desempenho da fundação ao longo do tempo e que ambas variáveis são intimamente relacionadas com a variação da pressão neutra do subsolo.

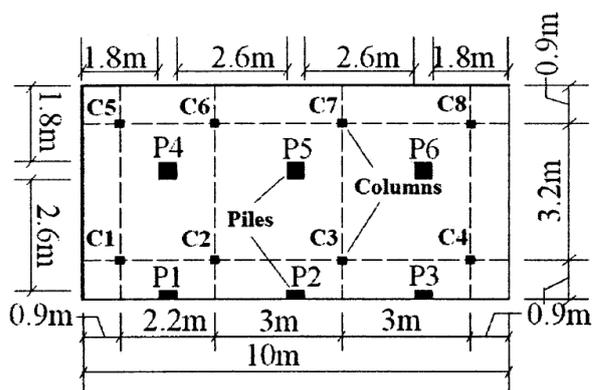


Figura 2.45 – Distribuição dos pilares e estacas sobre o radier.

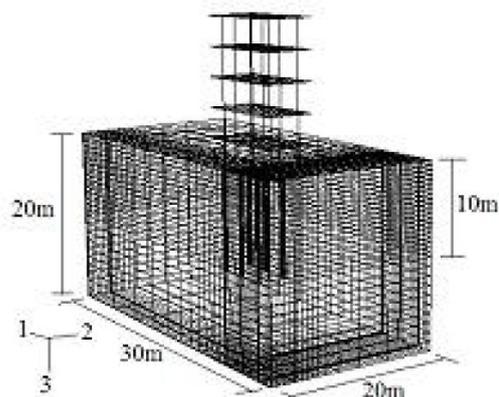


Figura 2.46 – Visão isoparamétrica do modelo em MEF.

Lee *et al.* (2010) também realizaram análises numéricas em 3D pelo método dos elementos finitos com o uso do ABAQUS em radiers estaqueados quadrados com área de 100m² e espessura de 1 metro sobre 9, 16 e 25 estacas com comprimentos de 8, 12 e 16 metros assentados sobre argila mole. Os autores se propuseram a estudar o comportamento desses radiers estaqueados assentados sobre uma argila mole e outra rijá com 20 metros de espessura e verificar a influência do espaçamento entre as estacas (Figura 2.47) na distribuição do carregamento (uniformemente distribuído e concentrado) e do recalque no radier e nas estacas.

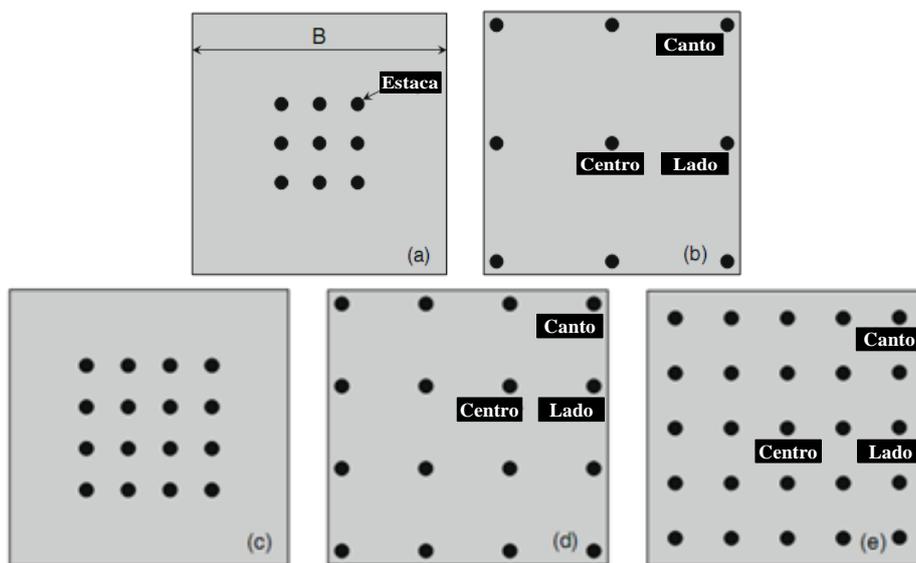


Figura 2.47 – Configurações da distribuição das estacas sob os radiers (a) $n = 9$ e $s/d = 3$; (b) $n = 9$ - $s/d = 9$; (c) $n = 16$ e $s/d = 3$; (d) $n = 16$ e $s/d = 6$, (e) $n = 25$ e $s/d = 4$ (Lee *et al.*, 2010).

Na Figura 2.48 pode ser observada em perspectiva, em planta e o perfil da malha de elementos finitos na qual é possível observar que o domínio horizontal considerado foi de 15 metros definidos a partir da face lateral do radier. Ainda nesta Figura verifica-se que os autores tiraram partido da condição simétrica do problema e simularam $\frac{1}{4}$ da malha de elementos finitos que foi construída com elementos do tipo hexaédrico de segunda ordem com 27 nós.

Os modelos constitutivos considerados foram Mohr-Coulomb para o solo e linear elástico e isotrópico para o radier e estacas conforme apresentado na Tabela 2.5. Nas análises realizadas pelos autores ainda foram feitas considerações sobre as propriedades de contato entre as estacas e o solo adjacente a estas, entretanto, os próprios autores mencionam que ainda existe uma grande dificuldade para determinar suas propriedades.

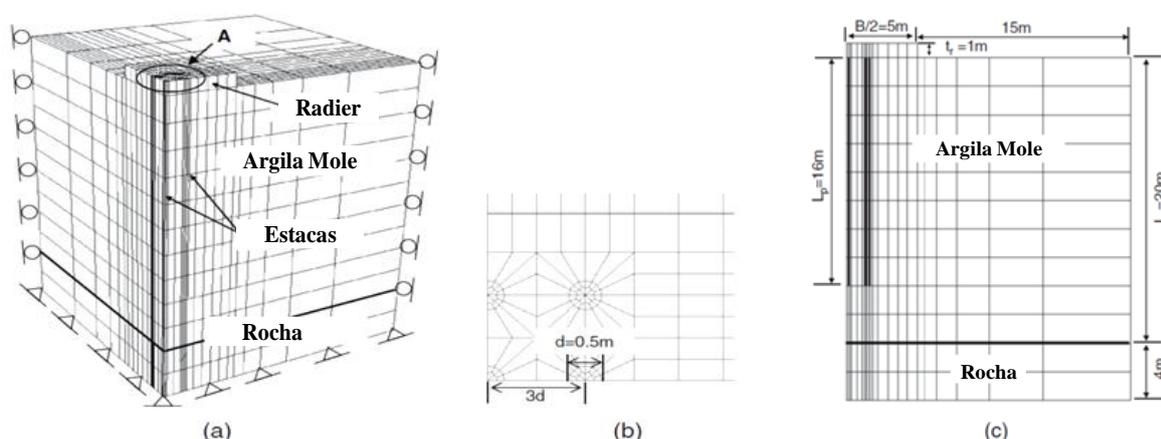


Figura 2.48 – (a) Malha de elementos finitos típica usada na análise 3D de um radier estaqueado com as respectivas condições de contorno; (b) Vista superior da malha de elementos finitos; (c) Vista lateral da malha de elementos finitos do radier estaqueado (Lee *et al.*, 2010).

Tabela 2.5 – Parâmetros utilizados por Lee *et al.* (2010) nas análises numéricas.

	Modelo	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ν	k_0	γ (kN/m ³)
Estaca	Elástico Linear	12500	-	-	0,25	0,01	25,0
Radier	Elástico Linear	30000	-	-	0,25	0,01	25,0
Argila Mole	Mohr-Coulomb	5,0	3,0	20,0	0,30	0,65	18,0
Argila Rija	Mohr-Coulomb	45,0	20,0	20,0	0,30	0,65	19,0
Rocha	Mohr-Coulomb	500,0	0,1	45,0	0,30	0,50	20,0

Conforme esperado, observou-se que de acordo com os resultados obtidos por Lee *et al.* (2010), os recalques e cargas nas estacas em um radier estaqueado têm forte dependência da consideração ou não do elemento de interface entre as estacas e o solo adjacente, assim como da configuração na distribuição das estacas na base do radier. Observou-se que os recalques médios considerando elementos de contato estaca-solo, foram maiores do que os obtidos nas condições em que essa situação é omitida, enquanto que às cargas máximas nas

estacas foram menores ao considerar o elemento de interface estaca-solo. Verificou-se ainda que a distribuição de carga nas estacas varia de acordo com o espaçamento entre estacas, bem como com a consideração ou não do elemento de interface solo-estaca. Outro fator relevante é que o tipo de carregamento, concentrado ou uniformemente distribuído, influencia diretamente na distribuição de cargas nas estacas e no recalque do radier, assim, maior atenção deve ser dada a distribuição das estacas na base do radier a fim de otimizar um projeto de um radier sobre estacas. Observou-se também que o coeficiente α_{pr} diminuiu com o aumento do nível de carga aplicado e conseqüentemente com o aumento dos recalque e que essa redução foi mais significativa a medida que foi aumentado o espaçamento entre estacas, tanto para a argila mole quanto para a rijá.

Al-Baghdadi (2006) realizou análises numéricas em radier estaqueado por método dos elementos finitos. O autor desenvolveu um programa para análise de radiers estaqueados designado por 3DSPRANO (*3-Dimensional Soil Pile Raft Analysis by Nonlinear Finite Element*). O Tipo de elemento finito utilizado pelo autor foi o hexaédrico com 20 nós para modelar as estacas, o radier, o solo e a interface entre a estaca e o solo. Na modelagem, entre o solo, as estacas e o radier foram utilizados elementos de interface. A estaca foi considerada um material linear elástico e o solo foi modelado a partir do modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb. O autor realizou análises paramétricas investigando o efeito da inserção de estacas na base do radier para atenuar recalques em solos arenosos.

Este estudo incluiu análise do efeito do comprimento das estacas, do espaçamento, diâmetro, número de estacas e espessura do radier. Os resultados obtidos apontaram para o fato de que o comprimento das estacas e o espaçamento entre estas, tiveram maior efeito na redução do recalque e que com o aumento da espessura do radier reduziu o efeito promovido pelo aumento do número de estacas inseridas para controle do recalque diferencial. As Figuras 2.49 e 2.50 apresentam a malha de elementos finitos e a distribuição das estacas na base do radier considerados pelo autor. A Figura 2.51 apresenta a relação entre o recalque diferencial obtido nas análises realizadas pelo autor em função da carga total aplicada. Foram consideradas cargas entre 10000 kN e 60000 kN. É possível observar no gráfico apresentado que quanto maior a quantidade de estacas na base do radier, menor o recalque diferencial e que para o radier sobre nove estacas independentemente do nível de carregamento, não houve variação significativa dos valores de recalque diferencial. Mais detalhes sobre os resultados obtidos pelo autor podem ser obtidos diretamente no seu respectivo trabalho.

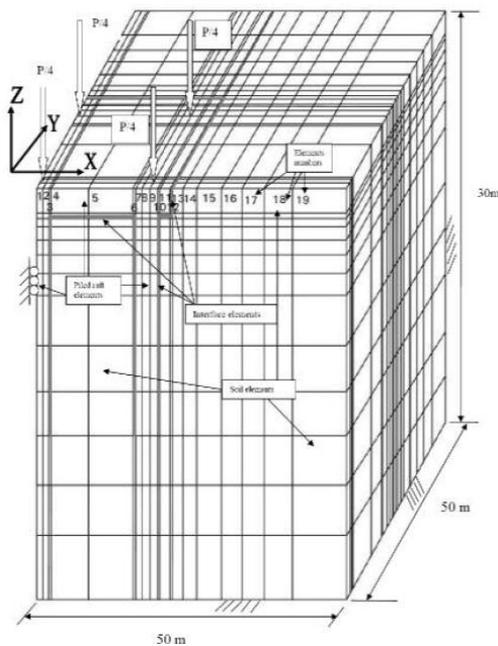


Figura 2.49 – Malha de elementos finitos obtida a partir do 3DSPRANO (Al-Baghdadi, 2006).

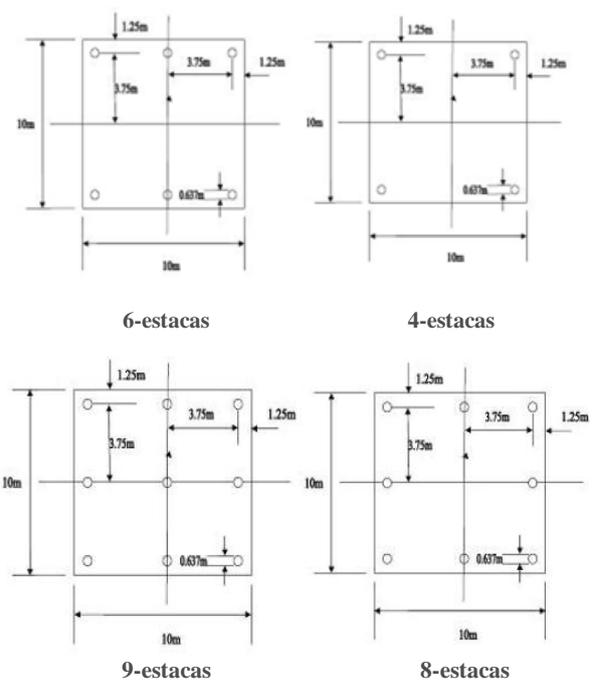


Figura 2.50 – Localização das estacas na base dos radiers (Al-Baghdadi, 2006).

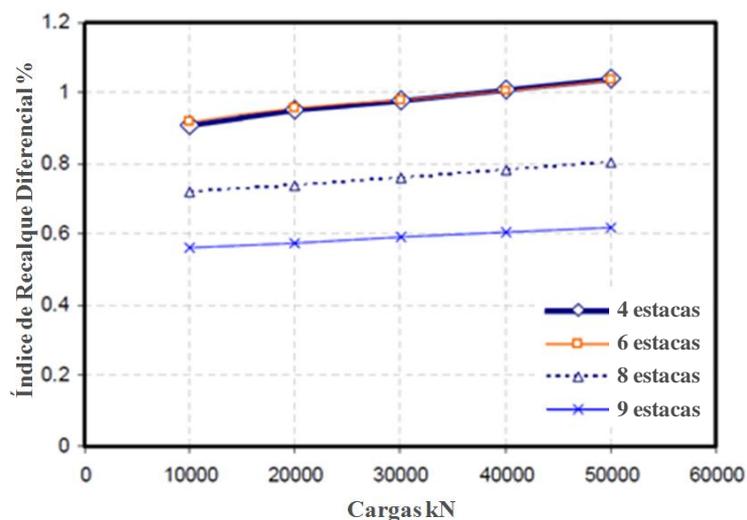


Figura 2.51 – Recalque diferencial versus carga aplicada para radiers sobre 4, 6, 8 e 9 estacas. (Al-Baghdadi, 2006).

Souza (2010) realizou um estudo cujo principal objetivo foi avaliar o efeito da interação entre estacas. Para isso, foram utilizados o programa GARP 8 (*Geotechnical Analysis of Rafts with Piles*), que é um programa híbrido, ou seja, combina mais de um método de análise numérica, no caso elementos finitos e de contorno, e o programa DIANA, que é um programa baseado na rotina de cálculo de elementos finitos e desenvolvido pela *TNO Building and Construction*. O autor inicialmente calibrou as ferramentas numéricas com resultados e dados disponíveis previamente na literatura e posteriormente realizou análises para radiers estaqueados com número de estacas variável entre 1 e 100 estacas. O elemento

finito considerado pelo autor em suas análises é denominado por CTE30, isoparamétrico piramidal com 3 faces e 10 nós, com interpolação quadrática e integração numérica. O autor considerou tanto o solo quanto o concreto com propriedades elástico lineares e a carga aplicada foi equivalente a 500,0 kN por estaca considerada sob o radier, uniformemente distribuídas e posteriormente concentrada em uma placa de 0,5 metros de aresta. As Figuras 2.52 e 2.53 apresentam a disposição das estacas na base do radier e a malha de elementos finitos considerada pelo autor na análise com 36 estacas sob o radier. O autor obteve como resultado a porcentagem de carga absorvida por estaca, pelo radier, tanto a partir do GARP 8 quanto pelo DIANA. A Figura 2.54 apresenta os resultados obtidos no que diz respeito à distribuição de carga para o radier com 0,5 metros de espessura e para cada uma das 36 estacas. Para diminuir o esforço computacional o autor processou $\frac{1}{4}$ do problema. Nas Figuras 2.55 e 2.56 o autor apresenta o recalque diferencial nos radiers com 0,5 e 1,5 metros de espessura, nas quais fica nítida a diferença de comportamento ao se considerar um radier com dimensões que atribui ao mesmo um comportamento flexível e rígido.

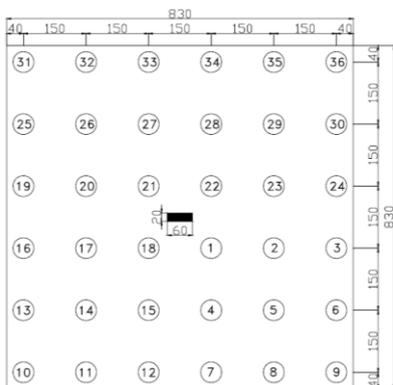


Figura 2.52 – Disposição das 36 estacas na base do radier (Souza, 2010).

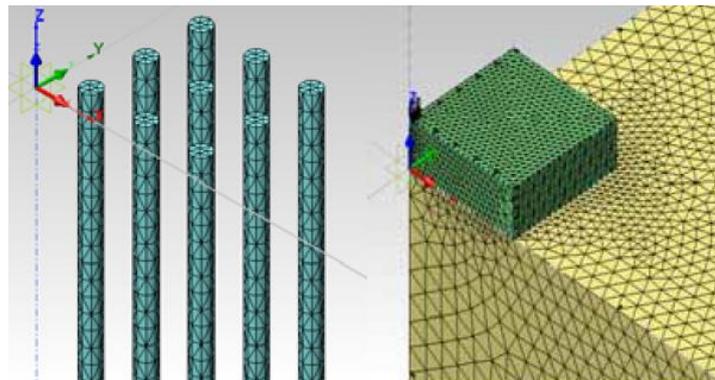


Figura 2.53 – Malha de elementos finitos utilizada na modelagem do radier sobre 36 estacas (Souza, 2010).

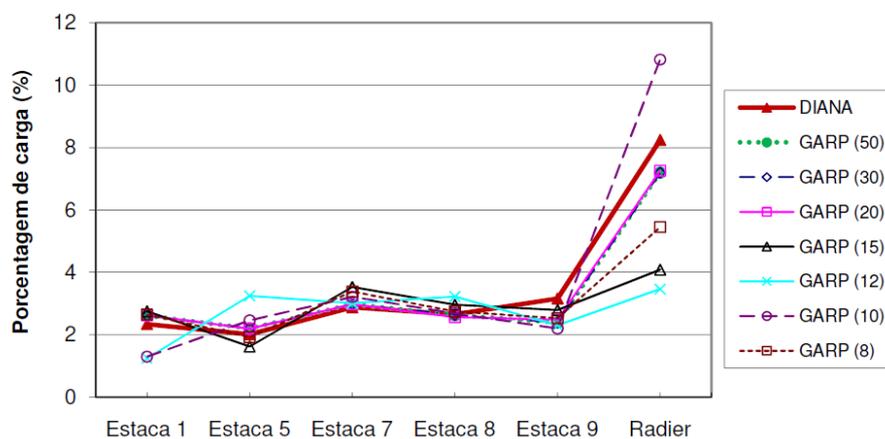


Figura 2.54 – Cargas mobilizadas em cada uma das 36 estacas e no radier para $t = 0,5$ metros (Souza, 2010).

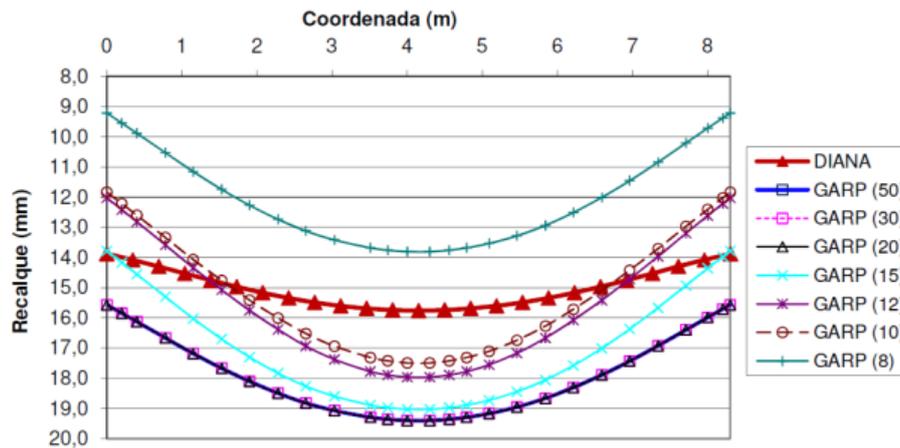


Figura 2.55 – Recalques diferenciais no radier com espessura de 0,5 metros sobre 36 estacas (Radier Flexível) (Souza, 2010).

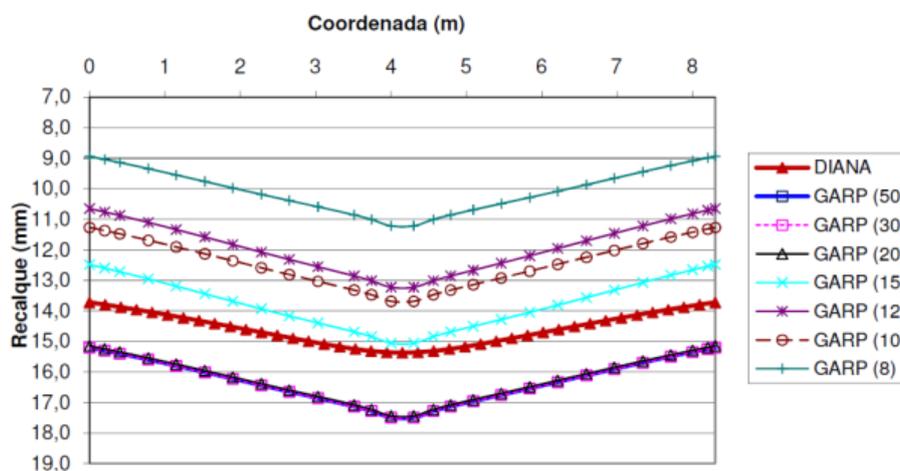


Figura 2.56 – Recalques diferenciais no radier com espessura de 1,5 metros sobre 36 estacas (Radier Rígido) (Souza, 2010).

Rabiei (2010) descreve em seu artigo o desenvolvimento de um projeto de radier estaqueado para um edifício residencial em *Mazandaran* no Irã. As análises numéricas foram realizadas com o programa *ELPLA*, cuja solução matemática para o radier é o método dos elementos finitos e no trabalho foram consideradas nove configurações diferentes para o radier estaqueado, onde foi variado tanto o número de estacas quanto o comprimento das mesmas dentro do radier (Figura 2.57). A largura “**Br**” e a espessura “**tr**” do radier considerada foram de 30 metros e 1,0 metro respectivamente, enquanto que a carga aplicada foi igual a 1,6 kPa. Na Figura 2.58 são apresentados os recalques absolutos e os recalques diferenciais máximos para cada uma das configurações, enquanto que na Figura 2.59 apresenta-se a porcentagem de carga absorvida pelas estacas. De acordo com os autores dentre todas as configurações, a carga máxima absorvida pelas estacas foi 60% e o recalque diferencial máximo foi de 3,0cm.

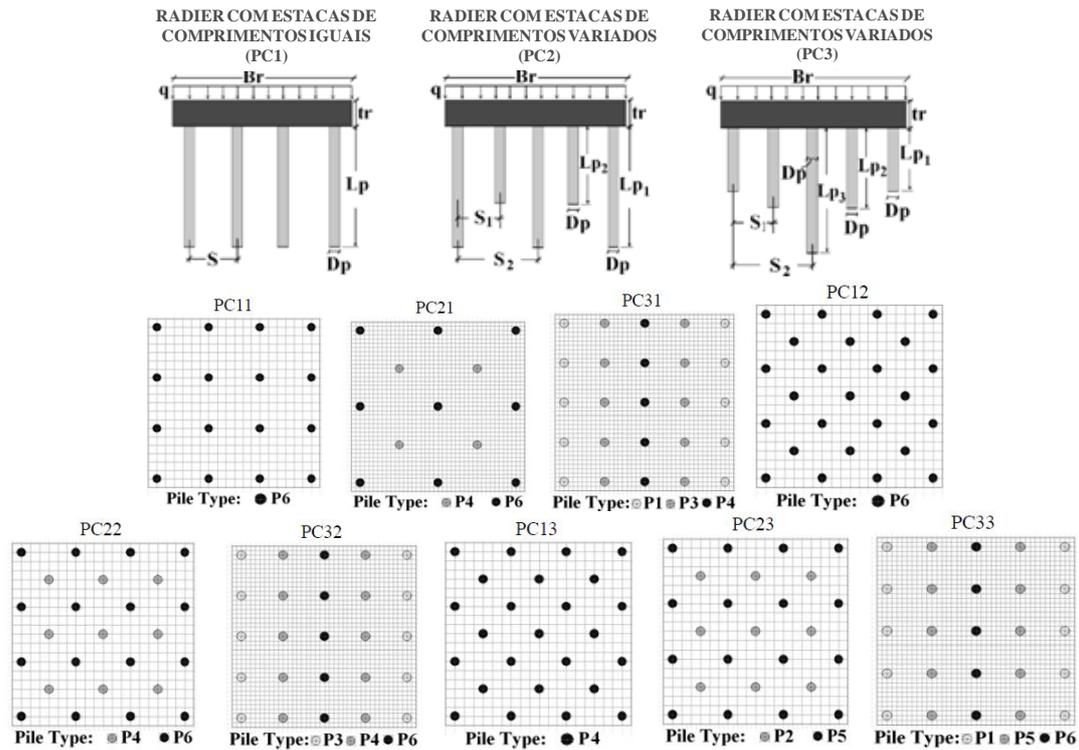


Figura 2.57 – Configurações dos radiers estaqueados analisados por Rabiei (2010).

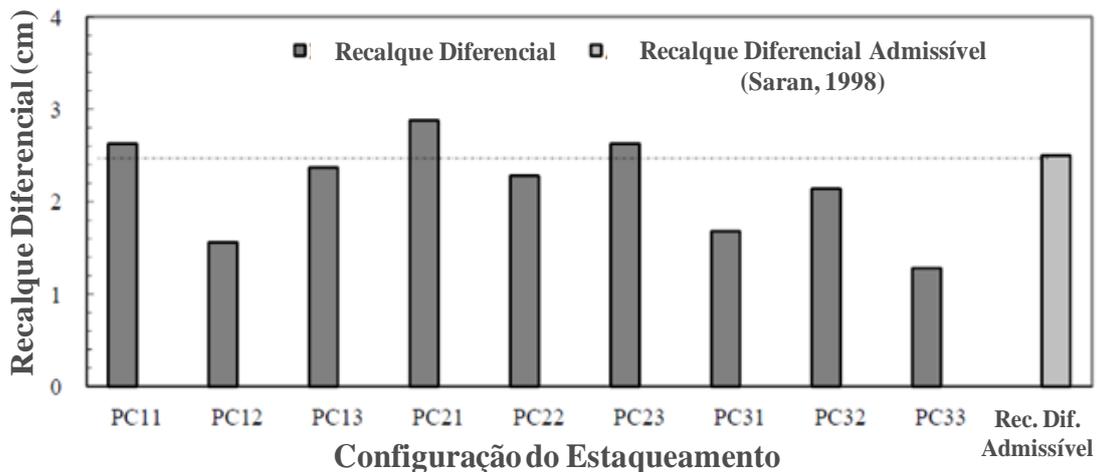


Figura 2.58 – Recalque diferencial para as configurações propostas por Rabiei (2010).

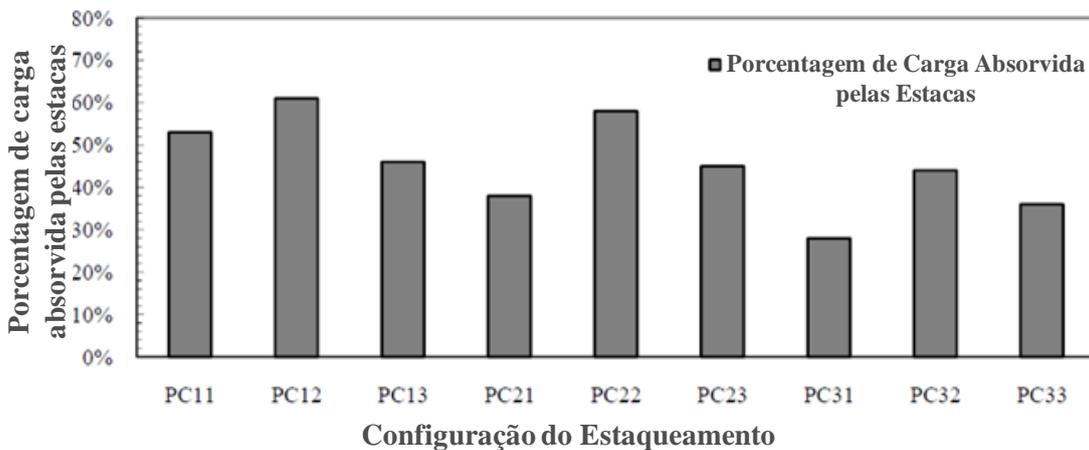


Figura 2.59 – Porcentagem de carga absorvida pelas estacas para as configurações propostas por Rabiei (2010).

Yilmaz (2010) realizou análises numéricas em radier estaqueado com o software *Plaxis 3D Foundation Engineering* e comparou os resultados pelo MEF com resultados obtidos por métodos analíticos. As dimensões do radier estaqueado considerado foram 24 x 28 x 2m. Foram consideradas desde 63 até 143 estacas com espaçamento igual a 2,25m e comprimentos de 25 e 30 metros respectivamente. Todos os outros parâmetros foram mantidos constantes e os resultados mostraram que para o caso das estacas com 25 metros a partir de 100 estacas não há redução significativa de recalque enquanto que para as estacas com 30 metros de comprimento esse valor reduz para 80.

Russo *et al.* (2013), realizaram avaliação dos recalques da fundação em radier estaqueado do *Burj Khalifa Tower*, em Dubai a partir dos softwares GARP e NAPRA respectivamente. Os autores reavaliaram os recalques com base na interpretação dos resultados de provas de carga nas estacas. De acordo com os autores os valores médios de recalque diferencial para o radier estaqueado com os softwares foram compatíveis com os medidos em campo ao final da construção da torre.

2.5. ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE RADIERS ESTAQUEADOS

O comportamento em grande escala das estruturas contrasta com a simplicidade das pesquisas conduzidas em laboratórios ou em campo, em modelos reduzidos. O histórico da construção e a complexidade do subsolo, assim como a interação entre a superestrutura e a fundação são variáveis que tornam o problema mais complexo e análises simplificadas faz com que os resultados obtidos, por vezes conduzam a resultados e previsão de comportamento longe do comportamento real esperado (Mandolini *et al.*, 2005). Além disso, fatores como tecnologias na fabricação e execução das estacas, espaçamento entre estacas, relação entre comprimento e diâmetro das estacas e a posição das estacas afetam a capacidade de carga do grupo. Por isso, é fundamental compreender o comportamento dos grupos e os mecanismos de ruptura das estacas, bem como a interação e mobilização do atrito lateral e reação do solo sob carregamento.

Liu *et al.* (1985) e Liu & Zhenlong (1989) mencionam que apesar de muitos estudos experimentais e teóricos terem sido realizados sobre o comportamento e a capacidade de suporte de grupos de estacas sob carregamento vertical, os resultados não representam

totalmente a realidade, pois a maioria deles são resultados de estudos laboratoriais em modelos reduzidos.

Esses autores realizaram, com a cooperação entre “*Académie chinoise de Recherche du Bâtiment*” e a “*Bureau du Comité de l'Irrigation du Fleuve Jaune du Shandong*”, provas de carga “*in situ*” em estacas isoladas e grupos de estacas escavadas em um solo homogêneo ao lado da barragem do Rio Amarelo, próximo a *Jinan*. Os autores apresentaram resultados de provas de carga realizadas em estacas isoladas e grupos de estacas escavadas com características semelhantes a de uma construção real no local. As estacas têm diâmetro entre 12,5cm e 33,0cm e comprimentos entre 8 e 23 vezes o diâmetro das estacas executadas na China em um depósito de areia siltosa. Foram considerados grupos de estacas de 2 até 16 estacas além de terem sido realizadas provas de carga com inundação e sem inundação prévia do solo.

Para os radiers estaqueados foram avaliadas variáveis como espaçamento entre estacas, comprimento das estacas e o diâmetro das estacas. A instrumentação utilizada nas provas de carga foram células de pressão de corda vibrante, extensômetros para medida de deslocamento, dispositivos para medir transferência de carga ao longo da estaca e tassômetros (utilizados para medida de recalques em cotas mais profundas dentro e fora do estaqueamento). A Figura 2.60, obtida a partir dos resultados de prova de carga para o radier sobre 9 estacas, mostra que as curvas de mobilização do atrito lateral em função do recalque são claramente diferentes das obtidas para uma estaca isolada. O pico do atrito lateral médio na estaca isolada é nítido e relativamente baixo. Observa-se que se o comprimento das estacas forem maiores que 1,5 vezes a aresta do radiers, o atrito lateral cresce para valores maiores do que os obtidos para uma estaca isolada. Esse comportamento pode ser creditado ao fenômeno denominado por “*hardening*”.

Na Figura 2.61, apresenta-se também a relação entre o atrito lateral mobilizado e os recalques, sendo que para o grupo de estacas. Observa-se que os grupos de estacas, sem o contato bloco/solo, apresentaram um maior atrito lateral último do que o radier estaqueado similar, o espaçamento relativo igual a 3.

Conforme apresentado nas Figuras 2.62, 2.63, 2.64 e 2.65, a parcela de carga absorvida pelo radier varia em função do diâmetro das estacas (quanto menor o diâmetro maior a carga absorvida pelo radier), do comprimento relativo das estacas (quanto menor o comprimento das estacas, mais carga é absorvida pelo radier), do espaçamento entre estacas (quanto maior espaçamento, mais carga é absorvida pelo radier) do número de estacas (quanto maior menos o radier é exigido).

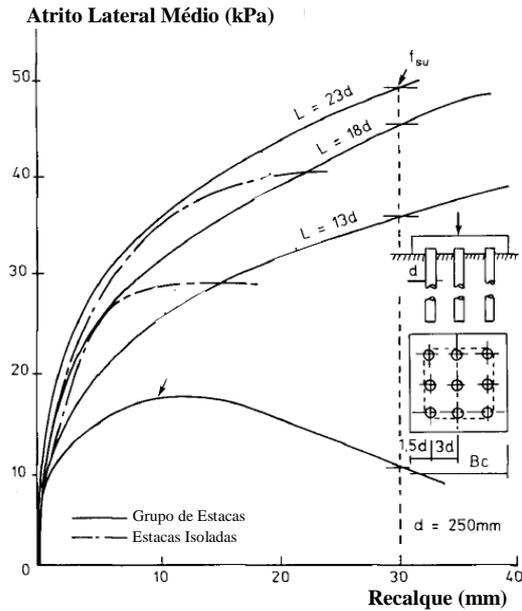


Figura 2.60 – Mobilização do atrito lateral em um radier sobre 9 estacas (Liu & Zhenlong, 1989).

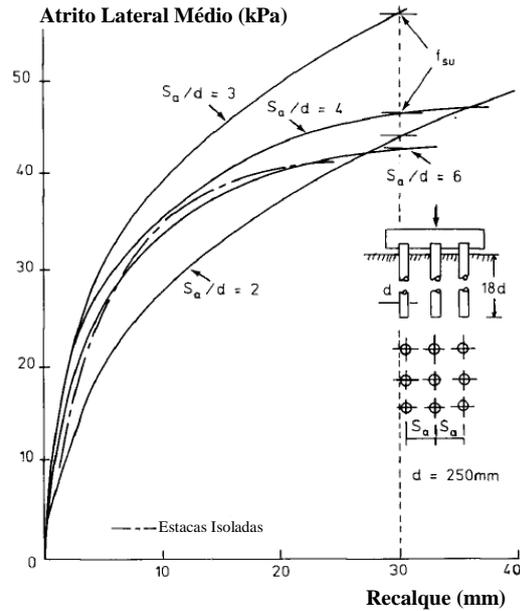


Figura 2.61 – Mobilização do atrito lateral em um bloco sobre 9 estacas (Liu & Zhenlong, 1989).

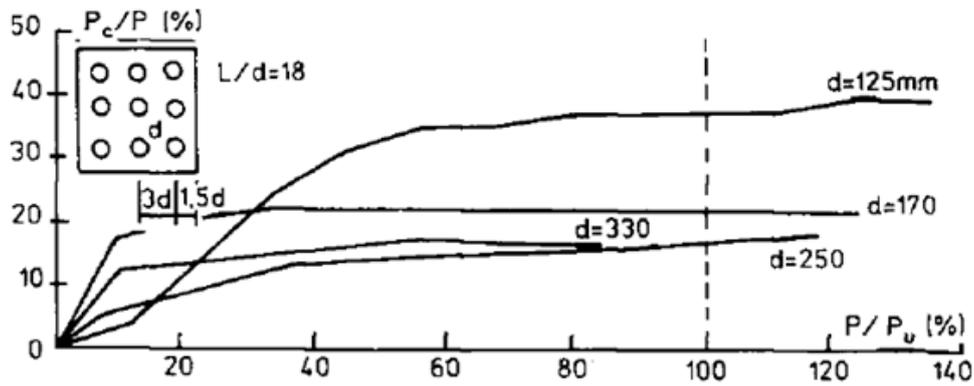


Figura 2.62 – Influência do diâmetro das estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (LIU; ZHENLONG, 1989)

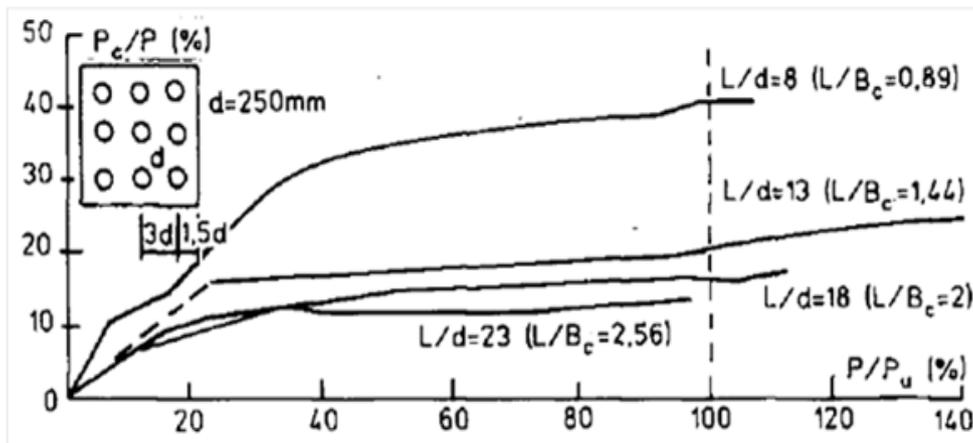


Figura 2.63 – Influência do comprimento das estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (Liu & Zhenlong, 1989)

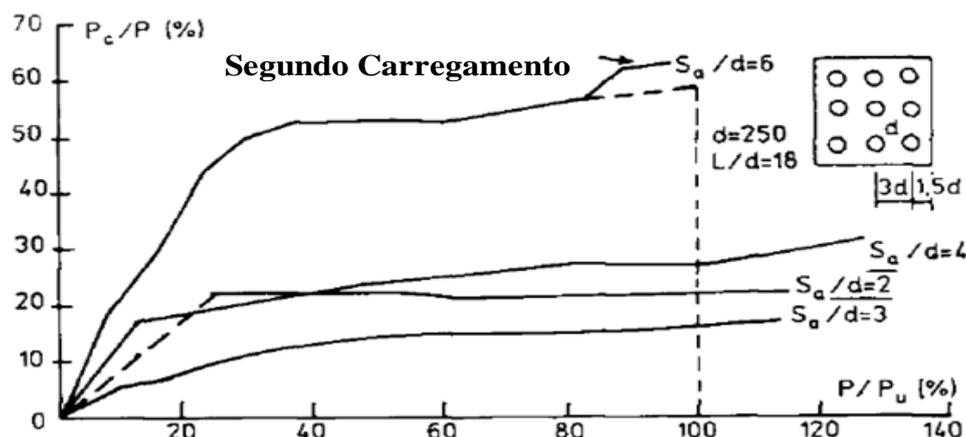


Figura 2.64 – Influência do **espaçamento** entre estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (Liu & Zhenlong, 1989)

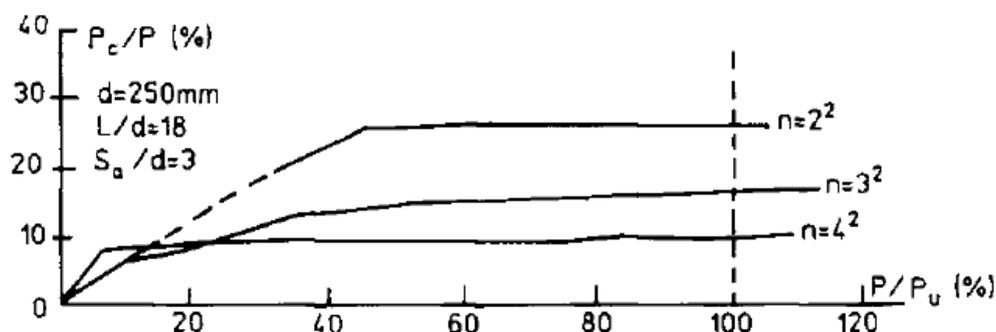


Figura 2.65 – Influência do **número** das estacas na absorção de carga no radier estaqueado. (Liu & Zhenlong, 1989)

Sales (2000) apresentou uma das primeiras teses na temática de fundações mistas no Brasil. Este trabalho foi contemplado com uma etapa experimental e outra numérica. As análises numéricas foram realizadas, com o uso do programa híbrido GARP, inclusive o autor implementou a metodologia na qual é considerada a resposta de estacas totalmente mobilizadas sob o radier, dando origem a uma nova versão do programa (GARP 7.0). A etapa experimental desse trabalho contou com a realização de nove provas de carga “*in situ*”, seis em solo natural e três em solo inundado.

A Figura 2.66 apresenta as curvas carga versus recalque da sapata e estacas isoladas e da sapata sobre uma estaca, na qual se observa com nitidez a diferença de comportamento da sapata estaqueada e o incremento na capacidade de carga da fundação (Sales, 2000). De acordo com Sales (2000) a semelhança entre as curvas carga versus recalque da estaca isolada e da sapata estaqueada até 70 kN confirmam que a estaca comanda o recalque do sistema, além disso, pode-se verificar que embora após 70 kN de carga aplicada que os recalques na sapata estaqueada aumentem sensivelmente, a sapata estaqueada apresenta desempenho muito superior ao da sapata isolada. Tal condição levou o autor a concluir que as estacas funcionaram como elementos redutores de recalque, que é a sua função original (Figura 2.67),

até 70 kN a carga estava sendo absorvida pela estaca, quando a partir de então, a sapata passou a ser solicitada.

O espaçamento entre as estacas do grupo de estacas e da sapata estaqueada foi equivalente a 5 diâmetros, e a respeito do efeito de grupo o autor chama a atenção para o fato de que a capacidade de carga do grupo de 4 estacas, sem contato com o solo, foi quatro vezes superior à capacidade de carga da estaca isolada, ou seja, não havendo portanto influência do referido efeito. O autor isolou o recalque em uma das estacas do grupo e observou que o recalque da estaca isolada pertencente ao grupo é superior ao recalque da estaca isolada.

Na prova de carga realizada na sapata assentada sobre quatro estacas “virgens” foi observada a contribuição da sapata na capacidade de carga do sistema de fundação. Do início ao final do carregamento em média 70% do carregamento foi destinado às estacas e 30% para a sapata.

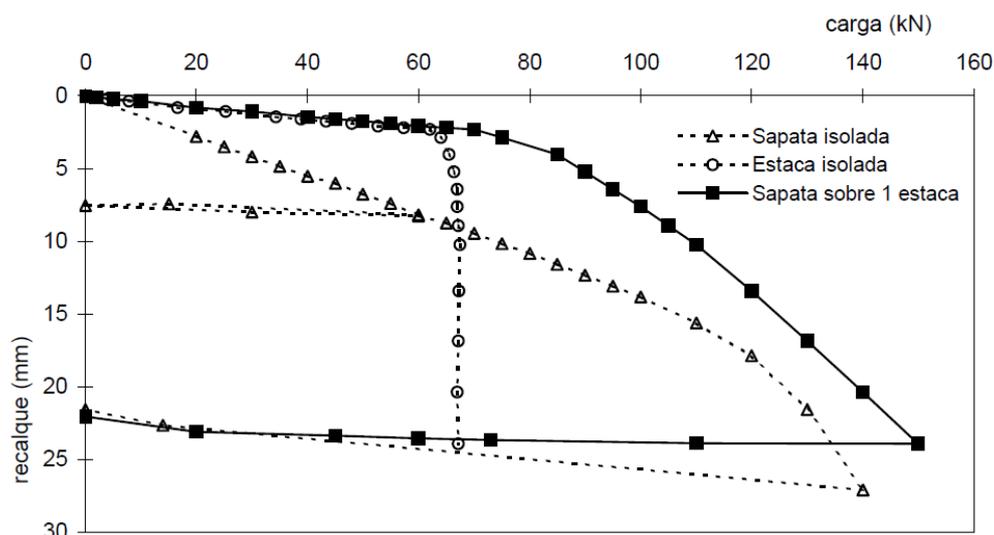


Figura 2.66 – Curvas carga versus recalque das sapatas isolada e sobre uma estaca e da estaca isolada (Sales, 2000).

Na Figura 2.68, Sales (2000) comparou as curvas carga versus recalque da estaca isolada, de uma estaca do grupo de quatro estacas e de outra estaca da sapata sobre quatro estacas virgens. De acordo com os resultados apresentados o recalque foi mais elevado em uma estaca pertencente à sapata estaqueada do que o obtido para a estaca isolada.

O autor destaca que a estaca apresenta menor rigidez devido à presença da sapata em contato com o solo além de causar redução da ordem de 10% na capacidade de carga da estaca isolada. Vale salientar também que a comparação é válida para o elemento estaca isoladamente, pois a capacidade de carga da sapata estaqueada certamente é maior do que a capacidade de carga dos elementos individualizados.

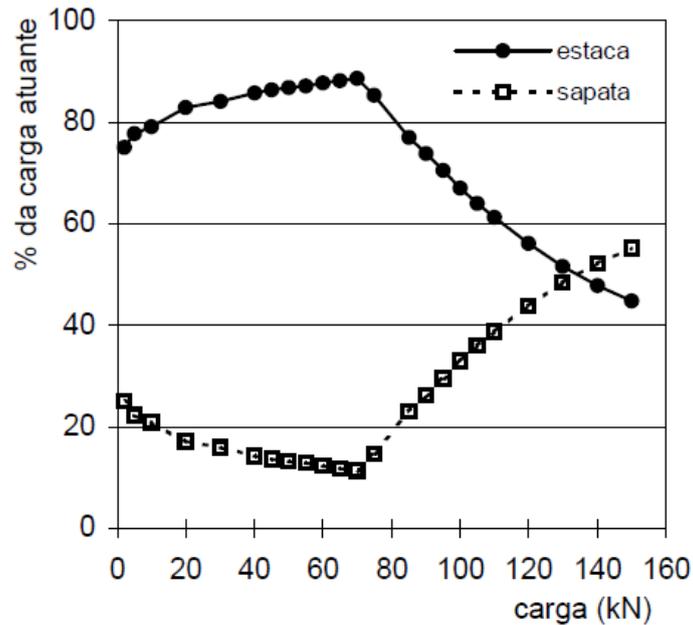


Figura 2.67 – Distribuição de carga entre a estaca e a sapata na sapata sobre uma estaca (Sales, 2000).

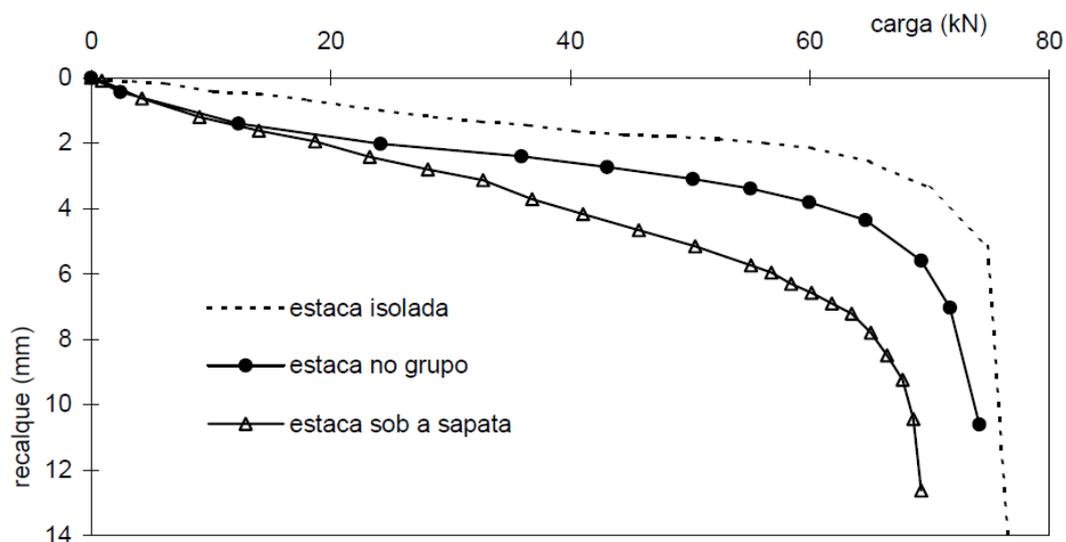


Figura 2.68 – Comportamento médio de uma estaca em diferentes provas de carga (Sales, 2000).

Alguns anos depois, Anjos (2006) executou três radiers sobre estacas tipo Hélice Contínua com 0,3 metros de diâmetro e comprimento médio de 8 metros no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília. A Figura 2.69 apresenta as estacas executadas e respectivas escavações à espera das armaduras e da posterior concretagem.

Como complemento deste trabalho, Janda *et al.* (2009) realizaram análises numéricas por elementos finitos em 3D em radier assentado sobre estacas tipo hélice contínua em um solo colapsível. As simulações numéricas foram realizadas com o software Plaxis 3D. A Figura 2.70 apresenta, em planta, o layout dos radiers estaqueados discretizados no Plaxis 3D. As curvas carga *versus* recalque dos radiers estaqueados obtidas numericamente foram

comparadas com os resultados das provas de carga realizadas no campo experimental da Universidade de Brasília (UnB) (Figura 2.71).



Figura 2.69 – Estacas executadas e radiers escavados a espera da armadura e concretagem. (Anjos, 2006).

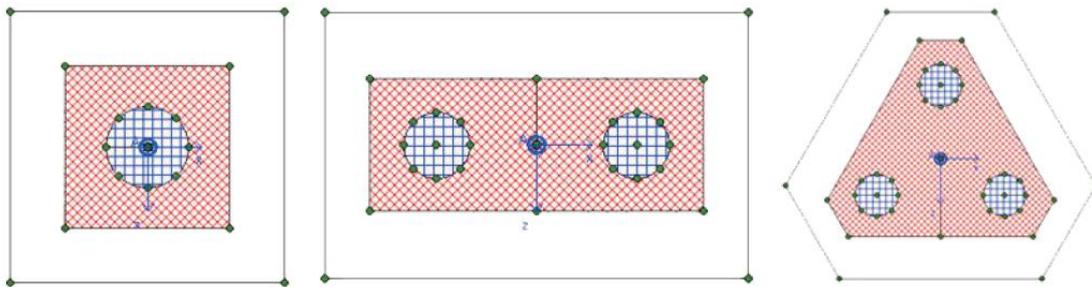


Figura 2.70 – Layout dos blocos discretizados no Plaxis 3D (Janda *et al.*, 2009).

Os autores mencionados ainda verificaram a contribuição do radier na capacidade de carga da fundação. Dessa forma realizaram análises numéricas dos grupos de estacas, em que não foi considerado o contato do bloco com o solo. Ao comparar os resultados obtidos para os radiers estaqueados e para o grupo de estacas, observa-se nitidamente que o contato com o solo atribui à fundação um ganho significativo de capacidade de carga (Figura 2.72).

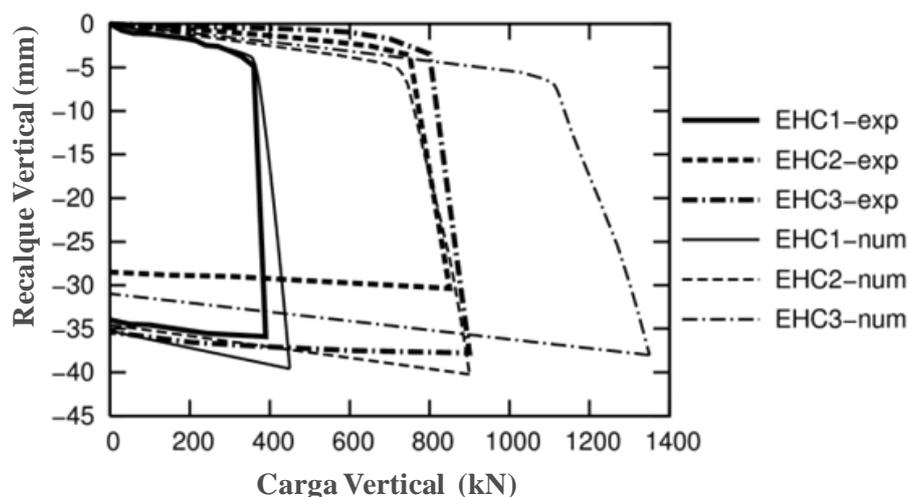


Figura 2.71 – Curvas carga *versus* recalque dos radiers estaqueados obtidas experimentalmente e numericamente (Janda *et al.*, 2009).

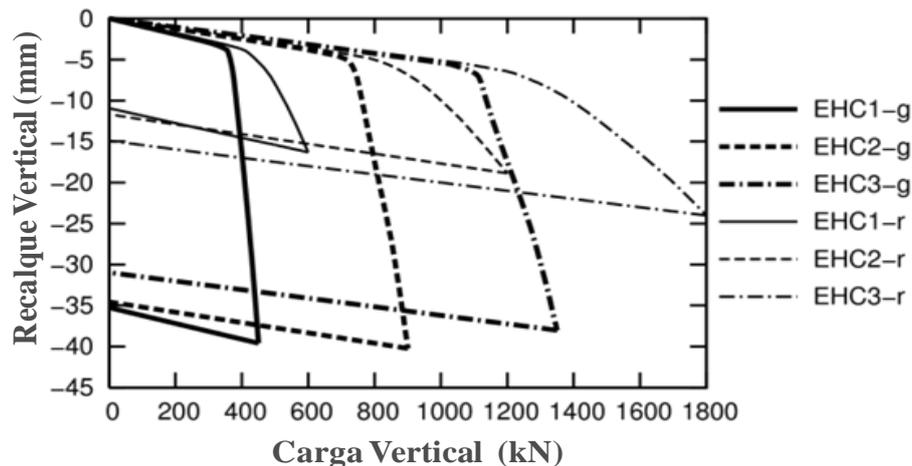


Figura 2.72 – Curvas *versus* carga recalque obtidas numericamente com o Plaxis 3D para os grupos de estacas (g) e para os radiers estaqueados (r) (Janda *et al.*, 2009).

A correta determinação da distribuição de carga entre as estacas e radier é fundamental para o avanço nos fundamentos relacionados ao radier estaqueado de modo que somente assim é possível tirar partido por completo das potencialidades tanto do radier quanto das estacas instaladas em sua base (Mandolini *et al.*, 2005).

Mandolini *et al.* (2005) publicaram a Figura 2.73 que reporta casos em que embora apresentem diferenças significativas no tipo de subsolo que compõe a região onde as estacas foram executadas, são todas caracterizadas por serem estruturas de fundação e/ou superestruturas rígidas, portanto podem ser comparadas. Conforme apresentado na referida Figura, embora com valores dispersos, as estacas de canto e de borda do radier absorvem mais carga à medida que é reduzido o espaçamento entre estacas atingindo valores entre 1,5 e 3,0. Já com o radier, a tendência é inversa, o aumento do espaçamento entre estaca promove uma maior absorção de carga do radier, atingindo valores de cerca de 70% para espaçamentos de 12 vezes o diâmetro da estaca (Figura 2.74).

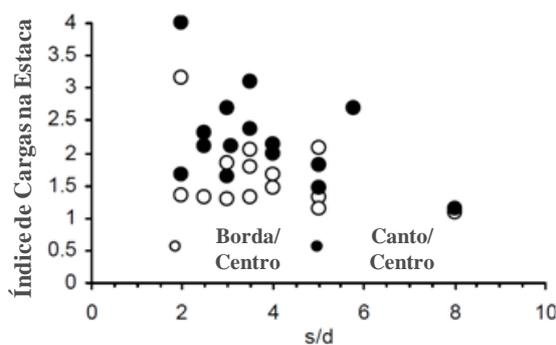


Figura 2.73 – Distribuição de cargas entre as estacas em função da sua localização e espaçamento entre eixos (Mandolini *et al.*, 2005).

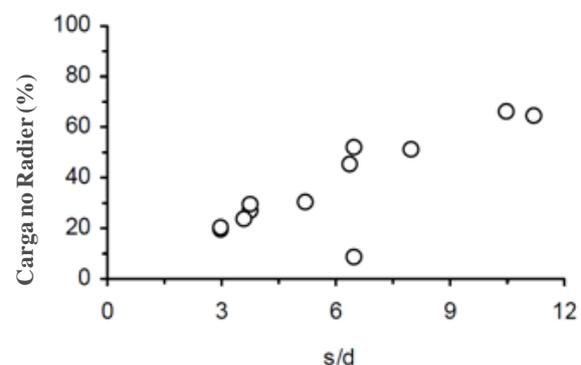


Figura 2.74 – Porcentagem de distribuição de cargas no radier em função do espaçamento entre eixos das estacas. (Mandolini *et al.*, 2005).

Soares (2011) estudou os mecanismos de transferência de carga de radiers assentados sobre estacas *Hollow Auger* na cidade de João Pessoa-PB e determinou após a realização de provas e carga, o percentual de carga absorvida pelos elementos estruturais de fundação e a distribuição de cargas ao longo do comprimento das estacas.

Nessa pesquisa foram executadas 14 estacas teste com diâmetro de 0,30 metros e comprimento de 4,50 metros sem armadura longitudinal ou transversal. As 14 estacas foram subdivididas em dois tipos de fundação: grupo de estacas e radier estaqueado. Cada um dos tipos de fundação foi contemplado com as seguintes configurações: uma estaca, duas estacas e quatro estacas, totalizando 6 agrupamentos. Apenas uma estaca foi instrumentada de cada agrupamento foi instrumentada. Ao todo o autor realizou sete provas de carga, seis nos conjuntos mencionados anteriormente e uma prova de carga direta realizada no bloco pré-moldado rígido, com dimensões de 1,55m x 1,55m x 0,85m que posteriormente foi utilizado para todas as outras seis provas de carga, ora sendo apoiado apenas nas estacas (grupos de estacas) ora apoiado tanto nas estacas quanto no solo (radiers estaqueados). Assim, as estacas não foram engastadas no bloco, de modo que entre este e as estacas foram instaladas células de carga com capacidade de 1000 kN. Entre a viga de reação e o bloco foi instalada outra célula de carga, esta com capacidade máxima de 4000 kN (Figuras 2.75, 2.76 e 2.77).



Figura 2.75 – Detalhe do contato do bloco com a viga de reação (Soares, 2011)



Figura 2.76 – Detalhe do contato do bloco com as estacas (Soares, 2011)

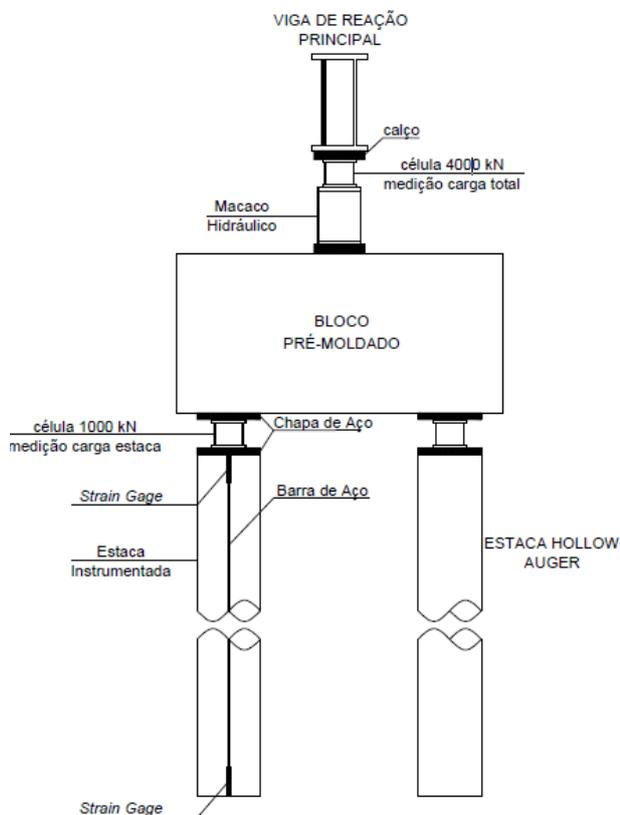


Figura 5.16 Esquema da instrumentação das estacas e bloco (Soares, 2011)

Nas Figuras 2.78 e 2.79 são apresentadas as curvas carga *versus* recalque obtidas por Soares (2011) para os grupos de estacas, os radiers isolado e estaqueados ensaiados respectivamente. A partir dessas figuras é possível observar que, conforme esperado a capacidade de carga da fundação aumentou significativamente com o aumento do número de estacas sob o radier e que é nítida a contribuição do radier na capacidade de carga da fundação.

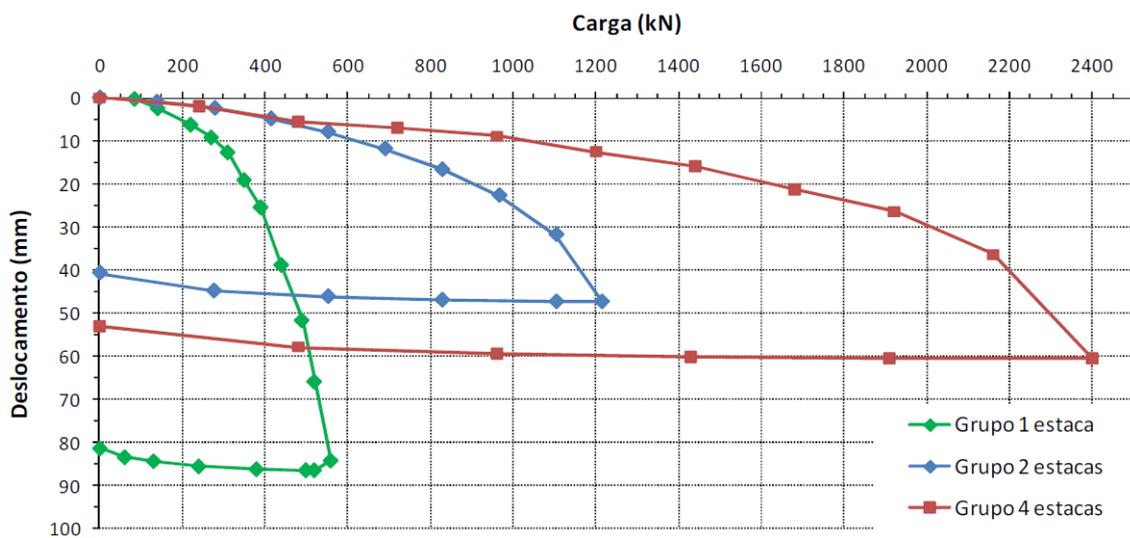


Figura 2.78 – Curvas carga versus recalque obtidas para os grupos de estacas (sem contato) (Soares, 2011)

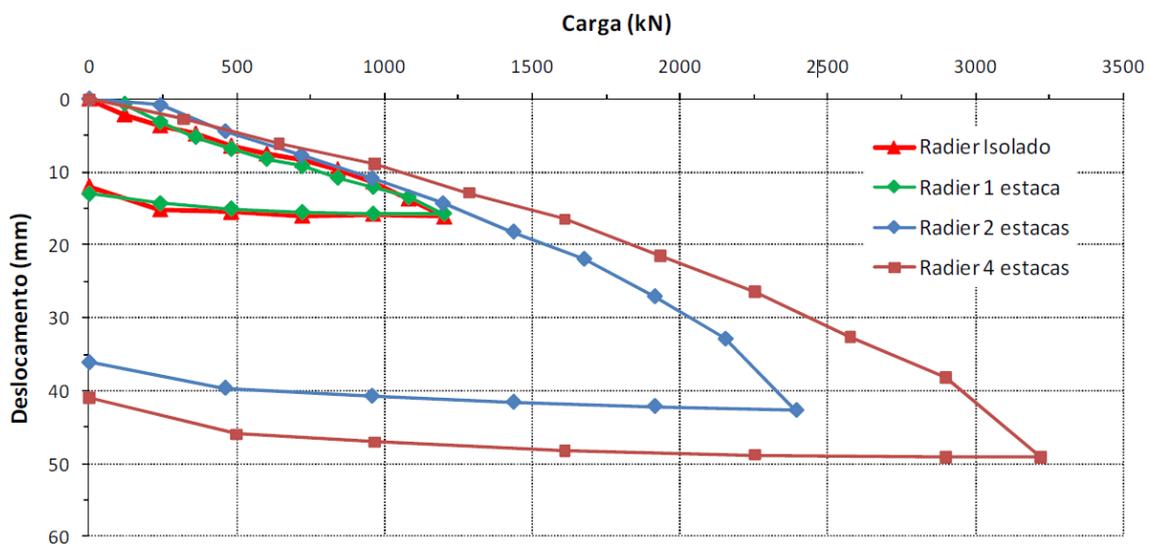


Figura 2.79 – Curvas carga versus recalque obtidas para os radiers isolado e estaqueados (com contato).

2.5.1. Modelagem Física de Radiers Estaqueados

Uma alternativa que tem se tornado cada vez mais comum é a realização de estudos analíticos experimentais a partir de modelos em escala reduzida em laboratórios. A principal vantagem desses estudos é a possibilidade de ter maior controle sobre as condições de

contorno do problema, como por exemplo, tipos de solo, integridade e controle de qualidade dos elementos estruturais da fundação. Por outro lado, o efeito escala é uma variável que ainda precisa ser tratada de forma cuidadosa a fim de que a aplicação dos resultados obtidos nesses modelos em escala reduzida possam ser utilizados na prática.

Os resultados obtidos em modelos com escala reduzida certamente são mais confiáveis nos casos em que os ensaios são realizados dentro de centrífugas, próprias para ensaios em modelos reduzidos, visto que as centrífugas tem o objetivo de submeter um modelo físico reduzido a um campo gravitacional diferenciado de forma a reproduzir no protótipo o estado de tensões e o comportamento da estrutura ou do fenômeno estudado com se esses estivessem na sua verdadeira grandeza.

Wiesner & Brown (1978) realizaram uma série ensaios de laboratório em radier sobre 6 e 9 estacas em argila pré-consolidada. O diâmetro das estacas possuíam diâmetros variavam entre 9,6mm e 10,1mm, com comprimento de 249mm e espaçamentos entre eixos de 5 a 7 diâmetros. O solo foi consolidado em um reservatório cilíndrico, com diâmetro e profundidade de 59cm e 48cm respectivamente. De acordo com os autores os resultados, em geral, se mostraram satisfatórios quando comparados os valores experimentais e os calculados pela Teoria da Elasticidade, principalmente na previsão dos recalques.

Além da etapa numérica do estudo discutido na seção anterior desta tese, Yilmaz (2010) realizou um estudo experimental em escala reduzida em laboratório no qual foi analisado um radier isolado, radier com 16 estacas e posteriormente outro radier com 49 estacas, assentado em argila de origem caulínica. No modelo as estacas foram representadas por hastes de aço cujo diâmetro e comprimento foram de 2mm e 75mm respectivamente, enquanto que o radier foi representado por uma placa de alumínio quadrada, medindo 50 x 50 x 10mm instalados em uma caixa cuja aresta mede 20cm (Figura 2.80 e 2.81) . O sistema foi carregado com 40 kPa e 75 kPa e os valores de recalque foram medidos paralelamente. Este estudo verificou, experimentalmente, que o aumento do número para além de estacas para além de um valor denominado como “ótimo” é ineficiente na tentativa de reduzir recalques no sistema de fundação. A Figura 2.82 apresenta um esquema do experimento realizado em laboratório. O autor comparou os resultados obtidos no modelo reduzido com os resultados obtidos a partir do método analítico de Clancy & Randolph (1993). A Figura 2.83 apresenta a relação entre o fator de redução de recalque e o número de estacas e conforme na qual se observa concordância entre os resultados e que existe uma tendência à redução do fator de recalque para radiers com número de estacas superiores a 49. Mais detalhes e resultados sobre o referido trabalho pode ser obtido diretamente na referência

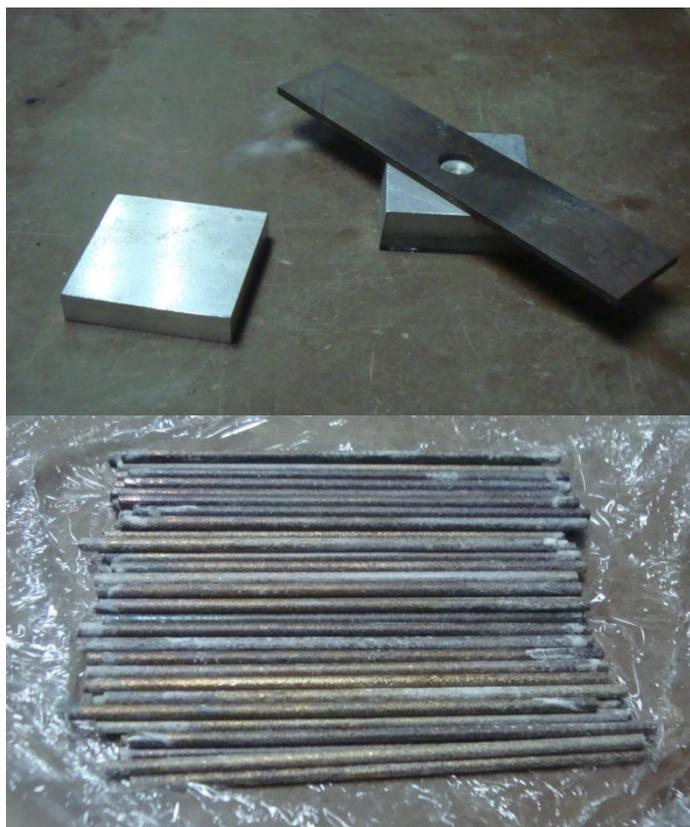
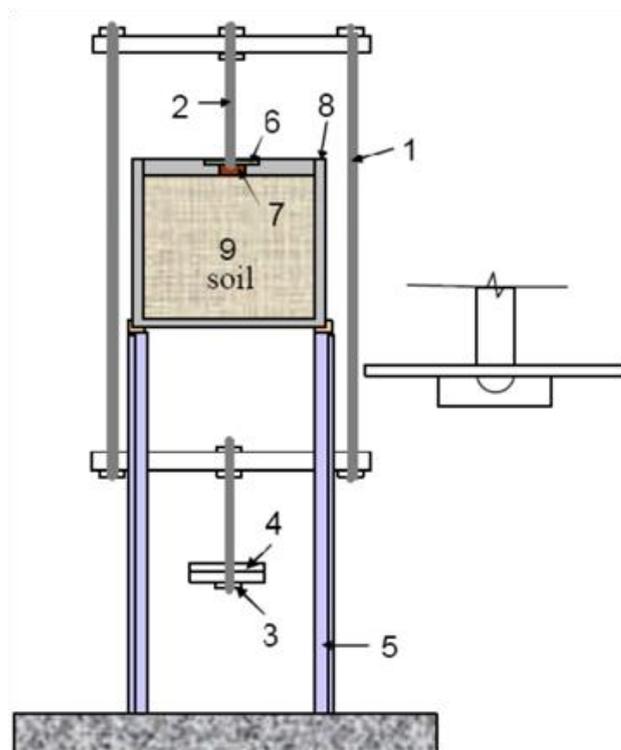


Figura 2.80 – Placa de alumínio e hastes de aço representando radier e estacas no modelo em escala reduzida (Yilmaz, 2010).



Figura 2.81 – Sistema de aplicação de carga em modelo em escala reduzida (Yilmaz, 2010).



1. Pórtico de Carregamento
2. Pistão de Carregamento
3. Suporte para Incremento de Carga
4. Carga
5. Apoio da Caixa de Ensaio
6. Plataforma para Posicionamento dos Transdutores
7. Modelo Reduzido de Sapata
8. Caixa de Ensaio
9. Amostra de Solo

Figura 2.82 – Esquema com dispositivos do modelo em escala reduzida para ensaio em laboratório (Yilmaz, 2010).

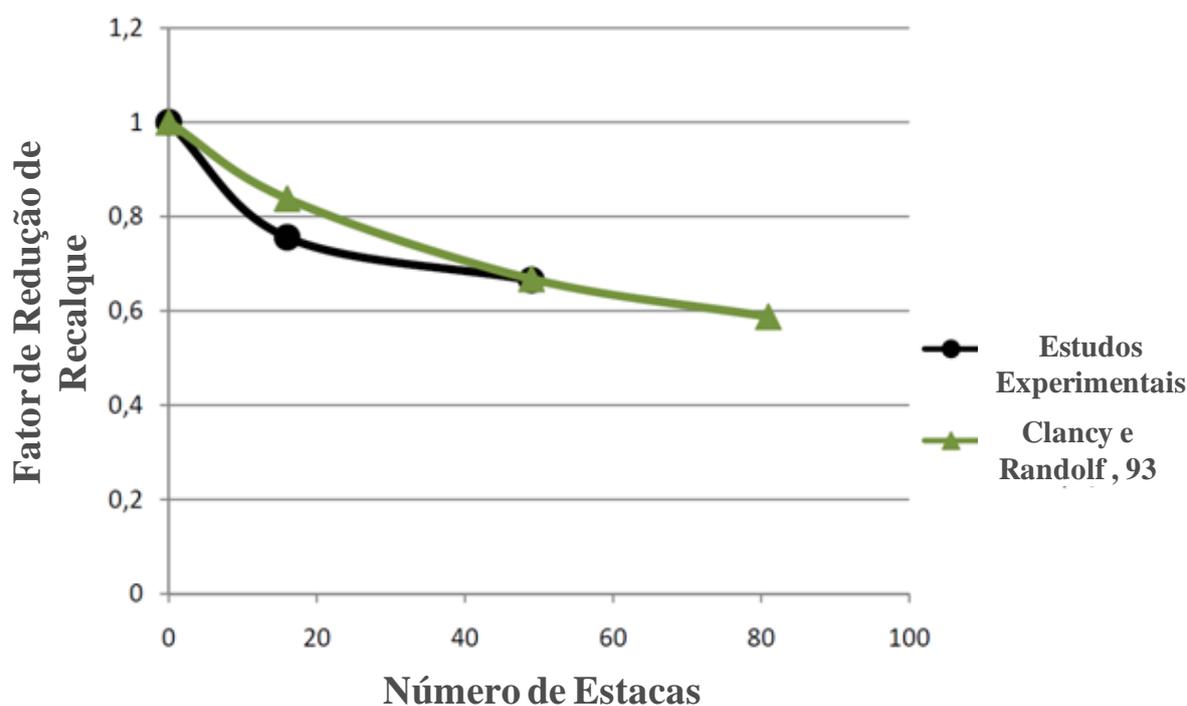


Figura 2.83 – Resultados experimentais e analíticos do fator de redução de recalque *versus* número de estacas (Yilmaz, 2010).

Vasudev & Unnikrishnan (2009) realizaram um estudo experimental em um modelo em escala reduzida e compararam os resultados experimentais obtidos com os obtidos em análises numéricas realizadas por MEF a partir do software GEOFEM.

Tavares (2012) e Cordeiro (2013), o último com tese em andamento, realizaram uma série de ensaios em escala reduzida na UnB (Figura 2.84). Os autores avaliaram o comportamento de um sistema de fundação em radier estaqueado com e sem a presença de estacas defeituosas instrumentadas, assentado em areia e submetido a carregamentos verticais. Foram testados rádiers com 4, 9 e 16 estacas de alumínio revestida com areia, cujos espaçamentos verticais variaram entre 3 e 9 vezes o diâmetro das estacas. As estacas utilizadas medem 232mm e 12,8mm de comprimento e diâmetro respectivamente. A Figura 2.85 apresenta a curva carga *versus* recalque obtida para o caso em que foi ensaiado um radier sobre 4 estacas. Nesta é possível observar a considerável contribuição do radier na capacidade de carga da fundação.



Figura 2.84 – Esquema de disposição dos equipamentos e desenho esquemático dos dispositivos utilizados nas provas de carga (Tavares, 2012).

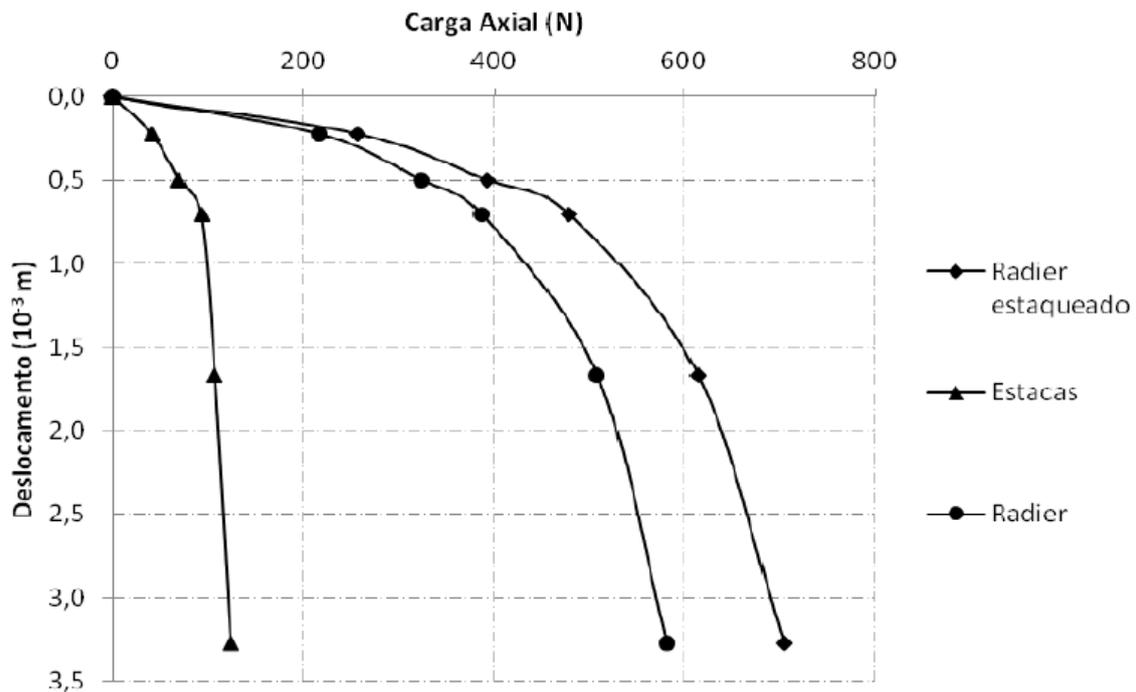


Figura 2.85 – Gráfico carga *versus* recalque do radier e da estaca para o radier estaqueado com 9 estacas (Tavares, 2012).

2.6. CONTROLE DE QUALIDADE EM FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Uma obra de engenharia está susceptível a ocorrência de diversos problemas e, de maneira geral, quando esses problemas ocorrem nas fundações, o reparo tem um custo

elevado, visto que demandam soluções complexas, de grande responsabilidade. Além disso, por vezes as atividades de reparo e reforço de uma fundação necessitam de mudanças na dinâmica de uso da edificação sendo por vezes preciso suspender as atividades até o fim dos procedimentos de reparo. Além disso, a ocorrência das patologias nas fundações geram vários danos arquitetônicos, estéticos, funcionais e estruturais, causando desconforto, transtornos, prejuízos financeiros e até mesmo colocando vidas em risco.

Com o passar dos anos, tanto os processos construtivos como os materiais empregados na execução das obras de engenharia, sobretudo nas fundações, têm sido objeto de sucessiva evolução, de modo a encontrar a melhor solução em termos de custo-benefício. No âmbito da geotecnia de fundações, além da qualidade do material empregado e do controle adequado no processo executivo, as características do terreno têm influência decisiva no comportamento da estaca e consequentemente da fundação.

Embora existam inúmeros métodos de dimensionamento e previsão do comportamento de uma fundação por estacas, a qualidade e o desempenho das estacas dependem dos cuidados tomados durante a execução e instalação. Desta forma, o processo executivo deve ir além de simples registros elaborados durante a execução, o que pode oferecer, muitas vezes, algumas dúvidas e incertezas no que diz respeito à qualidade das estacas construídas.

Fleming *et al.* (1992) apresentam estudo em que relaciona o número de ensaios para verificação da integridade da estaca e a probabilidade de se obter estacas defeituosas no estaqueamento. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra que quanto maior o número de ensaios realizados maior a probabilidade de detectar estacas defeituosas, ou seja, maior a confiabilidade do estaqueamento. Diante do exposto pelos autores, pode-se concluir que o número de ensaios a serem realizados para ter representatividade e assim obter um controle de qualidade eficaz é elevado.

De acordo com a experiência prática e com as recomendações preconizadas pela NBR 6122/2010 sejam seguidas, naturalmente a qualidade da execução das fundações tende a aumentar e a necessidade de intervenções seja durante a execução da obra, seja após o término da mesma será reduzida.

Dentre as inúmeras recomendações destaca-se a necessidade de que cada estaca seja registrada individualmente, com informações correspondentes ao comprimento real da estaca, desvio na implantação, características do equipamento de escavação, qualidade dos materiais utilizados, consumo de materiais e comparação, em cada traço, entre o consumo real e o

consumo teórico, controle do posicionamento da armadura durante a concretagem, anotação de anomalias ocorridas durante a execução, registro do tempo entre o ao início e fim da escavação e da concretagem. Além dessas informações é necessário realizar o controle tecnológico do concreto, assim como o controle executivo das estacas, onde para as estacas tipo hélice contínua monitoradas, são controladas informações a respeito da pressão de bombeamento do concreto, verticalidade, profundidade da perfuração. Com relação às estacas pré-moldadas (cravadas), o controle de qualidade deve ser feito diretamente no momento da cravação mediante a determinação da nega, repique e energia durante a cravação.

Tabela 2.6 – Probabilidade de testar pelo menos uma estaca defeituosa no universo de 100 estacas (Adaptada de Fleming *et al.*, 1992)

Número de Estacas Defeituosas	Número de Estacas Ensaaiadas	Probabilidade de que no mínimo uma estaca defeituosa seja escolhida
2	2	1 / 25
2	5	1 / 10
2	10	1 / 5,5
2	20	1 / 3,0
10	2	1 / 5,5
10	5	1 / 2,5
10	10	1 / 1,5

Mesmo cercado de todos os cuidados ainda é possível à ocorrência de situações que coloquem em dúvida o bom comportamento do estaqueamento seja devido ao próprio processo executivo, seja devido à própria variabilidade do solo. Dessa forma, torna-se indispensável, inclusive está previsto em norma, o controle de qualidade do estaqueamento após o término de sua execução.

No controle de qualidade de estacas há que distinguir basicamente dois aspectos: a integridade da estaca e a sua resistência como elemento estrutural, assim como a rigidez e a resistência do sistema solo-estaca. Dentre as técnicas para verificação da integridade de uma estaca destacam-se os métodos que tiram partido do princípio de propagação de ondas, dos quais se pode destacar o P.I.T. (*Pile Integrity Test*). No tocante à verificação do desempenho das estacas destacam-se as provas de carga estáticas e dinâmicas, os quais serão discutidos nas seções subsequentes.

2.6.1. P.I.T. (*Pile Integrity Test*)

O ensaio de integridade (P.I.T.) é realizado em fundações profundas para avaliar, qualitativamente, a integridade de estacas com relação a possíveis defeitos construtivos. O

ensaio consiste na aplicação de golpes de martelo no topo da estaca, que geram ondas de tensão que se propagam ao longo do fuste até a sua ponta, voltando ao topo desta por reflexão (Figura 2.86).



Figura 2.86 – Ensaio de integridade da estaca P.I.T..

A partir do conhecimento da velocidade de propagação da onda e do tempo de retorno, com o uso de acelerômetros, é possível identificar problemas de descontinuidade ou integridade na estaca. Este ensaio não oferece como resposta exatamente qual é o problema, apenas mostra se existe alguma anomalia na estaca assim como o local e qual é a gravidade da mesma. O ensaio de P.I.T. reconhece patologias como descontinuidades ou seccionamento pleno da seção, alargamento ou estreitamento de seção, mudanças nos materiais que constituem a estaca (indicativo de segregação), entre outros (Figura 2.87).

Caso seja identificada a existência de problemas na estaca, procede-se a investigação mais profunda, realizando, por exemplo, a verificação visual do fuste, através de escavação da área adjacente à estaca. É importante que não se ultrapasse a profundidade de 1/3 do comprimento da estaca, de modo que não seja comprometida a capacidade de carga (Penna *et al.*, 1999). Nas Figuras 2.88 e 2.89 observam-se sinais típicos obtidos a partir de ensaios de P.I.T. (reflectogramas gráficos), em uma estaca íntegra e outra com dano, respectivamente. A estaca íntegra irá apresentar amplitudes de velocidade bem definidas no topo e ponta da estaca, enquanto que a estaca com dano irá apresentar reflexão com amplitude de velocidade prematura no local defeituoso. Os pulsos de onda com maior amplitude significam uma reflexão da onda propagada (Penna *et al.*, 1999).

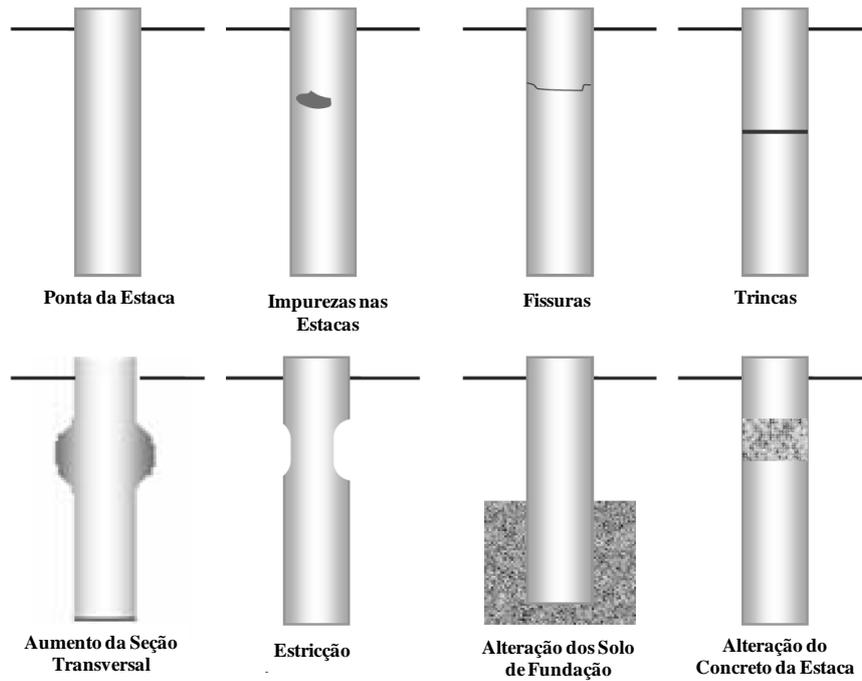


Figura 2.87 – Principais anomalias detectáveis pelo ensaio de P.I.T.

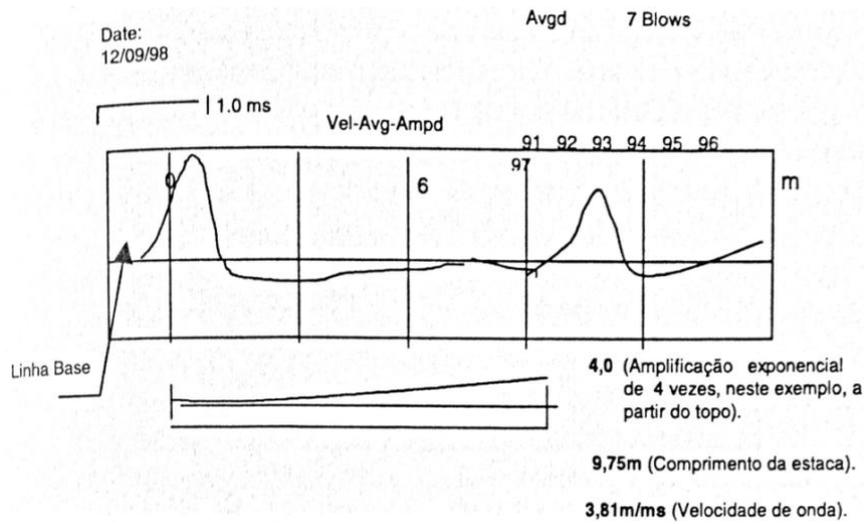


Figura 2.88 – Reflectograma de uma estaca íntegra (Penna *et al.*, 1999).

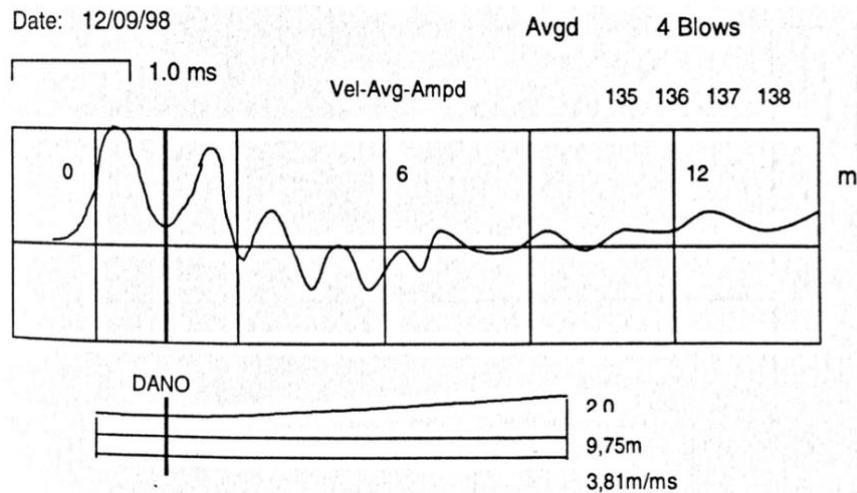


Figura 2.89 – Reflectograma de uma estaca defeituosa (Penna *et al.*, 1999).

No que concerne às vantagens do P.I.T., vale destacar que:

- O ensaio é não-destrutivo: a totalidade do estaqueamento pode ser avaliada;
- A execução do P.I.T. interfere pouco com os demais serviços do canteiro de obras
- Facilidade de operação em condições desfavoráveis;
- Aplicações especiais: pesquisa do comprimento de fundações antigas ou confirmação de comprimentos;
- Simplicidade e velocidade na execução, de modo que desde que as estacas estejam, pode-se realizar mais que 50 ensaios por dia;
- É capaz de detectar danos ou falhas no fuste de estacas moldadas “*in loco*” e pré-moldadas de concreto;
- Não exige preparo durante a execução da estaca. Assim, pode ser feito em qualquer estaca da obra.

Do ponto de vista das desvantagens e limitações a literatura indica que:

- Energia do golpe se dissipa (atrito lateral), podendo limitar o comprimento investigado;
- O arrasamento inadequado produz anomalias nos sinais;
- A presença de emendas gera interferências, podendo impedir a avaliação de todos os segmentos;
- Variações bruscas de impedância dificultam a análise;
- Aplicação limitada em estacas metálicas;
- Pode não detectar danos de pequena extensão em relação ao comprimento do pulso, variações graduais de impedância e danos próximos à ponta da estaca;
- O ensaio identifica variações de impedância (não é possível dissociar seção transversal de módulo);
- Apesar de sua simplicidade operacional, a interpretação dos sinais pode se tornar bastante complexa;
- Variações de atrito lateral produzem reflexões → é importante comparar a tendência dos sinais com o perfil geotécnico;
- O PIT não permite uma quantificação precisa das variações de impedância;

- A análise dos sinais pode indicar “danos” que, na realidade, não comprometem a utilização da estaca → é importante considerar o padrão dos sinais da obra e o “histórico” da execução;
- Não detecta variações geométricas da secção se estas ocorrerem gradualmente, nem estacas flambadas;
- Nem sempre os resultados são conclusivos; em situações intermédias com fortes ondulações do fuste (alargamentos e estreitamentos), torna-se bastante mais difícil a interpretação dos registros das ondas;
- Pode apresentar pouca precisão na avaliação da intensidade dos danos e não permite detectar pequenas discontinuidades ou irregularidades da estaca ou ainda a alteração gradual do concreto da estaca;
- O método mostra-se inadequado para estacas com grandes diâmetros e elevados comprimentos, devido à perda de resolução com o aumento de diâmetro e do comprimento, associada à perda de energia por atenuação; é por isso indicado para estacas de pequeno diâmetro e comprimento até cerca de 30 vezes o diâmetro da estaca.

2.6.2. Provas de Carga Estática (PCE)

Uma prova de carga estática em uma fundação é um ensaio de campo no qual aplica-se cargas de compressão ou tração, verticais ou horizontais, subdivididas em incrementos de carga com a respectiva medida do recalque a partir de extensômetros ou transdutores de deslocamento elétricos.

A verificação da capacidade de carga deve ser feita através da realização de Provas de Carga Estática segundo a NBR 12131/2006, na qual pode ser verificado detalhadamente os procedimentos de ensaio, assim como os equipamentos utilizados para execução do mesmo.

