

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise de Sapata Estaqueada Submetida a Carregamento Axial  
em Solo Residual Considerando Estaca Individual e Grupo de  
Estacas**

**Larissa Fernandes Sasso**

Porto Alegre  
2020

LARISSA FERNANDES SASSO

**ANÁLISE DE SAPATA ESTAQUEADA SUBMETIDA A  
CARREGAMENTO AXIAL EM SOLO RESIDUAL  
CONSIDERANDO ESTACA INDIVIDUAL E GRUPO DE  
ESTACAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia.

Porto Alegre  
2020

### CIP - Catalogação na Publicação

Sasso, Larissa Fernandes  
Análise de Sapata Estaqueada Submetida a  
Carregamento Axial em Solo Residual Considerando  
Estaca Individual e Grupo de Estacas / Larissa  
Fernandes Sasso. -- 2020.  
182 f.  
Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Cesar Alberto Ruver.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,  
BR-RS, 2020.

1. Sapata estaqueada. 2. Solo residual. 3. Provas  
de carga axiais. 4. Estacas escavadas. I. Consoli,  
Nilo Cesar, orient. II. Ruver, Cesar Alberto,  
coorient. III. Título.

**LARISSA FERNANDES SASSO**

**ANÁLISE DE SAPATA ESTAQUEADA SUBMETIDA A  
CARREGAMENTO AXIAL EM SOLO RESIDUAL  
CONSIDERANDO ESTACA INDIVIDUAL E GRUPO DE  
ESTACAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 22 de dezembro de 2020

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. Concordia University, Canadá  
Orientador

Prof. Cesar Alberto Ruver  
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Luizmar da Silva Lopes Júnior (Multisolos)**  
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Nuno Cristelo (UTAD)**  
Doutor pela Newcastle University

Dedico este trabalho à minha família, em especial aos meus pais Fábio e Marina, pelo amor, pela vida e por serem a base de todos os meus passos.

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente, gostaria de agradecer a todas as pessoas que, de alguma maneira, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Todas as pequenas e grandes ajudas foram indispensáveis para que sua concretização fosse possível.

Agradeço ao professor Ph.D. Nilo Consoli, orientador deste trabalho, pelos conhecimentos transmitidos, por sempre estar disponível a suprir dúvidas (mesmo nos finais de semana), pelo apoio e dedicação a pesquisa, por se fazer presente e me incentivar não só no desenvolvimento deste trabalho mas durante os dois anos que decorreram a pós-graduação, agradeço também por deixar transparecer seu amor pela geotecnia e contagiar com ele todos ao seu redor.

Ao Professor Dr. Cesar Ruver, meu coorientador por estar sempre disponível e nunca negar qualquer auxílio, por ser curioso e incitar minha curiosidade, e por sua dedicação ao êxito deste trabalho.

Ao Dr. Sérgio Marques e professor Dr. Lucas Festugato, pelas sugestões, dicas e palavras de incentivo durante o desenvolvimento de muitas atividades, agradeço também por estarem sempre disponíveis a suprir minhas dúvidas.

Devo agradecer também a todos os professores do PPGEC. Obrigada por despertarem em mim a indagação e o desenvolvimento do raciocínio necessário a um engenheiro geotécnico. Foi um privilégio ter sido aluna de vocês.

Agradeço a todos os membros do LEGG, e colegas de mestrado que de alguma forma contribuíram no desenvolvimento deste trabalho e das atividades do mestrado, sendo sempre solícitos em ajudar e transmitir seus conhecimentos.

Agradeço a Deus, por sempre guiar meus passos e atender as minhas orações, principalmente nas horas mais difíceis.

Agradeço imensamente aos meus pais Fabio Rogério e Marina, por sempre acreditarem em meu potencial, por me fazer entender que todas as conquistas são difíceis, mas também me fazer acreditar que tenho capacidade de alcançar tudo o que almejo. Agradeço por todos os sacrifícios que já fizeram e ainda fazem por mim, inclusive por fazerem parecer os mais de 2000 km de

distância que nos afastam há tantos anos, pequenos perante ao amor que sentimos uns pelos outros. Amo vocês incondicionalmente.

Agradeço às minhas manas Vitória e Clara. Por serem minhas amigas para todas as horas. A Vitória por ser minha companhia em todos os momentos e por dividir comigo a saudade diária da família, por me fazer companhia nos aniversários e feriados. A Clara por todo amor, carinho e compreensão. Amo vocês.

Ao meu namorado Leo, por dividir comigo todos os momentos, vibrar com as minhas vitórias e me incentivar a conquistar os meus sonhos. Obrigada por ser paciente e carinhoso em todos esses anos, por me ajudar sempre que possível, e por dar um jeito quando não fosse possível, agradeço por compreender que muitas vezes a falta de tempo não significa falta de amor. Te amo.

Às minhas colegas e amigas, Alexia e Luana, por serem minhas companheiras fiéis em tantos momentos difíceis não só no desenvolvimento da presente pesquisa, mas também em toda a pós-graduação, por partilharem comigo muitas dúvidas, mas também por vibrarem em cada pequena conquista, pelos estudos que fizemos juntas, pelas palavras de apoio sempre que precisei, pela parceria nas viagens a Passo Fundo e nas madrugadas frias que passamos no Campo experimental. A Alexia, minha amiga de longa data, companheira de pesquisa, por cada passo conquistado juntas e todas as descobertas que fizemos, agradeço por sua curiosidade e por me fazer sempre pensar além. A Luana, por ter se tornado uma grande amiga nos últimos dois anos, por transmitir sua energia e entusiasmo em todas as situações, por deixar a vida mais leve e pelas “cantorias” que não me deixaram desanimar. Sempre levarei vocês em meu coração.