Segundo a NBR 6122/2010, existem regras que estabelecem o número mínimo de provas de cargas que devem ser realizadas nas obras. De acordo com a mesma, quando o número total de estacas for superior ao estabelecido nessa Tabela 2.7, deve ser executado um número de provas de carga igual, no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais.

A norma ainda menciona que a realização de provas de carga é necessária, qualquer que seja o número de estacas da obra se for empregada às estacas tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Condicionantes para realização das provas de carga estáticas (Modificada da NBR 6122/2010).

Tipo de Estaca	$\sigma_{\text{máx}}$	n
Pré-Moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	$0,5 f_{yk}$	100
Hélice e Hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido com diâmetro maior que 70cm	5,0	75
Raiz	15,5	75
Microestacas	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Estacas escavadas sem fluido com diâmetro menor que 70cm	4,0	100
Straus	4,0	100

$\sigma_{\text{máx}}$ – Tensão Admissível Máxima abaixo da qual não é obrigatório a realização de provas e carga, desde que o número de estacas seja inferior a n.

n – Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas e carga.

Albuquerque (2001) menciona que as dificuldades características provocadas, por exemplo, pela execução das estacas justificam a necessidade da utilização deste ensaio em verdadeira grandeza. Segundo o autor dentre os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga destacam-se aqueles associados ao controle de qualidade do estaqueamento, onde é necessário assegurar que não irá ocorrer ruptura para certa carga de trabalho e a avaliar a integridade estrutural do elemento da fundação. Além destes, também é destacada a necessidade de determinar qual a carga de ruptura (realizando uma checagem das estimativas) e a determinação do comportamento carga *versus* recalque de pelo menos um elemento de fundação. Ainda no sentido de destacar a importância da realização das provas de carga, Milititsky (1991) cita que as provas de carga constituem técnica insubstituível para o estudo e determinação do comportamento de fundações profundas submetidas à carga.

2.6.3. Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA)

Este ensaio tem como objetivo oferecer informações sobre do controle e garantia da qualidade das fundações, sobretudo determinar a capacidade de carga da fundação para carregamentos estáticos axiais tanto de compressão quanto de tração. O ensaio ainda fornece informações sobre danos estruturais e sua localização. São instalados sensores no fuste da estaca, posicionados em uma seção situada abaixo do topo da estaca, a uma distância, pelo

menos duas vezes o diâmetro desta. Os sinais são registrados por um transdutor de deformação e um par de acelerômetros fixados em diametralmente opostos, após a aplicação do golpe do sistema de percussão são armazenados e processados no equipamento PDA. Os transdutores e acelerômetros são instalados diretamente nas estacas com o uso de parafusos e chumbadores.

O sistema de percussão (gerador de onda mecânica) normalmente é composto por um bate estacas ou qualquer outro que seja capaz de provocar deslocamento permanente, que por consequência mobilize a resistência das estacas, que em geral de ter massa igual a aproximadamente 3,0% da carga admissível da estaca. O equipamento deverá contar com sistema de amortecimento similar ao de cravação de estacas.

O ensaio tem como principais ressalvas o fato de as resistências mobilizadas serem limitadas à energia/eficiência do sistema de cravação, a capacidade de carga é interpretada, ou seja, obtida indiretamente, sua execução requer atualização constante dos profissionais e amplo conhecimento do assunto, a utilização de tecnologia “importada” e instrumentação que requer calibração específica e por fim, os serviços de campo e de escritório requerem a trabalho especializado para a obtenção de sinais de qualidade e a correta análise dos mesmos (Kormann, 2012).

Segundo o mesmo autor, dentre às principais vantagens, podem-se destacar:

- Ensaio rápido e econômico. Um grande número de estacas pode ser ensaiado com o mesmo custo de uma prova de carga estática.
- Correlação satisfatória com resultados de provas de carga estáticas
- Ferramenta adequada para o controle da qualidade do estaqueamento durante a cravação
- Permite avaliar o desempenho do sistema de cravação de modo a otimizar a eficiência do mesmo (por exemplo, limitando o nível de tensões induzidas, melhorando a energia transferida, etc.)

Também será necessário que o equipamento seja capaz de aplicar golpes com alturas variadas, bem como aplicar tais golpes de forma eficiente e não excêntrica. Mais detalhes sobre o procedimento de ensaio, equipamentos e interpretação dos resultados obtidos a partir do mesmo podem ser obtidos diretamente na NBR 13208/2007. A NBR 6122/2010 especifica que o ensaio deve ser executado em 3% das estacas representativas da obra.

2.7. PATOLOGIAS FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Os defeitos em fundações estaqueadas podem ser de origem geotécnica e/ou estrutural e embora a abordagem dessa tese recair sobre a análise das consequências dos defeitos estruturais em estacas, nesta revisão da literatura ambos serão discutidos.

Os defeitos de *origem geotécnica* surgem devido aos problemas decorrentes de projetos mal concebidos, falhas nos estudos geológico-geotécnicos e também relacionados à execução das estacas. Dentre os problemas geotécnicos, os que mais se destacam são aqueles associados à capacidade de carga de ponta e lateral inferior à prevista, por exemplo, devido à presença de lentes de materiais compressíveis e de baixa resistência. De acordo com Poulos (2005), essas condições não interferem significativamente na capacidade de carga requerida, mas requer elevado deslocamento relativo (recalque) para mobilizá-lo.

Na Figura 2.90 estão apresentadas esquematicamente as formas sob as quais os defeitos de origem geotécnica se apresentam em campo.

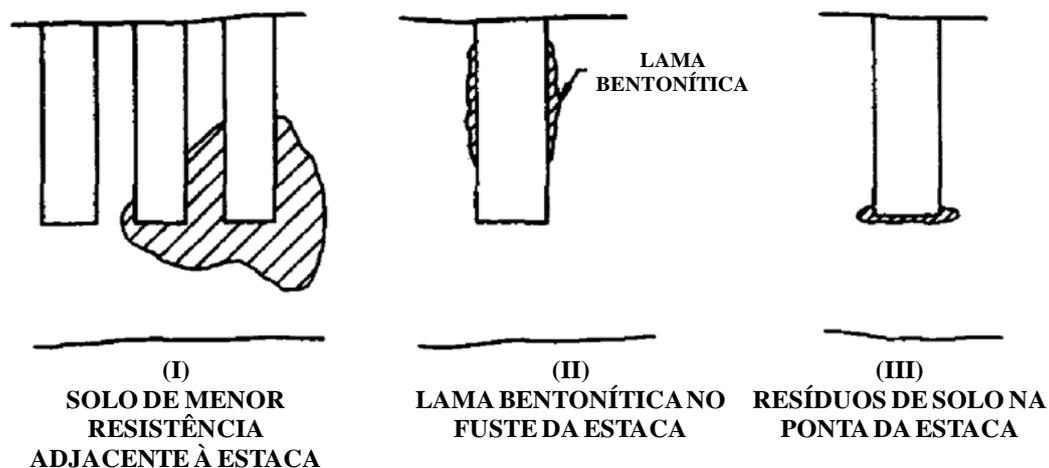


Figura 2.90 – Esquema dos típicos defeitos geotécnicos (Poulos, 1999)

No tocante aos problemas de *origem estrutural*, geralmente estão associados às falhas na fabricação e execução das estacas e estão relacionados com discrepâncias nas dimensões, resistência e/ou rigidez da estaca quando comparados com o estabelecido em projeto (Poulos, 1997). Estes defeitos costumam se manifestar com a redução brusca da seção transversal da estaca devido, por exemplo, a falhas na concretagem, denominado por estricção, seccionamento transversal da estaca, presença de zonas enfraquecidas (associada às estacas moldadas “*in loco*” de concreto com resistência inferior a especificada no projeto), zonas de fissuramento e zonas danificadas na estaca (Figura 2.91).

Poulos (2005) cita os problemas associados à investigação e análise ineficiente do subsolo, que por sinal também se configuram como fatores fundamentais para o comportamento da estrutura. Além disso, o autor também destaca os problemas associados às condições geológicas do subsolo e as imperfeições associadas às técnicas construtivas (Figuras 2.92, 2.93 e 2.94).

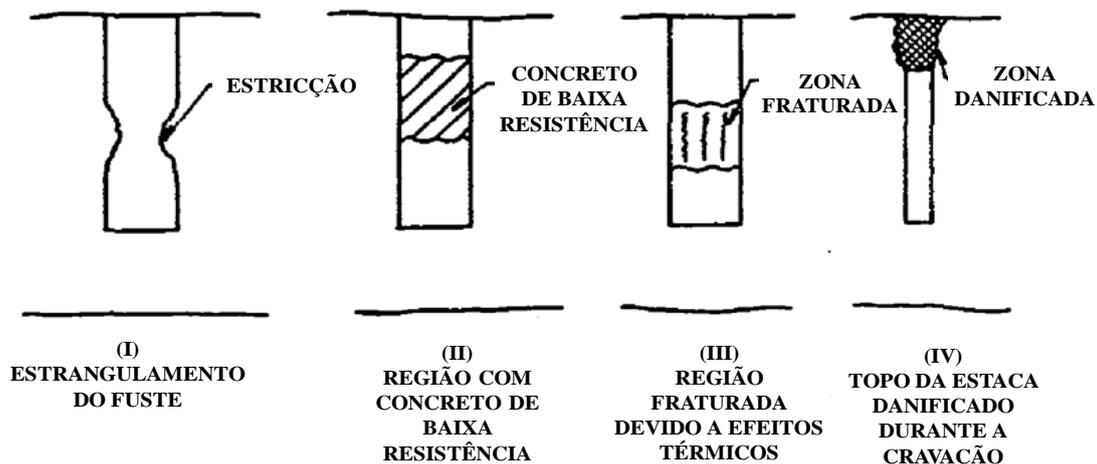


Figura 2.91 – Esquema dos típicos defeitos estruturais (Poulos, 1999).

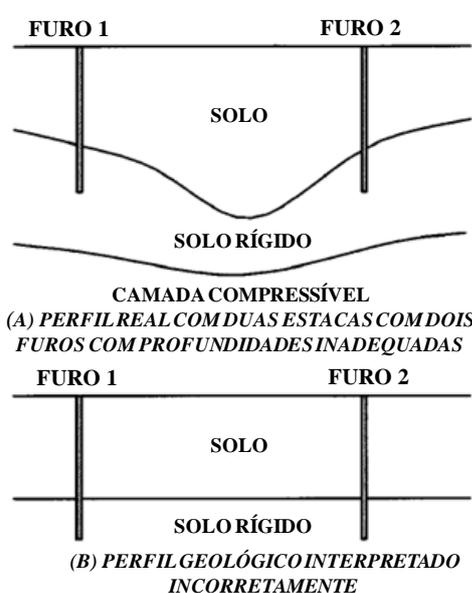


Figura 2.92 – Problemas associados interpretação inadequada do subsolo (Poulos, 2005).

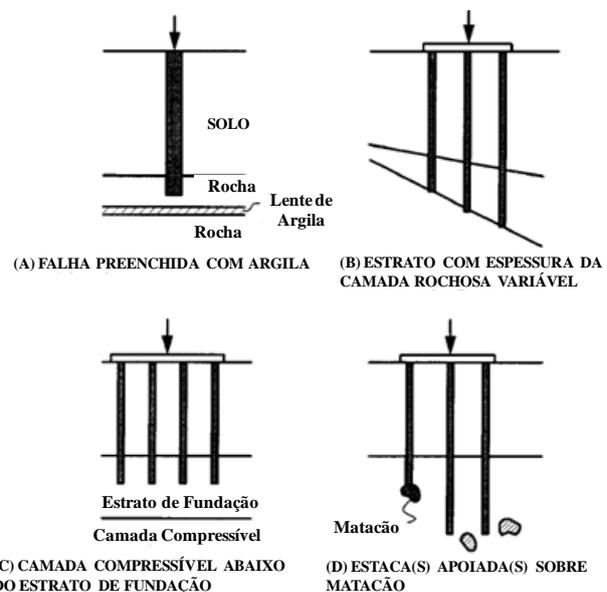


Figura 2.93 – Situações relacionadas as condições geológicas peculiares do subsolo (Poulos, 2005).

Nas Figuras 2.95 e 2.96 estão apresentados esquemas de problemas associados à limpeza da cabeça e da ponta da estaca, falha na concretagem e principalmente na execução de estacas escavadas com o auxílio de lama bentonítica. A Figura 2.97 apresenta detalhes da origem de uma das causas do seccionamento do fuste da estaca devido ao desmoronamento do solo causado pelo emprego de velocidade excessiva na retirada do revestimento. Na Figura

2.98 apresenta-se a ocorrência da estricção no fuste da estaca causada na retirada do revestimento, devido à falta de capacidade autoportante do solo adjacente à estaca.

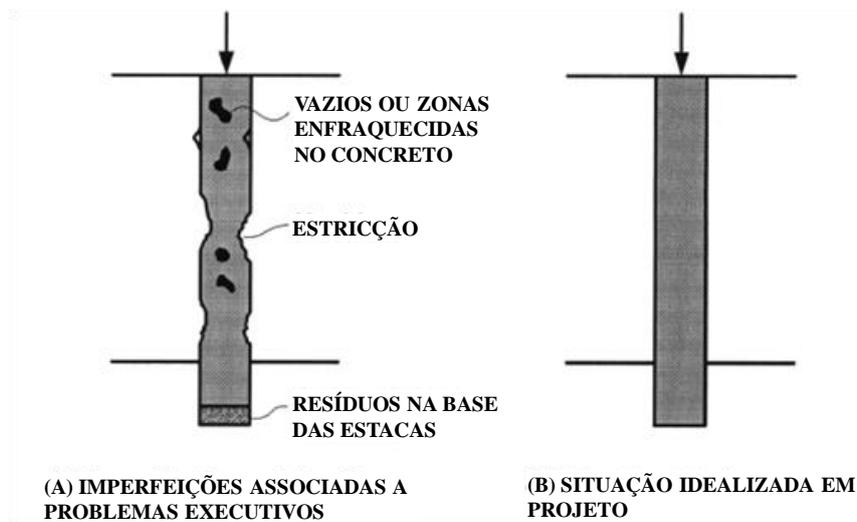


Figura 2.94 – Exemplo de imperfeições relacionadas à técnicas de construção (Poulos, 2005).

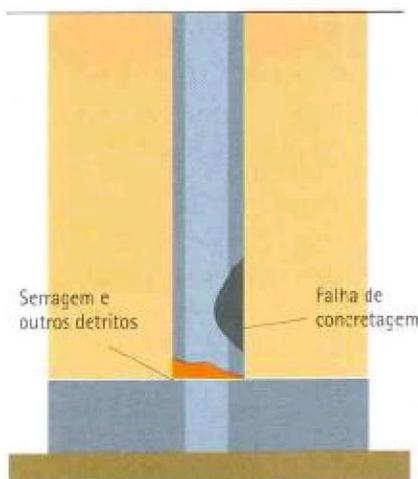


Figura 2.95 – Detalhe dos defeitos devidos a falhas no processo executivo (Milititsky *et al.*, 2008).

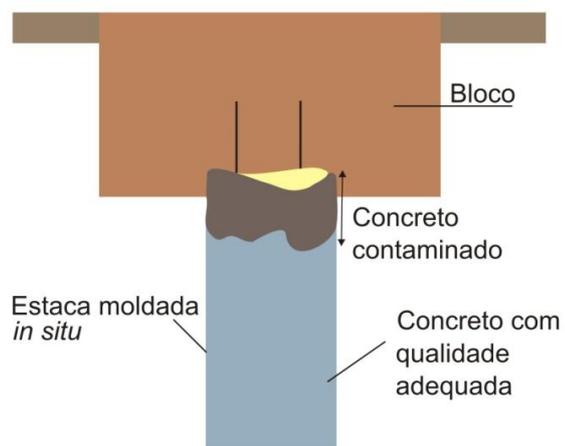


Figura 2.96 – Concreto contaminado na cabeça da estaca (Milititsky *et al.*, 2008).

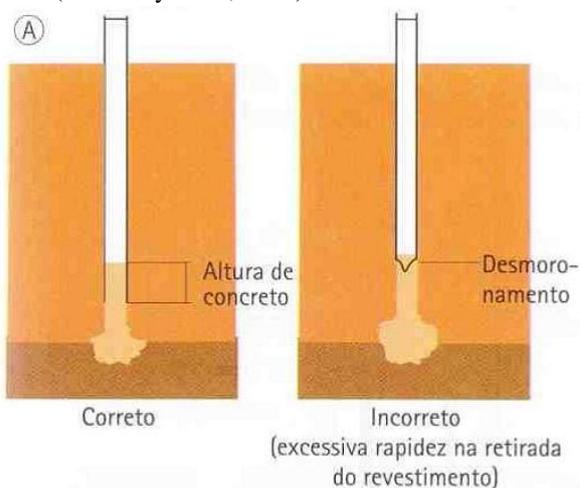


Figura 2.97 – Seccionamento do fuste da estaca moldada “in situ” (Milititsky *et al.*, 2008).

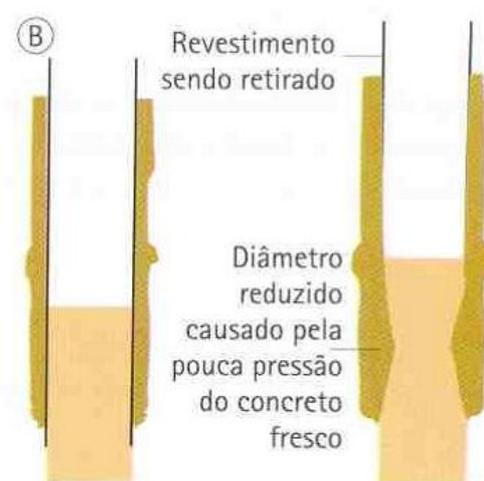


Figura 2.98 – Ocorrência da estricção no fuste da estaca (Milititsky *et al.*, 2008).

Os problemas mais comuns em estacas escavadas estão associados aos concretos pobres em cimento, com traço inadequado, resultando em segregação na concretagem e/ou demora na concretagem, com concreto já em processo de início de pega, e o cimento em processo de hidratação, ao desmoronamento das paredes de escavação não protegidas durante a concretagem e interferência na continuidade da estaca, comprometendo seu desempenho. Nas Figuras 2.99, 2.100 e 2.101 estão apresentadas situações de defeito críticas para estacas escavadas, como falhas na concretagem, redução da seção do fuste e seccionamento do fuste que foram encontrados após investigação geotécnica do subsolo.



Figura 2.99 – Defeitos encontrados nas estacas (Milititsky *et al.*, 2008).



Figura 2.100 – Descontinuidade provocada por uso de concreto de baixa trabalhabilidade (Milititsky *et al.*, 2008).

Para Milititsky *et al.* (2008) outras patologias comuns na execução de fundações profundas estão associadas aos seguintes aspectos: erros de locação das estacas (ocasiona solicitações não previstas em vigas de equilíbrio, nos blocos de coroamento e nas próprias estacas); desvio de eixo e estacas mais curtas do que o previsto em projeto devido à presença de obstruções ou matacões (Figura 2.102); problemas associados a qualidade do concreto utilizado nas estaca moldadas *in loco*; escavação das estacas com diâmetros inferiores ao

previsto em projeto (muito comum em estaqueamentos com estacas de vários diâmetros diferentes).

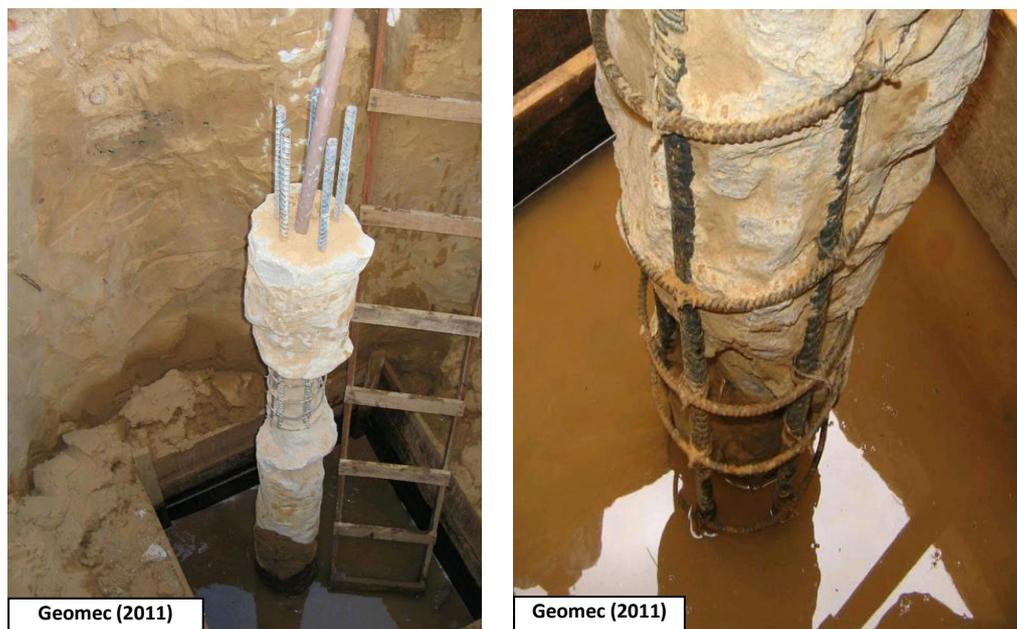


Figura 2.101 – Redução da seção transversal da estaca devido a problemas durante sua execução (Site acessado www.geomec.com.br - 03/2011).

Conforme mencionado anteriormente, estudos que divulguem informações reais a respeito de defeitos em estacas são escassos e tem como principais entraves à falta de dados e informações para a elaboração de um estudo estatístico mais aprofundado, e os poucos encontrados na literatura, não correspondem à realidade brasileira como, por exemplo, os estudos apresentados por Klingmüller & Kirsch (2004).



Figura 2.102 – Blocos de rocha encontrado isolado que interrompeu a execução da estaca (Milititsky *et al.*, 2008).

Klingmüller & Kirsch (2004) apresentam a experiência alemã a respeito de estacas defeituosas e mostram que 15% das estacas ensaiadas apresentam resultados que levantam dúvidas e 5% com a indicação de problemas acima de qualquer discussão, fazendo-se necessária a intervenção. Os autores mencionaram ainda que das estacas defeituosas, 30% das estacas apresentam problemas referentes à qualidade do concreto, 21% ao comprimento insuficiente, ou seja, menores do que o previsto em projeto, 14% com estrangulamento do fuste (estricção) e 35% relacionados a fissuras estruturais. Segundo esses autores, 18% dos ensaios de verificação da integridade das estacas são realizados devido a suspeita de ocorrência de falha, 26% por motivos que os autores denominam por “especiais” e 56% por checagem de rotina (Figura 2.103).

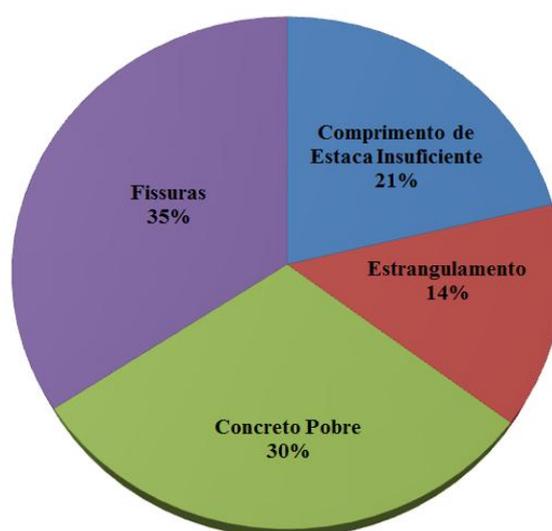


Figura 2.103 – Ocorrência dos defeitos em estacas de acordo com Klingmüller & Kirsch (2004).

Ainda de acordo com Klingmüller & Kirsch (2004), em um estudo realizado pelo Instituto de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação da Universidade Técnica de Braunschweig, na Alemanha, foram realizados ensaios de integridade em campo em 3773 estacas de concreto. Dentre as estacas ensaiadas tinham cravadas (pré-moldadas), estacas escavadas, estacas hélice-contínua e ômega. De acordo com os autores a estaca com menor índice de problemas é a pré-moldada e as que apresentam maiores índices relacionados a algum tipo de problema são a Hélice Contínua e a Ômega (Figura 2.104). Segundo os autores as medidas de remediação normalmente aplicadas nos casos em que se fez necessário realizar injeção de concreto, execução de novas estacas nas áreas adjacentes e redução da carga aplicada nesta estaca, através de alguma modificação na superestrutura.

Os resultados obtidos foram subdivididos em Classes, onde a Classe 1 corresponde à estacas em boas condições, a Classe 2 à estacas com problemas não muito significativos, a Classe 3 à estacas com sérios problemas de qualidade e por fim a Classe 4 – sinal obtido não utilizável.

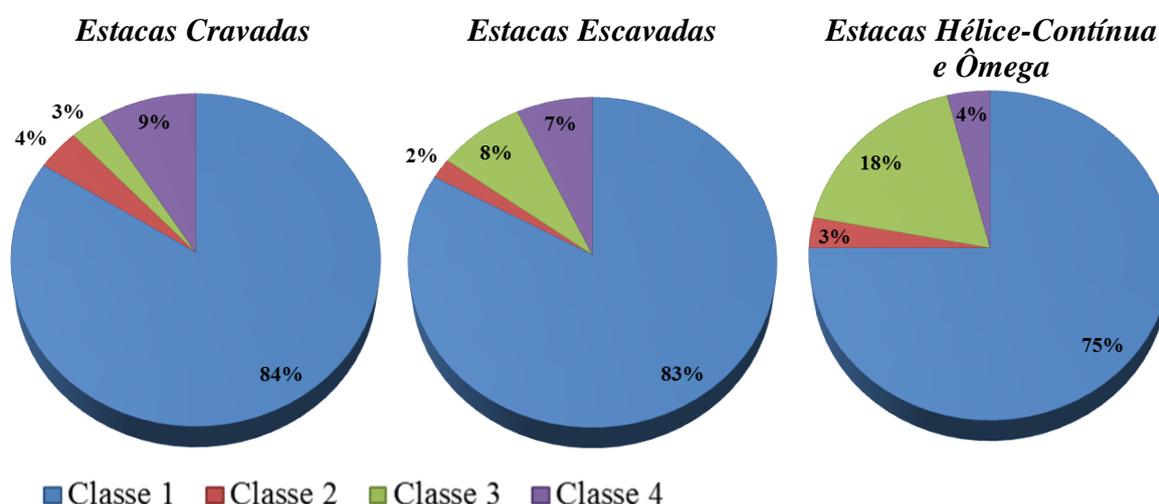


Figura 2.104 – Percentual de defeitos em cada tipo de estacas de acordo com Knigmüller & Kirsch (2004).

Fleming *et al.* (1992) citam os resultados de uma série de ensaios de P.I.T. realizados em cerca de 10 mil estacas moldadas “*in loco*” pela empresa *Cementation Piling and Foundation Ltd.* nos anos de 1981 e 1982 (Tabela 2.8). Os resultados apontam para um baixo valor percentual de estacas defeituosas. Além disso, os autores verificaram que a maioria dos defeitos se apresentou no topo das estacas e foram provocados por impactos e tráfego de equipamentos.

Tabela 2.8 – Resultados percentuais da condição de integridade das estacas apresentadas por Fleming *et al.* (1992)

	1981	1982
Número de Estacas Testadas	5000	4550
Número de Estacas Defeituosas	72	88
TIPOS DE DEFEITO		
Contaminação do concreto (Migração de Solo) (0-2m)	24%	5%
Contaminação do concreto (Migração de Solo) (2-7m)	9%	9%
Concreto de Baixa Qualidade	6%	3%
Vazios no contato solo-estaca	3%	2%
Danos provocados após a construção	58%	80%
Porcentagem Total de Estacas Defeituosas	1,5%	1,9%
Defeitos de Construção	0,6%	0,4%

Mota & Fialho Rodrigues (2000) apresentam um conjunto de resultados de cerca de 850 estacas em diversas obras localizadas em diversos países e observaram que em 8 estacas, menor de 1%, o concreto estava fora das devidas condições de homogeneidade e de integridade, tendo sido necessário proceder-se à sua substituição.

Zaeyen & Lopes (2006) apresentam uma análise dos resultados dos ensaios de integridade realizados nas estacas moldadas “*in loco*” tipo Franki com fuste vibrado, implantadas para fundações das unidades da 1ª Etapa da Estação de Tratamento de Esgotos de Sarapuú-RJ. Foram executadas 1.620 estacas com diâmetros entre 350mm e 450mm e comprimentos entre 9m e 18m e dentre essas estacas foram realizados ensaios de P.I.T em 338 estacas. A Figura 2.105 mostra três resultados típicos dos ensaios de P.I.T. obtidos na referida obra. O primeiro gráfico apresentado nessa figura caracteriza uma estaca sem qualquer anomalia significativa, já o segundo gráfico apresenta um estreitamento do fuste a 1,20m enquanto que o 3º gráfico da Figura 2.105 apresenta um dano severo a aproximadamente 2,00m do topo da estaca. De acordo com os autores 25% das estacas ensaiadas apresentaram algum tipo de anomalia nos sinais do P.I.T. e a escavação das estacas com indicativo de danos de grande magnitude permitiram confirmar 100% dos diagnósticos (Figura 2.106).

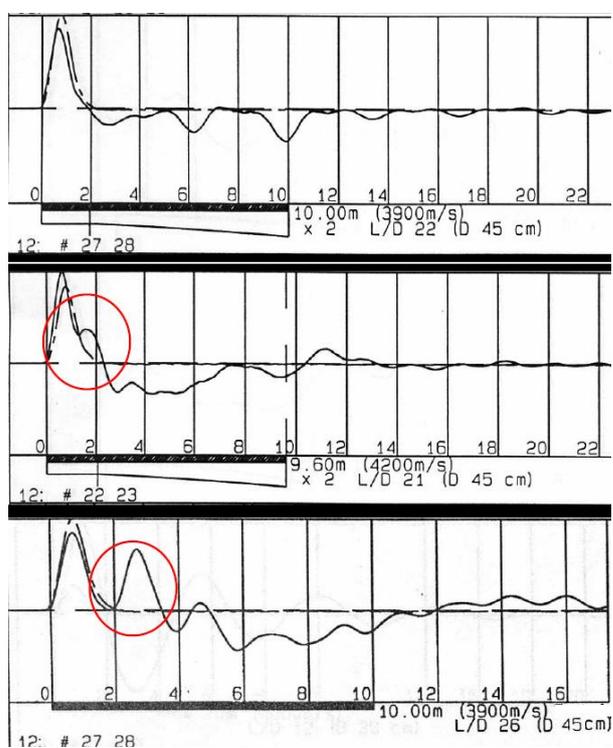


Figura 2.105 – Sinais típicos em 3 estacas sob diferente condições de integridade.



Figura 2.106 – Estaca com dano severo (ruptura) no fuste.

Cunha *et al.* (2002) apresentam resultados de ensaios de P.I.T. realizados em estacas moldadas “*in loco*” em uma obra de um prédio comercial, localizado em Taguatinga-DF. A fundação da edificação é constituída por 112 estacas, com destaque para um bloco assentado sobre 25 estacas cada uma com 1,20 metros de diâmetro e comprimentos de até 21 metros. As estacas da obra foram executadas com o uso de lama bentonítica demandando a necessidade de terem sua integridade avaliada em face à provável ocorrência de desmoronamentos do solo no fuste das estacas. De acordo com os autores a maioria das estacas apresentou integridade total, de modo que entre os critérios de interpretação denominados como A, B, C₁, C₂ somados compõem 99,0% das estacas da obra. Apenas uma estaca, o que equivale a aproximadamente 1,0% do estaqueamento, foi detectado dano, a partir do P.I.T., para a qual foi recomendada a escavação até a profundidade mínima de 4 metros, quebra e reconcretagem e posterior reensaio.

2.8. ESTUDOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS COM ESTACAS DEFEITUOSAS

De acordo com Poulos (1997) os defeitos nas estacas podem ocorrer durante a execução, mas também se manifestar “*in situ*”, devido ao incremento de carga. O autor menciona que existem inúmeras técnicas para avaliar a origem, localização e extensão do defeito. Dentre estas técnicas têm sido utilizadas as que incluem ensaios e modelos hiperbólicos ajustados na curva carga recalque da estaca.

Estacas moldadas “*in loco*” são altamente susceptíveis a ocorrência de defeitos de execução como estrangulamento do fuste, descontinuidade na concretagem, concretos de qualidade inferior à prevista em projeto e segregação do concreto. Rao (1996) apresentou resultados de ensaios em estacas, com vários tipos de defeitos e, conforme esperado, foi verificado que pode ocorrer significativo aumento dos recalques devido à presença de defeitos nas estacas. Entretanto, tais processos, indicam a previsão de comportamento de uma estaca isolada, mas não de um grupo de estacas com a presença de uma ou mais estacas defeituosas.

Poulos (1997, 1999) estudou grupos de estacas a partir de uma abordagem mais aproximada dos efeitos dos defeitos nas estacas, em que uma ou mais estacas podem ter rigidez e capacidade de cargas diferentes. Seu estudo foi realizado em um grupo de seis estacas com 1 metro de diâmetro e 20 metros de comprimento, sob um bloco assumido como rígido submetido ao carregamento vertical. A capacidade de carga geotécnica de cada estaca é

9425 kN, dos quais 6280 kN é derivado da ponta e é assumido, para efeito de simplificação, que as estacas defeituosas não influenciam na interação entre as estacas. De acordo com o autor, a redução da rigidez é mais severa à medida que se aumenta a percentagem de estacas defeituosas no grupo. E que esta redução é menor no grupo de estacas do que a de uma estaca isolada, devido à compensação na capacidade de resistir aos esforços oferecida pelas estacas intactas do grupo e a consequente redistribuição de cargas.

Poulos (1999) afirma também que a localização da estaca defeituosa exerce significativo efeito sobre a rigidez axial do grupo e que a depender do seu posicionamento, a rigidez pode variar até 50%. Outra contribuição de Poulos (1997) foi a apresentação da formulação para determinação do Fator de Integridade (F_{SI}) de uma estaca, o qual relaciona o módulo de rigidez, a área da região defeituosa e o seu comprimento com a área e o módulo de elasticidade da seção íntegra e o comprimento total da estaca. Quanto mais próximo de 0 (zero), maior o nível do dano observado na estaca.

Poulos (2005) apresenta uma curva carga *versus* recalque de uma estaca com defeito estrutural publicada por Abdrabbo (1997), onde após a mobilização do defeito o incremento de recalque foi significativo, semelhante a uma curva carga *versus* recalque de uma estaca isolada fundada em solo colapsível com inundação durante o carregamento (Figura 2.107).

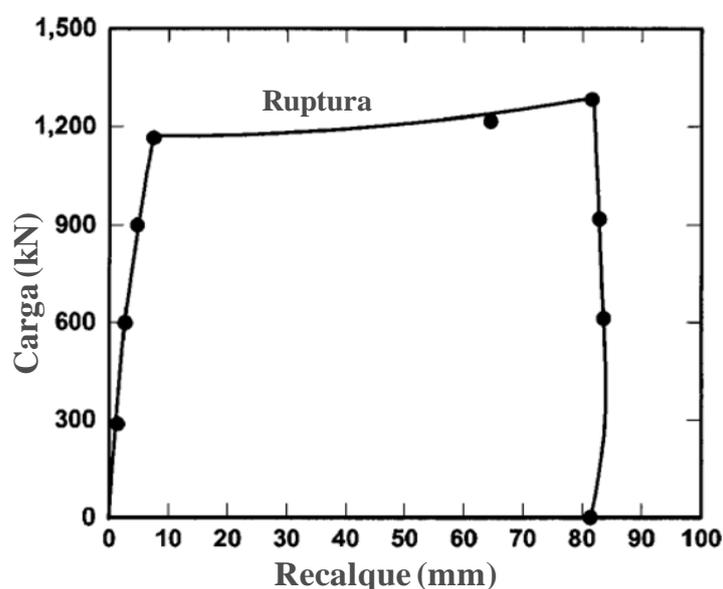


Figura 2.107 – Prova de carga na estaca apresentando ruptura estrutural (Abdrabbo, 1997).

Um estudo numérico por elementos finitos em 2D com o programa PLAXIS realizado por Petek *et al.* (2002) mostra o comportamento de estacas com danos estruturais e avalia a influência das dimensões, resistência e posição dos defeitos em perfis de solo mole,

com rigidez média e elevada. A Tabela 2.9 apresenta os resultados obtidos pelos autores para estacas com estricção com dimensões correspondentes a valores entre 50% e 98% da dimensão da seção transversal da estaca.

De acordo com os resultados apresentados, os autores concluem que para o solo mole (compressível), o defeito somente se manifestou quando a estricção atingiu valores superiores a 95% e à medida que se aumenta a rigidez do solo, os impactos do defeito são observados para percentuais de estricção menores, provavelmente porque a condição de rigidez do solo proporcionou cargas nas estacas que as conduziram à ruptura estrutural.

Na Tabela 2.10 são apresentados resultados que expressam a influência da posição do defeito ao longo do comprimento da estaca. Os resultados apontam para perda significativa de resistência quando a posição do defeito está mais próxima à superfície, provavelmente devido à perda da contribuição da parcela de resistência lateral da estaca.

Tabela 2.9 – Cargas de ruptura das estacas obtidas para diversos percentuais de estricção (Adaptado de Petek *et al*, 2002)

Tipo de Solo	Dimensão da Estricção	Carga de Ruptura (kN)	Redução da Capacidade de Carga
Solo Mole (Compressível)	Estaca Intacta	840	-
	50%	877	-4%
	75%	860	-2%
	85%	875	-4%
	90%	880	-5%
	95%	830	1%
	97%	820	2%
	98%	560	33%
Solo Medianamente Rígido	Estaca Intacta	3250	-
	50%	3300	-2%
	75%	3300	-2%
	85%	3200	2%
	90%	2700	17%
	92%	2230	31%
Solo Muito Rígido	Estaca Intacta	6460	-
	50%	6290	3%
	75%	6390	1%
	80%	6030	7%
	83%	5223	19%
	85%	4640	28%

Xu (2000) realizou análises numéricas, pelo Método dos Elementos de Contorno (MEC), para verificar o comportamento das fundações por estacas com a presença de estacas defeituosas. O autor realizou extenso estudo paramétrico do comportamento tensão-deformação em uma estaca isolada, entre duas estacas e em blocos com quatro (2²) e nove (3²) estacas. Em todos os casos o autor analisou o comportamento das estacas e do conjunto, com a consideração da presença de estacas defeituosas. Os defeitos considerados pelo autor foram

estricção, que é a redução abrupta da área de seção transversal da estaca, a presença de zonas enfraquecidas ou fissuradas no concreto das estacas e a presença de lentes de materiais compressíveis e de baixa resistência na ponta das estacas. As Figuras 2.108 e 2.109 mostram a evolução do recalque da estaca isolada para valores de K , que é a relação entre o módulo de elasticidade da estaca e do solo, entre 100 e 10000.

Tabela 2.10 – Cargas de ruptura obtidas para estacas com defeitos posicionados em cotas diferentes (Adaptado de Petek *et al.*, 2002)

Tipo de Solo	Dimensão da Estricção	Profundidade do Defeito (m)	Carga de Ruptura (kN)	Redução da Capacidade de Carga
Solo Medianamente Rígido	Estaca Intacta	-	3250	-
	92%	2,0	2230	31%
		7,5	3220	1%
		13,0	3140	3%
Solo Muito Rígido	Estaca Intacta	-	6460	-
	85%	2,0	4638	28%
		7,5	6260	3%
		13,0	6280	3%

Xu (2000) argumenta que quanto maior o valor de K , menos rígido é o solo, conseqüentemente os defeitos na estaca não se manifestam, uma vez que as mesmas não são carregadas a valores suficientes para tanto. Observa-se nessas figuras que quanto mais rígido é o solo, maior é o recalque observado, uma vez que a estaca está efetivamente carregada e os defeitos se manifestam. O autor apresenta vários resultados em que são relacionados os valores de cargas aplicadas com diferentes parâmetros elásticos e geométricos das estacas defeituosas, além de fatores de interação entre estacas defeituosas e intactas, bem como o comportamento do grupo de quatro e nove estacas quando há ocorrência de estacas defeituosas.

Kong & Zhang (2004) apresentaram resultados de análises tridimensionais por MEF no programa *FB-Pier* de grupos de estacas com estacas defeituosas inseridas em um grupo de seis estacas de ponta com 2,0 metros de diâmetro e 25 metros de comprimento assentadas em rocha. Considerou-se como defeito estacas com comprimento inferior ao estabelecido em projeto, ou seja, as estacas defeituosas não estão assentadas em material rochoso. Foram analisados seis casos com diferentes números e configurações das estacas defeituosas no grupo. Os autores verificaram que tanto o número de estacas defeituosas quanto o fato de o comprimento ser menor que o previsto, conforme esperado, interferem diretamente na redistribuição das cargas e que as estacas íntegras passam a absorver cargas mais elevadas, podendo haver recalque diferencial e ruptura lateral do bloco. As Figuras 2.110 e 2.111

apresentam os valores de carga por estaca e de recalque por estaca em função do nível de carregamento aplicado.

Diante dos resultados obtidos por Kong & Zhang (2004) observa-se que a estaca curta absorveu menos carga e recalcou mais do que as outras estacas do grupo de estacas. Maiores detalhes das análises e dos resultados obtidos pelos autores podem ser visualizados diretamente no seu respectivo artigo.

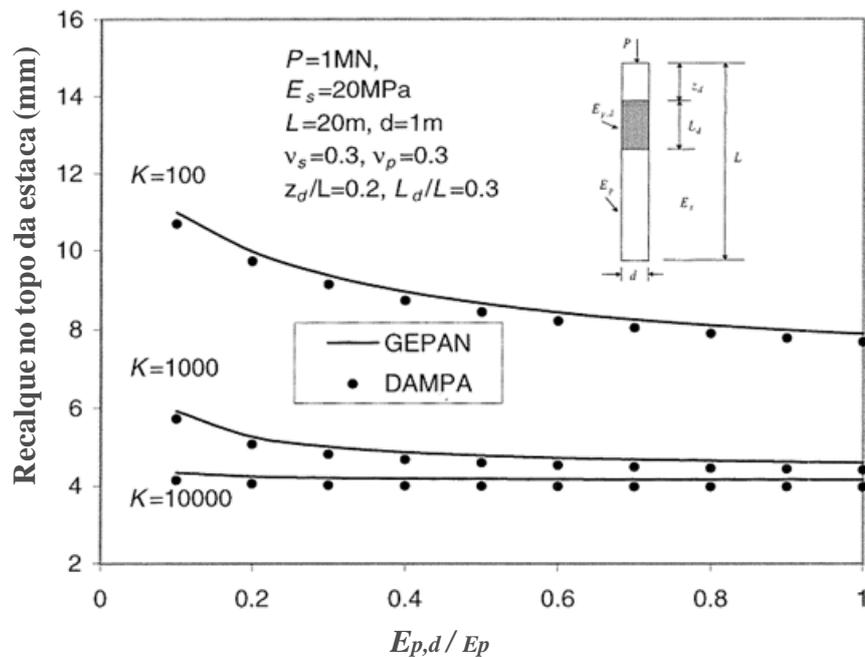


Figura 2.108 – Comparação dos recalques na estaca com zonas enfraquecidas ou fissuradas (Xu, 2000).

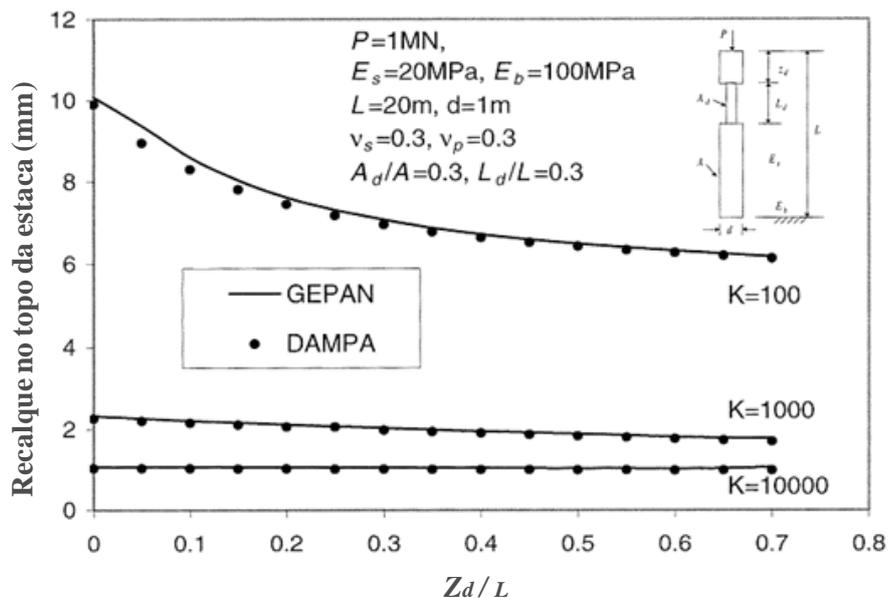


Figura 2.109 – Comparação dos recalques na estaca com estricção (Xu, 2000).

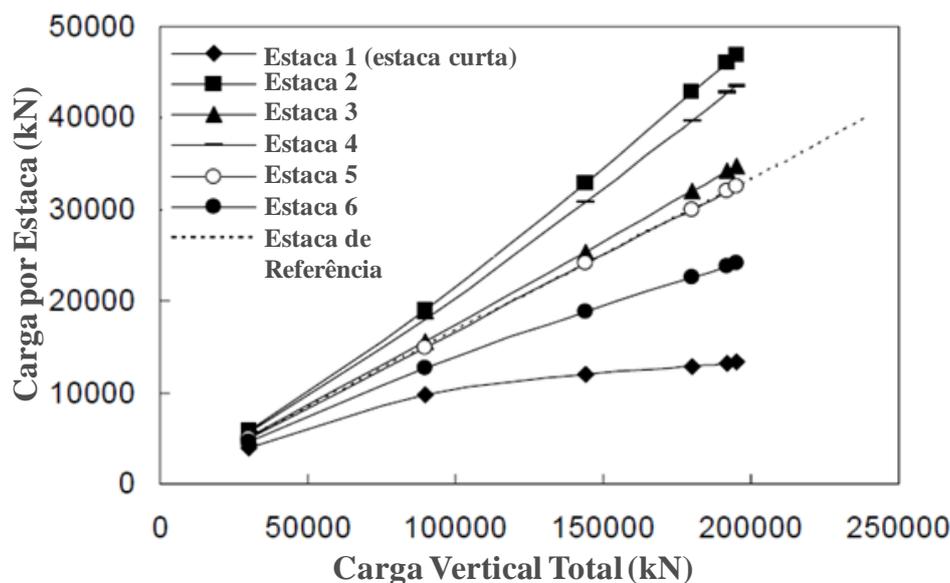


Figura 2.110 – Carga absorvida por cada uma das estacas do grupo de 6 estacas com uma “defeituosa”.(Kong & Zhang, 2004).

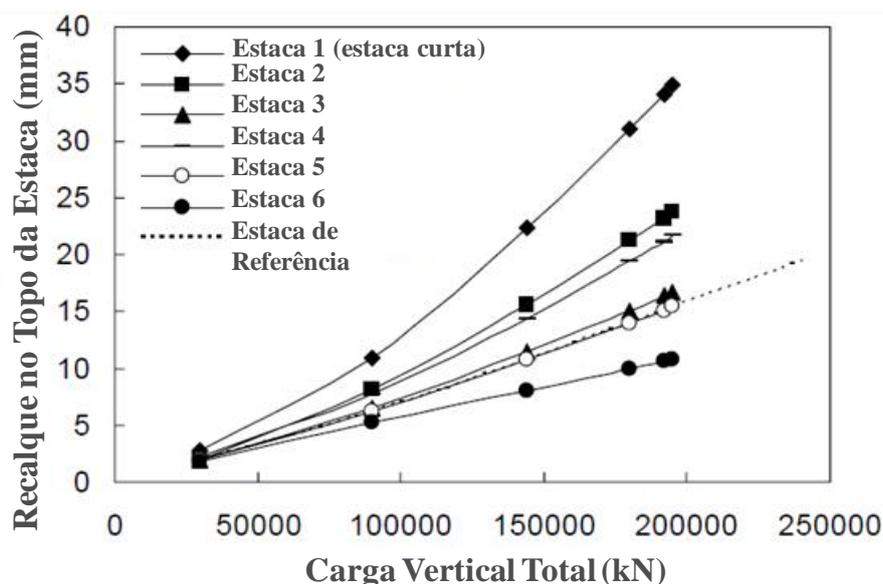


Figura 2.111 – Recalques em cada uma das estacas do grupo de 6 estacas com uma “defeituosa” (Kong & Zhang, 2004).

Cordeiro (2007) realizou análises numéricas em radier com 3, 4 e 6 estacas, carregado verticalmente, para os quais foram considerados defeitos de origem estrutural, em que sua simulação foi baseada na variação do módulo de elasticidade da estaca defeituosa e variação do comprimento da mesma. O autor realizou análises em que se considerou o módulo de rigidez da estaca defeituosa entre 30% a 80% menor do que o considerado para a estaca íntegra e procurou simular e compreender o comportamento do grupo frente à presença de danos como descontinuidades, causadas, por exemplo, pelo uso de concreto de má

qualidade. Além disso, o autor simulou o comportamento do radier, com a presença de estacas de comprimento inferior a 10 metros, que foi o estabelecido como padrão para as análises.

De acordo com os resultados obtidos, o autor verificou que a variação do comprimento das estacas exerce mais influência sobre seu fator de segurança do que a variação do módulo de elasticidade. Ao considerar esses resultados, nota-se que o dano na estaca, pode causar alívio de tensões em algumas estacas do grupo, o que resulta em acréscimo do fator de segurança, mas também podem ocorrer situações em que o dano em uma determinada estaca sobrecarrega outra, reduzindo assim o seu fator de segurança e consequentemente o fator de segurança do grupo. Além disso, foi possível observar, conforme apresentado na Figura 2.112, que de acordo com o nível do dano na estaca, a contribuição do radier tende a ser maior.

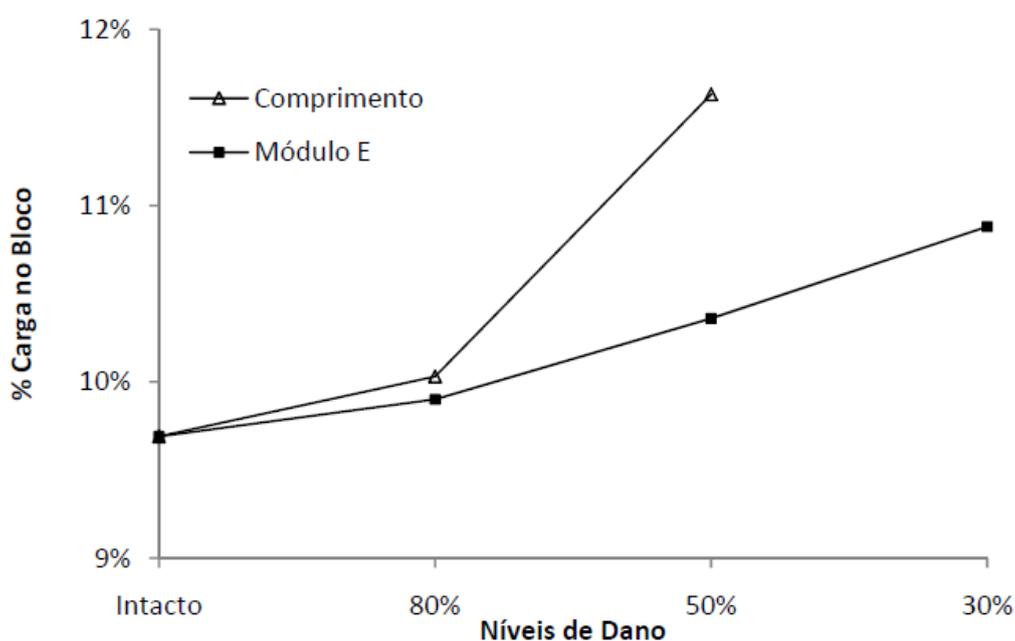


Figura 2.112 – Porcentagem de carga no radier para o grupo com 4 estacas (Cordeiro, 2007).

Cordeiro (2007), Cunha *et al.* (2007) e Cunha *et al.* (2010) apresentaram evolução dos fatores de segurança por estaca e do grupo para cada nível e tipo de dano considerado de um radier sobre 3, 4 e 6 estacas. As Figuras 2.113 e 2.114 apresentam os resultados obtidos para um radier sobre 4 estacas. O dano foi instalado na estaca E1 e conforme esperado, o fator de segurança do grupo reduziu a medida que o nível do dano foi elevado. Observa-se também que a depender do nível do dano e da posição da estaca defeituosa, o fator de segurança de cada estaca pode aumentar ou diminuir, em função da redistribuição de cargas sobre essas estacas após a manifestação do defeito. Os autores ainda apresentaram resultados de análises numéricas dos referidos radiers estaqueados com estacas defeituosas com alternativas de

reforço do mesmo. Os autores consideraram o reforço no radier via adição de estacas com comprimento, diâmetro e rigidez, semelhantes ou não, às apresentadas pelas estacas intactas

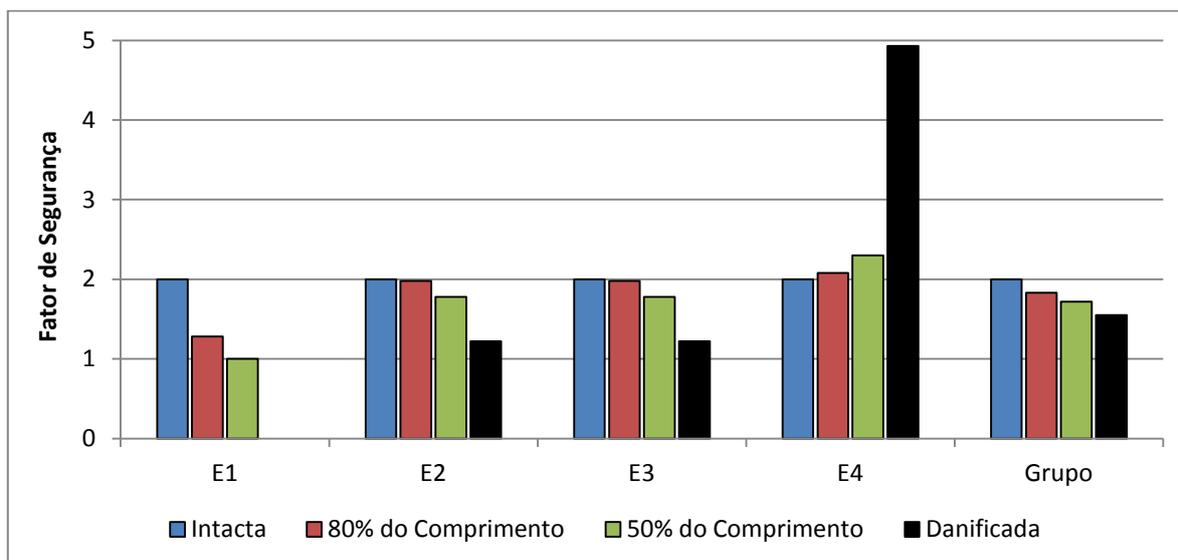


Figura 2.113 – Evolução dos fatores de segurança em um radier sobre 4 estacas sujeito à estacas mais curtas que o previsto (Modificado de Cordeiro, 2007).

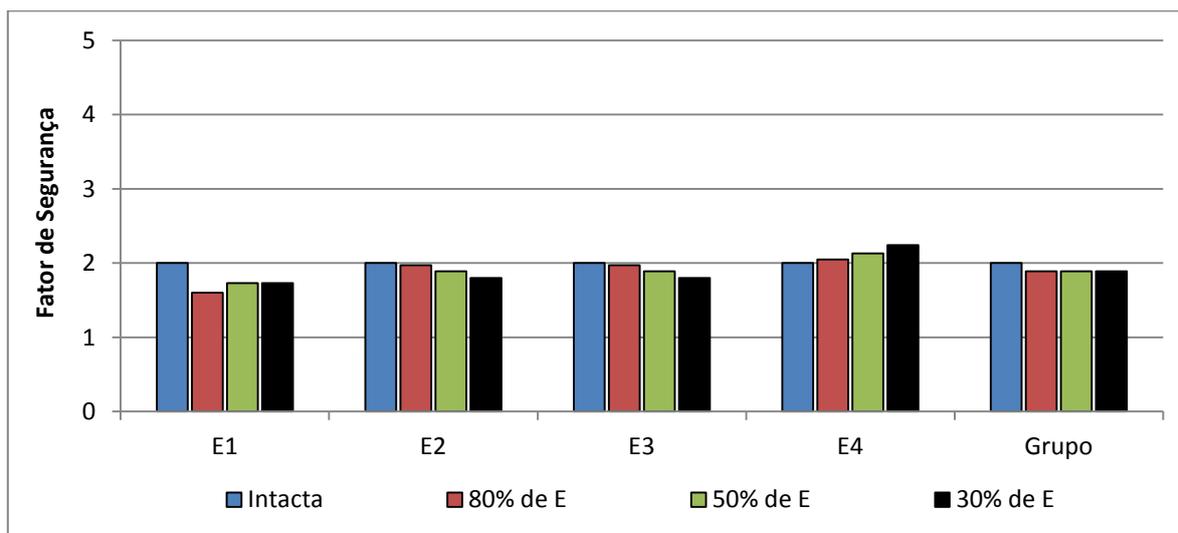


Figura 2.114 – Evolução dos fatores de segurança em um radier sobre 4 estacas sujeitas à variação de rigidez (Modificado de Cordeiro, 2007).

Makarchian & Poulos (1994) analisaram a hipótese de um radier reforçado com destaque para o comportamento carga-recalque da fundação após a instalação das estacas adicionais. Os autores analisaram como o comprimento das estacas, a rigidez do elemento horizontal (radier) e o instante da instalação interferem no comportamento da fundação e destacam que a rigidez da fundação tem um efeito significativo sobre o mecanismo de transferência de carga para as estacas. Quanto à influência da rigidez, os resultados apontam que no radier rígido as estacas adicionais se mostram mais eficazes do que quando instaladas

em um radier flexível e que quanto mais cedo for realizada a intervenção, mais carga é transferida para as estacas e conseqüentemente o recalque observado é menor.

Conforme mencionado anteriormente, tem se tornado cada vez mais comum a realização de estudos experimentais em escala reduzida em laboratórios e que para melhorar a confiabilidade dos resultados obtidos nesses estudos, se faz necessário que estes sejam realizados em câmaras centrífugas, de modo que seja reproduzido o estado de tensões e o comportamento no protótipo semelhante aos observados em escala real. Zhang & Wong (2007) realizaram estudo experimental em escala reduzida em grupos de estacas de grande diâmetro com defeitos, dentro de uma centrífuga cujas dimensões estão apresentadas na Figura 2.115. Os autores simularam no modelo reduzido estacas isoladas e um grupo de 4 estacas, com equivalentes 2 metros de diâmetro e 15 metros de comprimento, com a ponta assentada tanto em rocha na escala real. Para o caso em que foi simulado o defeito nas estacas, os autores consideraram uma lâmina de solo mole ou de baixa capacidade de suporte na ponta de duas das estacas do grupo de 4 estacas, além de outra simulação que foi realizada ao se considerar que duas das estacas do grupo foram executadas com comprimento menor que o previsto.

Mediante os resultados obtidos, Zhang & Wong (2007) concluíram que a presença de “impurezas” na ponta das estacas, assim como a presença de estacas com comprimentos menores que o previsto causou redução significativa na capacidade de carga de carga do grupo de estacas, atingindo valores de 15% e 56% respectivamente, se comparado com os resultados obtidos para os grupos sem defeito. Foi observado também que o defeito teve mais influência na capacidade de carga da estaca isolada do que quando a estaca defeituosa fez parte de um grupo de estacas, provavelmente devido ao fato de que houve redistribuição da carga oriunda das estacas defeituosas entre as estacas íntegras. Os autores ainda chamam a atenção para os fatores associados aos recalques diferenciais no grupo de estacas, onde foi observado que devido a rotação dos mesmos, causados pelo defeito, originaram elevados valores de momento fletor na cabeça das estacas. Esse efeito foi ainda mais acentuado para o caso em que foram consideradas estacas curtas, situação esta em que todas as quatro estacas do grupo romperam com aproximadamente duas vezes a carga de projeto, devido à flexão excessiva.

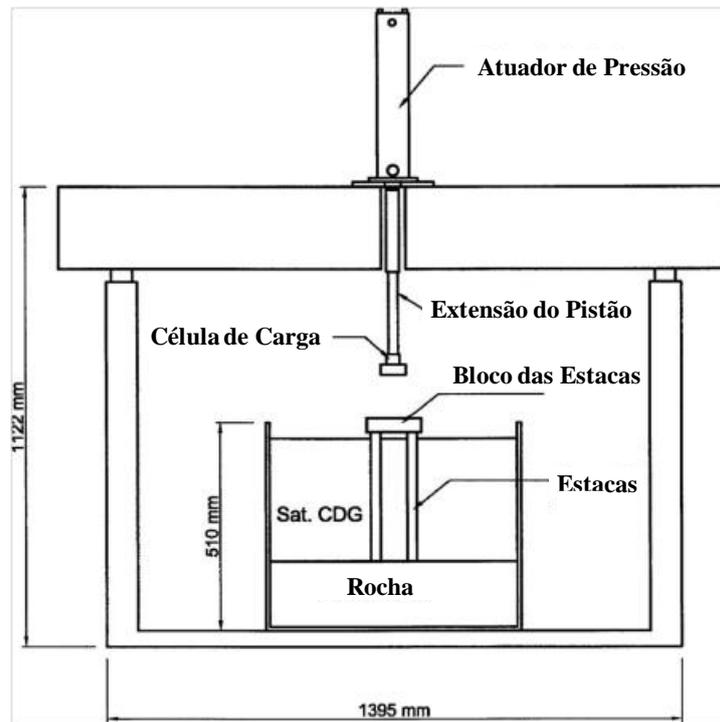


Figura 2.115 – Esquema das provas de carga realizadas na centrífuga (Zhang & Wong, 2007).

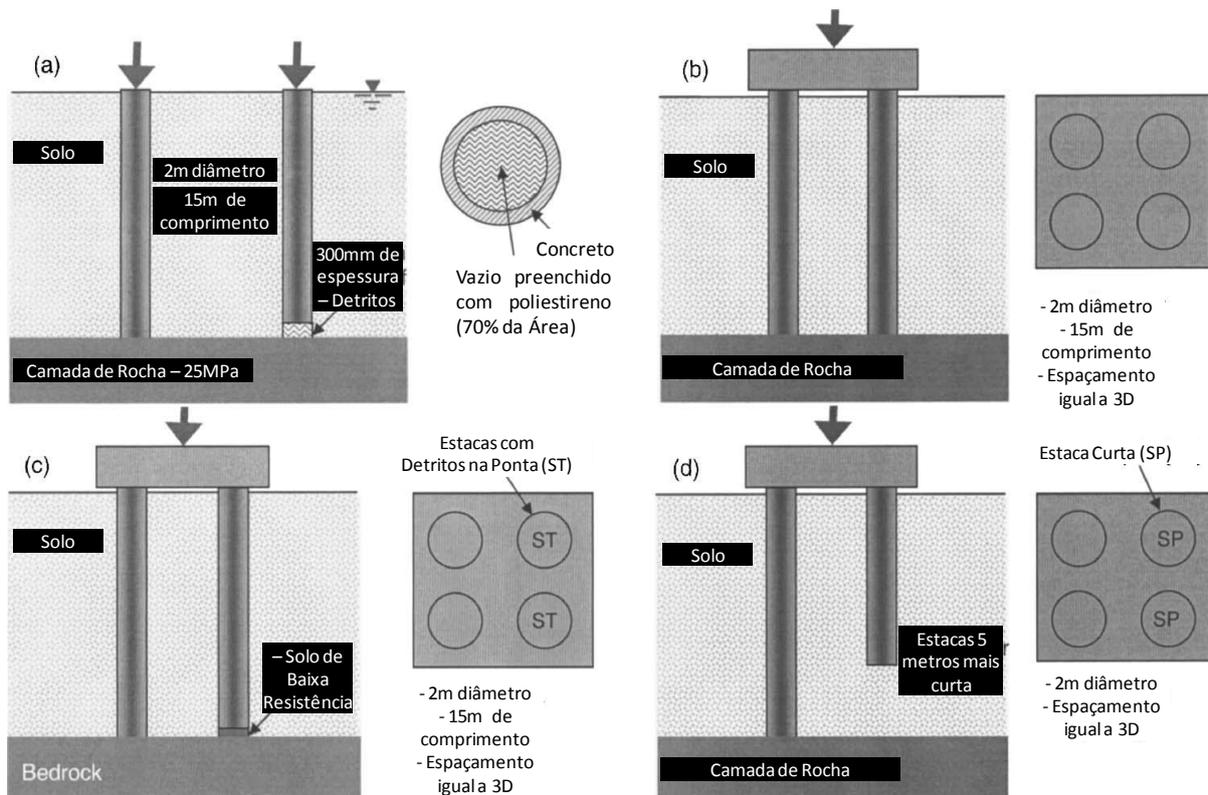


Figura 2.116 – Configurações dos ensaios realizados nas estacas isoladas e no grupo de estacas (Zhang & Wong, 2007).

2.9. INSTRUMENTAÇÃO ELÉTRICA DAS ESTACAS

A técnica da Extensometria vem sendo empregada nas mais diversas áreas da engenharia, para o monitoramento e determinação de deformações que efetivamente ocorrem nas estruturas submetidas às solicitações estáticas e dinâmicas, associando conceitos da Resistência dos materiais, Teoria da Elasticidade, Eletricidade e Instrumentação eletrônica (Paulino, 2011).

O extensômetro elétrico de resistência, também conhecido como “*Strain Gages*”, é um elemento sensível que relaciona pequenas variações de dimensão com variações equivalentes em sua resistência elétrica e tem por princípio o fato de que a resistência do condutor aumenta quando submetido à força de tração e diminui quando a força é de compressão (Albuquerque, 2001). Os medidores de deformação chamados extensômetros elétricos são dispositivos de medida que transformam pequenas variações nas dimensões em variações equivalentes em sua resistência elétrica e são usados usualmente entre os engenheiros de instrumentação (Weber, 2008).

Para Barreto Júnior (2009) o extensômetro elétrico de resistência é um elemento sensível que transforma pequenas variações de dimensões em variações equivalentes de sua resistência elétrica e a sua utilização constitui um meio de medir e registrar o fenômeno da deformação como sendo uma grandeza elétrica. Este ainda destaca como sendo as principais características dos extensômetros, a alta precisão de medida, o baixo custo, facilidade de instalação, excelentes resposta mecânica e linearidade e a possibilidade de ser utilizado imerso em água e de efetuar medidas à distância, como é o caso dos extensômetros instalados dentro das estruturas de concreto como as estacas.

Existe uma grande diversidade de tipos de *strain gages* aplicados para os mais diversos fins. Barreto Júnior (2009) apresenta os *strain gages* uniaxiais, biaxiais e triaxiais, que são os normalmente utilizados para instrumentação de estaca. Conforme a própria denominação sugere, esses dispositivos são capazes de oferecer medidas de deformação em uma, duas e três direções respectivamente (Figura 2.117).

Diante de tal informação, é importante chamar a atenção para o correto posicionamento dos *strain gages* no momento da sua instalação na peça onde se deseja medir as deformações, visto que tem se observado na literatura, que um dos maiores problemas associados à discrepância das medidas de deformações obtidas com os *strain gages* repousam nesse fato. Além desses *strain gages* existem outros como o tipo diafragma, os utilizados para

medida de tensão residual e o axial duplo, utilizados em transdutores de pressão e células de carga respectivamente.

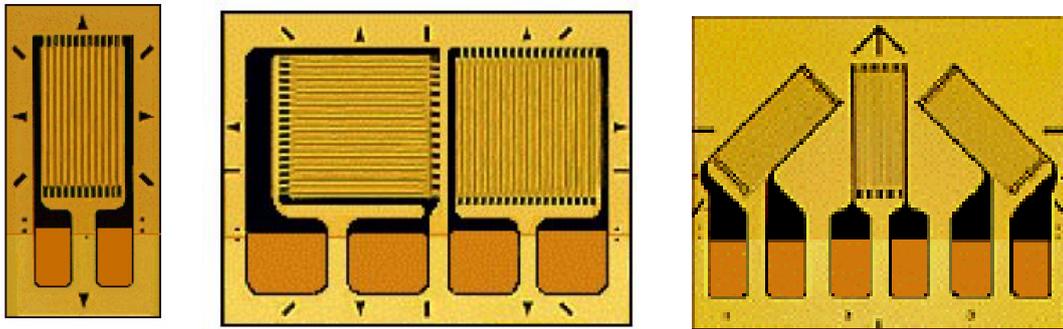


Figura 2.117 – Extensômetros (*strain gages*) Axial retangular, Biaxial retangular dispostos a 90° e o Triaxial retangular dispostos a 45°. (Barreto Junior, 2009)

A ponte de Wheatstone (Figura 2.118) é o circuito mais frequentemente utilizado em extensometria, tanto para medidas de deformações estáticas como dinâmicas. Esta além de compensar resistores, possibilita medir variações relativas de resistência elétrica, permitindo eliminar com facilidade, efeitos indesejáveis como a temperatura e oferecendo a possibilidade de medir as deformações correspondentes a esforços específicos.

A ponte de Wheatstone pode ser montada de três formas: Ligação em $\frac{1}{4}$ de ponte, $\frac{1}{2}$ ponte com um *gage* ativo e outro passivo e com ambos *gages* ativos ou ponte completa (Figuras 2.119, 2.120, 2.121 e 2.122). Cada uma com suas vantagens, desvantagens e particularidades. Em geral, uma ligação do tipo $\frac{1}{4}$ de ponte, é a configuração mais simples e apesar de suas limitações de estabilidade térmica é muito utilizada devido a sua objetividade e simplicidade, podendo configurar com dois ou três fios. Apresenta como principal vantagem, o baixo custo, entretanto não elimina os efeitos da temperatura e o sinal do *gage* se confundirá com as variações da resistência do cabo em função da temperatura e mudança nos comprimentos dos cabos. Esse tipo de ligação pode ser utilizado em laboratórios com temperatura controlada, para cabos de comprimento menores que 10 metros e para testes de curta duração.

A ligação em $\frac{1}{2}$ ponte pode ser configurada com um *gage* ativo e outro passivo ou com os dois *gages* ativos. As ligações com *gages* ativo/passivo podem ser utilizadas em ensaios de longa duração, ensaios com grande variação térmica no *gage* (o *gage* passivo funciona como um compensador de temperatura), ensaios onde se desejam somar ou separar efeitos lidos por dois *gages*. Já os ligados em $\frac{1}{2}$ ponte com ambos *gages* ativos não são viáveis, pois lê flexão e tensão normal e não se sabe qual a parcela referente a cada um.

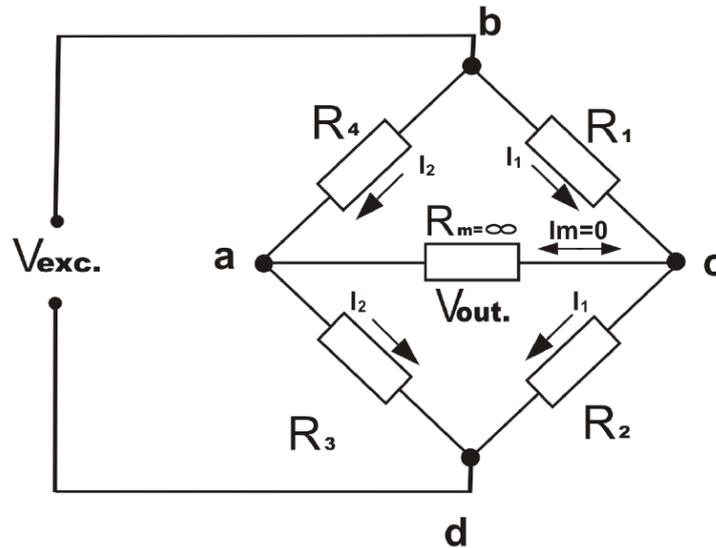


Figura 2.118 – Ponte de Wheatstone e suas correntes (Paulino, 2011)

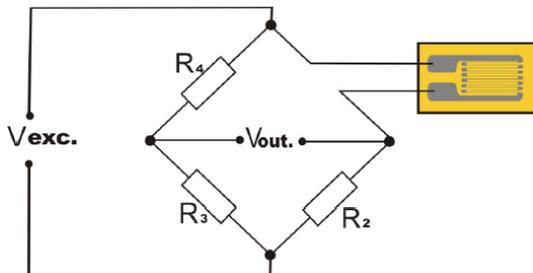


Figura 2.119 – Ligação em ¼ de Ponte de Wheatstone (Paulino, 2011)

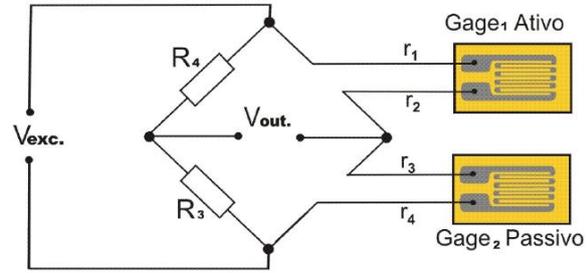


Figura 2.120 – ½ Ponte de Wheatstone com um gage ativo e outro passivo (compensador) (Paulino, 2011)

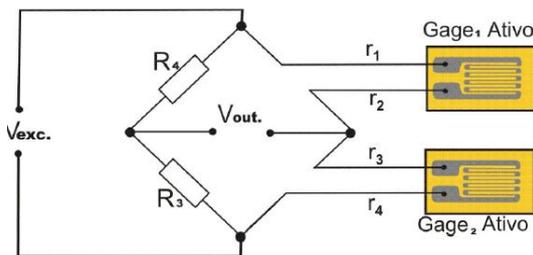


Figura 2.121 – ½ Ponte de Wheatstone com dois um gages ativos (Paulino, 2011)

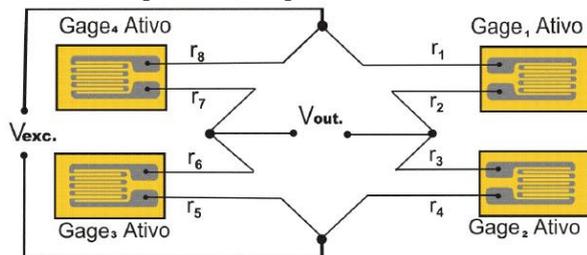


Figura 2.122 – Ponte de Wheatstone completa (Paulino, 2011)

Referente à ponte completa, esta elimina os efeitos da temperatura e flexão e obtém-se a sensibilidade máxima para as deformações provenientes do esforço normal. É o tipo de ligação utilizado em células de carga (de coluna), e em ensaios de barras de aço, onde interessa somente a deformação de tração (ou compressão), sem as deformações devido à flexão. Este será o tipo de ligação utilizado na instrumentação aplicada no eixo das estacas submetidas às provas de carga nessa tese.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O objetivo deste trabalho é o de avaliar o comportamento de uma fundação do tipo radier estaqueado com a presença de estacas defeituosas, a partir de análises numéricas e etapas experimentais realizadas em laboratório e em campo. Sob essas condições, foram obtidas informações à respeito dos recalques no radier, nas estacas, distribuição de cargas ao longo do fuste e na ponta das estacas bem como do comportamento do radier na capacidade de carga do sistema de fundação.

Neste capítulo, apresenta-se a ferramenta numérica utilizada nas análises dos raders estaqueados analisados nesta Tese, bem como são mostrados detalhes sobre a montagem dos problemas. Foram discutidos aspectos a respeito dos tipos de elementos finitos considerados, parâmetros geométricos utilizados nas análises, assim como a validação e calibração do software, com a comparação dos resultados obtidos com o LCPC-Cesar v. 4.07 e os resultados disponibilizados na literatura. Além disso, apresenta-se a previsão do comportamento de uma estaca isolada com as mesmas características das executadas no campo experimental da FEC-UNICAMP, de modo que possibilite a obtenção de informações sobre a distribuição de carga axial ao longo da estaca para o correto dimensionamento do defeito instalado nas respectivas estacas. A título de aferição dos parâmetros geotécnicos do Campo Experimental da FEC-UNICAMP que foram considerados nas análises específicas dessa Tese, os resultados obtidos nas análises numéricas foram comparados com os resultados experimentais obtidos por Scallet (2011).

Apresenta-se também neste capítulo aspectos relacionados à execução das estacas íntegras, das estacas defeituosas e dos raders, bem como detalhes do dimensionamento e moldagem do defeito que foi instalado em campo.

Em geral os defeitos inerentes a uma fundação são “variáveis ocultas”, mas que estão implícitas nos projetos de fundações uma vez que estão embutidos em todas as parcelas do dimensionamento os denominados fatores de segurança. Conforme mencionado na revisão bibliográfica, os defeitos podem ser considerados de origem geotécnica e/ou estruturais. Nesta Tese, foi considerado o defeito do tipo estrutural. Para representar o defeito estrutural, foi

alterada a área da seção transversal da estaca, bem como a rigidez e a resistência do material no trecho defeituoso da estaca. A zona defeituosa mede 0,6 metros de comprimento e foi posicionada entre 1,90 m e 2,50 m de profundidade na estaca com defeito. Foi simulada a ruptura estrutural de uma estaca isolada e de outras duas estacas defeituosas, uma instalada em um radier sobre três estacas e outra em um radier sobre quatro estacas. Dessa forma, foi verificado o comportamento do grupo de estacas e do próprio radier frente à manifestação dessa variável.

3.1. ASPECTOS GERAIS RELACIONADOS AO SOFTWARE LCPC-CESAR

O LCPC-CESAR v. 4.07, desenvolvido pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées / Road and Public Works Research Institute*, é uma ferramenta numérica cuja rotina de cálculo baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF), e permite uma análise numérica mais detalhada, cuja malha de elementos finitos pode ser montada com a liberdade de escolha do nível de refinamento que é necessário para cada problema. Destaca-se que esse software foi desenvolvido para aplicação em projetos de estruturas subterrâneas, como túneis, minas, escavações, projetos de fundações rasas e profundas, para análises de recalques e ruptura do solo, projetos de pavimento e aterros, análises de estabilidade de taludes de corte e aterro de estradas, reforço em taludes e estruturas de contenção, análises de escoamento (fluxo), drenagem e adensamento.

Dentre as possibilidades de utilização do LCPC-CESAR, verifica-se que este permite a realização de análises numéricas tridimensionais e admite a obtenção das tensões e deformações em cada elemento da malha. Assim permite determinar, por exemplo, a distribuição de carga ao longo fuste de cada estaca do estaqueamento e verificar a influência de um elemento estrutural sobre o outro, bem como verificar a interferência dos elementos estruturais individualmente ou em conjunto sobre a massa de solo. Neste programa estão implementados modelos constitutivos elásticos, elastoplásticos, modelos de fluxo e térmicos que podem ser utilizados em análises mecânicas, geomecânicas e hidromecânicas, com a possibilidade de interação entre estes modelos e realizando-se, caso sejam necessárias, análises acopladas.

O software apresenta como uma de suas principais potencialidades a possibilidade de realizar análises por etapas em qualquer instante do carregamento. Dessa forma, é possível inserir defeitos nas estacas e realizar intervenções como, por exemplo, reforço dos blocos, em momentos específicos do carregamento, ou até mesmo na iminência da ruptura do elemento estrutural de fundação.

Outra grande potencialidade do software é a interface gráfica do pós-processador “CLEO 2D e 3D”, pois nele os resultados são apresentados de tal forma que é possível obter informações de tensão e deformação detalhadamente, permitindo a realização de cortes em planos para a melhor visualização gráfica do comportamento da modelagem. Os resultados podem ser observados graficamente em pontos específicos e em segmentos de reta determinados para cada incremento de carga aplicado, no caso de fundações estacueadas, tanto para as estacas quanto para os blocos de coroamento e radiers.

3.1.1. Análises Preliminares com o Programa LCPC-CESAR

Antes de qualquer estudo numérico, é de fundamental importância calibrar e compreender o comportamento da ferramenta numérica utilizada. Quando se trata de uma ferramenta que calcula por elementos finitos, duas das variáveis mais importantes a serem testadas é o tipo de elemento finito a ser utilizado e o nível de refinamento da malha, de sorte que haja uma compatibilização entre a precisão do resultado a ser obtido e o nível de esforço computacional exigido para as análises. Esses fatores interferem diretamente no tempo de processamento do problema que é talvez o principal entrave quando se trata de modelagem tridimensional por MEF. Diante disso, foi montado um computador para o processamento das análises numéricas que funciona única e exclusivamente para esse fim. Quanto à sua configuração foi instalado um processador Core i7, 2,8Ghz, 4 GB de memória RAM em sistema operacional Windows 7 - 32 bits. Durante as análises foi verificado que o nível de exigência do processador não supera os 20% da sua capacidade máxima durante todo o tempo de cálculo, contudo, o software exige desempenho de toda a memória RAM disponível na máquina. Assim, aventou-se a possibilidade de aumentar a memória RAM disponível na máquina, mas o sistema operacional 32 bits, o qual é compatível com o LCPC-CESAR versão 4.07, utilizado para as análises numéricas, não reconhece quantidade de memória RAM superior a 3GB. Ou seja, qualquer *upgrade* que fosse realizado na máquina com vistas na melhoria do desempenho e redução do tempo de processamento seria ineficiente. Desta

forma, tornou-se ainda mais importante compatibilizar o tempo de processamento e o nível de refinamento da malha de elementos finitos em cada análise.

É importante relacionar informações sobre o tempo de processamento e a convergência dos resultados obtidos, de modo que para pequenas variações nos resultados obtidos, como por exemplo, recalques da ordem de poucos milímetros, não justificam o aumento do nível de refinamento da malha que pode ter como consequência um aumento excessivo do tempo de processamento. Outra variável que está diretamente associada ao refinamento da malha de elementos finitos bem como ao tipo de elemento finito empregado nas análises é a tensão. Foi observado que quanto menos refinada a malha de elementos finitos, maior a discrepância entre os valores de tensão aplicados e os obtidos ao final das análises.

A biblioteca de elementos finitos disponível no LCPC-CESAR, oferece desde elementos finitos de superfície (planares), volumétricos até os denominados elementos de interface ou elementos de contato. Os tipos de elementos finitos volumétricos disponíveis são volumétricos lineares e quadráticos com a quantidade de nós variável entre 4 e 20.

Neste trabalho foram testados elementos com 4 e 15 nós, lineares e quadráticos respectivamente. Observou-se que o esforço computacional necessário para análises com elementos lineares é, conforme esperado, bastante inferior, de modo que análises com aproximadamente de 45 mil elementos finitos e 25 mil nós processam em cerca de 3 horas. As análises realizadas com elementos quadráticos, com cerca de 30 mil elementos finitos e 70 mil nós levam em torno de 72 horas para o término do processamento. Por outro lado, o menor esforço computacional necessário nas análises com elementos finitos lineares, tem como consequência algumas falhas nas previsões de comportamento de recalques e distribuição de cargas entre os elementos estruturais de fundação (Radier e Estacas). Assim, optou-se por utilizar em todas as análises relacionadas a este trabalho o elemento volumétrico pentaédrico quadrático, constituído por 15 nós.

Uma alternativa comum para reduzir o esforço computacional é tirar partido da simetria do problema analisado e calcular, por exemplo, 1/2, 1/4 ou até mesmo 1/8 da configuração. Nas análises que serão apresentadas nessa Tese, essa alternativa não pode ser considerada visto que devido à presença do defeito em pelo menos uma das estacas dos radiers, o problema deixa de ser simétrico e o cálculo do problema completo torna-se imprescindível.

3.1.2. Análises Comparativas com Casos da Literatura

Em geral, a calibração e aferição de um software requerem dados experimentais ou resultados de análises numéricas. O principal objetivo desta etapa foi verificar a concordância dos casos previamente analisados com os resultados obtidos a partir do software utilizado nessa pesquisa.

A seguir são apresentados os respectivos resultados obtidos para casos mais simples, como o caso de uma estaca inserida em um maciço homogêneo até situações mais complexas onde foi considerada a variabilidade do solo e um número maior de estacas. Os resultados obtidos a partir do LCPC-CESAR foram comparados com aqueles obtidos por análises realizadas por autores e seus respectivos métodos de cálculo como Ottaviani (1975), Sales (2000), Bittencourt & Lima (2009), Souza (2010), Yamashita (1998), Horikoshi & Randolph (1998), Matsumoto (1998), Small & Poulos (2007), Kuwabara (1989), Ta & Small (1996), Poulos & Davis (1980), Randolph (1983), Poulos (1991), Poulos (1994) e Sinha (1997) entre outros.

3.1.2.1. Estaca isolada quadrada

Na modelagem deste caso são feitas várias simplificações. Dentre estas, destaca-se a consideração do solo como elástico-linear e a geometria quadrada da seção transversal. Mesmo com estas simplificações e sabendo que esta pesquisa trata de radiers estaqueados, esta análise se faz importante, pois é de conhecimento comum que o comportamento de uma estaca isolada, pode servir como elemento para prever o comportamento de um grupo de estacas. Os resultados obtidos foram comparados com os anteriormente apresentados por Ottaviani (1975), Sales (2000) com o programa ALLFINE, Bittencourt & Lima (2009) com o programa FLEXPDE e Souza (2010), este último com o uso do software DIANA. Estudo semelhante também foi realizado por Poulos & Davis (1980) o qual compara alguns resultados obtidos para estacas isoladas de seção circular com os obtidos por Lee (1973).

Na Tabela 3.1 estão apresentados os parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises numéricas. Para a determinação da rigidez relativa (K_{ps}) fixou-se o módulo de elasticidade das estacas e o módulo de elasticidade do solo foi variado, de modo que foram considerados valores de K_{ps} que variaram entre 200 e 2000. Para a determinação da constante de recalque, que relaciona o módulo de elasticidade das estacas (E_p), o comprimento da aresta

da seção transversal da estaca quadrada, o recalque (ρ) e a tensão aplicada (uniformemente distribuída no topo da estaca), atribuiu-se valores de tensão que variaram entre 250 kPa e 2000 kPa. Com o resultado das análises numéricas foram obtidos os valores de recalque no topo da estaca, com o qual foi possível determinar as respectivas constantes de recalque.

Tabela 3.1 – Parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises do caso uma estacas isolada quadrada.

D(m)	A _P (m ²)	B (m)	L (m)	σ_{aplic}
1,0	1,0	3.L	20,0 e 40,0	Variável
H/L	E _P (GPa)	E _S (MPa)	ν_c	ν_s
1,5 e 4,0	20,0	Variável	0,25	0,45

D – Lado da seção da estaca; A – Área da seção transversal da estaca; B – Domínio horizontal; L – Comprimento da estaca; H/L – Domínio Vertical; E_P – Módulo de Elasticidade do Concreto; ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto; ν_s – Coeficiente de Poisson do solo; σ_{aplic} – Tensão Aplicada no topo da estaca.

Neste estudo foram realizadas análises numéricas nas quais foram consideradas três situações. Na primeira o comprimento da estaca considerado foi de 20,0 metros e o domínio vertical (H/L) foi igual a 4,0. No segundo conjunto de análises foi considerado uma estaca com 20 metros de comprimento com domínio vertical (H/L) foi igual a 1,5, enquanto que o último conjunto de análises foi realizado para estacas com 40 metros de comprimento e domínio vertical também de 1,5. Os resultados obtidos nessas análises estão expressos nas Figuras 3.1, 3.2 e 3.3. Diante dos resultados apresentados nessas figuras, foi possível confirmar a boa concordância das constantes de recalque obtidas a partir do LCPC-CESAR com os outros resultados anteriormente disponibilizados na literatura por outros autores.

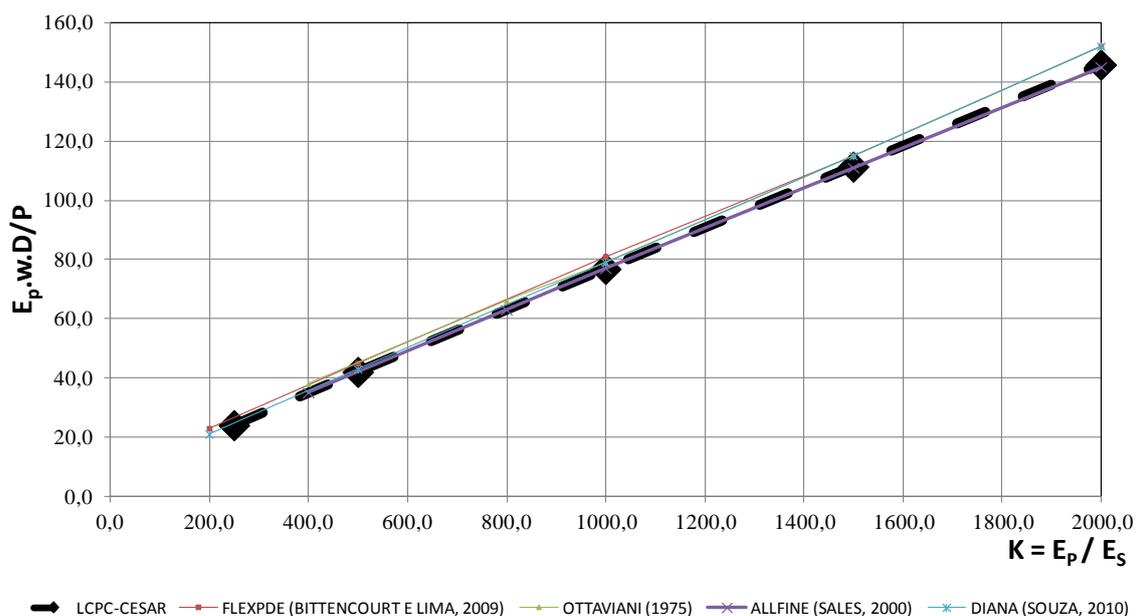


Figura 3.1 – Valores de constante de recalque versus rigidez relativa obtidos com o LCPC – CESAR para uma estaca isolada com 20 metros de comprimento e relação H/L igual a 4,0.

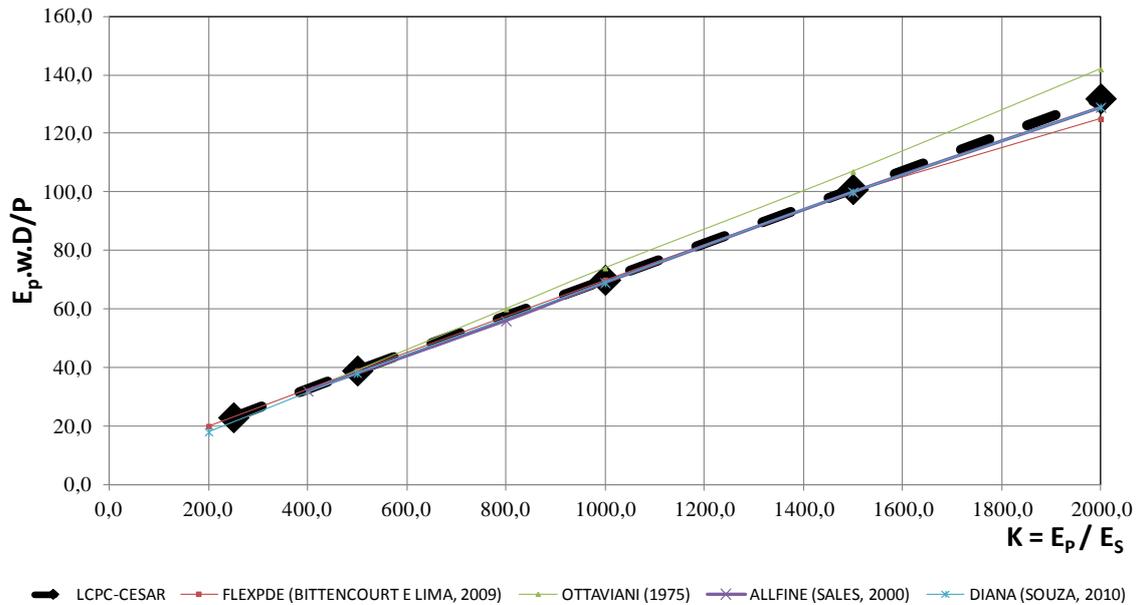


Figura 3.2 – Valores de constante de recalque versus rigidez relativa obtidos com o LCPC – CESAR para uma estaca isolada com 20 metros de comprimento e relação H/L igual a 1,5.

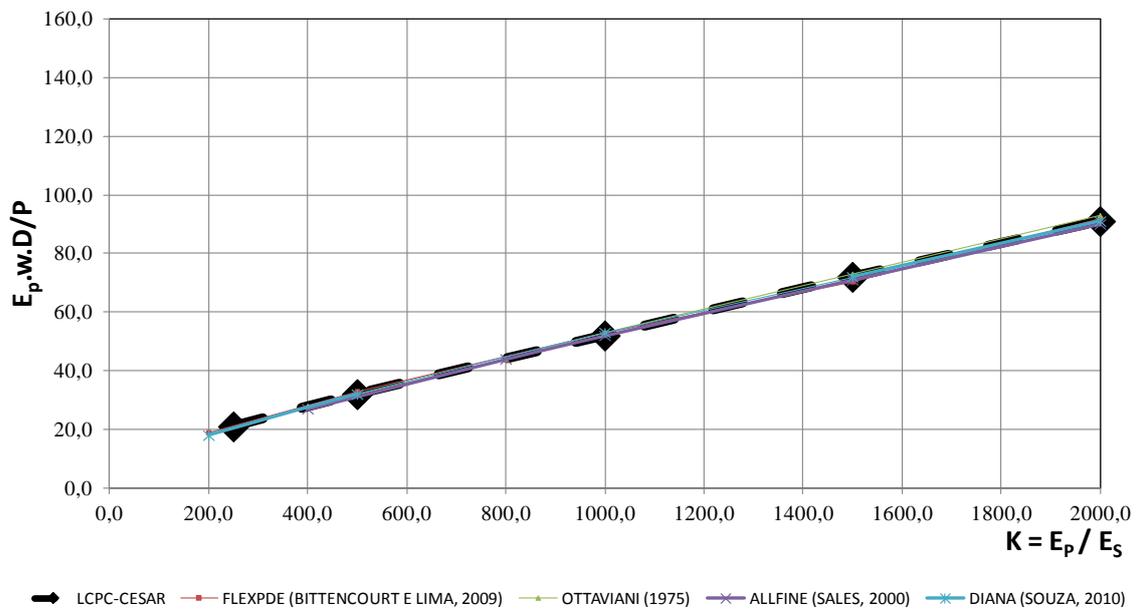


Figura 3.3 – Valores de constante de recalque versus rigidez relativa obtidos com o LCPC – CESAR para uma estaca isolada com 40 metros de comprimento e relação H/L igual a 1,5.

3.1.2.2. Radier sobre 9 estacas quadradas e carga no pilar central

O caso foi estudado por Ottaviani (1975) e também analisado por Sales (2000), Bittencourt & Lima (2009) e Souza (2010). Trata-se de um radier sobre 9 estacas quadradas em solo homogêneo, carregadas por um pilar central. Na Tabela 3.2 estão apresentados os parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises numéricas.

Nesta etapa o módulo de elasticidade do concreto foi fixado em 20 GPa e o módulo de elasticidade atribuído ao solo para cada análise variou desde 80 MPa até 10 MPa, que

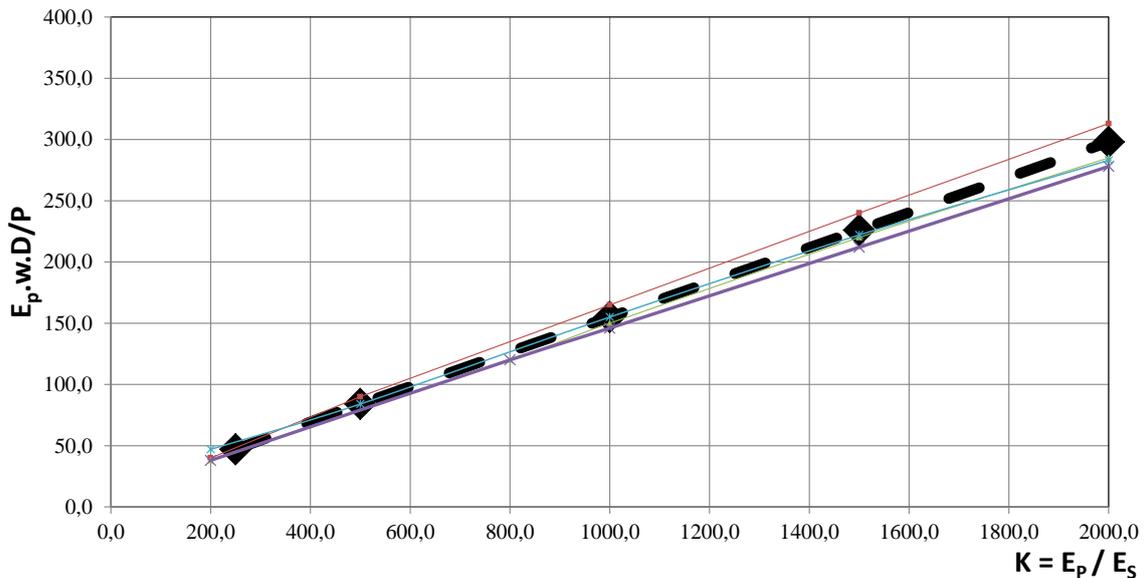
correspondem a valores de K_{PS} entre 250 e 2000. Foram aplicados 5 níveis de carregamento localizados no topo e no centro do radier. Para cada condição de análise e a partir dos recalques foram estabelecidas as constantes adimensionais de recalque que foram correlacionadas com as respectivas constantes de rigidez estaca/solo (K_{PS}).

Nas Figuras 3.4 e 3.5 apresentam-se os resultados das análises realizadas a partir do programa utilizado neste trabalho e os resultados das mesmas análises realizadas por Ottavianni (1975), Sales (2000) com o software ALLFINE, Bittencourt & Lima (2009) com o programa FLEXPDE e por Sousa (2010), obtido com o programa DIANA.

Tabela 3.2 – Parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises do caso do radier sobre 9 estacas quadradas.

D (m)	A_p (m ²)	B (m)		L (m)
1,0	1,0	3.L		17,0 e 37,0
H/L	E_p (GPa)	ν_c	ν_s	t (m)
1,5	20,0	0,20	0,45	3,0

D – Lado da seção da estaca; A_p – Área da seção transversal da estaca; B – Domínio horizontal; L – Comprimento da estaca; H/L – Domínio Vertical; E_p – Módulo de Elasticidade do Concreto; ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto; ν_s – Coeficiente de Poisson do solo; t – Espessura do radier.



➡ LCPC-CESAR ➡ FLEXPDE (BITTENCOURT E LIMA, 2009) ➡ OTTAVIANI (1975) ➡ ALLFINE (SALES, 2000) ➡ DIANA (SOUZA, 2010)

Figura 3.4 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas quadradas de 17 metros de comprimento (Caso proposto por Ottavianni, 1975).

Os resultados das análises realizadas para as estacas de 17 e 37 metros são considerados satisfatórios, pois há concordância entre os resultados obtidos e os resultados apresentados pelos autores anteriormente mencionados. Nas análises para as estacas de 37 metros de comprimento, os resultados apresentados por Ottavianni (1975) apresentaram

relativa discrepância com os apresentados pelos outros autores e também com os resultados obtidos a partir do LCPC-CESAR.

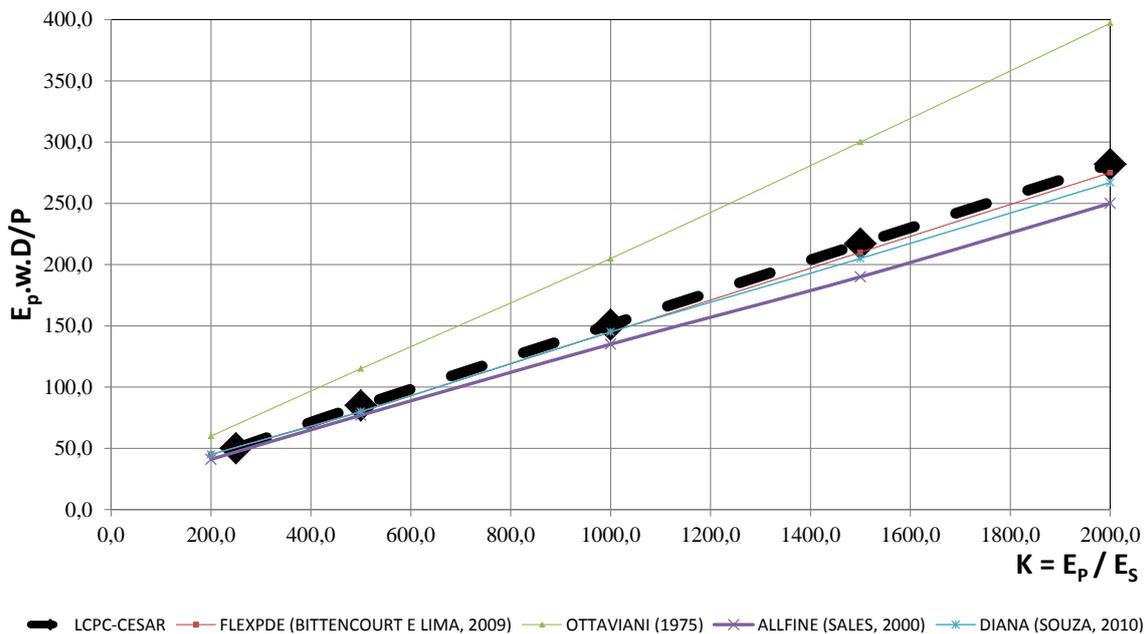


Figura 3.5 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas quadradas de 34 metros de comprimento (Caso proposto por Ottaviani, 1975).

3.1.2.3. Rádiers Sobre 9 e 15 Estacas (Poulos *et al.*, 1997)

Este caso foi proposto por Poulos *et al.* (1997), e trata de uma análise para um radier sobre 9 estacas e para o mesmo radier sobre 15 estacas carregados por 9 pilares, sendo 6 carregados com uma carga P_1 e 3 carregados com uma carga P_2 que corresponde ao dobro do valor de P_1 , conforme mostrado na Figura 3.6. O caso foi analisado em 3 situações distintas, em que foram variadas a carga total aplicada, o fator de segurança e o número de estacas. O radier possui 60m^2 ($10\text{m} \times 6\text{m}$) cuja tensão de ruptura é $0,30\text{ MPa}$, a qual resulta em uma carga de $18,0\text{ MN}$. As capacidades de carga à tração e compressão das estacas são $0,786\text{ MN}$ e $0,873\text{ MN}$ respectivamente.

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresentam-se os valores dos fatores de segurança aplicados para a obtenção das cargas aplicadas em cada pilar. Após a aplicação dos fatores de segurança, a carga admissível nos Casos A e C obtida foi de 12 MN e no caso B a carga admissível foi igual a 15 MN , distribuídos por 9 pilares. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta os parâmetros utilizados nas análises. De posse dos resultados e valores de recalque, estes foram comparados com os métodos consagrados na literatura, como Poulos & Davis (1980), Randolph (1983), Poulos (1991, 1994), Ta & Small (1996) e Sinha (1997).

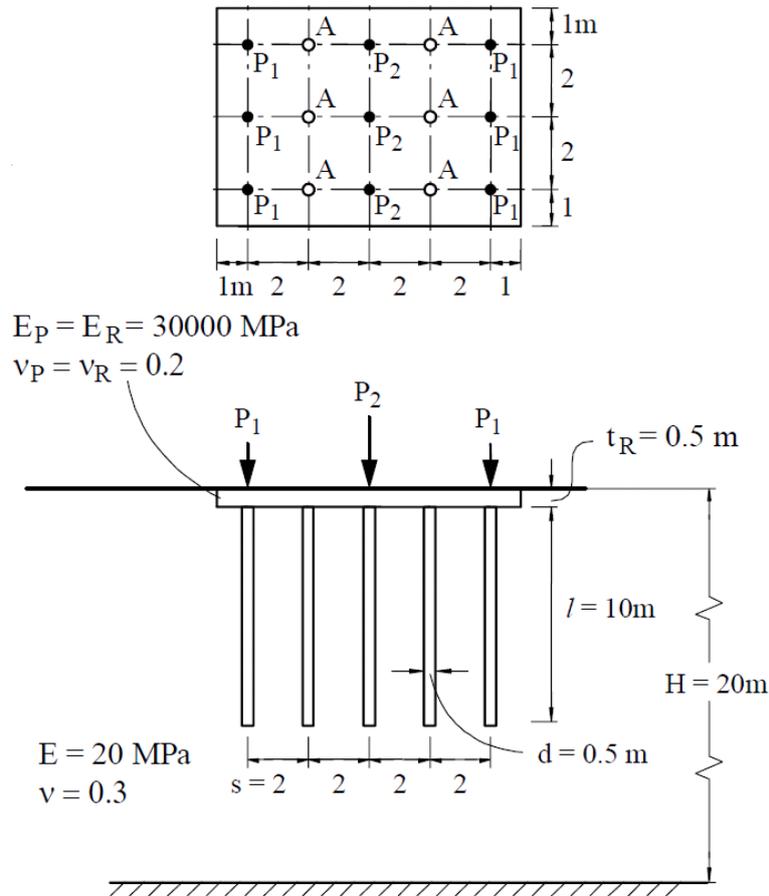


Figura 3.6 – Exemplo proposto por Poulos *et al.* (1997).

Tabela 3.3 – Cargas e fatores de segurança aplicadas nos 3 casos estudados

Etapa	Nº de Estacas	Fs	Carga nos Pilares P ₁ (MN)	Carga nos Pilares P ₂ (MN)
A	15	2,60	1,00	2,00
B	15	2,07	1,25	2,50
C	9*	2,15	1,00	2,50

* Nessa análise as estacas marcadas como A na Figura 3.6, são desconsideradas na fundação.

Tabela 3.4 – Parâmetros utilizados nas análises do caso do radier sobre 9 e 15 (Poulos *et al.*, 1997).

D (m)	A _p (m ²)	B (m)	L (m)		
0,5	0,196	3.L	10,0		
H/L	E _p = E _R (GPa)	ν _c	ν _s	t (m)	
2,0	30,0	0,2	0,3	0,5	

D – Lado da seção da estaca; A_p – Área da seção transversal da estaca; B – Domínio horizontal; L – Comprimento da estaca; H/L – Domínio Vertical; E_p = E_R – Módulo de Elasticidade do Concreto da Estaca e do Radier; ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto; ν_s – Coeficiente de Poisson do solo; t – Espessura do radier.

Os resultados obtidos nessas análises estão apresentados nas Figuras 3.7, 3.8 e 3.9, em conjunto com os resultados observados na literatura para a modelagem do mesmo problema. Na Figura 3.7, são apresentados os resultados do Caso A desse item, em que foi considerada a carga admissível de 12 MN para um radier sobre 15 estacas e um fator de

segurança de 2,60. O recalque médio no radier obtido com o LCPC-CESAR foi de 19,9mm. O recalque médio no radier obtido para esta análise foi da ordem de 4% menor do que a média dos resultados obtidos na literatura.

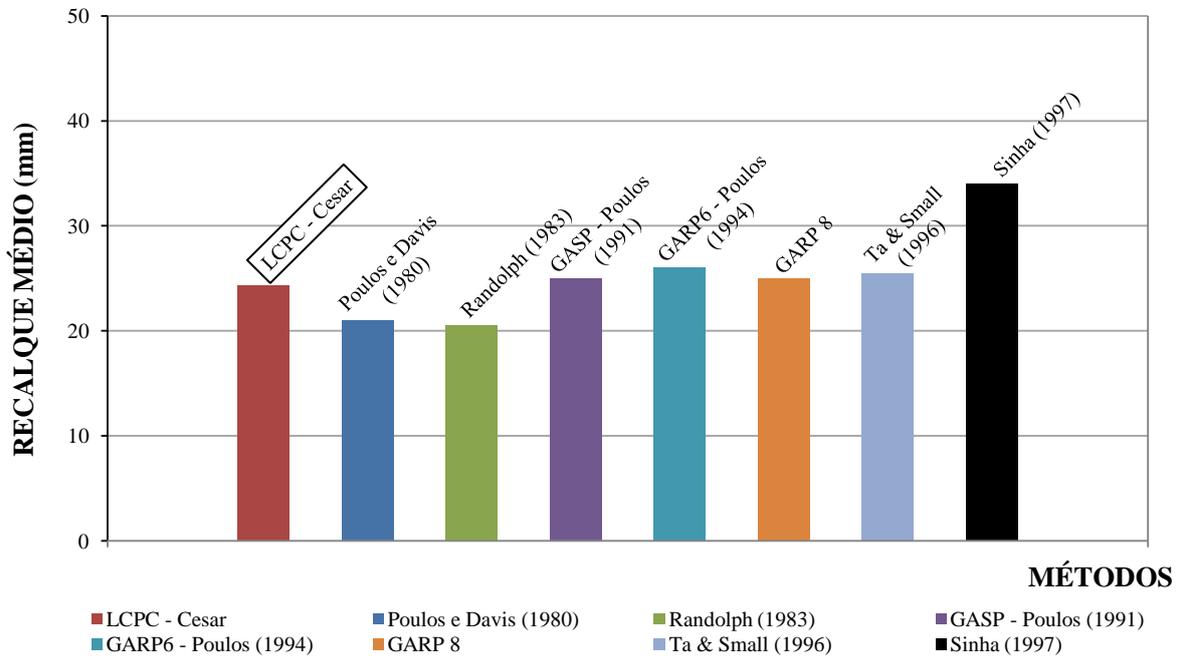


Figura 3.7 – Valores de recalque médio no radier de 15 estacas, carga admissível igual a 12 MN e FS igual a 2,60 obtidos na literatura e pelo método dos elementos finitos (LCPC-Cesar).

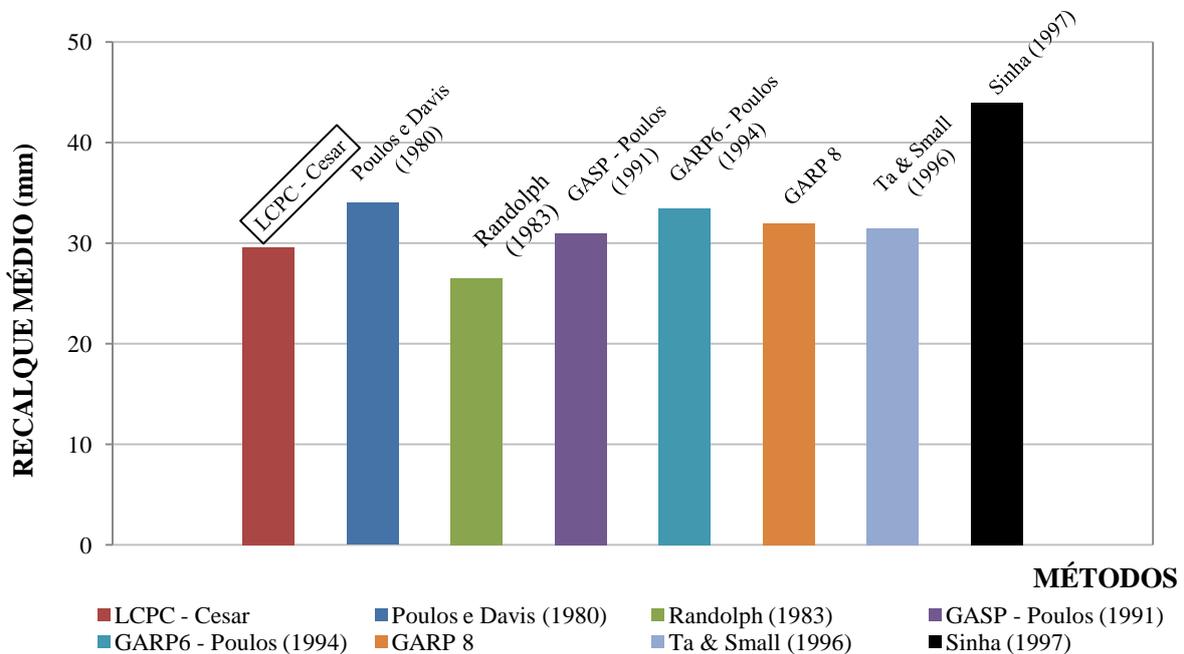


Figura 3.8 – Valores de recalque médio no radier de 15 estacas, carga admissível de 15 MN e FS igual a 2,07 obtidos na literatura e pelo método dos elementos finitos (LCPC-Cesar).

Na Figura 3.8 apresentam-se os valores de recalque médio no radier para a condição sob a qual o fator de segurança considerado foi reduzido para 2,07, e carga admissível de 15

MN (Caso B). O recalque obtido nas análises numéricas realizadas com o LCPC-CESAR foi de 29,6mm, o que corresponde a um aumento de 22% se comparado com o recalque obtido no caso A (Figura 3.7).

O recalque médio apresentado na literatura para o Caso B foi de 33,2mm, que corresponde a um valor 10,9% superior ao obtido pelo LCPC-CESAR. Tais variações poderiam ser menores, caso os resultados de Sinha (1997) fossem desconsiderados, uma vez que o próprio autor menciona que em suas análises fez considerações sobre a heterogeneidade do solo, situação esta que difere da condição de análise do caso proposto.

Na Figura 3.9, apresentam-se os valores de recalque para a condição sob a qual foram consideradas 9 estacas (Caso C). O fator de segurança considerado foi de 2,15 e a carga admissível, assim conforme o caso A, foi de 12 MN. Observou-se dessa forma, que com a retirada de 6 estacas da base do radier, os valores de recalque aumentaram em média 15,6%, se comparados ao Caso A. Além disso, observa-se que o recalque obtido para o caso C, com o LCPC-CESAR, foi 6,4% menor do que a média obtida a partir da literatura. Tal condição pode reforçar a ideia de que caso um radier apresente uma ou até mais de uma estaca defeituosa, não implica uma necessidade imediata de reforçar a fundação, pois o efeito de grupo pode compensar o defeito sem que haja variações significativas no comportamento da fundação, entretanto tal fato deve ser verificado caso a caso.

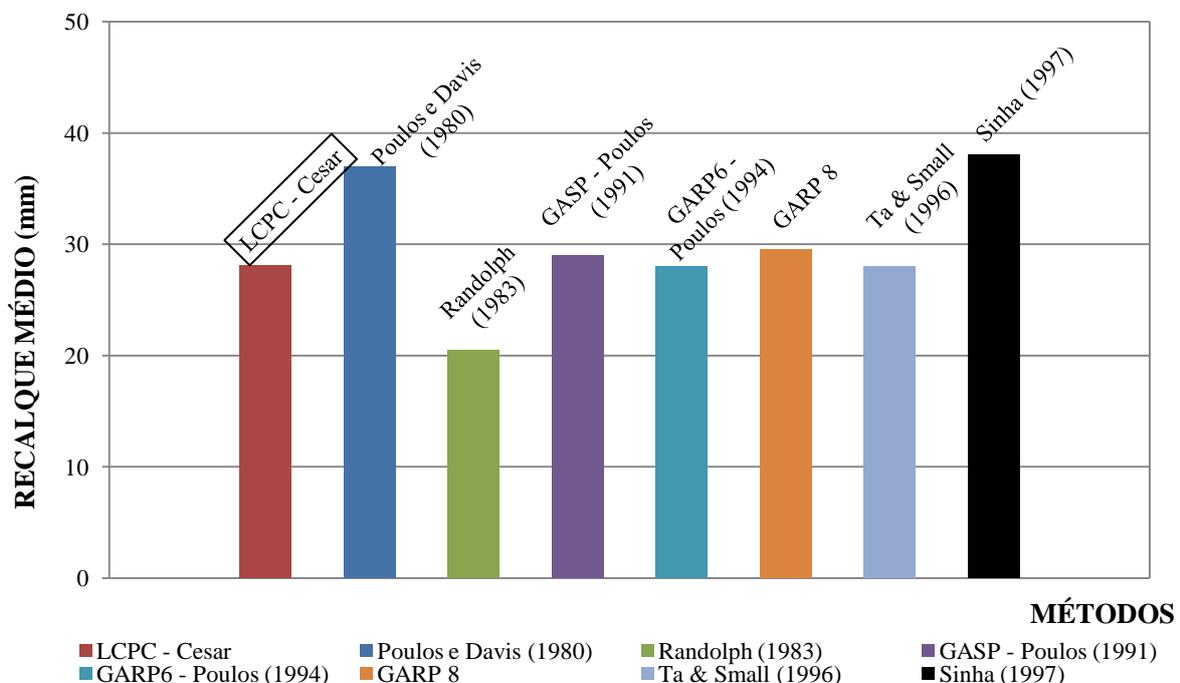


Figura 3.9 – Valores de recalque médio no radier de 9 estacas, carga admissível de 12 MN e FS igual a 2,15 obtidos na literatura e pelo método dos elementos finitos (LCPC-CESAR).

3.1.2.4. Radier sobre 9 Estacas (Kuwabara, 1989)

Trata-se de um radier sobre nove estacas assentado sobre solo homogêneo, em que, inicialmente, Kuwabara (1989) modelou por elementos de contorno. Nessa análise o solo foi considerado elástico e a distância do eixo das estacas periféricas até a borda do bloco corresponde ao diâmetro da estaca. A carga aplicada foi uniformemente distribuída em toda a superfície do radier.

Nessas análises para um mesmo nível de carregamento variou-se a relação L/D das estacas. Dessa forma, fixou-se o diâmetro das estacas e variou-se seu comprimento. Além disso, foram variados os valores de S/D , a partir de onde foi possível avaliar também a influência deste parâmetro na distribuição das cargas para o radier e para as estacas, assim como nos recalques. A Tabela 3.5 apresenta os parâmetros utilizados na modelagem.

Tabela 3.5 – Parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises do caso do radier sobre 9 estacas proposto por Kuwabara (1989).

D (m)	A_P (m²)	B (m)		L/D			
1,0	0,785	3.L		25 / 50 / 100 / 150 / 200			
H/L	K_{ps}	v_c	v_s	t (m)		S/D	
2,0	1000	0,20	0,49	2,0	3	5	10

D – Diâmetro da seção da estaca; **A** – Área da seção transversal da estaca; **B** – Domínio horizontal; **L/D** – Relação entre o comprimento da estaca e o seu diâmetro; **H/L** – Domínio Vertical; **K_{ps}** – Coeficiente de Rigidez entre estaca e solo; **v_c** – Coeficiente de Poisson do concreto; **v_s** – Coeficiente de Poisson do solo; **t** – Espessura do radier; **S/D**: Espaçamento relativo entre as estacas.

Nas Figuras 3.10, 3.11 e 3.12, estão apresentados os resultados obtidos nas análises realizadas, bem como o conjunto dos resultados observados na literatura para a modelagem do respectivo problema proposto por Kuwabara (1989). De acordo com os resultados obtidos, independentemente do espaçamento entre as estacas, houve tendência de convergência dos resultados de Sales (2000), com o programa ALLFINE e os obtidos nessa pesquisa, além de que a partir da relação L/D igual a 100 os valores de recalque tiveram uma leve tendência à estabilização. Além disso, vale destacar que quando os resultados obtidos com o LCPC-Cesar são comparados com os valores também obtidos por MEF, por exemplo aqueles obtidos por Sales (2000) como programa ALLFINE, essa diferença é ainda menor.

Vale salientar que esta constante de recalque é bastante sensível, de sorte que poucos milímetros de recalque correspondem a uma significativa variação da constante. Dessa forma, possíveis discrepâncias nos referidos métodos não correspondem necessariamente a variações relevantes nos valores de recalque.

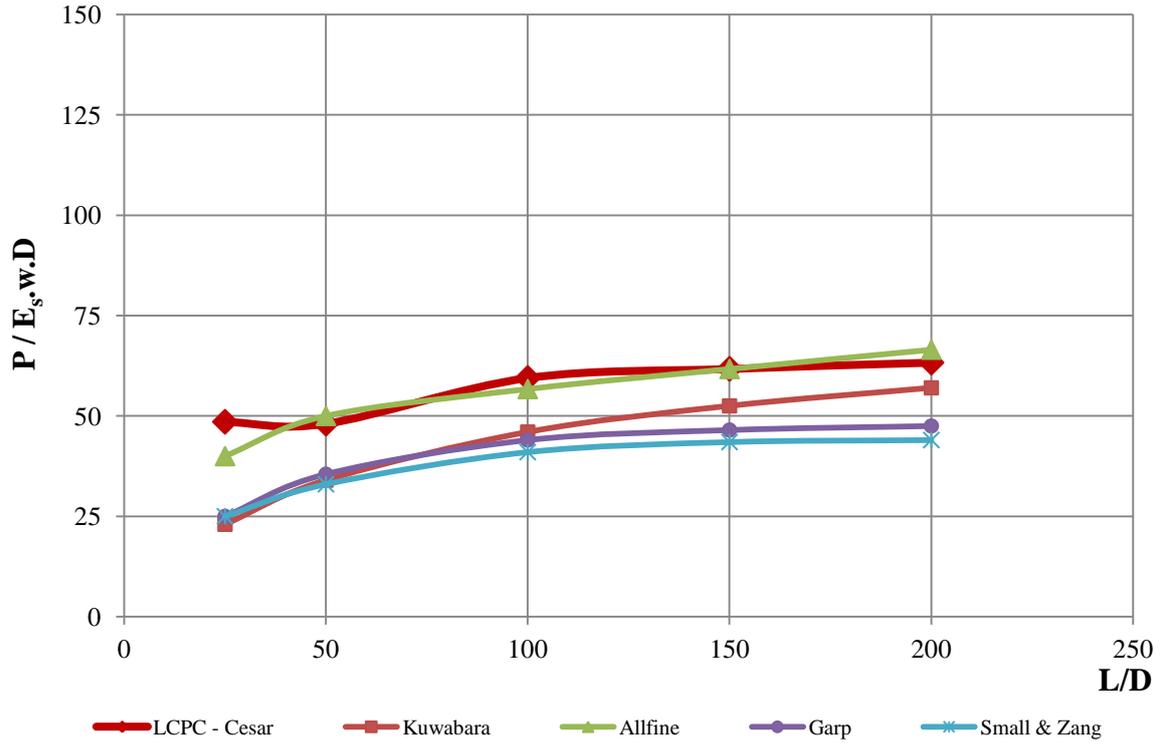


Figura 3.10 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas para relação S/D igual a 3.

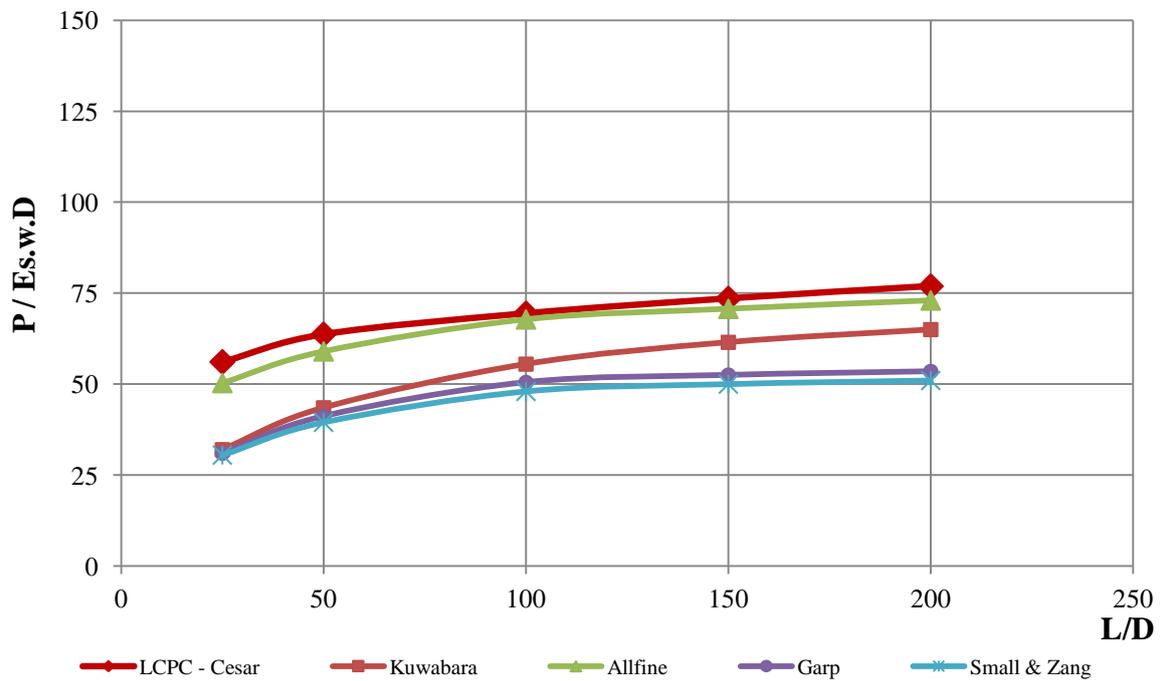


Figura 3.11 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas para relação S/D igual a 5.

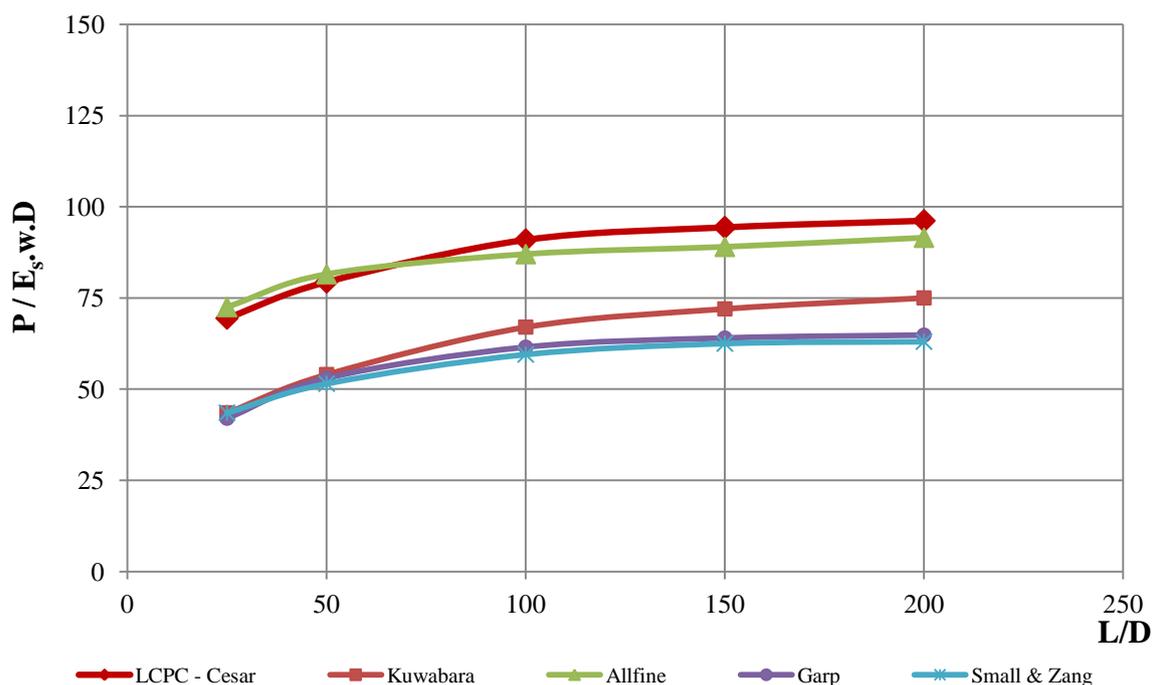


Figura 3.12 – Resultados obtidos para radier sobre 9 estacas para relação S/D igual a 10.

Quanto à distribuição de carga entre as estacas e o radier, observou-se que as estacas mais carregadas foram as estacas de periferia e a menos carregada foi a estaca central. Para o radier em que foi considerado o espaçamento relativo entre as estacas igual a 3, as estacas absorveram 97% do carregamento aplicado. Para o radier com espaçamento relativo entre as estacas igual a cinco, a porcentagem de carga absorvida pelas estacas foi de 86 % e por fim com o espaçamento relativo de 10 a porcentagem absorvida foi de 68%. Tais resultados corroboram com a ideia de que quanto maior o espaçamento relativo, mais as estacas funcionam como elementos redutores de recalque diferencial, deixando a função do incremento de capacidade de carga como secundária.

3.1.2.5. Radier sobre 16 Estacas (Caso proposto pelo Comitê TC-18)

O comitê TC-18 propôs um caso de um radier solicitado por uma carga de 80 MN distribuídos em sua superfície, assentados sobre 16 estacas em solo heterogêneo, e com o módulo de elasticidade e resistência não drenada crescente com a profundidade, obedecendo as relações apresentadas nas Equações 1 e 2.

$$E_s = 2,45.z + 7,0 \text{ (MPa)}$$

$$c_u = 3,93.z + 110 \text{ (kPa)}$$

A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros utilizados nessa análise e os resultados obtidos com o LCPC-CESAR juntamente com outros resultados disponibilizados na literatura. Conforme observado pode-se afirmar que o programa a ser utilizado nessa Tese apresentou resultados semelhantes aos outros anteriormente divulgados, principalmente com aqueles baseados no método dos elementos finitos.

Tabela 3.6 – Parâmetros utilizados nas análises do caso proposto pelo TC-18 (ISSMGE).

D_p (m)	A_p (m ²)	B (m)	L (m)		
1,0	0,785	3.L	30		
H/L	$E_p = E_R$ (GPa)	ν_c	ν_s	t (m)	S/D
2,0	35,0	0,16	0,10	2,0	3,0

D_p – Diâmetro da seção da estaca; A_p – Área da seção transversal da estaca; B – Domínio horizontal; L – Comprimento das estacas; H/L – Domínio Vertical; E_p – Módulo de Elasticidade da estaca; E_R – Módulo de Elasticidade do radier; ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto; ν_s – Coeficiente de Poisson do solo ;t – Espessura do radier; S/D : Espaçamento relativo entre as estacas.

Tabela 3.7 – Resultado obtido em comparação com os resultados observados na literatura para o caso proposto pelo TC-18 ISSMGE. (Modificado de Sales, 2000)

Programa / Método/ Autor	Recalque (mm)	Carga nas Estacas (%)
MEF – Yamashita (1998)	29,0	98,0
Tubulão Equivalente – Horikoshi & Randolph (1998)	31,0	-
HyPR – Horikoshi & Randolph (1998)	41,0-43,0	100,0
KURP – Matsumoto (1998)	42,0	96,0
GARP – Método Aproximado	42,0	98,0
PIRAF – Método das Camadas Finitas	31,0	98,0
ALLFINE – MEF	27,0	95,0
DIANA – MEF – Sousa (2010)	31,0	-
LCPC-CESAR - MEF	28,8	94,0

3.2. DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE TRABALHO

O desenvolvimento da etapa experimental deste trabalho está associado ao projeto de pesquisa financiado pela FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) intitulado por “Análise do Comportamento de Radiers Estaqueados em Solo da Região de Campinas-SP” coordenado pelo Prof. D.Sc. Paulo José Rocha Albuquerque. Este projeto tem como integrantes o Prof. Ph.D. Renato Pinto da Cunha, orientador deste trabalho, alunos de mestrado e doutorado tanto da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), quanto da Universidade de Brasília (UnB). O trabalho experimental de campo foi desenvolvido no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da UNICAMP, na cidade de Campinas-SP, localizado conforme apresentado na Figura 3.13.

O município de Campinas ocupa uma área de 790km² e localiza-se a 100km da cidade de São Paulo. Devido ao intenso e acelerado crescimento, resultante do avanço das indústrias para o interior do Estado, este município é responsável por boa parte da riqueza da região.

De acordo com o Mapa Geológico Simplificado apresentado pelo Instituto de Geologia da UNICAMP (Figura 3.14), a região de Campinas é formada por uma Planície Aluvial, onde são encontrados sedimentos aluvionares, pelas Formações Rio Claro e Serra Geral, que são constituídas por sedimentos inconsolidados (areia e argila) e por rochas intrusivas básicas de Diabásio fraturados, cujas fraturas podem ou não estar preenchidas por materiais argilosos. Além destes ainda formam o arcabouço geológico de Campinas os materiais constituintes do grupo Itararé (Diamictito, Ritmito e Arenito), no formato de *sills* e diques, a Zona de Cisalhamento (Milonito), além da Suíte Granítica Morungaba e Jaguariúna e complexo Caipira, ambos constituídos por granito.

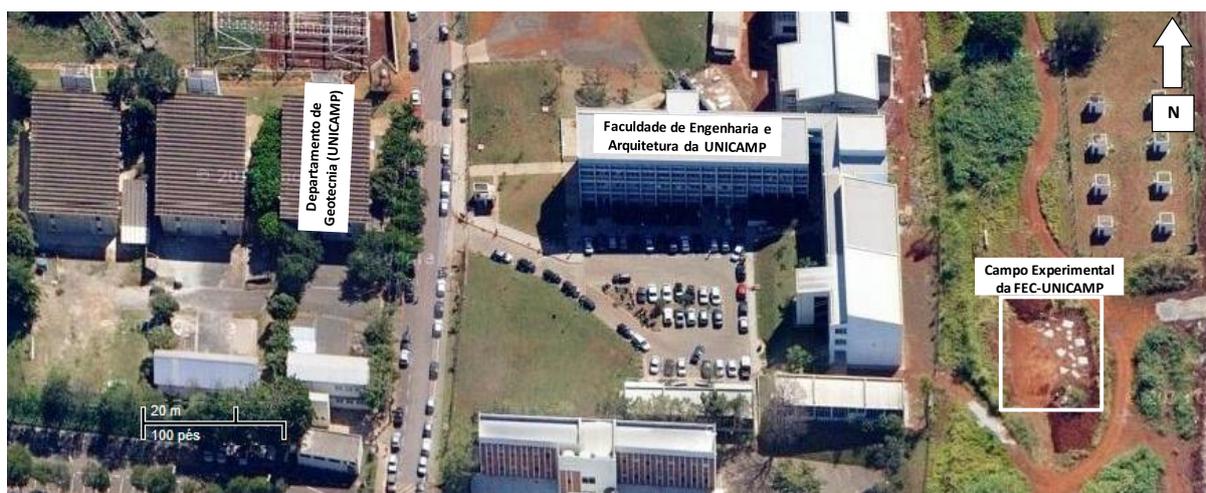


Figura 3.13 – Localização do campo experimental da FEC-UNICAMP (Fonte: Google Maps, acessado em agosto de 2013).

A região de Barão Geraldo, onde está localizada a UNICAMP, é formada por rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (Diabásio), do Grupo São Bento. Pedologicamente os solos da região podem ser classificados como latossolos roxos, minerologicamente constituídos por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibsita, óxidos e hidróxidos de ferro, sendo que as espessuras encontradas variam de 5 a 30m (Zuquete, 1987).

O campo experimental tem aproximadamente 600m², e é o segundo campo experimental destinado às atividades de pesquisa em fundações da UNICAMP. Os primeiros trabalhos desenvolvidos neste campo experimental foram realizados por Gon (2011), Scallet (2011), Rodriguez (2013) e Schulze (2013), nos quais foram realizados ensaios de

caracterização geotécnica da área tanto em laboratório quanto em campo e provas de carga em estacas isoladas.

Gon (2011) realizou os primeiros ensaios de caracterização geotécnica do solo constituinte do perfil geológico do campo experimental da FEC-UNICAMP até os 9 metros de profundidade. O autor realizou ensaios de adensamento, para os quais foram estabelecidos os valores de tensão de pré-adensamento para amostras de solo coletadas também a cada metro de profundidade. Uma vez conhecido os respectivos valores de tensão de pré-adensamento ao longo do perfil, foram estabelecidas as respectivas tensões de confinamento a serem utilizadas nos ensaios triaxiais, de modo que para cada metro foram realizados 2 ensaios com tensões de confinamento abaixo e 2 ensaios com tensão de confinamento acima da tensão de pré-adensamento. Dessa forma, o autor obteve parâmetros para o material sob essas duas condições a cada metro de profundidade.

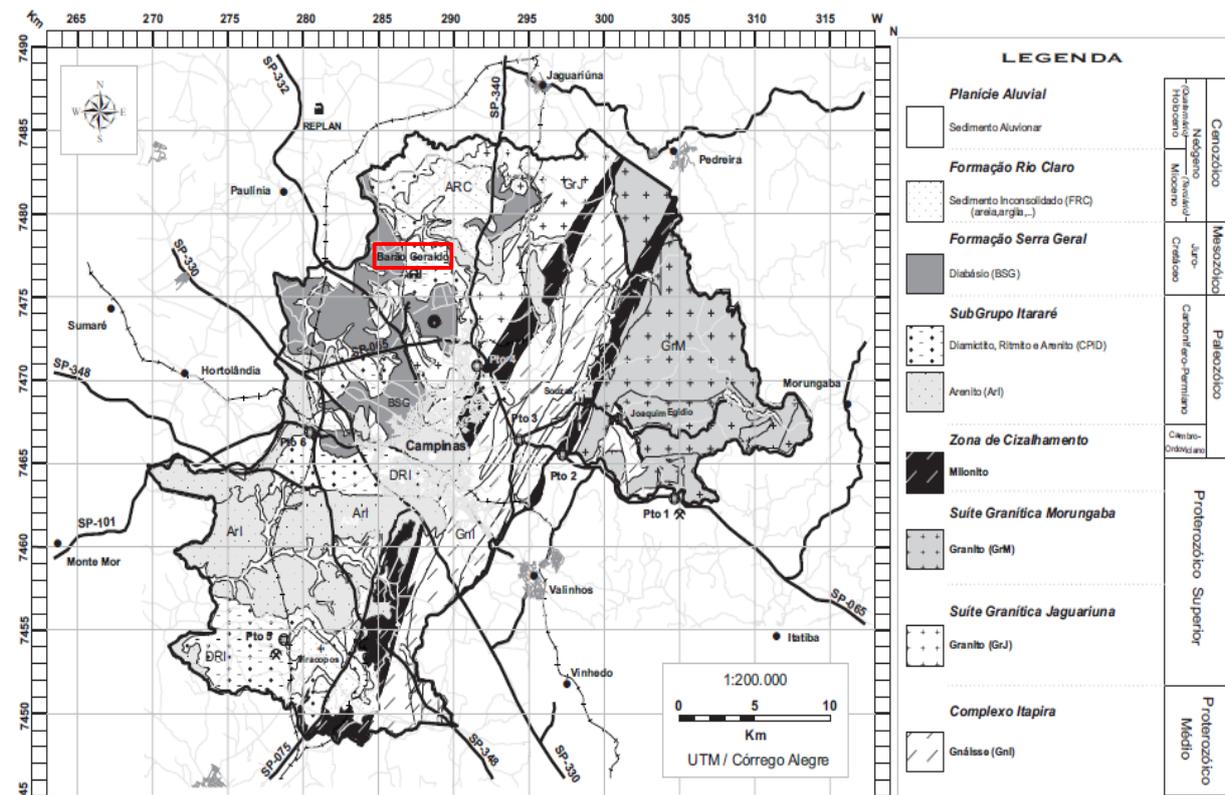


Figura 3.14 – Mapa geológico simplificado da região de Campinas (Fonte: Instituto de Geologia - Unicamp).

Na presente Tese, embora tenham sido utilizados os resultados dos ensaios obtidos por Gon (2011), obteve-se uma única envoltória para cada metro de profundidade independente da relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão confinante. Os parâmetros de resistência obtidos pelo autor estão apresentados resumidamente na Tabela 3.8. As envoltórias de resistência obtidas a partir dos resultados dos ensaios triaxiais tipo CW

estão apresentadas no Anexo A desta Tese. Os ensaios triaxiais foram realizados não saturados, à umidade constante sem controle ou imposição de sucção na câmara triaxial, denominados por triaxiais do tipo CW. A sucção foi determinada a partir da técnica do papel filtro. Os parâmetros apresentados nesta tabela foram utilizados para todas as análises numéricas correspondentes ao campo experimental da FEC-UNICAMP realizadas nesta tese. A Figura 3.16 apresenta o perfil geológico simplificado do campo experimental da FEC-UNICAMP.

Tabela 3.8 – Parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de resistência a compressão triaxial tipo CW (Modificado de Gon, 2011).

Profundidade (m)	SUCS	γ (kN/m ³)	w* (%)	Sucção (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	E _s (MPa)
1,0	MH	14,1	28,3	43,0	7,40	22°	13,79
2,0	ML	14,2	27,9	55,0	7,85	21°	11,43
3,0	ML	14,0	28,0	39,0	11,60	22°	8,50
4,0	ML	14,4	25,5	85,0	5,75	23°	11,49
5,0	ML	15,5	26,2	-	24,00	21°	9,86
6,0	ML	15,3	26,1	110,0	42,40	22°	19,95
7,0	ML	15,4	28,3	20,0	41,93	22°	10,93
8,0	MH	15,2	32,3	-	26,40	22°	11,01
9,0	MH	15,2	40,6	-	-	-	-

γ – Peso Específico do Solo (kN/m³); SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos; w – Teor de Umidade do Solo; Sucção – Obtida a partir da Curva de Retenção do Solo; c – Coesão do Solo; ϕ – Ângulo de Atrito; E_s: Módulo de Rigidez do Solo.

* Os valores de teor de umidade foram obtidos entre 20 e 21/02/2010.

Quanto aos ensaios de campo realizados no campo experimental, Rodrigues (2013) realizou ensaios de SPT com medição de energia, CPT-Mecânico e o CPT-E (Elétrico). A Figura 3.15, apresenta a planta de locação dos ensaios realizados no campo experimental da FEC-Unicamp, enquanto que na Figura 3.16 é apresentado o perfil geológico simplificado do referido campo experimental. Na Figura 3.17, é apresentado o resumo dos valores de N_{SPT}, ao longo da profundidade e na Figura 3.18 os resultados dos ensaios de CPT-Mecânico e CPT-Elétrico, de acordo com Rodrigues (2013), os valores de resistência de ponta do cone (q_c) e atrito (f_s), apresentaram pouca variabilidade, com exceção do primeiro metro, em função do efeito da variação da sucção, e abaixo de 8 metros em função da proximidade do topo rochoso que apresentou profundidades variadas.

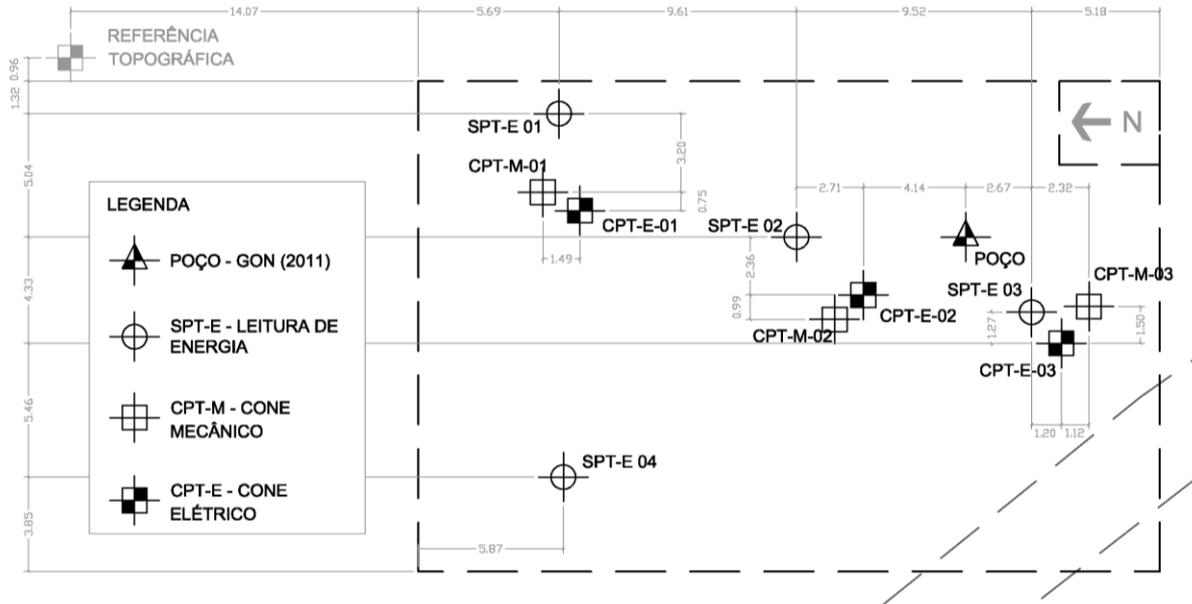


Figura 3.15 – Planta de localização dos ensaios de campo realizados no campo experimental da FEC-UNICAMP (Rodríguez, 2013).

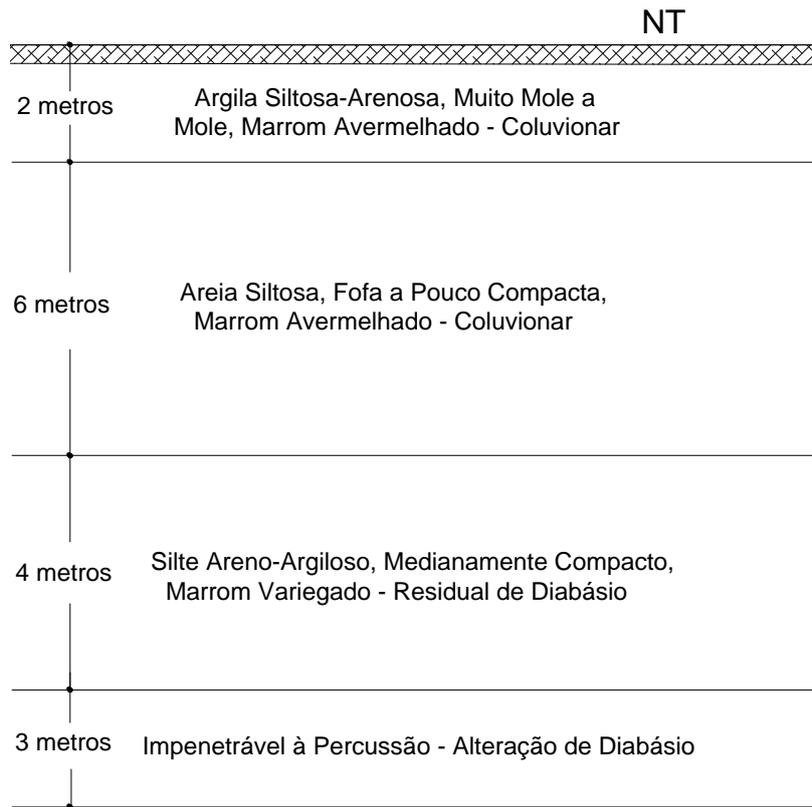


Figura 3.16 – Perfil geológico típico simplificado do campo experimental da FEC-UNICAMP.

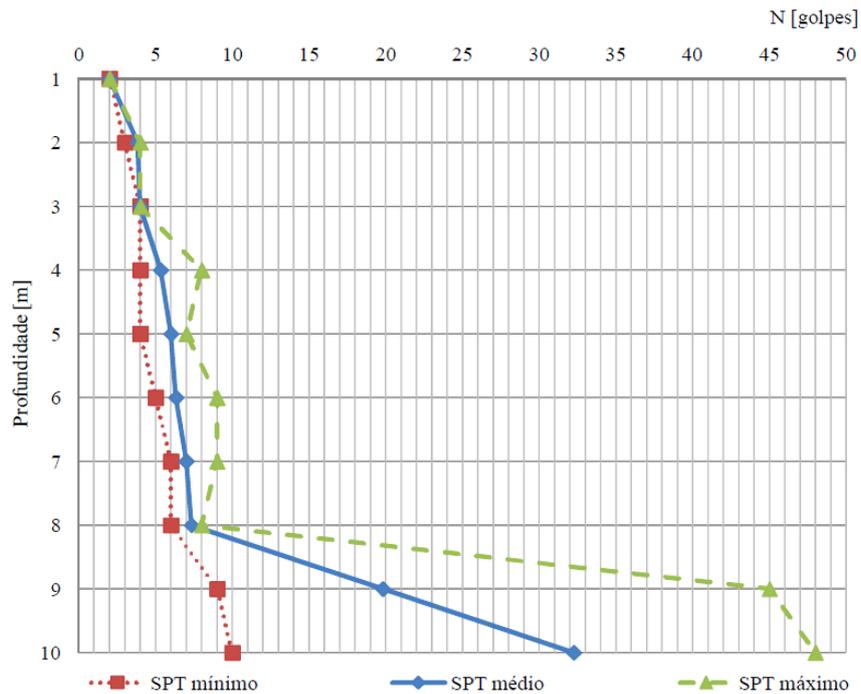


Figura 3.17 – Resumo das Sondagens SPT realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (Rodriguez, 2013).

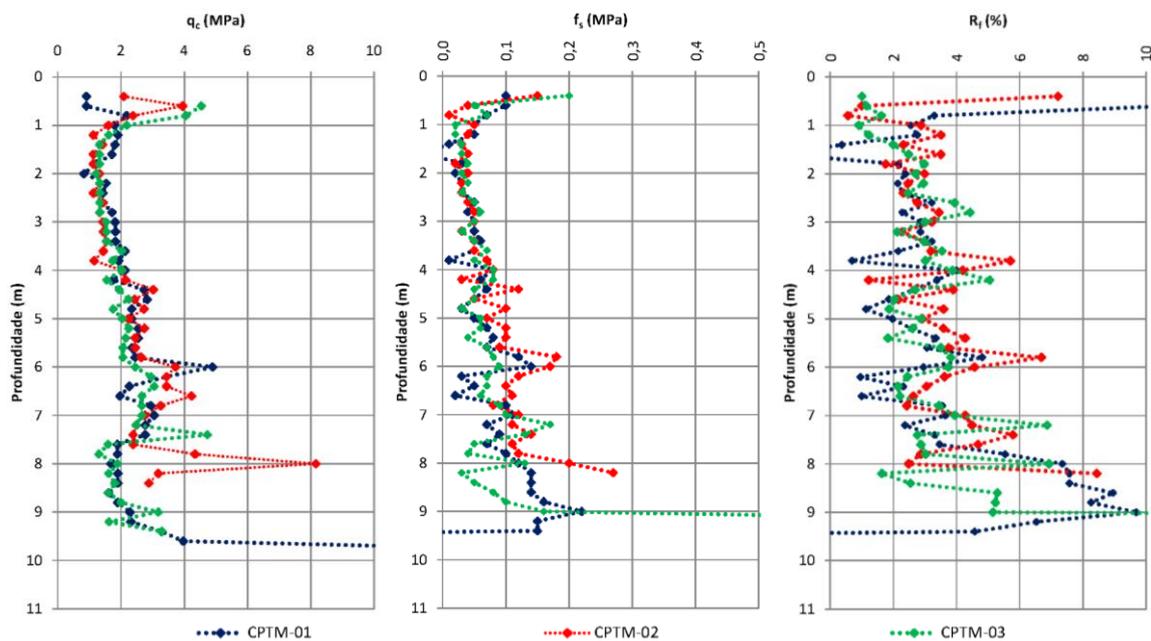


Figura 3.18 – Resumo dos ensaios de CPT-Mecânico realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (Rodriguez, 2013).

Schulze (2013) apresentou o resultado de uma prova de carga realizada no campo experimental da FEC-UNICAMP, realizadas em estacas escavadas com 0,25 metros de diâmetro e 5 metros de comprimento, executadas sob as mesmas condições e período nos quais foram realizadas as provas de carga realizadas nesta Tese. Na Figura 3.19 apresenta-se a curva carga *versus* recalque, obtida na prova de carga estática, cujo carregamento máximo foi

de 180,0 kN e o recalque máximo de 45,6mm. De acordo Hachich *et al.* (1998) a ruptura de uma fundação pode ser denominada como ruptura física quando a relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca pelo acréscimo de carga tende ao infinito, e ruptura convencional ou convencionalizada, que é um critério aplicado quando não há ruptura nítida da fundação, que é definido como a carga correspondente a um deslocamento (recalque) da estaca.

Existem diversos critérios para determinação da carga de ruptura convencionalizada. Nesta tese adotou-se como critério para a determinação da carga de ruptura convencionalizada, a proposta de Décourt (1993), Décourt (1993/1995) e Décourt (1995) e pela Norma Inglesa (BS 8004:1986), os quais indicam que a carga de ruptura convencionalizada para estacas de deslocamento e estacas escavadas, deve ser equivalente ao recalque correspondente a 10% do seu diâmetro nominal. Nesta tese, como as estacas tem 0,25m de diâmetro, a carga de ruptura convencionalizada será aquela equivalente ao recalque de 25mm. Ao aplicar esse critério na curva carga versus recalque de Schulze (2013), a carga de ruptura convencionalizada encontrada equivale a 175,0 kN.

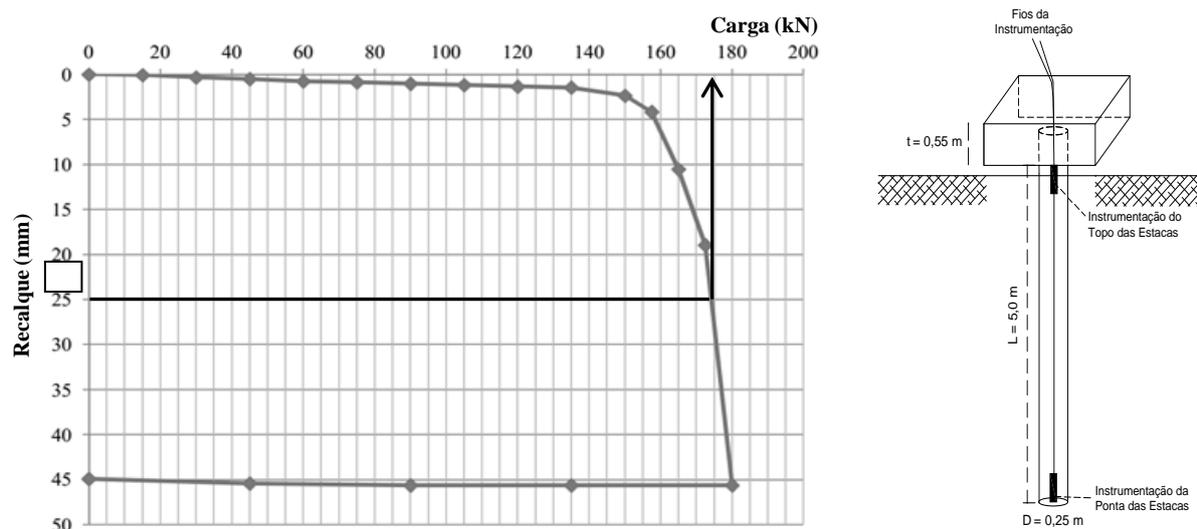


Figura 3.19 – Curva carga versus recalque e aspectos geométricos de uma estaca íntegra isolada executada no campo experimental da FEC-UNICAMP (Schulze, 2013).

3.3. ANÁLISE NUMÉRICA EM ESTACA ISOLADA FEC-UNICAMP – SCALLET (2011)

3.3.1. Curva Carga versus Recalque

Essa Tese trata do estudo do comportamento de radiers estaqueados com estacas defeituosas analisados numericamente e posteriormente submetidas a provas de carga em campo.

Uma das principais limitações nas tentativas de previsão de comportamento de fundações repousa na estimativa adequada dos parâmetros geotécnicos necessários para aplicar os modelos constitutivos. Nesta etapa, pretendeu-se calibrar o modelo para a realização de análises numéricas no radier estaqueado executado no Campo Experimental. Foi verificado a partir dessas análises numéricas se os parâmetros geotécnicos obtidos por Gon (2011) promovem um comportamento semelhante àquele obtido experimentalmente nas provas de carga em estaca isolada realizadas por Scallet (2011), em estacas escavadas, com diâmetro e comprimento de 0,25m e 5m respectivamente, assim como as estacas executadas na presente tese. Os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios triaxiais do tipo CW (Consolidado com teor de umidade constante – Não Saturado) e aplicados no modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. Para o concreto, adotou-se o modelo Plástico Parabólico, disponível na biblioteca de modelos oferecidos pelo software LCPC-CESAR. Os parâmetros necessários para utilização deste modelo são o módulo de elasticidade do concreto, coeficiente de Poisson, resistência à compressão e resistência à tração do material. Os valores adotados foram obtidos a partir de ensaios de resistência à compressão que e serão apresentados nas seções subsequentes deste trabalho.

Nas análises numéricas o tipo de elemento finito considerado foi o volumétrico pentaédrico quadrático, constituído por 15 nós. Com o objetivo de reduzir o esforço computacional, nessa situação foi modelado apenas $\frac{1}{4}$ do problema, visto que o mesmo é simétrico (Figuras 3.20 e 3.21). A malha de elementos finitos foi constituída por 3.539 elementos finitos e 10.359 nós e levou aproximadamente uma hora para finalizar o processamento. A fim de estabelecer com maior detalhe a curva carga *versus* recalque, foram aplicados 20 incrementos de carga sobre a estaca isolada. Desses, 15 correspondem aos incrementos na fase de carregamento e cinco na fase de descarregamento. A Tabela 3.9 apresenta os parâmetros geométricos e elásticos, assim como a carga aplicada na estaca, utilizados na referida análise numérica.

Na Figura 3.22 são apresentadas as curvas carga *versus* recalque obtidas a partir da análise numérica e os resultados das provas de carga experimentais realizadas por Scallet (2011). Conforme observado a carga de ruptura convencional, equivalente a 25mm de recalque (10% do diâmetro nominal da estaca) obtida a partir da curva carga *versus* recalque na análise numérica por MEF equivale a aproximadamente 163,0 kN.

Tabela 3.9 – Parâmetros utilizados na análise numérica da prova de carga realizada por Scallet (2011).

D (m)	A_P (m²)	B (m)			L (m)
0,25	0,0491	3.L			5,0
H/L	E_P (GPa)	k₀	v_c	v_s	P_{máx.} (kN)
2,0	22,85	0,626	0,15	0,45	200,0

D – Diâmetro da seção da estaca; **A_P** – Área da seção transversal da estaca; **B** – Domínio horizontal; **L** – Comprimento das estacas; **H/L** – Domínio Vertical; **E_P** – Módulo de Elasticidade da estaca; **k₀** – Coeficiente de empuxo em repouso; **v_c** – Coeficiente de Poisson do concreto; **v_s** – Coeficiente de Poisson do solo; **P_{máx.}** – Carga Máxima Aplicada no topo da Estaca.

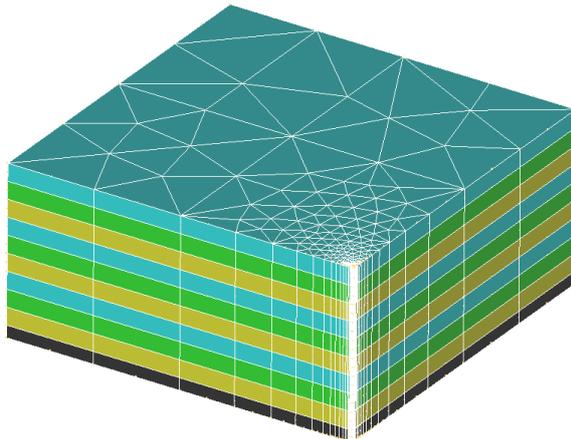


Figura 3.20 – Malha de elementos finitos da prova de carga realizada por Scallet (2011) em uma estaca isolada no campo experimental da FEC-UNICAMP.

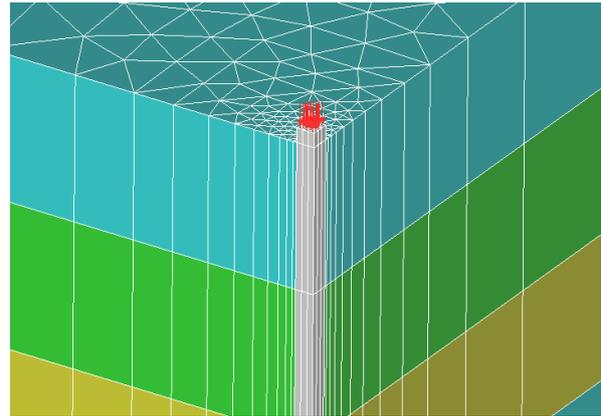


Figura 3.21 – Detalhe da malha de elementos finitos da prova de carga realizada por Scallet (2011) em uma estaca isolada no campo experimental da FEC-UNICAMP.

Ao comparar os valores obtidos na análise numérica realizada nesta tese com os determinados experimentalmente por Scalett (2011) verifica-se que a capacidade de carga geotécnica foi igual à obtida na prova de carga PC-N1 (EXP) e semelhante aos valores obtidos nas outras duas provas de carga apresentadas pelo autor. Observa-se que os resultados obtidos nas análises numéricas são ainda mais próximos aos obtidos experimentalmente para o nível de carregamento correspondente aos valores próximos à carga de trabalho ($F_s = 2$).

Nas curvas apresentadas na Figura 3.22, verifica-se que após a carga de ruptura convencional pela norma, ocorre dispersão dos resultados, inclusive quando se trata dos resultados experimentais, onde três provas de carga realizadas em estacas iguais, no mesmo solo e mesmo período apresentam resultados diferentes.

Diante do exposto, mesmo com diferenças entre os resultados obtidos numericamente e os apresentados por Scallet (2011), pode-se afirmar que existe conformidade satisfatória em termos de “engenharia” entre os resultados numéricos e os experimentais. Os resultados das análises numéricas poderiam ser ainda mais realistas, caso fosse considerado o efeito de confinamento sofrido pela estaca teste devido à presença das estacas adjacentes. Dessa forma confirma-se que os parâmetros geotécnicos estabelecidos por Gon (2011) e

apresentados anteriormente na Tabela 3.8, conduzem os resultados numéricos a valores satisfatórios para as análises numéricas referentes ao campo experimental da FEC-UNICAMP.

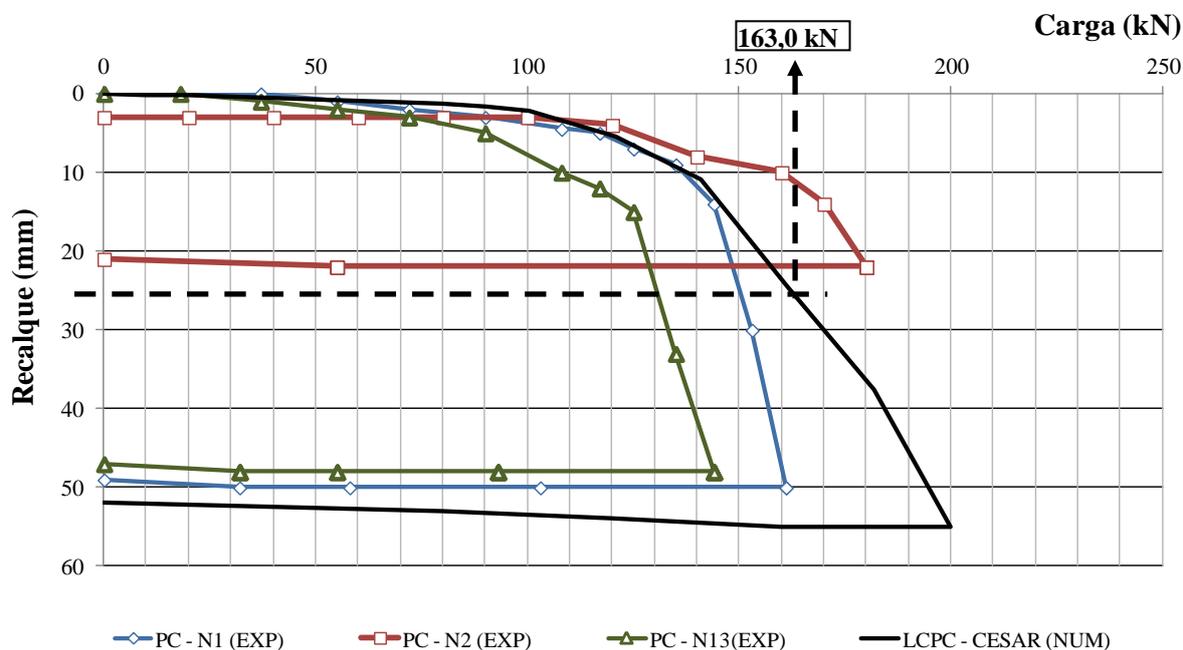


Figura 3.22 – Comparativo entre as curvas Carga versus Recalque das estacas isoladas experimentais (Scallet, 2011) e numérica obtida no presente trabalho.

3.3.2. Distribuição de Carga ao Longo da Estaca e Dimensionamento do Defeito

Como as estacas moldadas nesta Tese tem as mesmas características físicas das estacas ensaiadas por Scallet (2011), a partir da previsão do comportamento da estaca isolada por análise numérica via MEF e planejamento do posicionamento do defeito, foi determinada a variação da carga axial ao longo do eixo da estaca (Figura 3.23). Nessa figura estão apresentados os valores de compressão axial referentes a cada incremento de carga aplicado no topo da estaca.

Conforme mencionado anteriormente, a carga de ruptura geotécnica da fundação ocorreu com pouco mais do que 163,0 kN, a qual corresponde ao 13º incremento de carga, que equivale a aproximadamente 81,5% da carga total aplicada até o início da fase de descarregamento da estaca. Ainda de acordo com os resultados apresentados na Figura 3.23 a carga de ruptura geotécnica da estaca na seção referente à posição na qual será instalado o defeito, entre 1,90 metros e 2,50 metros de profundidade, varia entre 130,0 kN e 140,0 kN. A partir desse valor torna-se possível dimensionar o defeito de modo que a ruptura estrutural ocorra em um momento pré-estabelecido, antes da ocorrência da ruptura geotécnica.

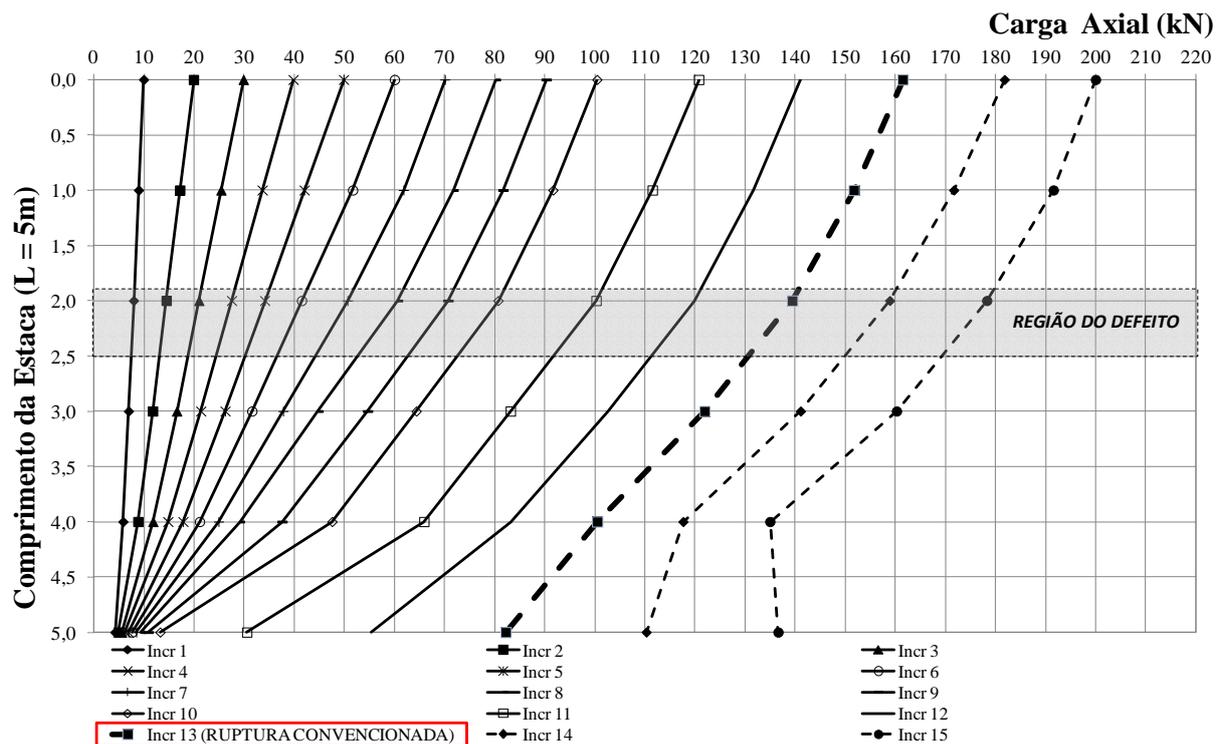


Figura 3.23 – Previsão numérica da carga de compressão no eixo da estaca isolada ensaiada por Scallet (2011) ao longo da profundidade.

Detalhes sobre a moldagem, das características do material utilizado para simulação do defeito, bem como a previsão do seu comportamento são apresentados no próximo item. As estacas defeituosas tiveram as mesmas características das estacas íntegras, exceto na região que compõe o defeito. Nos itens subsequentes, apresentam-se o procedimento experimental de campo e detalhes sobre os aspectos construtivos das estacas.

3.4. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO

Nesta etapa foram realizados estudos sobre a moldagem e controle do defeito para simular uma região de menor resistência estrutural na estaca. Também faz parte da etapa laboratorial os aspectos relacionados à instrumentação das estacas na qual foram preparadas barras instrumentadas com *strain gages* para instalação no topo e na ponta da armadura destas.

A partir da definição do tipo de defeito, foi estabelecido que esse deveria se manifestar no decorrer do carregamento, em um momento específico e pré-determinado, o qual ficou definido que deve equivaler a 1/2 (metade) da carga de ruptura da estaca, equivalente à posição geométrica do defeito na estaca, ou seja, entre 1,90 metros e 2,50 metros de profundidade desta. Assim, conforme visto anteriormente na Figura 3.23, a carga

de ruptura geotécnica média correspondente a essa seção transversal onde será posicionado o defeito é de 135,0 kN, logo o mesmo foi dimensionado para romper com aproximadamente 67,5 kN.

Uma vez estimado o nível de carga que atinge a seção transversal defeituosa, observou-se que em uma estaca íntegra (seção plena) com diâmetro de 0,25 metros de diâmetro, uma carga de 67,5 kN equivale à tensão média de 1375,1 kPa (1,37 MPa). Considerando que a resistência a compressão do concreto que será utilizado nas estacas e radiers tem resistência à compressão de 25,0 MPa, seria inviável, para o nível de carregamento previsto nas provas de carga (tanto para a estaca isolada quanto para os radiers sobre 3 e 4 estacas), atingir valores superiores a esse e assim romper estruturalmente estes elementos. Ou seja, foi necessário compatibilizar a resistência à compressão do material utilizado para a simulação do defeito com as dimensões que seriam consideradas para simulá-lo, de modo que a tensão prevista na zona defeituosa da estaca fosse suficiente para ativar o defeito, ou seja, conduzi-lo à ruptura.

Dessa forma, foi inicialmente definido o comprimento da zona defeituosa na estaca defeito, que como já mencionado foi de 0,6 metros sem armadura longitudinal ou transversal. Quanto à instalação do defeito em campo, optou-se por moldá-lo em laboratório e, posteriormente, conhecidas suas características geométricas e mecânicas, instalá-lo em campo no momento da execução das estacas.

Quanto ao material utilizado para a fabricação da zona defeituosa da estaca, optou-se inicialmente pelo uso de um concreto “pobre” com elevado fator água/cimento, entretanto, mesmo sob essa condição, a resistência a compressão foi da ordem de 15,45 MPa, ainda muito elevado. Desta forma, para esse nível de tensão, mesmo que a seção transversal do defeito fosse reduzida, ainda seria necessário um carregamento muito elevado para romper o elemento estrutural que representa o defeito. A partir de então, optou-se pelo uso de argamassa na zona defeituosa, na qual foram realizados vários ensaios de resistência à compressão em corpos de prova moldados nas mesmas dimensões do defeito para diversas dosagens e fatores água/cimento. A resistência à compressão desejada foi atingida ao se utilizar o traço de **1:9** (cimento e areia) para o fator água/cimento de 1,50.

Com o objetivo de reduzir o tempo entre a moldagem dos corpos de prova e a realização dos ensaios de resistência à compressão, foi utilizado o Cimento *Portland* de Alta Resistência Inicial, *CP V-ARI*, do qual é esperado que aos 7 (sete) dias tenha atingido no mínimo 80% da resistência a compressão máxima. A Tabela 3.10 apresenta os valores de resistência à compressão aos sete dias de idade nos corpos de prova moldados no referido

traço. Além destes valores, a Tabela 3.10 também apresenta os valores de módulo de elasticidade tangente (E_{tang}) dos corpos de prova moldados sob essa condição. Esses parâmetros foram implementados no modelo plástico parabólico, aplicados na região defeituosa da estaca.

Tabela 3.10 – Resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão nos corpos de prova de argamassa moldados sob as mesmas condições que os defeitos.

Material: Argamassa (Traço 1:9) - Fator A/C = 1,5				
Idade: 7 dias.				
	CP – 1	CP – 2	CP – 3	CP – 4
D_1 (cm)	5,19	5,28	5,18	5,20
D_2 (cm)	5,22	5,29	5,17	5,19
D_3 (cm)	5,21	5,29	5,18	5,21
$D_{\text{Médio}}$	5,20	5,28	5,18	5,20
Q_{rupt} (kN)	43,28	44,76	-	-
σ_{rupt} (MPa)	2,04	2,04	-	-
E_{tang} (GPa)	-	-	5,17	6,63

Conforme apresentado na Tabela 3.10, a resistência à compressão média foi de 2,04 MPa, valor este superior à máxima tensão prevista na seção transversal do defeito, que é cerca de 1,37 MPa, caso a seção seja considerada plena. Assim, a redução da rigidez e da resistência do material não foi o suficiente para que o nível de carregamento previsto nas análises numéricas conduzisse o defeito da estaca à ruptura estrutural. Em virtude disso optou-se por reduzir a área da seção transversal do defeito na estaca simulando, por exemplo, a estricção (estrangulamento do fuste da estaca) na região defeituosa.

A limitação no que diz respeito ao uso da estricção, repousa na possibilidade de ocorrer confinamento lateral do defeito por detritos oriundos do processo executivo das estacas. Como a carga de ruptura é relativamente baixa, imagina-se que esse potencial confinamento lateral possa “mascarar” o efeito da ruptura estrutural do defeito, o qual espera-se que seja abrupto e frágil.

Assim chegou-se à conclusão de simular a redução da área da seção transversal com um cilindro oco (vazado) com diâmetro externo igual ao diâmetro externo da estaca, no qual a perda de atrito lateral com o solo, ainda que exista, será menor do que com a estricção. Esperava-se principalmente que o espaço vazio na parte interna do cilindro oco que simulasse o defeito, no momento da ruptura e proporcionasse o “fechamento” do cilindro e que tal condição origine e potencialize o recalque diferencial e a redistribuição de carga no radier estaqueado de maneira instantânea.

Após a definição do tipo de defeito que seria imposto à estaca, foi definida a espessura da parede do cilindro oco e conseqüentemente a área da seção transversal correspondente ao defeito, de sorte que proporcionasse o aumento das tensões aplicadas, se comparadas com a seção transversal íntegra, para um mesmo nível carga aplicado, e que este fosse suficientemente alto para romper o defeito.

Para isto foram moldados corpos de prova com as mesmas características do defeito que foi posteriormente instalado em campo, de modo que foi possível verificar previamente o comportamento real do defeito no laboratório quando submetidos a ensaios de resistência à compressão simples. As espessuras da parede do cilindro consideradas inicialmente foram 2,5cm, 5,0cm e 7,5cm, entretanto, após a moldagem e realização dos ensaios, optou-se por moldar o defeito com a espessura da parede igual a 5,0cm. A Figura 3.24 apresenta as dimensões do cilindro bipartido utilizado para moldar os defeitos que foram ensaiados no laboratório e que posteriormente foram instalados em campo. Para criar o espaço vazio no centro do corpo de prova que simula o defeito, foi posicionado um tubo PVC com diâmetro de 0,15 metros, previamente bipartido, de forma a facilitar sua extração depois de passado o tempo de pega da argamassa (Figuras 3.25a e 3.25b).

O cilindro oco com diâmetro externo de 0,245 metros e 0,05 metros de espessura de parede é equivalente a um cilindro maciço com 0,194 metros de diâmetro, ou seja, esse é o diâmetro equivalente previsto para o cilindro que representa a seção defeituosa da estaca. Na Tabela 3.11 são apresentados os resultados de dois dos ensaios de resistência à compressão realizados nos defeitos, com as mesmas características dos que foram instalados em campo, e a previsão. A sequência dos ensaios de resistência à compressão realizados nos cilindros ocos, moldados com mesma geometria dos cilindros que instalados em campo, pôde ser verificada entre as Figuras 3.26 e 3.29. da tensão de compressão na seção transversal obtida a partir das análises numéricas.

Após a moldagem dos cilindros ocos, foram realizadas medidas de diâmetro interno e externo e o diâmetro equivalente médio foi ligeiramente inferior ao previsto, com valores próximos a 0,185m (18,5cm). A tensão média necessária para romper o defeito em laboratório foi de 1,48 MPa, enquanto que a tensão prevista numericamente na seção transversal correspondente ao defeito foi de 2,29 MPa, ou seja, de acordo com a previsão numérica, a tensão na seção transversal defeituosa foi superior a obtida no defeito ensaiado em laboratório. Dessa forma, mesmo consciente de que toda análise numérica por MEF e todo procedimento experimental estão sujeitos a variabilidades, o primeiro em função do nível de refinamento da malha e dos parâmetros considerados e o segundo intrínseco ao próprio

procedimento experimental, pode-se afirmar que a diferença apresentada entre a tensão prevista na análise numérica e a obtida nos ensaios de laboratório foi satisfatória, visto que a seção defeituosa da estaca for moldada sob essas mesmas condições e instalada em campo na cota prevista, provavelmente atingirá a ruptura.

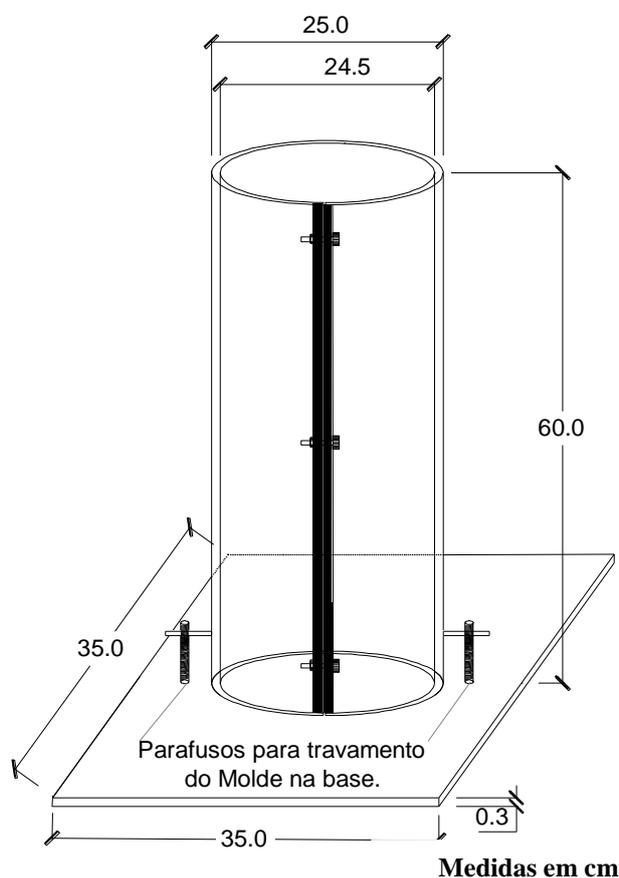


Figura 3.24 – Dimensões do cilindro bipartido utilizado para moldar os a seção transversal defeituosa das estacas.

Figura 3.25 – (a) Tubo PVC centralizado no molde. (b) Detalhe do tubo bipartido no centro do molde.

Tabela 3.11 – Resultados dos ensaios de compressão simples nas seções defeituosas similares as que foram instaladas em campo.

Material: Argamassa (Traço 1:9) - Fator A/C = 1,5

Idade: 7 dias.

		Previsão MEF	CP-1-DEF	CP-2-DEF
D_{1Ext}		0,245	0,242	0,244
D_{2Ext}		0,245	0,232	0,234
D_{3Ext}		0,245	0,237	0,239
$D_{ExtMÉD}$		0,245	0,237	0,239
D_{1Int}	(m)	0,150	0,150	0,149
D_{2Int}		0,150	0,151	0,152
D_{3Int}		0,150	0,154	0,151
$D_{IntMÉD}$		0,150	0,242	0,244
D_{EQUIV}		0,194	0,182	0,185
$Q_{RUPT.}$	(kN)	67,5	40,04	38,48
Area	(m ²)	0,0295	0,0259	0,0270
σ_{Rupt}	(MPa)	2,29	1,54	1,41



Figura 3.26 – Defeito posicionado na prensa.



Figura 3.27 – Início do carregamento no corpo de prova que simula o defeito.



Figura 3.28 – Instante da ruptura do defeito no laboratório.



Figura 3.29 – Corpo de prova após a ruptura do defeito.

3.5. RADIERS ESTAQUEADOS EXECUTADOS NA FEC- UNICAMP

Esta pesquisa tem a finalidade de analisar o comportamento de radiers estaqueados com estacas defeituosas, cujas estacas são do tipo escavadas a trado com 5,0 metros de comprimento e 0,25 metros de diâmetro, espaçadas a uma distância equivalente a 5,0 diâmetros entre eixos, executadas no campo experimental da Faculdade de Engenharia de Campinas (FEC-UNICAMP). Ao todo foram executadas 30 estacas teste distribuídas em 13 blocos de coroamento rígidos e 10 estacas de reação, com diâmetro de 0,60 metros e 9,0 metros de comprimento para a realização das provas de carga, dispostos conforme apresentado na Figura 3.30. Neste projeto estão envolvidos alunos de mestrado e doutorado da UNICAMP e UnB.

O dimensionamento estrutural dos radiers, das estacas teste e das estacas de reação foi realizado pelo aluno de Doutorado, Eng.º Civil Jean Rodrigo Garcia, com o auxílio da ferramenta computacional CYPECAD. Estes foram dimensionados de tal forma que, mesmo submetido a elevados carregamentos, mantenham o comportamento de uma estrutura rígida. Detalhes do dimensionamento estrutural podem ser visualizados no ANEXO B.

Dentre os 13 blocos, os três destacados e apresentados em separado na Figura 3.31 referem-se a aqueles que constituem parte integrante dessa Tese. São eles: **CD₁(EXP)** (radier sobre 1 estaca defeituosa-**E13**), **CD₃(EXP)** (Radier sobre 3 estacas, com defeito instalado na estaca **E26**) e **CD₄(EXP)** (radier sobre 4 estacas **E9**, **E10**, **E11** e **E12**, com o defeito instalado na estaca **E9**). Na Figura 3.32 apresenta-se a seção transversal, no caso do radier **CD₁(EXP)**, onde é possível observar a disposição geral da estaca sob o radier, o posicionamento do defeito, a dimensão do mesmo, assim como as respectivas posições da instrumentação no topo e ponta das estacas das estacas. Nas Figuras 3.33 e 3.34 estão apresentadas as seções tipo dos radiers **CD₃(EXP)** e **CD₄(EXP)** respectivamente.

Além da etapa experimental, a pesquisa foi contemplada com uma etapa numérica com o objetivo de verificar o comportamento da fundação antes de sua execução e assim aferir os parâmetros do defeito, assegurando que o seu comportamento em campo seja próximo ao previsto. As análises numéricas foram realizadas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) em 3D com o Software LCPC-CESAR.

Quanto aos parâmetros dos solos do Campo Experimental, visto que os resultados obtidos nas análises numéricas realizadas com o LCPC-CESAR para a prova de carga estática em estaca isolada realizada por Scallet (2011) apresentaram resultados satisfatórios, desta

etapa em diante, em todas as análises numéricas realizadas no campo experimental da FEC serão utilizados os parâmetros determinados por Gon (2011), que foram previamente apresentados na Tabela 3.8. O perfil geológico simplificado do Campo Experimental foi anteriormente apresentado na Figura 3.16.

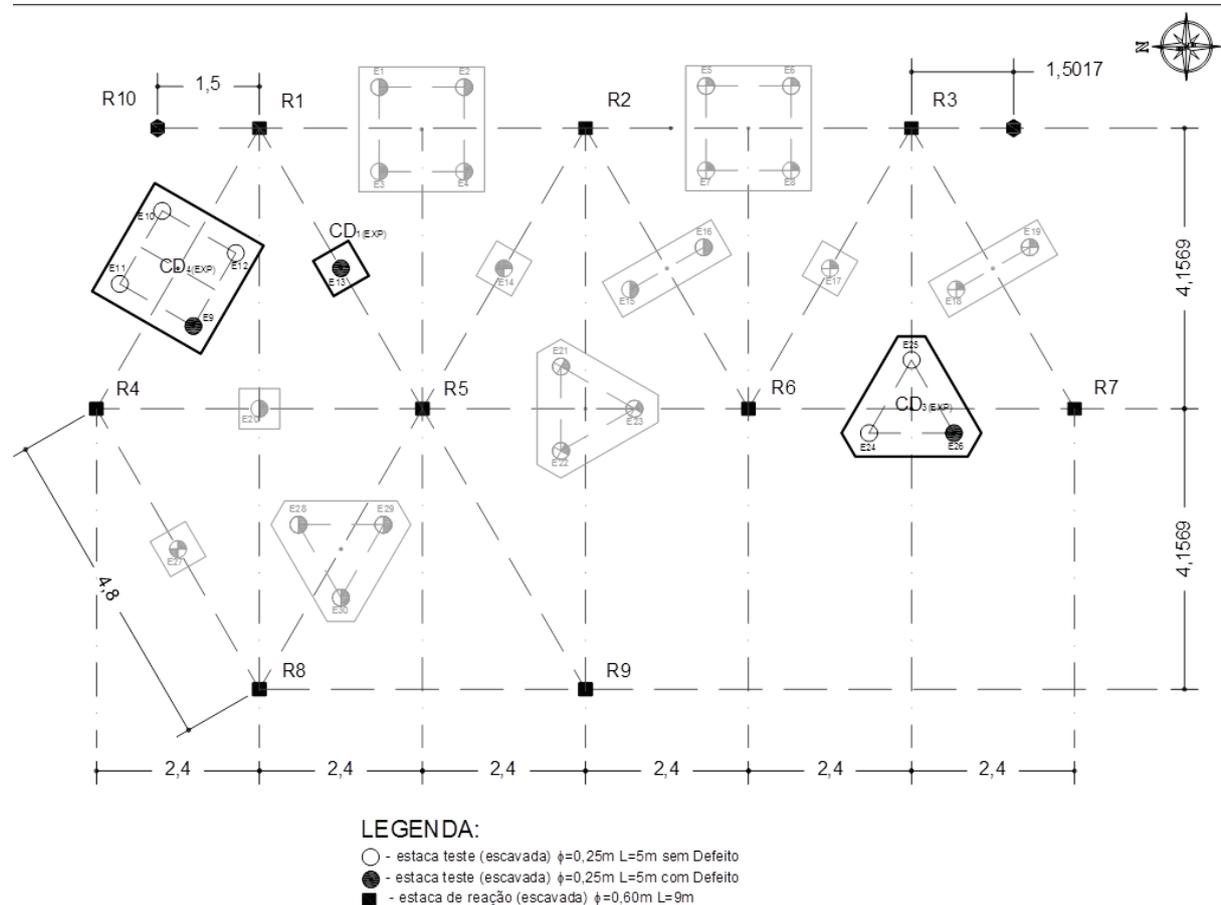


Figura 3.30 – Disposição dos radiers estaqueados (CD₁(EXP), CD₃(EXP) e CD₄(EXP)) em campo e as respectivas estacas de reação para auxílio na realização das provas de carga estáticas.