Aos amigos engenheiros Igor Kirchner e Diego Nolasco, por abdicar de seus compromissos e auxiliarem na execução dos trabalhos da presente pesquisa, agradeço pelas ideias sugeridas quando muitos “pepinos” surgiram no meio do caminho. Pela disposição de percorrer muitos quilômetros nas madrugadas de dias que pareciam não ter fim. Muito Obrigada!

A Dona Nair e Dona Cleo, e suas famílias, por abrirem as portas de suas casas e me receberem com muita hospitalidade, em tempos tão incertos que vivemos.

Ao Dr. Luizmar e a empresa Multisolos Estaqueamento e Sondagem, pela disposição de seus equipamentos e auxílio na execução das fundações.

A universidade de Passo Fundo, por permitir que os estudos fossem realizados em seu campo experimental. E aos colaboradores do CETEC, pessoas extremamente disponíveis a auxiliar em todos os trabalhos, pela receptibilidade em sua “casa”. Em especial ao Leunir, que sempre apresentou grandes ideias e dicas preciosas para a resolução de inúmeros problemas que surgiram.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, por ter oferecido, como instituição, todas as condições necessárias para minha formação na pós-graduação e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, por me permitir ter acesso a uma imensidão de conhecimentos, e provocar minha imersão nesse universo que é a geotecnia.

Obrigada ao CNPq pelo auxílio financeiro prestado através da bolsa de mestrado durante o desenvolvimento do trabalho, permitindo minha dedicação em tempo integral.

## RESUMO

SASSO, L.F. **Análise de sapata estaqueada submetida a carregamento axial em solo residual considerando estaca individual e grupo de estacas.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As características mecânicas dos solos levam por vezes, a necessidade do emprego de fundações profundas em edificações de pequeno porte, o que encarece as obras de engenharia. A associação de uma fundação superficial com uma fundação profunda, destaca-se como uma alternativa para a resolução deste problema. As sapatas estaqueadas enquadram-se nesse tipo de fundação, porém a compreensão de seu comportamento ainda deixa muitas dúvidas no que diz respeito à interação solo-estrutura. Além disso, as características particulares dos solos residuais exigem maiores estudos a seu respeito. Dessa forma, a presente pesquisa objetiva estudar o comportamento de fundações do tipo grupo de estacas, sapatas estaqueadas, sapata e estacas isoladas escavadas, assentes em um solo residual levemente cimentado da cidade de Passo Fundo - RS. Foram executadas estacas escavadas com 15 cm de diâmetro e 2 metros de comprimento para o grupo de estacas e sapata estaqueada, ambos com 4 estacas, além de uma estaca individual com 30 cm de diâmetro e mesmo comprimento analisada individualmente e como sapata estaqueada. As fundações foram submetidas a carregamentos axiais por meio de provas de carga. Os ensaios também foram simulados numericamente através do Software ABAQUS e estimados por metodologias simplificadas de cálculo. Os resultados demonstram que a associação de estacas e sapata apresentaram melhoria significativa da capacidade de carga da em relação aos elementos isolados de fundação. As sapatas estaqueadas resultaram praticamente a mesma carga de ruptura graças ao significativo efeito de grupo sofrido pelo grupo de estacas. A modelagem pelo método de elementos finitos exibiu uma aproximação com os resultados experimentais, exceto para a sapata estaqueada com 4 estacas. Os métodos simplificados de análise comprovaram alto potencial para a representação do solo nos estágios iniciais de carregamento a nível de pré-projeto, quando comparados aos resultados das provas de carga. A abordagem hiperbólica exibiu comportamento mais realista que a tri-linear. Em maioria dos métodos de análise, notou-se que uma maior parcela de carga foi distribuída para a sapata.

**Palavras-chave:** *sapata estaqueada; solo residual; provas de carga axiais; estacas escavadas.*

## ABSTRACT

SASSO, L.F. **Análise de sapata estaqueada submetida a carregamento axial em solo residual considerando estaca individual e grupo de estacas.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The soil mechanic characteristics sometimes lead to need to use deep foundations in small size buildings. The deep and shallow foundation association can be an alternative to this problem. Piled rafts are an example of this type of foundation, however, the understanding of their behavior still leaves many doubts regarding the soil-structure interaction. In addition, the particular characteristics of residual soils require further researches about them. In this way, the present research aims to study the behavior of foundations such as piled group, piled raft, isolated footings, and augered piles, installed on lightly cemented residual soil of the city of Passo Fundo - RS. Were executed augered piles with 15 cm diameter and 2 m length for the pile group and piled raft, both with 4 piles, besides an individual pile with 30 cm of diameter and the same length analyzed individually and as a piled raft. The foundations were subjected to axial loading by means of load tests. The tests were also numerically simulated through the ABAQUS Software and estimated by simplified methods. The results show that the association of augered piles and footings presented a significant improvement in the bearing capacity of the foundation in relation to the isolated elements. The piled rafts resulted in almost the same failure load, through the significant group effect suffered by the group. The finite element methods showed an approximation with the experimental results, except for the piled raft with 4 piles. The analysis by simplified methods proved the high potential for soil representation in the early stages of loading at the pre-project level when compared to the results of the loading tests. The hyperbolic approach showed more realistic behavior than the tri-linear one. In most of the analysis methods, it was noted that a larger portion of the load was distributed to the footing.