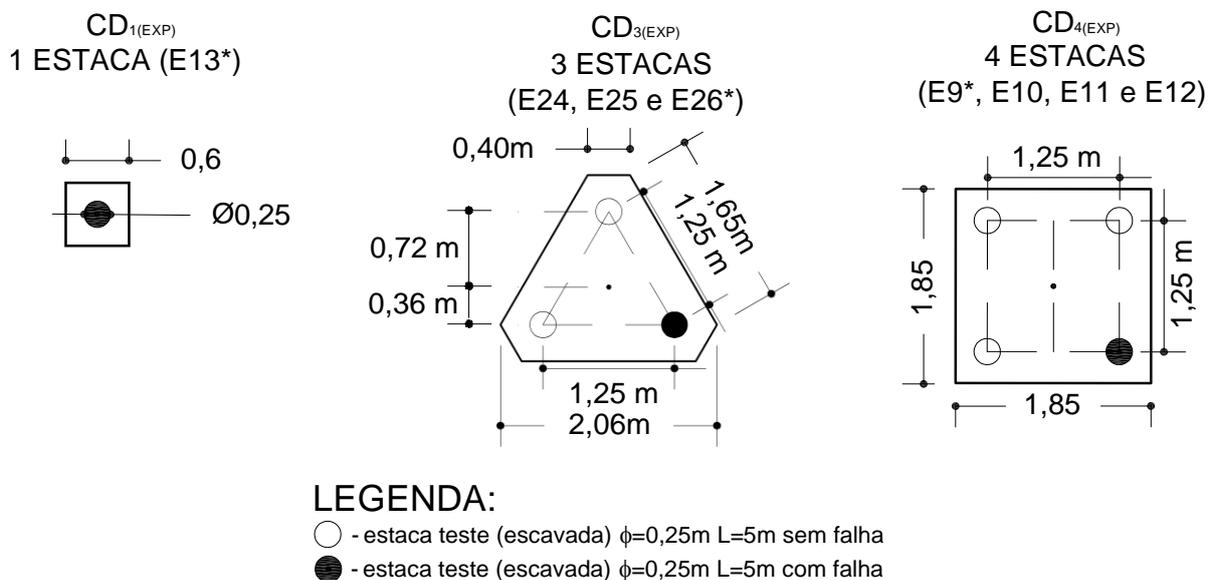


Figura 3.31 – Geometria dos radiers e posicionamento das estacas íntegras e defeituosas estudados nessa tese.

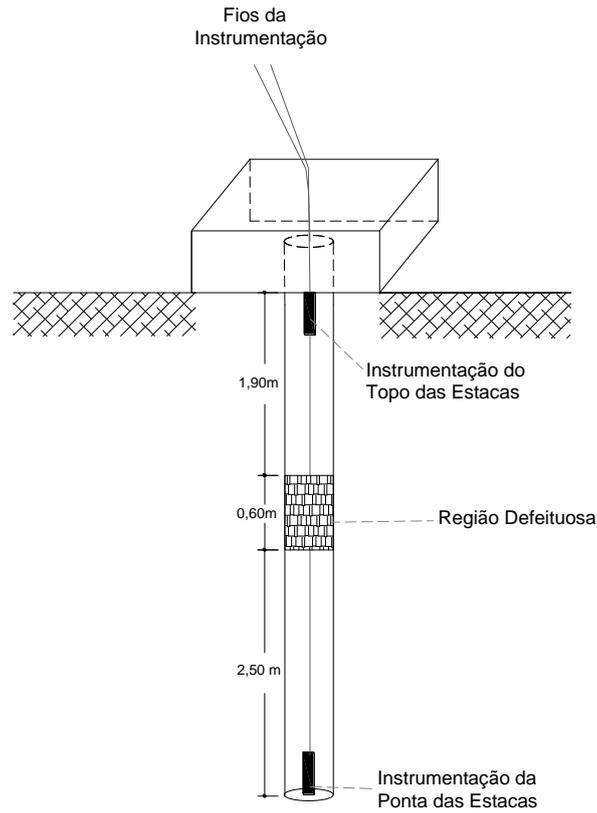


Figura 3.32 – Distribuição da instrumentação e posicionamento do defeito na estaca do radier estaqueado $CD_{I(EXP)}$.

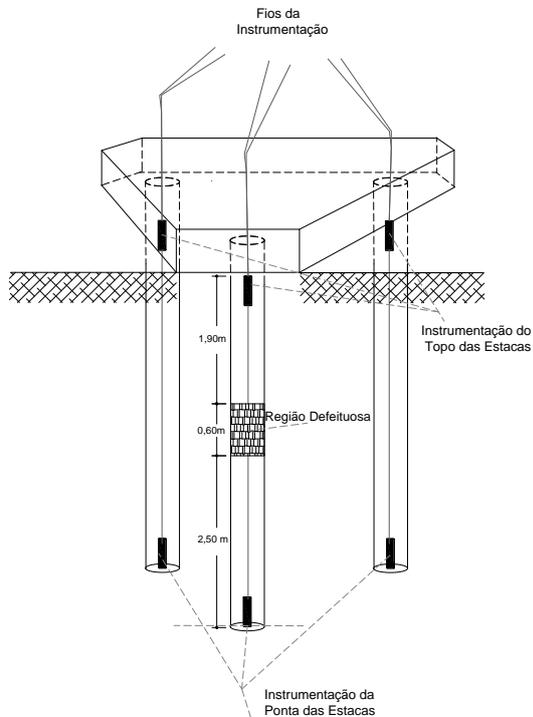


Figura 3.33 – Distribuição da instrumentação e posicionamento do defeito no radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$.

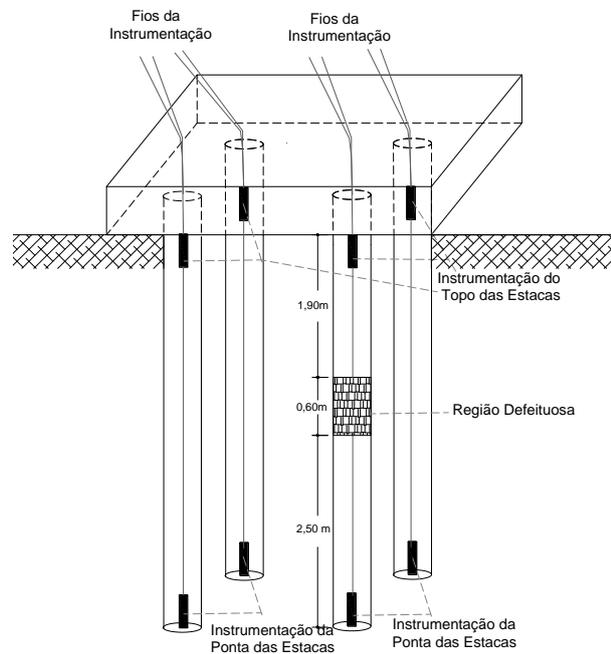


Figura 3.34 Distribuição da instrumentação e posicionamento do defeito no radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

3.6. ANÁLISE NUMÉRICA DOS RADIERS EXECUTADOS NA FEC-UNICAMP

Conforme mencionado anteriormente, estão disponíveis na literatura diversos métodos de cálculo para dimensionamento e previsão de comportamento de uma fundação do tipo radier estaqueado. Esse tipo de análise, por não considerar qualquer simplificação no tocante às variáveis de interação entre os elementos estruturais de fundação, e entre esses e o solo, apresenta-se de maneira geral mais complexa. Desta forma, o uso das ferramentas numéricas computacionais tem ganhado cada vez mais espaço nas análises para fins de dimensionamento e previsão de comportamento em radier estaqueado visto que, a partir das mesmas, pode-se associar a eficiência do cálculo com o rigor necessário neste tipo de fundação. As análises numéricas dessa Tese foram realizadas a partir do programa LCPC-CESAR, descrito anteriormente.

Uma vez realizada a calibração do software e definidas as condições reais que se pretende simular, foram realizadas análises numéricas para previsão do comportamento dos radiers estaqueados que foram executados em campo.

As análises numéricas que buscaram simular os radiers que foram executados em campo foram denominadas por $CD_{1(Num)}$, $CD_{3(Num)}$ e $CD_{4(Num)}$, para os radiers assentados sobre uma, três e quatro estacas, com a presença de uma estaca defeituosa em cada um dos radiers.

Além das análises nas quais foram simuladas os radiers estaqueados executados em campo, a fim de obter parâmetros para comparar as fundações sujeitas à presença de estacas defeituosas, foram realizadas análises numéricas para os respectivos radiers assentados somente sobre estacas íntegras, sem a presença do defeito. As nomenclaturas adotadas para essas análises numéricas foram $SD_{1(Num)}$, $SD_{3(Num)}$ e $SD_{4(Num)}$, respectivamente para os radiers assentados sobre uma estaca, três estacas e quatro estacas íntegras (*sem defeito*).

As análises com o defeito foram realizadas considerando a redução da seção transversal, conforme previsto nos ensaios de laboratório, na fase de dimensionamento do defeito. A estaca tem 0,25m de diâmetro e na região do defeito, devido às imperfeições durante a moldagem dos cilindros ocos em laboratório, o diâmetro equivalente foi de 0,185m, valor este, ligeiramente inferior ao previsto que foi de 0,194m.

A Tabela 3.12 apresenta um resumo de cada uma das nomenclaturas utilizadas para as provas de carga realizadas em campo e para as análises numéricas realizadas com o

software LCPC-CESAR v. 4.07, bem como uma breve descrição das nomenclaturas das adotadas.

Tabela 3.12 – Descrição das nomenclaturas adotadas nos radier analisados experimental e numericamente.

Nomenclatura	Procedência (<i>Experimental / Numérica</i>)	Descrição
CD ₁ (EXP)	Experimental	- Radier sobre 1 estaca defeituosa
CD ₃ (EXP)	Experimental	- Radier sobre 3 estacas (2 íntegras e uma defeituosa)
CD ₄ (EXP)	Experimental	- Radier sobre 4 estacas (3 íntegras e uma defeituosa)
CD ₁ (NUM)	Numérica	- Radier sobre 1 estaca defeituosa
CD ₃ (NUM)	Numérica	- Radier sobre 3 estacas (2 íntegras e uma defeituosa).
CD ₄ (NUM)	Numérica	- Radier sobre 4 estacas (3 íntegras e uma defeituosa).
SD ₁ (NUM)	Numérica	- Radier sobre 1 (uma) sem defeito (<i>íntegras</i>).
SD ₃ (NUM)	Numérica	- Radier sobre 3 (três) estacas sem defeito (<i>íntegras</i>).
SD ₄ (NUM)	Numérica	- Radier sobre 4 (quatro) estacas sem defeito (<i>íntegras</i>).

3.7. INSTRUMENTAÇÃO ELÉTRICA DAS ESTACAS

Paralelamente aos trabalhos relacionados ao dimensionamento e a moldagem e calibração do defeito, foram preparadas barras de aço CA-50 de diâmetro 12,5mm e comprimento 0,30m para colagem dos *strain gages*. A primeira etapa desse processo foi usinar as barras de modo que as nervuras próprias da ferragem fossem totalmente eliminadas. Com a superfície das barras limpas e preparadas procedeu-se a colagem dos *strain gages* (Figura 3.35a e 3.35b). Os *strain gages* são extensômetros coláveis de resistência elétrica e neste caso foi utilizado o modelo Roseta Dupla a 90°, cuja referência é PA-06-125TG-120LEN, de fabricação da Excel Sensores Indústria Comércio e Exportação Ltda., com fator de sensibilidade (K) igual a 2,1.

Os *strain gages* foram ligados em ponte completa nas barras de aço anteriormente mencionadas e protegidos contra umidade e choques mecânicos através de aplicação de resina apropriada e uma fita de alta fusão (Figura 3.36). Esse tipo de ligação elimina os efeitos das deformações oriundas da flexão e os efeitos térmicos, determinando apenas as deformações advindas dos esforços normais. Posteriormente as barras foram calibradas e testadas em laboratório a partir de ensaios de tração e levadas ao campo para instalação nas armaduras das estacas.

As barras instrumentadas foram acopladas ao eixo das armaduras estacas teste a fim de medir indiretamente as deformações e conseqüentemente as tensões no topo e na ponta destas conforme ilustrado na Figura 3.33. Fazem parte dessa pesquisa 8 (oito) estacas denominadas por E9, E10, E11, E12, E13, E24, E25 e E26, distribuídas em 3 radiers, com

uma, três e quatro estacas. Dessa forma, foram preparadas 16 barras instrumentadas, das quais oito foram instaladas no topo e outras oito instaladas na ponta das estacas.

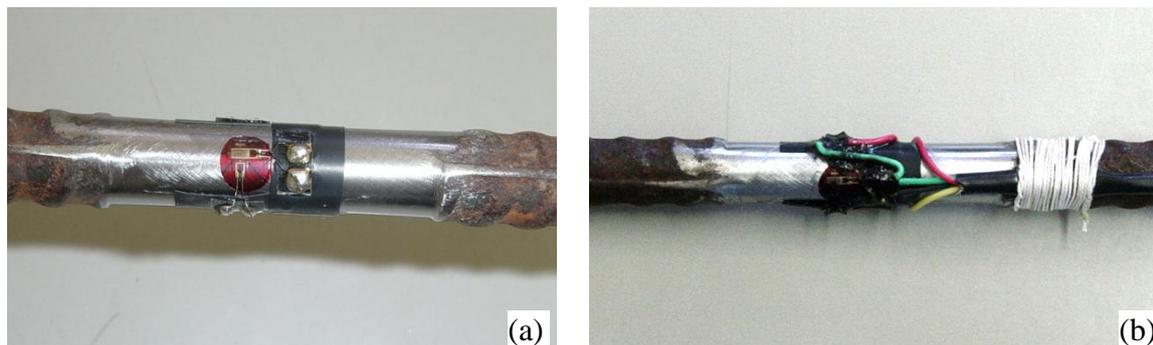


Figura 3.35 – (a) Barra instrumentada com os *strain gages*. (b) Detalhe dos *strain gages* ligados em ponte completa.

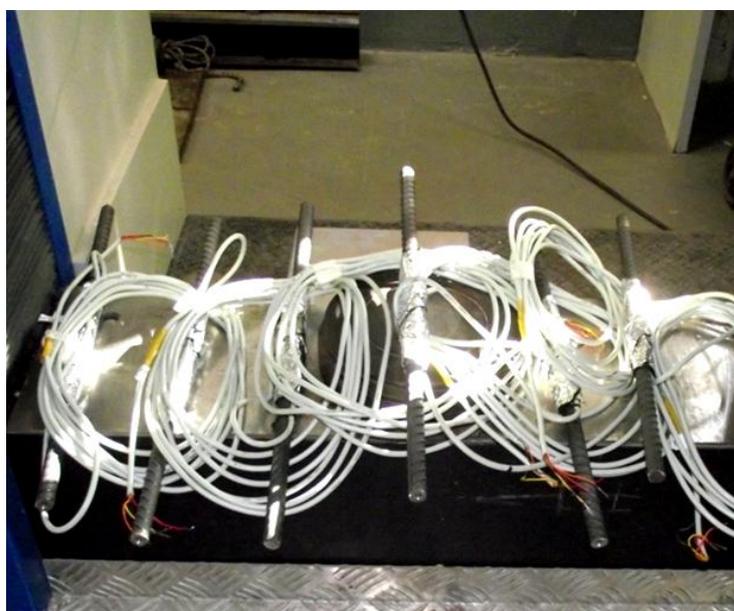


Figura 3.36 – Barras instrumentadas protegidas por fita de alta fusão que foram instaladas no topo e na ponta das estacas teste executadas em campo.

3.8. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CAMPO

3.8.1. Execução das Estacas Íntegras, Defeituosas e dos Radiers

Nesta etapa serão apresentados aspectos relacionados aos procedimentos executivos das estacas íntegras e defeituosas, bem como aqueles relacionados aos radiers.

A primeira etapa nesta cadeia executiva corresponde à limpeza do terreno, seguida pela escavação das estacas até a profundidade aproximada de 5,0 metros com o auxílio da perfuratriz com trado helicoidal curto acoplado a uma haste telescópica, conforme apresentado nas Figuras 3.37 e 3.38.

Antes da instalação das armaduras das estacas nos respectivos furos, para seguir com a concretagem, as barras instrumentadas foram fixadas no eixo das armaduras, posicionadas no topo e na ponta das estacas teste (Figuras 3.39 e 3.40).



Figura 3.37 – Perfuratriz utilizada para escavação das estacas.



Figura 3.38 – Trado helicoidal em detalhe.



Figura 3.39 – Instalação das barras transversais nas armaduras para colocação das barras instrumentadas.



Figura 3.40 – Barras instrumentadas instaladas nas armaduras.

Na etapa seguinte as armaduras das estacas teste e de reação, foram inseridas suas respectivas posições com o cuidado adequado para não causar danos aos fios da instrumentação. No eixo das estacas de reação foram instalados tirantes que posteriormente, nas provas de carga, foram travados na viga de reação. Nessa fase contou-se com o auxílio da topografia, para garantir que o ponto de aplicação da carga (macaco e viga de reação) coincidissem com o centro de gravidade dos radiers. Devido ao seu peso e tamanho, tanto os tirantes, quanto as armaduras das estacas de reação, foram posicionados com o auxílio de um

caminhão com sistema *Munck*, enquanto que as armaduras das estacas teste foram posicionadas manualmente (Figuras 3.41 a 3.44).



Figura 3.41 – Posicionamento da armadura longitudinal das estacas de reação.



Figura 3.42 – Armadura e tirante da estacas de reação posicionados durante a concretagem.



Figura 3.43 – Posicionamento da armadura longitudinal das estacas de teste.



Figura 3.44 – Armaduras e instrumentação das estacas teste posicionadas a espera da concretagem.

Com exceção das estacas defeituosas, as estacas teste foram armadas integralmente ao longo do fuste, com 4 barras de aço CA-50A ($\phi = 10\text{mm}$) e estribo helicoidal de aço CA-50 ($\phi = 6,5\text{mm}$).

O procedimento executivo das estacas defeituosas foi diferente das demais estacas executadas em campo. A armadura longitudinal foi dividida em dois segmentos de 2,5 metros e na metade superior da armadura foi cortado mais um segmento de 0,6 metros. Esse trecho

extraído da armadura corresponde exatamente a posição na qual foi instalado o defeito. A Figura 3.45 apresenta como ficou a composição longitudinal das estacas defeituosas.

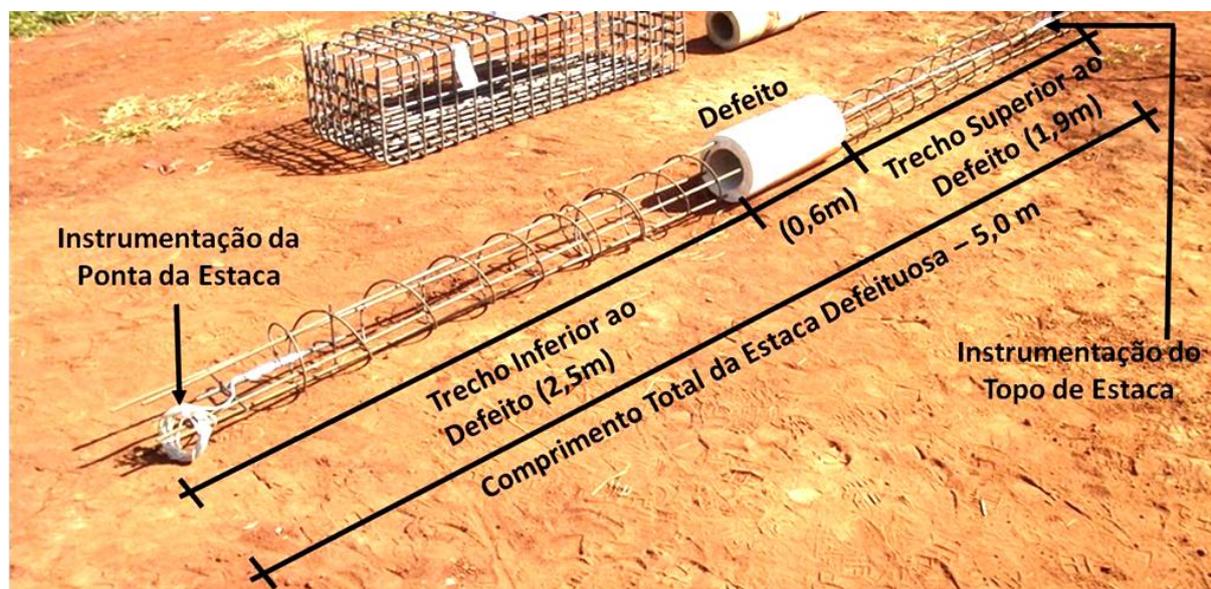


Figura 3.45 – Esquema longitudinal das estacas defeituosas (E9, E13 e E26).

A sequência executiva das estacas defeituosas seguiu o seguinte procedimento:

- Posicionamento da armadura referente ao trecho inferior da estaca no fundo da escavação;
- Concretagem do trecho inferior da estaca, ou seja, 2,5 metros de comprimento;
- Instalação do cilindro oco pré-moldado de argamassa que representa o defeito com sua descida até atingir a região previamente concretada;
- Instalação da armadura referente ao trecho superior da estaca e a sua consecutiva concretagem.

Conforme previamente apresentado, o defeito foi simulado com a inserção de um cilindro oco entre as duas seções íntegras das estacas. Para evitar que o concreto do trecho inferior da estaca e o oriundo da concretagem do trecho superior penetrassem na região oca do defeito, a região vazada foi fechada com uma fina chapa de aço na parte inferior e na superior do defeito. Para garantir o adequado posicionamento do defeito e evitar movimentos bruscos que pudessem causar danos à instrumentação, o cilindro foi amarrado com arames que serviram para guiá-lo dentro da escavação até o seu contato com a região previamente concretada da estaca (Figura 3.46). As Figuras 3.47 e 3.48 mostram o momento da instalação do corpo de prova cilindro que representa o defeito nas estacas. A Figura 3.49 apresenta a estaca defeituosa após instalação da armadura e concretagem do trecho superior.

Posteriormente, procedeu-se a escavação da área destinada aos radiers, posicionados conforme apresentados na Figura 3.30.



Figura 3.46 – Detalhe da vedação e amarração do defeito instalado nas estacas E9, E13 e E26.



Figura 3.47 – Posicionamento do defeito para inserção no furo após a concretagem do trecho inferior da estaca defeituosa.



Figura 3.48 – Instalação do defeito das estaca em campo.



Figura 3.49 – Trecho superior da estaca defeituosa concretado.

Nas Figuras 3.50, 3.51 e 3.52 são apresentados os radiers devidamente escavados até a cota de arrasamento das estacas e nas Figuras 3.53, 3.54 e 3.55, são apresentadas as respectivas armaduras posicionadas à espera da concretagem. Vale salientar que em todas as estacas, foi garantido o embutimento da armadura das estacas no radier com um arranque de 10cm. Além disso, antes de posicionar a armadura dos radiers, os fios da instrumentação foram devidamente protegidos transpassando-os por dentro de conduítes. Entre os radiers e a parede da escavação foi instalada uma lona plástica com o objetivo de reduzir o atrito entre estes elementos, de modo que toda a carga aplicada fosse absorvida pelas estacas e pela base do radier. As Figuras 3.56, 3.57 e 3.58 mostram o momento da concretagem dos radiers.

Após a realização da primeira prova de carga nos radiers executados no campo experimental da FEC-UNICAMP, foi observado que a capacidade de carga registrada no início do carregamento, foi superior ao previsto e que a deformação registrada pela

instrumentação das estacas não acompanhava a magnitude de carga aplicada no topo do radier. Após verificação, chegou-se à conclusão que a instalação da lona plástica entre o radier e a parede da escavação não foi suficiente para anular o atrito entre ambos. Dessa forma, decidiu-se escavar o solo lateral aos raders estaqueados de modo que houvesse garantia de que toda a carga aplicada fosse de fato transferida para as estacas e para a base do radier (Figuras 3.59, 3.60 e 3.61).

Em alguns raders, após a escavação lateral, foram inseridas placas de isopor nas faces e posteriormente reaterrados de modo a proteger o solo da cota de apoio do radier contra a ação da água de chuva, com o objetivo de dificultar a infiltração de água, o que provocaria alteração nas propriedades e parâmetros de resistência do solo e consequentemente na capacidade de carga da fundação (Figura 3.61).



Figura 3.50 – Escavação até a cota de arrasamento da estaca do radier CD₁(EXP).



Figura 3.51 – Escavação até a cota de arrasamento da estaca do radier CD₃(EXP).

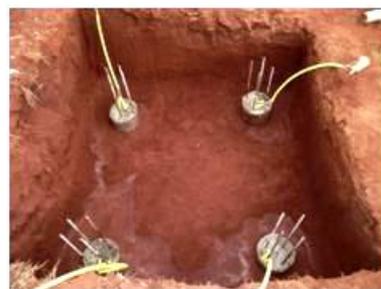


Figura 3.52 – Escavação até a cota de arrasamento da estaca do radier CD₄(EXP).



Figura 3.53 – Posicionamento da armadura do radier CD₁(EXP).



Figura 3.54 – Posicionamento da armadura do radier CD₃(EXP).



Figura 3.55 – Posicionamento da armadura do radier CD₄(EXP).



Figura 3.56 – Concretagem do radier CD₁(EXP).



Figura 3.57 – Concretagem do radier CD₃(EXP).



Figura 3.58 – Concretagem do radier CD₄(EXP).



Figura 3.59 – Radier $CD_{1(EXP)}$ escavado lateralmente.



Figura 3.60 – Radier $CD_{3(EXP)}$ escavado lateralmente.



Figura 3.61 – Radier $CD_{4(EXP)}$ escavado lateralmente.

Após a execução das estacas em campo foram moldados corpos de prova de concreto de cada fase da execução. Antes de serem submetidos à compressão, os corpos de prova foram devidamente instrumentados com dois pares de *strain gages* instalados diametralmente opostos nos mesmos e no sentido longitudinal e transversal ao carregamento com ligação do tipo $\frac{1}{4}$ de ponte. A Figura 3.62 apresenta três dos corpos de prova com os respectivos fios ligados diretamente nos *strain gages* e a Figura 3.63 apresenta um corpo de prova instalado na prensa para ser submetido ao ensaio de resistência à compressão uniaxial.



Figura 3.62 – Corpos de prova com a sua respectiva instrumentação.



Figura 3.63 – Corpo submetido ao ensaio de resistência a compressão com aquisição direta das cargas aplicadas e deformações registradas.

Os resultados de resistência à compressão estão apresentados na Tabela 3.13, assim como o módulo de elasticidade do concreto e do aço. Além destes é apresentado o módulo composto do concreto armado, calculado a partir da consideração de que as deformações no concreto e no aço, onde de fato foi instalada a instrumentação, são iguais, uma vez que a instrumentação esta imersa no concreto da estaca. Os valores de módulo composto foram utilizados na interpretação dos resultados da instrumentação das estacas das respectivas provas e carga.

Tabela 3.13 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão e valores do módulo de elasticidade obtidos a partir de ensaios de resistência à compressão, utilizado para o cálculo da instrumentação das estacas dos radiers $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$.

CONCRETO	σ_{rupt} (MPa)	$E_{Concreto}$ (GPa)	$E_{Aço}$ (GPa)	$E_{composto}$ (GPa)
Estaca do Radier $CD_{1(EXP)}$	27,8	32,0	210,0	33,1
Estacas do Radier $CD_{3(EXP)}$	26,6	29,7	210,0	30,9
Estacas do Radier $CD_{4(EXP)}$	22,5	21,2	210,0	22,4

Vale salientar que nesta tabela são apresentados os valores médios obtidos para o concreto utilizado em cada conjunto de estacas concretadas. A diferença dos resultados apresentados entre o concreto das estacas dos radiers $CD_{1(EXP)}$ e $CD_{3(EXP)}$ e o concreto das estacas do radier $CD_{4(EXP)}$ pode ser creditada à dosagem do concreto na usina.

3.9. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS REALIZADAS NA TESE

Nesta tese foram realizadas três provas de carga estáticas à compressão do tipo lenta, correspondentes aos radiers $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$ segundo preconiza a NBR 12131 (2006). De acordo com esta norma o dispositivo de aplicação de carga é constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais atuando contra um sistema de reação estável.

De acordo com a NBR 12131 (2006), a estaca deve ser carregada até a ruptura, ou ao menos até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. O carregamento foi feito em estágios iguais e sucessivos, e cada incremento de carga não foi superior a 20% da carga de trabalho da estaca. Após cada incremento, a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos, ou no mínimo até 30 min. A estabilização dos recalques foi admitida quando a leitura realizada nos tempos t e $t/2$ corresponder a no máximo 5% do recalque registrado no

mesmo estágio. O início do descarregamento que foi realizado em quatro estágios, mantendo-se a carga em cada estágio por no mínimo 15 minutos.

Foram executadas 10 estacas de reação (R1 a R10), dispostas conforme apresentado anteriormente na Figura 3.30. As provas de carga correspondentes a esse trabalho foram realizadas nos radiers estaqueados denominados por **CD₁(EXP)**, **CD₃(EXP)** e **CD₄(EXP)** e para esses radiers a viga de reação foi posicionada e travada nos pares de estacas de reação **R₁-R₅**, **R₆-R₇** e **R₁-R₄** respectivamente.

As estacas de reação foram do tipo escavada com 0,60m e 9,0m diâmetro e comprimento respectivamente e foram devidamente projetadas para resistir a esforços de tração provocados pelo sistema de reação durante as provas de carga. As estacas foram armadas com 10 barras de aço CA-50A ($\phi = 10\text{mm}$) e estribo helicoidal de aço CA50 ($\phi = 6,5\text{mm}$). Essa armadura foi complementada com a instalação de um tirante Dywidag de igual comprimento e bitola de 32mm.

A viga de reação que foi utilizada nas provas de carga tem 5,30 metros de comprimento e é formada pela união de dois perfis I, cuja seção transversal apresenta mesa e alma de 0,32 metros e 0,74 metros de largura e altura respectivamente pesando cerca de 3100kg. Esse perfil duplo I tem seção transversal com largura de 0,80 metros e altura 0,75 metros. Esta viga tem a sua estabilidade estrutural incrementada pelo uso de nove enrijecedores instalados em cada face ao longo do comprimento. Devido ao seu peso e a suas dimensões, a viga de reação foi posicionada com o auxílio de um caminhão dotado de um sistema *Munck* e foi apoiada em dois cavaletes metálicos reforçados nivelados e estáveis de modo que permaneça estável, sem inclinações nas direções, longitudinal ou transversal.

Quanto aos dispositivos de medição das cargas aplicadas no topo radier, foi utilizada uma célula de carga com capacidade máxima de 2000,0 kN. As leituras dos deslocamentos foram realizadas através de quatro transdutores de deslocamento, que tem os sinais elétricos capturados e convertidos simultaneamente e automaticamente a partir do sistema de aquisição de dados *QuantumX MX840A – HBM* (Figura 3.64). Os transdutores de deslocamento foram fixados em dois eixos ortogonais, com o uso de bases magnéticas de braço flexível. Dessa forma, foi possível obter tanto o recalque total médio no radier estaqueado, quanto o recalque diferencial, antes e principalmente após a ocorrência da ruptura do defeito instalado nas estacas **E9**, **E13** e **E26**. A fixação das bases foi feita em duas vigas de referência metálicas, cravadas paralelas entre si.

As vigas de referência independentes entre si devem ter rigidez compatível com a sensibilidade das medidas e de eventuais movimentos no terreno. Para evitar tal interferência

as vigas foram fixadas no solo distantes em no mínimo 1,5 metros, do eixo da estaca ensaiada e do eixo dos tirantes ou das estacas de reação (Figura 3.65).



Figura 3.64 – Sistema de aquisição de dados utilizado na pesquisa (*QuantumX MX840A – HBM*).

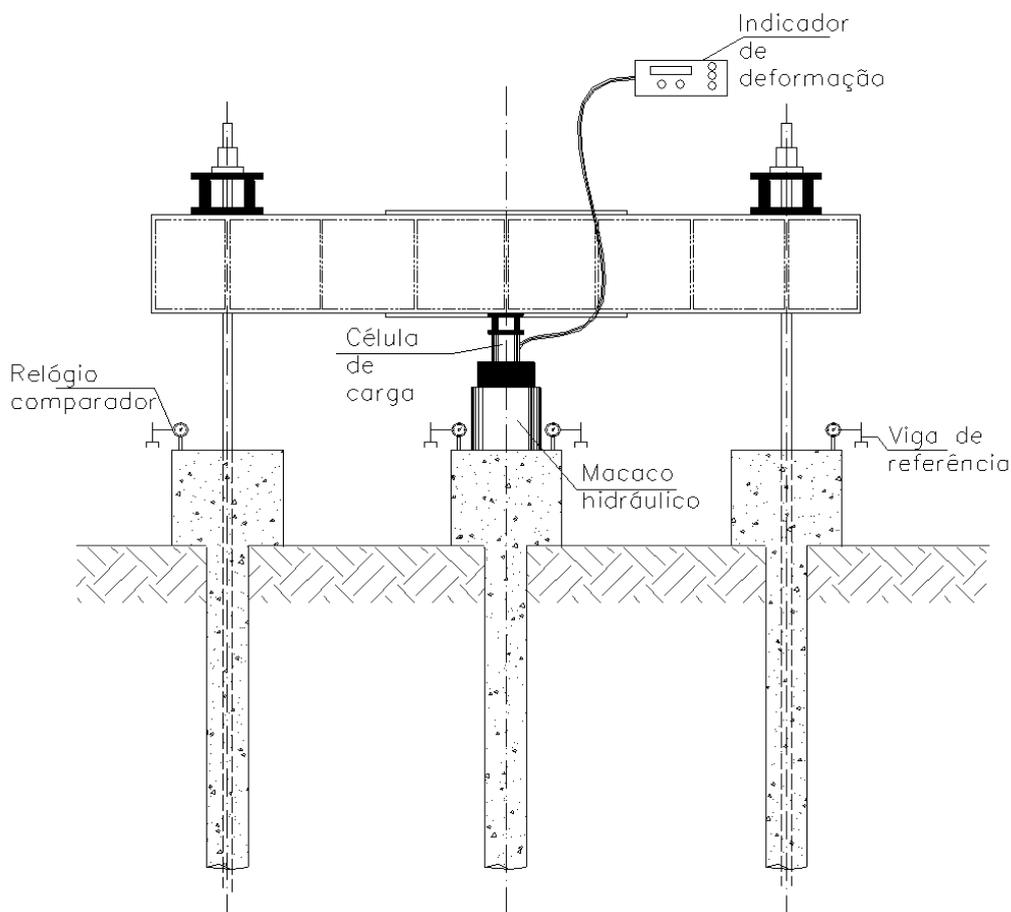


Figura 3.65 – Esquema das provas de carga realizadas nesta pesquisa (Albuquerque, 2001).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo aborda aspectos relacionados às provas de carga estáticas realizadas nos radiers estaqueados executados em campo, assim como os resultados obtidos numericamente como forma de previsão de comportamento dos respectivos radiers com o software LCPC-CESAR.

Foram executados três radiers estaqueados com a presença de estacas defeituosas no Campo Experimental da FEC-UNICAMP assentados sobre uma, três e quatro estacas. Cada um dos radiers conta com a presença de uma estaca defeituosa em meio às estacas íntegras e foram denominados por $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$. Em cada um dos radiers foram realizadas provas de carga estáticas, sob carregamento lento, a fim de verificar o comportamento destes radiers antes e após a ruptura estrutural das respectivas estacas defeituosas.

As análises numéricas realizadas nesta etapa do trabalho tiveram como objetivo principal, fazer a previsão do comportamento dos radiers estaqueados que foram executados em campo. Essas análises foram denominadas por $CD_{1(NUM)}$, $CD_{3(NUM)}$ e $CD_{4(NUM)}$. Além das análises numéricas relacionadas aos casos experimentais, também foram realizadas outras análises nas quais foram consideradas todas as estacas íntegras. Estes radiers assentados sobre estacas íntegras foram denominados por $SD_{1(NUM)}$ (Radier sobre uma estaca íntegra), $SD_{3(NUM)}$ (Radier sobre 3 estacas íntegras) e $SD_{4(NUM)}$ (Radier sobre 4 estacas íntegras), conforme mencionado na Tabela 3.12.

Em geral, tanto para a etapa experimental quanto para a numérica são apresentados e discutidos resultados relacionados à capacidade de carga estrutural da estaca defeituosa, à capacidade de carga geotécnica, à distorção, ao recalque total e aos recalques diferenciais nos radiers estaqueados, assim como a distribuição de carga entre as estacas e o radier antes e após a ruptura estrutural da estaca defeituosa.

A Tabela 4.1 apresenta os parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises numéricas realizadas nesta pesquisa, enquanto que na Tabela 3.8, previamente apresentada no

capítulo 3 desta tese, foram mostrados os parâmetros geotécnicos utilizados para todas as análises referentes ao campo experimental da FEC-UNICAMP.

Tabela 4.1 – Parâmetros geométricos, elásticos e geotécnicos utilizados nas análises numéricas do Campo Experimental da FEC-UNICAMP.

D_{PI} (m)	D_{PD} (m)	A_{PI} (m ²)	A_{PD} (m ²)	B (m)	L (m)	L_d (m)	z_d (m)	R_c (MPa)	R_t (MPa)	σ_{aplic}
0,25	0,185	0,049	0,027	3.L	5,0	0,60	1,90	25,0	2,5	Variável
H/L	s/D _{PI}	$E_P = E_R$ (GPa)	E_{PD} (GPa)	E_S (MPa)	ν_c	ν_s	t (m)			
2,0	5,0	22,85	5,9	Tabela 3.8	0,20	0,45	1 Est. 0,55	3 Est. 0,60	4 Est. 0,65	

D_{PI} – Diâmetro das estacas íntegras; D_{PD} – Diâmetro equivalente da seção transversal defeituosa; A_{PI} – Área da seção transversal da zona íntegra das estacas; A_{PD} – Área da seção transversal da zona defeituosa das estacas; **B** – Domínio horizontal; **L** – Comprimento da estaca; L_d – Comprimento da zona defeituosa; z_d – Profundidade do defeito; **t** – Espessura dos radiers **com 1, 3 e 4 estacas**; **H/L** – Domínio Vertical; s/D_{PI} – Espaçamento relativo; $E_P = E_R$ – Módulo de elasticidade do Concreto das estacas e radiers; E_{PD} – Módulo de elasticidade do material do defeito; ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto; ν_s – Coeficiente de Poisson do solo; σ_{aplic} – Tensão Aplicada no centro do radier; R_c – Resistência à compressão do concreto; R_t – Resistência à tração do concreto.

4.1. RADIER SOBRE UMA ESTACA ($SD_{1(NUM)}$, $CD_{1(NUM)}$ E $CD_{1(EXP)}$)

Neste item são apresentados e discutidos os resultados para o radier assentado sobre uma estaca obtidos experimentalmente ($CD_{1(EXP)}$), a partir de provas de carga estáticas, e numericamente a partir de modelagem tridimensional por elementos finitos com o software LCPC-CESAR ($CD_{1(NUM)}$ e $SD_{1(NUM)}$). Além disso, são discutidos aspectos a respeito do comportamento associado à carga e recalques, assim como à distribuição de cargas entre o radier e a estaca antes e após a sua ruptura estrutural.

Os valores de recalques totais e diferenciais, obtidos na prova de carga experimental, em campo, e nas análises numéricas para os radiers sobre uma estaca estão apresentados resumidamente na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resumo dos resultados obtidos nas provas de carga realizadas no campo experimental e obtidos numericamente ($SD_{1(NUM)}$, $CD_{1(NUM)}$ E $CD_{1(EXP)}$).

Radier Estaqueado	N^o_E	N^o_{ED}	Data da P.C.	Índice Pluviométrico	ΔQ (kN)	$Q_{RUPT.}$ (kN)	$\rho_{MRUPT.}$ (mm)	$\rho_{MMÁX.}$ (mm)	$\rho_{DMÁX.}$ (mm)
$SD_{1(NUM)}$	1	0	-	-	15,0	190,0	25,0	59,8	-
$CD_{1(NUM)}$	1	1	-	-	20,0	133,0	25,0	91,0	-
$CD_{1(EXP)}$	1	1	25/10/2012	0 mm	15,0	110,0	25,0	~ 100,0	~ 25,6

N^o_E – Número de estacas sob o radier; N^o_{ED} – Número de estacas defeituosas sob o radier; **Data da P.C** – Data de realização da prova de carga em campo; ΔQ – Incremento de carga aplicado em cada estágio de carregamento; $Q_{RUPT.}$ – Carga de ruptura geotécnica da fundação; $\rho_{MRUPT.}$ – Recalque médio na ruptura; $\rho_{MMÁX.}$ – recalque máximo ao final dos estágios de carregamento; $\rho_{DMÁX.}$ – Recalque diferencial máximo.

4.1.1. Análises Numéricas ($CD_{I(NUM)}$ e $SD_{I(NUM)}$)

Nas Figuras 4.1 e 4.2 estão apresentadas as malhas de elementos finitos geradas nas análises numéricas denominadas por $CD_{I(NUM)}$ e R_{1INT} . A Figura 4.3, apresenta o detalhe da malha de elementos finitos e do posicionamento do defeito instalado na estaca E13.

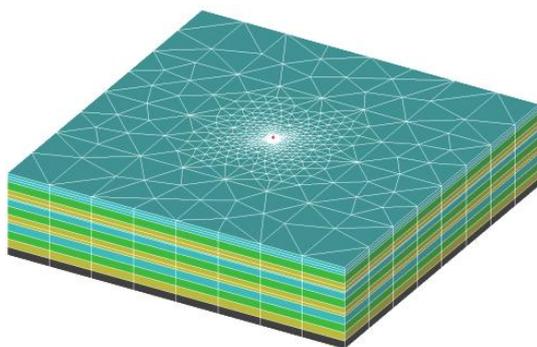


Figura 4.1 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos das análises $CD_{I(NUM)}$ e $SD_{I(NUM)}$.

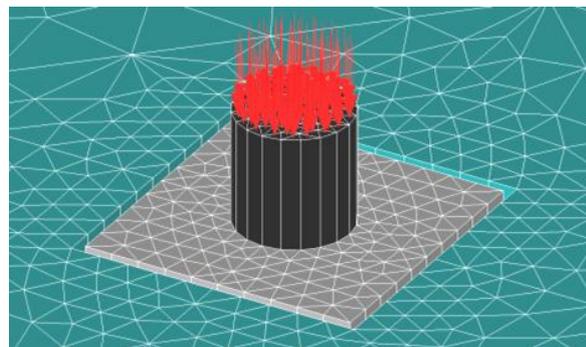


Figura 4.2 – Detalhe da malha de elementos finitos das análises $CD_{I(NUM)}$ e $SD_{I(NUM)}$.

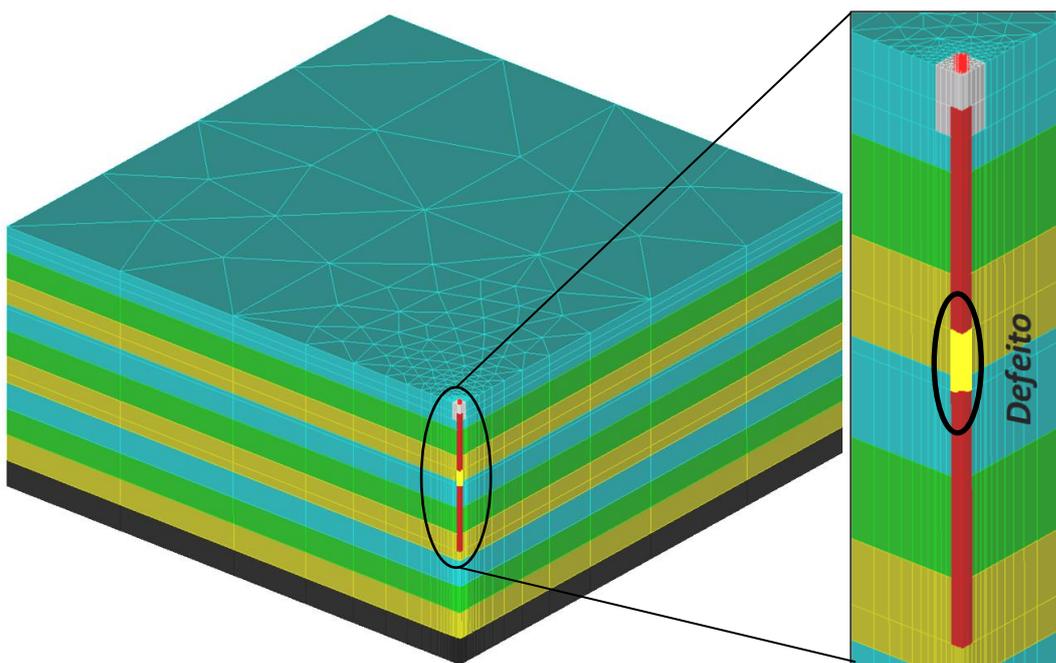


Figura 4.3 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos e detalhe do posicionamento do defeito na estaca.

A Figura 4.4 apresenta as curvas carga *versus* recalque obtidas nas análises numéricas dos referidos radiers estaqueados assentados sobre uma estaca com e sem defeito ($CD_{I(NUM)}$ e $SD_{I(NUM)}$).

A partir das curvas carga *versus* recalque foram definidos os valores de carga de ruptura convencionada para 25mm de recalque (10% do diâmetro nominal da estaca). Os

valores de recalques totais e diferenciais, obtidos nessas análises numéricas também estão apresentados resumidamente na Tabela 4.2.

Diante desses resultados, pode-se observar que se esperava que um radier assentado sobre uma estaca íntegra, resistisse 190,0 kN, para 25mm de recalque, entretanto, o radier estaqueado $CD_{1(NUM)}$ teve carga de ruptura convencionalizada 133,0 kN. Assim, o fator de segurança da fundação $CD_{1(NUM)}$, apresentou-se igual a 1 (um), aos 133,0 kN, quando para esse nível de carregamento, o fator de segurança previsto era de aproximadamente 1,43, caso a fundação estivesse íntegra. Ou seja, a fundação rompeu antes do previsto devido à presença do defeito na estaca.

Adotando como referência a capacidade de carga convencionalizada do radier $CD_{1(NUM)}$, que foi de 133,0 kN, determinou-se o fator de segurança global para cada nível de carregamento desse radier (Figura 4.5) e comparou-se com o fator de segurança previsto para uma fundação íntegra ($SD_{1(NUM)}$) submetida aos mesmos níveis de carregamento. Observa-se que devido ao defeito, desde os primeiros incrementos de carga, os fatores de segurança da fundação defeituosa são inferiores, e que no instante da ruptura, determinada convencionalmente aos 25mm de recalque, se esperava que a fundação ainda se apresentasse íntegra.

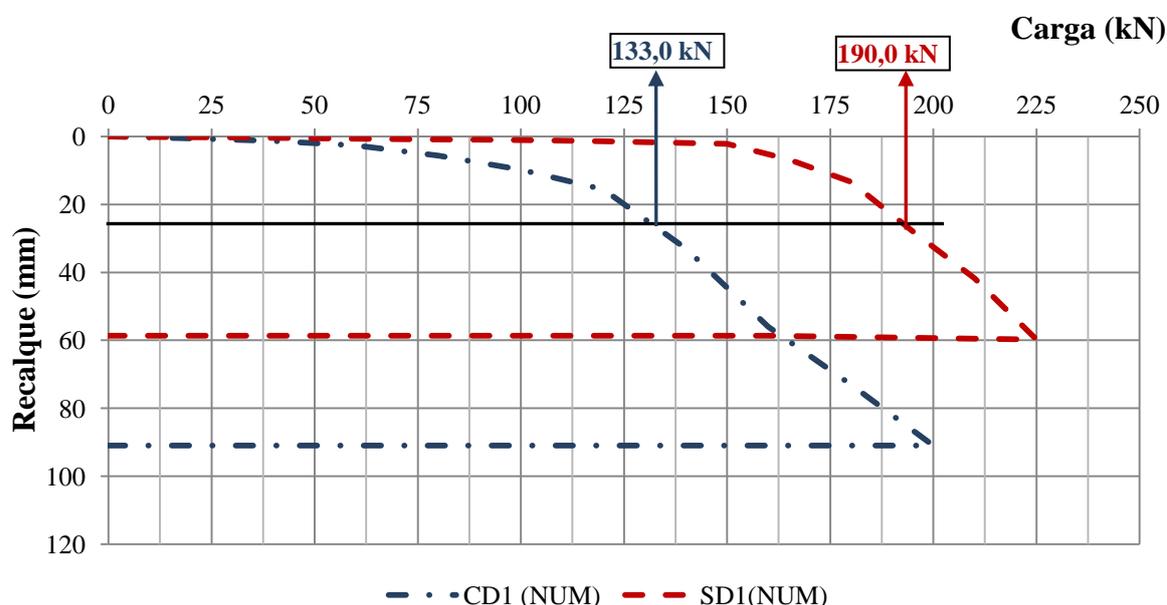


Figura 4.4 – Curvas carga *versus* recalque obtidas numericamente a partir do LCPC-CESAR para os radiers assentados sobre uma estacas íntegra e sobre uma estaca defeituosa respectivamente (Análises numéricas - $CD_{1(NUM)}$, $SD_{1(NUM)}$).

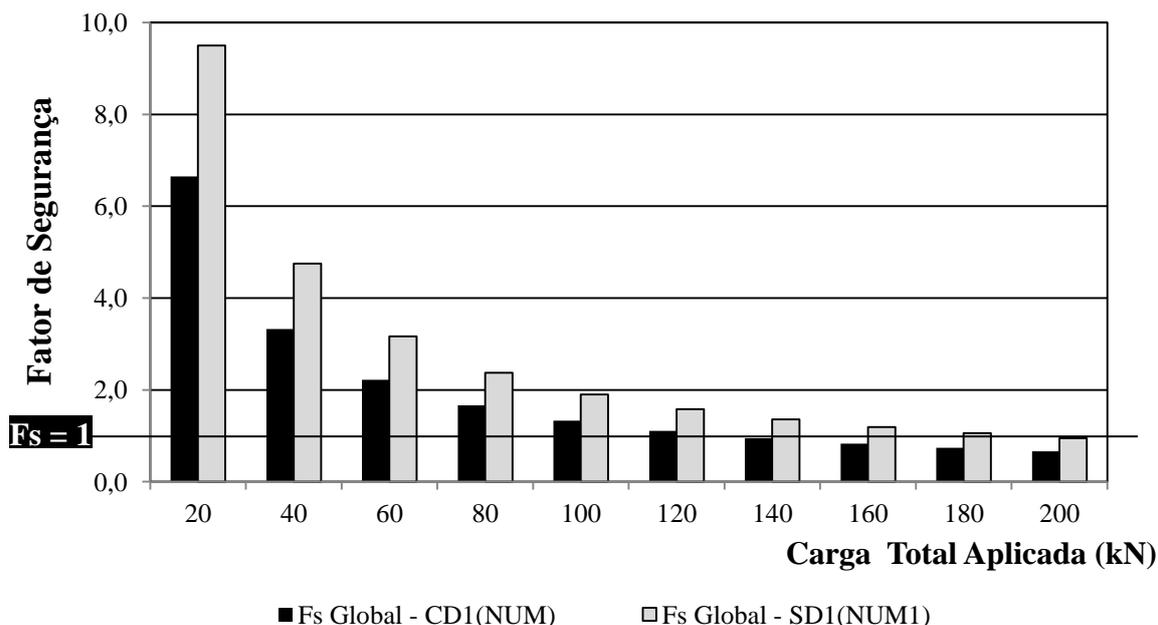


Figura 4.5 – Comparação entre os fatores de segurança globais obtidos para radiers estaqueados $CD_{1(NUM)}$ e $SD_{1(NUM)}$.

A Tabela 4.3 apresenta os valores de distribuição de carga entre estaca e radier para cada incremento de carga aplicado. Na Figura 4.6, estes valores estão dispostos graficamente, de modo que é possível verificar a distribuição de cargas entre o radier e a estaca defeituosa antes e após a sua ruptura estrutural e geotécnica.

Tabela 4.3 – Valores de carga no radier, topo e ponta da estaca E13 obtidos numericamente para o radier $CD_{1(NUM)}$.

Carga	E13 (Defeituosa)		Carga no Radier	% Carga na Estaca	% Carga no Radier
	Carga no Topo	Carga na Ponta			
kN	kN	kN	kN	%	%
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20,0	13,0	2,0	5,0	75,0	25,0
40,0	26,0	2,5	11,5	71,3	28,8
60,0	38,0	3,0	19,0	68,3	31,7
80,0	46,0	2,0	32,0	60,0	40,0
100,0	57,0	1,0	42,0	58,0	42,0
120,0	62,0	2,0	56,0	53,3	46,7
140,0*	69,0	1,0	70,0	50,0	50,0
160,0	71,0	3,0	86,0	46,3	53,8
180,0	72,0	2,0	106,0	41,1	58,9
200,0	74,0	4,0	122,0	39,0	61,0

*Ruptura geotécnica convencionada do radier $CD_{1(NUM)}$. (Valor Aproximado).

O incremento de carga aplicado no topo do radier $CD_{1(NUM)}$ foi de 20,0 kN, e a medida que o nível de carga empregado aumentou, conforme apresentado na Figura 4.6, houve uma tendência de aumento na transferência de carga entre da estaca para o radier. Após 140,0 kN o radier passou a absorver mais carga do que a estaca, até que ao final do carregamento estes absorveram 61,0% e 39,0% da carga total aplicada respectivamente. Este comportamento foi semelhante ao apresentado na Figura 2.67, publicada por Sales (2000).

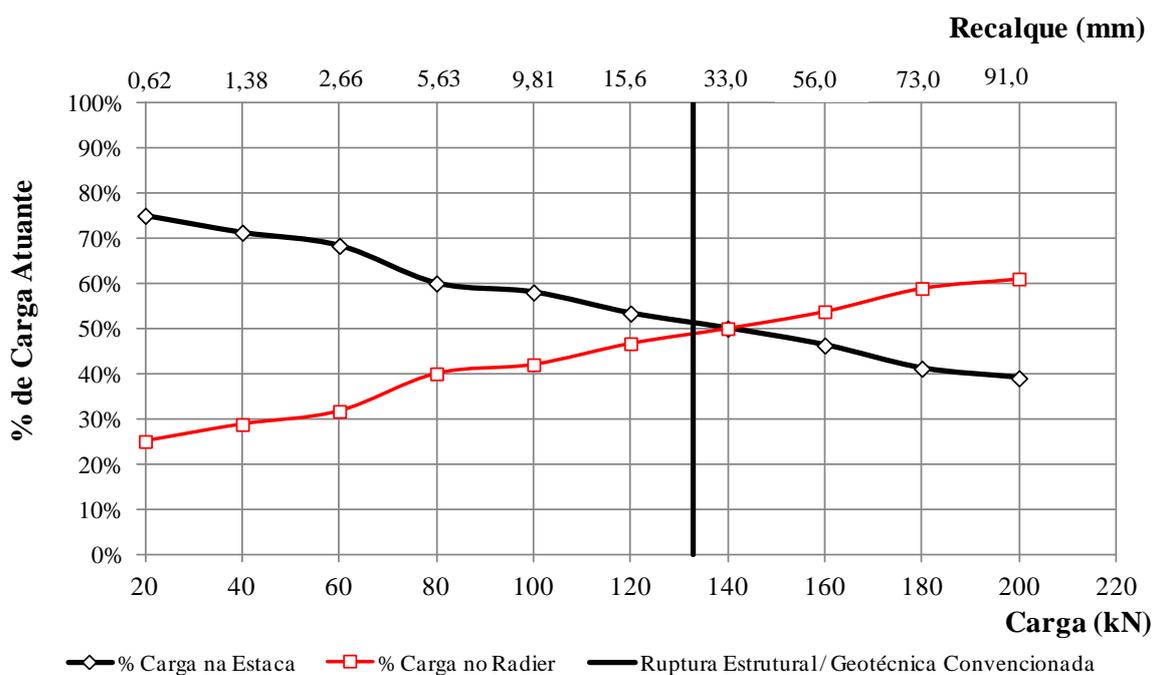


Figura 4.6 – Distribuição percentual de cargas entre o radier e a estaca E13 no radier estaqueado $CD_{1(NUM)}$.

A Figura 4.7 apresenta as curvas de distribuição de cargas entre a estaca defeituosa e o radier obtidas numericamente. A ruptura geotécnica da fundação ocorreu aos 133,0 kN, no mesmo instante em que houve a ruptura estrutural da estaca defeituosa, após o 7º incremento de carga, quando a carga no topo de estaca era de aproximadamente 70,0 kN (descontada a parcela do radier) cujo recalque era 25mm.

Na Figura 4.8, apresenta-se o gráfico de transferência de carga axial na estaca ao longo do seu comprimento. Chama-se a atenção para o fato de que as cargas apresentadas são aquelas correspondentes às obtidas diretamente no topo das estacas, já descontada a parcela de contribuição do radier.

Na Figura 4.9 são apresentados os fatores de segurança global e parciais (radier e estaca individualmente) para cada nível de carregamento e recalques registrados. Destaca-se que a para a determinação do fator de segurança parcial do radier, adotou-se a capacidade de carga do radier isolado igual a 50,0 kN. Esta foi determinada a partir da proposta de Terzaghi

(1943), com a aplicação dos respectivos fatores de capacidade de carga dos fatores de forma propostos por Terzaghi & Peck (1967) e De Beer (1967) citado por Vesic (1975) respectivamente.

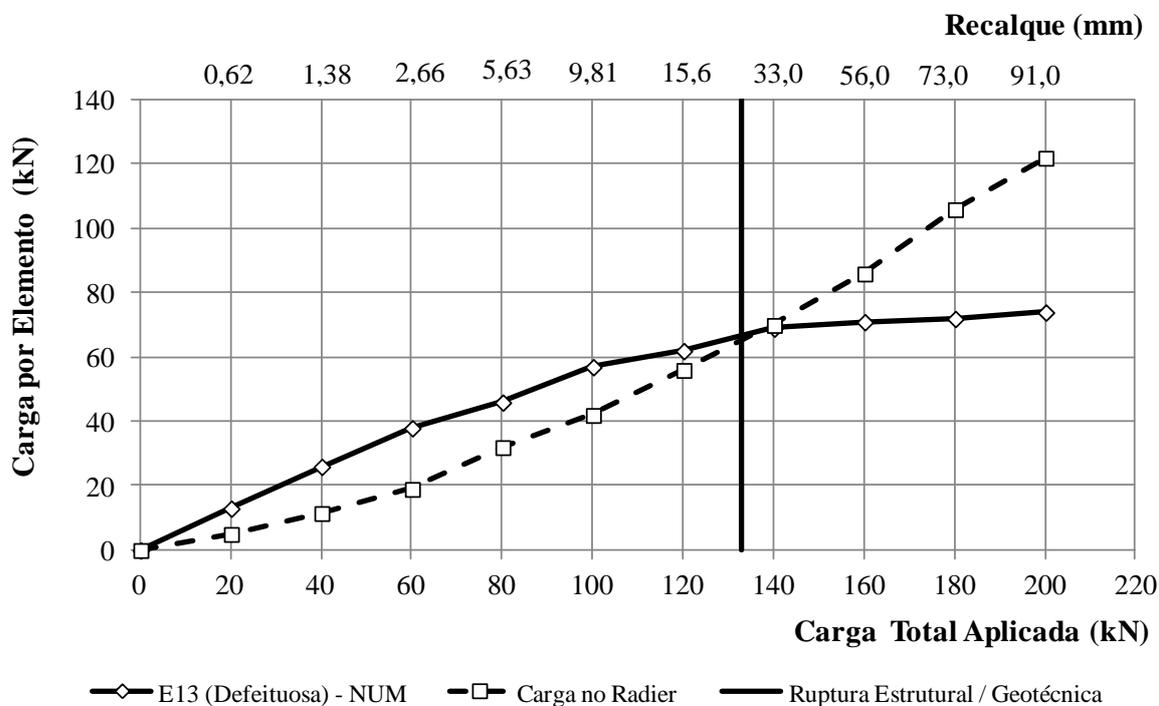


Figura 4.7 – Distribuição de cargas entre o radier e a estaca E13 no radier estaqueado CD_{1(NUM)}.

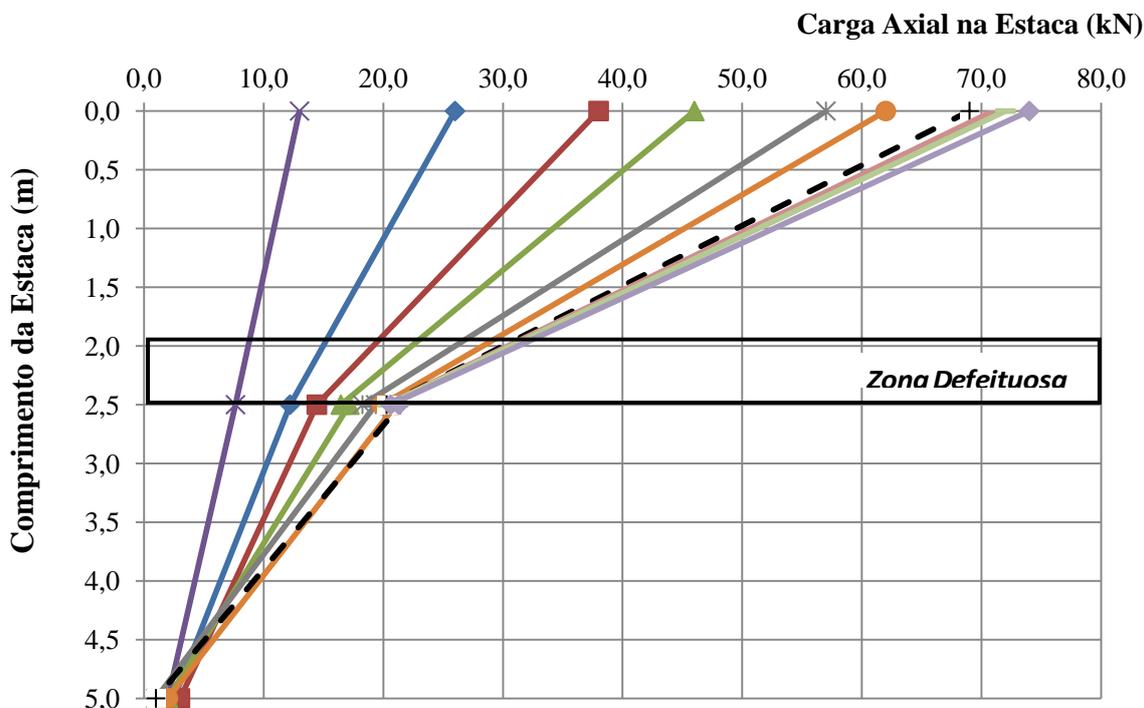


Figura 4.8 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E13 do radier CD_{1(NUM)}.

É possível observar que com a evolução do carregamento aplicado e consequentemente dos recalques, os fatores de segurança tendem a unidade para o carregamento de 133,0 kN, que corresponde a carga de ruptura geotécnica convencional para o radier $CD_{1(NUM)}$. A partir deste instante a fundação teoricamente entra em colapso e os fatores de segurança são apresentados apenas para fins ilustrativos. Os fatores de segurança parciais para a estaca defeituosa (E9) não foram determinados, uma vez que a capacidade de carga dessa estaca defeituosa não pode ser comparada a capacidade de carga de uma estaca íntegra. Nas discussões subsequentes foi obedecido o mesmo critério e os fatores de segurança parciais da estaca defeituosa não foi determinado.

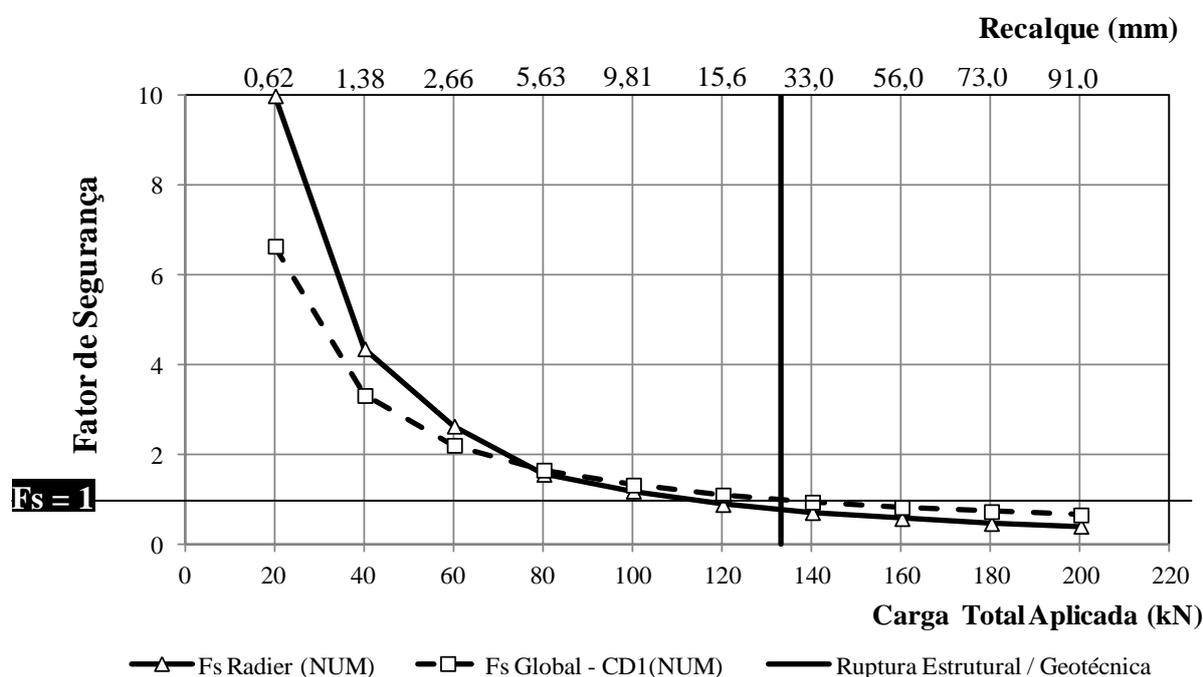


Figura 4.9 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o $CD_{1(NUM)}$.

Outro fator de fundamental importância é que o software utilizado nas análises numéricas (LCPC-CESAR) não considera os aspectos construtivos/executivos das estacas. Assim, após as primeiras análises verificou-se que a ponta da estaca absorveu valores consideráveis de carga antes da ruptura da estaca, fato este que se contrapõe ao conhecimento comum associado às estacas escavadas. Por isso, nas análises numéricas, foi inserido um material de baixa resistência e rigidez na ponta das estacas, assim como previsto em estacas desse tipo.

Na Figura 4.10 apresenta-se a evolução dos recalques registrados a partir das análises numéricas para o 1º (20,0 kN), 5º (100,0 kN) e 10º (200,0 kN) estágios de carregamento. Nas

Figuras é possível observar que até 100,0 kN, toda a estaca é mobilizada, e que após esse valor, ocorre a ruptura estrutural do defeito e o trecho da estaca, localizado abaixo da zona defeituosa da estaca, não sofre variações significativas nos recalques, visto que, a transmissão de cargas para essa região está interrompida.

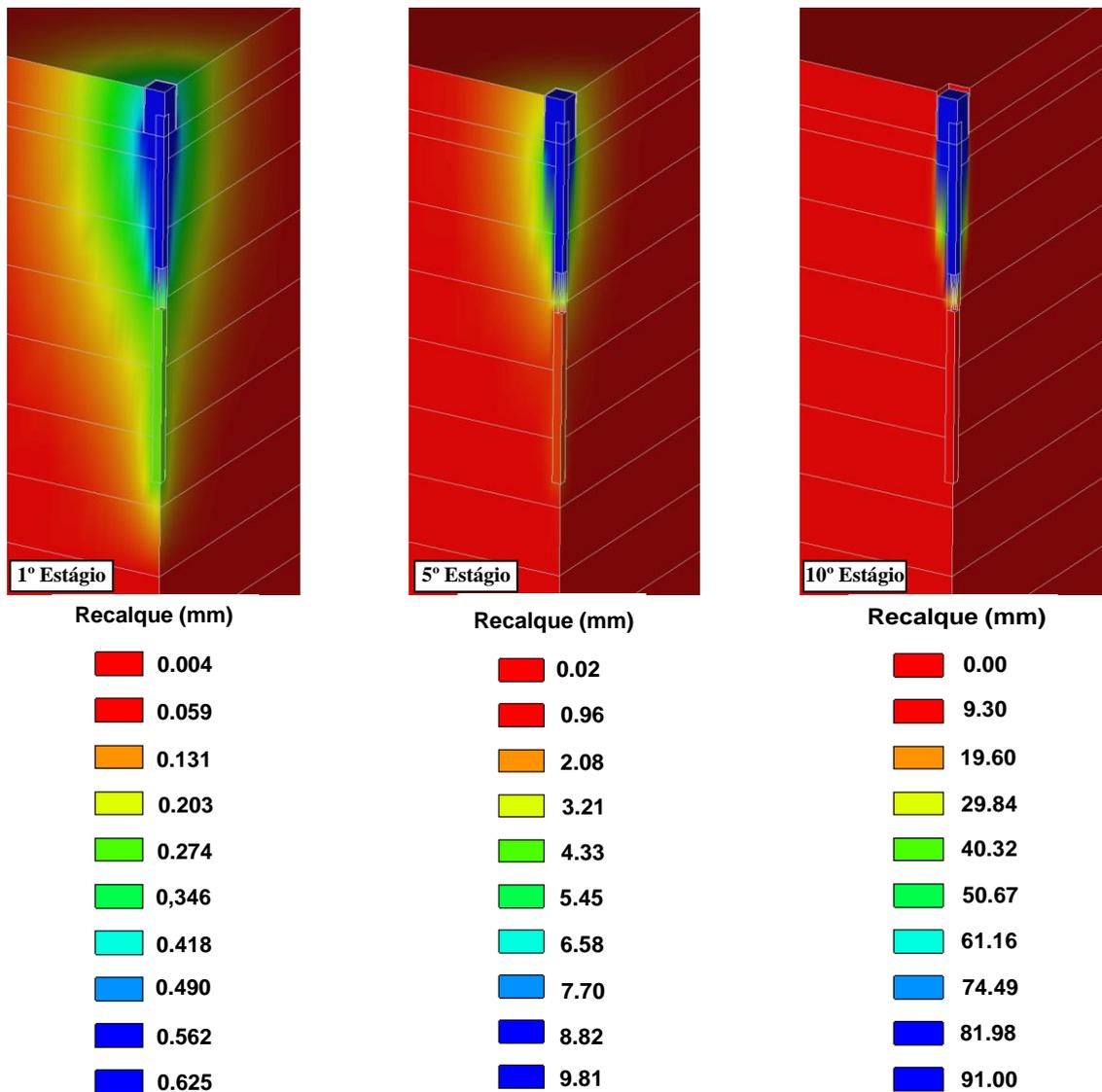


Figura 4.10 – Recalque 1º, 5º e 10º Estágio de Carregamento.

4.1.2. Prova de Carga Estática - Radier sobre uma Estaca ($CD_{1(EXP)}$)

A prova de carga $CD_{1(EXP)}$ foi realizada no dia 25/10/2012. A Figura 4.11 apresenta, em planta baixa, o posicionamento dos quatro LVDT's, viga de reação utilizados no ensaio e os respectivos tirantes de travamento da viga de reação.

A curva carga *versus* recalque médio, medido no topo do radier $CD_{1(EXP)}$ está apresentada na Figura 4.12, enquanto que na Figura 4.13, podem-se observar as curvas carga *versus* recalque por LVDT instalado no topo do respectivo radier. Com essa informação e a devida localização dos LVDT's instalados sobre o radier, é possível obter uma ideia do recalque diferencial observado no topo do radier.

A Tabela 4.4 apresenta o resumo dos resultados da redistribuição de carga entre o radier e a estaca E13.

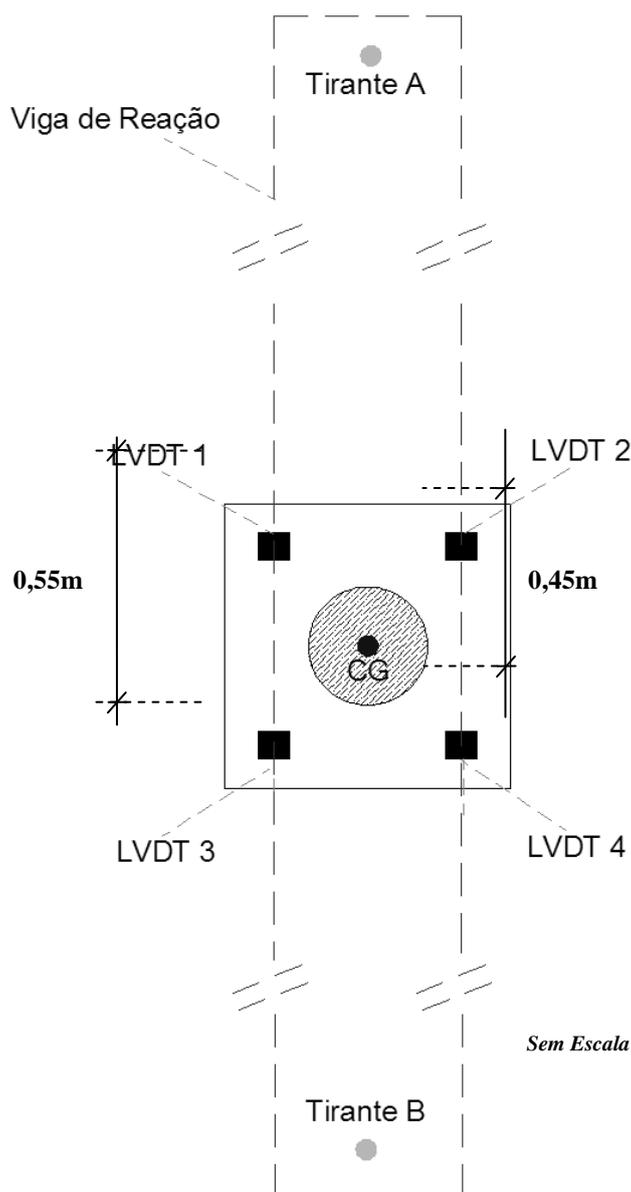


Figura 4.11 – Vista em Planta da Prova de Carga realizada no radier $CD_{1(EXP)}$.

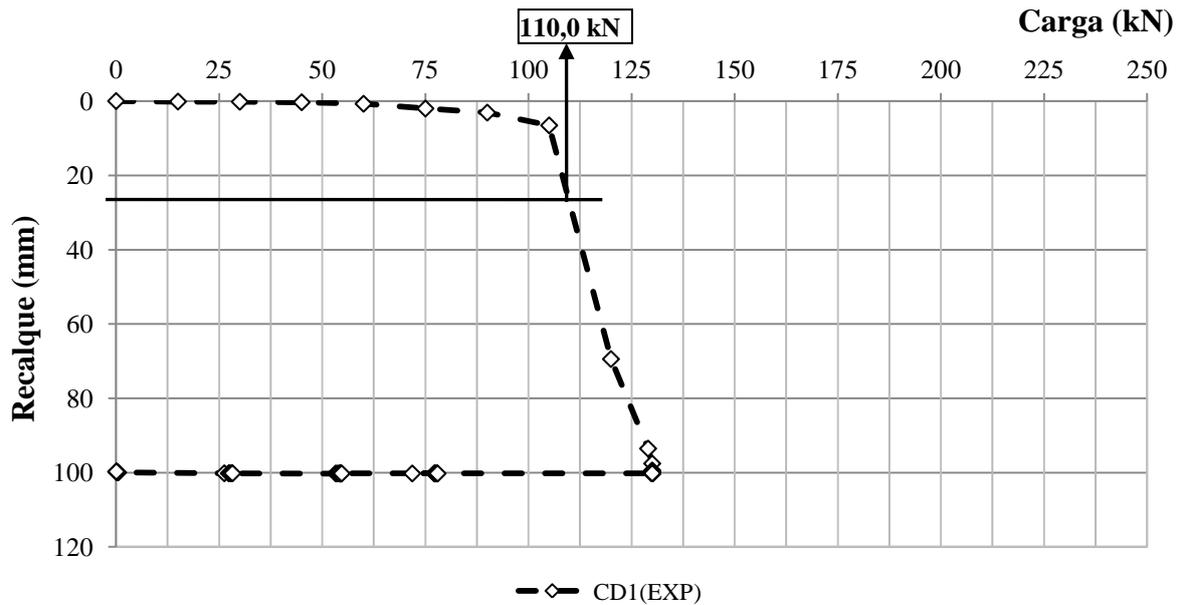


Figura 4.12 – Curvas carga *versus* recalque obtidas experimentalmente para o radier sujeito a presença de estacas defeituosas (Provas de carga - $CD_{1(EXP)}$).

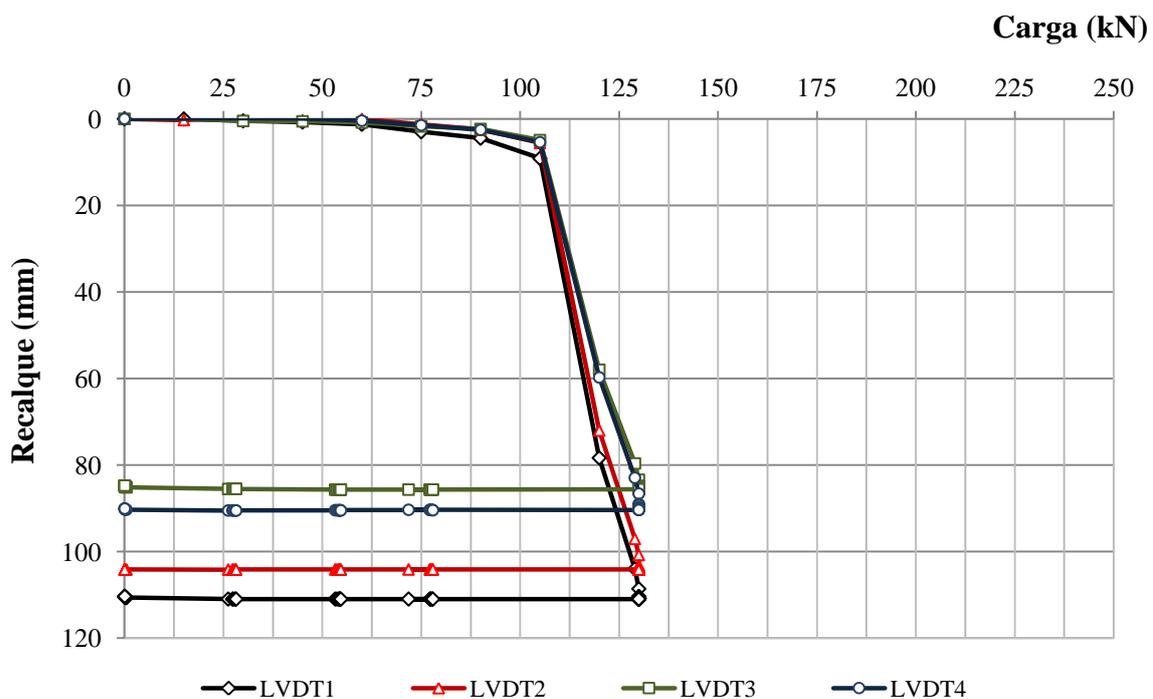


Figura 4.13 – Carga total aplicada no topo do radier estaqueado *versus* recalque por LVDT instalado no topo do radier estaqueado $CD_{1(EXP)}$.

Outro fator de fundamental relevância nos resultados dessa pesquisa é a distribuição de carga entre o radier e as estacas antes e após a ocorrência da ruptura estrutural do defeito e após a ruptura geotécnica da fundação. Na Figura 4.14 apresentam-se as curvas de distribuição percentual de carga entre a estaca E13 e no radier para cada incremento de carga. Observa-se que no primeiro incremento de carga (15,0 kN), quando o recalque registrado era de 0,14mm, a carga absorvida pela estaca foi praticamente igual à absorvida pelo radier. Ao

final do carregamento, quando o recalque registrado no topo do radier era superior a 69,5mm, a parcela de carga absorvida pelo radier superou 70,0%, e a estaca, mesmo estruturalmente danificada, absorveu 30,0% do carregamento total aplicado.

Tabela 4.4 – Valores de carga no radier, topo e na ponta da estaca do E13 do radier $CD_{1(EXP)}$ obtidos experimentalmente.

Carga	E13 (Defeituosa)		Carga no Radier	% Carga na Estaca	% Carga no Radier
	Carga no Topo	Carga na Ponta**			
kN	kN	kN	kN	%	%
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15,0	7,4	0,0	7,6	49,3	50,7
30,0	11,5	0,0	18,5	38,4	61,6
45,0	16,9	0,0	28,1	37,7	62,3
60,0	23,8	0,0	36,2	39,7	60,3
75,0	35,8	0,0	39,2	47,8	52,2
90,0	45,4	0,0	44,6	50,4	49,6
105,0*	52,8	0,0	52,2	50,3	49,7
120,0	60,3	0,0	59,8	50,2	49,8
125,0	36,7	0,0	88,3	29,4	70,6
131,0	40,3	0,0	90,7	30,7	69,3

*Valor próximo à carga de ruptura geotécnica e estrutural do radier $CD_{1(EXP)}$.

** Valores extrapolados uma vez que a instrumentação está instalada 15 centímetros acima da ponta da estaca

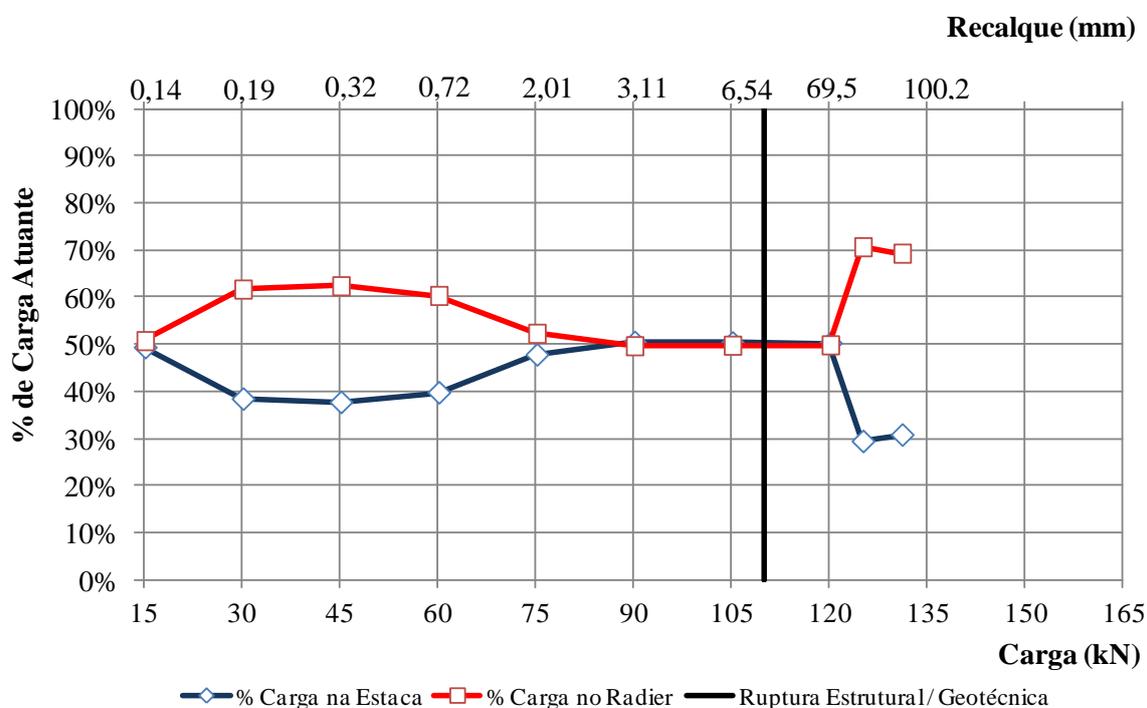


Figura 4.14 – Distribuição de cargas entre o radier e a estaca E13 no radier estaqueado $CD_{1(EXP)}$.

Observa-se que mesmo com a evolução dos recalques e mobilização das cargas nos elementos estruturais de fundação, em momento algum a estaca absorveu mais carga do que o radier, diferentemente dos resultados apresentados por Sales (2000), conforme apresentado no capítulo 2 dessa tese (vide Figura 2.67), onde após a aplicação do primeiro passo de carga, a estaca absorveu a maior parte do carregamento e após 70,0 kN de carga aplicada essa tendência inverteu e a sapata passou a ser solicitada.

Essa diferença de comportamento pode ser creditada ao fato de que o defeito na estaca E13, localizado logo abaixo da seção na qual foi instalada a instrumentação na estaca, tem rigidez inferior à rigidez da estaca, e à medida que a carga foi aplicada, não houve mobilização do trecho superior íntegro da estaca, visto que à medida que foram aplicados incrementos de carga, a região defeituosa comprimiu e não ofereceu reação ao trecho íntegro superior da estaca. Além disso, fatores como dimensões dos raders e das estacas podem influenciar diretamente nos resultados obtidos.

Ao comparar os resultados numéricos (Figura 4.6) e experimentais (Figura 4.15), observa-se que a previsão de distribuição percentual entre o radier e a estaca foi semelhante após 120,0 kN, quando foi observado que o radier absorveu mais carga do que a estaca defeituosa. Esse comportamento pode ser creditado ao modelo constitutivo utilizado tanto para o solo, o qual não leva em consideração aspectos relacionados à sucção, quanto ao próprio modelo utilizado para a zona defeituosa da estaca, que foi não linear, plástico parabólico. Desta forma, observou-se que na análise numérica que mesmo após a ruptura estrutural da estaca, o material que compõe a região defeituosa da estaca, ainda foi capaz de absorver carga, diferentemente do que ocorreu em campo, onde foi observada a ruptura frágil do cilindro oco (região defeituosa).

A Figura 4.15 apresenta a distribuição de cargas entre a estaca defeituosa e o radier obtida a experimentalmente. A ruptura geotécnica convencional da fundação ocorreu aos 110,0 kN, no mesmo instante em que houve a ruptura estrutural da estaca defeituosa. Após 120,0 kN de carga aplicada observa-se o radier passa a absorver cerca de 90,0 kN e a estaca, mesmo estruturalmente comprometida ainda foi capaz de suportar aproximadamente 40,0 kN. Após a manifestação do dano, ainda pode-se verificar, ao final do carregamento, uma tendência de aumento de carga absorvida pela estaca danificada.

Ao comparar o efeito da ruptura estrutural da estaca observado experimental e numericamente, observa-se que o resultado experimental apresentou uma ruptura nítida, conforme previsto na fase de planejamento do defeito, enquanto que na análise numérica, verificou-se apenas uma tendência de estabilização das cargas absorvidas pela estaca

defeituosa após a manifestação do defeito. Esse comportamento pode ser atribuído ao modelo constitutivo adotado para as estacas nas análises numéricas, os quais preveem uma ruptura parabólica (Figura 4.16). Verifica-se mais uma vez que no caso do resultado experimental, após a carga na estaca atingir os menores valores, após a ruptura, houve uma tendência de aumento de carga absorvida por esta, mesmo estruturalmente danificada. Isso reforça a ideia de que mesmo depois de danificada, pode-se contar com certa capacidade de carga da estaca.

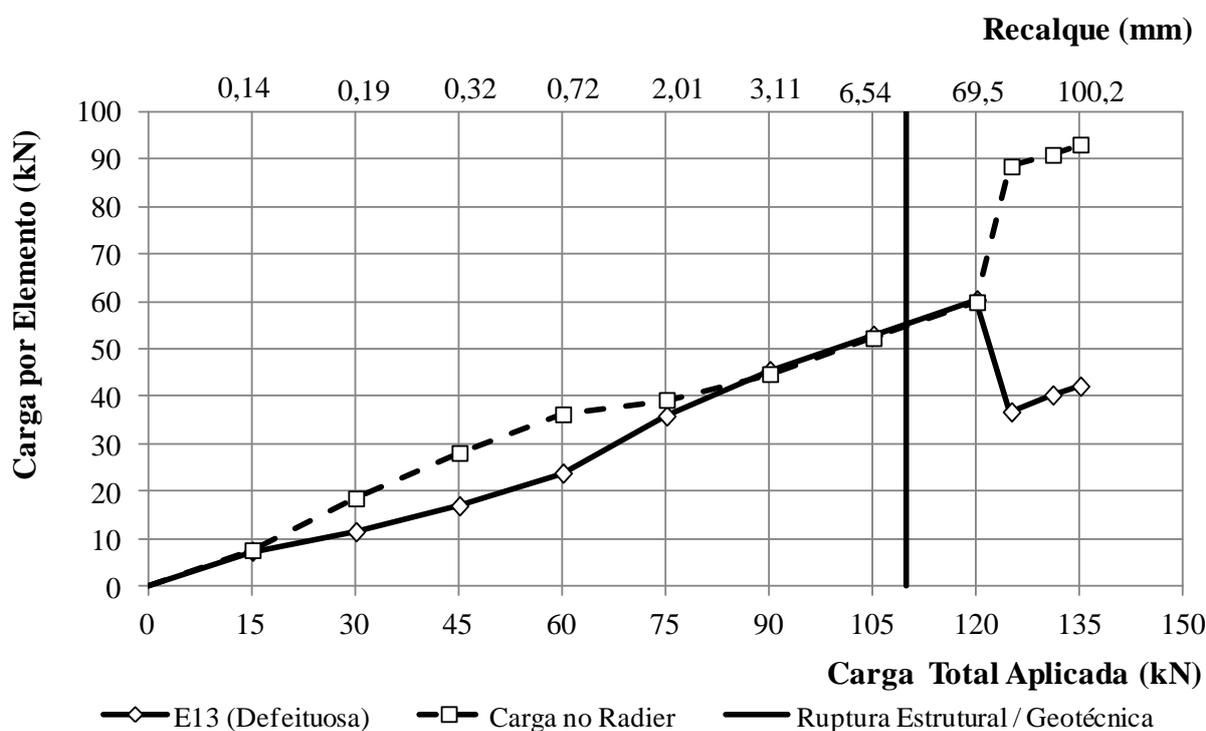


Figura 4.15 – Comparação das cargas absorvidas pelo radier e pela estaca defeituosa do radier $CD_{1(EXP)}$, antes e após a ruptura estrutural/geotécnica da estaca.

De posse dos resultados da prova de carga estática realizada no Radier $CD_{1(EXP)}$, e ao comparar os resultados dessa prova de carga com as apresentadas por Scallet (2011) e Schulze (2013), na Figura 4.17, foi possível observar que o comportamento das estacas foi semelhante até a manifestação do defeito (ruptura estrutural) na estaca E13, quando o carregamento era 110,0 kN. Nesse caso a ruptura geotécnica da fundação ocorreu no mesmo instante da estrutural. Conclui-se nestes gráficos que a presença do defeito na estaca isolada, ocasionou uma redução de até 37,0% na capacidade de carga da fundação (adotando como referência a carga de ruptura convencionada aos 25mm), visto que após a ruptura estrutural da estaca apenas aproximadamente 1,0 metro de estaca íntegra (trecho superior ao defeito) contribuiu para a capacidade de carga da fundação (Figura 4.17).

Vale salientar que nas provas de carga realizadas por Scallet (2011) e Schulze (2013) não foi existia a contribuição do radier na capacidade de carga da fundação e que mesmo

assim, devido à presença do defeito na estaca, o radier $CD_{1(EXP)}$ apresentou capacidade de carga inferior aos valores obtidos nas provas de carga realizadas por esses autores. Essa informação reforça a ideia de que é fundamental a detecção do defeito antes do incremento de carga em campo.

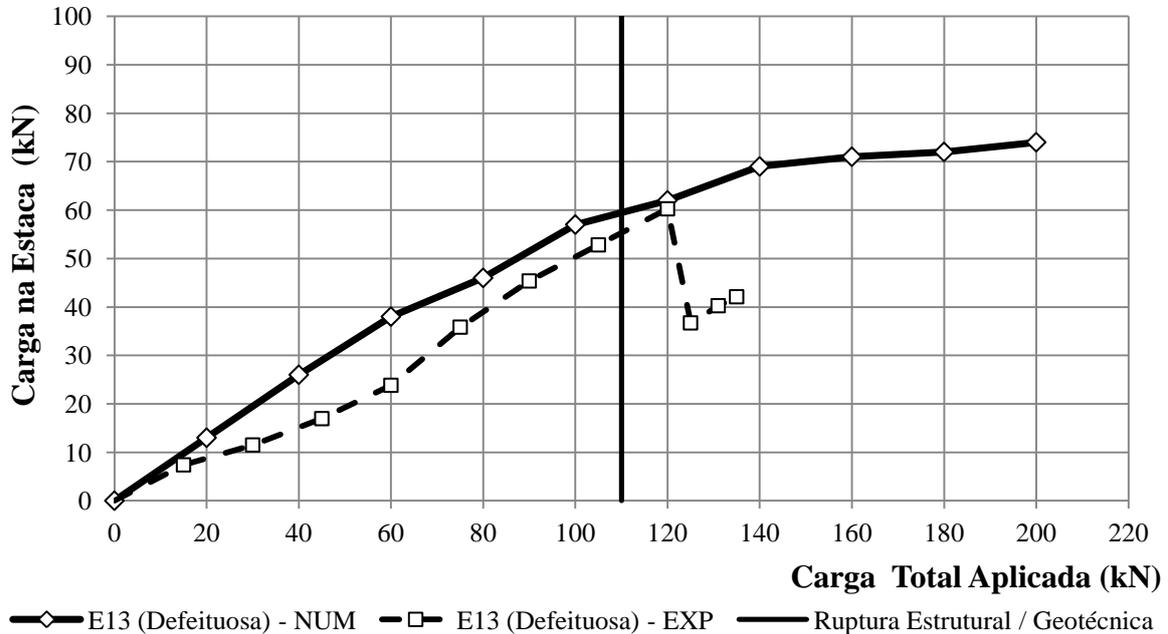


Figura 4.16 – Cargas absorvidas pela estaca E13 nos radiers estaqueados $CD_{1(EXP)}$ e $CD_{1(NUM)}$ antes e após a ruptura estrutural / geotécnica obtidas experimental e numericamente.