**Key-words:** *piled raft; residual soil; axial load tests; augered piles.*

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>24</b>
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA .....	24
1.2	OBJETIVOS .....	26
1.2.1	Objetivo Geral .....	26
1.2.2	Objetivos específicos .....	26
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	27
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>29</b>
2.1	SOLOS RESIDUAIS.....	29
2.2	SOLO COESIVO FRICCIONAL DE PASSO FUNDO - RS.....	31
2.2.1	Investigação geotécnica .....	32
2.2.2	Caracterização geotécnica em laboratório .....	36
2.2.3	Provas de carga executadas no solo residual de Passo Fundo .....	39
2.3	ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO .....	42
2.4	FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	44
2.4.1	Capacidade de carga das sapatas .....	45
2.5	ESTACAS ESCAVADAS.....	49
2.5.1	Métodos de estimativa de capacidade de carga em estacas .....	50
2.6	GRUPOS DE ESTACAS .....	58
2.7	SAPATA ESTAQUEADA.....	60
2.7.1	Processo de projeto .....	62
2.7.2	Métodos de análise .....	64
2.8	MODELAGEM NUMÉRICA .....	71
2.8.1	Software Abaqus.....	72
2.9	CARGA DE RUPTURA A PARTIR DE PROVAS DE CARGA.....	73
2.10	PESQUISAS DESENVOLVIDAS EM SAPATAS ESTAQUEADAS .....	75
2.10.1	Estudos Experimentais.....	75
2.10.2	Estudos Numéricos .....	81
<b>3</b>	<b>MATERIAIS, ENSAIOS E MÉTODOS.....</b>	<b>85</b>
3.1	CAMPO EXPERIMENTAL .....	85
3.1.1	Definição das fundações .....	86
3.1.2	Locação dos elementos no campo experimental .....	88
3.2	PROJETO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO .....	90

3.3	EXECUÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO .....	94
3.3.1	Estacas escavadas .....	94
3.3.2	Blocos de concreto.....	97
3.4	PROVAS DE CARGA .....	101
3.4.1	Sistema de reação .....	102
3.4.2	Sistema de aplicação de carga .....	103
3.4.3	Registro e controle de carga e recalques.....	104
3.4.4	Sistema de aquisição de dados.....	107
3.4.5	Composição final dos ensaios.....	108
3.4.6	Definição dos acréscimos de carga.....	109
3.5	ANÁLISE NUMÉRICA - ABAQUS .....	109
3.5.1	Geometria do modelo .....	110
3.5.2	Definição dos materiais .....	111
3.5.3	Interação entre os materiais - condições de contato .....	114
3.5.4	Malha de Elementos Finitos .....	114
3.5.5	Condições de contorno .....	115
3.5.6	Esforços geostáticos.....	115
3.5.7	Etapas.... ..	116
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>117</b>
4.1	PROVAS DE CARGA .....	117
4.1.1	Estaca Isolada 15 cm (EI-15).....	118
4.1.2	Estaca Isolada 30 cm (EI-30).....	120
4.1.3	Sapata Isolada (SI).....	122
4.1.4	Sapata Estaqueada 30 cm (SE-30).....	124
4.1.5	Grupo de Estacas 15 cm (GE-15) .....	125
4.1.6	Sapata Estaqueada 15 cm (SE-15).....	126
4.2	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS – ABAQUS.....	127
4.2.1	Elementos isolados (EI-15, EI-30 e SI) .....	127
4.2.2	Sapata estaqueada 30 (SE-30) .....	132
4.2.3	Sapata Estaqueada 15 cm (SE 15) .....	135
4.3	MÉTODOS SIMPLIFICADOS – SAPATAS ESTAQUEADAS .....	139
4.3.1	Mandolini et al. (2017) .....	139
4.3.2	PDR - Poulos & Davis (1980) e Randolph (1994) .....	145
4.4	ANÁLISES COMPARATIVAS .....	149
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>162</b>

5.1	CONCLUSÕES .....	162
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	164
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>166</b>
	<b>APÊNDICE A – DETALHAMENTO DA ARMADURA DOS ELEMENTOS SDE FUNDAÇÃO.....</b>	<b>173</b>
	<b>APÊNDICE B – PROCEDIMENTO DE OBTENÇÃO DE DADOS MÉTODO MANDOLINI ET AL. (2017) .....</b>	<b>178</b>
	<b>APÊNDICE C – PROCEDIMENTO DE OBTENÇÃO DE DADOS MÉTODO PDR .</b>	<b>181</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Mapa Exploratório de solos do Rio Grande do Sul. ....	31
Figura 2.2: Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul.....	32
Figura 2.3: Sondagem SPT com lavagem .....	32
Figura 2.4: Sondagem SPT sem lavagem.....	33
Figura 2.5: Ensaios de CPT .....	34
Figura 2.6: Resultados dos furos 1 e 2 do ensaio SDMT .....	35
Figura 2.7: Resultados ensaio sísmico do SDMT .....	36
Figura 2.8: Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade. ....	37
Figura 2.9: Resultados dos ensaios oedométricos em escala natural. ....	38
Figura 2.10: Resultados dos ensaios triaxiais.....	39
Figura 2.11: Curvas carga-recalque provas de carga em placa .....	40
Figura 2.12: Curvas carga-recalque fundações profundas.....	41
Figura 2.13: Elementos de fundação .....	43
Figura 2.14: Tipos de ruptura dos solos. ....	45
Figura 2.15: Superfície potencial de ruptura .....	46
Figura 2.16: Estaca submetida à carga de compressão.....	50
Figura 2.17: Ruptura de estacas por soluções teóricas .....	51
Figura 2.18: Massa de solo mobilizada pelo carregamento de uma estaca e de um grupo .....	59
Figura 2.19: Modelos de ruptura .....	61
Figura 2.20: Comportamento de radiers estaqueados.....	63