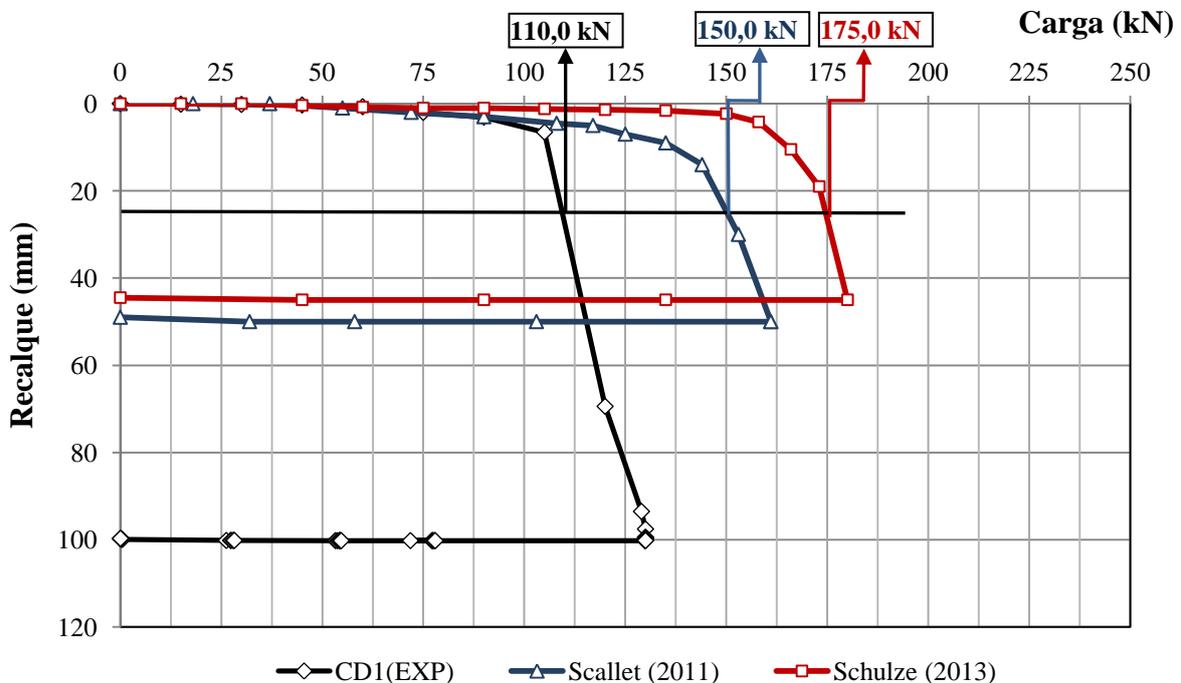


Figura 4.17 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque do radier $CD_{1(EXP)}$ as curvas obtidas em uma estaca isolada realizadas por Scallet (2011) e Schulze (2013).

Na Figura 4.18 apresentam-se as curvas carga *versus* recalque obtidas experimental e numericamente. Diante dos resultados, pode-se afirmar que o modelo numérico previu de forma satisfatória a carga de ruptura do radier $CD_{1(EXP)}$. A diferença entre as curvas torna-se acentuada após a carga de ruptura convencionada (referente ao recalque de 25mm), em aproximadamente 110,0 kN. Essa diferença pode ser explicada pelo fato de não ter sido utilizada nas análises numéricas elementos de interface entre a estaca e o solo. Sob essa condição, parte-se do pressuposto de que o contato entre o elemento estrutural de fundação e o solo é perfeito, fato que na prática não é verdade. Outro fator que pode-se destacar na Figura 4.18 é que conforme era de esperar para o radier $CD_{1(EXP)}$, foi que a ruptura estrutural ocorreu pouco antes da ruptura geotécnica convencionada que foi 110,0 kN.

Ao comparar o valor da carga de ruptura experimental e a carga de ruptura convencionada obtida numericamente para o radier denominado por $CD_{1(NUM)}$, verifica-se que o valor numérico foi 17,3% maior do que a carga de ruptura convencionada obtida experimentalmente (Figura 4.18). Por outro lado vale destacar até 100,0 kN os valores previstos numericamente e obtidos experimentalmente são ainda mais próximos. Em termos de carga de trabalho, carga a qual os projetos de fundação são desenvolvidos, e tomando como referência a carga de trabalho da fundação íntegra (85,0 kN), obtida numericamente, observa-se mais uma vez a relativa proximidade dos valores previstos numericamente com os medidos experimentalmente nas provas de carga.

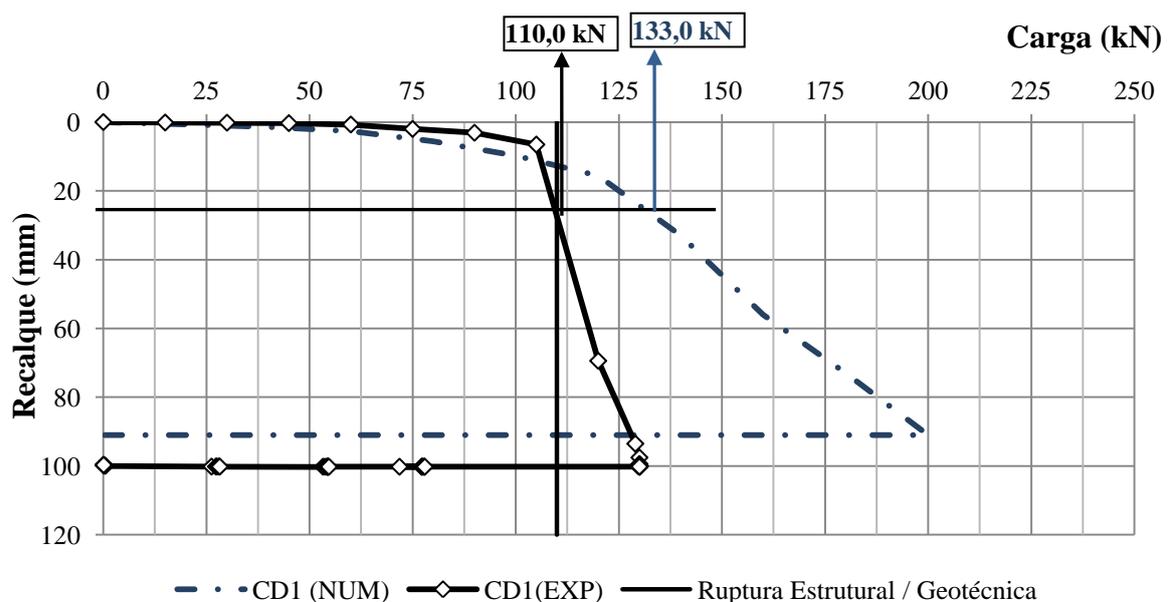


Figura 4.18 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque do radier CD_1 obtidas experimental e numericamente.

A Figura 4.19 correlaciona as curvas carga *versus* recalque obtidas numericamente para o radier estaqueado íntegro $SD_{1(NUM)}$ e experimentalmente para o radier com estaca defeituosa $CD_{1(EXP)}$.

A partir das respectivas curvas, é possível observar qual a influência direta que o dano na estaca exerce na capacidade de carga da fundação. Diante desses resultados, pode-se observar que esperava-se que um radier assentado sobre uma estaca íntegra, resistisse a valores próximos a 190,0 kN aos 25mm de recalque, entretanto, o radier estaqueado $CD_{1(EXP)}$ rompeu experimentalmente com 110,0 kN de carga. Assim, o fator de segurança da fundação com uma estaca defeituosa, na prática, apresentou-se igual à 1 (um) quando para esse nível de carregamento, o fator de segurança previsto para um radier íntegro era de 1,73.

Adotando como referência a capacidade de carga do radier $CD_{1(EXP)}$, que foi de 110,0 kN, determinou-se os fator de segurança global para cada nível de carregamento desse radier (Figura 4.20) e comparou-se estes com o fator de segurança previsto para uma fundação íntegra ($SD_{1(NUM)}$) submetida aos mesmos níveis de carregamento (Figura 4.21). Observa-se que devido ao defeito, desde os primeiros incrementos de carga, os fatores de segurança da fundação defeituosa são inferiores, e que no instante da ruptura, verificada experimentalmente, se esperava que a fundação ainda se apresentasse íntegra.

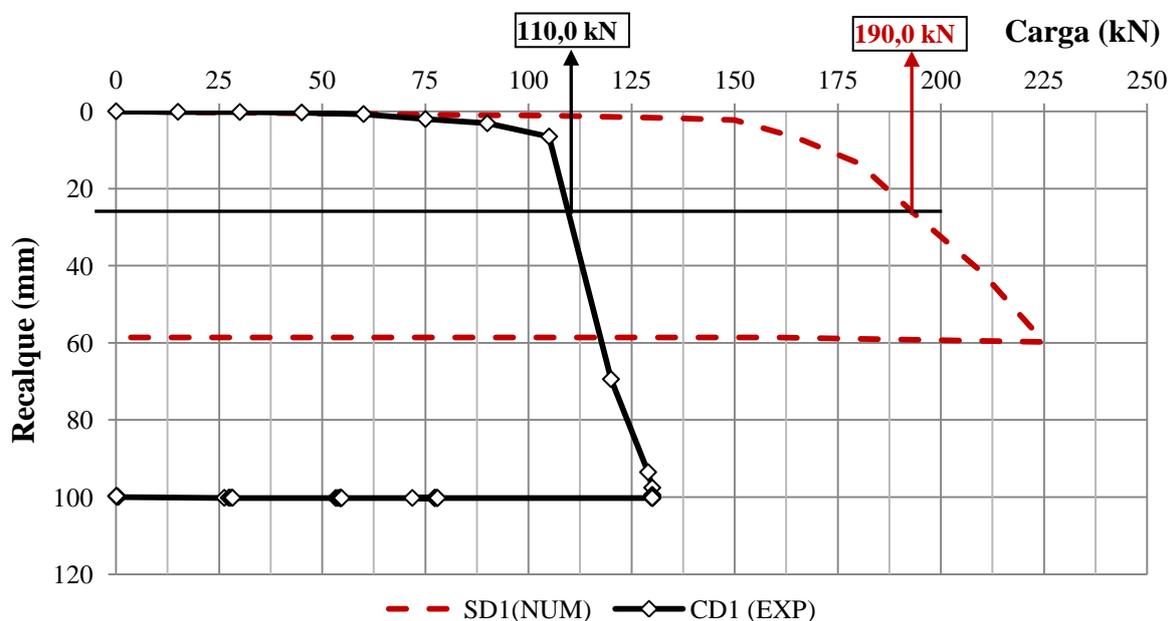


Figura 4.19 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque dos radiers para o radier sobre uma estaca íntegra e defeituosa, ($SD_{1(NUM)}$ e $CD_{1(EXP)}$) obtidas numérica e experimentalmente respectivamente.

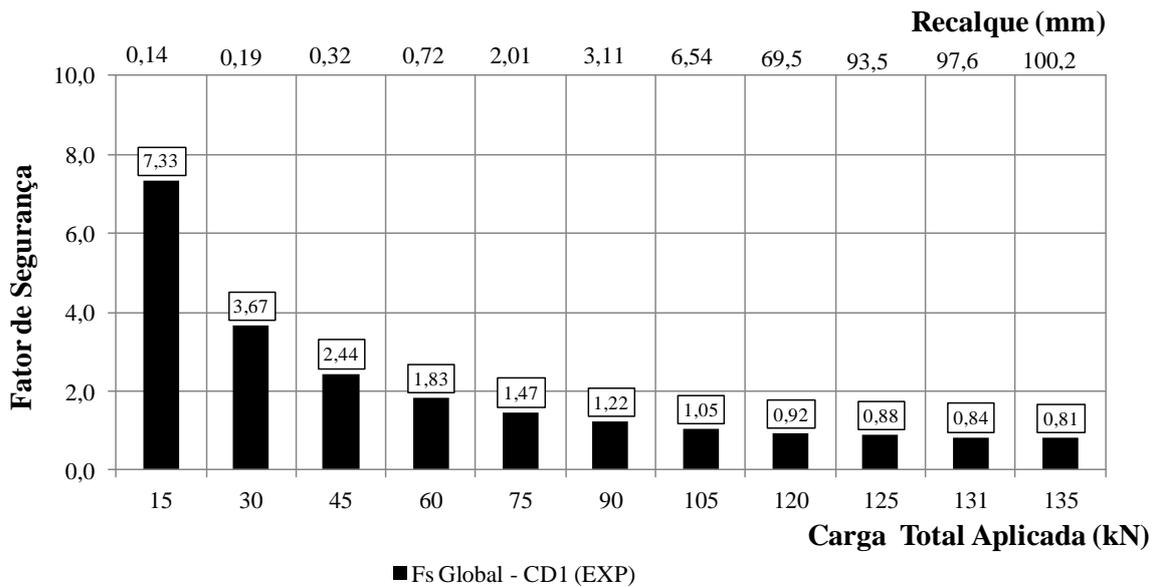


Figura 4.20 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD_{1(EXP)} para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.

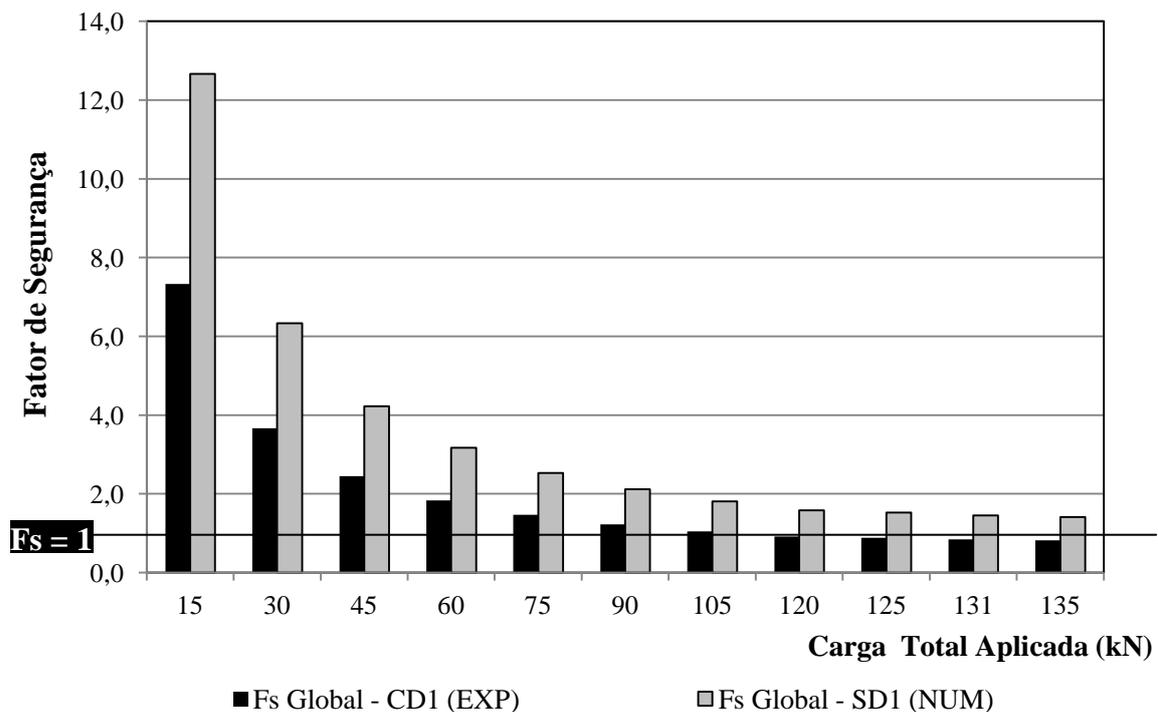


Figura 4.21 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD_{1(EXP)} e os fatores de segurança previstos para um radier sem estacas defeituosas (SD_{1(NUM)}) para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.

No tocante aos fatores de segurança estabelecidos no decorrer do carregamento, na Figura 4.22, são apresentados os valores global e parciais antes e após a ruptura estrutural/geotécnica do radier CD_{1(EXP)}. Para a determinação do fator de segurança global do radier CD_{1(EXP)}, adotou-se como referência a capacidade de carga deste radier estaqueado que foi de 110,0 kN. Enquanto que para a obtenção do fator de segurança parcial para o radier

isolado, utilizou-se a capacidade de carga do radier isolado igual a 50,0 kN, determinada a partir da proposta de Terzaghi (1943), com a aplicação dos respectivos fatores de capacidade de carga dos fatores de forma propostos por Terzaghi & Peck (1967) e De Beer (1967) citado por Vesic (1975) respectivamente.

Assim como esperado, os fatores de segurança se apresentaram relacionados diretamente com o nível de carga absorvido pelos elementos estruturais de fundação (radier e estaca), que conforme visto anteriormente na Figura 4.14, apresentou diferenças máximas de 20,0% e 30,0% antes e após a ruptura estrutural da estaca respectivamente.

Observa-se que entre 75,0 kN e 120,0 kN de carga no topo do radier, os fatores de segurança global e parcial para o radier foram semelhantes, devido a transferência da maior parcela das cargas aplicada serem absorvidas pelo radier (Figura 4.22).

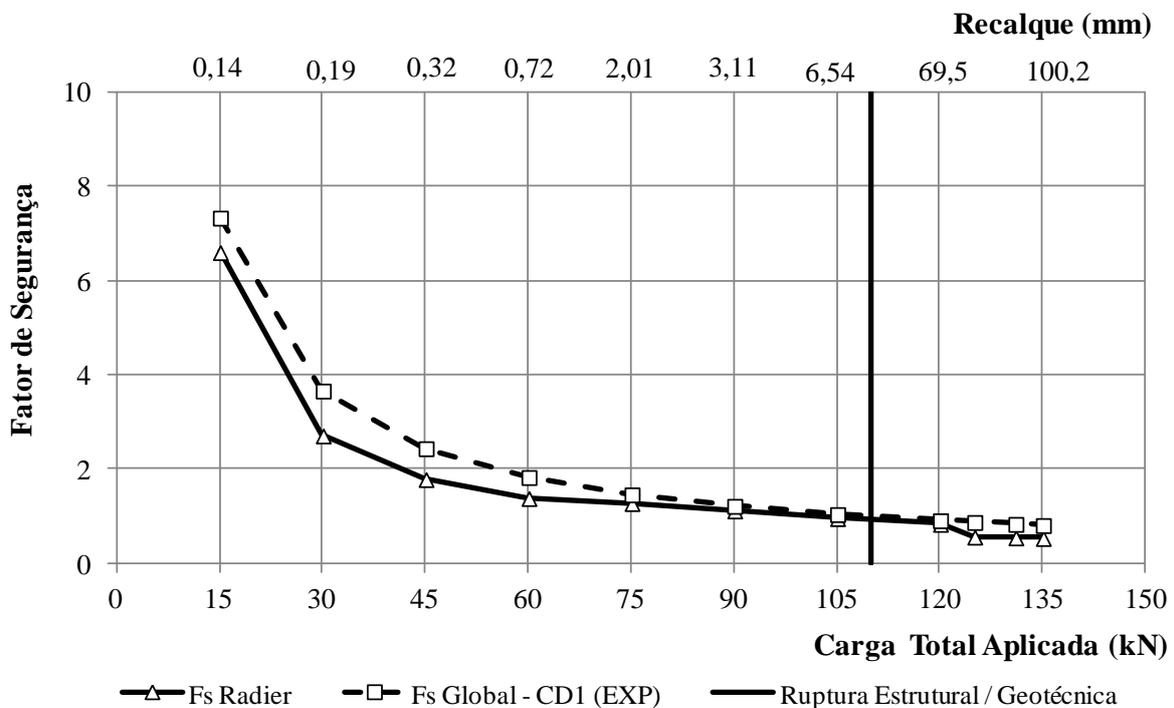


Figura 4.22 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais para o radier, a cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o radier $CD_{1(EXP)}$.

Quanto aos recalques, foi registrado os respectivos valores médios no topo (superfície) do radier, assim como os recalques diferenciais obtidos a partir da instalação dos LVDT's posicionados conforme apresentado na Figura 4.11.

Como o radier $CD_{1(EXP)}$ tem apenas uma estaca e esta apresenta defeito, os recalques diferenciais obtidos experimentalmente, podem ser creditados a uma potencial excentricidade da estaca defeituosa com relação ao radier, ou seja, ao aspecto construtivo/executivo e à interferência do defeito no desequilíbrio do radier, visto que o mesmo estava desconfinado

lateralmente. A Figura 4.23 apresenta os valores de recalque registrados por cada um dos LVDT's e conforme é possível observar os recalques máximos foram registrado pelos LVDT 1 e LVDT 2. O recalque diferencial máximo registrado ao final da prova de carga nesse radier foi igual a 25,6mm entre os LVDT's 1 e 3.

A Figura 4.24, apresenta os valores de distorção angular máxima no topo do radier para cada nível de carga aplicado. Observa-se nessa figura que o radier $CD_{1(EXP)}$ começa a apresentar distorção angular significativa após 60,0 kN de carga aplicada. Atingindo valores da ordem de 1/100 na carga de ruptura convencional do radier estaqueado. Tomando como referência os valores limite de distorção angular estabelecidos por Bjerrum (1963), apresentados na Figura 4.25, o valor correspondente a 1/100 está associado à danos estruturais, inclinação notável e necessidade de reforço da fundação. Desta forma, além da preocupação com a capacidade de carga da fundação, e embora a estaca mesmo sujeita a defeito contribua para a capacidade de carga da fundação, o recalque diferencial, traduzido em termos de distorção angular pode se tornar o principal problema para o respectivo caso analisado.

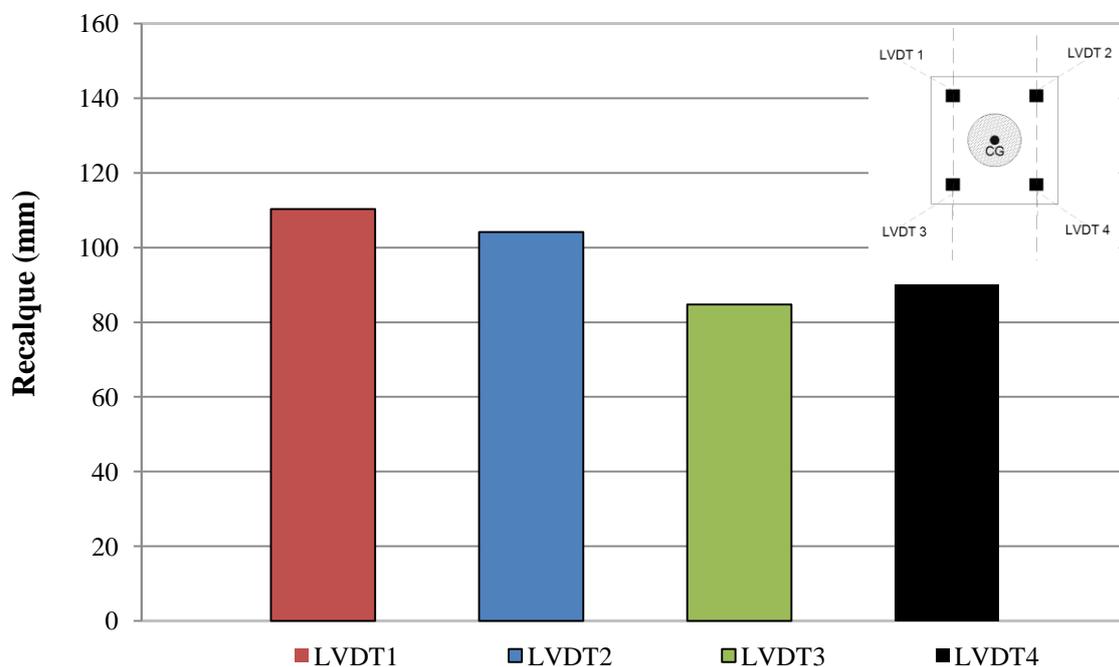


Figura 4.23 – Recalque registrado pelos LVDT's no topo do radier $CD_{1(EXP)}$.

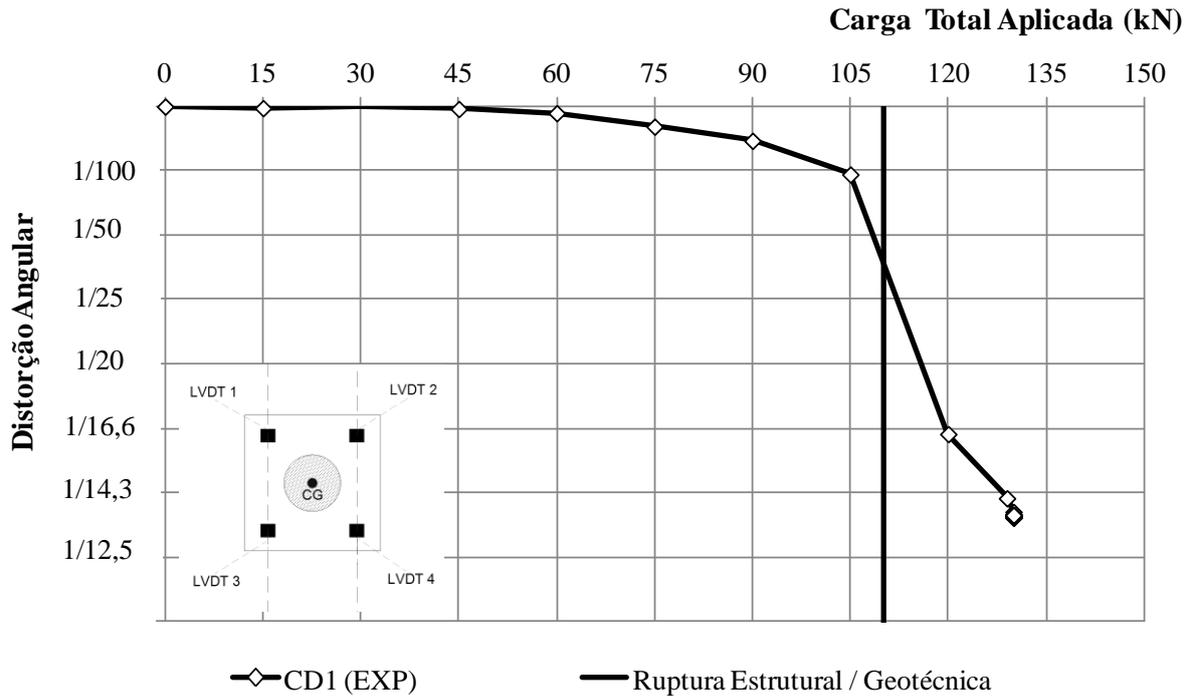


Figura 4.24 – Distorção angular do radier CD_{1(EXP)} ao longo de cada incremento de carregamento.

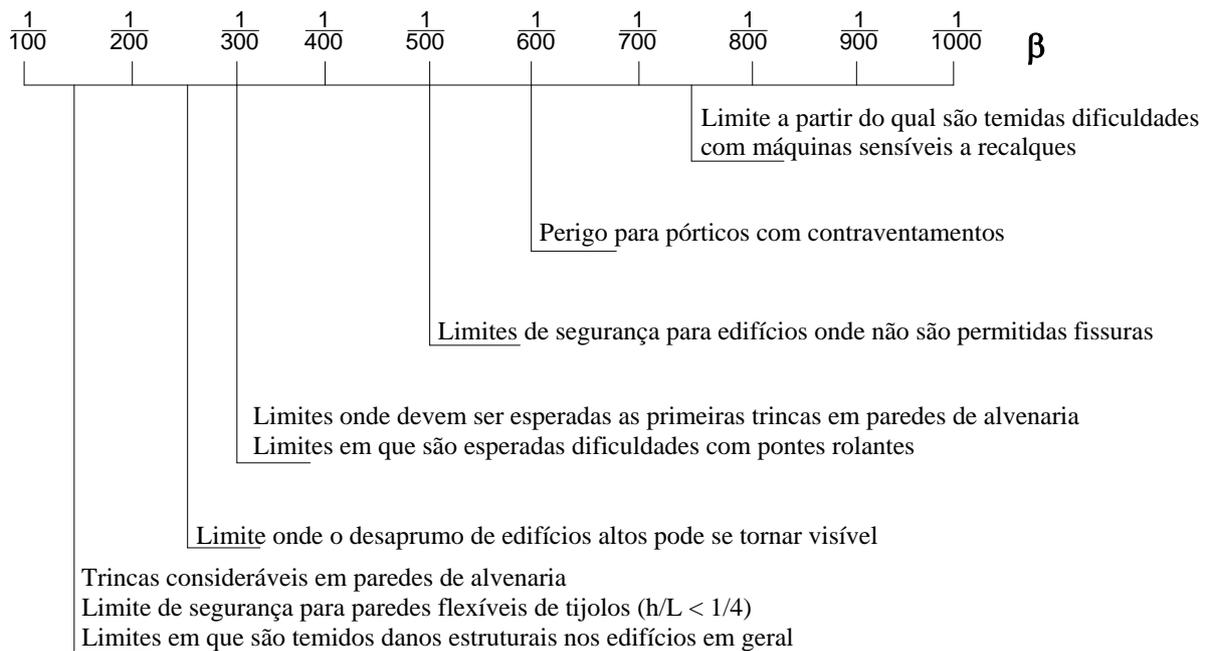


Figura 4.25 – Distorções angulares em fundações e danos associados (Bjerrum, 1963).

Na Figura 4.26, apresenta-se o gráfico de transferência de carga axial na estaca ao longo do seu comprimento. Assumiu-se que a carga axial nas estacas varia linearmente ao longo da profundidade. Chama-se a atenção para o fato de que as cargas apresentadas são aquelas correspondentes às obtidas diretamente no topo das estacas, já descontada a parcela de contribuição do radier.

Conforme era de se esperar para estacas escavadas, os valores de carga axial registrados pela instrumentação são máximos no topo da estaca e na ponta estes chegam a valores iguais ou próximos a zero para todos os incrementos de carga. Ao atingir 52,8 kN de carga registrada diretamente no topo da estaca, descontados os valores de carga absorvidos pelo radier, a estaca rompeu estruturalmente, de sorte que não foi mais possível registrar a carga axial e o atrito lateral da estaca no trecho abaixo da zona defeituosa da estaca.

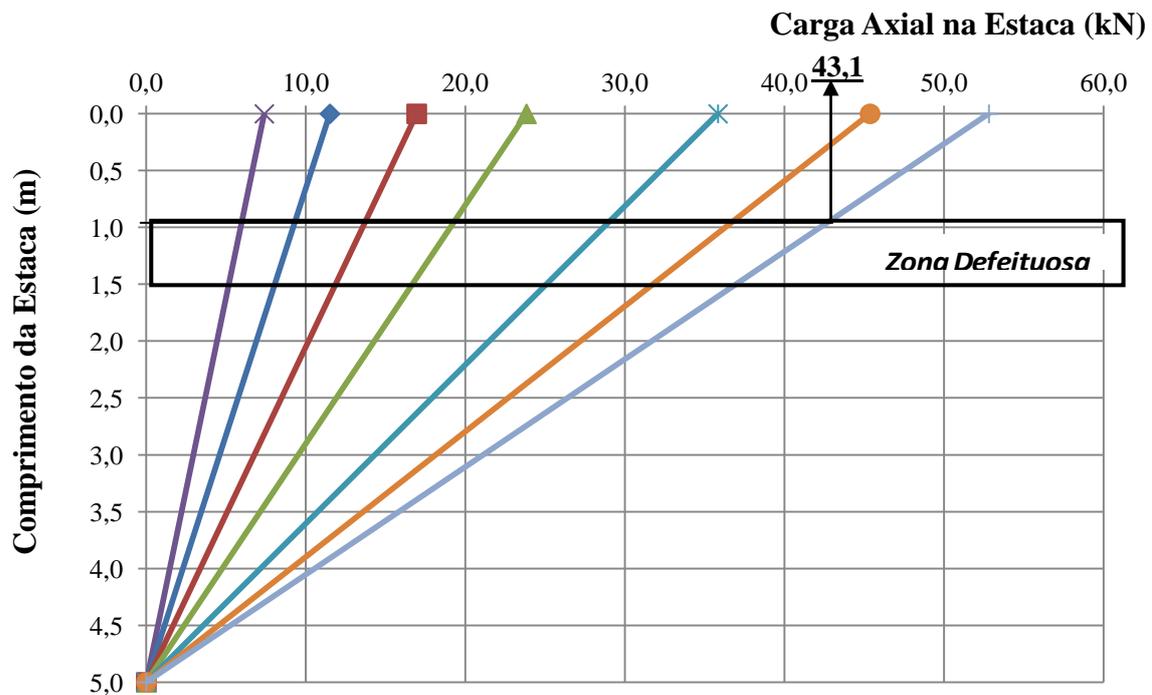


Figura 4.26 – Transferência de carga na estaca E13 do radier CD₁(EXP).

No item 3.4 desta tese, foi mencionado que a ruptura estrutural da estaca estava prevista para uma carga axial de 67,5 kN (na região defeituosa), obtida a partir da previsão realizada por análise numérica. Nos ensaios realizados em laboratório, cujos resultados foram apresentados na Tabela 3.11, a carga de ruptura dos corpos de prova moldados sob as mesmas características dos defeitos posteriormente instalados em campo, foi em média de 39,3 kN. Em campo, a região defeituosa da estaca ficou posicionada em uma cota superior a prevista, a pouco menos de um metro abaixo do radier, e ao observar o gráfico de transferência de carga axial ao longo da estaca (Figura 4.26), verifica-se que nesta cota, a carga axial registrada pela instrumentação foi de aproximadamente 43,1 kN. Esse resultado pode ser considerado satisfatório, visto que a carga de ruptura em campo foi apenas 9,6% superior a aquela obtida nos ensaios de laboratório.

4.1.3. Verificação de Ruptura das Estacas Defeituosas em Campo

Após a realização das provas de carga, foi aberto um poço com 3 metros de profundidade e 0,90m de diâmetro adjacente à estaca defeituosa E13, a fim de verificar se de fato o defeito havia se manifestado após a realização das provas de carga, pois uma das preocupações durante a instalação do mesmo foi garantir o contato entre o corpo de prova cilíndrico pré-moldado e o trecho inferior da estaca, previamente concretado. As Figuras 4.27 e 4.28 mostraram o sucesso na previsão do comportamento da região defeituosa da estaca, uma vez que de fato o defeito foi mobilizado durante a realização das provas de carga. Ao comparar os resultados obtidos em campo e em laboratório (Figura 3.28), foi possível observar que o modo de ruptura da zona defeituosa da estaca foi semelhante.

Com a abertura do poço, foi possível verificar também que o defeito ficou posicionado a 0,90m de profundidade, ou seja, em uma cota superior à prevista (mais próxima da superfície).

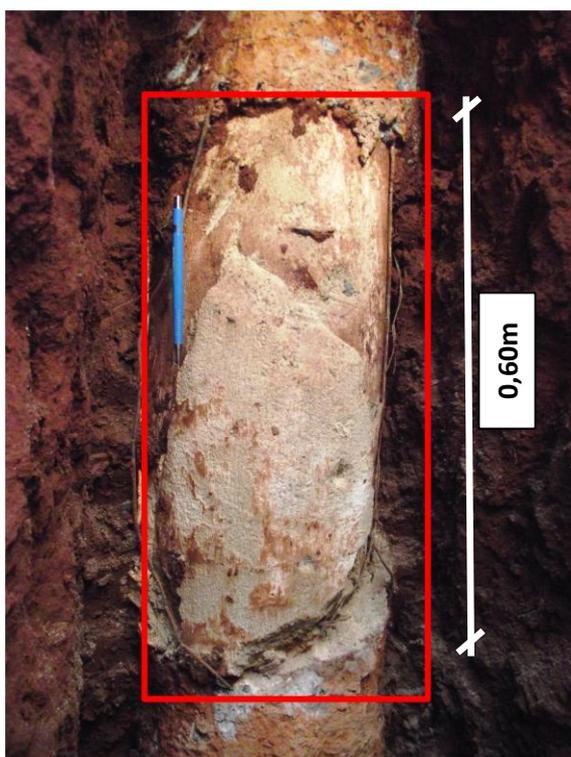


Figura 4.27 – Zona defeituosa da estaca mobilizada após a realização da prova de carga no radier $CD_{1(EXP)}$.



Figura 4.28 – Detalhe do defeito após a realização das provas de carga no radier $CD_{1(EXP)}$.

4.2. RADIER SOBRE 3 ESTACAS ($SD_{3(NUM)}$, $CD_{3(NUM)}$ E $CD_{3(EXP)}$)

Neste item são apresentados e discutidos os resultados para o radier sobre **três** estacas obtidos experimentalmente ($CD_{3(EXP)}$), a partir de provas de carga estáticas, e numericamente a partir de modelagem tridimensional por elementos finitos com o software LCPC-CESAR ($CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$). Além disso, são discutidos aspectos a respeito do comportamento associado à carga e recalques, assim como à distribuição de cargas entre o radier e a estaca antes e após a mobilização do defeito.

Os valores de recalques totais e diferenciais, obtidos na prova de carga experimental, em campo, e nas análises numéricas para os raders sobre três estacas íntegras e com uma estaca defeituosa sob o radier, estão apresentados resumidamente na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Resumo dos resultados obtidos nas provas de carga realizadas no campo experimental e obtidos numericamente ($SD_{3(NUM)}$, $CD_{3(NUM)}$ e CD_3).

Radier Estaqueado	N ^o _E	N ^o _{ED}	Data da P.C.	Índice Pluviométrico	ΔQ (kN)	Q _{RUPT.} (kN)	$\rho_{MRUPT.}$ (mm)	$\rho_{MMÁX.}$ (mm)	$\rho_{DMÁX.}$ (mm)
$SD_{3(NUM)}$	3	0	-	-	83,1	665,0	25,0	43,8	-
$CD_{3(NUM)}$	3	1	-	-	50,0	410,0	25,0	55,0	24,4
$CD_{3(EXP)}$	3	1	06/11/2012	0 mm	50,0	420,0	25,0	~ 72,1	~ 35,0

N^o_E – Número de estacas sob o radier; N^o_{ED} – Número de estacas defeituosas sob o radier; **Data da P.C** – Data de realização da prova de carga em campo; ΔQ – Incremento de carga aplicado em cada estágio de carregamento; Q_{RUPT.} – Carga de ruptura geotécnica da fundação; $\rho_{MRUPT.}$ – Recalque médio na ruptura; $\rho_{MMÁX.}$ – recalque máximo ao final dos estágios de carregamento; $\rho_{DMÁX.}$ – Recalque diferencial máximo.

4.2.1. Análises Numéricas ($CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$)

A Tabela 4.1 mostrou os parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises numéricas realizadas nesta pesquisa, enquanto que a Tabela 3.8, no capítulo 3 desta tese, foram apresentados os parâmetros geotécnicos utilizados para todas as análises referentes ao campo experimental da FEC-UNICAMP.

Nas Figuras 4.29 e 4.30 estão apresentadas as malhas de elementos finitos geradas nas análises numéricas denominadas por $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$. A Figura 4.31 apresenta as curvas carga *versus* recalque obtidas nas análises numéricas dos raders estaqueados assentados sobre três estacas com e sem a presença de uma estaca defeituosa.

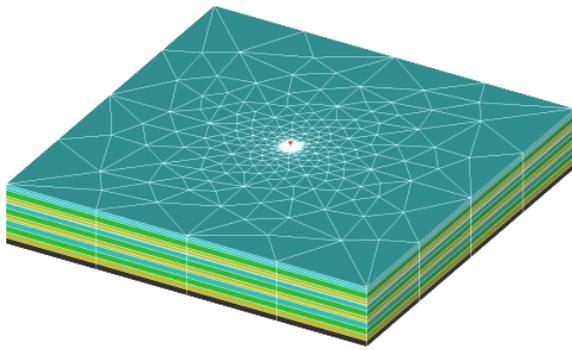


Figura 4.29 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos das análises $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$.

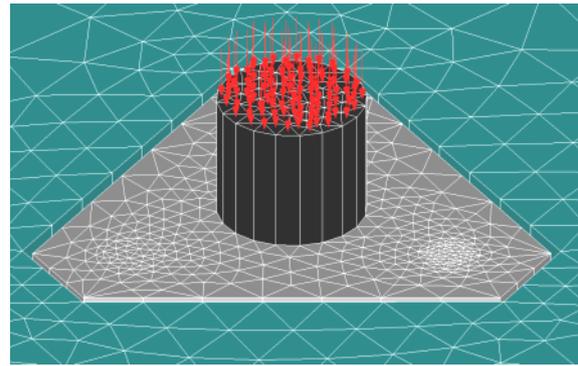


Figura 4.30 – Detalhe da malha de elementos finitos das análises $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$.

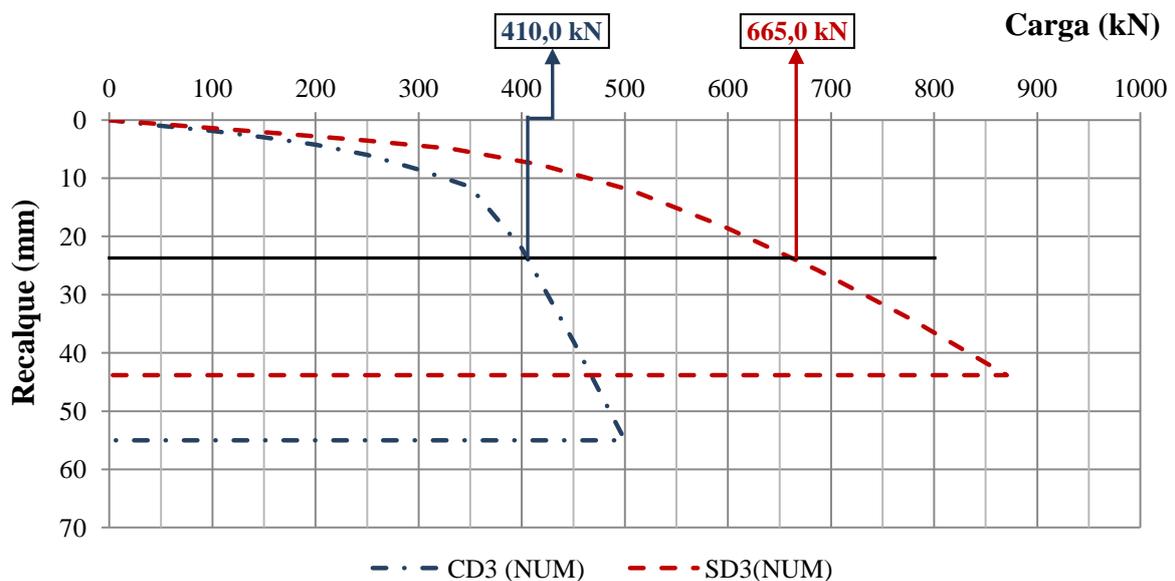


Figura 4.31 – Curvas carga *versus* recalque obtidas numericamente a partir do LCPC-CESAR para os radiers assentados sobre três estacas com e sem a presença de uma estaca defeituosa respectivamente (Análises numéricas – $CD_{3(NUM)}$, $SD_{3(NUM)}$).

A partir das curvas carga *versus* recalque foram definidos os valores de carga de ruptura convencionada para recalque médio igual a 25mm, adotando o mesmo critério utilizado para o caso do radier sobre uma estaca, que é o recalque equivalente a 10% do diâmetro nominal das estacas. Os valores de recalques totais e diferenciais, obtidos nessas análises numéricas também foram apresentados resumidamente na Tabela 4.5.

Diante desses resultados, pode-se observar que para 25mm de recalque o um radier assentado sobre três estacas íntegras, resistiu 665,0 kN, entretanto, o radier estaqueado $CD_{3(NUM)}$ (2 estacas íntegras e uma defeituosa) rompeu com a carga de ruptura convencionada com 410,0 kN de carga. Assim, o fator de segurança da fundação $CD_{3(NUM)}$, apresentou-se igual a 1 (um) quando esperava-se, para 410,0 kN de carga total aplicada um fator de segurança foi de aproximadamente 1,62.

Adotando como referência a capacidade de carga de ruptura convencional do radier $CD_{3(NUM)}$, para o recalque de 25mm que foi de 410,0 kN, determinou-se os fator de segurança global para cada nível de carregamento desse radier (Figura 4.32) e comparou-se com o fator de segurança previsto para uma fundação íntegra ($SD_{3(NUM)}$) submetidos aos mesmos níveis de carga. Conforme era de se esperar observou-se que devido ao defeito, desde os primeiros incrementos de carga, os fatores de segurança da fundação defeituosa são inferiores, e que no instante da ruptura, determinada convencionalmente aos 25mm de recalque, se esperava que a fundação ainda se apresentasse íntegra.

A Tabela 4.6 apresenta os valores de distribuição de carga entre estaca e radier para cada incremento de carga aplicado. Na Figura 4.33, estes valores estão dispostos graficamente, de modo que é possível verificar a distribuição de cargas entre o radier e a estaca defeituosa antes e após a sua ruptura estrutural e geotécnica. O incremento de carga aplicado no topo do radier $CD_{3(NUM)}$ foi de 50,0 kN, e a medida que o nível de carga empregado aumentou, conforme apresentado na Figura 4.33, houve uma tendência de aumento na transferência de carga das estacas para o radier. Após atingir 400,0 kN o radier passou a absorver mais carga do que a estaca, até que ao final do carregamento estes absorveram 55,1% e 44,9% da carga total aplicada respectivamente. Este comportamento foi semelhante ao que foi apresentado para o radier sobre uma estaca defeituosa.

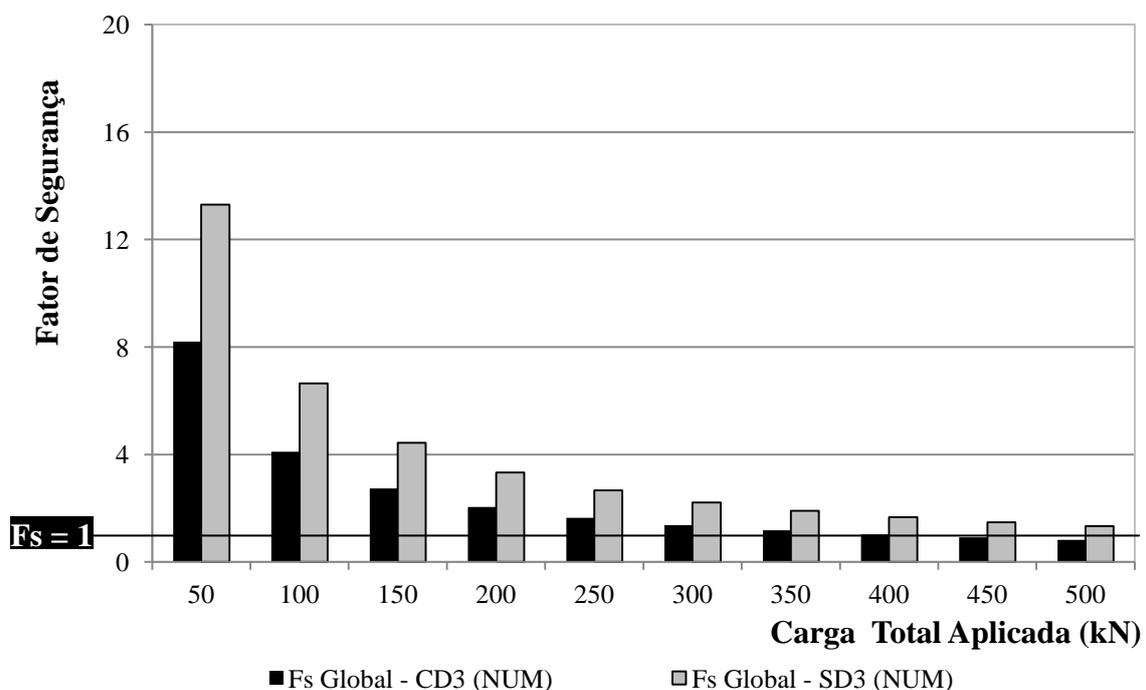


Figura 4.32 – Comparação entre os fatores de segurança globais obtidos para radiers estaqueados com e sem defeito ($CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$), obtidos numericamente.

Tabela 4.6 – Valores das cargas no radier, topo e ponta das estacas do E24, E25 e E26 (Defeituosa) obtidos numericamente para o radier $CD_{3(NUM)}$.

Carga	E24		E25		E26 (Defeituosa)		Carga Radier	% Carga Estaca	% Carga Radier
	Topo	Ponta	Topo	Ponta	Topo	Ponta			
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%	%
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50,0	9,0	0,6	9,0	0,6	6,5	1,4	22,8	54,4	45,6
100,0	20,7	1,1	20,7	1,2	13,9	2,0	40,4	59,6	40,4
150,0	35,8	1,6	36,0	1,6	22,9	2,4	49,8	66,8	33,2
200,0	46,2	2,3	46,7	2,3	27,0	2,7	72,8	63,6	36,4
250,0	54,4	3,0	54,7	3,1	37,0	3,1	94,7	62,1	37,9
300,0	61,0	3,6	61,5	3,7	42,0	3,6	124,7	58,4	41,6
350,0	64,0	4,2	65,5	4,3	54,0	2,0	155,9	55,4	44,6
400,0*	68,0	4,9	66,8	5,0	56,0	1,0	198,4	50,4	49,6
450,0	72,0	5,4	69,9	5,5	58,0	0,0	239,1	46,9	53,1
500,0	75,5	6,0	73,2	6,1	62,0	1,5	275,7	44,9	55,1

* Valor aproximado da ruptura geotécnica convencional do radier $CD_{3(NUM)}$ que foi igual a 410,0 kN.

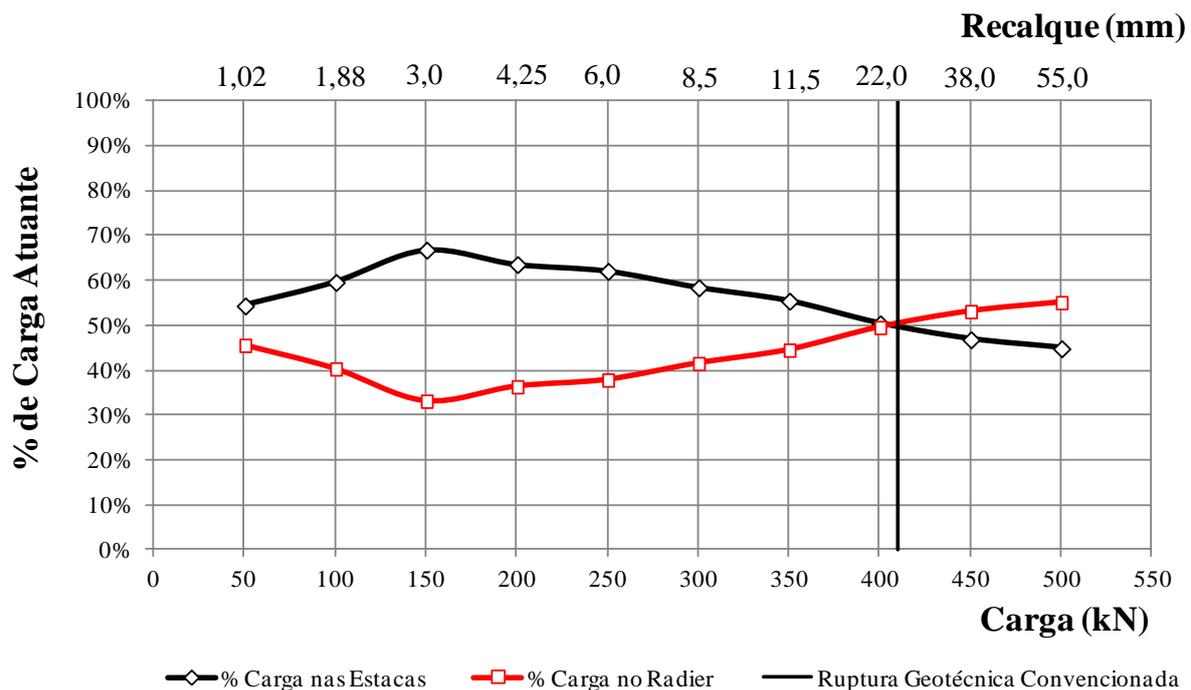


Figura 4.33 – Distribuição percentual de cargas obtidas numericamente entre o radier e as estacas para o radier estaqueado $CD_{3(NUM)}$.

A Figura 4.34 apresenta as curvas de distribuição de cargas entre as estacas (íntegras e defeituosa) e o radier obtidas numericamente. A ruptura geotécnica convencional da fundação ocorreu aos 410,0 kN, para um recalque de 25mm. Nessa figura é possível observar que após 150,0 kN de carga aplicada, há uma suave mudança de inclinação da curva que

representa os valores de carga absorvida pelo radier e logo em seguida, observa-se também uma tendência de estabilização das cargas absorvidas pelas estacas. Destaca-se a curva de absorção de cargas da estaca defeituosa, onde é possível observar que desde o início do carregamento, absorveu menos carga do que as estacas íntegras.

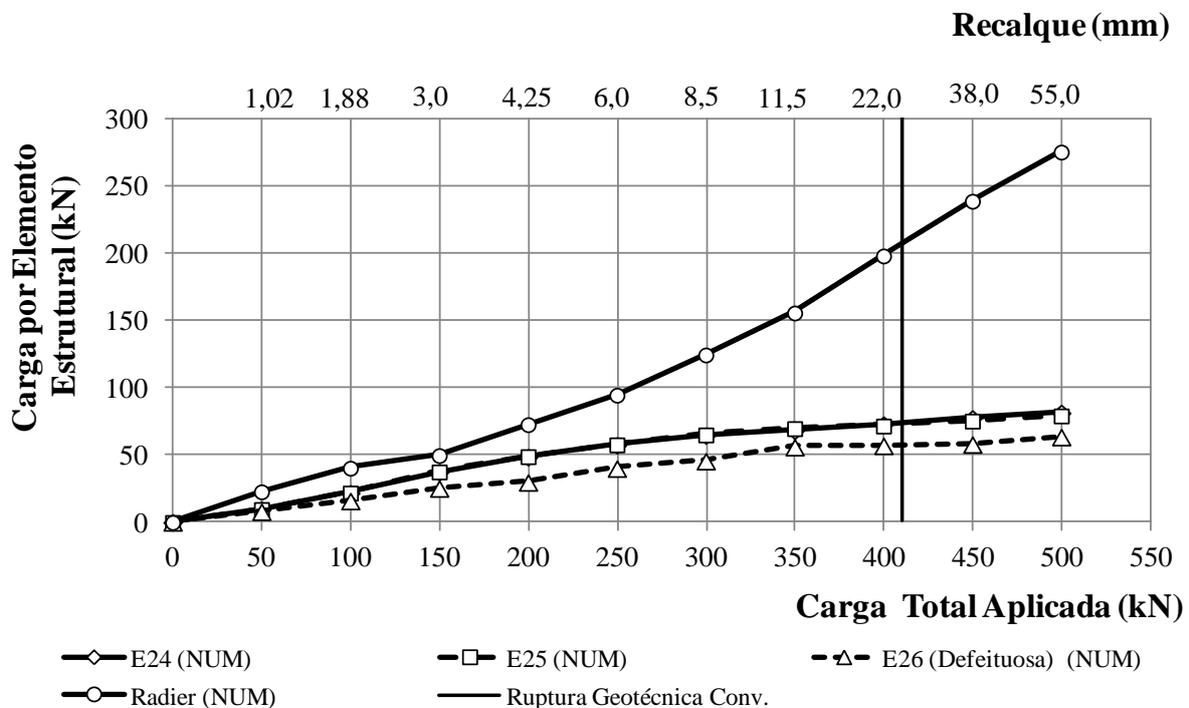


Figura 4.34 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas E24, E25 e E26 (Defeituosa) obtido nas análises numéricas para o radier estaqueado $CD_{3(NUM)}$.

Nas Figuras 4.35, 4.36 e 4.37, apresentam-se os gráficos de transferência de carga axial nas estacas E24, E25 e E26 (Defeituosa) ao longo do seu comprimento. Chama-se a atenção para o fato de que as cargas apresentadas são aquelas correspondentes às obtidas diretamente no topo das estacas, já descontada a parcela de contribuição do radier. Novamente foi utilizado o artifício de inserir um material de baixa resistência e rigidez na ponta das estacas de modo que estas apresentassem baixa resistência de ponta, assim como previsto em estacas desse tipo. Ao comparar os valores obtidos para cada uma das estacas com os valores obtidos para a estaca E13, do radier CD_{1NUM} , observa-se que há concordância dos valores obtidos em ambas as análises.

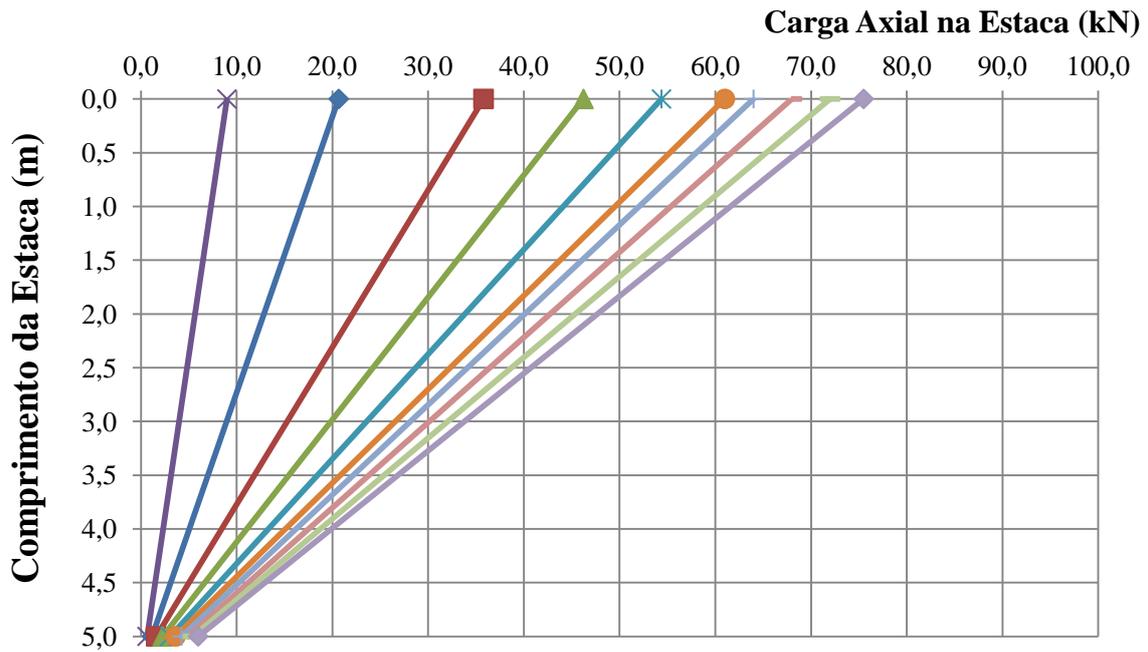


Figura 4.35 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E24 do radier CD_{3(NUM)}.

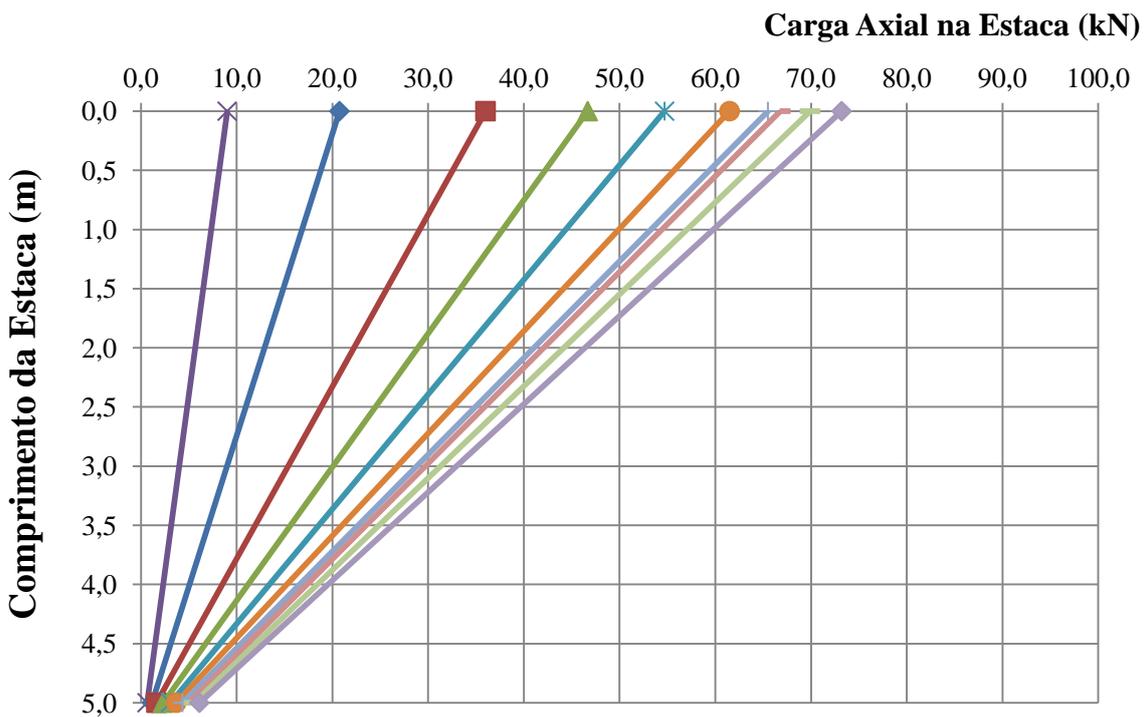


Figura 4.36 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E25 do radier CD_{3(NUM)}.

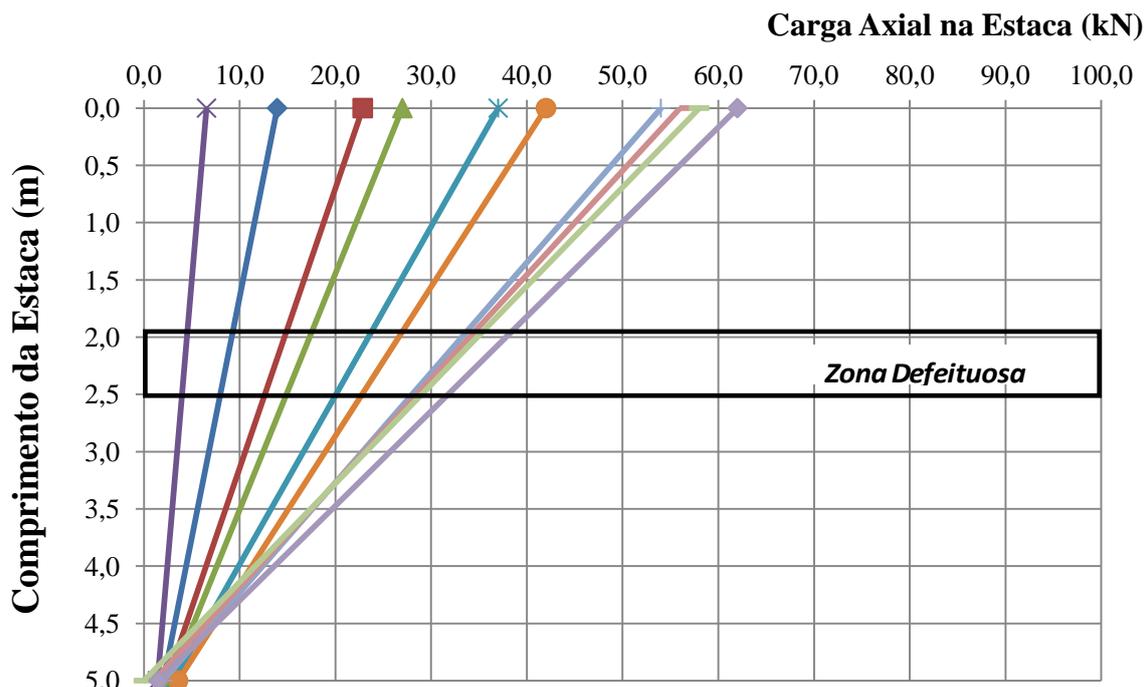


Figura 4.37 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E26 (Defeituosa) do radier $CD_{3(NUM)}$.

Na Figura 4.38 são apresentados os fatores de segurança global e parciais do radier e de cada uma das estacas individualmente, para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente. É possível observar que com a evolução do carregamento aplicado e consequentemente dos recalques, os fatores de segurança tendem a reduzir até valores próximos a 1 (um), que corresponde a carga de ruptura geotécnica global convencional para o radier $CD_{3(NUM)}$. A capacidade de carga do respectivo radier isolado, determinada a partir do método da superposição dos efeitos (Terzaghi, 1943), foi de aproximadamente 475,5 kN.

Como nos primeiros incrementos de carga a maior parcela desta é absorvida pela estaca, e mais uma vez conforme era de esperar, o fator de segurança desta é inferior ao obtido para o radier. Entretanto, à medida que o nível de cargas é aumentado, o radier passa absorver mais carga e os fatores de segurança tendem a convergir (Figura 4.39).

É importante destacar que os fatores de segurança parciais para a estaca defeituosa (E26) não foram determinados, uma vez que a capacidade de carga dessa estaca defeituosa, não pode ser comparada a capacidade de carga de uma estaca íntegra.

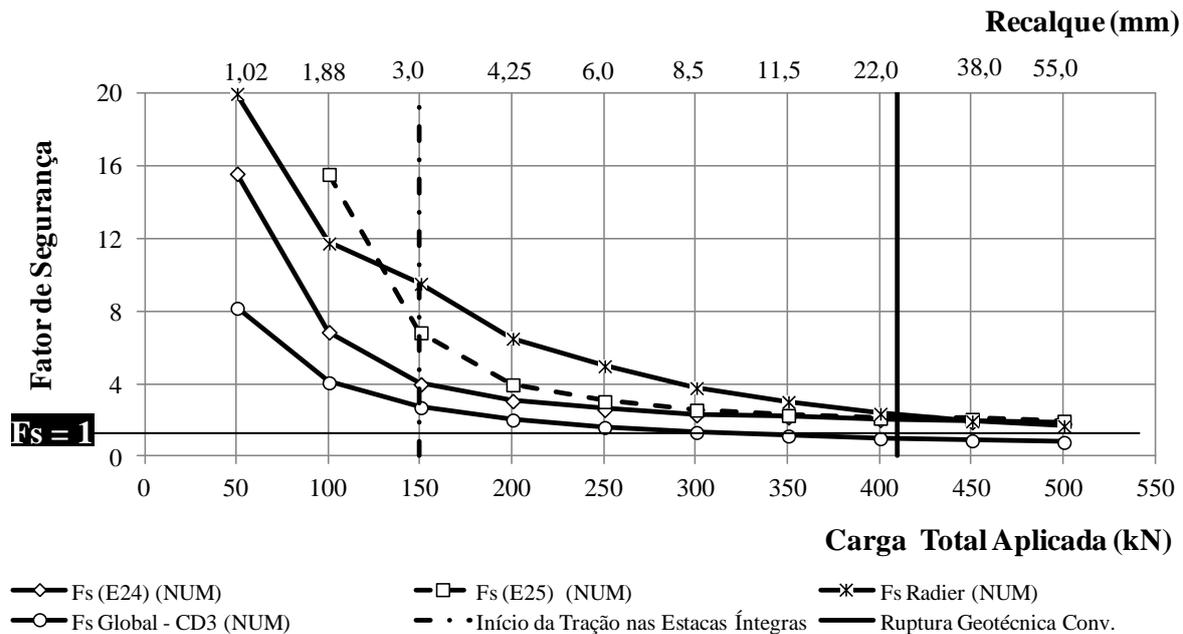


Figura 4.38 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais dos radier, E24 e E25, para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o CD_{3(NUM)}.

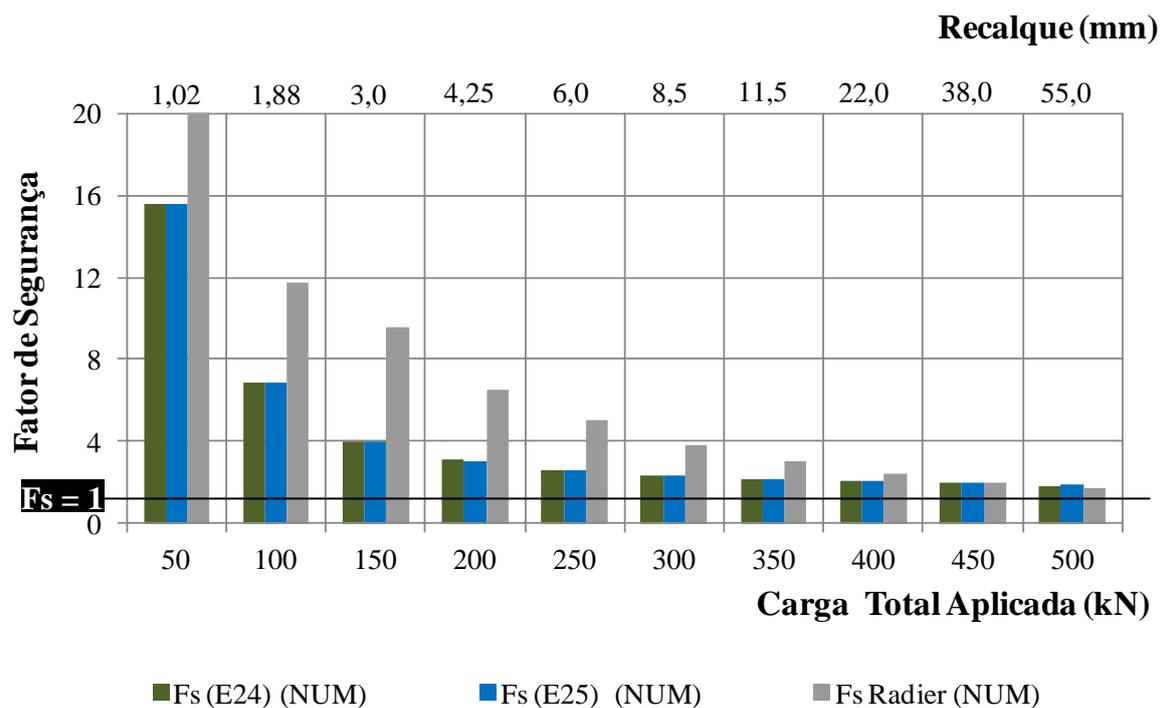


Figura 4.39 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estaca E24 e E25) para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o CD_{3(NUM)}.

Na Figura 4.40 apresenta-se uma seção transversal do radier CD_{3(NUM)} obtida a partir do software LCPC-CESAR no último incremento de carga aplicado sobre o radier. Nessa imagem é possível observar que o recalque abaixo da seção defeituosa da estaca apresenta-se com valor inferior ao recalque registrado no radier e no trecho superior da estaca defeituosa.

De acordo com as análises numéricas, após a ruptura estrutural da estaca E26 o trecho da estaca localizado abaixo da zona defeituosa da estaca, não sofre recalques significativos.

Na Figura 4.41 apresenta-se o detalhe do radier $CD_{3(NUM)}$ com os respectivos valores de recalque obtidos numericamente. Desta forma, é possível verificar o recalque diferencial máximo no topo do respectivo radier que foi de 24,4mm.

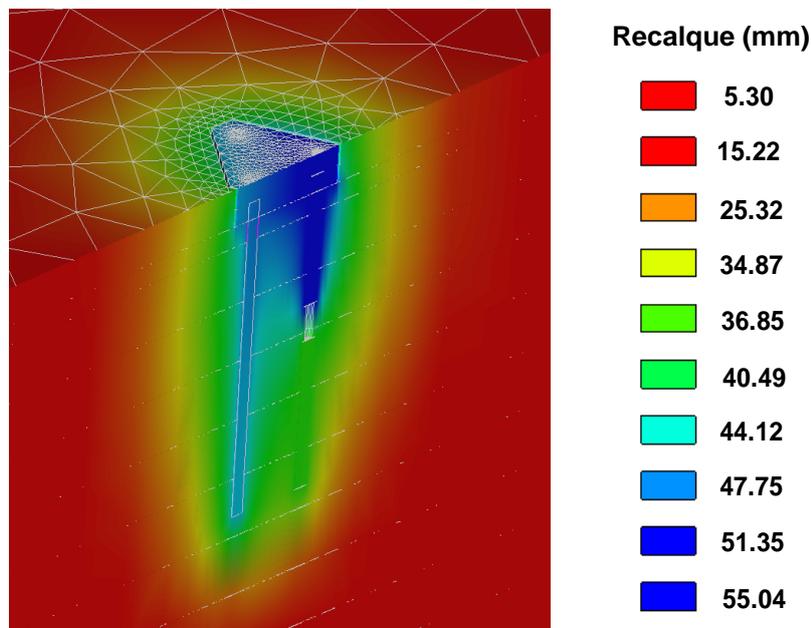


Figura 4.40 – Recalque no 10º estágio de carregamento do radier $CD_{3(NUM)}$.

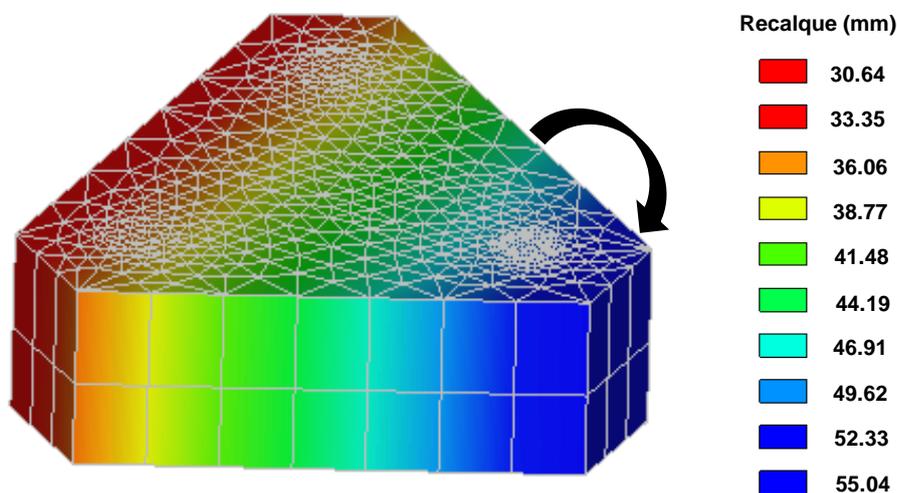


Figura 4.41 – Recalque no radier $CD_{3(NUM)}$ no último estágio de carregamento.

A Figura 4.42 apresenta a evolução dos recalques registrados a partir das análises numéricas para o 1º (50,0 kN), 5º (250,0 kN) e 10º (500,0 kN) estágios de carregamento. Na Figura observa-se que desde o primeiro incremento de carga, os valores de recalque na estaca defeituosa são diferentes se comparados com as estacas íntegras. Além disso, pode-se observar que desde o primeiro incremento de cargas, o recalque ao longo da estaca defeituosa

é diferente se comparado o trecho superior e inferior ao defeito. Desta forma, o radier rotacionou desde o primeiro incremento de cargas no sentido o qual a seta indica na respectiva figura.

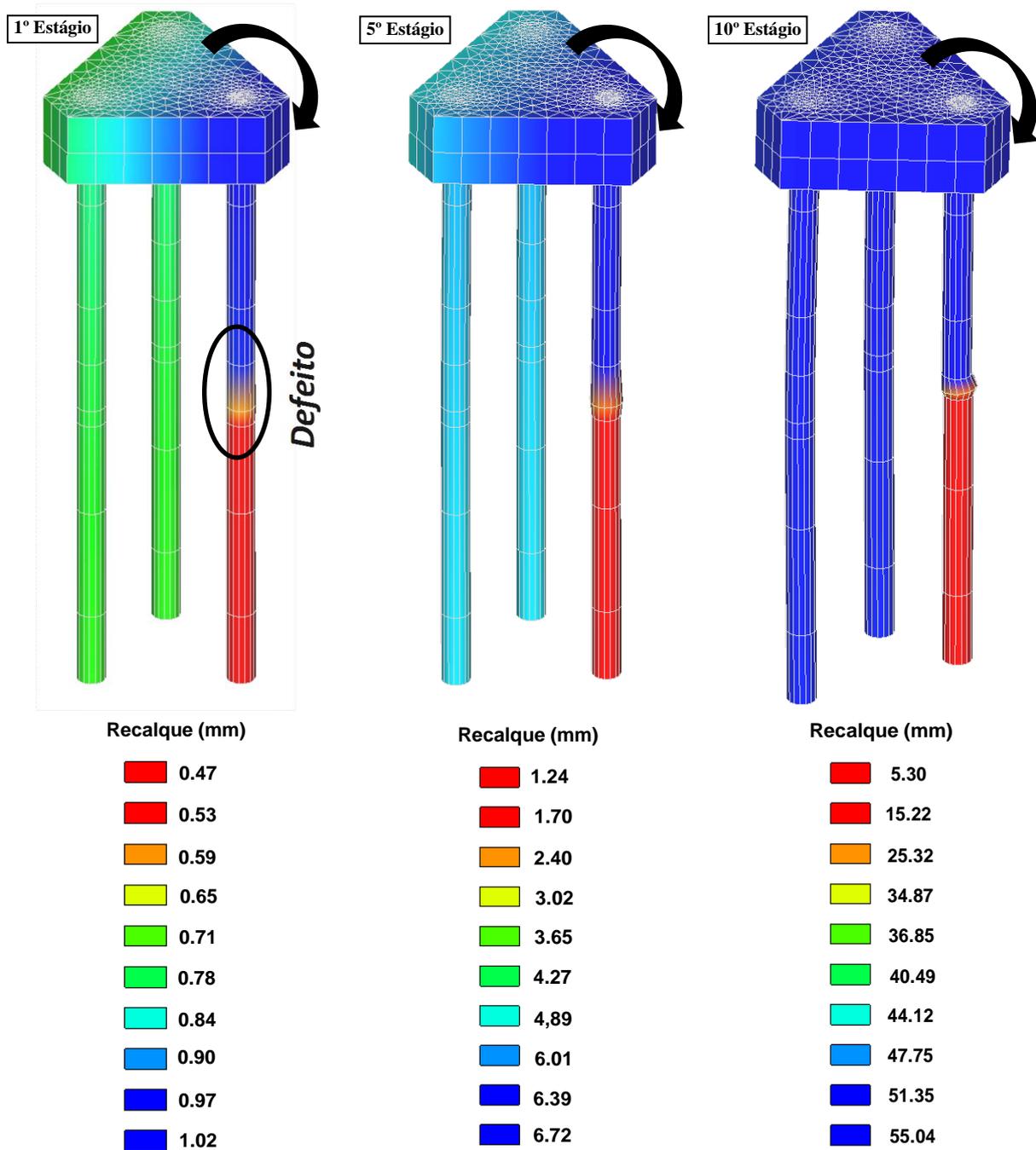


Figura 4.42 – Recalques obtidos numericamente para o 1º, 5º e 10º estágios de carregamento $CD_{3(NUM)}$.

Um aspecto importante nestes resultados numéricos, repousa no fato de que após os primeiros incrementos de carga, devido à ocorrência de recalques diferenciais e rotação, o software registrou tensões de tração próximo embutimento entre as estacas e o radier (Figura 4.43).

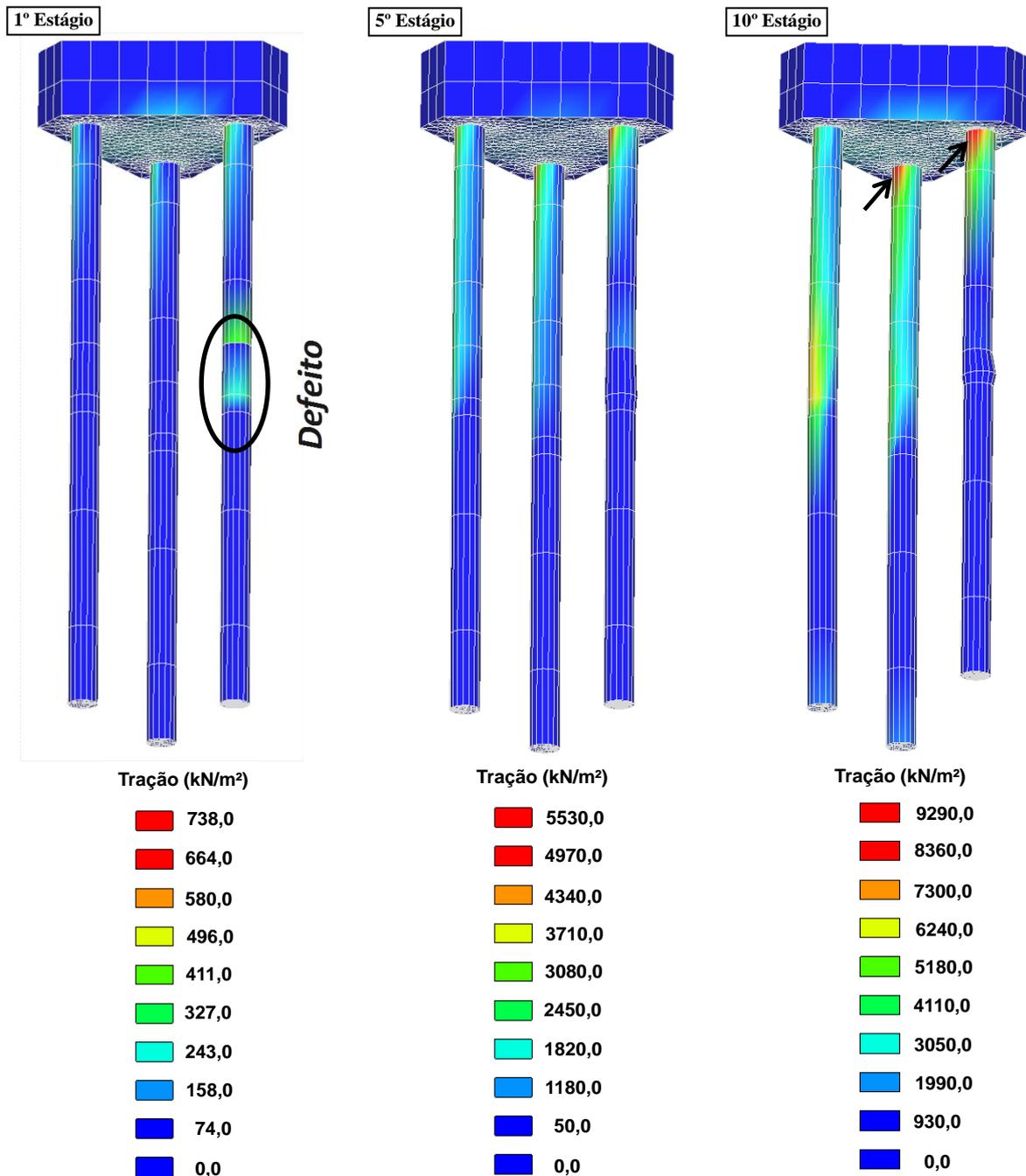


Figura 4.43 – Tensões de tração obtidas numericamente para o radier CD_{3(NUM)} no 1º, 5º e 10º estágios de carregamento.

A Figura 4.43 apresenta a evolução do aparecimento das tensões de tração nas estacas e radier para o 1º (50,0 kN), 5º (250,0 kN) e 10º (500,0 kN) estágios de carregamento. É importante destacar que a magnitude das tensões de tração supera a resistência a tração do concreto, previamente apresentada na Tabela 4.1, entretanto, vale salientar que apenas parte da seção transversal das estacas está submetida à tensões de tração com valores acima do indicado na referida tabela. Outro fator que vale chamar a atenção é na prática, as estacas foram integralmente armadas, de modo que o aço combate os respectivos esforços de tração.

4.2.2. Prova de Carga Estática - Radier sobre Três Estacas ($CD_{3(EXP)}$)

A prova de carga $CD_{3(EXP)}$ foi realizada no dia 06/11/2012. A Figura 4.44 apresenta em planta baixa a posicionamento dos quatro LVDT's, viga de reação utilizados no ensaio e os respectivos tirantes de travamento da viga de reação.

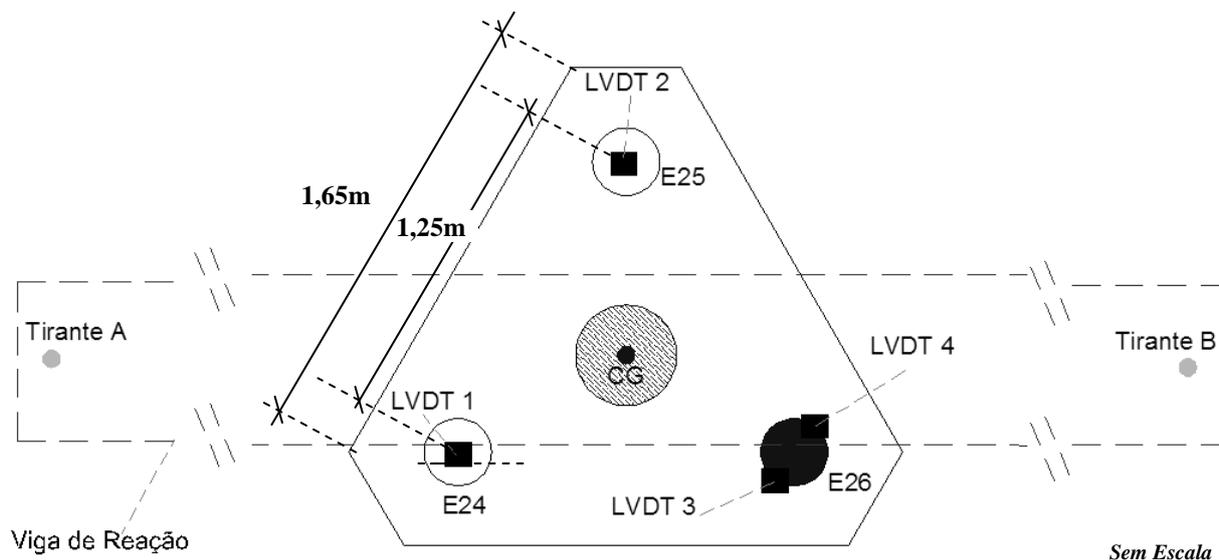


Figura 4.44 – Vista em Planta da Prova de Carga realizada no radier $CD_{3(EXP)}$.

A curva carga *versus* recalque médio, medido no topo do radier $CD_{3(EXP)}$ está apresentada na Figura 4.45, enquanto que na Figura 4.46 podem-se observar as curvas carga *versus* recalque por LVDT instalado no topo do respectivo radier. Com essa informação e a devida localização dos LVDT's instalados sobre o radier, é possível obter uma ideia do recalque diferencial observado no topo do radier. Nas figuras observa-se que a carga de ruptura geotécnica física obtida na prova de carga foi de 420,0 kN, após o recalque médio no topo do radier igual a 54,7mm. Entretanto, a fim de uniformizar os resultados, adotou-se como a carga de ruptura convencionalizada 360,0 kN, correspondentes a 25mm.

Na Figura 4.47 apresentam-se as curvas carga *versus* recalque obtidas experimental e numericamente para o radier assentado sobre 3 estacas com e sem a presença da estaca defeituosa. Diante dos resultados, pode-se afirmar que o modelo numérico previu de forma satisfatória a carga de ruptura convencionalizada do radier CD_3 . A diferença entre as curvas torna-se acentuada após o recalque igual a 10mm. Credita-se essa diferença ao fato de não ter sido utilizada nas análises numéricas elementos de interface entre a estaca e o solo devido à falta de parâmetros geotécnicos.

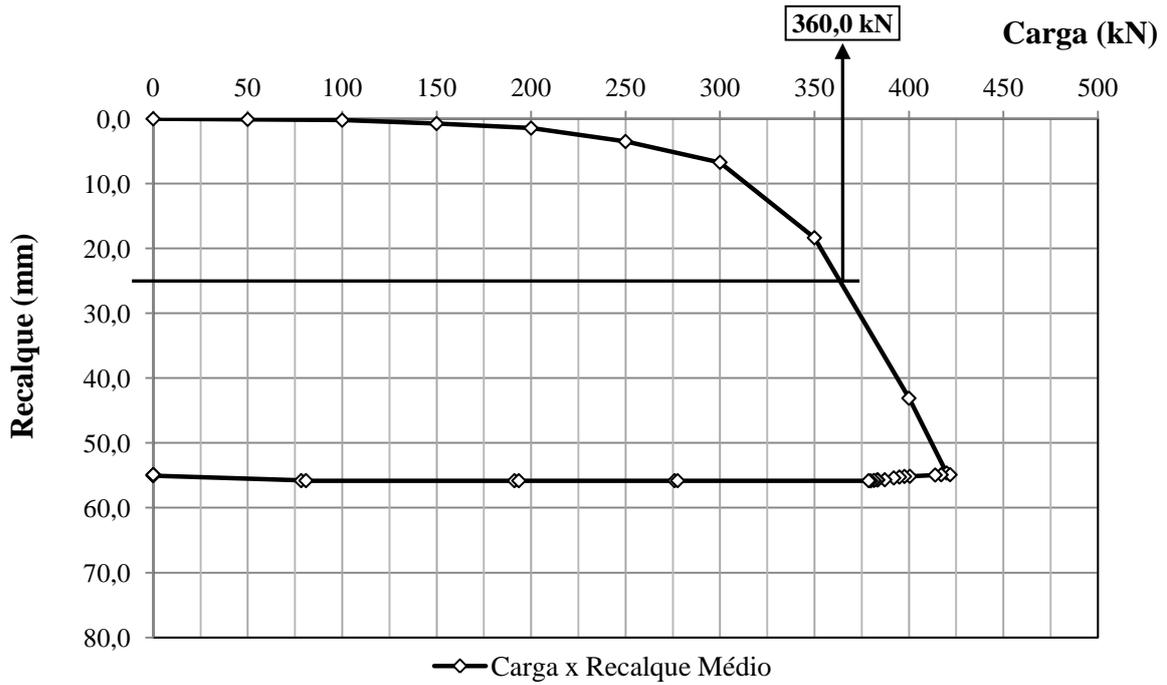


Figura 4.45 – Carga total aplicada no topo do radier estaqueado *versus* recalque médio no topo do radier estaqueado CD₃(EXP).

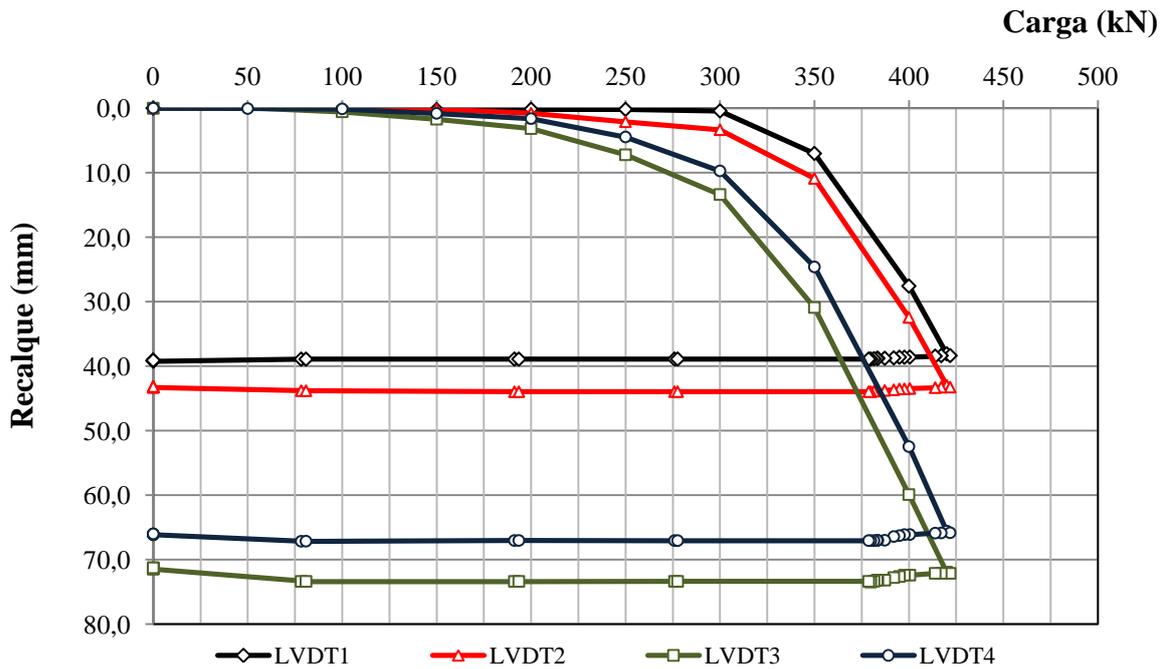


Figura 4.46 – Carga total aplicada no topo do radier estaqueado *versus* recalque por LVDT instalado no topo do radier estaqueado CD₃(EXP).

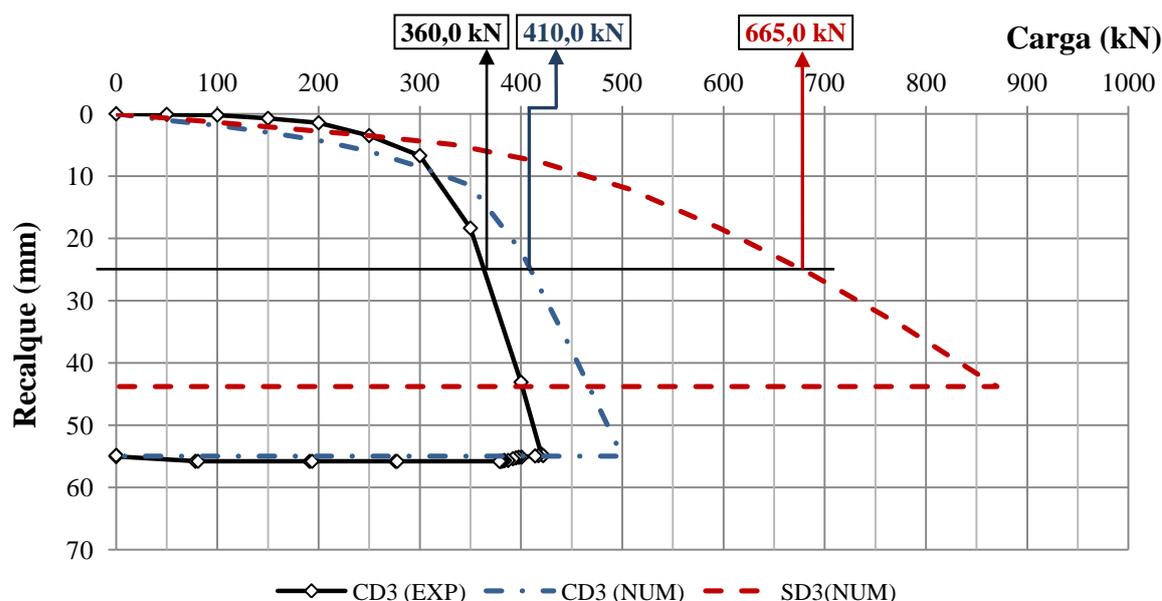


Figura 4.47 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque do radier sobre três estacas com e sem defeito ($CD_{3(EXP)}$, $CD_{3(NUM)}$ e $SD_{3(NUM)}$) obtidas experimental e numericamente.