Figura 2.21: Curva carga x recalque simplificada para análises preliminares .....	65
Figura 2.22: Representação simplificada de um radier estaqueado .....	68
Figura 2.23: Método PDR original.....	68
Figura 2.24: Curvas tensão recalque e carga de ruptura.....	74
Figura 2.25: Curvas carga-recalque.....	76
Figura 2.26: Curvas carga-recalque.....	78
Figura 2.27: Curvas carga-recalque.....	80
Figura 2.28: Distribuição de carga experimental e numérica.....	82
Figura 3.1: Localização do campo experimental.....	85
Figura 3.2: Área de execução dos ensaios no campo experimental .....	86
Figura 3.15: Esquema representativo dos elementos fundação isolados.....	88
Figura 3.3: Croqui dos ensaios a serem executados .....	89
Figura 3.4: Locação para execução das fundações e provas de carga.....	90
Figura 3.5: Perspectivas em 3D das armaduras.....	92
Figura 3.6: Esquema de montagem das fôrmas.....	93
Figura 3.7: Materiais de composição e fôrma montada .....	93
Figura 3.8: Escavação das estacas de 30 cm .....	94
Figura 3.9: Escavação das estacas de 15 cm .....	95
Figura 3.10: Concretagem das estacas.....	96
Figura 3.11: Escavação dos blocos.....	98
Figura 3.12: Nivelamento (a,b), aplicação de desmoldante (c), posicionamento (d).....	99

Figura 3.13: Materiais para o concreto e corpos de prova moldados .....	100
Figura 3.14: Concretagem dos blocos .....	100
Figura 3.16: Nivelamento e desforma .....	102
Figura 3.17: Sistema de reação utilizado.....	103
Figura 3.18: Macaco hidráulico e bomba .....	103
Figura 3.19: Célula de carga e posicionamento.....	104
Figura 3.20: Calibração da célula de carga.....	105
Figura 3.21: Transdutores de deslocamento e relógio comparador.....	105
Figura 3.22: Transdutores posicionados (a) na estaca (b) no bloco .....	106
Figura 3.23: Posicionamento em relação a régua .....	106
Figura 3.24: Constantes de calibração dos transdutores.....	107
Figura 3.25: Sistema de aquisição .....	108
Figura 3.26: Montagem completa dos ensaios .....	108
Figura 3.27: Geometria dos modelos.....	111
Figura 3.28: Malha adotada para os elementos .....	115
Figura 4.1: Curva carga x recalque EI-15.....	118
Figura 4.2: Carga de ruptura e métodos estimativa de capacidade de carga (EI-15) .....	119
Figura 4.3: Curva carga x recalque EI-30.....	120
Figura 4.4: Carga de ruptura e métodos estimativa de capacidade de carga (EI-30) .....	121
Figura 4.5: Curva carga x recalque SI .....	122
Figura 4.6: Carga de ruptura e métodos estimativa de capacidade de carga (SI).....	123

Figura 4.7: Curva carga x recalque SE-30.....	124
Figura 4.8: Curva carga x recalque GE-15 .....	125
Figura 4.9: Curva carga x recalque SE – 15 .....	126
Figura 4.10: Curvas carga x recalque elementos isolados – MEF x Campo .....	128
Figura 4.11: Esforços de compressão aos 25 mm EI-15 .....	129
Figura 4.12: Recalques EI-15 .....	129
Figura 4.13: Esforços de compressão EI-30.....	130
Figura 4.14: Recalques EI-30 .....	131
Figura 4.15: Esforços de compressão SI .....	131
Figura 4.16: Recalques SI.....	132
Figura 4.17: Comportamento carga x recalque SE-30 (MEF x Campo).....	133
Figura 4.18: Compartilhamento de carga SE-30 (MEF) .....	134
Figura 4.19: Recalques SE - 30 (MEF) .....	134
Figura 4.20: Compressão SE - 30 (MEF).....	135
Figura 4.21: Comportamento carga x recalque SE-15 (MEF x Campo).....	136
Figura 4.22: Compartilhamento de carga SE-15 (MEF) .....	137
Figura 4.23: Recalques SE - 15 (MEF) .....	138
Figura 4.24: Compressão SE – 15 – MEF .....	138
Figura 4.25: Simulação analítica sapata (SI).....	140
Figura 4.26: Simulação analítica grupo 15 (GE-15).....	141
Figura 4.27: Simulação analítica estaca 30 (EI-30).....	141

Figura 4.28: Sapata estaqueada SE-15 Mandolini et al. ....	142
Figura 4.29: Compartilhamento de carga SE-15 (Mandolini et al.) .....	143
Figura 4.30: Sapata estaqueada SE-30 Mandolini et al. ....	144
Figura 4.31: Compartilhamento de carga SE-15 (Mandolini et al.) .....	144
Figura 4.32: Aplicação do Método PDR SE-15 .....	147
Figura 4.33: Aplicação do Método PDR SE-30 .....	147
Figura 4.34: Compartilhamento de carga PDR SE-15 .....	148
Figura 4.35: Compartilhamento de carga PDR SE-30 .....	149
Figura 4.36: Resultados carga x recalque experimentais .....	150
Figura 4.37: Resultados carga x recalque experimentais SE-30 .....	151
Figura 4.38: Resultados carga x recalque numéricos SE-30 .....	152
Figura 4.39: Resultados carga x recalque experimentais e numéricos SE-15 .....	153
Figura 4.40: Comportamento carga-recalque sapata estaqueada SE-30.....	155
Figura 4.41: Comportamento carga-recalque sapata estaqueada SE-15.....	155
Figura 4.42: Compartilhamento de carga entre elementos SE-30.....	157
Figura 4.43: Compartilhamento de carga entre elementos SE-15.....	158
Figura 4.44: Fator de segurança e recalques SE-30.....	160
Figura 4.45: Fator de segurança e recalques SE-15.....	161

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Fatores de capacidade de carga .....	52
Tabela 2.2: Valores de F1 e F2.....	53
Tabela 2.3: Coeficiente $\kappa$ e razão de atrito $\alpha$ .....	54
Tabela 2.4: Coeficiente $\kappa$ e razão de atrito $\alpha$ .....	54
Tabela 2.5: F1 e F2.....	55
Tabela 2.6: Coeficiente $\kappa$ e razão de atrito $\alpha$ .....	55
Tabela 2.7: Valores de F1 e F2.....	55
Tabela 2.8: Coeficiente C.....	56
Tabela 2.9: Valores de atrito médio.....	56
Tabela 2.10: Valores do fator $\alpha$ .....	57
Tabela 2.11: Valores do fator $\beta$ .....	57
Tabela 2.12: Valores dos parâmetros $\alpha$ e $\beta$ .....	58
Tabela 3.1: Resumo e legenda de identificação das fundações.....	87
Tabela 3.2: Volume das fundações.....	91
Tabela 3.3: Resistência à compressão axial – estacas.....	97
Tabela 3.4: Traço original e corrigido para o concreto dos blocos.....	99
Tabela 3.5: Resistência à compressão axial - blocos.....	101
Tabela 3.6: Estimativa de cargas de ruptura e acréscimos de carga.....	109
Tabela 3.7: Parâmetros para uso do modelo de Drucker-Prager.....	113
Tabela 4.1: Carga de ruptura elementos isolados - MEF.....	128

Tabela 4.2: Coeficientes iniciais.....	142
Tabela 4.3: Coeficientes iniciais método PDR.....	145
Tabela 4.4: Coeficientes de comportamento das sapatas estaqueadas .....	146
Tabela 4.5: Pontos sapata estaqueada tri-linear.....	146
Tabela 4.6: Estimativa de cargas de ruptura.....	154
Tabela 4.7: Cargas de ruptura sapatas estaqueadas .....	157

## LISTA DE SÍMBOLOS

$q_c$	Resistência de ponta
$f_s$	Resistência por atrito
$R_f$	Razão de atrito
$IC$	Índice de classificação
$P_0$	Pressão inicial corrigida
$P_1$	Pressão corrigida após expansão da membrana
$I_D$	Índice de classificação do solo
$E_D$	Módulo dilatométrico
$K_D$	Índice de tensão horizontal
$G_0$	Módulo Cisalhante
$E_0$	Módulo de elasticidade para pequenas deformações
$C_c$	Índice de compressão
$C_r$	Coefficiente de recompressão
$c'$	Coesão efetiva
$\phi'$	Ângulo de atrito efetivo
$\gamma$	Peso específico do solo
$h$	Profundidade de embutimento
$N_c$ , $N_q$ e $N_\gamma$	Fatores adimensionais de capacidade de carga
$S_q$ , $S_c$ e $S_\gamma$	Fatores de forma
$\sigma_r$	Tensão de ruptura do solo de fundação
$B$	Menor dimensão da sapata
$D$	Profundidade de apoio da sapata
$q_{rup}$	Carga de ruptura
$N_{SPT,60}$	Média aritmética do número de golpes do ensaio SPT
$Q_{ult}$	Capacidade de carga total da estaca
$W$	Peso próprio da estaca

$Q_{p,ult}$	Capacidade de carga da ponta
$Q_{l,ult}$	Capacidade de carga do fuste
$A_b$	Área da ponta
$q_{p,ult}$	Resistência de ponta unitária
$U$	Perímetro da estaca
$\tau_{l,ult}$	Resistência lateral unitária
$L$	Comprimento da estaca
$\sigma_h$	Tensão horizontal
$K_s$	Coefficiente de empuxo
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$\sigma_v$	Tensão horizontal
$q_c$	Resistência de ponta do cone
$\eta$	Efeito de grupo
$R_g$	Capacidade de carga do grupo de estacas
$K_r$	Rigidez no radier
$K_p$	Rigidez nas estacas
$Q_p$	Carga nas estacas
$Q_r$	Carga no radier
$\alpha_{pr}$ e $\alpha_{rp}$	Fatores de interação
$r_c$	Diâmetro médio do bloco
$r_0$	Diâmetro da estaca
$r_m$	Raio de influência de uma estaca
$A_c$	Área da sapata
$n$	Número de estacas
$\nu$	Coefficiente de Poisson do solo
$E_{sl}$	Módulo de Young do solo na ponta da estaca

$E_{sav}$	Módulo de Young médio ao longo do fuste da estaca
$E_{sb}$	Módulo de Young do solo abaixo da ponta da estaca
$Q_{p,u}$	Carga de ruptura do grupo de estacas
$Q_{r,u}$	Carga de ruptura do radier
$n_p$ e $n_r$	Fatores positivos reais que regulam o formato das curvas
$\beta_i$	Fator de interação sapatas/estacas
$w_i$	Recalques (estacas ou radier)
$Q_{pr}$	Carga na sapata estaqueada
$K_{pr}$	Rigidez da sapata estaqueada
$w_{pr}$	Recalque na sapata estaqueada
$Q_a$	Carga limite nas estacas
$X$	Fator de distribuição de carga
$\rho$	Massa específica
$p'_0$	Tensão virtual de pré-adensamento