A Tabela 4.7 apresenta o resumo dos resultados obtidos na prova de carga $CD_{3(EXP)}$, assim como distribuição de carga entre o radier e as estacas E24, E25 e E26 (Defeituosa). Vale salientar que estes valores estão limitados até o momento em que as estacas sofreram esforços de compressão, visto que não é possível aplicar o módulo de elasticidade composto utilizado para os cálculos dos esforços de compressão para os cálculos dos esforços de tração.

Tabela 4.7 – Valores das cargas no topo de na ponta das estacas do E24, E25 e E26 (Defeituosa) do radier $CD_{3(EXP)}$.

Carga	E24		E25		E26 (Defeito)		Carga Radier	% Carga Estaca	% Carga Radier
	Topo	Ponta *	Topo	Ponta *	Topo	Ponta *			
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%	%
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50,0	19,8	0,0	18,7	0,0	6,7	0,0	4,9	90,3	9,7
100,0	49,6	0,0	35,3	0,0	8,3	0,0	6,8	93,2	6,8
150,0	98,9	0,0	34,9**	0,0	10,5	0,0	5,7	96,2	3,8
200,0	69,6**	0,0	Tração	0,0	12,1	0,0	118,3	40,8	59,2
250,0	16,9	0,0	Tração	0,0	17,1	0,0	235,4	5,8	94,2
300,0	Tração	0,0	Tração	0,0	20,5	0,0	282,9	5,7	94,3
350,0***	Tração	0,0	Tração	0,0	20,5	0,0	329,5	5,9	94,1
400,0	Tração	0,0	Tração	0,0	21,5	0,0	378,5	5,4	94,6
420,0	Tração	0,0	Tração	0,0	22,5	0,0	397,5	5,4	94,6

* Valores extrapolados uma vez que a instrumentação está instalada 15 centímetros acima da ponta da estaca.

** Início do alívio da carga de compressão no topo das estacas devido ao recalque diferencial.

*** Valor próximo à carga de ruptura convencional aos 25mm de recalque (360,0 kN).

Quanto à distribuição de carga entre o radier e as estacas antes e após a ocorrência da ruptura estrutural do defeito instalado na estaca E26, e após a ruptura geotécnica da fundação

apresentam-se na Figura 4.48 as curvas de distribuição percentual de carga entre as estacas e o radier para cada incremento de carga.

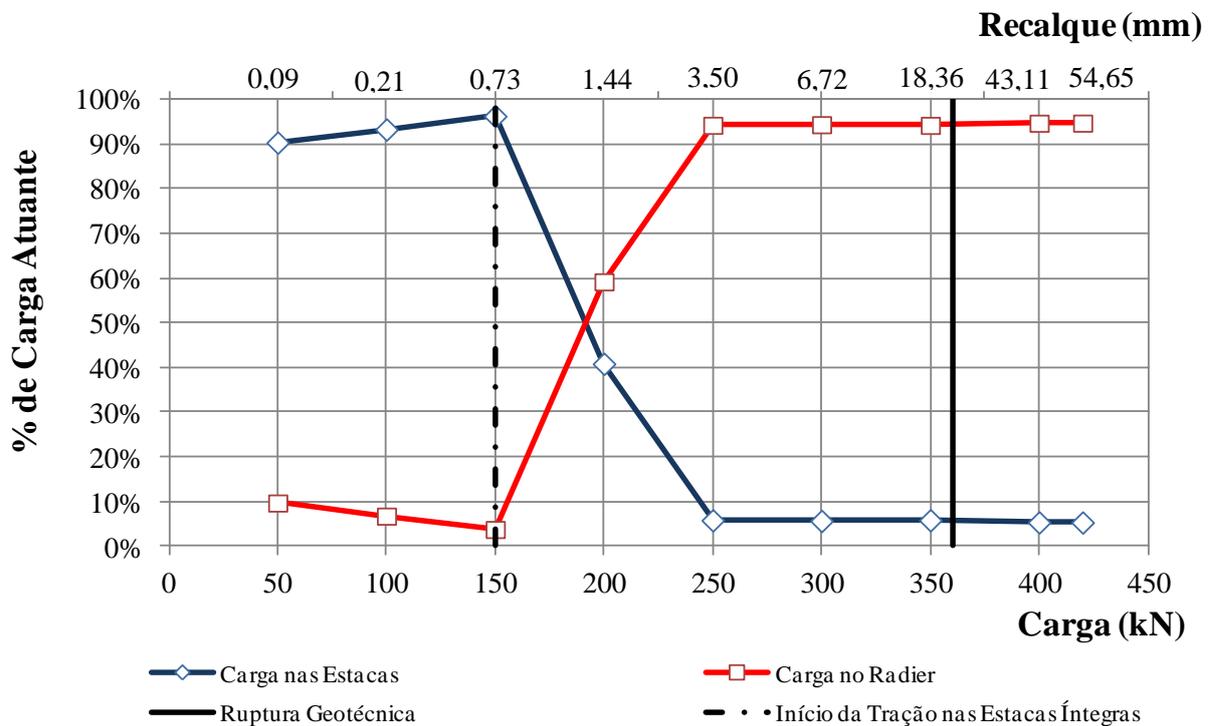


Figura 4.48 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas no radier estaqueado CD₃(EXP).

Ainda na Figura 4.48, observa-se que ao final do primeiro incremento de cargas, a carga absorvida pelas estacas e radier foi 90% e 10% respectivamente, ou seja, praticamente toda a carga foi absorvida pelas estacas. Após 150,0 kN de carga aplicada no topo do radier, a tendência inverteu e o radier passou a absorver mais carga do que as estacas. O comportamento no que diz respeito à distribuição de cargas entre as estacas e o radier registrados experimentalmente, foi semelhante, ao obtido nas análises numéricas, inclusive, em ambos os casos, a tendência de transferência de cargas para o radier iniciou após 3º incremento de cargas (150,0 kN), conforme é possível observar nas Figuras 4.33 e 4.48. Por outro lado, observou-se que no caso numérico, esta transferência de cargas foi feita suavemente, enquanto que os valores experimentais apontaram para uma transferência de carga mais abrupta, após recalques inferiores a 1,0mm.

Na Figura 4.49 apresenta-se a distribuição das cargas entre o radier e cada uma das estacas, onde é possível verificar a contribuição de cada uma das estacas na capacidade de carga da fundação para cada nível de carregamento e recalque registrados.

Nota-se que antes do final do primeiro incremento de carga (50,0 kN), quando os recalques eram menores que 0,09mm, as estacas íntegras do radier (E24 e E25) registravam

cargas semelhantes. No segundo incremento de carga, cujos recalques registrados eram de 0,21mm, as estacas íntegras apresentaram diferenças entre as cargas absorvidas na ordem de 14,3 kN. Essa diferença aumentou à medida que as cargas aplicadas foram aumentadas, até que ambas as estacas apresentaram alívio das cargas de compressão no topo sendo posteriormente submetidas à tração, aos 150,0 kN.

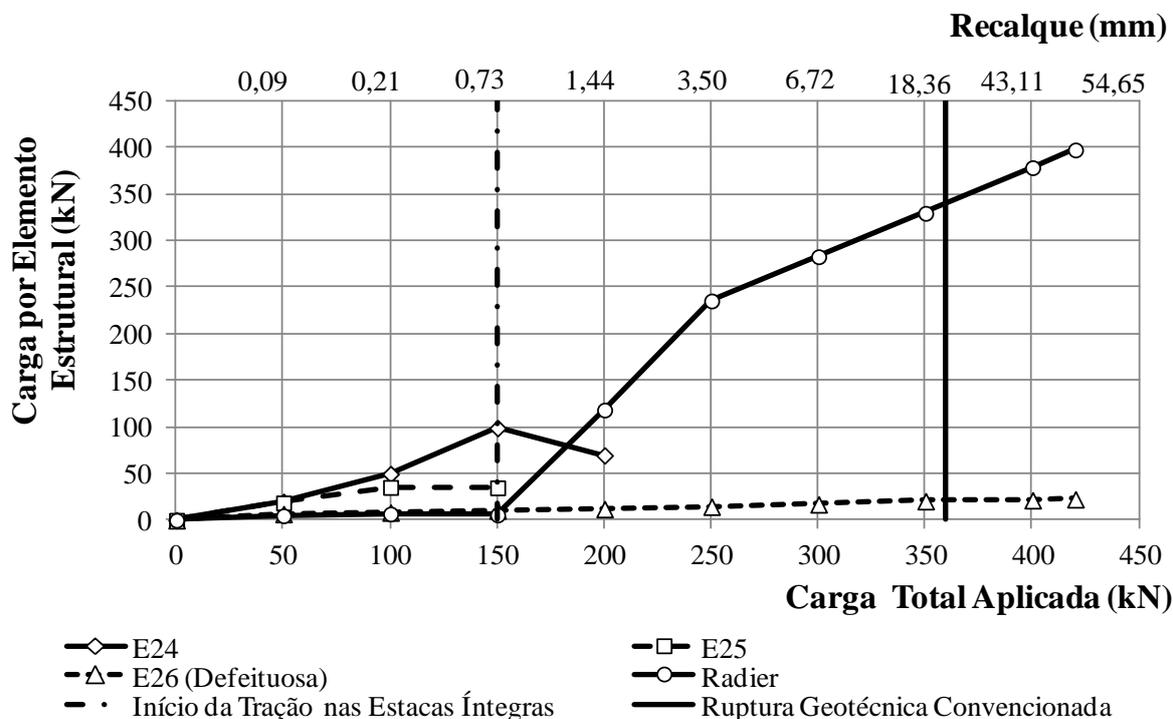


Figura 4.49 – Distribuição de cargas entre o radier e cada uma das estacas isoladamente no radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$.

Foi observado também que antes mesmo do final do segundo incremento de cargas, a estaca E25 apresentou estabilização das cargas de compressão registradas no topo da estaca, de modo que após 200,0 kN de carga aplicada no topo do radier, a referida estaca registrou esforços de tração (Tabela 4.7). O comportamento verificado na estaca E25 foi observado também na estaca E24, onde o alívio de cargas de compressão foi registrado para valores próximos a 150,0 kN e a tração registrada no topo da estaca, após o incremento de carga correspondente a 300,0 kN aplicados no topo do radier de modo que o radier começou a rotacionar em direção à estaca defeituosa.

Portanto, mesmo após o início do alívio das tensões de compressão sobre as estacas íntegras (E24 e E25), as mesmas continuam absorvendo carga de compressão, com a redução gradativa da parcela de carga absorvida, até que estas passam a ser submetidas a esforços de tração e o radier a absorver boa parte do carregamento. Por outro lado, a estaca defeituosa

absorveu pouco mais do que 20,0 kN até a ruptura da fundação, com leve tendência ao aumento de carga absorvida no decorrer do incremento de cargas aplicadas no topo do radier.

Os esforços de tração registrados pela instrumentação instaladas no topo das estacas foram previstos nas análises numéricas previamente apresentadas (Figura 4.43). Inclusive nas análises numéricas observou-se que a região submetida aos mais elevados esforços de tração foi registrado no topo das estacas, adjacente a posição onde foi instalada a instrumentação.

Na Figura 4.49 ainda pode-se observar que após 3,5mm de recalque medido no topo do radier, as duas estacas íntegras estão submetidas a esforços de tração, e que a partir desse momento o radier e a estaca defeituosa passam a suportar as cargas aplicadas.

É importante destacar que após a aplicação de 150,0 kN, cujo recalque era de 0,73mm, as cargas começam a ser transferidas de forma acentuada para o radier e que quando a carga aplicada atinge valores próximos à carga de ruptura geotécnica, 94,6% das cargas são transferidas para o radier e apenas 5,4% para as estacas, para recalques próximos a 54,65mm. Chama-se a atenção de que após as estacas íntegras deixarem de contribuir para a capacidade de carga da fundação, a estaca defeituosa e o radier, ainda foram capazes de suportar cerca de 420,0 kN, quando então ocorreu a ruptura geotécnica física da fundação. A Figura 4.50, mostra a foto do solo da cota de apoio do radier após ruptura geotécnica do radier CD₃(EXP).



Figura 4.50 – Trinca na cota de apoio do radier após a ruptura geotécnica da fundação.

Foi notado a partir dos valores de carga no topo das estacas que desde o início do carregamento a estaca defeituosa (E26) absorveu menor carga do que as demais estacas do radier CD_{3(EXP)}. Esse comportamento pode ser creditado ao fato de que possivelmente no momento da execução das estacas, o corpo de prova pré-moldado, que funciona como a zona defeituosa da estaca, não teve contato com o trecho íntegro inferior da estaca. Tal fato pode ter ocasionado um vazio, impedindo a transmissão de esforços para esse trecho da estaca íntegra (Figura 4.51) e conseqüentemente a mobilização e ruptura estrutural da estaca E26.

O referido comportamento pode ser comparado ao de um radier com uma estaca defeituosa, cujo defeito seria a presença de uma estaca mais curta do que as demais estacas. Ou seja, o defeito instalado pode não ter sido mobilizado durante a prova de carga, diferentemente do que ocorreu na estaca E13 do radier CD_{1(EXP)}, onde foi comprovado por meio da escavação de um poço a mobilização e ruptura da zona defeituosa durante a prova de carga.

No capítulo 2, mencionou-se que Cordeiro (2007) verificou a influência do fator de segurança de radiers estaqueados submetidos à presença de estacas defeituosas. O autor observou que a variação do comprimento das estacas exerce mais influência sobre o fator de segurança da fundação do que a variação do módulo de elasticidade, causada, por exemplo, pela ocorrência de material de qualidade resistência e rigidez inferiores em zonas específicas das estacas.

Diante dessa situação, o imprevisto observado no processo executivo da estaca E26, possibilita a oportunidade de confirmar experimentalmente o que foi discutido numericamente por Cordeiro (2007), uma vez que devido à distorção (recalque diferencial) no radier foi observada desde o primeiro incremento de carga, as estacas das quais se esperava uma capacidade de carga de até 150,0 kN, praticamente não foram solicitadas à compressão.

A Figura 4.52 apresenta a parcela de carga axial absorvida por cada uma das estacas para cada incremento de carga aplicado no topo do radier CD_{3(EXP)}. Neste gráfico é possível observar que desde o primeiro incremento de carga a estaca defeituosa (E26) absorveu menor carga do que as estacas íntegras. Este fato reforça a suspeita de que não houve continuidade ao longo de toda a estaca, conforme ilustrado na Figura 4.51.

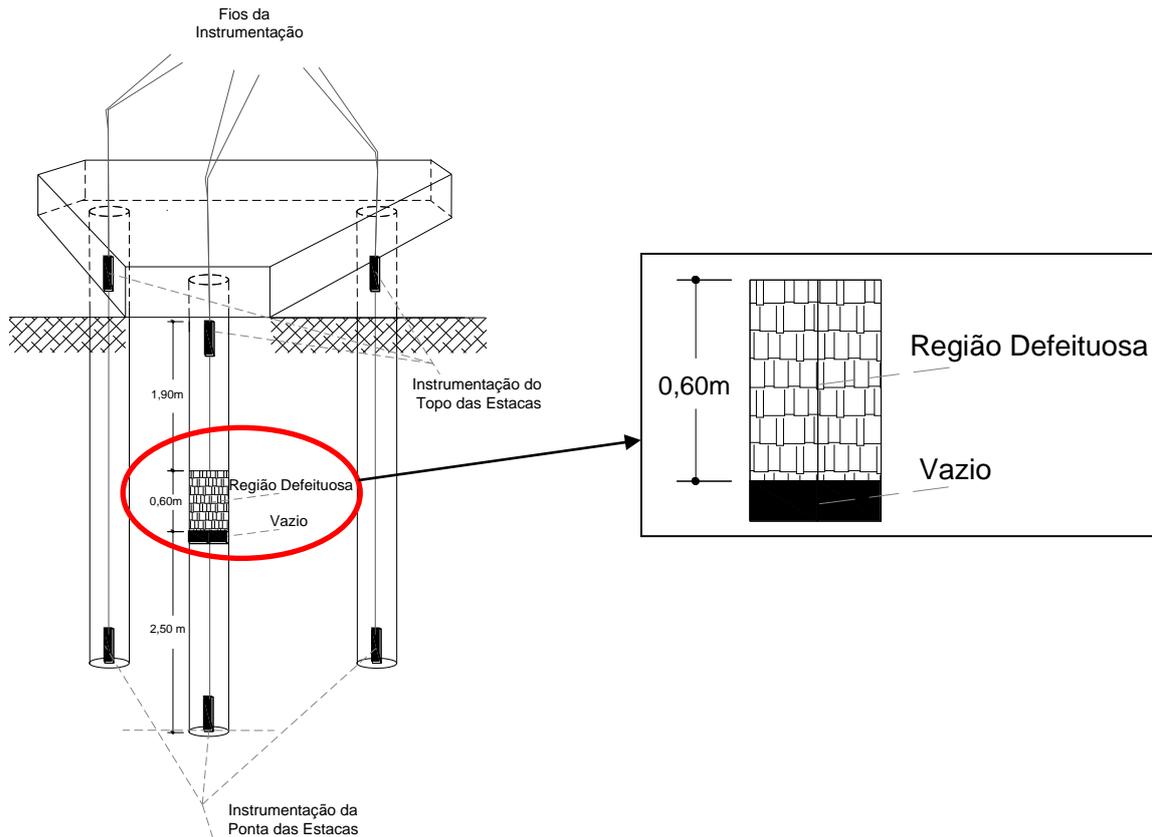


Figura 4.51 – Detalhe do posicionamento do defeito no radier estaqueado CD₃(EXP).

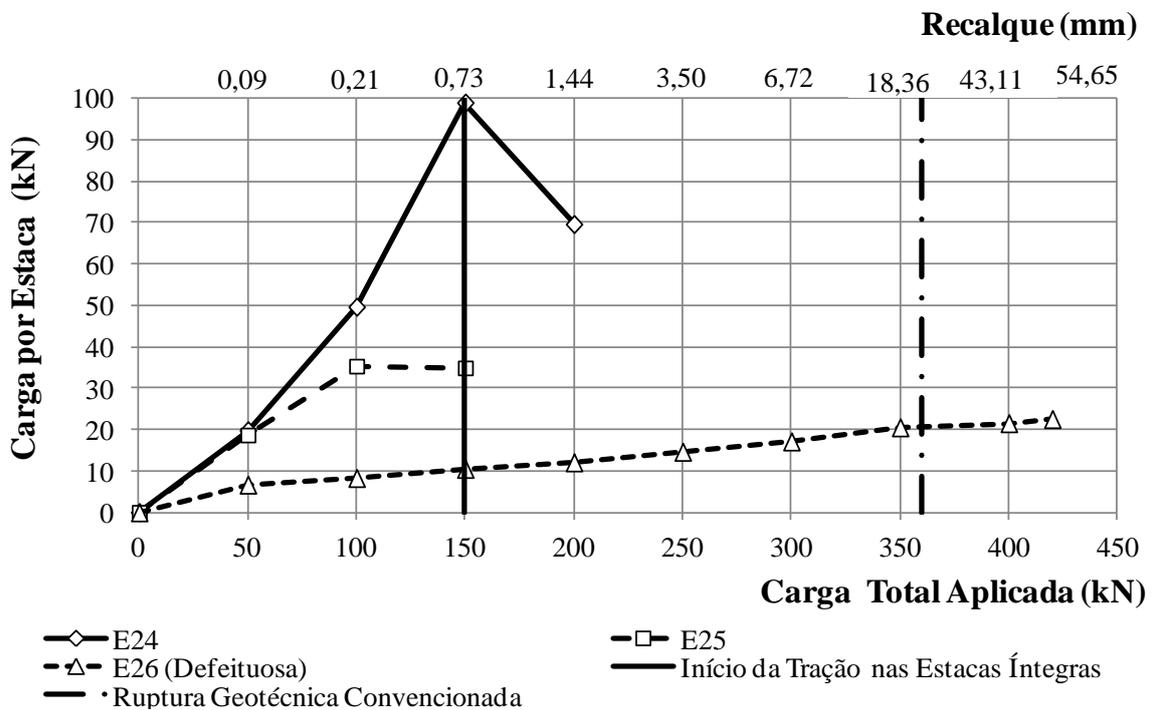


Figura 4.52 – Carga absorvida pelas estacas em cada estágio de carga aplicado no topo do radier CD₃(EXP).

A Figura 4.53 correlaciona as curvas carga *versus* recalque obtidas numericamente para o radier estaqueado SD₃(NUM) e, experimentalmente, para o radier CD₃(EXP). A partir

dessas curvas, é possível observar qual a influência direta que o dano na estaca exerce na capacidade de carga dessa fundação. Diante desses resultados, pode-se verificar que se esperava que um radier assentado sobre 3 (três) estacas íntegras, resistisse a valores próximos a 665,0 kN, para 25mm de recalque, entretanto, o radier estaqueado $CD_3(\text{EXP})$ apresentou para os mesmos 25mm de recalque, a carga de ruptura convencionada de 360,0 kN. Assim, o fator de segurança da fundação, na prática apresentou-se igual à 1 (um), quando aos 360,0 kN o fator de segurança previsto era 1,84 caso a fundação estivesse íntegra. Ou seja, houve ruptura da fundação para esse nível de carga, devido à ocorrência dos defeitos nessa magnitude em uma das estacas.

Adotando como referência a capacidade de carga do radier $CD_3(\text{EXP})$, que foi de 360,0 kN, determinou-se os fator de segurança global para cada nível de carregamento desse radier (Figura 4.54) e comparou-se com o fator de segurança previsto para uma fundação íntegra ($SD_3(\text{NUM})$) submetida aos mesmos níveis de carregamento (Figura 4.55). Conforme esperado, desde os primeiros incrementos de carga, o fator de segurança global da fundação sujeita a presença de uma estaca defeituosa é inferior, e que no instante da ruptura, verificada experimentalmente, se esperava que a fundação ainda se apresentasse íntegra.

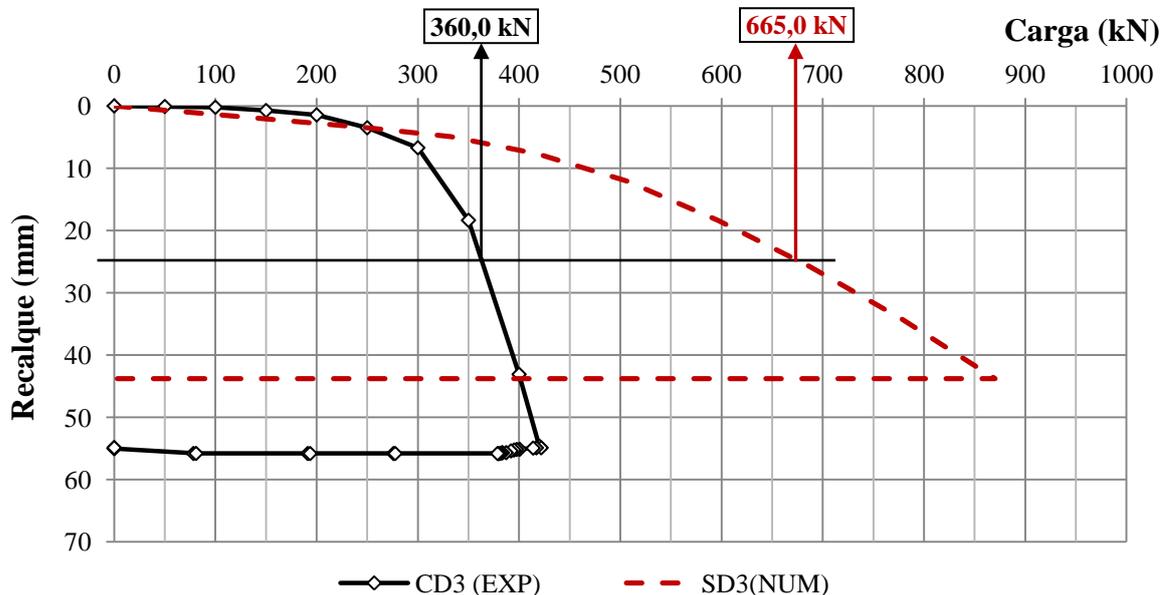
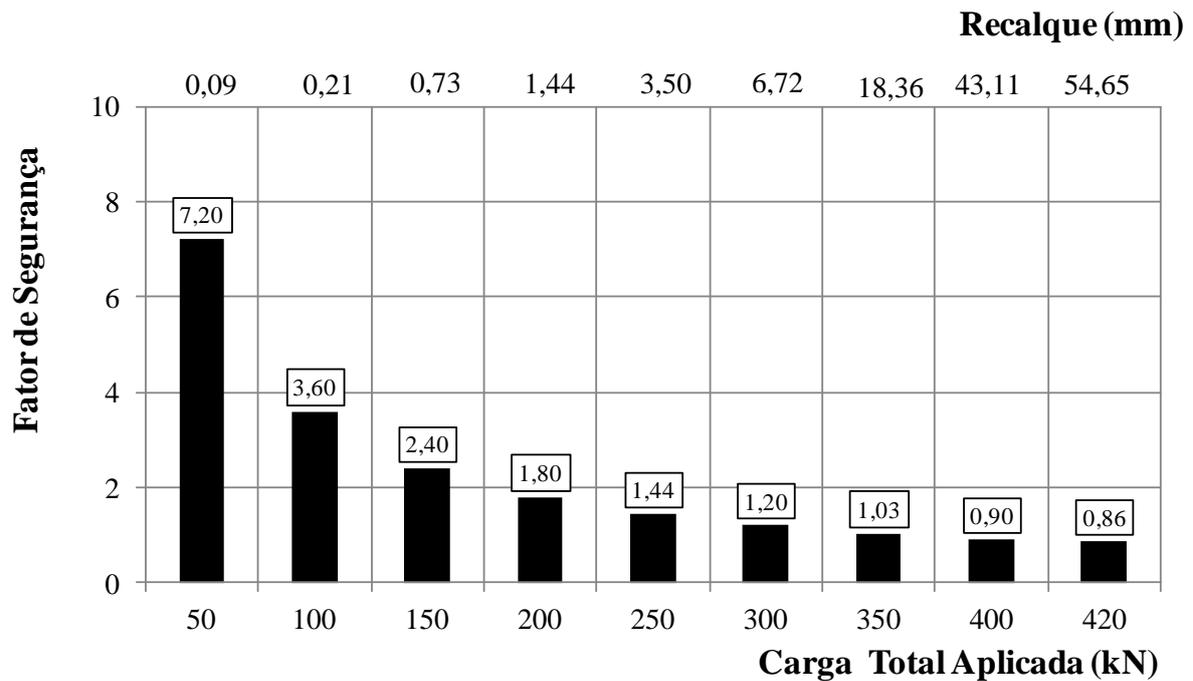
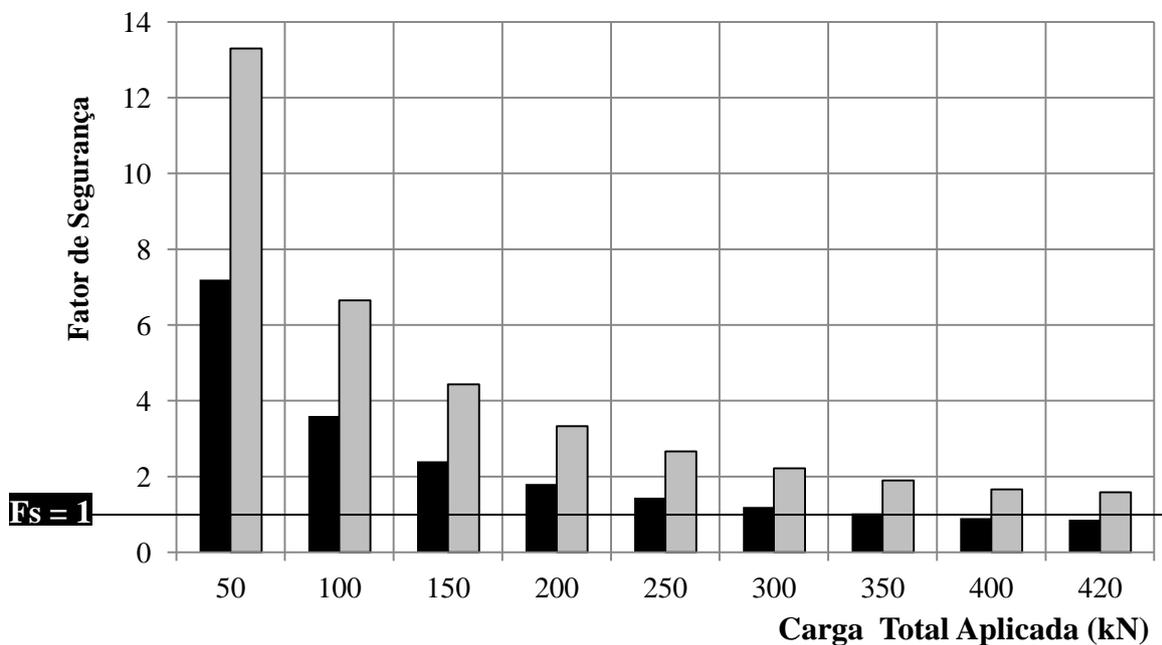


Figura 4.53 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque dos radiers CD_3 e $SD_3(\text{NUM})$ obtidas experimental e obtida e numericamente respectivamente.



■ Fs Global - CD3 (EXP)

Figura 4.54 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD₃ para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.



■ Fs Global - CD3 (EXP)

□ Fs Global - SD3 (NUM)

Figura 4.55 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD₃ e os fatores de segurança previstos para um radier sem estacas defeituosas (SD_{3(NUM)}) para cada incremento de carregamento e recalques até a ruptura.

Na Figura 4.56 são apresentados os fatores de segurança global e parciais do radier e de cada uma das estacas, para cada nível de carregamento e recalques determinados

experimentalmente Observa-se que com a evolução do carregamento aplicado e consequentemente dos recalques, os fatores de segurança tendem a reduzir até valores próximos a 1 (um), que corresponde a carga de ruptura geotécnica obtida na prova de carga realizada sobre o radier CD₃. A capacidade de carga adotada para o respectivo radier isolado para determinação do seu fator de segurança parcial foi aproximadamente 475,5 kN.

Como nos primeiros incrementos de carga a maior parcela desta é absorvida pelas estacas, e conforme era de esperar, o fator de segurança desta é inferior ao obtido para o radier. Entretanto, à medida que o nível de cargas aplicado sobre o radier supera 150,0 kN, as estacas íntegras sofrem alívio das cargas de compressão e posteriormente e em seguida são submetidas à tração o radier passa absorver praticamente todo o carregamento. Aos 360,0 kN os fatores de segurança do radier reduzem até valores próximos a 1 (um) (Figura 4.57).

Chama-se a atenção novamente para o fato de que os fatores de segurança parciais para a estaca defeituosa (E26) não foram apresentados, uma vez que a capacidade de carga dessa estaca defeituosa, por apresentar defeito, não pode ser comparada a capacidade de carga de uma estaca íntegra.

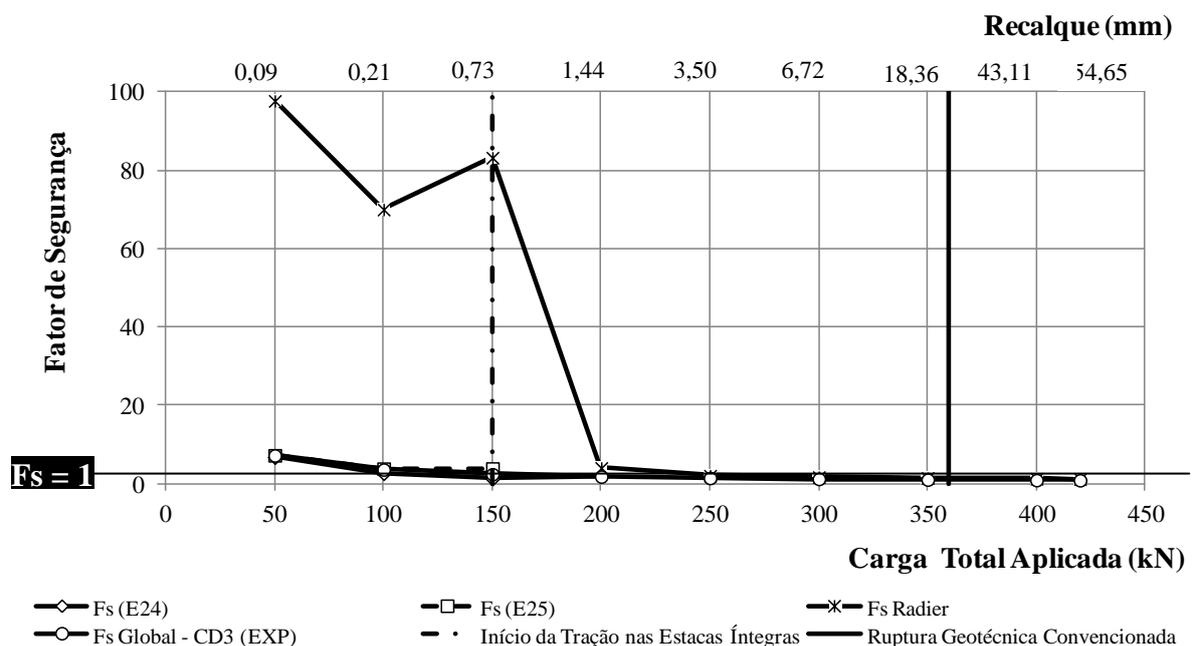


Figura 4.56 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais dos radier, E24 e E25, para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o CD₃(EXP).

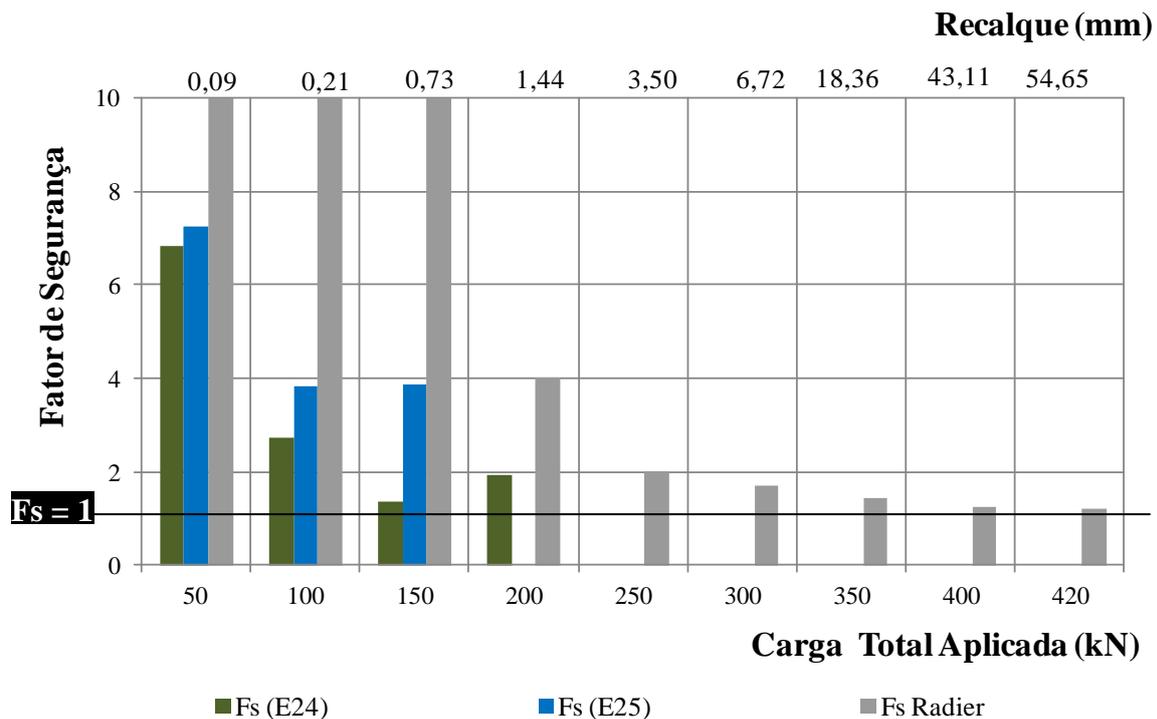


Figura 4.57 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estacas E24 e E25) para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o $CD_{3(EXP)}$.

Quanto ao registro de recalques, foi possível obter o valor médio total no topo (superfície) do radier $CD_{3(EXP)}$, assim como, os recalques diferenciais, obtidos a partir da instalação dos LVDT's posicionados conforme apresentado no capítulo 4 deste trabalho (vide Figura 4.44).

A Figura 4.58 apresenta os valores de recalque registrados por cada um dos LVDT's e conforme é possível observar os maiores recalques foram registrado pelos LVDT 3 e LVDT 4, posicionados sobre a estaca defeituosa. O recalque diferencial máximo registrado ao final da prova de carga radier foi igual a 34,6mm entre os LVDT's 1 e 3.

A fim de mostrar as consequências do defeito em uma estaca instalada em um radier sobre três estacas, apresentam-se na Figura 4.59 as curvas carga *versus* recalque, onde é possível comparar as curvas obtidas com a média dos recalques registrados pelos transdutores de deslocamento instalados sobre as duas estacas íntegras (E24 e E25) com o recalque registrado pelo transdutor de deslocamento instalado sobre a estaca defeituosa (E26) no radier $CD_{3(EXP)}$. Nessa é possível observar que os valores de recalque, para o mesmo nível de carregamento, registrados pelo transdutor instalado na região correspondente a estaca defeituosa é 31,61mm maior que os registrados na média dos outros dois transdutores de deslocamento. Ao comparar os valores de recalques diferenciais máximos registrados experimental e numericamente, observou-se que os valores experimentais foram 43,5%

maiores do que o registrado a partir da análise numérica. Essa discrepância reforça a afirmativa anteriormente mencionada de que os resultados das análises numéricas seriam ainda mais realistas caso fossem utilizados os elementos de interface entre a estaca e o solo.

Além disso, os resultados reforçam a necessidade de detecção dos defeitos nas estacas, por exemplo, com o uso do PIT, antes que da sua mobilização frente ao incremento de cargas, visto que um recalque diferencial dessa magnitude pode ser a origem de diversos problemas estruturais em uma edificação.

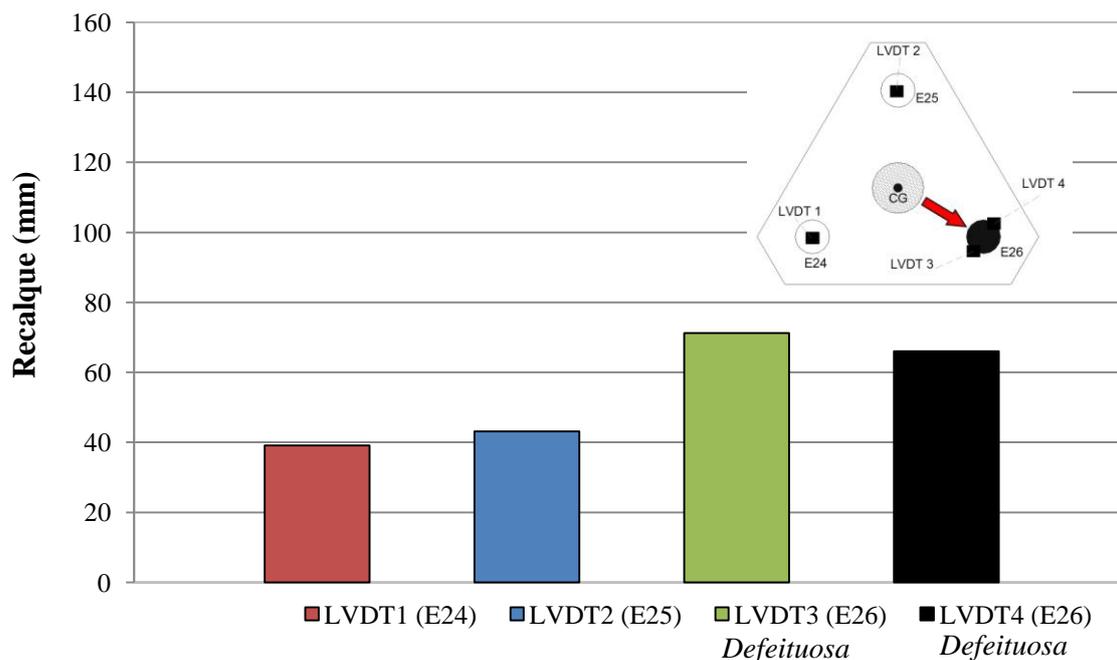


Figura 4.58 – Recalque registrado pelos LVDT's no topo do radier $CD_{3(EXP)}$.

Ainda a respeito dos recalques diferenciais, a Figura 4.60, apresenta os valores de distorção angular máxima no topo do radier para cada nível de carga aplicada. Observa-se nessa figura que o radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$ começa a apresentar distorção angular significativa a partir de 150,0 kN de carga aplicada. Atingindo valores da ordem de 1/100 aos 300,0 kN e aproximadamente 1/25 ao final do carregamento aplicado sobre o respectivo radier estaqueado. Mais uma vez adotando como referência os valores limite de distorção angular determinados por Bjerrum (1963), anteriormente apresentados na Figura 4.25, o valor correspondente a 1/100 está associado a danos estruturais, inclinação notável e necessidade de reforço da fundação. Ou seja, antes da ruptura geotécnica da fundação, devido à distorção angular, poderia provocar danos à estrutura, de modo que esta variável precisa ser avaliada com as devidas precauções para uma fundação sujeita a presença de estacas defeituosas.

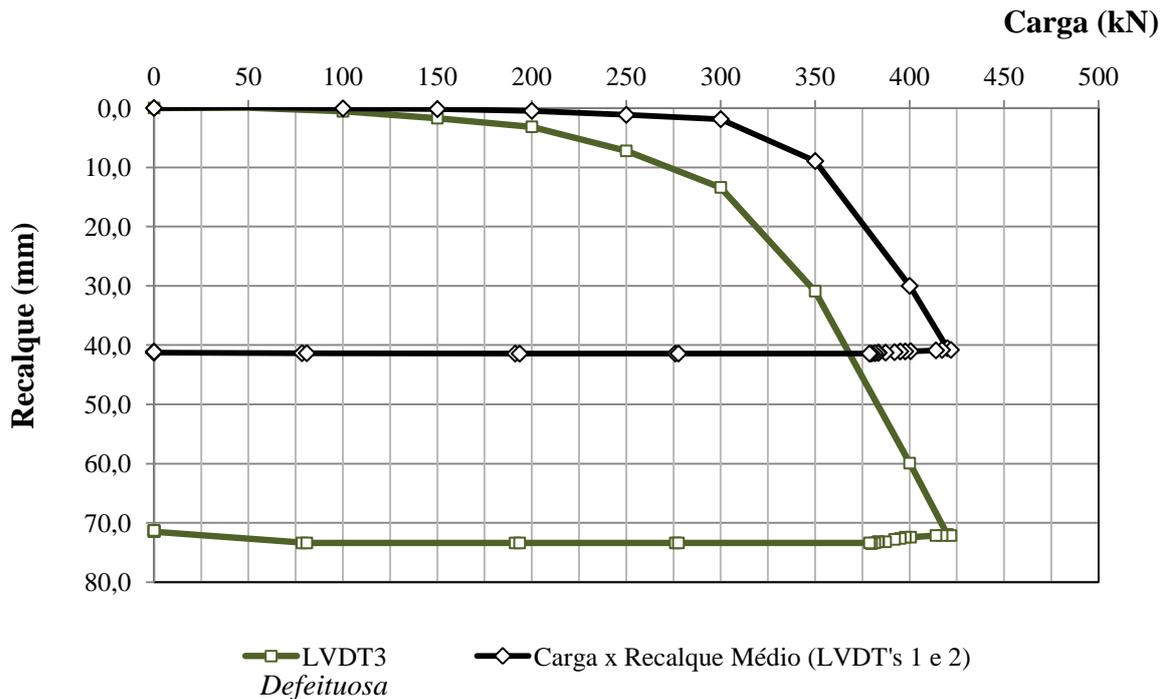


Figura 4.59 – Curvas carga versus recalque médio registrado com os LVDT's instalados sobre as estacas íntegras e carga versus recalque registrado com o LVDT 3 instalado sobre a estaca defeituosa do radier estaqueado CD₃.

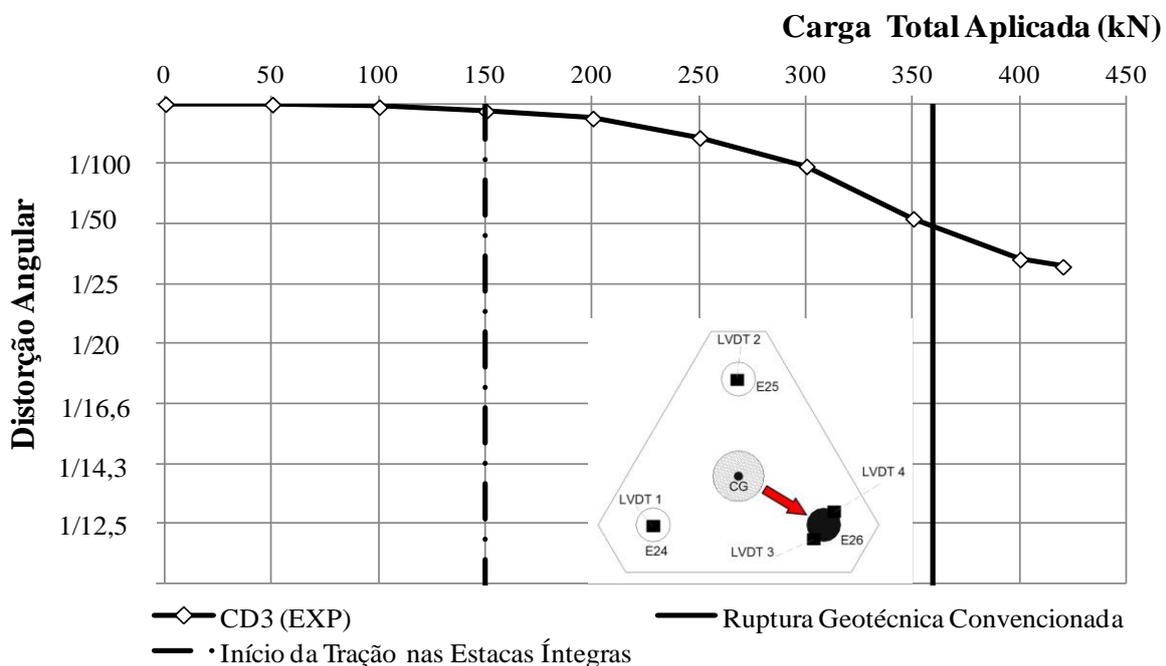


Figura 4.60 – Distorção angular do radier CD₃ para cada incremento de carregamento.

Vale destacar que mesmo para valores abaixo da carga de trabalho obtida numericamente para o radier estaqueado íntegro, denominado por SD_{3(NUM)}, cerca de 332,5 kN, valor este inferior a carga de ruptura convencional do radier estaqueado CD_{3(EXP)}, os valores de distorção angular no radier sujeito à presença de estacas defeituosas, obtidos a

partir das medidas durante a prova de carga, foram significativos. Ou seja, mesmo sem a ocorrência da ruptura da fundação, o respectivo radier estaqueado, quando sujeito à presença de estacas defeituosas e submetidos à carregamentos equivalentes à carga trabalho, apresentou recalques diferenciais e distorção angular excessivos..

É importante relatar também que durante a execução das provas de carga, os LVDT's precisaram ser reposicionados, visto que devido à rotação do radier, os mesmos se deslocaram da região central da viga de referência, atingindo posições como as registradas na Figura 4.61. No momento em que ocorreu tal fato, os recalques foram registrados, as leituras de recalque a partir do sistema de aquisição foram interrompidas, reposicionou-se e zeraram-se os LVDT's para logo em seguida reiniciar a aquisição dos dados a partir do sistema de aquisição automático.

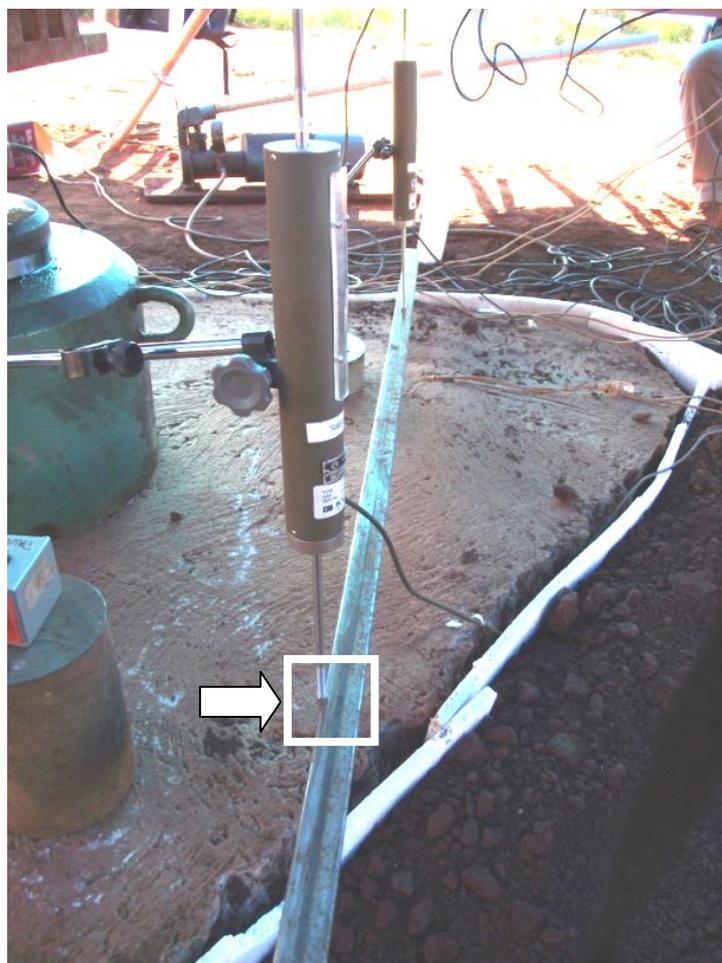


Figura 4.61 – Transdutor de deslocamento deslocado na viga de referência durante as provas de carga.

Ainda a respeito dos resultados obtidos para radier $CD_{3(EXP)}$, nas Figuras 4.62, 4.63 e 4.64 foram apresentados os gráficos de transferência de carga axial ao longo do comprimento

das estacas E24, E25 e E26 respectivamente. Mais uma vez, conforme era de se esperar para estacas escavadas, os valores de cargas axiais registrados pela instrumentação foram máximos no topo da estaca e na ponta estes chegam a valores iguais ou próximos à zero para todos os incrementos de carga.

É importante chamar a atenção de que para a estaca defeituosa (E26) não foi possível garantir a transmissão de esforços entre a região defeituosa e o trecho inferior da mesma. Partindo desse pressuposto, a carga axial na cota inferior do defeito, a 2,5 metros de profundidade é zero. Dessa forma a carga axial máxima na região defeituosa não superou 10 kN, carga esta inferior a carga de ruptura prevista numericamente, em laboratório e em campo a partir da prova de carga $CD_{1(EXP)}$. Essa afirmativa corrobora com a ideia de que o defeito estrutural não foi mobilizado.

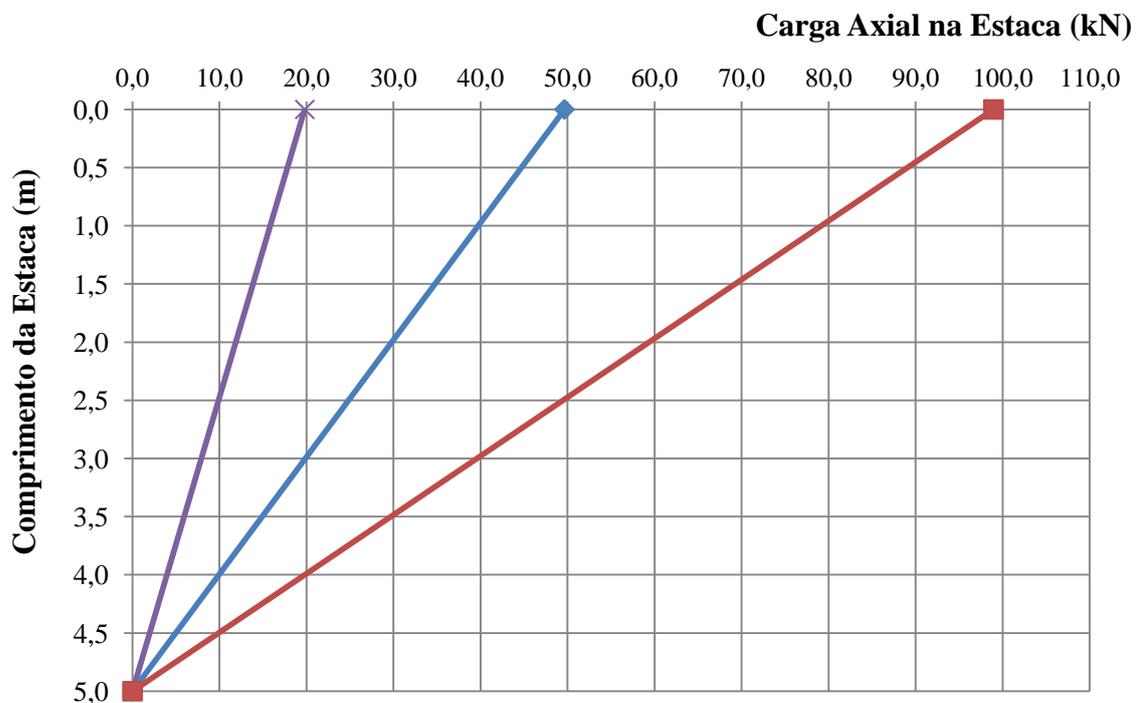


Figura 4.62 – Transferência de carga na estaca E24 do radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$.

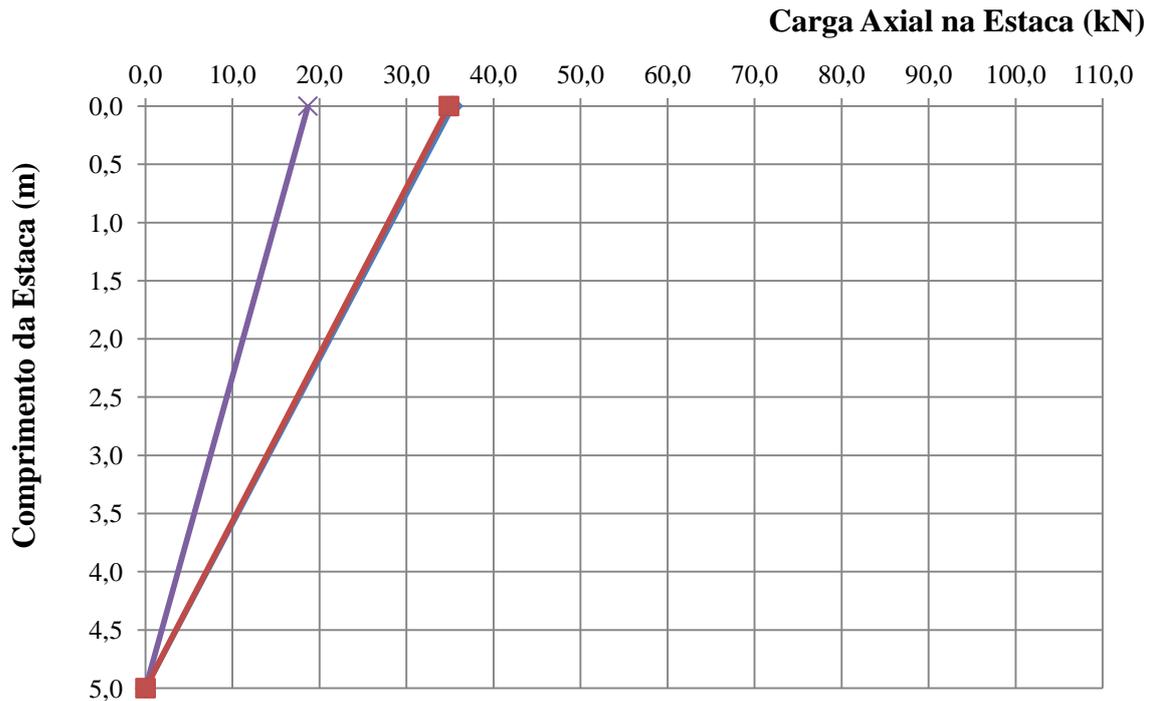


Figura 4.63 – Transferência de carga na estaca E25 do radier estaqueado CD_{3(EXP)}.

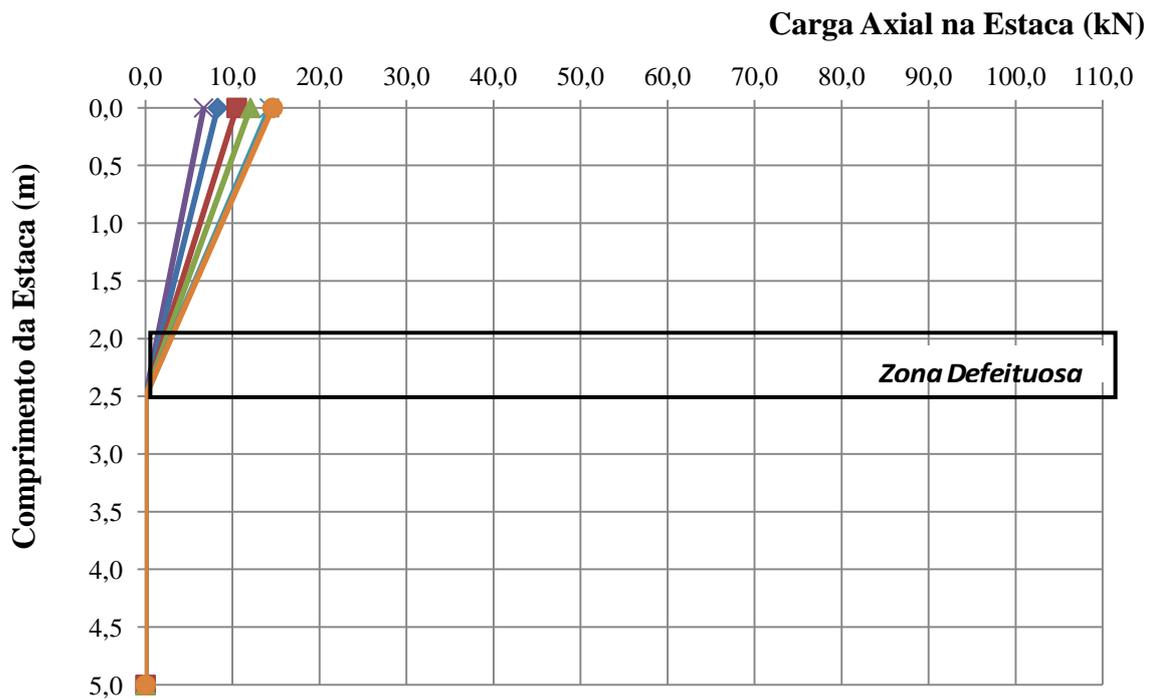


Figura 4.64 – Transferência de carga na estaca E26 (Defeituosa) do radier estaqueado CD_{3(EXP)}.

4.3. RADIER SOBRE 4 ESTACAS (SD_{4(NUM)}, CD_{4(NUM)} E CD_{4(EXP)})

Neste item são apresentados e discutidos os resultados para o radier sobre quatro estacas, obtidos experimentalmente, a partir de prova de carga estática realizada em campo

($CD_{4(EXP)}$), e numericamente a partir de modelagem tridimensional por elementos finitos com o software LCPC-CESAR ($CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$). Além disso, são discutidos aspectos a respeito do comportamento associado à carga e recalques, assim como à distribuição de cargas entre o radier e a estaca antes e após a mobilização do defeito.

Os valores de recalques totais e diferenciais, obtidos na prova de carga experimental, em campo, e nas análises numéricas para os radiers sobre quatro estacas íntegras e com a presença de três estacas íntegras e uma estaca defeituosa sob o radier, estão apresentados resumidamente na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Resumo dos resultados obtidos nas provas de carga realizadas no campo experimental e obtidos numericamente ($SD_{4(NUM)}$, e $CD_{4(NUM)}$ e $CD_{4(EXP)}$).

Radier Estaqueado	N ^o _E	N ^o _{ED}	Data da P.C.	Índice Pluviométrico	ΔQ (kN)	Q _{RUPT.} (kN)	$\rho_{MRUPT.}$ (mm)	$\rho_{MMÁX.}$ (mm)	$\rho_{DMÁX.}$ (mm)
SD _{4(NUM)}	4	0	-	-	112,8	940,0	25,0	50,5	-
CD _{4(NUM)}	4	1	-	-	75,0	620,0	25,0	48,5	17,5
CD _{4(EXP)}	4	1	08/11/2012	0 mm	50,0	560,0	25,0	~ 60,1	~ 29,5

N^o_E – Número de estacas sob o radier; N^o_{ED} – Número de estacas defeituosas sob o radier; Data da P.C – Data de realização da prova de carga em campo; ΔQ – Incremento de carga aplicado em cada estágio de carregamento; Q_{RUPT.} – Carga de ruptura geotécnica da fundação; $\rho_{MRUPT.}$ – Recalque médio na ruptura; $\rho_{MMÁX.}$ – Recalque máximo ao final dos estágios de carregamento; $\rho_{DMÁX.}$ – Recalque diferencial máximo.

4.3.1. Análises Numéricas ($CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$)

A Tabela 4.1 mostrou os parâmetros geométricos e elásticos utilizados nas análises numéricas realizadas nesta pesquisa, enquanto que a Tabela 3.8, no capítulo 3 desta tese, foram apresentados os parâmetros geotécnicos utilizados para todas as análises referentes ao campo experimental da FEC-UNICAMP.

Nas Figuras 4.65 e 4.66 estão apresentadas as malhas de elementos finitos gradadas nas análises numéricas denominadas por $CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$. A Figura 4.67 apresenta as curvas carga *versus* recalque obtidas nas análises numéricas dos radiers estaqueados assentados sobre três estacas com e sem a presença de uma estaca defeituosa.

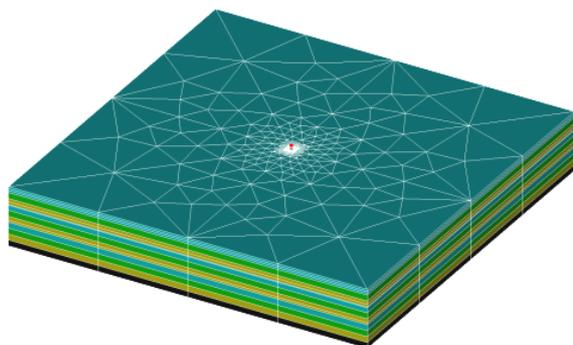


Figura 4.65 – Vista isoparamétrica da malha de elementos finitos das análises $CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$.

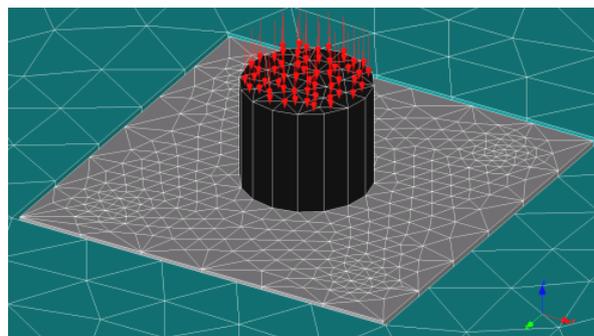


Figura 4.66 – Detalhe da malha de elementos finitos das análises $CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$.

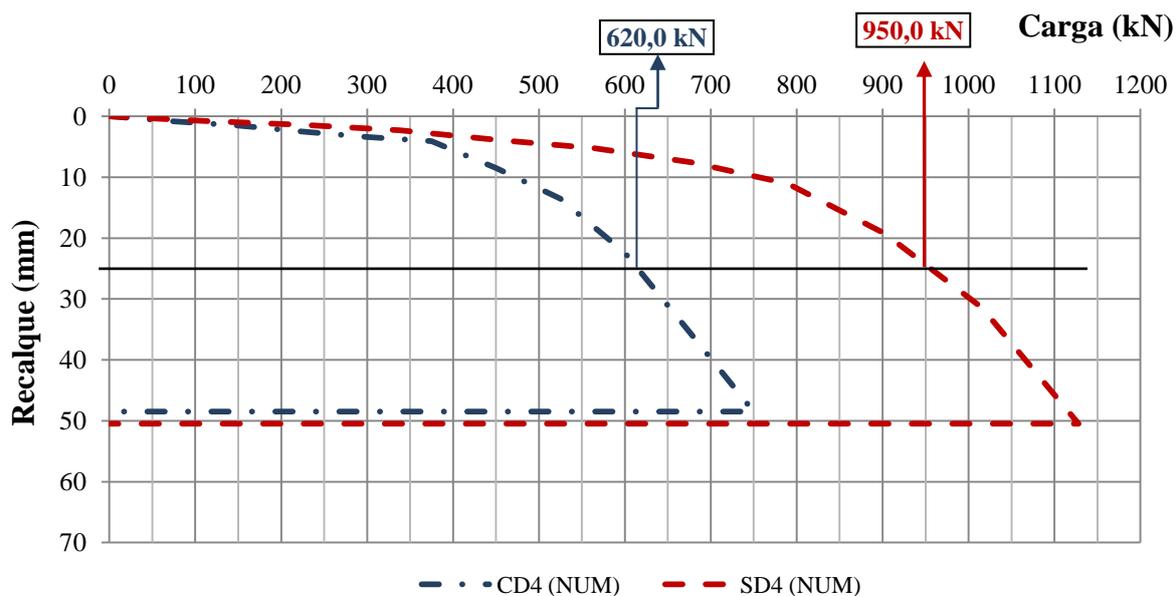


Figura 4.67 – Curvas carga *versus* recalque obtidas numericamente a partir do LCPC-CESAR para os radiers assentados sobre quatro estacas com se sem a presença de uma estaca defeituosa respectivamente (Análises numéricas – $CD_{4(NUM)}$, $SD_{4(NUM)}$).

A partir das curvas carga *versus* recalque foram definidos os valores de carga de ruptura convencional para recalque médio no topo do radier igual a 25mm, seguindo o mesmo critério estabelecido para os radiers sobre um e três estacas. Os valores de recalques totais e diferenciais, obtidos nessas análises numéricas também estão apresentados resumidamente na Tabela 4.8.

Diante desses resultados, pode-se observar que se esperava que um radier assentado sobre três estacas íntegras, resistisse 950,0 kN, entretanto, o radier estaqueado $CD_{4(NUM)}$ (3 estacas íntegras e uma defeituosa) tem carga de ruptura convencional aos 25mm igual a 620,0 kN. Assim, o fator de segurança da fundação $CD_{4(NUM)}$, apresentou-se igual a 1 (um) para um nível de carga sob o qual se esperava, caso a fundação estivesse íntegra, um fator de segurança de aproximadamente 1,53.

Adotando como referência a capacidade de carga convencional do radier $CD_{4(NUM)}$, que foi de 620,0 kN aos 25mm de recalque, determinou-se o fator de segurança global para cada nível de carregamento desse radier (Figura 4.68) e comparou-se com o fator de segurança previsto para uma fundação íntegra ($SD_{4(NUM)}$) submetidos aos mesmos níveis de carga.

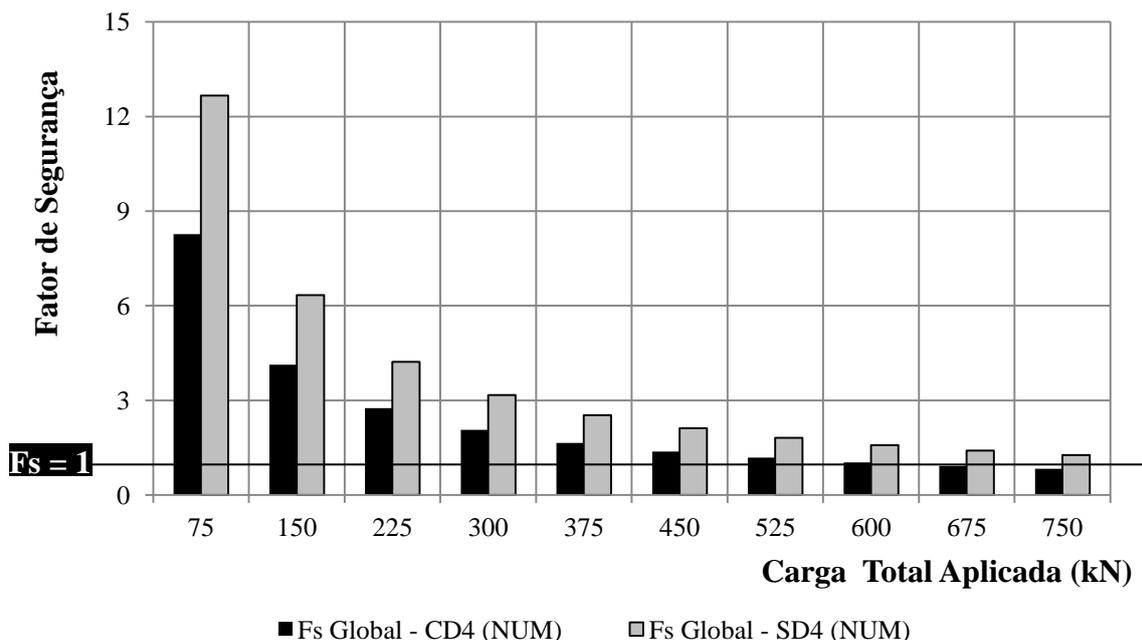


Figura 4.68 – Comparação entre os fatores de segurança globais obtidos para radiers estaqueados $CD_{4(NUM)}$ e $SD_{4(NUM)}$.

A Tabela 4.9 apresenta os valores de distribuição de carga entre estaca e radier para cada incremento de carga aplicado. Na Figura 4.69, estes valores estão dispostos graficamente, de modo que é possível verificar a distribuição de cargas entre o radier e a estaca defeituosa antes e após a sua ruptura estrutural e geotécnica. O incremento de carga aplicado no topo do radier $CD_{4(NUM)}$ foi de 75,0 kN, e a medida que o nível de carga empregado aumentou, conforme apresentado na Figura 4.69, houve uma tendência de aumento na transferência de carga entre da estaca para o radier. Após atingir 690,0 kN o radier passou a absorver mais carga do que a estaca, até que ao final do carregamento estes absorveram 54,2% e 45,8% da carga total aplicada respectivamente. Este comportamento foi semelhante ao que foi apresentado para os radiers $CD_{1(NUM)}$ e $CD_{3(NUM)}$, apresentados nas seções anteriores.

A Figura 4.70 apresenta as curvas de distribuição de cargas entre as estacas (íntegras e defeituosa) e o radier obtidas numericamente. Nessa figura é possível observar que após 300,0 kN de carga aplicada, há uma suave mudança de inclinação da curva que representa os valores de carga absorvida pelo radier e logo em seguida, observa-se também uma tendência de estabilização das cargas absorvidas pelas estacas. Destaca-se a curva de absorção de cargas da estaca defeituosa, onde é possível observar que desde o início do carregamento, absorveu menos carga do que as estacas íntegras, provavelmente devido a menor rigidez desta estaca.

Tabela 4.9 – Valores das cargas no radier, no topo e ponta das estacas do E9 (Defeituosa), E10, E11 e E12 do radier CD_{4(NUM)}.

Carga	E9 (Defeituosa)		E10		E11		E12		Carga Radier	% Carga Estacas	% Carga Radier
	Topo	Ponta	Topo	Ponta	Topo	Ponta	Topo	Ponta			
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN			
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
75,0	12,9	0,4	15,9	0,7	15,8	0,7	14,9	0,6	13,1	82,6	17,4
150,0	27,1	0,6	31,5	1,3	34,6	1,3	32,0	1,1	20,6	86,2	13,8
225,0	45,3	0,7	46,6	1,8	44,2	1,8	53,5	1,5	29,6	86,8	13,2
300,0	52,0	0,9	55,5	2,5	57,9	2,5	65,4	2,2	61,2	79,6	20,4
375,0	56,4	1,1	67,9	3,3	65,5	3,3	70,1	3,1	104,4	72,1	27,9
450,0	59,3	1,2	77,3	3,8	71,4	3,8	74,8	3,5	154,9	65,6	34,4
525,0	61,9	1,4	81,9	4,4	77,7	4,4	79,5	4,1	209,7	60,1	39,9
600,0*	64,7	1,5	84,7	5,1	85,4	5,1	81,8	4,7	267,1	55,5	44,5
675,0	66,2	1,7	86,1	5,7	87,6	5,7	83,4	5,3	333,3	50,6	49,4
750,0	71,0	1,9	88,4	6,3	91,3	6,3	87,1	5,9	391,8	47,8	52,2

* Ruptura geotécnica convencionada do radier CD_{4(NUM)} que foi igual a 620,0 kN.

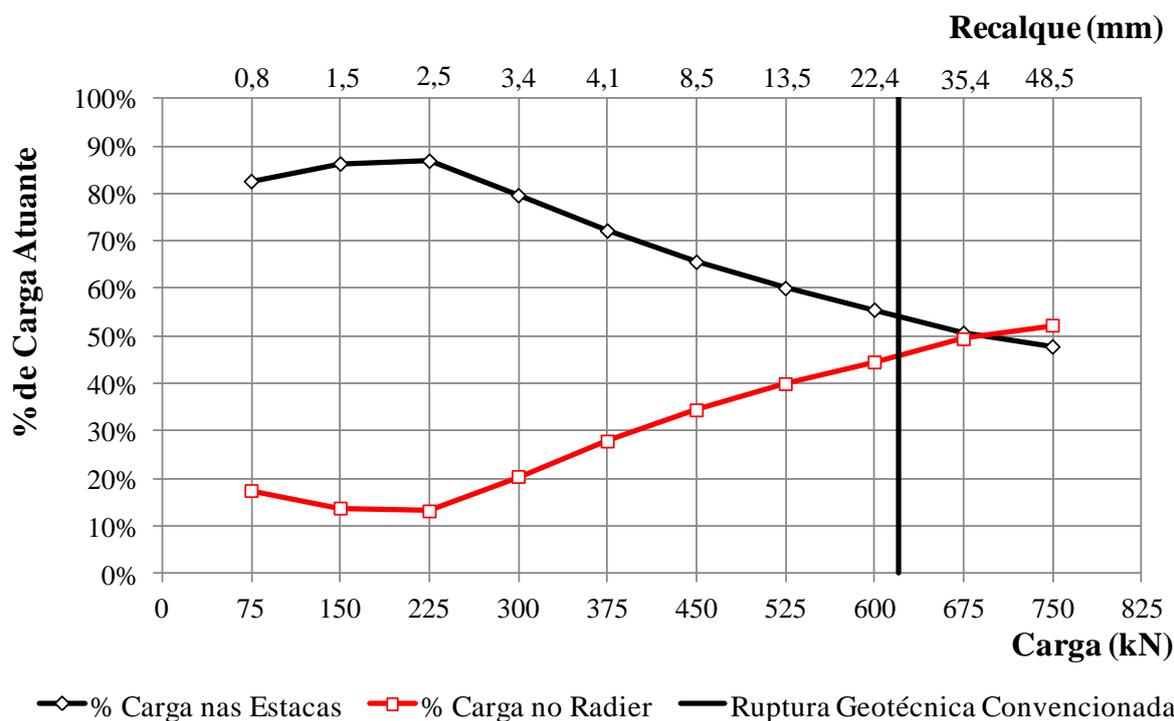


Figura 4.69 – Distribuição percentual de cargas obtidas numericamente entre o radier e as estacas para o radier estaqueado CD_{4(NUM)}.

Nas Figuras 4.71, 4.72, 4.73 e 4.74, apresentam-se os gráficos de transferência de carga axial nas estacas E9 (Defeituosa), E10, E11, e E12 ao longo do comprimento obtidos a partir da modelagem numérica do radier CD_{4(NUM)}. Chama-se a atenção novamente para os

fatos de que as cargas apresentadas são aquelas correspondentes às obtidas diretamente no topo das estacas, já descontada a parcela de contribuição do radier e que foi inserido o material de baixa resistência e rigidez na ponta das estacas para reduzir a resistência de ponta como previsto para as estacas escavadas.

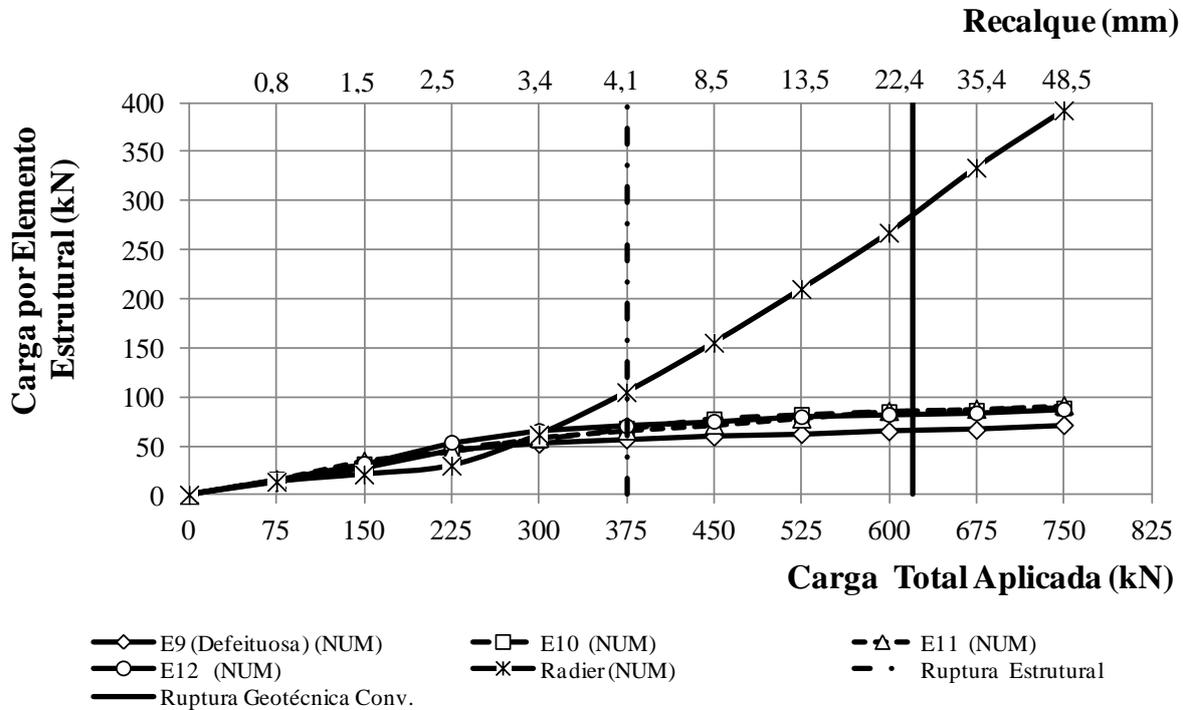


Figura 4.70 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas E9 (Defeituosa), E10, E11 e E12 obtido nas análises numéricas para o radier estaqueado CD_{4(NUM)}.

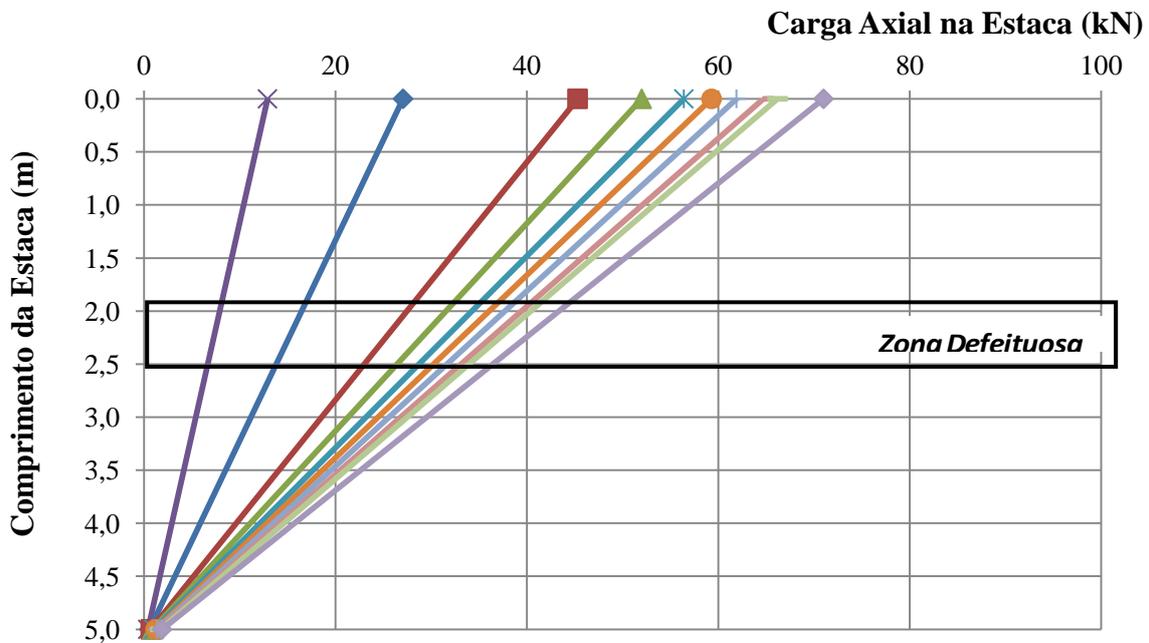


Figura 4.71 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E9 (Defeituosa) do radier CD_{4(NUM)}.

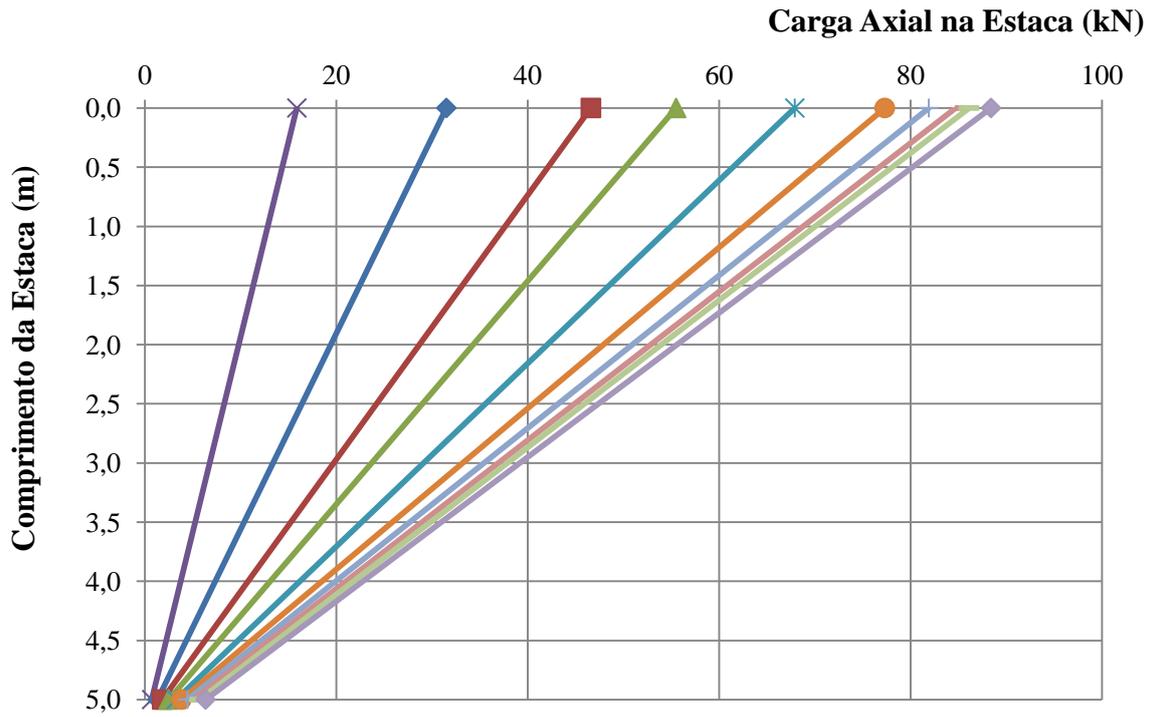


Figura 4.72 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E10 do radier CD₄(NUM).

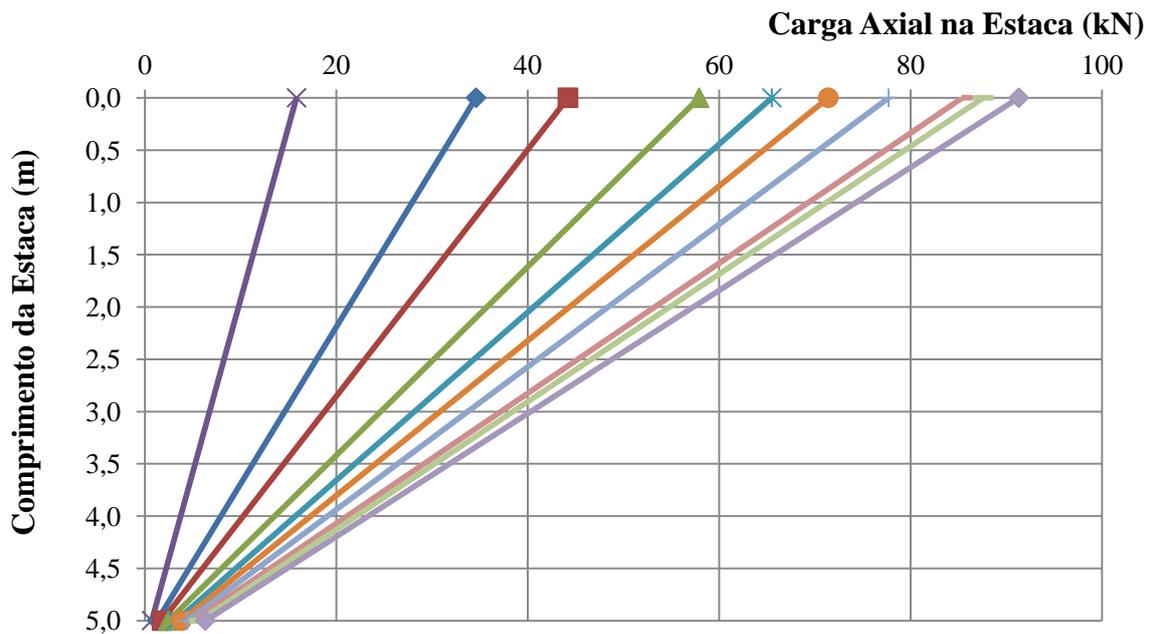


Figura 4.73 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E11 do radier CD₄(NUM).

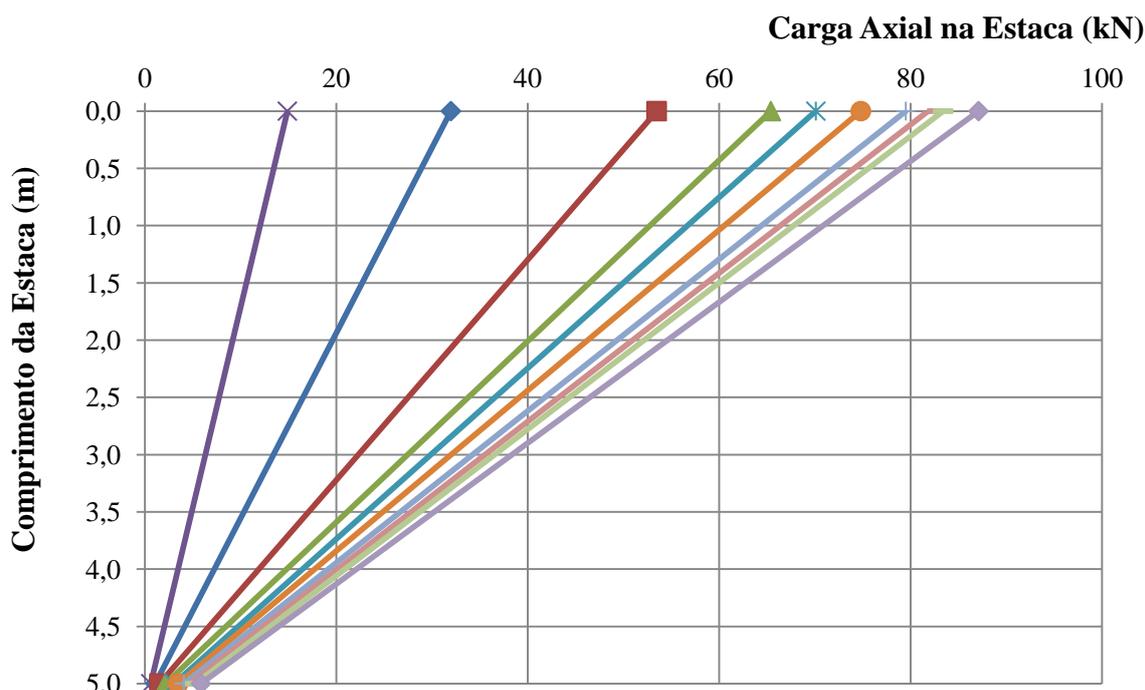


Figura 4.74 – Transferência de carga obtida numericamente na estaca E12 do radier $CD_{4(NUM)}$.

Na Figura 4.75 são apresentados os fatores de segurança global e parciais do radier e de cada uma das estacas individualmente, para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente. É possível observar que com a evolução do carregamento aplicado e consequentemente dos recalques, mais uma vez os fatores de segurança tendem a reduzir até valores próximos a 1 (um), que corresponde a carga de ruptura geotécnica global convencionada para o radier $CD_{4(NUM)}$.

Nos primeiros incrementos de carga a maior parcela desta é absorvida pela estaca, e mais uma vez, o fator de segurança desta é inferior ao obtido para o radier. Entretanto, à medida que o nível de cargas é aumentado, o radier passa absorver mais carga e os fatores de segurança tendem a convergir (Figura 4.76).

É importante destacar que os fatores de segurança parciais para a estaca defeituosa (E9) não foram determinados, uma vez que a capacidade de carga dessa estaca defeituosa, por apresentar defeito, não pode ser comparada a capacidade de carga de uma estaca íntegra. Acredita-se que os fatores de segurança dessa estaca, caso mesma se encontrasse íntegra, deveria ter a mesma ordem de grandeza das outras estacas íntegras do grupo. A capacidade de carga do respectivo radier isolado, determinada a partir do método da superposição dos efeitos (Terzaghi, 1943), foi de aproximadamente 750,0 kN.

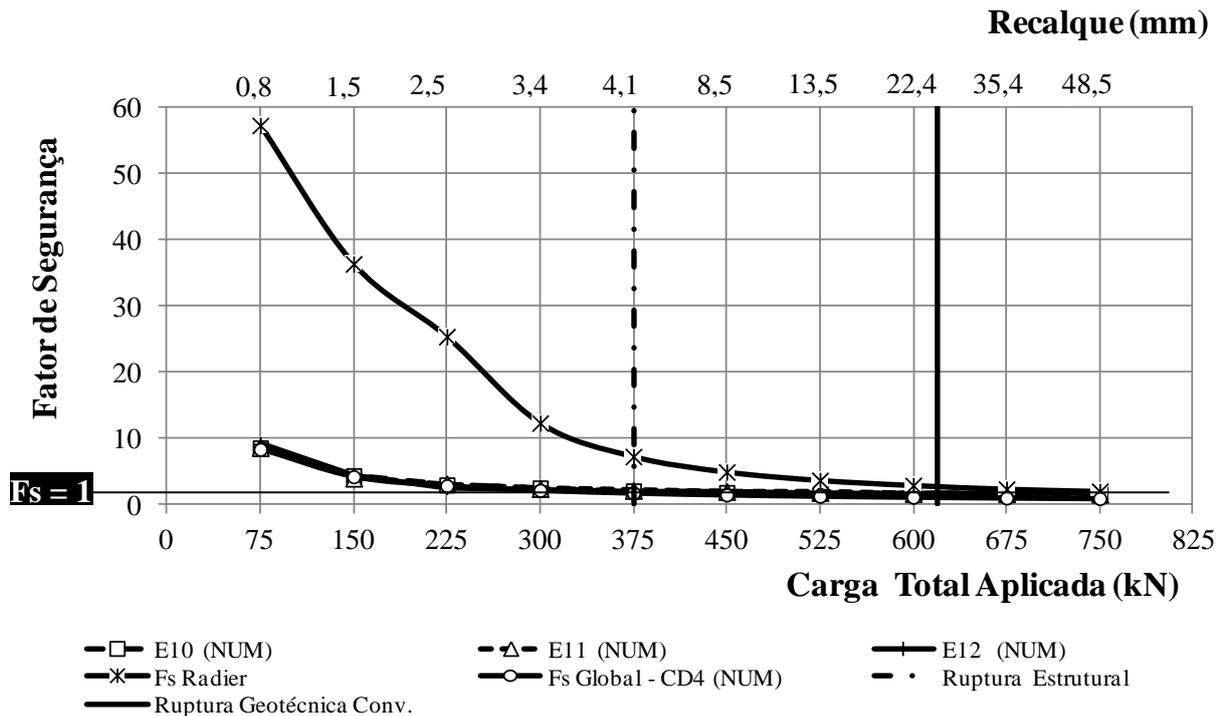


Figura 4.75 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais dos radier, E10, E11 e E12, para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o CD₄(NUM).