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CD	Ensaio Triaxial Consolidado Drenado
CETEC	Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
FEAR	Faculdade de Engenharia e Arquitetura
FS	Fator de Segurança
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PDR	<i>Poulos-Davis-Randolph</i>
SDMT	<i>Sismic Dilatometer Test</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UNB	Universidade de Brasília
Unicamp	Universidade Estadual de Campinas
UPF	Universidade de Passo Fundo

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

As fundações são classificadas em dois grandes grupos principais chamados de “superficiais” e “profundas”, sendo definidas pela maneira com que as cargas de uma estrutura são transferidas para o solo. Nas fundações profundas a carga é transferida para o solo principalmente através do fuste da fundação enquanto que em fundações superficiais as cargas são transferidas por sua base (SALGADO, 2008). Em geral, esses dois elementos não costumam ser empregados juntos em projetos de fundações para edificações de pequeno porte. Entretanto, a associação fundações superficiais e profundas, podem melhorar o desempenho da estrutura quanto ao recalque e capacidade de carga.

Sapatas estaqueadas e grupos de estacas são exemplos desse tipo de associação, na qual segundo Bezerra (2003), um grupo de estacas caracteriza-se como uma fundação composta pela associação de diversas estacas interligadas entre si por um bloco de coroamento, que garante rigidez ao sistema e não tem contato com o solo. Já uma sapata estaqueada, conforme Salgado (2008), é um elemento de fundação mista composto por um grupo de estacas interconectadas entre si por um bloco de concreto que tem contato direto com o solo.

Tendo isso em vista, estudos apresentados por Poulos (2001) apontam que, fundações chamadas de “sapatas estaqueadas” ou “radiers estaqueados” tem sido objeto de estudo crescente nos últimos tempos como uma alternativa econômica em relação aos sistemas convencionais de fundação, uma vez que apresentam um bom desempenho no que se refere à capacidade de carga e redução de recalques. Considerando que, por vezes, a redução de recalques é tão importante quanto a capacidade de carga em uma fundação, destaca-se o benefício da associação desses dois elementos. Dessa forma, a necessidade de novos processos construtivos eficientes e econômicos fazem da sapata estaqueada uma alternativa viável aos projetos de fundações uma vez que associa um elemento superficial e um profundo dispondo das vantagens de cada método.

O conceito de estacas como elementos redutores de recalques e não apenas como suporte de carga, vem ganhando espaço nas pesquisas da área de fundações. Dessa forma, novos métodos estão sendo criados explorando as vantagens desse tipo de abordagem, almejando alcançar uma combinação ótima entre fundação superficial e profunda. Tal alternativa também se torna interessante para obras menores, uma vez que esse tipo de fundação mista pode preencher uma lacuna em que o uso de fundação superficial não seja suficientemente seguro e o uso de fundações profundas seja bastante oneroso. Sendo assim, a combinação de um bloco com estacas de profundidade relativamente pequena, destaca-se como uma alternativa econômica e que atenda a todos os requisitos técnicos de segurança para a obra, mantendo os recalques a níveis aceitáveis e a capacidade de carga dentro dos limites permitidos.

O estudo de solos coesivo-friccionais é de extrema importância, dado o fato de que grande parte das pesquisas em geotecnia não abrangem esse tipo de solo. Além do mais, a cimentação natural entre os grãos e o arranjo estrutural fazem desse solo, um material com características especiais em relação ao seu comportamento carga-recalque, sendo assim, nem sempre bem representado pelos métodos tradicionais da geotecnia. Um projeto de fundação nesse tipo de solo demanda interpretação particular e específica das teorias que consideram o efeito da plastificação do material graças à quebra de estrutura e aos mecanismos de ruptura no elemento de fundação (CONSOLI; SCHNAID; MILITITSKY, 1998).

Com base nisso, os ensaios de campo são de extrema importância para o estudo e caracterização desse tipo de solo, dada a complexidade de extração de amostras indeformadas e dificuldade de reprodução de seu comportamento em ensaios de laboratório. Deve-se destacar ainda que graças a isso, poucas pesquisas são publicadas a esse respeito, se tornando difícil a obtenção dos parâmetros mais importantes em projetos geotécnicos, uma vez que em maioria das vezes diferem-se dos parâmetros de solos sedimentares de mesma densidade e distribuição granulométrica.

A previsão do comportamento ou modelagem de uma fundação do tipo sapata estaqueada, bem como a análise da interação solo-estrutura de tal elemento é um dos grandes desafios durante seu projeto. Isso por que alguns métodos muito simplificados não modelam a situação de forma adequada. Uma alternativa para tal problema, está no uso do Método dos Elementos Finitos para a análise do comportamento e projeto de sapatas estaqueadas.

Sabendo da complexidade do mecanismo de transferência de carga em um elemento tipo sapata estaqueada, e, considerando a ocorrência de diversas interações entre o solo e as partes constituintes da fundação, o presente trabalho estuda os elementos de fundação de maneira isolada (sapata e estacas) e mista (grupo de estacas e sapata estaqueada) a partir de provas de carga estáticas, métodos simplificados de análise e modelagem numérica, para que assim se possa identificar como cada elemento se comporta em relação a capacidade de carga e recalques do sistema solo-fundação.

## 1.2 OBJETIVOS

Referente aos objetivos do estudo em questão, primeiramente são delimitados os objetivos gerais e, posteriormente, os objetivos específicos que compõe as principais temáticas para a composição do presente trabalho.

### 1.2.1 Objetivo Geral

Dentre os principais propósitos que se busca alcançar ao longo da presente pesquisa, ressalta-se, o estudo do comportamento de sistemas de fundação do tipo sapatas estaqueadas submetidos a carregamento axial em um solo residual levemente cimentado.

### 1.2.2 Objetivos específicos

De modo a atingir o objetivo geral da pesquisa sobredito, estabelecem-se os seguintes objetivos específicos que são:

- a) Averiguar a assertividade de previsão de alguns métodos de estimativa de capacidade de carga, disponíveis na literatura, a partir da execução de provas de carga, com base nas características do solo e da fundação;
- b) Analisar o comportamento de sapatas estaqueadas através de métodos simplificados e retroanálise numérica comparativamente aos resultados obtidos em provas de carga executadas em tais elementos;
- c) Avaliar a influência da variação de parâmetros como diâmetro e número de estacas na composição da sapata estaqueada mantendo o mesmo volume de concreto no elemento de fundação mista;

- d) Examinar a influência dos elementos de fundação de maneira isolada e do grupo de estacas em relação a carga última e ocorrência recalques;
- e) Estudar o mecanismo de transferência de carga da sapata estaqueada ao solo, determinando-se o percentual de carga absorvido pelos elementos (sapata e estacas), assim como a influência do contato da sapata com o solo, a partir de análise numérica e métodos simplificados;
- f) Desenvolver recomendações e sugestões para novas abordagens, relacionadas ao tema em questão.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho em questão encontra-se estruturado em 5 capítulos que apresentam os estágios desenvolvidos ao longo da pesquisa, sendo o Capítulo 1 um capítulo introdutório que expõe a justificativa e relevância da pesquisa, os objetivos gerais e específicos, além da apresentação da organização do trabalho.

O Capítulo 2 exhibe uma revisão da literatura existente sobre o assunto tratado, sendo inclusas temáticas a respeito do comportamento de solo residual levemente cimentado, diferentes tipos de fundações (superficiais, profundas e mistas) e alguns métodos de análise de seu comportamento carga-recalque tradicionalmente empregadas, além de abordagens sobre modelagem numérica. Descreve-se ainda maneiras de obtenção da carga de ruptura do solo a partir de provas de carga estática e algumas pesquisas recentes sobre fundações do tipo sapata estaqueada.

No Capítulo 3 será exibido o programa experimental desenvolvido ao logo do trabalho, e a exposição dos materiais utilizados como base para o desenvolvimento dessa pesquisa, além da descrição dos ensaios de campo executados e equipamentos adotados. Será apresentada também a metodologia empregada para o desenvolvimento de modelagem a partir do Método de Elementos Finitos, bem como a execução das estruturas de fundação.

A apresentação, análise e discussão das provas de carga executadas nas fundações, e a comparação com a previsão dos resultados de métodos matemáticos, são exibidas no Capítulo

4. Expõe-se também, uma análise a respeito da mobilização e distribuição de carga entre os elementos das fundações (estaca e sapata) através de modelagem numérica.

O Capítulo 5 expõe as principais conclusões sobre o tema, além de demonstrar uma síntese geral do conhecimento alcançado ao decorrer do desenvolvimento do trabalho bem como algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros.

Por fim, serão apresentadas as referências bibliográficas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo, são apresentados conceitos existentes na literatura sobre as características, ocorrência e comportamento de solos residuais levemente cimentados, a importância de estudá-los e as características do solo coesivo friccional de Passo Fundo, além de noções a respeito de fundações do tipo estacas, sapatas, grupos de estacas e sapatas estaqueadas, sua rigidez e comportamento quando empregadas em solos estruturados. Serão também ilustradas metodologias de cálculo populares na geotecnia que poderão ser empregados para a análise dos elementos de fundação. Do mesmo modo, serão abordados conceitos sobre modelagem numérica em fundações, obtenção da ruptura do solo a partir de provas de carga, assim como uma apresentação breve de alguns trabalhos recentes realizados sobre sapatas estaqueadas.

### 2.1 SOLOS RESIDUAIS

Compreender a origem de um solo é tão importante quanto sua caracterização física. Os solos são classificados a partir de sua origem em dois grandes grupos: residuais e sedimentares (transportados). Em países de clima tropical e/ou subtropical o intemperismo é muito mais intenso que em locais de clima temperado, e, graças a isso a degradação da rocha matriz é mais rápida que a velocidade de transporte das partículas, dando origem ao que se chama de solo residual (WESLEY, 2009). O processo de formação dos solos residuais é decisivo na composição de suas características, e faz com que esse material herde muito mais propriedades da rocha matriz do que os solos sedimentares. Os métodos tradicionais de análise e pesquisa de solos existentes na geotecnia desenvolveram-se em locais de clima temperado com solos predominantemente sedimentares, sendo assim, a compreensão de solos residuais é ainda pouco desenvolvida.

A região sul do Brasil é caracterizada pela ampla ocorrência de solos residuais de basalto com horizontes de até 20 metros de espessura, produzidos a partir da intemperização, que reduz a densidade do material e aumenta sua porosidade. Para Schnaid (2009), diferentemente dos solos transportados, os solos residuais apresentam um comportamento coesivo-friccional, devido ao seu arranjo estrutural complexo, o que acarreta na cimentação natural entre os grãos que

compõe sua estrutura, sendo ela responsável pela resistência ao cisalhamento do solo a baixos níveis de tensão. Graças ao caráter coesivo-friccional desse tipo de solo, o autor ainda fomenta que seus parâmetros de resistência, devem ser expressos em termos de ângulo de atrito e coesão.