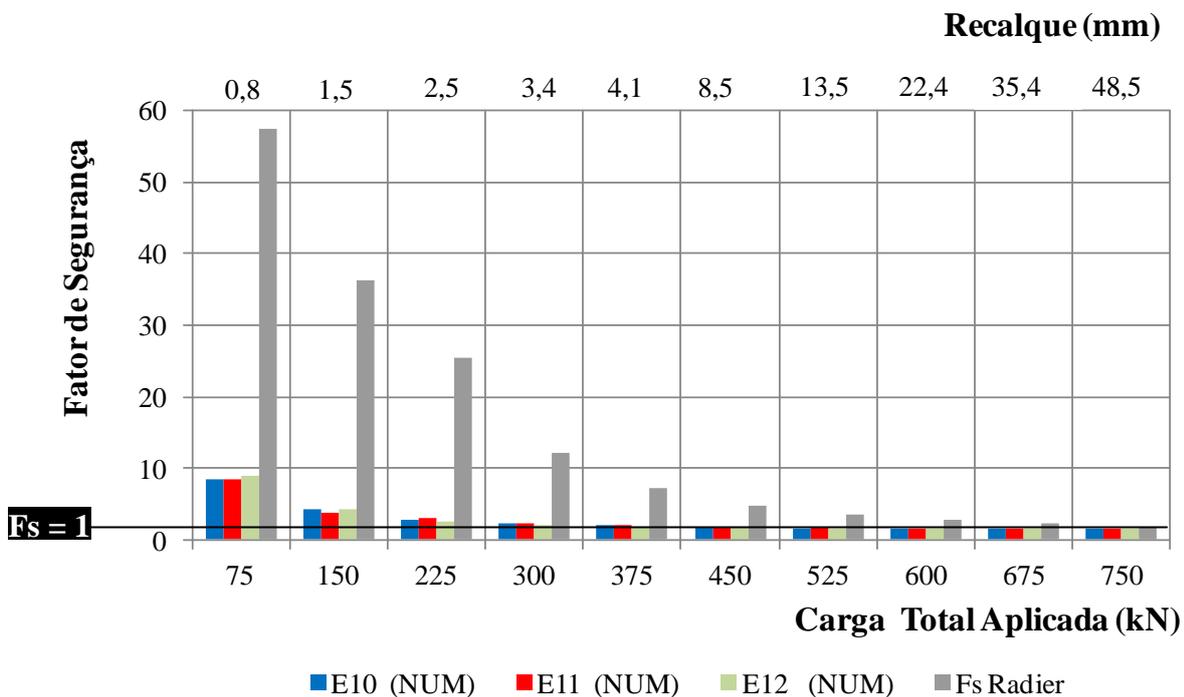


Figura 4.76 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estaca E10, E11 e E12) para cada nível de carregamento e recalques obtidos numericamente para o CD₄(NUM).

Na Figura 4.77 apresenta-se uma seção transversal do radier CD₄(NUM) obtida a partir do software LCPC-CESAR referentes ao 1º incremento de carga e ao 10º incremento de carga aplicado sobre o radier. Nessa imagem é possível observar que no 1º incremento de carga, o

recalque no radier e nas estacas apresentam a mesma ordem de grandeza, enquanto que no 10º incremento de carga, o recalque abaixo da seção defeituosa da estaca apresenta-se com valor inferior ao recalque registrado no radier e no trecho superior da referida estaca.

Na Figura 4.78 apresenta-se o detalhe do radier CD_{4(NUM)} com os respectivos valores de recalque obtidos numericamente no último estágio de carregamento (750,0 kN). Na figura observa-se que o recalque diferencial máximo no topo do respectivo radier que foi de 17,5mm.

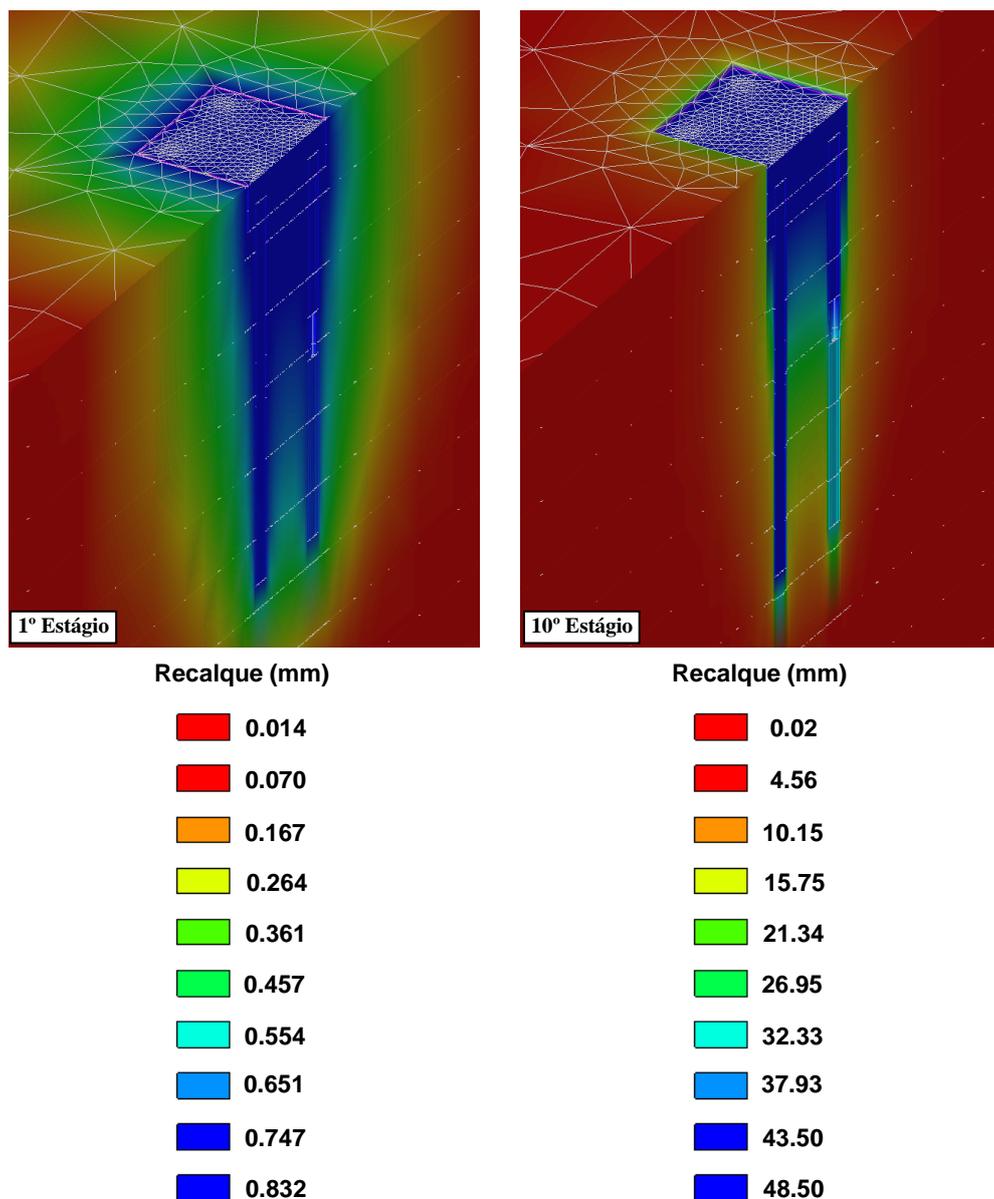


Figura 4.77 – Recalques no 1º e 10º estágio de carregamento do radier CD_{4(NUM)}.

A Figura 4.79 apresenta a evolução dos recalques registrados a partir das análises numéricas para o 1° (75,0 kN), 5° (375,0 kN) e 10° (750,0 kN) estágios de carregamento aplicado no topo do radier $CD_{4(NUM)}$. Na figura é possível observar que desde o primeiro incremento de carga, os valores de recalque na estaca defeituosa são diferentes se comparados com as estacas íntegras. Além disso, pode-se observar também que também no primeiro incremento de cargas, o recalque ao longo da estaca defeituosa é diferente se comparado o trecho superior e inferior ao defeito. Dessa forma conclui-se que o radier rotacionou desde o primeiro incremento de cargas no sentido o qual a seta indica na respectiva figura.

Conforme observado nos resultados da modelagem numérica do radier $CD_{3(NUM)}$ apresentados na seção anterior, após os primeiros incrementos de carga, devido a ocorrência de recalques diferenciais no radier $CD_{4(NUM)}$, o software mais uma vez registrou tensões de tração próximo ao contato entre as estacas e o radier. A Figura 4.80 apresenta a evolução do aparecimento das tensões de tração nas estacas e radier para o 1° (75,0 kN), 5° (375,0 kN) e 10° (750,0 kN) estágios de carregamento. As tensões de tração registradas nessa análise numérica são inferiores à obtidas para o radier $CD_{3(NUM)}$, provavelmente devido ao menor recalque diferencial observado para o radier $CD_{4(NUM)}$. Novamente as tensões de tração superam a resistência a tração do concreto, previamente apresentada na Tabela 4.1, entretanto, vale salientar que apenas parte da seção transversal das estacas está submetida às tensões de tração com valores acima do indicado na referida tabela e que as estacas foram integralmente armadas para combater esses eventuais esforços.

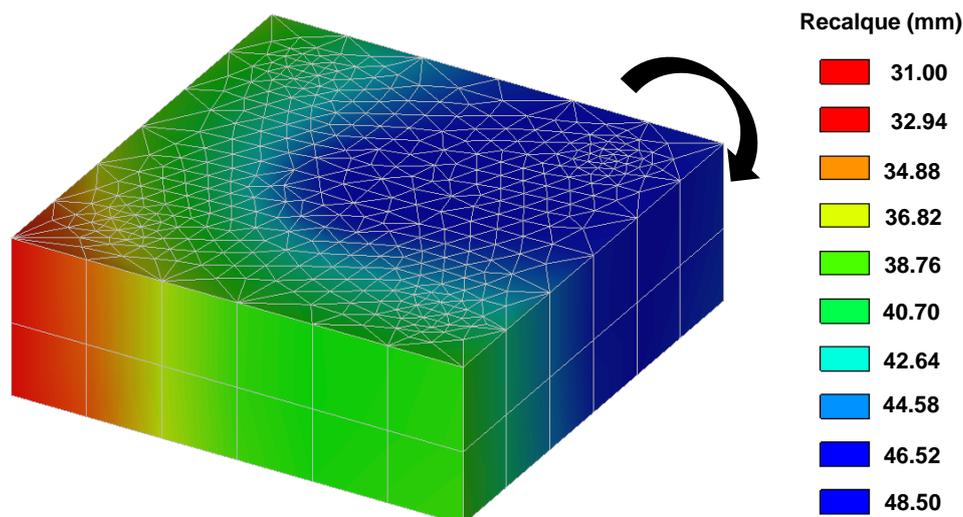


Figura 4.78 – Recalques no radier $CD_{4(NUM)}$ no último estágio de carregamento.

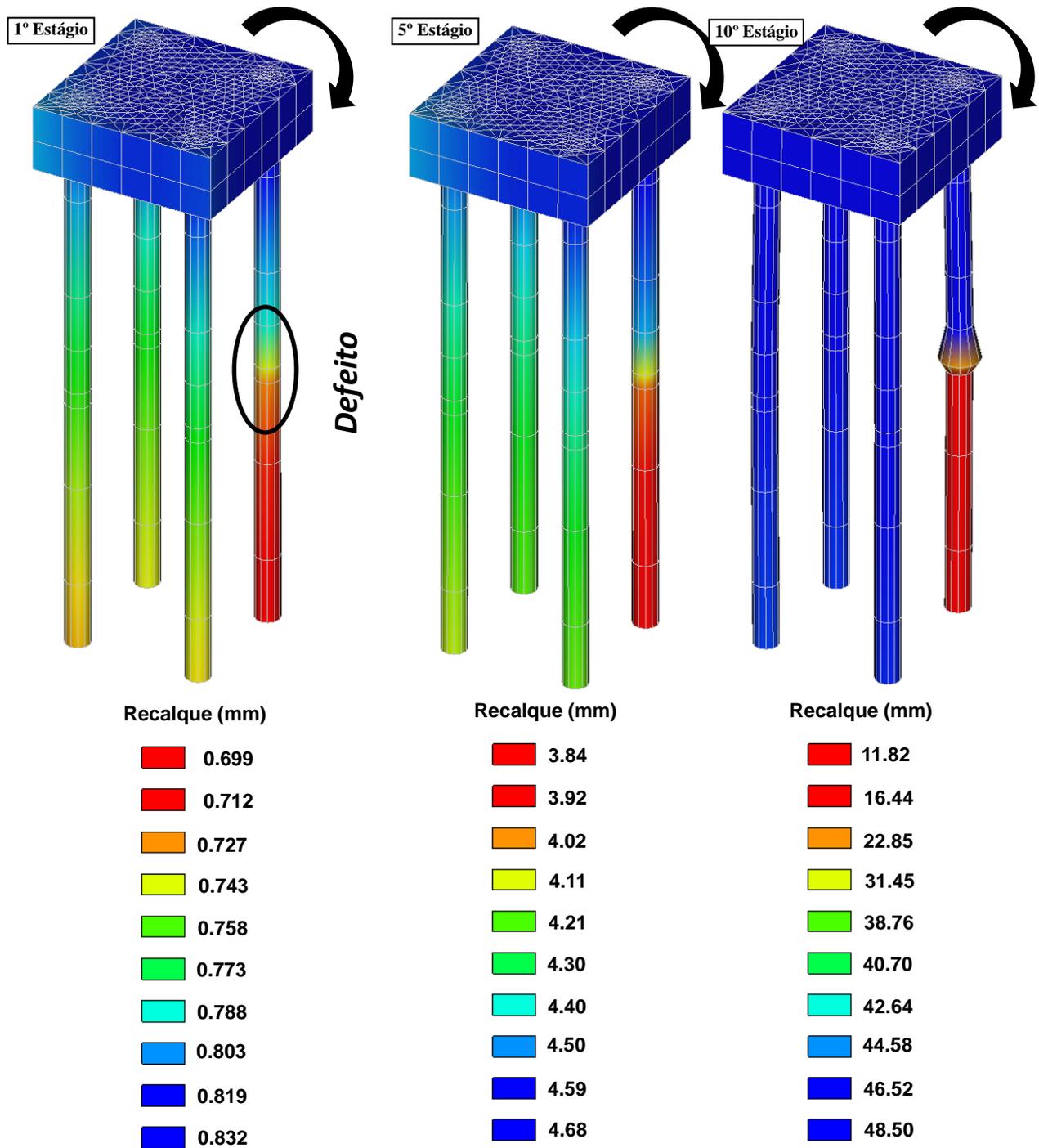


Figura 4.79 – Recalques obtidos numericamente para o 1º, 5º e 10º estágios de carregamento $CD_{4(NUM)}$.

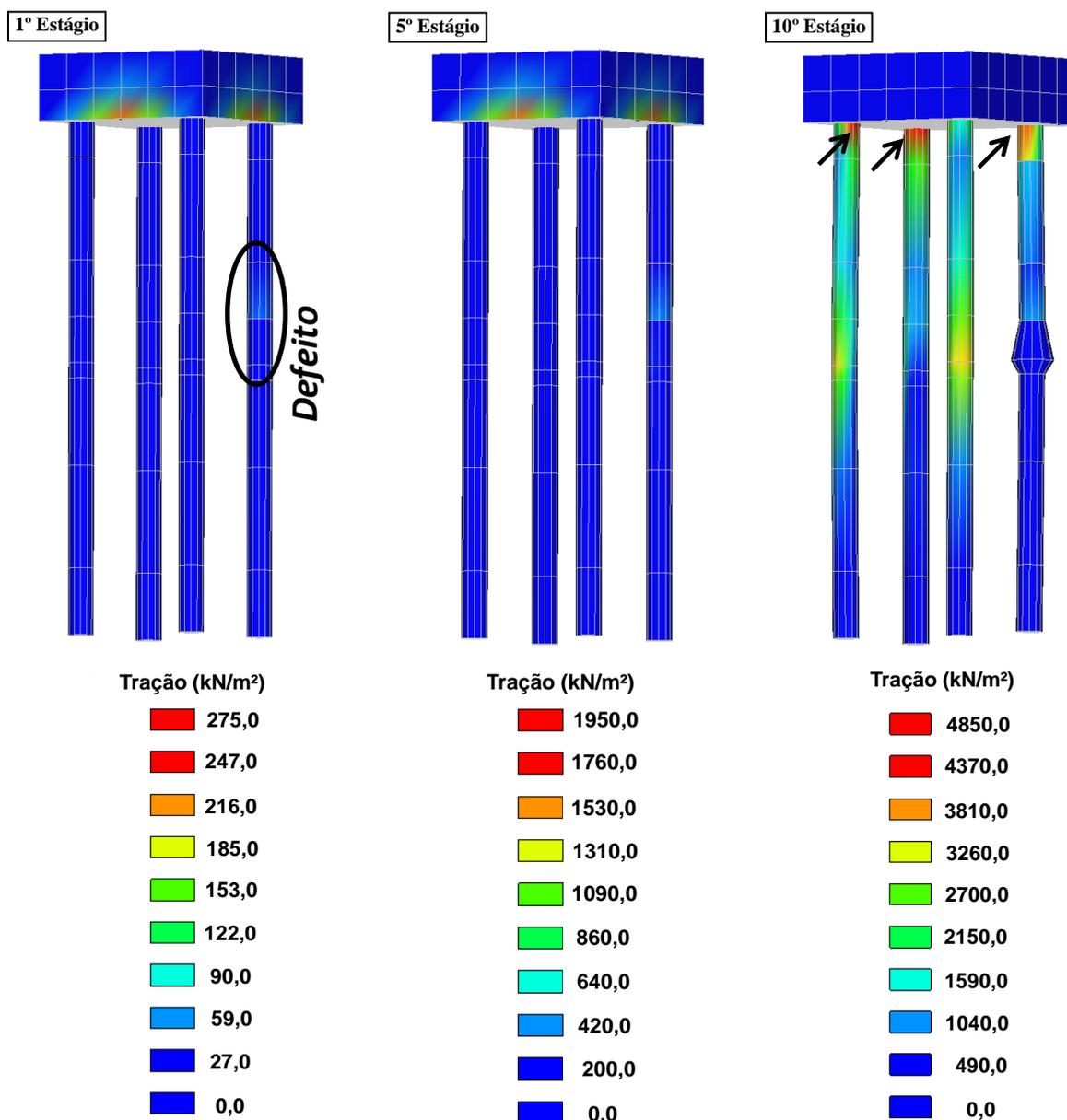


Figura 4.80 – Tensões de tração obtidas numericamente para o radier $CD_{4(NUM)}$ no 1º, 5º e 10º estágios de carregamento.

4.3.2. Prova de Carga Estática - Radier sobre Quatro Estacas ($CD_{4(EXP)}$)

A prova de carga $CD_{4(EXP)}$ foi realizada no dia 08/11/2012. A Figura 4.81 apresenta em planta baixa a posicionamento dos quatro LVDT's, viga de reação utilizados no ensaio e os respectivos tirantes de travamento da viga de reação.

A curva carga *versus* recalque médio, medido no topo do radier $CD_{4(EXP)}$ está apresentada na Figura 4.82, enquanto que na Figura 4.83 observam-se as curvas carga *versus* recalque por LVDT instalado no topo do respectivo radier. Com essa informação e a devida

localização dos LVDT's instalados sobre o radier, é possível obter uma ideia do recalque diferencial observado no topo do radier.

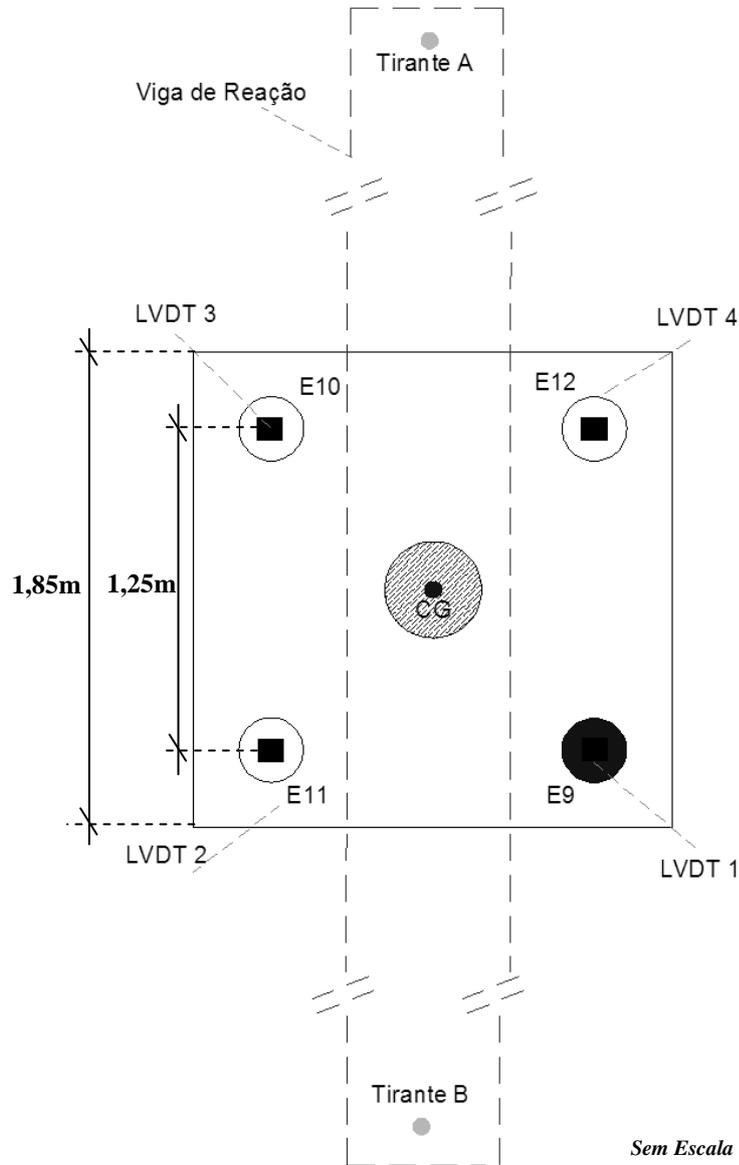


Figura 4.81 – Vista em Planta da Prova de Carga realizada no radier $CD_{4(EXP)}$.

A Tabela 4.10 apresenta o resumo dos resultados obtidos sobre a distribuição de carga entre o radier e as estacas E9, E10, E11, E12. Destaca-se que os valores apresentados nessa Tabela estão limitados até o momento em que as estacas sofreram esforços de compressão, visto que não é possível aplicar o módulo de elasticidade composto obtido à compressão para os cálculos dos esforços de tração nas estacas.

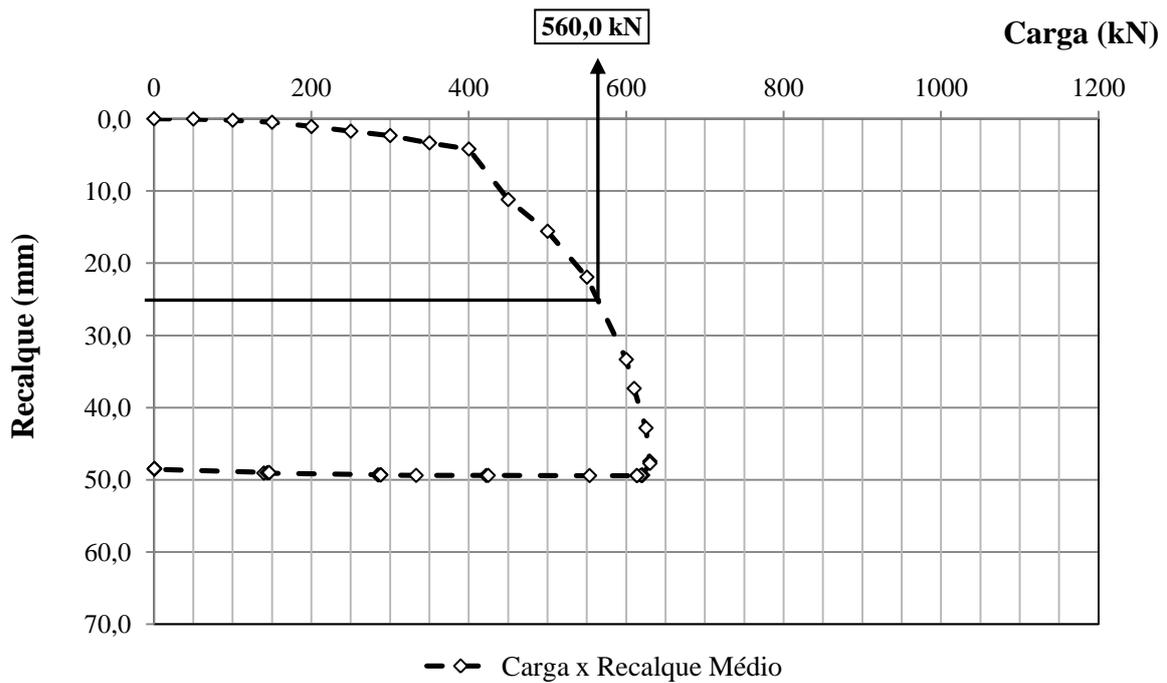


Figura 4.82 – Carga *versus* recalque médio obtida experimentalmente no topo do radier estaqueado CD₄(EXP).

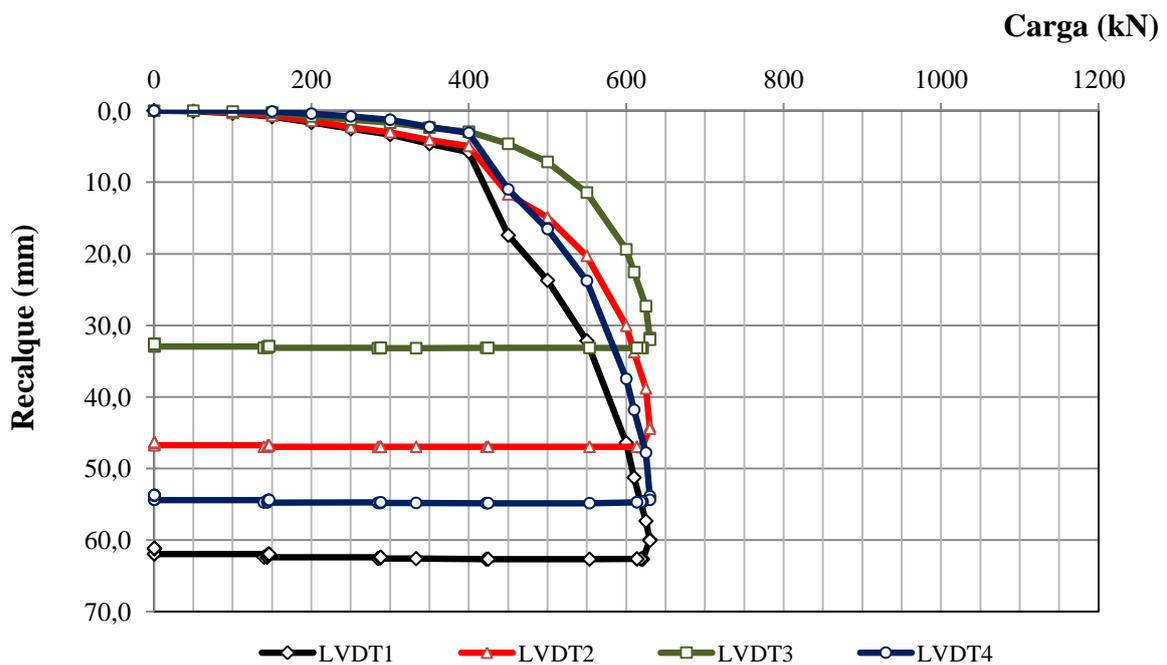


Figura 4.83 – Carga *versus* recalque por LVDT instalado no topo do radier estaqueado CD₄(EXP).

Na Figura 4.84 apresentam-se as curvas carga *versus* recalque obtidas experimental e numericamente para o radier assentado sobre 4 estacas com e sem a presença da estaca defeituosa. Diante dos resultados, pode-se afirmar que o modelo numérico mais uma vez previu de forma satisfatória a carga de ruptura convencional do radier sobre quatro estacas

com uma estaca defeituosa. A diferença entre as curvas torna-se acentuada após 5mm de recalque e carga de aproximadamente 400,0 kN.

Tabela 4.10 – Valores das cargas no topo de na ponta das estacas do E9 (Defeituosa), E10, E11 e E12 do radier CD_{4(EXP)}.

Carga	E9 (Defeito)		E10		E11		E12		Carga Radier	% Carga Estacas	% Carga Radier
	Topo	Ponta*	Topo	Ponta*	Topo	Ponta*	Topo	Ponta*			
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%	%
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50,0	11,4	0,0	9,7	0,0	8,8	0,0	6,7	0,0	13,3	73,3	26,7
100,0	22,2	0,0	18,6	0,0	18,7	0,0	19,2	0,0	21,3	78,7	21,3
150,0	34,3	0,0	29,9	0,0	27,9	0,0	32,1	0,0	25,8	82,8	17,2
200,0	47,8	0,0	45,5	0,0	37,5	0,0	45,1	0,0	24,0	88,0	12,0
250,0	60,6	0,0	63,5	0,0	51,4	0,0	56,5	0,0	18,1	92,8	7,2
300,0	71,6	0,0	80,5	0,0	61,2	0,0	65,5	0,0	21,1	93,0	7,0
350,0	83,0	0,0	99,0	0,0	76,3	0,0	77,2	0,0	14,4	95,9	4,1
400,0 ^{***}	89,7	0,0	112,6	0,0	90,3	0,0	89,3	0,0	18,2	95,5	4,5
450,0	88,2	0,0	41,3 ^{**}	0,0	25,2 ^{**}	0,0	97,2	0,0	198,2	56,0	44,0
500,0	80,3	0,0	3,7	0,0	19,9	0,0	Tração	0,0	396,1	20,8	79,2
550,0 ^{****}	92,7	0,0	Tração	0,0	13,8	0,0	Tração	0,0	443,5	19,4	80,6
600,0	92,9	0,0	Tração	-	Tração	-	Tração	-	507,1	15,5	84,5
630,0	93,1	0,0	Tração	-	Tração	-	Tração	-	536,9	14,8	85,2

* Valores extrapolados uma vez que a instrumentação está instalada 15 centímetros acima da ponta da estaca.

** Início do alívio da carga de compressão no topo das estacas devido ao recalque diferencial.

*** Carga aplicada no topo do radier no instante da ruptura estrutural da estaca E9.

**** Carga de Ruptura Geotécnica Convencionada Fundação CD_{4(EXP)} – (560,0 kN).

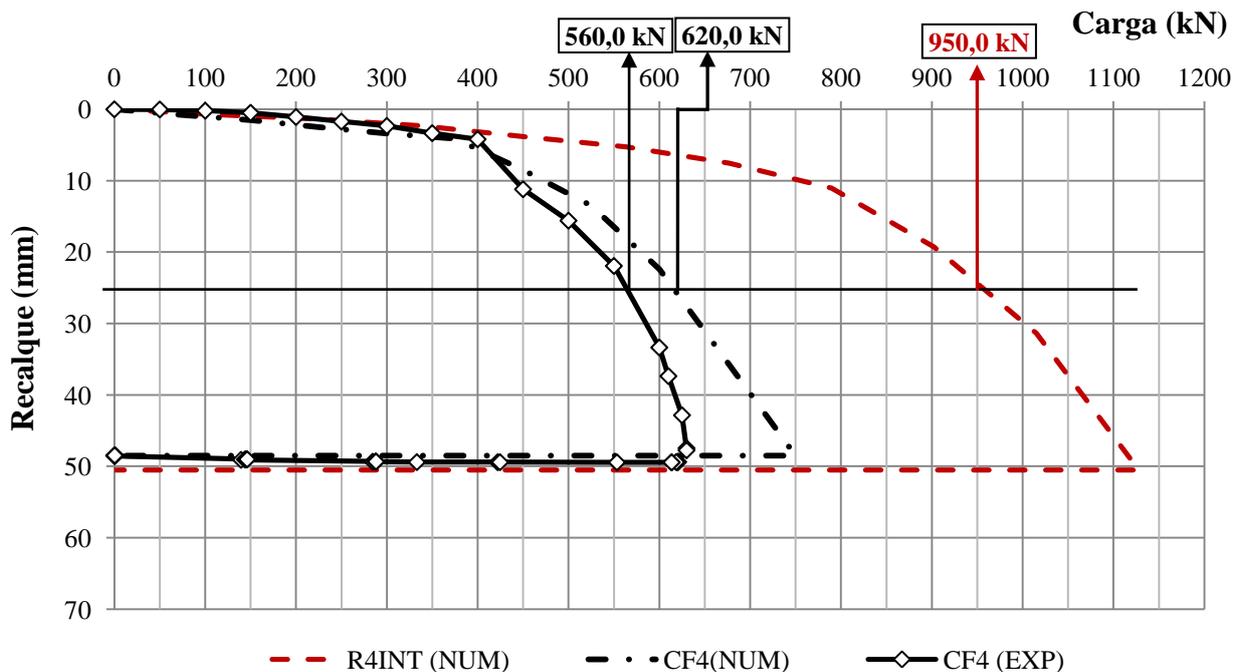


Figura 4.84 – Curvas carga versus recalque do radier assentado sobre 4 estacas com e sem a presença de estaca defeituosa (SD_{4(NUM)}, CD_{4(NUM)}, CD_{4(EXP)}), obtidas experimental e numericamente.

Na Figura 4.85 as curvas de distribuição percentual de carga entre as estacas e o radier para cada incremento de carga. Observa-se que já no primeiro incremento de carga (50,0 kN), a carga absorvida pelas estacas e radier foi 73,3% e 26,7% respectivamente, quando o recalque registrado era de 0,02mm. Ao comparar esse valor com o obtido no radier $CD_{3(EXP)}$, observa-se que o radier $CD_{4(EXP)}$ absorveu mais carga, provavelmente devido à maior área de contato do mesmo com o solo.

O comportamento no que diz respeito à distribuição de cargas entre as estacas e o radier registrados experimentalmente (Figura 4.85) foi semelhante, ao obtido nas análises numéricas (Figura 4.69). Nas análises numéricas, após 225,0 kN de carga aplicada no topo do radier $CD_{4(NUM)}$ verificou-se que o percentual de cargas absorvidas pelas estacas começou a reduzir até que a partir dos 690,0 kN o radier começou a absorver maior carga. Experimentalmente, obteve-se que após o 8º incremento de carga (400,0 kN), houve transferência das cargas antes suportadas pelas estacas para o radier.

Assim como no radier sobre três estacas ($CD_{3(NUM)}$) observou-se para o $CD_{4(NUM)}$, que na modelagem numérica a transferência de cargas foi feita suavemente, enquanto que para os radiers estaqueados ensaiados em campo ($CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$) os valores experimentais apontaram para uma transferência de carga mais abrupta, após recalques de 4,2mm.

Na mesma Figura 4.85, foram apresentados os valores de carga limite a partir dos quais cada uma das estacas, previamente submetidas à compressão, sofrem alívio das cargas de compressão, provavelmente devido à ruptura estrutural da estaca E9. Acredita-se que a estaca tenha rompido estruturalmente na passagem do 7º incremento (350,0 kN) para o 8º incremento (400,0 kN) de carga. No instante em que se inicia o processo de alívio das cargas sobre as estaca íntegras, a estaca defeituosa estava carregada com 89,7 kN, que somadas as cargas absorvidas pelas estacas íntegras totaliza aproximadamente 381,9 kN, o que equivale a 95,5% da carga total aplicada, para um recalque de 3,3mm. Após os 400,0 kN, quando o recalque total médio era de 4,2mm, o radier passou gradativamente a absorver mais carga até atingir 85,2% da carga total aplicada (630,0 kN). É importante destacar que mesmo após a ruptura estrutural da estaca E9 (defeituosa), esta ainda foi capaz de absorver 14,8% da carga aplicada.

Chama-se a atenção para o fato de que as cargas absorvidas pelo radier poderiam ter sido menores, caso o solo estivesse com teor de umidade mais elevado, uma vez que os solos colapsíveis perdem a capacidade de resistir aos esforços quando submetidos a essa condição.

A Figura 4.86 apresenta as curvas de distribuição de carga por estaca no radier $CD_{4(EXP)}$. Nesta Figura verifica-se que a estaca E9, defeituosa, sofre compressão do início ao final do carregamento, e que as estacas íntegras tendem a absorver carga de compressão, passando pelo alívio das tensões e posteriormente sofrer tração à medida que os recalques evoluem. Observa-se também nesse gráfico, que até 4,2mm de recalque, quando a carga aplicada no topo do radier era de 400,0 kN as cargas são distribuídas entre as estacas apresentavam-se semelhantes, quando a partir de então ocorreu a ruptura estrutural da estaca E9.

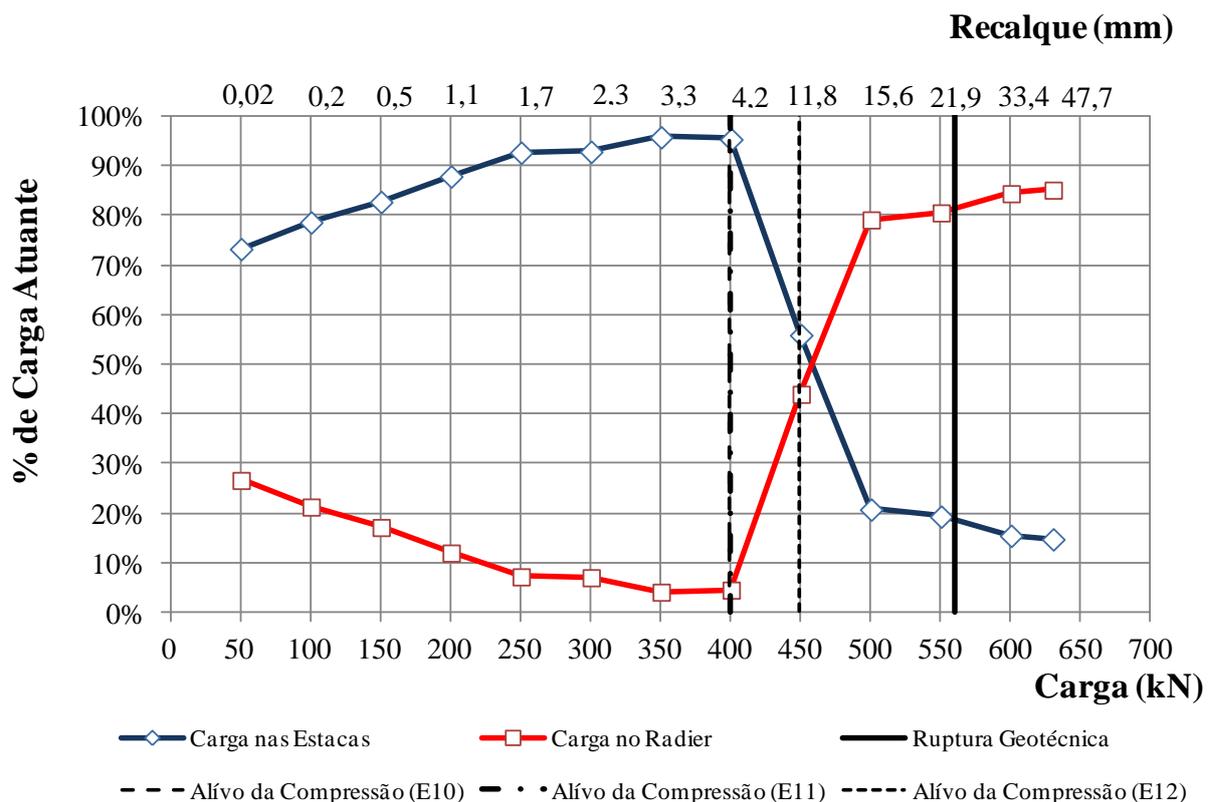


Figura 4.85 – Distribuição de cargas entre o radier e as estacas no radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

A Figura 4.87 apresenta os valores de carga axial por estaca ao longo de cada incremento de carga. Vale salientar que os valores estão limitados até o momento em que as estacas sofreram esforços de compressão, visto que não é possível aplicar o módulo de elasticidade composto utilizado para os cálculos dos esforços de compressão para os cálculos dos esforços de tração. Nessa Figura é possível confirmar que após a ruptura estrutural da estaca, aos 400,0 kN, cada uma das estacas íntegras sofrem alívio das cargas de compressão aplicadas até que as mesmas são posteriormente submetidas à tração.

Ao observar a Figura 4.80, verifica-se que esforços de tração registrados pela instrumentação instaladas no topo das estacas foram previstos nas análises numéricas

previamente apresentadas. Inclusive nas análises numéricas observou-se que a região submetida aos mais elevados esforços de tração foi registrado no topo das estacas, no entorno da posição onde foi instalada a instrumentação.

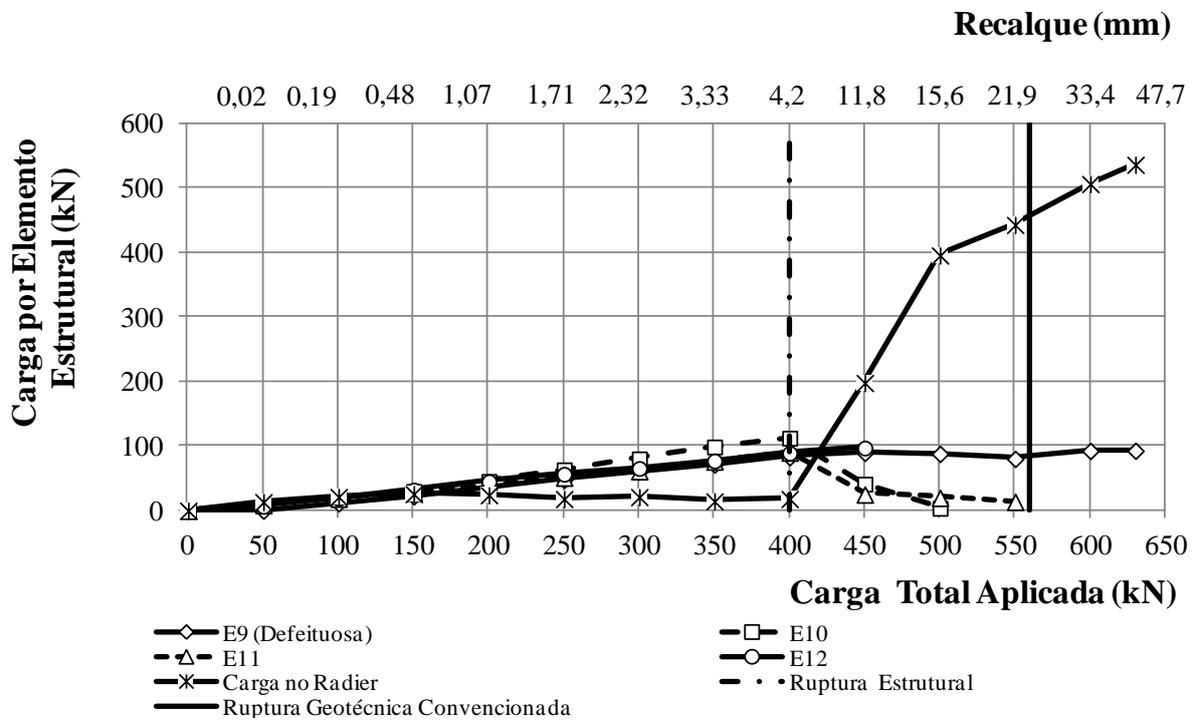


Figura 4.86 – Distribuição de cargas entre o radier e cada uma das estacas isoladamente no radier estaqueado CD₄(EXP).

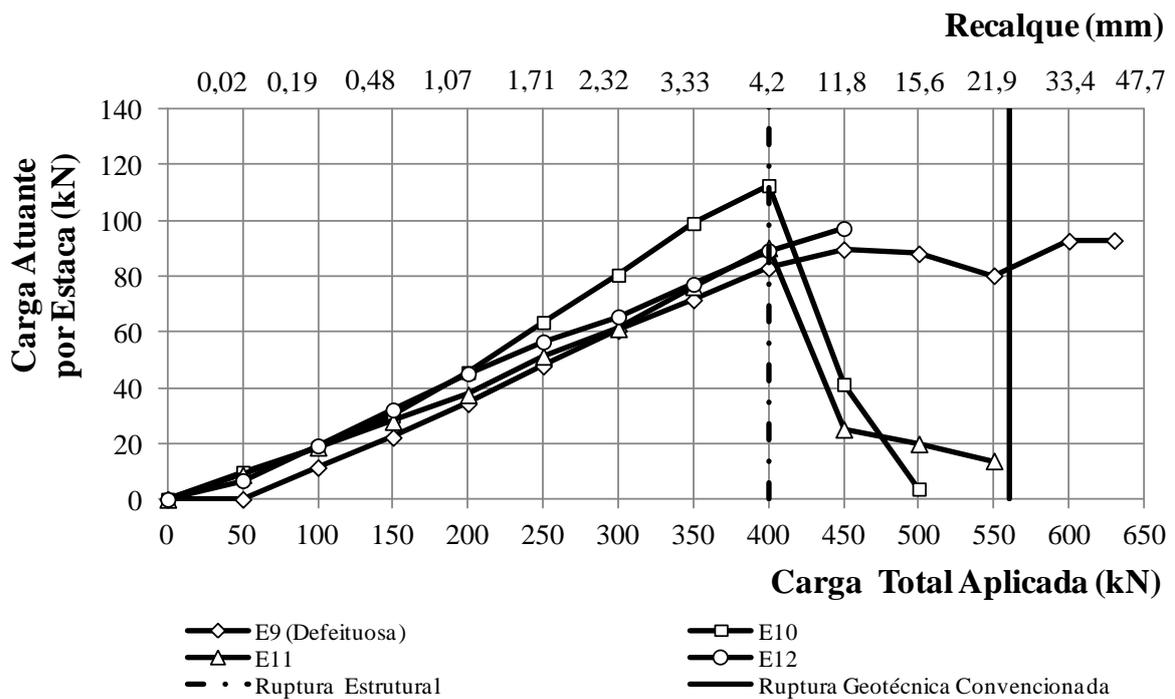


Figura 4.87 – Carga absorvida pelas estacas em cada estágio de carga aplicado no topo do radier CD₄(EXP).

No instante que a primeira estaca (E12) do radier $CD_{4(EXP)}$ começou a tracionar durante a prova de carga, aos 11,8mm de recalque, a carga sobre as estacas E10 e E11 reduziram de 112,49 kN e 87,36 kN para 41,09 kN e 21,63 kN respectivamente. A carga axial sobre a estaca defeituosa praticamente não sofreu variação após a manifestação do defeito, havendo uma pequena queda no instante da manifestação do defeito e em seguida de estabilização para uma carga a 91,4 kN. A Figura 4.88 apresenta a curva carga *versus* recalque do radier $CD_{4(EXP)}$, com a respectiva indicação do momento no qual começou a ocorrer tração nas estacas e provavelmente ocorreu a ruptura estrutural da estaca E9 (400,0 kN), enquanto que a carga de ruptura convencionada aos 25mm de recalque, ocorreu aos 560,0 kN.

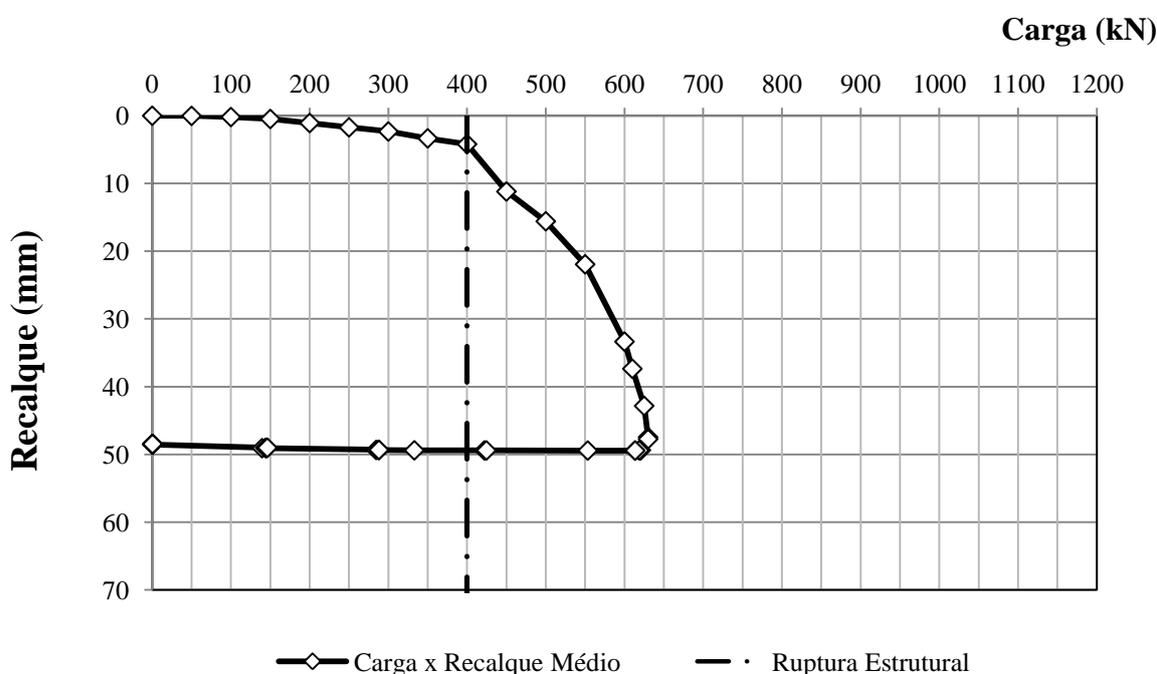


Figura 4.88 – Curva carga *versus* recalque do radier $CD_{4(EXP)}$ obtidas experimentalmente com a indicação da carga de ruptura estrutural da estaca defeituosa.

A Figura 4.89 correlaciona as curvas carga *versus* recalque obtidas numericamente para o radier estaqueado íntegro, $SD_{4(NUM)}$, e experimentalmente para o radier estaqueado sujeito à presença de um estaca defeituosa, $CD_{4(EXP)}$. A partir dessas curvas, é possível observar qual a influência direta que o dano na estaca exerce na capacidade de carga dessa fundação. Diante desses resultados, pode-se observar que se esperava que um radier assentado sobre 4 (quatro) estacas íntegras, resistisse a valores próximos a 950,0 kN, para 25mm de recalque, entretanto, o radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$, aos 25mm, tem carga de ruptura convencionada igual a 560,0 kN. Assim, o fator de segurança do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$,

apresentou-se igual à 1 (um) para 560,0 kN, quando para esse nível de carga, caso a fundação se apresentasse íntegra, esperava-se um fator de segurança próximo de 1,70. Logo, somente houve ruptura da fundação com carga menor do que a prevista, devido à ocorrência do defeito na estaca E9.

Adotando como referência a capacidade de carga do radier $CD_{4(EXP)}$, que foi de 560,0 kN, determinou-se os fator de segurança global para cada nível de carregamento desse radier (Figura 4.90) e comparou-se com o fator de segurança previsto para a fundação íntegra ($SD_{4(NUM)}$) submetida aos mesmos níveis de carregamento (Figura 4.91).

Ao observar as curvas carga *versus* recalque da fundação íntegra e defeituosa, obtida numérica e experimentalmente, respectivamente, é importante destacar que na carga de trabalho do radier íntegro, 475,0 kN, o radier sujeito à presença de uma estaca defeituosa, sujeito ao mesmo nível de carregamento, apresentou recalque mais elevados, visto que, aos 400,0 kN, a estaca defeituosa rompeu estruturalmente, as estacas íntegras gradativamente sofreram alívio das cargas aplicadas e o radier foi responsável por absorver maior parte do carregamento. Embora o critério de ruptura adotado para o radier $CD_{4(EXP)}$ aponte para uma carga de ruptura de 560,0 kN, a fundação apresenta uma aumento significativo do gradiente de recalque após os 400,0 kN, que é uma carga inferior a carga de trabalho da respectiva fundação (475,0 kN), que é a carga normalmente utilizada em projetos de fundações. Ou seja, a fundação apresentaria problemas de recalque excessivos e, provavelmente, recalques diferenciais, antes de atingir a carga de projeto.

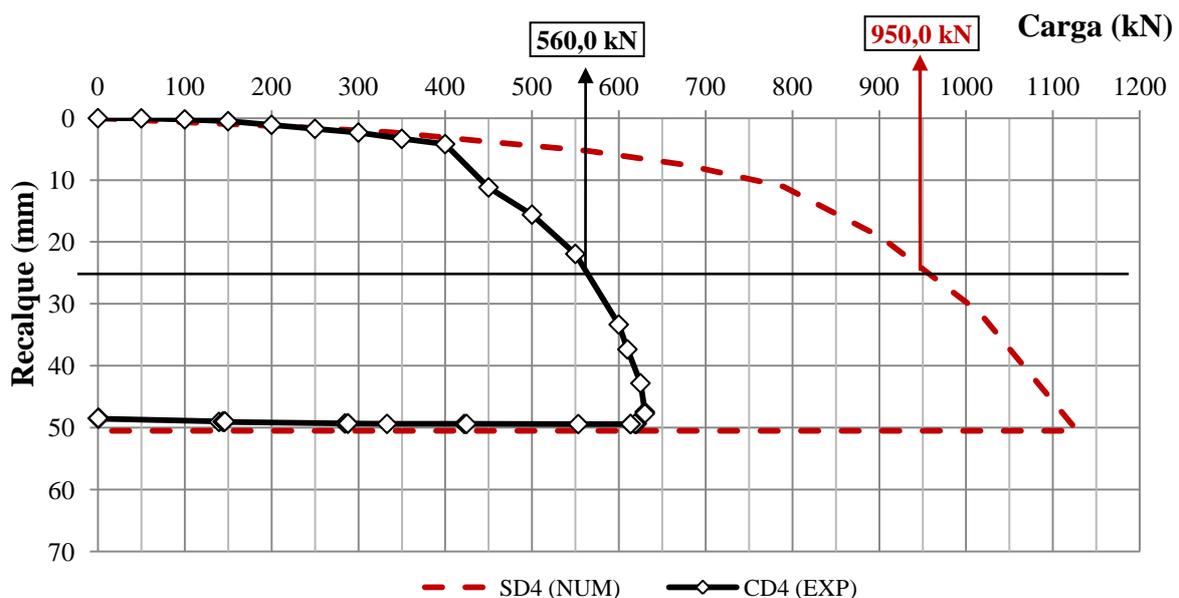


Figura 4.89 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque obtidas para os radiers estaqueados íntegros e com defeito ($SD_{4(NUM)}$ e $CD_{4(EXP)}$) numérica e experimentalmente respectivamente.

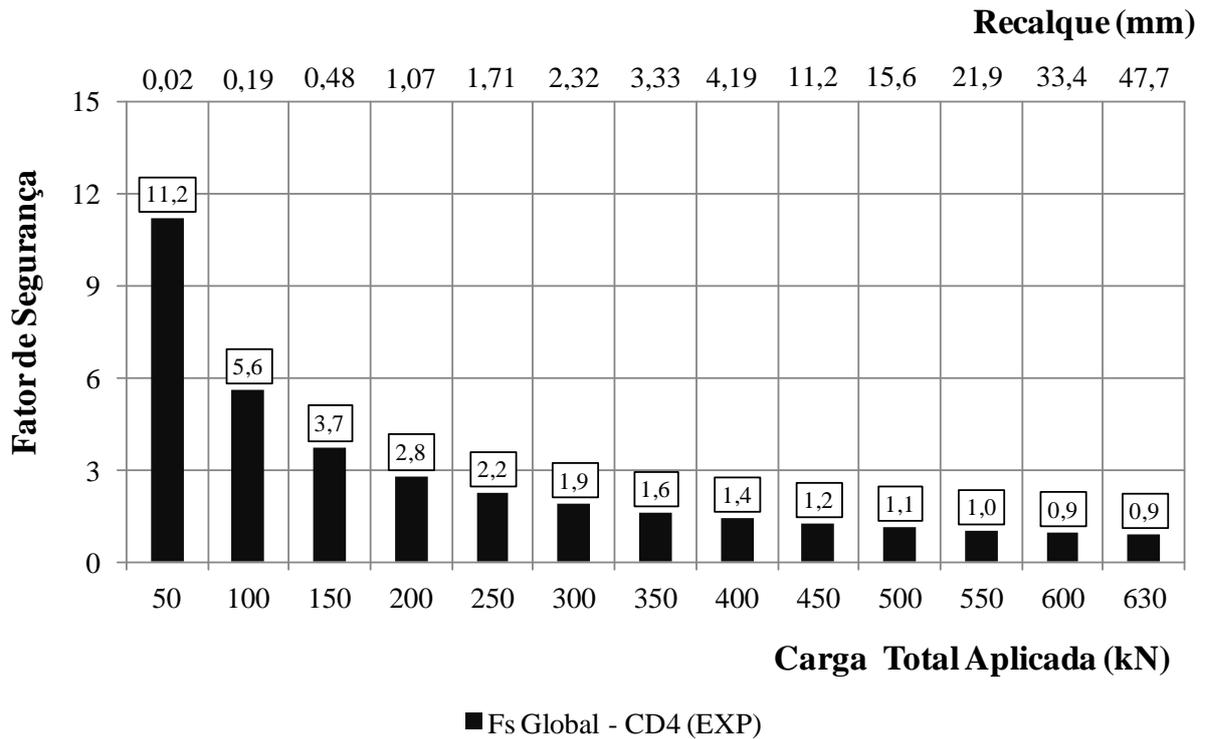


Figura 4.90 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD_{4(EXP)} para cada incremento de carregamento e recalques até o final do carregamento.

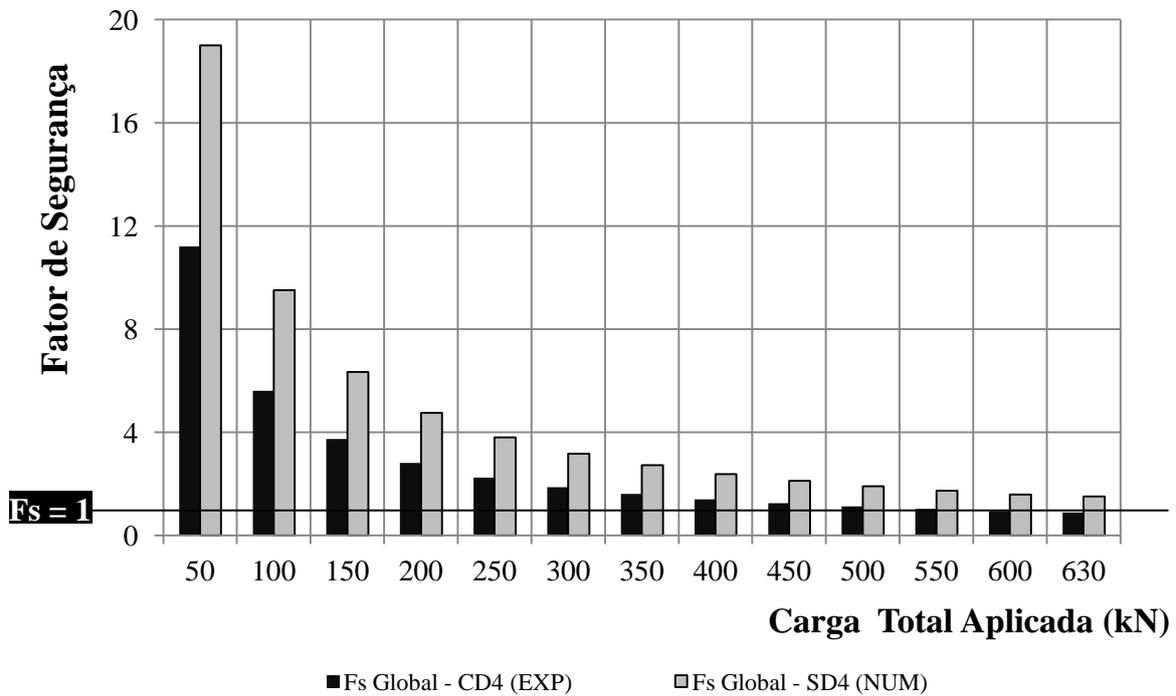


Figura 4.91 – Fatores de segurança obtidos para o radier CD_{4(EXP)} e os fatores de segurança previstos para um radier sem estacas defeituosas (SD_{4(NUM)}) para cada incremento de carregamento e recalques até o final do carregamento.

Chama-se a atenção para o fato de que os fatores de segurança parciais para a estaca defeituosa (E9) não foram apresentados, uma vez que a capacidade de carga dessa estaca defeituosa, por apresentar defeito, não pode ser comparada a capacidade de carga de uma estaca íntegra.

Na Figura 4.92 são apresentados os fatores de segurança global e parciais do radier e de cada uma das estacas, para cada nível de carregamento e recalques determinados experimentalmente, com exceção da estaca defeituosa E9, por motivos anteriormente explicados. É possível observar que com a evolução do carregamento aplicado e consequentemente dos recalques, o fator de segurança global reduz até valores próximos a 1 (um), que corresponde a carga de ruptura convencionada definida para a prova de carga realizada sobre o radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$. A capacidade de carga do radier respectivo isolado, determinada a partir do método da superposição dos efeitos (Terzaghi, 1943), foi de aproximadamente 750,0 kN.

Nos primeiros incrementos de carga a maior parcela desta é absorvida pelas estacas, e, por isso, o fator de segurança desta é inferior ao obtido para o radier. Entretanto, à medida que o nível de cargas aplicado sobre o radier é aumentado e a estaca defeituosa rompe estruturalmente (400,0 kN) o recalque diferencial no radier aumenta, as estacas íntegras sofrem alívio das cargas de compressão e posteriormente são submetidas à tração, de modo que a partir desse instante o radier passa absorver a maior parcela do carregamento. Aos 560,0 kN os fatores de segurança do radier reduzem até valores próximos a 1 (um), o fator de segurança das estacas íntegras aumentam significativamente, devido às mesmas não estarem mais submetidas à compressão e a fundação rompe geotecnicamente (Figura 4.93).

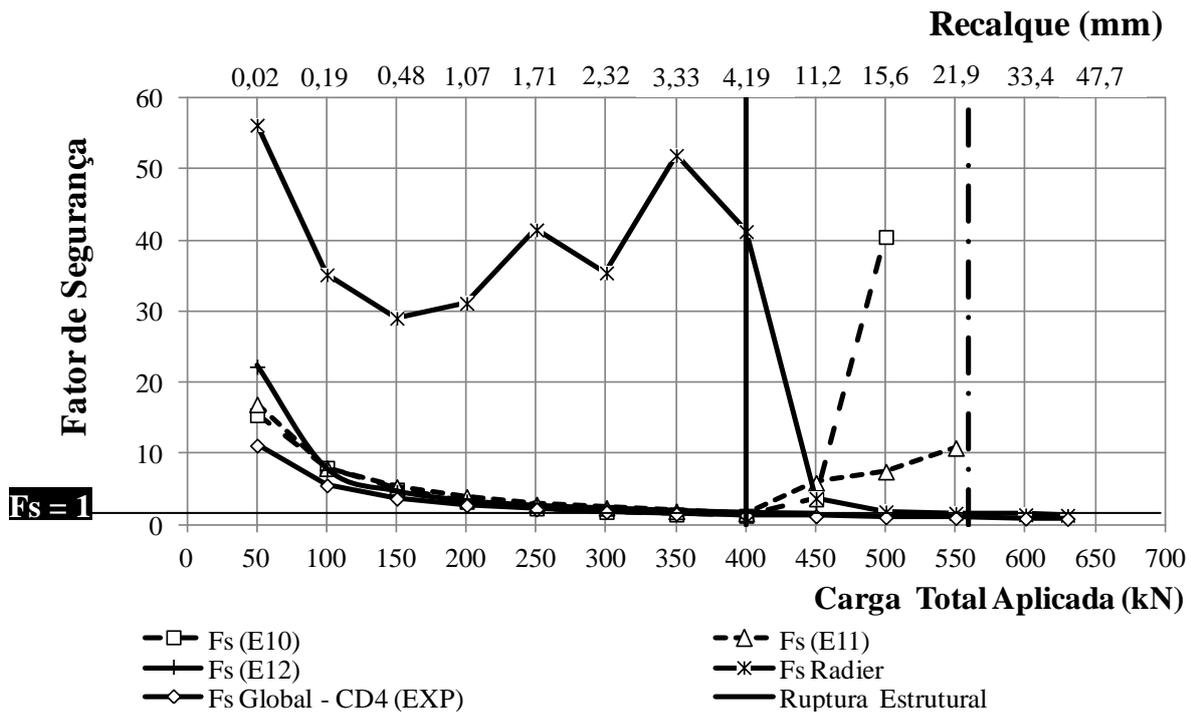


Figura 4.92 – Evolução dos fatores de segurança global e parciais do radier e das estacas E10, E11 e E12, para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o $CD_{4(EXP)}$.

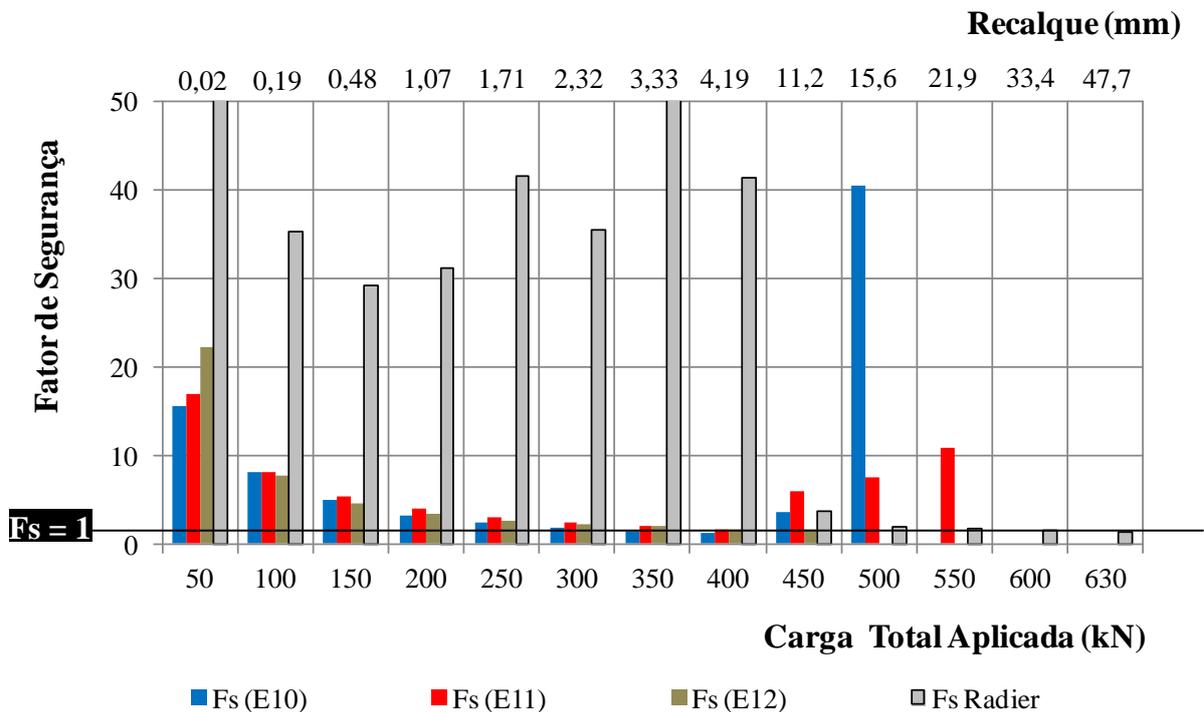


Figura 4.93 – Evolução dos fatores de segurança parciais (radier e estacas E10, E11 e E12) para cada nível de carregamento e recalques obtidos experimentalmente para o $CD_{4(EXP)}$.

Quanto aos recalques, foi possível obter o valor médio total no topo (superfície) do radier $CD_{4(EXP)}$, assim como, os recalques diferenciais, obtidos a partir da instalação dos LVDT's posicionados conforme apresentado no capítulo 4 deste trabalho (vide Figura 4.81).

A Figura 4.94 apresenta os valores de recalque registrados por cada um dos LVDT's e conforme é possível observar os maiores recalques foram registrado pelo LVDT 1 posicionado sobre a estaca defeituosa (E9). O recalque diferencial máximo registrado ao final da prova de carga radier foi igual a 29,5mm entre os LVDT's 1 e 3.

A fim de mostrar as consequências do defeito em uma estaca instalada em um radier sobre quatro estacas, apresentam-se na Figura 4.95 as curvas carga *versus* recalque, onde é possível comparar as curvas obtidas com a média dos recalques registrados pelos três transdutores de deslocamento instalados sobre as estacas íntegras, com o recalque registrado pelo transdutor de deslocamento instalado sobre a estaca defeituosa no radier CD_{4(EXP)}. Nessa é possível observar que os valores de recalque, para o mesmo nível de carregamento, registrados pelo transdutor instalado na região correspondente a estaca defeituosa é 19,41mm maior que os registrados na média dos três transdutores de deslocamento.

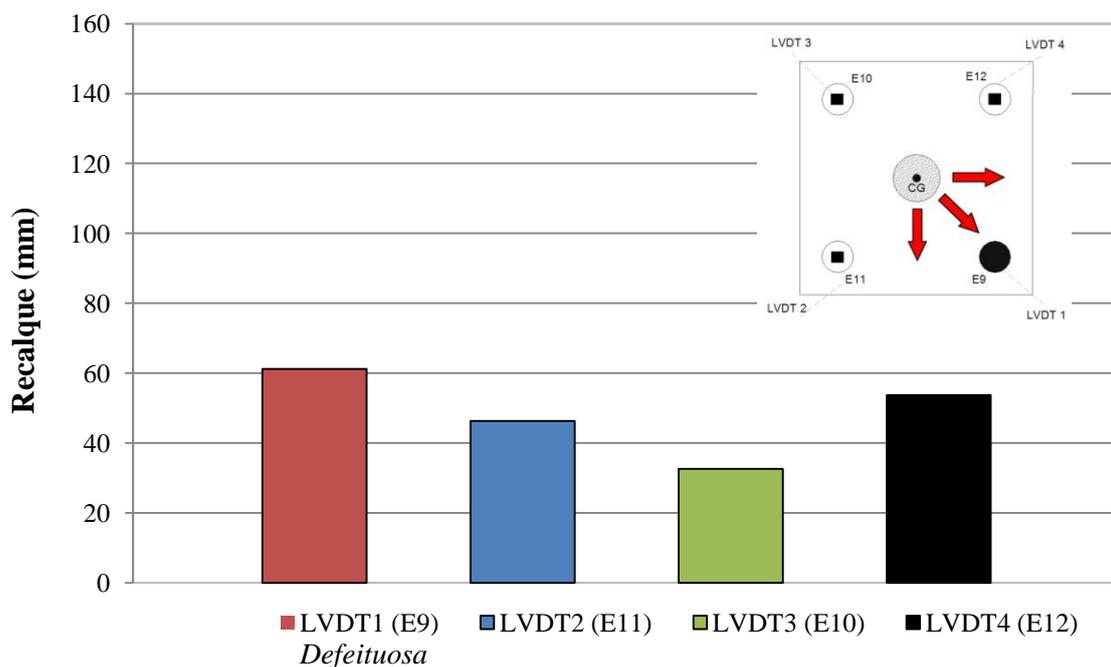


Figura 4.94 – Recalque registrado pelos LVDT's no topo do radier CD_{4(EXP)}.

Com relação à comparação entre os recalques diferenciais máximos registrados experimental e numericamente, observou-se para este caso que os valores experimentais foram aproximadamente 68,6% maiores do que o registrado a partir da análise numérica. A discrepância registrada nesse caso foi ainda maior do que a observada no radier CD_{3(EXP)}. Em

virtude do que já foi discutido para o radier $CD_{4(EXP)}$ era de se esperar diferenças significativas nos resultados obtidos pelas metodologias.

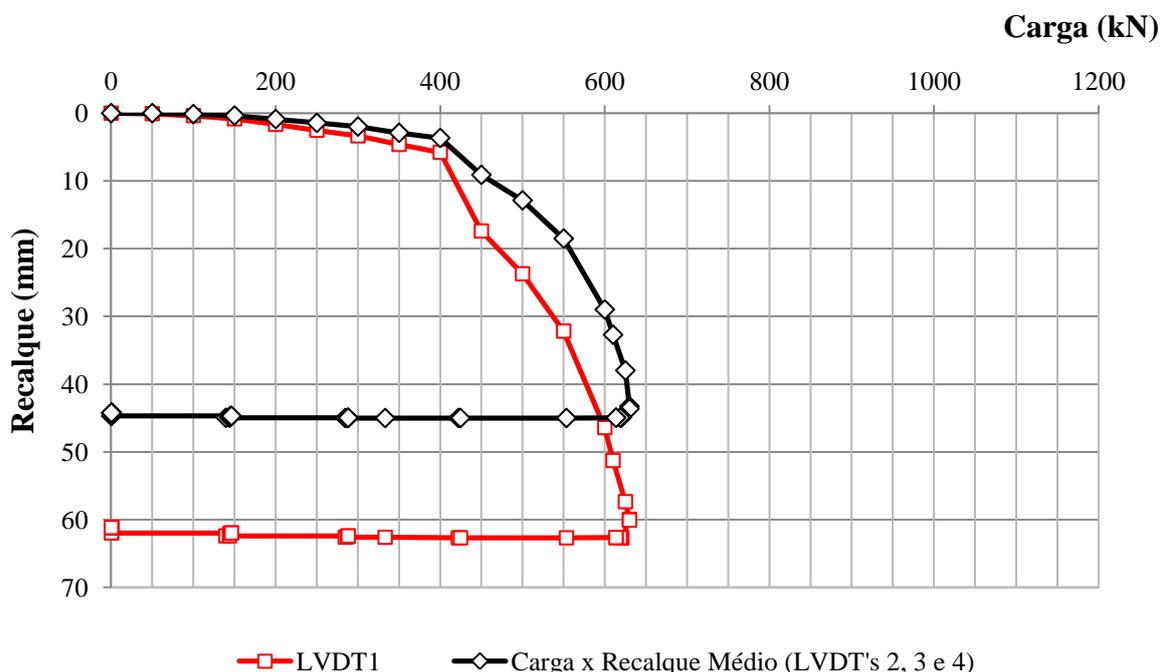


Figura 4.95 – Comparação entre as curvas carga *versus* recalque médio registrado com os LVDT's instalados sobre as estacas íntegras e a obtida com o LVDT 1 instalado sobre a estaca defeituosa do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

Ainda a respeito dos recalques diferenciais, a Figura 4.96, apresenta os valores de distorção angular máxima no topo do radier para cada nível de carga aplicada. Observa-se nessa figura que o radier $CD_{4(EXP)}$ começa a apresentar distorção angular significativa a partir de 250,0 kN de carga aplicada, atingindo valores da ordem de 1/100 aos 450,0 kN e pouco mais de 1/50 na carga final aplicada sobre o radier estaqueado. Conforme anteriormente mencionado, de acordo com os valores limite de distorção angular estabelecidos por Bjerrum (1963), apresentados na Figura 4.25, o valor correspondente a 1/100 está associado a danos estruturais, inclinação notável e necessidade de reforço da fundação. Ou seja, antes da ruptura estrutural geotécnica da fundação, devido à distorção angular, poderá provocar danos a estrutura, de modo que esta variável torna-se mais uma variável que precisa ser avaliada com devida atenção para uma fundação sujeita a presença de estacas defeituosas.

Na Figura 4.97 são comparados os valores de distorção angular obtidos para os raders estaqueados $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$. Neste é possível observar que quanto maior o número de estacas íntegras sob o radier, menor foi a distorção angular no topo dos mesmos. Entretanto, mesmo para o radier assentados sobre 4 estacas, sendo uma defeituosa, os valores

de distorção angular foram suficientemente elevados para enquadrar a fundação em uma condição que pode levar a estrutura a um dano que pode comprometer sua estabilidade.

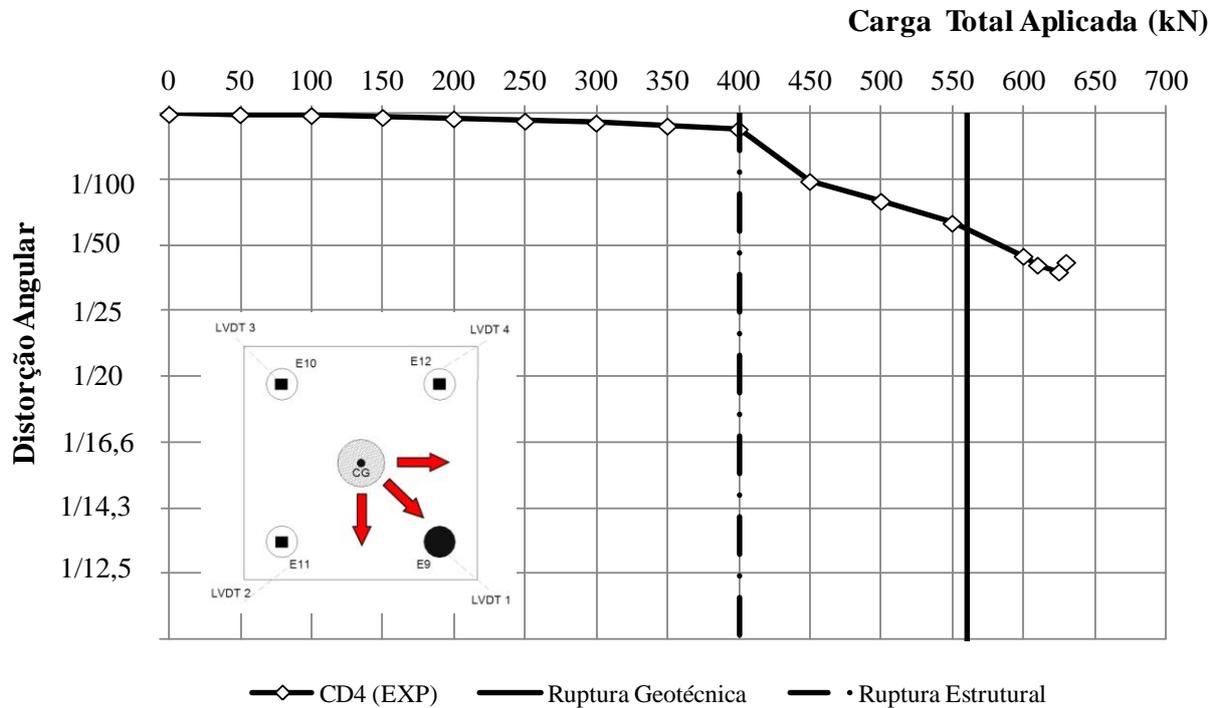


Figura 4.96 – Distorção angular do radier CD₄(EXP) para cada incremento de carregamento.

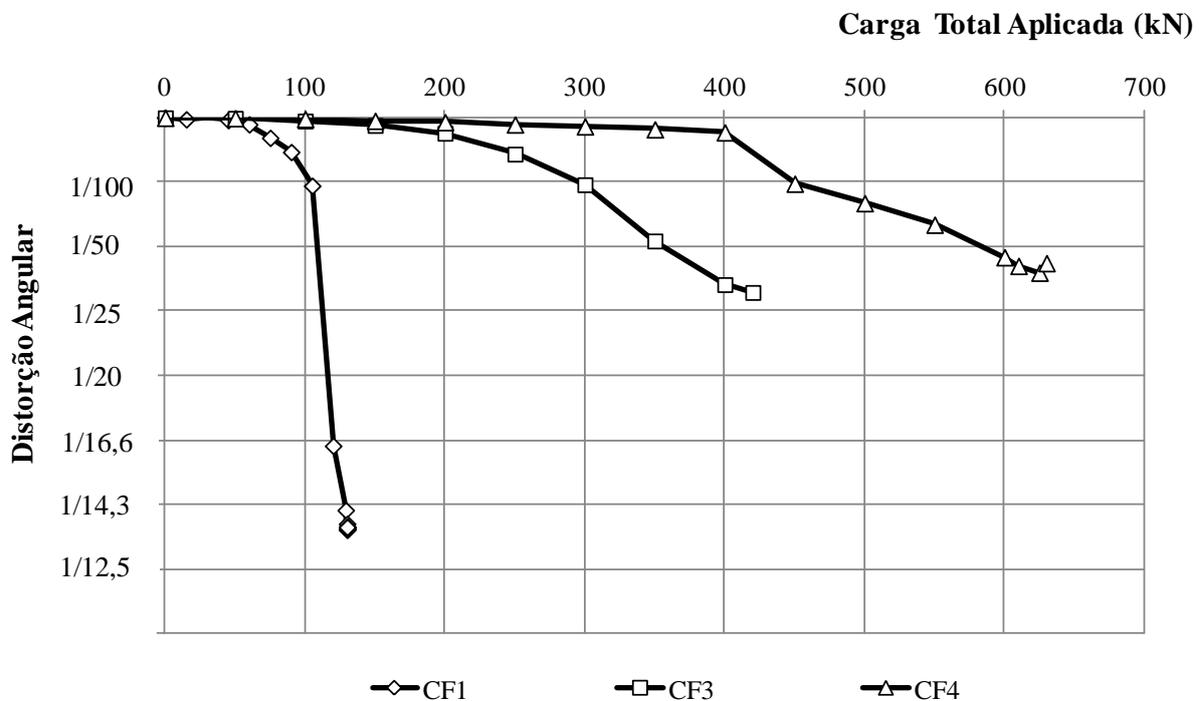


Figura 4.97 – Comparação da distorção angular dos rádieres CD₁(EXP), CD₃(EXP), CD₄(EXP) para cada incremento de carga.

Nas Figuras 4.98, 4.99, 4.100 e 4.101, apresentam-se os gráficos de transferência de carga axial em cada uma das estacas constituintes do radier $CD_{4(EXP)}$. Vale salientar que as cargas apresentadas são as correspondentes a aquelas que chegam diretamente no topo das estacas, já descontada a parcela de contribuição do radier.

Mais uma vez, conforme era de se esperar para estacas escavadas, os valores de cargas axiais registrados pela instrumentação foram máximos no topo da estaca e na ponta estes chegam a valores iguais ou próximos a zero para todos os incrementos de carga.

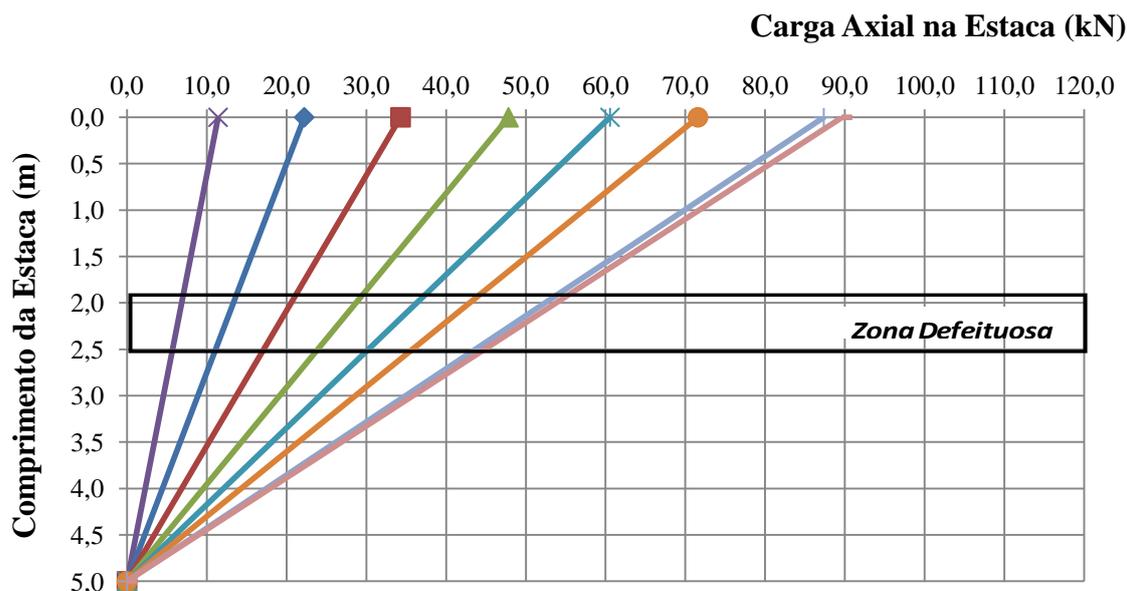


Figura 4.98 – Transferência de carga na estaca E9 (Defeituosa) do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

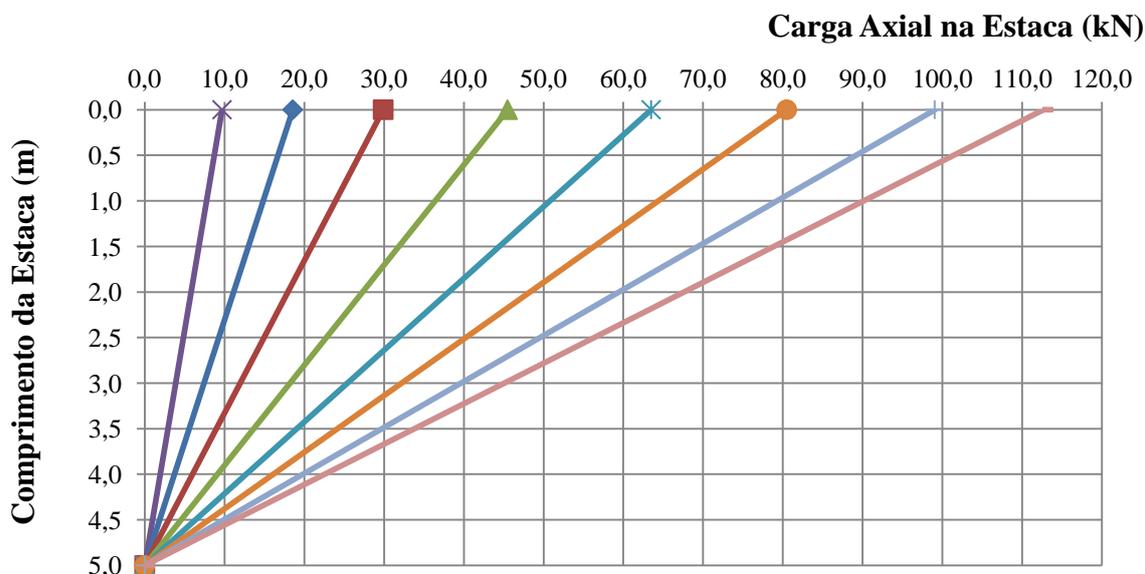


Figura 4.99 – Transferência de carga na estaca E10 do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

É importante destacar na distribuição da carga axial para a estaca defeituosa (E9) pode-se afirmar que houve a transmissão de esforços entre a região defeituosa e o trecho

inferior da mesma. Tal fato pode ser comprovado ao observar que a carga axial registrada nessa estaca, até o instante da ruptura estrutural, é semelhante a registrada para as estacas íntegras do radier $CD_{4(EXP)}$ (Figura 4.98). Nessa figura observa-se mais uma vez, a exemplo do que foi registrado no radier $CD_{1(EXP)}$, a carga axial na seção transversal da estaca defeituosa foi no instante da ruptura estrutural, semelhante à carga prevista numericamente e através de ensaios de laboratório, aproximadamente 50,0 kN (Tabela 3.11). Tal fato reforça a prerrogativa de que a análise numérica via MEF previu de forma satisfatória a carga de ruptura do defeito.

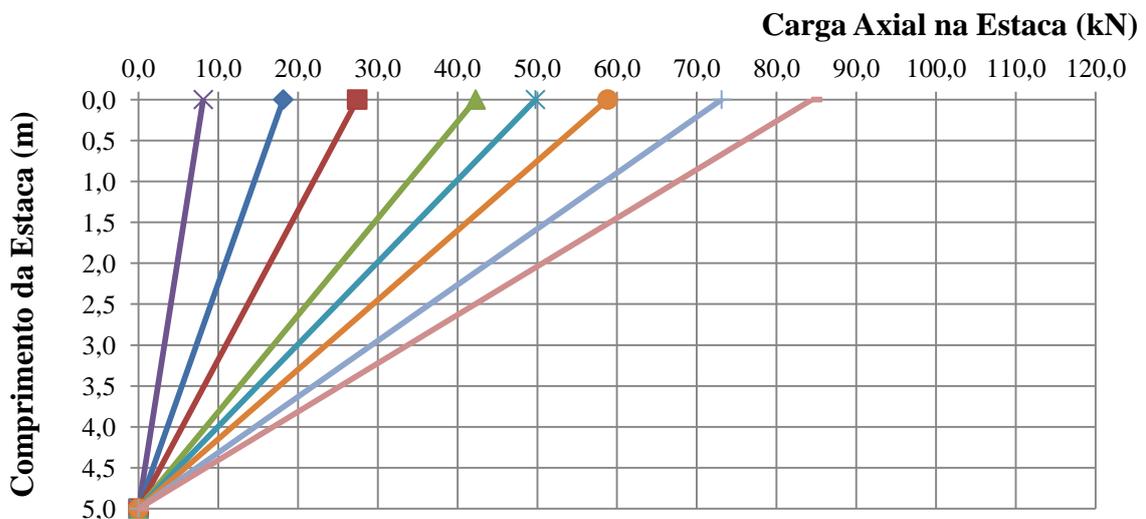


Figura 4.100 – Transferência de carga na estaca E11 do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

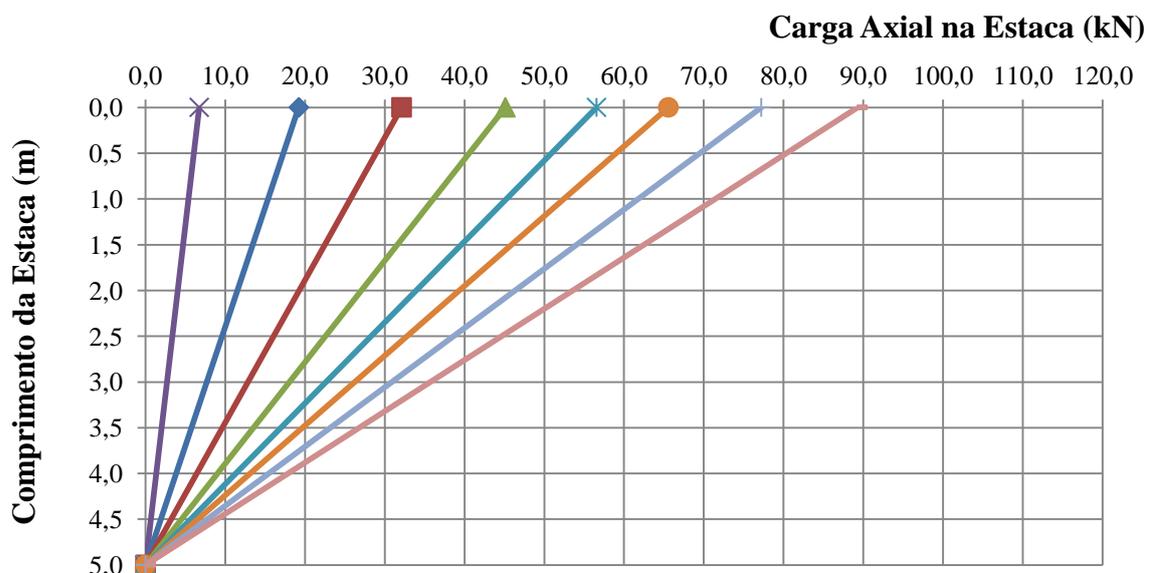


Figura 4.101 – Transferência de carga na estaca E12 do radier estaqueado $CD_{4(EXP)}$.

4.4. ASPECTOS RELEVANTES DA DISCUSSÃO

Nesta pesquisa foi avaliado o comportamento de radiers estaqueados submetidos à presença de estacas defeituosas. Para cumprir os objetivos previstos, a pesquisa foi desenvolvida em três etapas:

- *Numérica*, na qual foram realizadas análises para previsão do comportamento dos respectivos radiers estaqueados;
- *Experimental em Laboratório*, onde foram realizados ensaios para aferir o comportamento do material antes de ser instalado em campo assim como foi preparada a instrumentação posteriormente instalada nas estacas no campo;
- *Experimental em Campo*, no qual foram executadas as estacas, os radiers e posteriormente realizadas as provas de carga estáticas.

Em campo, ao todo foram realizadas três provas de carga configuradas da seguinte forma: (a) um radier sobre uma estaca defeituosa ($CD_{1(EXP)}$); (b) um radier com duas estacas íntegras e uma defeituosa ($CD_{3(EXP)}$); e (c) um radier com três estacas íntegras e uma defeituosa ($CD_{4(EXP)}$). As estacas executadas no campo experimental têm 0,25 metros de diâmetro e 5 metros de comprimento, todas instrumentadas no topo e na ponta, e com espaçamento entre eixos equivalente a cinco diâmetros. A região danificada da estaca tem 0,60 metros e foi posicionada entre 1,90 metros e 2,50 metros abaixo da cota de arrasamento dos respectivos radiers.

Diante dos resultados apresentados e discutidos nessa tese pode-se concluir que a previsão de comportamento dos radiers estaqueados com o LCPC-CESAR foi satisfatória. É importante chamar a atenção para o considerável potencial dessa ferramenta numérica. A mesma tem como principal vantagem a total liberdade para montar a malha de elementos finitos. Por outro lado, tem como principal limitação, assim como outros programas baseados no método dos elementos finitos para análises tridimensionais, o elevado tempo de processamento. Além disso, a arquitetura interna do referido software, na versão utilizada nas análises numéricas dessa tese, não está preparada para o processamento a partir de um *cluster*, ou, por exemplo, em paralelo via GPU (*Graphics Processing Unit*), os quais tem sido de extrema utilidade na redução do tempo de processamento de malhas de elementos finitos com elevado número de nós.

Quanto à fase de verificação da convergência dos resultados obtidos numericamente com problemas associados aos radiers estaqueados, verificou-se a convergência dos resultados com aqueles encontrados na literatura, principalmente com os programas que também tem como solução matemática o método dos elementos finitos.

No tocante a previsão de comportamento dos radiers estaqueados executados no campo experimental da FEC-UNICAMP, respectivamente $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$, a partir de análises numéricas, verificou-se que os resultados mais uma vez foram satisfatórios. As diferenças observadas nos valores registrados numericamente, quando comparados com os valores experimentais, podem ser creditadas ao modelo constitutivo utilizado para modelar o solo, ao nível de refinamento da malha de elementos finitos e a questão associada ao uso dos elementos de interface entre as estacas e o solo.

O comportamento da estaca defeituosa também foi previsto a partir das análises numéricas, de modo que os resultados obtidos nas análises serviram como subsídio para moldagem em laboratório do defeito que posteriormente foi instalado na estaca, uma vez que o objetivo inicial era que a estaca rompesse estruturalmente frente a um dado incremento de carregamento. Mais uma vez pode-se afirmar que a previsão numérica funcionou adequadamente, visto que quando submetidos aos carregamentos previstos os defeitos foram mobilizados e rompidos. Dessa forma, ficam também ratificados os resultados dos ensaios de laboratório realizados por Gon (2011), os quais foram utilizados como parâmetros de entrada para todas as análises numéricas realizadas na presente tese. Ao comparar os resultados de previsão numérica a partir do LCPC-CESAR com os obtidos experimentalmente, conclui-se dessa forma que a ferramenta computacional LCPC-CESAR, apresentou resultados satisfatórios em termos de engenharia geotécnica na previsão do comportamento de radiers estaqueados.

Os resultados de laboratório realizados nessa pesquisa tiveram como objetivo inicial calibrar a zona defeituosa da estaca de modo que quando, em campo, a mesma atingisse a carga prevista e houvesse ruptura estrutural. Após vários ensaios e testes com dosagens de concreto e argamassa diferentes foi estabelecida a geometria do defeito e o respectivo traço sob o qual o mesmo deveria ser moldado. Diante dos resultados obtidos e após a abertura de um poço lateral à estaca defeituosa, foi comprovada a ruptura do defeito em campo sob a forma e o carregamento previstos numericamente e em laboratório. Também foram realizados em laboratório ensaios de resistência à compressão em corpos de prova do concreto utilizado nas estacas para medida da resistência a compressão e módulo de elasticidade. Observou-se relativa proximidade entre os valores obtidos, com uma pequena discrepância para os valores

referentes ao concreto das estacas do radier $CD_{4(EXP)}$, onde foram observados valores de resistência a compressão e módulo de elasticidade ligeiramente menores. A partir desses valores estimou-se o módulo composto da estaca (concreto + aço) que foram utilizados para interpretação da instrumentação das estacas.

Quanto à instrumentação das estacas instaladas sob os radiers $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$, pode-se concluir inicialmente que 100% da instrumentação funcionou sem qualquer anormalidade durante a realização das provas de carga, inclusive as que foram posicionadas na ponta das estacas.

Os valores de capacidade de carga do radier $CD_{1(EXP)}$ foram menores do que os valores observados para estacas íntegras executadas sob as mesmas condições e características no campo experimental da FEC-UNICAMP, apresentada por Scallet (2011). Tal fato comprova que, conforme previsto, um defeito em uma estaca pode comprometer a estabilidade de um radier estaqueado ou de um grupo de estacas, principalmente no caso de um radier sobre uma estaca. Neste radier, observou-se que a ruptura estrutural da estaca ocorreu aos 105,0 kN, e a carga de ruptura convencionada, estabelecida aos 25mm de recalque, foi 110,0 kN. Ao final do carregamento, a zona íntegra da estaca defeituosa, posicionada acima da zona defeituosa, foi responsável por absorver 30% da carga aplicada enquanto que o radier foi responsável por 70%.

As fundações são projetadas em função da sua carga de trabalho, em geral, correspondente a metade do valor da carga de ruptura de uma fundação íntegra. Para o respectivo radier sob condição íntegra, a carga de trabalho equivale a 85,0 kN, valor este, inferior a carga de ruptura convencionada para o mesmo radier executado sobre uma estaca defeituosa, que foi 110,0 kN. Diante disso, é importante destacar a ocorrência de valores significativos de distorção angular no topo deste radier, mesmo este sendo constituído por apenas uma estaca defeituosa, mesmo próximo à valores equivalentes a carga de trabalho, (carga de projeto) da respectiva fundação, e posteriormente atingiu valores superiores a 1/100, o que indica que o radier potencialmente deveria ser reforçado. Tal fato foi creditado à excentricidade entre o radier e a estaca ocasionada durante sua execução e também ao próprio dano estrutural da estaca. Ou seja, conclui-se que ainda na carga de trabalho, o radier apresentou significativa distorção angular, de modo que essa variável pode ser considerada tão importante quando a capacidade de carga.

Ainda a respeito do radier $CD_{1(EXP)}$ foi observado que a carga de ruptura convencionada foi 110,0 kN, quando se esperava que para 25mm de recalque, o radier fosse capaz de suportar 190,0 kN. Ou seja, o radier estaqueado rompeu estrutural e geotecnicamente

no instante em que se esperava que o mesmo estivesse com um fator de segurança igual a 1,73 caso o radier estaqueado estivesse íntegro.

No que diz respeito ao radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$ foi discutido que durante o processo executivo não foi garantido o contato entre o defeito da estaca e o seu trecho inferior íntegro. Tal situação foi comprovada pela instrumentação, na qual foi observado que praticamente não houve mobilização da respectiva estaca durante os incrementos de carga. Dessa forma o radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$, teve o comportamento diferente do previsto, pois não houve ruptura estrutural do defeito. O defeito na estaca E26 do radier $CD_{3(EXP)}$ foi equivalente àquele correspondente à situação na qual a estaca é executada com comprimento inferior ao previsto ou ao seccionamento da estaca causado, por exemplo, por falha na concretagem. Após os primeiros incrementos de carga o recalque diferencial no topo do radier já era significativo atingindo valores de até 34,6mm entre os LVDT's 1 e 3. Assim, a carga nas estacas íntegras foi aliviada precocemente e logo em seguida as mesmas foram submetidas à tração. Nesse sentido, o radier $CD_{3(EXP)}$, até mesmo pela sua geometria, foi o que apresentou maiores valores recalque diferencial, em comparação com $CD_{1(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$, devido à presença de uma estaca defeituosa, entretanto em termos de distorção angular, o radier apresentou valores inferiores se comparado com o radier $CD_{1(EXP)}$.

Quanto à distorção angular no topo do radier estaqueado $CD_{3(EXP)}$, observou-se que o mesmo apresentou valores significativos a partir de 150,0 kN, quando as estacas íntegras começaram a ser solicitadas à tração. Aos 300,0 kN a distorção angular atingiu valores da ordem de 1/25 na carga de ruptura convencionada aos 25mm de recalque, que foi de 360,0 kN. É importante destacar que aos 332,5 kN, que equivale a carga de trabalho do respectivo radier assentado sobre estacas íntegras obtida numericamente, o radier mesmo com a presença do defeito, se apresentaria íntegro, entretanto, para o nível de carga equivalente a carga de trabalho, a distorção angular foi significativa, com valores maiores do que os tolerados por Bjerrum (1963), que aponta para a necessidade de reforçar o radier.

Ainda a respeito do radier $CD_{3(EXP)}$ foi observado que a carga de ruptura convencionada ocorreu ao 360,0 kN, quando se esperava que para 25mm de recalque, o radier fosse capaz de suportar 665,0 kN. Ou seja, mais uma vez o radier estaqueado rompeu devido a presença da estaca defeituosa, no instante em que se esperava que o mesmo estivesse com um fator de segurança igual a 1,85 caso o radier estaqueado estivesse íntegro.

Conclui-se também que em nenhum momento durante essa prova de carga ($CD_{3(EXP)}$), as cargas que deveriam ser absorvidas pela estaca defeituosa foram transferidas para as estacas íntegras, de modo que após as estacas íntegras serem submetidas à tração, o

radier foi responsável por suportar cerca de 94,0%, enquanto que a estaca defeituosa contribuiu com 6,0% da carga total aplicada ao final do carregamento (420,0 kN).

Quanto às observações em relação ao radier $CD_{4(EXP)}$ pode-se concluir que o defeito foi efetivamente mobilizado durante as provas de carga, e que após a ruptura estrutural do mesmo, todas as estacas imediatamente sofreram alívio de tensões e posteriormente sofreram tração, da mesma forma que foi observado para o radier $CD_{3(EXP)}$, atingindo recalques diferenciais de 29,6mm. Após as estacas íntegras estarem submetidas à tração, o radier e a estaca defeituosa passaram a absorver 85,2% e 14,8% das cargas aplicadas respectivamente, até que a capacidade de carga convencionada da fundação foi atingida aproximadamente aos 560,0 kN, aos 25mm de recalque.

Quanto aos recalques observados no radier $CD_{4(EXP)}$, chama-se a atenção para o fato de que novamente houve ocorrência de valores significativos de distorção angular, mesmo este sendo constituído por apenas uma estaca defeituosa em meio a três estacas íntegras. O radier $CD_{4(EXP)}$ apresentou distorção angular significativa a partir de 250,0 kN e na carga de ruptura convencionada (560,0 kN) a distorção angular foi próximo 1/50, valor este que está associado a danos estruturais e necessidade de reforço da fundação. Ou seja, antes da ruptura estrutural e posteriormente da ruptura geotécnica da fundação, devido à distorção angular, podem ocorrer danos à estrutura, de modo que esta variável precisa ser avaliada com as devidas precauções para uma fundação sujeita a presença de estacas defeituosas. É importante destacar que aos 475,0 kN, que equivale a carga de trabalho do respectivo radier assentado sobre estacas íntegras obtida numericamente, o radier mesmo com a presença do defeito, se apresentaria íntegro, entretanto, antes mesmo da carga de trabalho ser atingida, devido a ruptura estrutural da estaca E9, a distorção angular foi significativa, com valores maiores do que os tolerados por Bjerrum (1963), que aponta para a necessidade de reforçar o radier.

Ainda a respeito do radier $CD_{4(EXP)}$ foi observado que a ruptura geotécnica convencionada aos 25mm igual a 560,0 kN, quando para o respectivo recalque, se esperava que o radier fosse capaz de suportar 950,0 kN. Ou seja, o radier estaqueado rompeu devido à presença da estaca defeituosa, no instante em que se esperava que o fator de segurança fosse igual a 1,70, caso o radier estaqueado estivesse íntegro.

5. CONCLUSÃO

Diante do exposto, pode-se concluir que a previsão do comportamento dos radiers estaqueados executados em campo, com o software LCPC-Cesar v.4.07, com os parâmetros geotécnicos determinados por Gon (2011), foi satisfatória em termos de engenharia geotécnica.

Conclui-se que mediante os resultados obtidos tanto experimental quanto numericamente, que é de fundamental importância a detecção do defeito nas estacas no início da obra uma vez que ficou comprovado que a presença de estacas defeituosas pode ocasionar problemas significativos na fundação de uma edificação, visto que a distorção angular do radiers foi no mínimo 1/100, antes de mesmo ser atingida a carga de trabalho dos respectivos radiers, e que os radiers $CD_{1(EXP)}$, $CD_{3(EXP)}$ e $CD_{4(EXP)}$ perderam 42,1%, 45,9% e 41,1% da capacidade de carga devido à presença das estacas defeituosas. É importante destacar que os resultados obtidos nessa tese, não devem ser extrapolados indiscriminadamente para radiers com um maior número de estacas, visto que as geometrias dos radiers, assim como a disposição das estacas, favorecem o comportamento observado. Além disso, chama-se a atenção para o fato de que nestes radiers estaqueados, o percentual de estacas defeituosas mínimo é de 25,0%, o qual pode ser considerado estatisticamente elevado.

Em geral os defeitos nas estacas irão se manifestar para cargas em função da sua magnitude, assim, sugere-se, portanto, que a avaliação da integridade das estacas seja realizada no início da obra, logo após a execução das estacas, pois neste período as estacas ainda não foram submetidas ao carregamento oriundo da superestrutura e de maneira geral, o reforço da fundação, caso necessário, seja com a instalação de microestacas, seja com a mudança de geometria do radier e instalação de novas estacas tem impacto minimizado no andamento da obra. Essa avaliação pode ser realizada com o ensaio de integridade (PIT) e posteriormente complementada com a realização de provas de carga estáticas e ensaios de carga dinâmica, conforme preconiza a norma NBR-6122 (2010).

5.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

De maneira geral a perspectiva da compreensão de uma fundação em radier estaqueado submetida à presença de estacas defeituosas constitui um amplo campo para pesquisas e discussões, de sorte que os resultados apresentados neste trabalho merecem ser aprofundados e expandidos a fim de se obter mais resultados experimentais para enriquecer as futuras pesquisas.

Recomenda-se a realização de análises paramétricas em radiers assentados sobre um maior número de estacas, com e sem a presença de estacas defeituosas, com retroanálise e calibração dos parâmetros geotécnicos adotados nesta Tese. Essas análises poderiam ser complementadas com a inserção de elementos de reforço e verificação do comportamento dos respectivos radiers.

Devem ser feitas considerações experimentais e numéricas sobre a inserção de reforço nos radiers quando estes estão submetidos à presença de estacas defeituosas, além de realizar estudos semelhantes a este em outras regiões, com solos de comportamento diferentes e com estacas de diferentes tipos. Recomenda-se que estudos sejam realizados em obras reais, de modo que os radiers estaqueados sejam instrumentados e que a aquisição dos dados seja feita em tempo real, conforme a evolução da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR 6122/2010** – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 12131/1996**: Estacas – Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 13208/2007**: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico. Rio de Janeiro.

Abdrabbo, F. M. (1997). “Mis-use of soils and foundation causes disaster”. INT. CONF. ON FOUNDATION FAILURES, SINGAPORE, **Proc., Int. Conf. on Foundation Failures**. T. W. Hulme and Y. S. Lau, eds., Inst. Of Eng. Singapore, 121–130.

Al-Baghdadi, N. H. J. (2006). **Soil-Pile-Raft Analysis by the Finite Element Method**. Thesis Submitted to the College of Engineering of Kufa University Degree of Master of Science in Civil Engineering (Geotechnical Engineering).

Akinmusuru, J.O. (1980). Interaction of piles and cap in piled footing. **Journal of Geot. Eng. Div., ASCE**, v. 106, n. 11, p. 1263-1268.

Albuquerque, P. J. R. (2001). **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade**. 2001, 272 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Anjos, G. J. M. (2006) **Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 2006, 341p. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, Brasília.

Bacelar, C.J. R. (2002). **Análises de Recalque em Radiers Estaqueados**. 2002, 193p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

- Barreto Júnior, E. (2009). **Extensometria**: Manual Prático. 78p.
- Bezerra, J. E. (2003). **Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações**. 2003, 193 p. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G.DM-104/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF.
- Bezerra, J. E. & Cunha, R. P. (2002). Avaliação de métodos simplificados de previsão do comportamento de grupos de estacas, In: COBRAMSEG, 12., 2002, São Paulo, SP. **Anais do COBRAMSEG**. São Paulo: ABMS, v. 3, 1333-1334.
- Bittencourt, D. M. A. & Lima, B. E. A. (2009). **Análise dos fatores de interação em radier estaqueado: comparação entre duas abordagens numéricas**. 2009. 136 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.
- Bjerrum, L. (1963). Interaction between structure and soil. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden, 1963. **Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Wiesbaden: ECSMFE, p. 135–137.
- BS – British Standard – **BS 8004:1986** – Code of Practice for Foundations.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & De Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. In 9th ICSMFE, **Proc. 9th ICSMFE**, Tokyo, 2, p.495-546.
- Butterfield, R. & Banerjee, P.K. (1971). The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups. **Geotechnique**, v.21, n.1, p. 43-60.
- Camapum de Carvalho, J. & Mortari, D. (1994). Caracterização geotécnica de solos porosos do Distrito Federal. 3º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS, Brasília, **Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas**, Brasília, p.109-122.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Araki, M. S. & Palmeira, E. M. (1994). Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília, Distrito Federal. X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, **Anais do X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Foz do Iguaçu, v.3, p.1157-1163.

- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Silva, P. R. e Paixão, M. M. O. M. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro. 27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belém. **Anais da 27ª Reunião Anual de Pavimentação**, Belém, p. 255-263.
- Campos, G. G. G., Gonçalves, R. L., Miguel, M. G. & Belicanta, A. (2008). Comportamento de estacas de pequeno diâmetro em solo de Londrina no Brasil. **Geotecnia**, Lisboa. n. 112, p. 9-34.
- Carvalho, D. & Souza, A. (1990). **Análise do Efeito do Umedecimento do Solo em Fundações Rasas e Profundas em Solos Porosos**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. IX COBRAMSEG. Salvador/BA. **Anais do COBRAMSEG**. Salvador, v.2, p.109-111.
- Cintra, J. C. A. (1998). **“Fundações em Solos Colapsíveis”**. São Carlos: EESC/USP, 106p.
- Cintra, J. C. A. & Aoki, N. (2009). **“Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis”**. São Carlos/SP: EESC/USP, 99p.
- Cintra, J. C. A., Aoki, N. & Albiero, J.H. (2011). **“Fundações Diretas: Projeto Geotécnico”**. São Paulo/SP: OFICINA DE TEXTOS, 140p.
- Clancy, P. & Randolph, M. F. (1993). An approximate analysis procedure for piled raft foundations. *Int. Journal for Num. & Anal.Meth.in Geomechanics*, v.17, n.12, p. 849-869.
- COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE. (1982). **Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils**. ABMS, Progress Report (1982-1985), São Paulo – SP, 449p.
- Cooke, R.W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy. **Geotechnique**, v. 36, n. 2, p. 169-203.
- Cordeiro, A. F. (2007). **Avaliação Numérica de Reforço de Grupo de Estacas pela Introdução de Estacas Adicionais**. 2007, 118p. Dissertação de Mestrado, Publicação G.Dm-155/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

- Cui, C., Luan, M. & Li M. (2010). A Study on Time-Effects of Piled Raft System by Using Computational Methods. **Proceedings GeoShanghai International Conference**. p.42-51.
- Cunha, R. P., Camapum de Carvalho, J. & Silva, C. M. (2002). Controle de qualidade e aceitação de estacas moldadas in loco via utilização de ensaios de integridade de estacas (PIT)., In: COBRAMSEG, 12., 2002, São Paulo, SP. **Anais do COBRAMSEG**. São Paulo: ABMS.
- Cunha, R. P., Cordeiro, A. F. B. & Sales, M. M. (2010). Numerical assessment of an imperfect pile group with defective pile both at initial and reinforced conditions. **Soil and Rock**, São Paulo, v. 33, n.2, p. 81-93, May-August.
- Cunha, R. P., Bezerra, J. & Zhang, H H. (2006). Influência da rigidez relativa estaca/solo (K_{ps}) em grupo de estacas convencionais e tipo radier estaqueado carregados vertical ou horizontalmente. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG, Curitiba. **Anais do XIII Cobramseg**, Curitiba, v. 2, p. 793-798.
- Cunha, R. P. & Sales, M. (1998). Field load tests of piled footings founded on a tropical porous clay. In: 3rd. INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Universiteit Gent. **Proc. of 3rd. International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles**, v. único, p. 433-438.
- Cunha, R.P. & Zhang, H.H. (2006). Behavior of piled raft foundation systems under a combined set of loadings. 10 INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS. **Proc. of 10 International Conference on Piling and Deep Foundations**, Amsterdam, p. 242-252.
- Cunha, R.P., Bezerra, J.E., Zhang, H.H. & Small, J.C. (2004). Back analyzed parameters from piled foundations founded on tropical porous clay. Int. Conf. on Cooperation and Innovation in the Geo-Industry. **ASCE Geot. Special Pub.**, n. 124, p. 1003-1014.
- Cunha, R.P., Cordeiro, A.F., Sales, M.M. & Small, J.C. (2007). Parametric analyses of pile groups with defective piles: Observed numerical behaviour and remediation. **Proc. 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics**, Brisbane, v. 1, pp. 454-459.

- Cunha, R.P., Poulos, H.G. & Small, J.C. (2001). Investigation of design alternatives for a piled raft case history. **ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n.8, p. 635-641.
- Cunha, R.P., Small, J.C. & Poulos, H.G. (2000). **Parametric analysis of a piled raft case history in Uppsala, Sweden**. SEFE-IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v. 2, p.380-390.
- Davis, E.H. & Poulos, H.G. (1972). The Analysis of Piled Raft Systems. **Aust. Geomechs. J.**, G2, p. 21-27.
- De Sanctis, L. & Mandolini, A. (2006). Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 12, p. 1600–1610.
- De Sanctis, L., Mandolini, A., Russo, G. & Viggiani, C. (2002). “Some remarks on the optimum design of piled rafts.” **Proc., ASCE Deep Foundations 2002: An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance**, Reston, Va., p.405–425.
- Décourt, L. (1993). Predicted and measured behavior of non displacement piles in residual soils. **Proc. Of BAP II, Deep Foundations on Bored and Auger Piles**, p. 369-376, Ghent.
- Décourt, L. (1993). Prediction of load settlement relationships for foundations on the Basis of the SPT-T. **Ciclo de Conferencias Internacionales Leonardo Zeevaert**, p. 87-104, México.
- Décourt, L. (1993/1995). On the load-settlement behavior of piles. **III Conferência Odair Grillo**, Proferida em 1993 e Publicada em 1995 na **Revista Solos e Rochas**, v. 18, nº 2, PP. 93-112.
- Décourt, L. (1997). Comportamento de uma Estaca-T submetida a carregamentos elevados. 3º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, **Anais do 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, São Paulo.

- El-Mossalamy, Y. & Franke, E. (1997). Piled rafts - Numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations. **The authors, Darmstadt**, Germany. 182p.
- Farias, M.M. (1993). **Numerical Analysis of Clay Core Dams**. 1993, 159p. PhD Thesis, University College of Swansea, Swansea, UK.
- Ferreira, S. R. M. (2008). Solos colapsáveis no Brasil: Caracterização e comportamento geotécnico de alguns solos. In: IV Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia e XI Congresso Nacional De Geotecnia Congresso Luso-Brasileiro, 2008, Coimbra-PT. **Associação Portuguesa de Geotecnia**, v. 1, p. 1-8.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. & Elson, W.K. (1992). **Piling Engineering**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Franke, E. (1991). **Measurements beneath piled rafts**. Key note lecture to the ENPC Conf. on Deep Foundations, Paris, p. 1-28.
- Franke, E., Lutz, B. & El-Mossalamy, Y. (1994). Measurements and numerical modelling of high-rise building foundations on Frankfurt clay. Conference on Vertical and Horizontal Def. of Found. and Embankments, Texas, **ASCE Geot. Special Publ.**, v. 40, n.2, p. 1325-1336.
- Futai, M.M. (2000). “Comportamento Colapsável de Solos Tropicais Brasileiros”. VII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, Porto, **Anais do VII Congresso Nacional de Geotecnia**, v. 1, p.193-204.
- Gon, F. S. (2011). **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2011, 153p. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. São Paulo.
- Gandhi, S. R. & Maharaj, D. H. (1995). Behaviour of Piled under Uniform Loading. INDIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE (IGC-95), Bangalore. **Proc. Indian Geotechnical Conference**, v.1, December.
- Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G. O., Carvalho, C. S. & Niyama, S. (1998). **Fundações Teoria e Prática**, 2ª ed, São Paulo: Pini.

- Hain, S.J. & Lee, I.K. (1978). The analysis of flexible raft-pile systems. **Geotechnique**, v. 28, n.1, p. 65-83.
- Hansbo, S. (1993). Interaction problems related to the installation of pile groups. **Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations**, p. 59-66.
- Hewitt, P. & Gue, S.S. (1994). Piled Raft Foundation in a Weathered Sedimentary Formation, Kuala Lumpur, Malaysia. **Proc. Geotropika '94**, Malacca, Malaysia, p.1-11.
- Hooper, J. A. (1973). Observations on the Behaviour of a Piled-Raft Foundation on London Clay. **Proc. Inst. Civ. Engrs.**, v. 55, n. 2, p. 855-877.
- Hooper, J. A. (1979). Review of behaviour of piled raft foundations. CIRIA. London, Report 83.
- Horikoshi, K. & Randolph, M. F. (1998). Analyses of piled raft model provided by ISSMGE TC-18 – Part 3: Estimation by simple approach and hybrid method HyPR. TC-18 Japanese Geot. Society Member's Meeting of Piled Rafts, Tokyo, p. 3.1-3.16
- Janda, T., Cunha, R. P., Kuklík, P. & Anjos, G.M. (2009). Three dimensional finite element analysis and back-analysis of CDA standard pile groups and piled rafts founded on tropical soil. **Soil and Rocks**, v. 32, n. 1, p. 3-18.
- Jennings, J. E. & Knight, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure. **Proc. 4th Regional Conference for African on Soil Mech. Found. Eng.**, Durban, , p. 99 - 105.
- Katzenbach, R., Arslan, U. & Gutwald, J. (1994). A numerical study on pile foundation of the 300m high Commerzbank Tower in Frankfurt Main. **Proc. 3 European Conf. on Numerical Methods in Geomechanics**, Manchester, p. 271-277.
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, C. & Reul, O. (1998). "Piled Raft Foundation – Interaction Between Piles and Raft". **Darmstadt Geotechnics**, Darmstadt Univ. of Technology, n. 4, p. 279-296.
- Katzenbach, R., Schmitt, A. & Turek, J. (2005). Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations. **Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering**, v. 20, p. 221–229.

- Kim, K. N., Lee, S., Kim, K., Chung, C., Kim, M. M. & Lim, H. S. (2001). Optimal pile arrangement for minimizing differential settlements in piled raft foundations. **Computers and Geotechnics**, v. 28, p. 235-253.
- Kishida, H. & Meyerhof, G.G. (1965). Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand. Proc. 6th ICSMFE, Toronto, 2 : 270-274.
- Kitiyodom, P. & Matsumoto, T. (2003). A simplified analysis method for piled raft foundations in non-homogeneous soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, n. 27, p. 85–109.
- Klingmüller, O. & Kirsch, F. (2004). A Quality and safety issue for cast-in-place: 25 years of experience with low-strain integrity testing in Germany – from scientific peculiarity today-today practice, **Proc. Current Practices and future trends in deep foundations**, ASCE, Geotechnical Special Publication, Reston, Virginia: Ed. DiMaggio and Hussein, n.125, p. 202-221.
- Kong, L. & Zhang, L. (2004). Lateral or Torsional Failure Modes in Vertically Loaded Defective Pile Groups. **Journal Geotechnical Special Publication**, n. 124, p.625-636.
- Kormann, A. (2012). **Material Didático do Curso de Provas de Carga – UNICAMP**.
- Kuwabara, F. (1989). An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil. **Soils and Foundations**, v. 29, n. 1, p. 82-92.
- Lee, I. K. (1973). “**Application of finite element method in Geot. Engg.**, Part 1 – Linear Analysis Ch. 17 in Finite Element Techniques – A Short Course of Fundamentals and Application, Univ. of N.S.W., Aust.”.
- Lee, I. K. (1993). Analysis and Performance of Raft and Raft-Pile Systems. Keynote Lect., 3rd INT. CONF. CASE HIST. IN GEOT. ENG., (also Res. Rep. R133, ADFA, Univ. NSW, Australia). **Proc. 3rd Int. Conf. Case Hist. in Geot. Eng St. Louis**.
- Lee, J., Kim, Y. & Jeong, S. (2010). Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay. **Computers and Geotechnics**, v. 37, p.103–114.

- Lima, B. S. (2007). **Otimização de Fundações Estaqueadas**. 2007, 118p. Dissertação de Mestrado, Publicação G.Dm-151A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Liu, J. & Zhenlong, Y. (1989). Comportement et problèmes de calculdes groupes de pieux dans le limon. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts Et Chaussees**, n. 160, p. 21-35.
- LIU, J.& ZHENLONG, Y.& SHANG, P. K. Cap-pile-soil interaction of bored pile groups. **Proc., XI ICSMFE**, v. 3, p. 1433–1436, 1985.
- Makarchian, M. & Poulos, H. G. (1994). Underpinning by piles: A numerical Study. In: 13th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New Delhi, v. 4, p. 1467-1470.
- Mandolini, A. (2003). Design of pile draft foundations: Praticce and development. In: **Proceedings 4th international geotechnical seminar on deep Foundation on bored and auger piles**. Rotterdam, p.59-80.
- Mandolini, A. & Viggiani, C. (1997). Settlement of piled foundations. **Géotechnique**, v. 47, n. 4, p. 791-816.
- Mandolini, A., Russo, G. & Viggiani, C. (2005). Piled foundations: Experimental investigations, analysis and design. State-of-the-Art Rep. **Proc. 16th ICSMGE**, Osaka, Japan, v. 1, p.177–213.
- Matsumoto, T. (1998). Analyses of piled raft model provided by ISSMGE TC-18 – Part4: Analyses of piled raft subjected to vertical loading and lateral loading. TC-18 Japanese. **Geot. Society Member’s Meeting on Piled Rafts**. Tokyo. p .4.1-4.7.
- Meyerhof, G.G. (1959). Compaction of sands and bearing capacity of piles. **Journal of Geot. Eng. Div., ASCE**, 85(SM6), p.1-29.
- Miguel, M. G., Marque, R., Albuquerque, P. J. R. & Carvalho, D. (2007). Análise do Comportamento Colapsível de uma Argila Laterítica, de Origem Coluvionar da Região de Campinas/SP. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6. VI

- NSAT 2007. Salvador/BA. Novembro. **Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, p. 69 – 77.
- Milititsky, J. (1991). Provas de carga estática. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo/SP, **Anais II SEFE**, v.2, p.203-228.
- Milititsky, J., Consoli, N. & Schnaid, F. (2008). **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficinas de Texto, 207p.
- Moraes, L. M., Cintra, J. C. A., Vilar, O. M. & Aoki, N. (2007). Ensaio estático e dinâmico de placa com pré-inundação de solo arenoso não-saturado. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6. Salvador/BA. Novembro. **Anais do VI NSAT**, p. 117-122.
- Mota, R. & Fialho Rodrigues, L. (2000). Avaliação da Integridade de Estacas de Betão pelo Método de Diagrafia Sónica entre Furos. VII Congresso Nacional de Geotecnia – **Anais A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século**, Porto, v. 1, p. 593-600.
- Nogami, J. S., Villibor, D. F. (1995). **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, p. 213.
- Nogami, J. S. & Villibor, D. F. (1996). Importância e determinação do grau de laterização em geologia de engenharia. **VIII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia**. ABGE. Rio de Janeiro-RJ, v.1, p 345-358.
- Novak, J. L., Reese, L.C. & Wang, S. T. (2005). Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite-Element Method. **Proceedings of the Structures congress**.
- Ottaviani, M. (1975). Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. **Géotechnique**, v. 25, n. 2, p. 159-174.
- Paulino, H. L. (2011). Aplicação de Strain Gages Rosetas na Análise Experimental de Tensões e Células de Carga e Transdutores de Pressão e Torque. Strain Gage Assessoria em Extensometria Ltda.

- Penna, A. S. D., Caputo, A. N., Maia, C., Palermo, G., Gotlieb, M., Paraíso, S. C. & Alonso, U. R. (1999). **A estaca hélice contínua: experiência atual**. 1ª ed, São Paulo: Falconi, F. F & Marzionna, J. D. (Ed.). ABMS/ABIEF/IE, 162p.
- Petek, K., Felice, C. W. & Holtz, R. D. (2002). Capacity analysis of drilled shafts with defects. *Deep Foundations 2002, Geot. Spec. Pub. ASCE*, v. 2, n. 116, p. 1120–1135.
- Poulos, H.G. (1991). **Foundation economy via piled raft systems**. Keynote Paper of Pile talk International' 91. Kuala Lumpur, p. 97-106.
- Poulos, H.G. (1994a). Alternative design strategies for piled raft foundations. 3rd INT. CONF. DEEP FOUNDATIONS, **Singapore, Proc. 3rd Int. Conf. Deep Foundations**, p. 239-244.
- Poulos, H.G. (1994b). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. **Int. Journal for Num. & Anal.Meth.in Geomechanics**, v. 18, p.73-92.
- Poulos, H. G. (1997). Behaviour of pile groups with defective piles. **Proc., 14th Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, Hamburg**, p. 871–876.
- Poulos, H.G. (1998). The pile-enhanced raft - an economical foundation system. Keynote Lecture. **Anais do XI COBRAMSEG**, Brasília, novembro.
- Poulos, H.G. (1999). Pile Defects – Influence on Foundation Performance. In: 4th INTERNATIONAL CONFERENCE N DEEP FOUNDATION PRATICE INCORPORATION PILETALK, Singapore, **Proc. 4th International Conference n Deep Foundation Praticce Incorporation Piletalk**, p. 57-69.
- Poulos, H. G. (2001). **Methods of Analysis of Piled Raft Foundations**. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations. Chairman: Prof. Dr. Ir W.F. Van Impe. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Poulos, H. G. (2001). Piled raft foundations: design and applications. **Geotechnique**, v. 51, n. 2, p.95-113.
- Poulos, H. G. (2005). Pile Behavior – Consequences of Geological and Construction Imperfections. **J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.**, ASCE, v. 131, n. 5, p. 538-563.

- Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980). **Pile Foundatin Analysis and Design**. New York, United States of America: John Wiley & Sons, 397p.
- Poulos, H. G., Small, J. C., Ta, L. D., Sinha, J. & Chen, L. (1997). Comparison of some methods for analysis of piled rafts. **Proced. XIV ICSMFE**, Hamburg, v. 2, p. 1119-1129.
- Price, G. & Wardle, I. F. (1986). Queen Elizabeth II Conference Centre: Monitoring of Load Sharing Between Piles and Raft. **Proc. Inst. Civ. Engrs.**, v. 80, n. 1, p.1505-1518.
- Rabiei, M. (2010). Piled Raft Design for High-Rise Building. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v.15, p. 495-506.
- Rabiei, M. (2010). Effect of Pile Configuration and Load Type on Piled Raft Foundations Performance. **Proceedings GeoShanghai International Conference**, p. 34-41.
- Randolph, M. F. & Worth, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of Geot. Eng. Div.**, ASCE, v. 104, n. 12,p.1465-1488.
- Randolph, M. F. (1983). **Design of Piled Raft Foundations**. Cambridge University, Eng. Depart. Research Report, Soils TR143.
- Randolph, M. F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts.State of art report. **Proc. 13h Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng.**, New Delhi, v. 5, p. 61-82.
- Rao, S. N. (1996). Defective Piles In Clay. **Proced. Sixth International Conference & Exhibition On Piling And Deep Foundations**, 8p.
- Reul, O. & Randolph, M. F. (2003). Piled rafts in overconsolidated clay: Comparison of in situ measurements and numerical analyses **Géotechnique**, v. 53, n. 3, p. 301–315.
- Rodrigues, R. A. (2007). **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**.262p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (EESC-USP), São Carlos-SP.
- Rodriguez, T. G. (2013). **Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaios SPT e CPT**. 2013, 134p. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade

- de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. SP: [s.n.].
- Russo, G. (1998). Numerical analysis of piled rafts. **Int. Journ. For Num. and Anal.Meth.in Geomech.**, v. 22, n. 6, p. 477-493.
- Russo, G. & Viggiani, C. (1998). Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. **Proc. Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering**, p. 297-322.
- Russo, G., Poulos, H. G. & Small, J. C. (2013). Re-assessment of foundation settlements for the Burj Khalifa, Dubai. **Acta Geotécnica**, v. 8, p. 3–15.
- Sales, M. M., Cunha, R. P. & Jardim, N.A. (1999). Analysis of piled footing tests on a tropical porous clay. **Proc. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Foz do Iguau, v. 3, p. 1395-1402.
- Sales, M. M., Cunha, R. P., Poulos, H. G. & Small, J. C. (2005). Simplified approach for load-settlement curve estimation of piled rafts. **Solos e Rochas**, v. 28, n.1, p. 73-83.
- Sales, M. M. (2000). **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000, 229p. Tese de Dsc. Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pub. G.TD-002A/00.
- Sales, M. M., Cunha, R. P. & Farias, M. M. (2001). Método alternativo para a simulação numérica do comportamento de estacas totalmente mobilizadas em fundações mistas. **Anais do Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Engenharia**, INFOGEO 2001, Curitiba, Setembro, CDRom, 10p.
- Sales, M. M., Cunha, R.P., Carvalho, J.C. & Silva, C.M. (2002). Previsões de comportamento de um radier estaqueado no distrito Federal. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, São Paulo. **Anais do XII COBRAMSEG**, v. 3, p. 1459-1469.
- Scallet, M. M. (2011). **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. 2011, 166p. Dissertação de

- Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. SP: [s.n.].
- Schulze, T. (2013). **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013, 136p. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. SP: [s.n.].
- Silva, J. P., Alves, A. R. C., Duarte, L. C. M. B. & Camapum de Carvalho, J. (2010). Caracterização de um Solo Colapsível de Brasília por Métodos Diretos de Quantificação de Potencial de Colapso. **Anais do COBRAMSEG: Engenharia geotécnica para o desenvolvimento, inovação e sustentabilidade**. Gramado-RS.
- Sinha J. & Poulos H.G. (1996). Behaviour of stiffened raft foundations. **Proceedings, 7th Australia - New Zealand Conference on Geomechanics**. Institution of Engineers Australia, Canberra, v. 1, p.704-709.
- Sinha, J. (1997). **Piled Raft Foundations Subjected to Swelling and Shrinking Soils**. PhD Thesis, Univ. of Sydney, Australia.
- Skempton, A.W. (1953). Discussion contribution: piles and pile foundations, settlement of pile foundations. **Proc. 3rd ICSMFE**, Zurich, v.3, p. 172.
- Small, J. & Poulos, H. (2007). Non-Linear Analysis of Piled Raft Foundations. **Contemporary Issues In Deep Foundations: Geotechnical Special Publication (GSP)**, n. 158, p. 1-9.
- Soares, W. C. (2011). **Radier Estaqueado Com Estacas *Hollow Auger* Em Solo Arenoso**. 2011, 302p. Tese de Doutorado Universidade Federal de Pernambuco. Departamento de Engenharia Civil.
- Sommer, H., Wittmann, P. & Ripper, P. (1985). Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay. **ICSMFE**, v. 11, n. 4, 2253-2257.
- Souza, R. S. (2010). **Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estaqueado: Comparação entre duas ferramentas numéricas**. 2010. 180p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Goiás (UFG).

- Ta, L. D. & Small, J. C. (1996). Analysis of piled raft systems in layered soils. **Int. Journal for Num. & Anal.Meth.in Geomechanics**, v. 20, p. 57-72.
- Tavares, M. V. C. F. (2012). Avaliação experimental de fundações estacadas em modelos 1g. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pub. GDM-214/2012.
- Terzaghi, K. (1943). “**Theoretical Soil Mechanics**”. New York: Jonh Wiley and Sons, 503p.
- Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1948). “**Soil mechanics in engineering practice**”. New York, Jonh Wiley and Sons.
- Van Impe, W.F. & Clerq, L. (1995). A Piled Raft Interaction Model. **Geotechnica**, n. 73, p. 1-23.
- Vargas, M. (1970). Situação do conhecimento das propriedades dos solos brasileiros. **In Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações**, 4. Rio de Janeiro, v. 2, p. 45-76.
- Vargas, M. (1978). **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGRAW -HILL do Brasil. v.1, p.509.
- Vasudev, S. & Unnikrishnan, N. (2009). Behaviour of Piled Raft Foundation in Homogeneous and Layered Sand. **Proc. 10th National Conference on Technological Trends (NCTT09)** v. 6-7, p. 94-99.
- Vesic, A. S. (1969). Experiments with instrumented pile groups in sand. **Performance of deep foundations**, ASTM Spec. Tech. Publ. n. 444, p. 177–222.
- Vesic, A. S.(1975). “**Bearing capacity of shallow foundations**”. in: Winterkorn, H. F. e Fang, H. Y. (Ed.) **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Vilar, O. M. (1979). **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. São Carlos, SP. EESC-USP. 1979. Dissertação de Mestrado, São Carlos-SP.

- Vilar, O. M., Rodrigues, J. E. & Nogueira, J. B. (1981). Solos Colapsáveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1. Rio de Janeiro, **Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia**. Rio de Janeiro/RJ, v. 1, p. 209-224.
- Wang, A. (1995). **Private Communication**. From PhD thesis, Univ. of Manchester, U.K.
- Weber, A. L. (2008). **Extensometria (Instrumentação)**. Universidade de Caxias do Sul (UCS). Departamento de Engenharia Mecânica.
- Brown P. T. & Wiesner T. J. (1975). The Behaviour of Uniformly Loaded Piled Strip Footings. **Soils and Foundations**, v. 15, n. 4, p.13-21.
- Wiesner, T. J. & Brown, P. T. (1978). **Laboratory Tests on Model Piled Raft Foundations**. Research Report 318, University of Sydney.
- Wu, W. J., Chai, J. C. & Huang, J. Z. (2002). Interaction between pile and raft in piled raft foundation. **Proceedings of the International Conference on Advances in Building Technology**, Hong Kong, China, p. 603-610.
- Xu, K. (2000). **General Analysis of Pile Foundations and Application to Defective Piles**. Ph.D. Thesis, University of Sydney.
- Yamashita, K. (1998). Analyses of piled raft model provided by ISSMGE TC-18 - Part 2: Estimation by three dimensional finite element analysis. **TC-18 Japanese Geot. Society Member's Meeting on Piled Rafts. Tokyo**. p .2.1-2.8.
- Yilmaz, B. (2010). **An Analytical and Experimental Study on Piled Raft Foundations**. 2010, 119p. Master Sciences Thesis, Graduate School Of Natural And Applied Sciences Of Middle East Technical University.
- Zaeyen, V. D. B. & Lopes, F. R. (2006). Uso de ensaios de integridade para controle de qualidade de estacas moldadas *in loco* na ETE Sarapuí. In: XIII COBRAMSEG, 2006, Curitiba. **Anais do XIII COBRAMSEG**. p. 1115-1119.
- Zeevaert, L. (1957). Compensated Friction-pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City. **Proc. 4 ICSMFE**, London, v. 2.

- Zhang, H. H. & Small, J. C. (2000). Analysis of Capped Pile Groups Subjected to Horizontal and Vertical Loads. **Computers and Geotechnics**, v. 26, n. 1, p1-21.
- Zhang, L. & Wong, E. (2007). Centrifuge Modeling of Large-Diameter Bored Pile Groups with Defects. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE.**, v. 133, n.9, p. 1091–1101.
- Zhuang, G. M., Lee, I. K. & Zhao, X. H. (1991). Interactive Analysis of Behaviour of Raft-Pile Foundations. **Proc. Geo-Coast '91**, Yokohama, 2, p. 759-764.
- Zuquete, L. V. (1987). **Análise Crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras**. 1987, 637p. Tese de Doutorado. EESC/USP.

ANEXOS

ANEXO A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL REALIZADOS E AS RESPECTIVAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA (MODIFICADO DE GON, 2011)

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 1 METRO

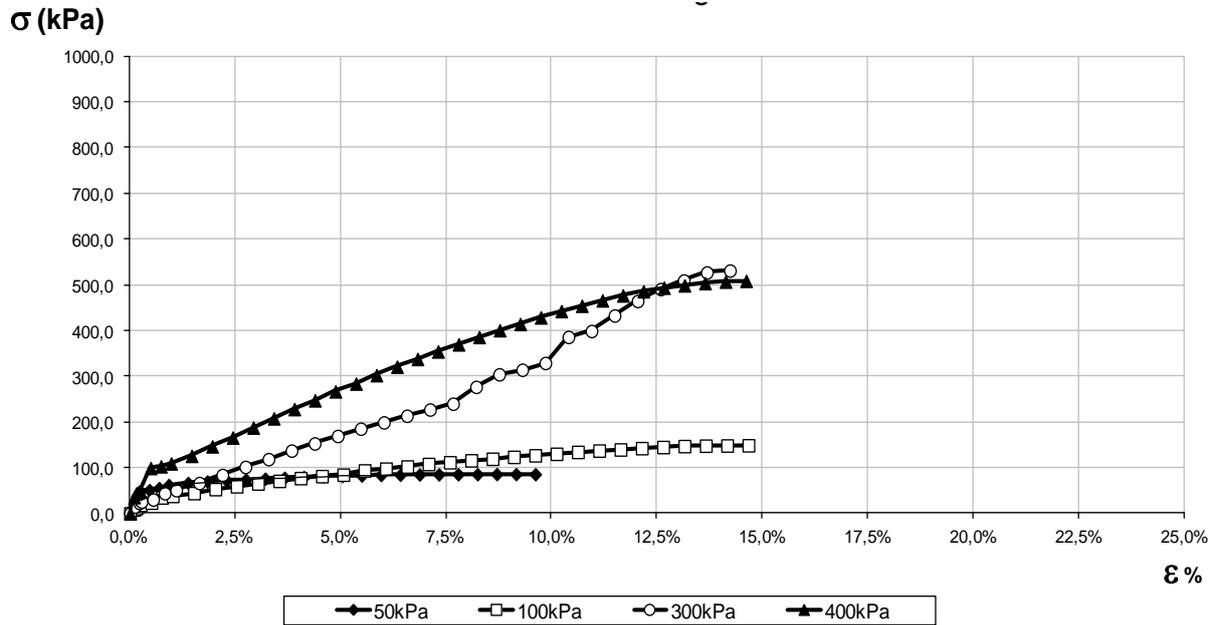


Figura A.1 – Curvas $\sigma \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 1 metro de profundidade.

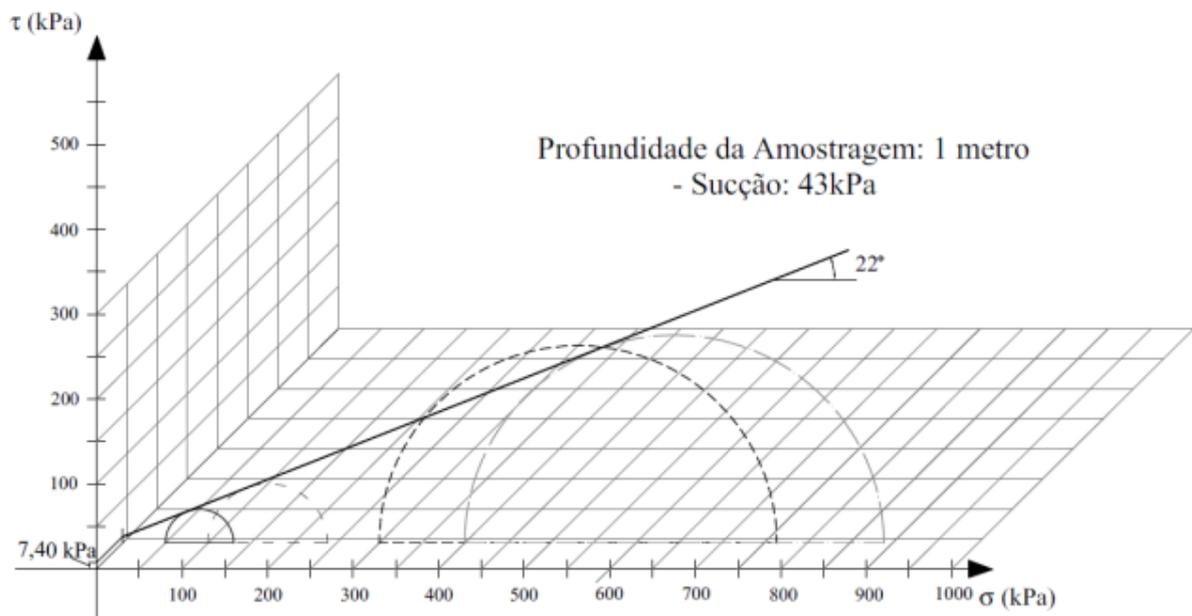


Figura A.2 – Envoltória de resistência da amostra coletada a 1 metro de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 2 METROS

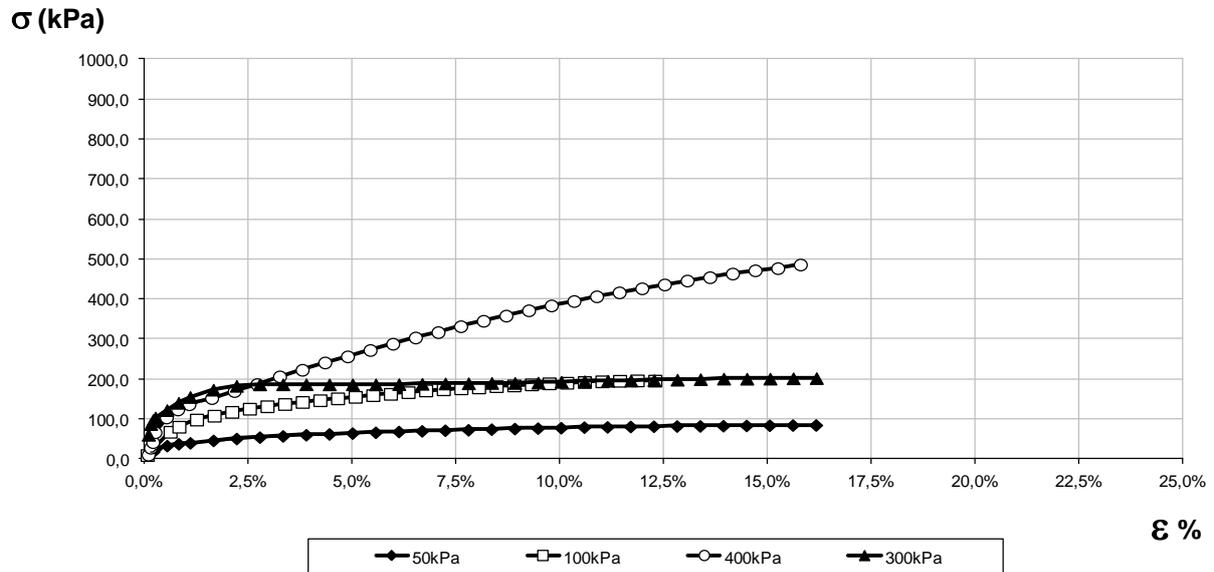


Figura A.3 – Curvas $\sigma \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 2 metros de profundidade.

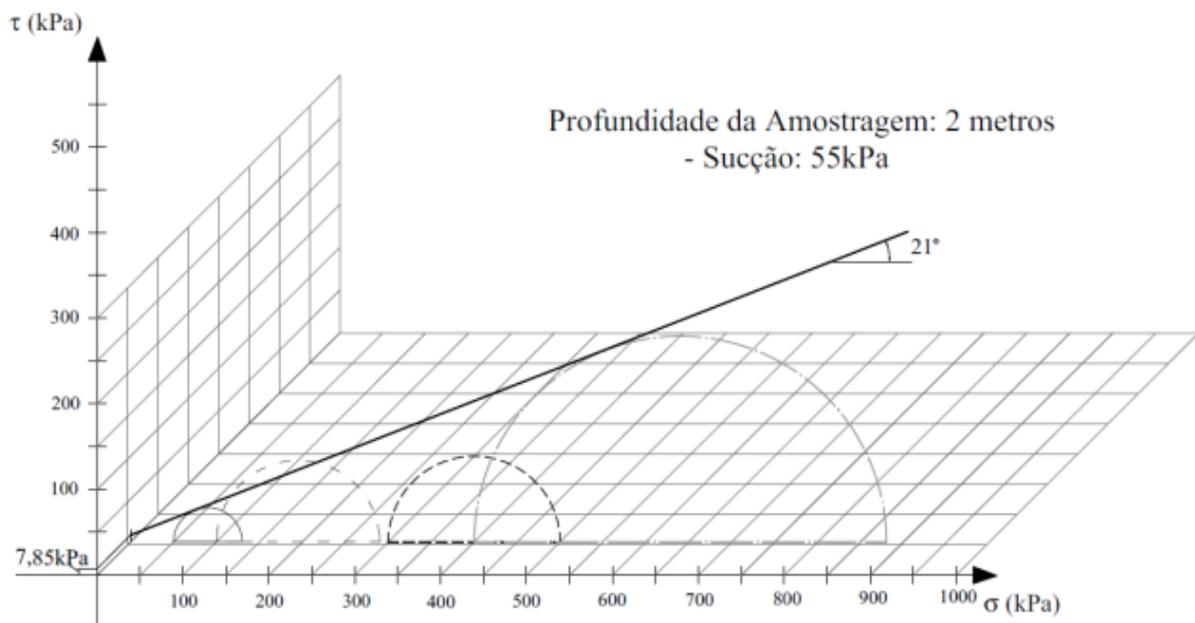


Figura A.4– Envoltória de resistência da amostra coletada a 2 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 3 METROS

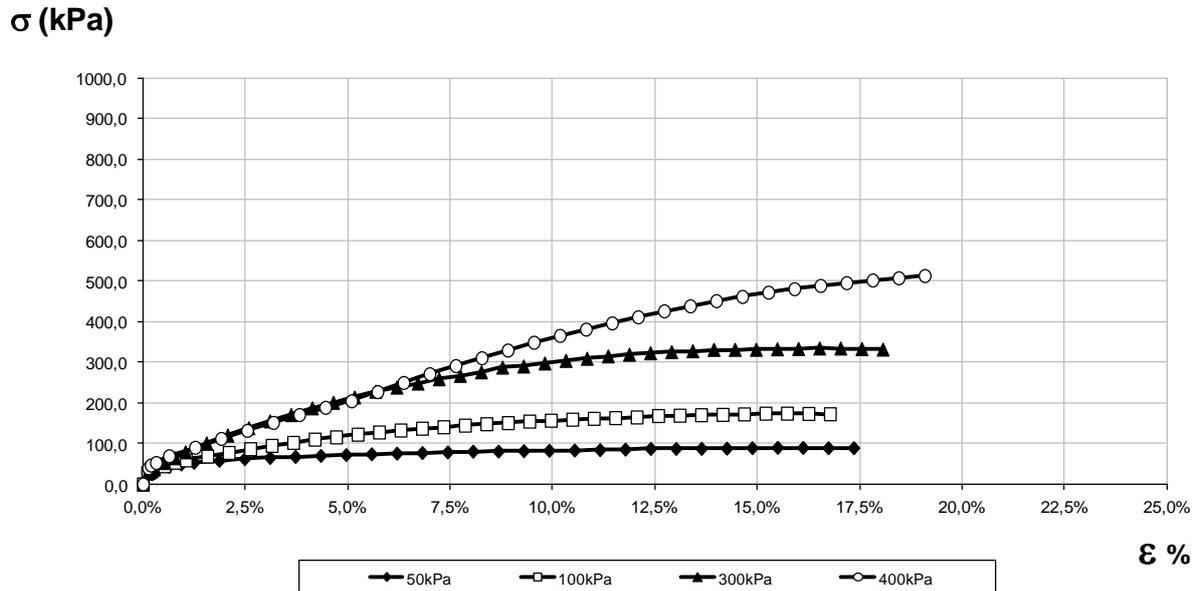


Figura A.5– Curvas $\sigma \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 3 metros de profundidade.

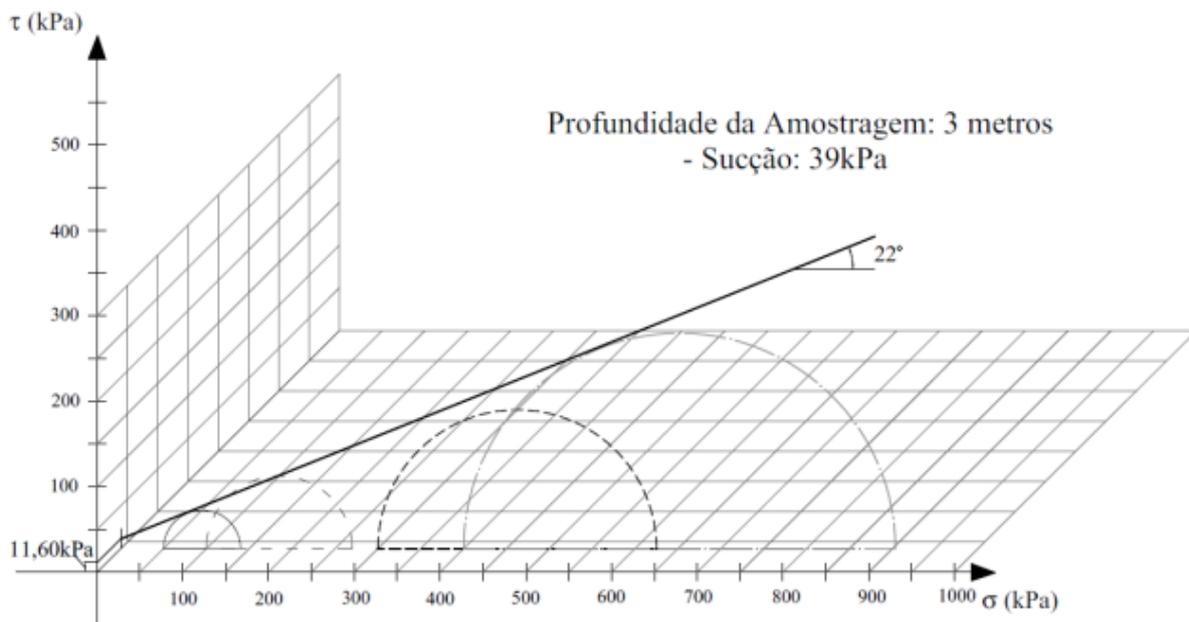


Figura A.6– Envoltória de resistência da amostra coletada a 3 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 4 METROS

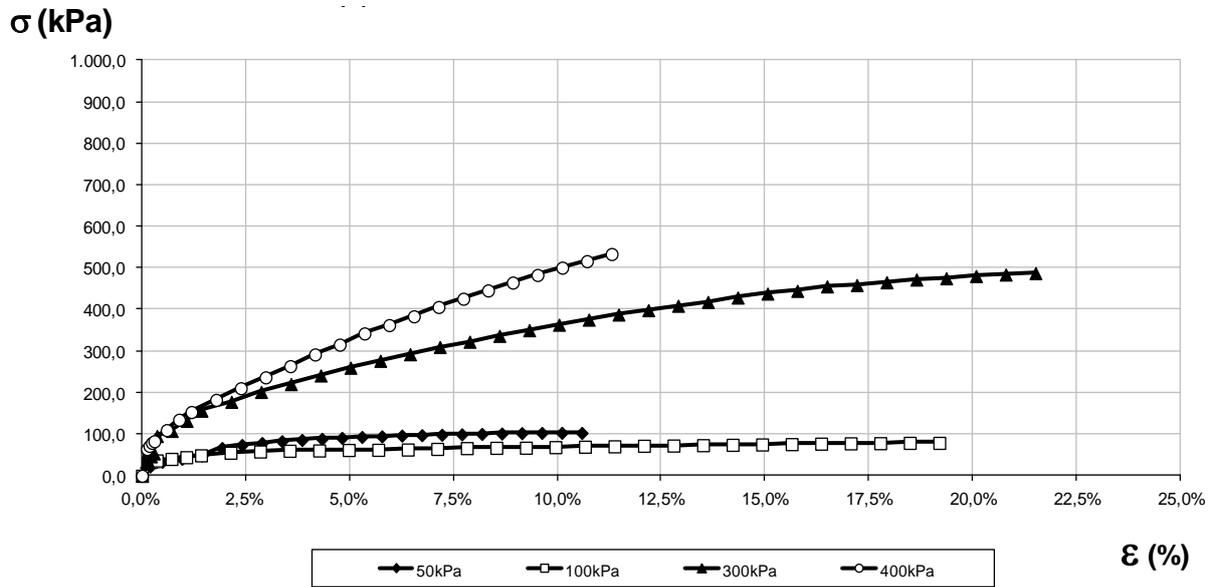


Figura A.7– Curvas σ x ϵ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 4 metros de profundidade.

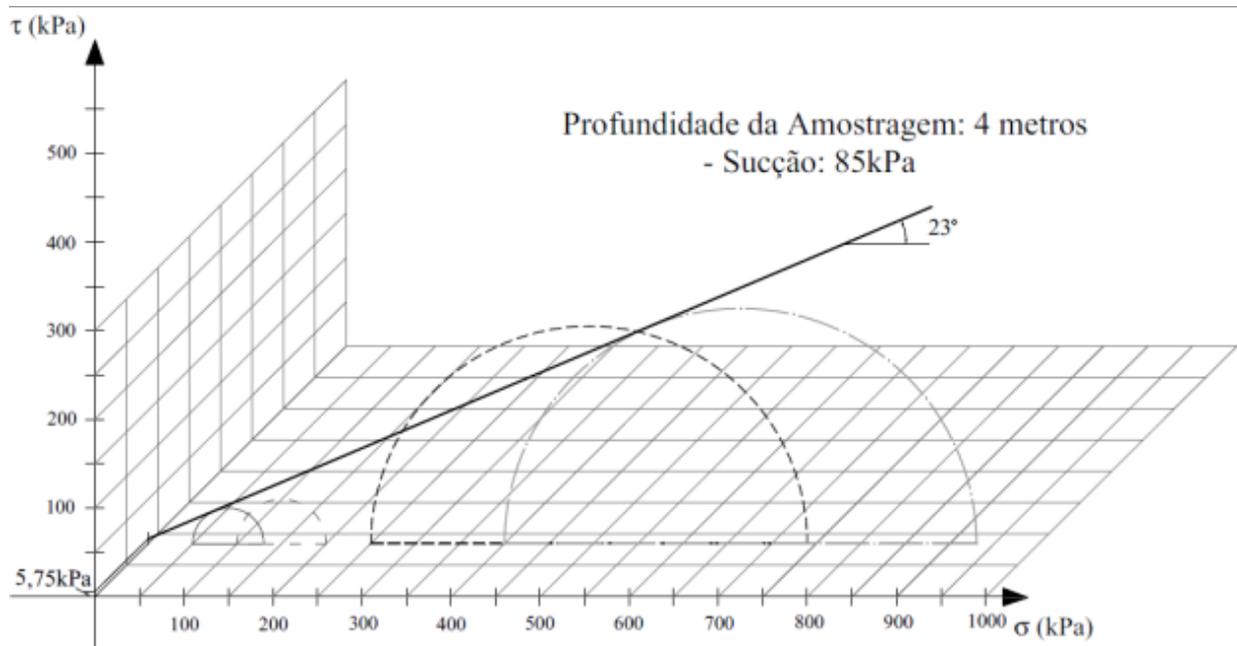


Figura A.8 – Envoltória de resistência da amostra coletada a 4 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 5 METROS

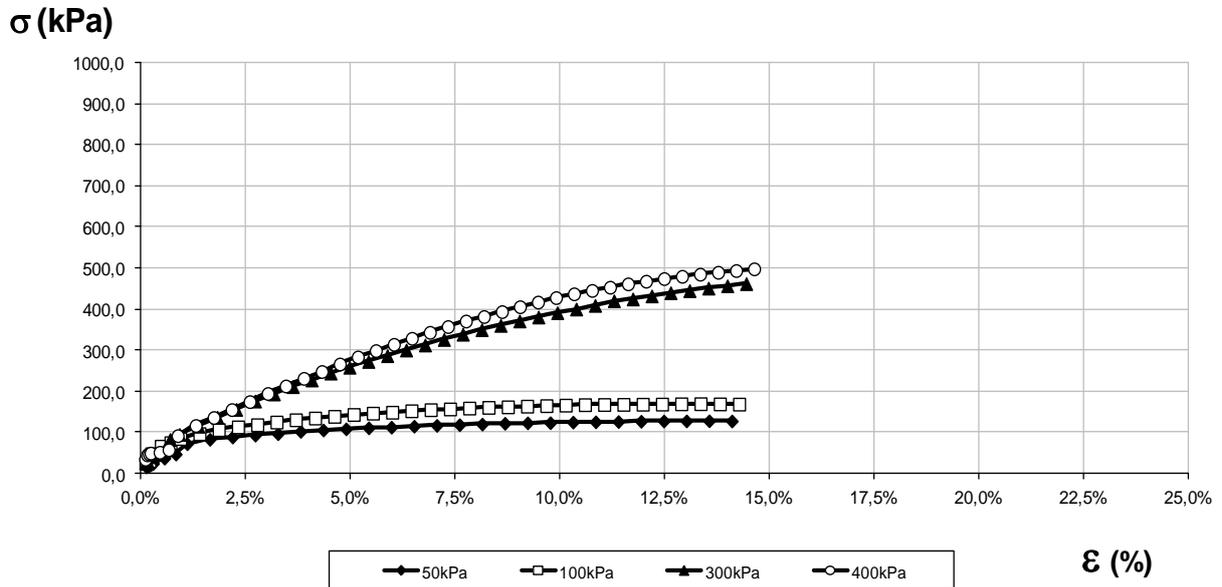


Figura A.9– Curvas $\sigma \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 5 metros de profundidade.

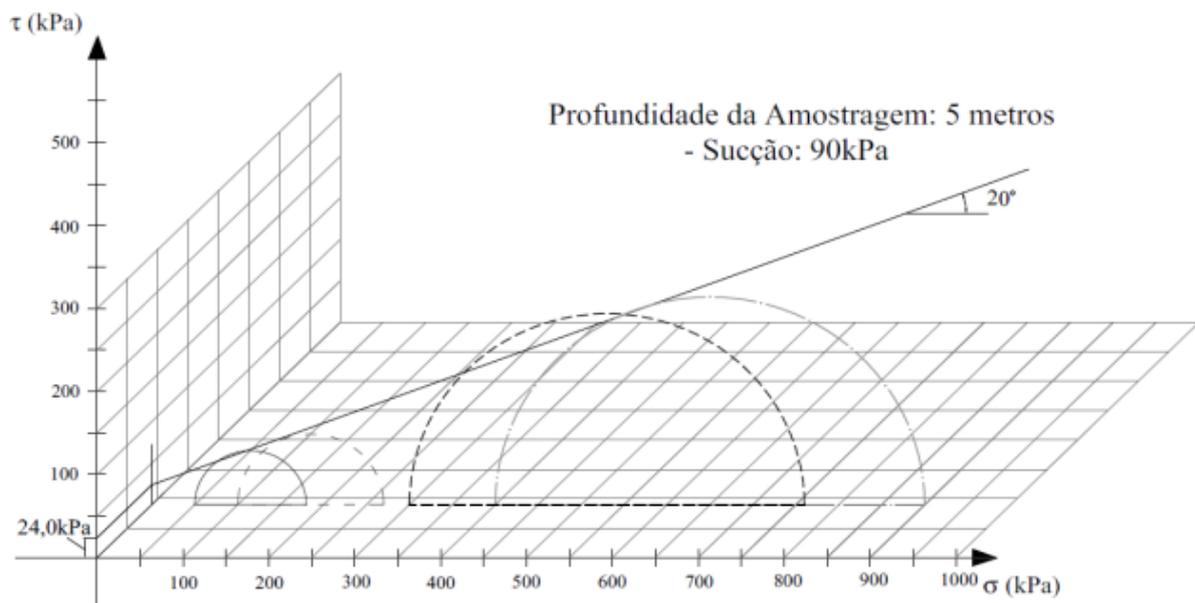


Figura A.10 – Envoltória de resistência da amostra coletada a 5 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 6 METROS

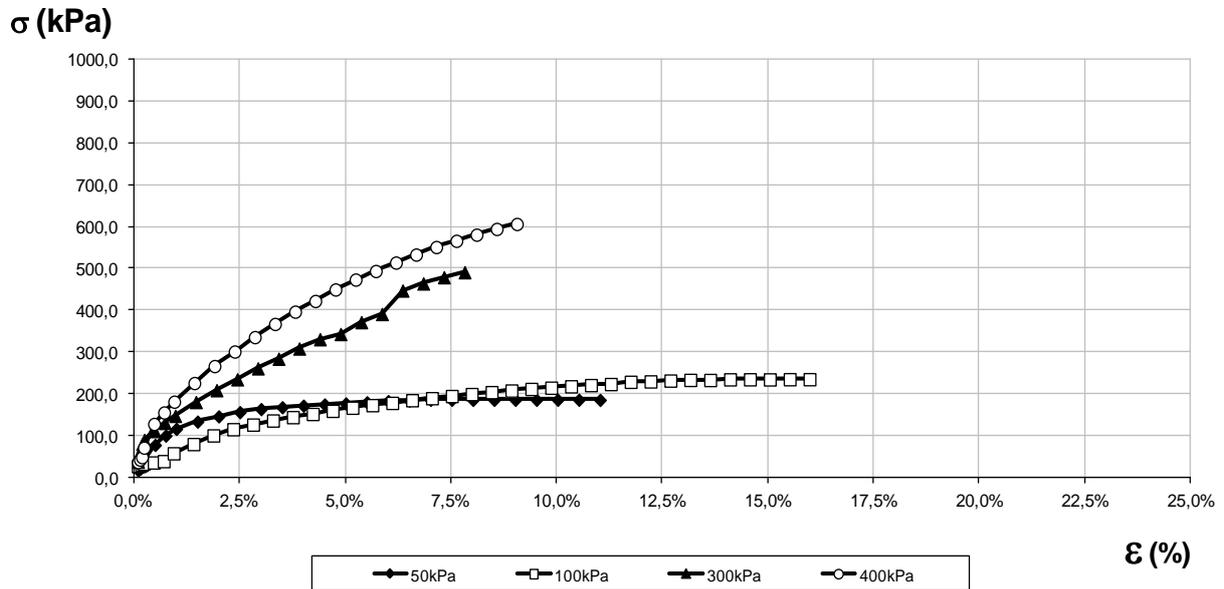


Figura A.11– Curvas σ x ϵ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 6 metros de profundidade.

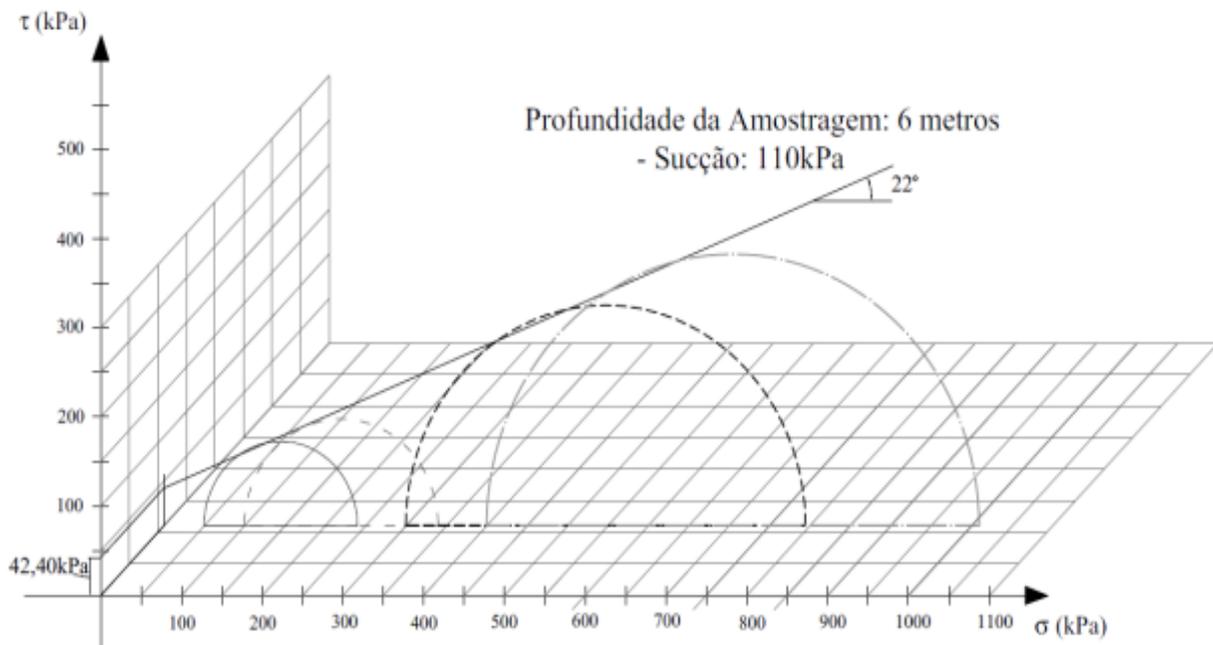


Figura A.12 – Envoltória de resistência da amostra coletada a 6 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 7 METROS

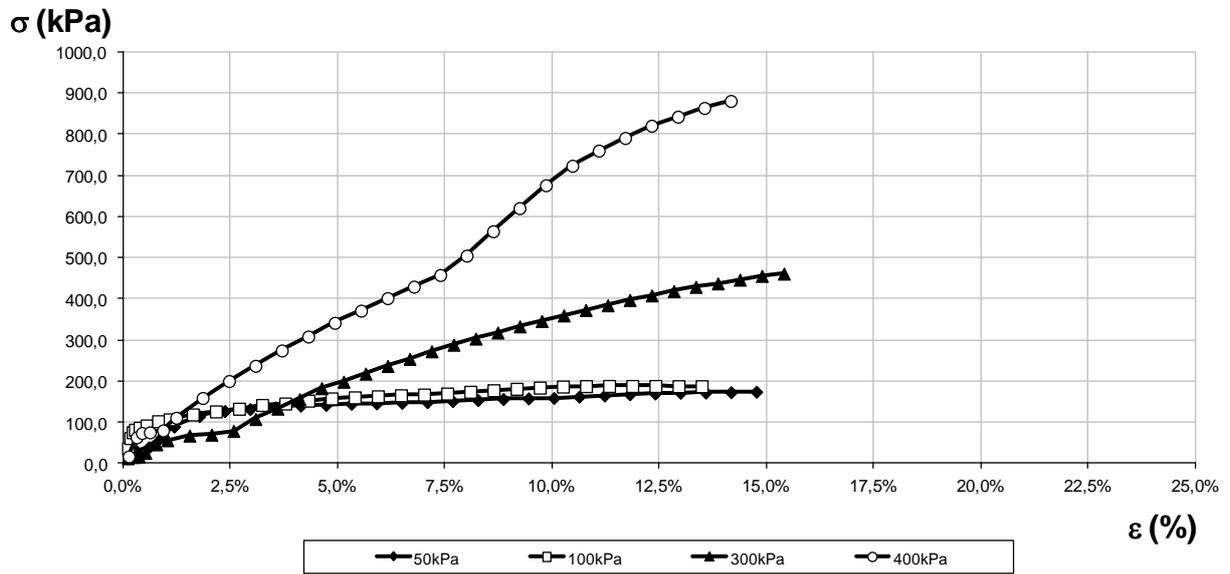


Figura A.13 – Curvas $\sigma \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 7 metros de profundidade.

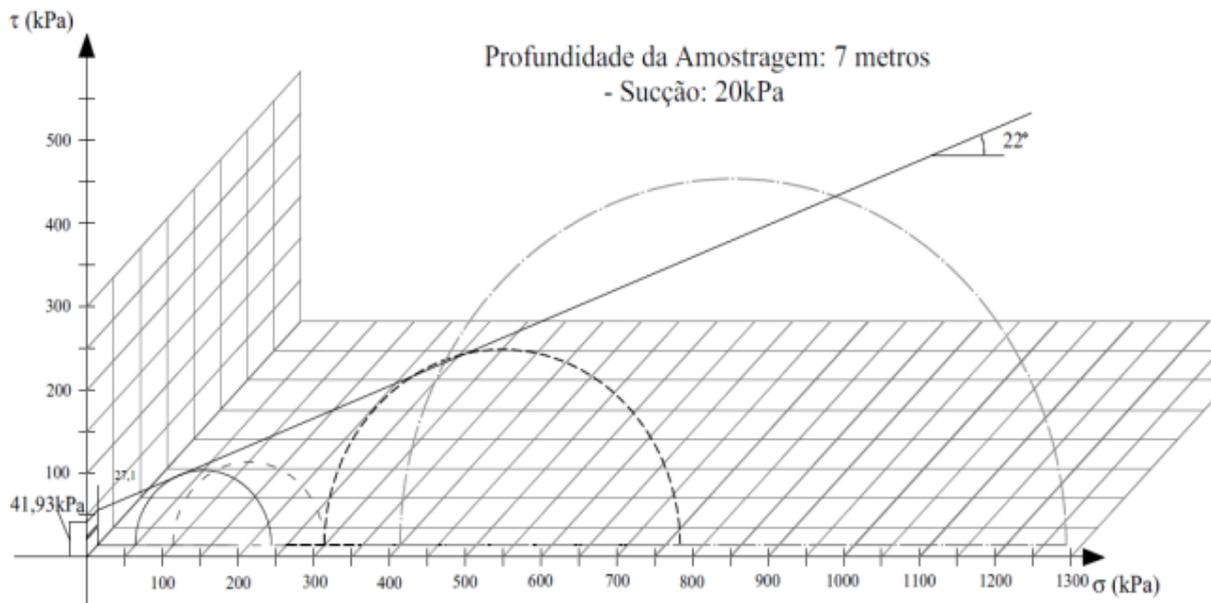


Figura A.14 – Envoltória de resistência da amostra coletada a 7 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

PROFUNDIDADE DE AMOSTRAGEM: 8 METROS

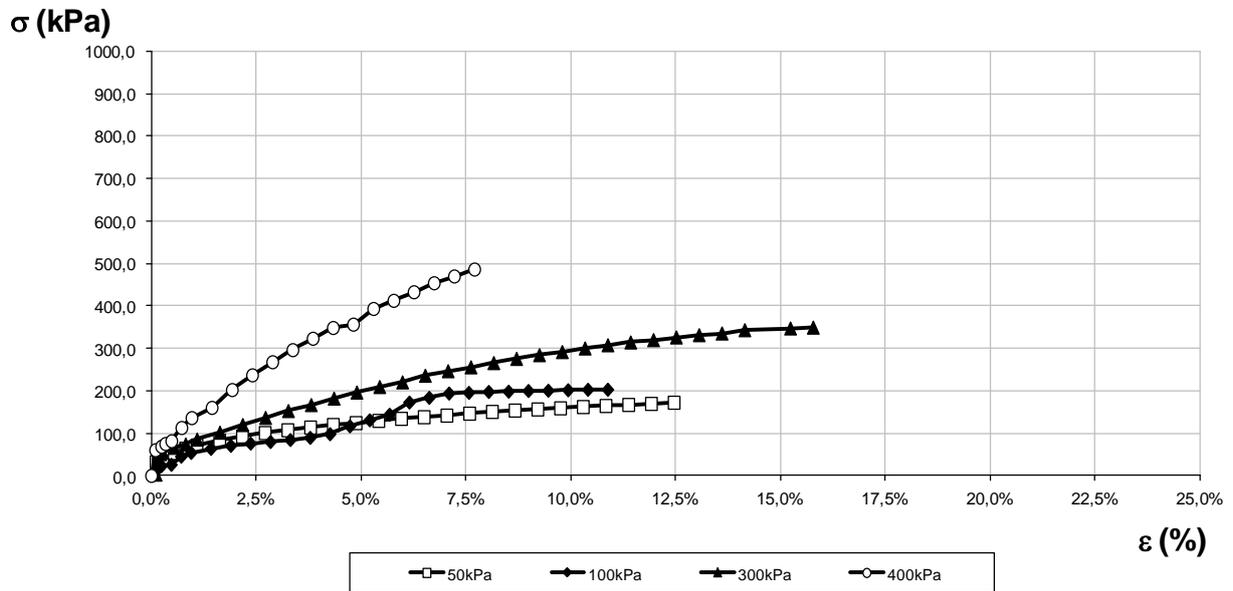


Figura A.15 – Curvas $\sigma \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais na amostra coletada a 8 metros de profundidade.

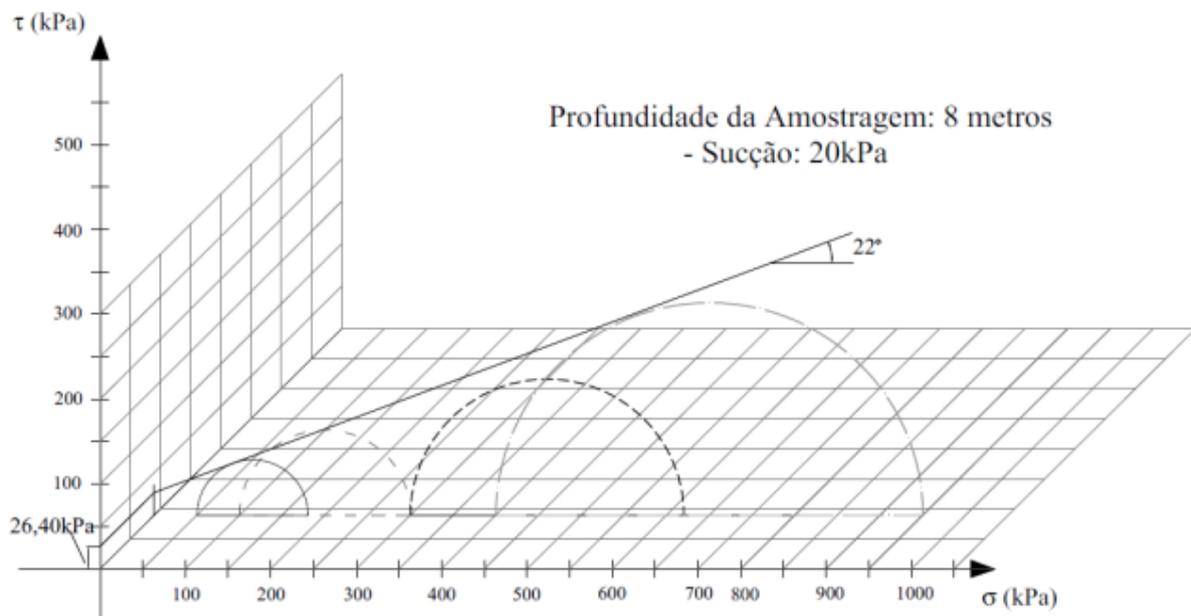


Figura A.16 – Envoltória de resistência da amostra coletada a 8 metros de profundidade (Modificado de Gon, 2011).

**ANEXO B – DETALHAMENTO ESTRUTURAL E
QUANTITATIVOS DOS RADIERS E ESTACAS.**

DETALHE DE ARMAÇÃO DAS ESTACAS TESTE – D = 0,25m (x9)
 S/ESC.

Comprimento útil da estaca = 5m

Comprimento total da armação = 5.10m

Comprimento total estribado = 5.10m

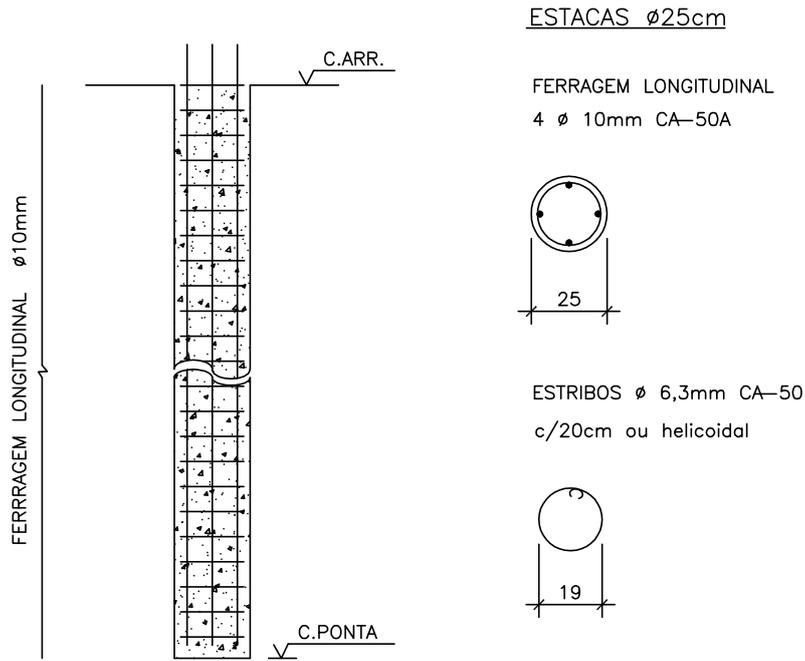


Figura B.1- Detalhamento da armadura das estacas teste.

DETALHE DE ARMAÇÃO DAS ESTACAS DE REAÇÃO

S/ESC.

Comprimento útil da estaca = 9m

Comprimento total da armação = 3m

Comprimento total estribado = 3m

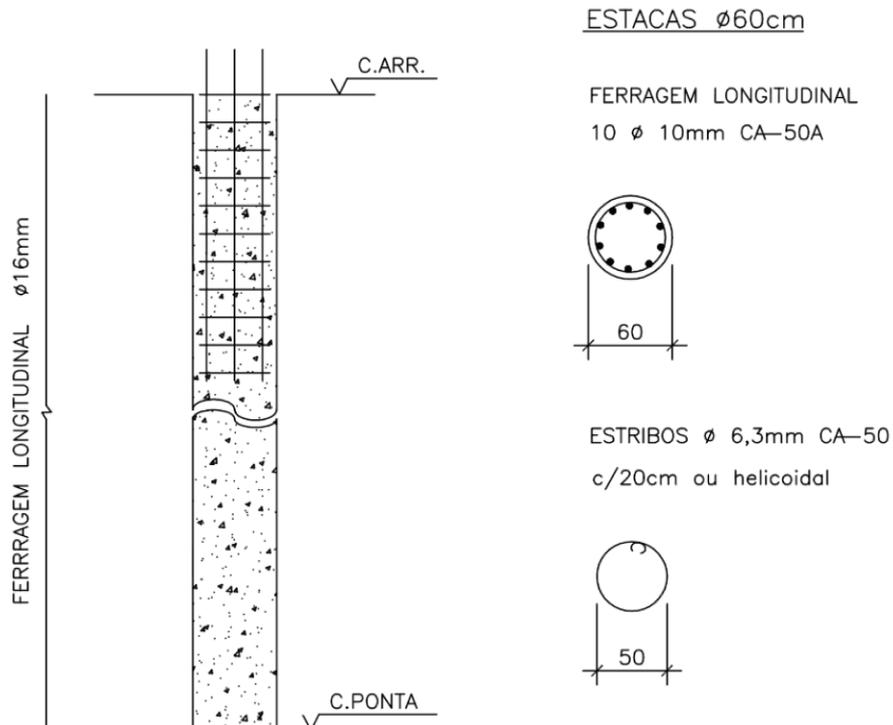


Figura B.2 - Detalhamento da armadura das estacas de reação.

RADIER CF₁

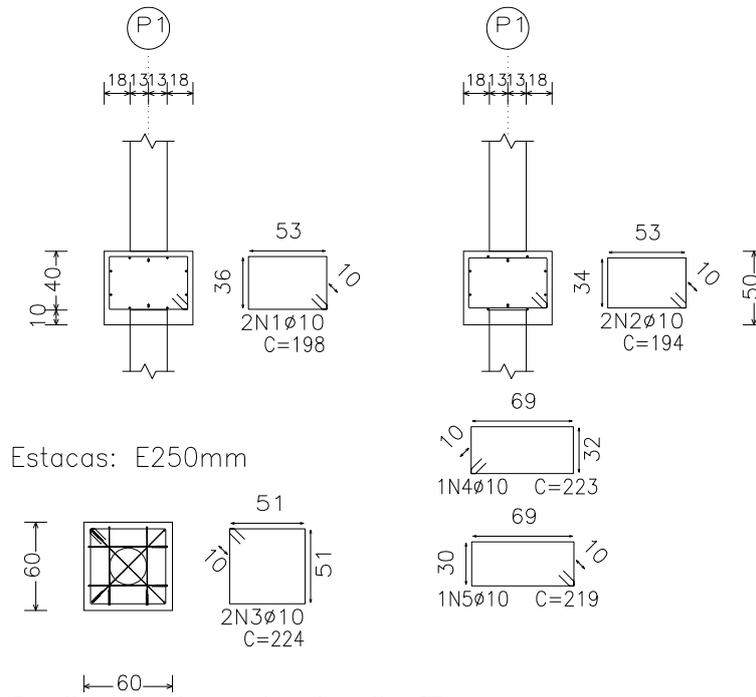


Figura B.3 - Detalhamento da armadura do radier CD₁.

- Quantitativo de aço do radier CD₁.

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50-A (kg)	CA-60-B (kg)
	1	Ø10	2		198		198	396	2.5	
	2	Ø10	2		194		194	388	2.4	
	3	Ø10	2		224		224	448	2.8	
	4	Ø10	1		223		223	223	1.4	
	5	Ø10	1		219		219	219	1.4	
Total+10%:									11.6	
Ø10:									11.6	0.0
Total:									11.6	0.0

RADIER CF₃

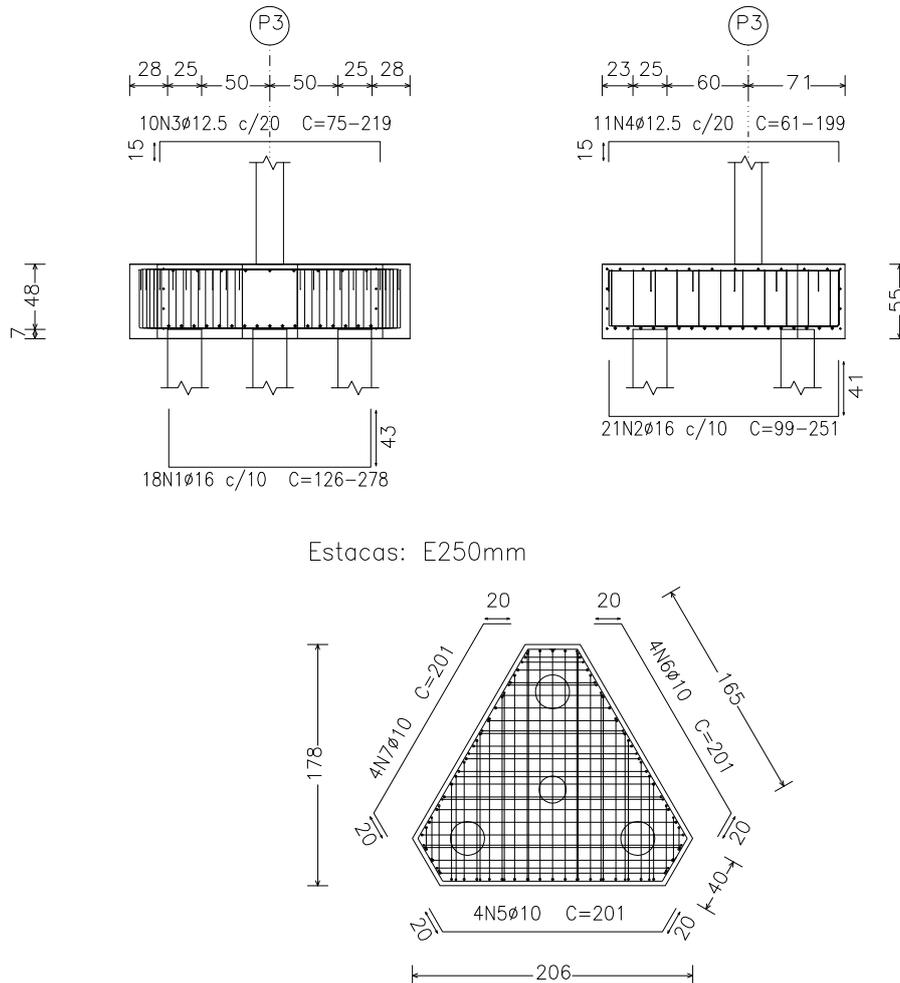
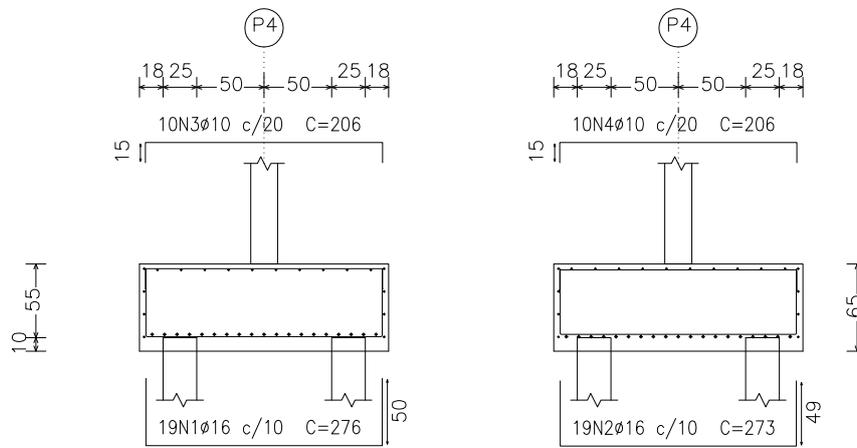


Figura B.4 - - Detalhamento da armadura do radier CD₃.

- Quantitativo de aço do radier CD₃.

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reda (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50-A (kg)	CA-60-B (kg)	
P3	1	Ø16	18		VAR.		VAR.	3816	59.9		
	2	Ø16	21		VAR.		VAR.	4032	63.3		
	3	Ø12.5	10		VAR.		VAR.	1570	15.4		
	4	Ø12.5	11		VAR.		VAR.	1551	15.2		
	5	Ø10	4	20	161	20	201	804	5.0		
	6	Ø10	4	20	161	20	201	804	5.0		
	7	Ø10	4	20	161	20	201	804	5.0		
	8	Ø20	6	30	119		149	894	22.1		
	9	Ø4.2	3		54		54	162		0.2	
Total+10%:									210.0	0.2	
									Ø4.2:	0.0	0.2
									Ø10:	16.5	0.0
									Ø12.5:	33.7	0.0
									Ø16:	135.5	0.0
									Ø20:	24.3	0.0
									Total:	210.0	0.2

RADIER CF₄



Estacas: E250mm

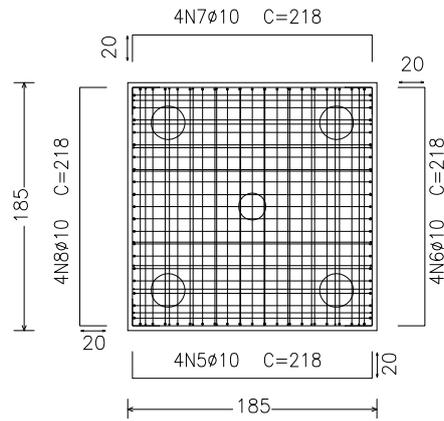


Figura B.5 - - Detalhamento da armadura do radier CD₄.

- Quantitativo de aço do radier CD₄.

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Ret. (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50-A (kg)	CA-60-B (kg)
P4	1	Ø16	19	50	176	50	276	5244	82.3	
	2	Ø16	19	49	175	49	273	5187	81.4	
	3	Ø10	10	15	176	15	206	2060	12.9	
	4	Ø10	10	15	176	15	206	2060	12.9	
	5	Ø10	4	20	178	20	218	872	5.5	
	6	Ø10	4	20	178	20	218	872	5.5	
	7	Ø10	4	20	178	20	218	872	5.5	
	8	Ø10	4	20	178	20	218	872	5.5	
	9	Ø25	6	30	145		175	1050	41.2	
	10	Ø4.2	3		54		54	162		0.2
Total+10%:									278.0	0.2
Ø4.2:									0.0	0.2
Ø10:									52.6	0.0
Ø16:									180.1	0.0
Ø25:									45.3	0.0
Total:									278.0	0.2