A alteração e a perda de minerais durante a formação de um solo residual, reduzem as tensões atuantes da rocha matriz podendo anular o efeito de tensões anteriores e conseqüentemente equilibrar a estrutura de um solo residual com seu estado de tensões. Segundo Consoli et al. (2016), o contrário ocorre em solos transportados, pré-adensados que carregam a história de tensões como um fator chave para o condicionamento dos grãos. Em solos residuais sua estrutura complexa resultante da cimentação natural deve ser vigorosamente considerada, pois faz com que o material apresente coesão na envoltória de resistência mesmo quando demonstre alta porosidade e comportamento compressivo, sendo esse último fato segundo Reis (2004), indispensável para a definição da rigidez e resistência dos solos residuais.

Os solos residuais são característicos por sua alta permeabilidade graças a junção das partículas de argila e outras características da microestrutura do material. A definição de um solo entre saturado ou não saturado pode ser estabelecida pelo clima presente na região, uma vez que a evaporação ou evapotranspiração da água gera um fluxo ascendente de água no solo, e quando há precipitação no local um fluxo descendente é gerado. Um fluxo ascendente causa fissuração devido a secagem da superfície do solo, enquanto que um fluxo descendente satura a massa de solo (HUAT; TOLL, 2012).

Os solos residuais são dificilmente reproduzíveis em laboratório, sendo assim, suas propriedades geotécnicas podem ser definidas especialmente por ensaios de campo que permitem uma maior certeza nos resultados obtidos. As pesquisas existentes sobre o assunto, apesar de raras, apresentam valores de parâmetros de resistência diferentes do esperado para solos comuns como areias e argilas de mesma densidade e distribuição granulométrica. Portanto, como o estudo de solos residuais é um dos pontos determinantes da presente pesquisa, deve-se considerar com atenção o fato de que esse solo se comporta diferentemente dos solos sedimentares abordados pela mecânica dos solos clássica destacando-se assim a importância em estudá-los.

## 2.2 SOLO COESIVO FRICCIONAL DE PASSO FUNDO - RS

O solo oriundo da região de Passo Fundo – RS, de acordo com Bertorelli e Haralyi (1998), caracteriza-se como um material residual de basalto que compõe a província geológica do planalto rio-grandense, formada por derrames basálticos no período mesozoico sobre um pacote de rochas sedimentares. Em relação à pedologia, a região norte do Rio Grande do Sul, especialmente na cidade de Passo Fundo predomina o solo Latossolo Roxo Distrófico (latossolos vermelhos) fortemente intemperizado, com textura muito argilosa e homogênea, de acordo com o mapa exploratório de solos do Estado do Rio Grande do Sul, publicado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2020), apresentado na Figura 2.1.



Figura 2.1: Mapa Exploratório de solos do Rio Grande do Sul (IBGE, 2020).

Referente à geologia da região em estudo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM (2020), está inserida na região da Formação Geral, que descreve como constituído por derrames basálticos granulares, finos a médios, melanocráticos cinzas, de horizontes vesiculares preenchidos por zeolitas, carbonatos, e intercalações com os arenitos Botucatu. O solo apresenta horizontes A – B – C, exibindo transição gradual entre eles. Trata-se de um solo com predominância de caulinita e óxido de ferro (que confere a cor avermelhada). A Figura 2.2 representa o mapa geológico da região pertencente à cidade de Passo Fundo.

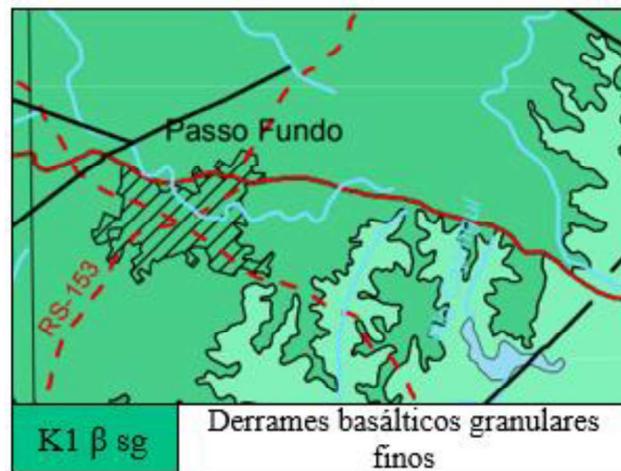


Figura 2.2: Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul (CPRM, 2020).

### 2.2.1 Investigação geotécnica

Graças a dificuldade de extração de amostras indeformadas e tendo em vista a necessidade de uma melhor compreensão do comportamento do solo residual de Passo Fundo, foram executados dois furos de sondagem à percussão (SPT) por Lopes Junior e Thomé (2005), sendo um com o uso de lavagem no processo de escavação (Figura 2.3) e outro sem o uso de lavagem (Figura 2.4) atingindo a profundidade de 15 metros. Os ensaios seguiram os preceitos da NBR 6484 (ABNT, 2001), e tiveram o objetivo de efetuar a caracterização do material em seu estado natural.

Prof. (m)	Nº golpes		Golpes p/ 30cm		Classificação do material
	1º/2º	2º/3º	--- 1º/2º	— 2º/3º	
1	7	8	0	10	Argila de coloração marrom-avermelhada de consistência rija.
2	9	10			
3	11	14			
4	6	7			3,5m Argila arenosa marrom-avermelhada de consistência média.
5	16	20			4,5m
6	13	16			6,7m Argila arenosa de coloração marrom-avermelhada de consistência muito rija.
7	-	-			Limite executado.

Figura 2.3: Sondagem SPT com lavagem (LOPES JUNIOR; THOMÉ, 2005)

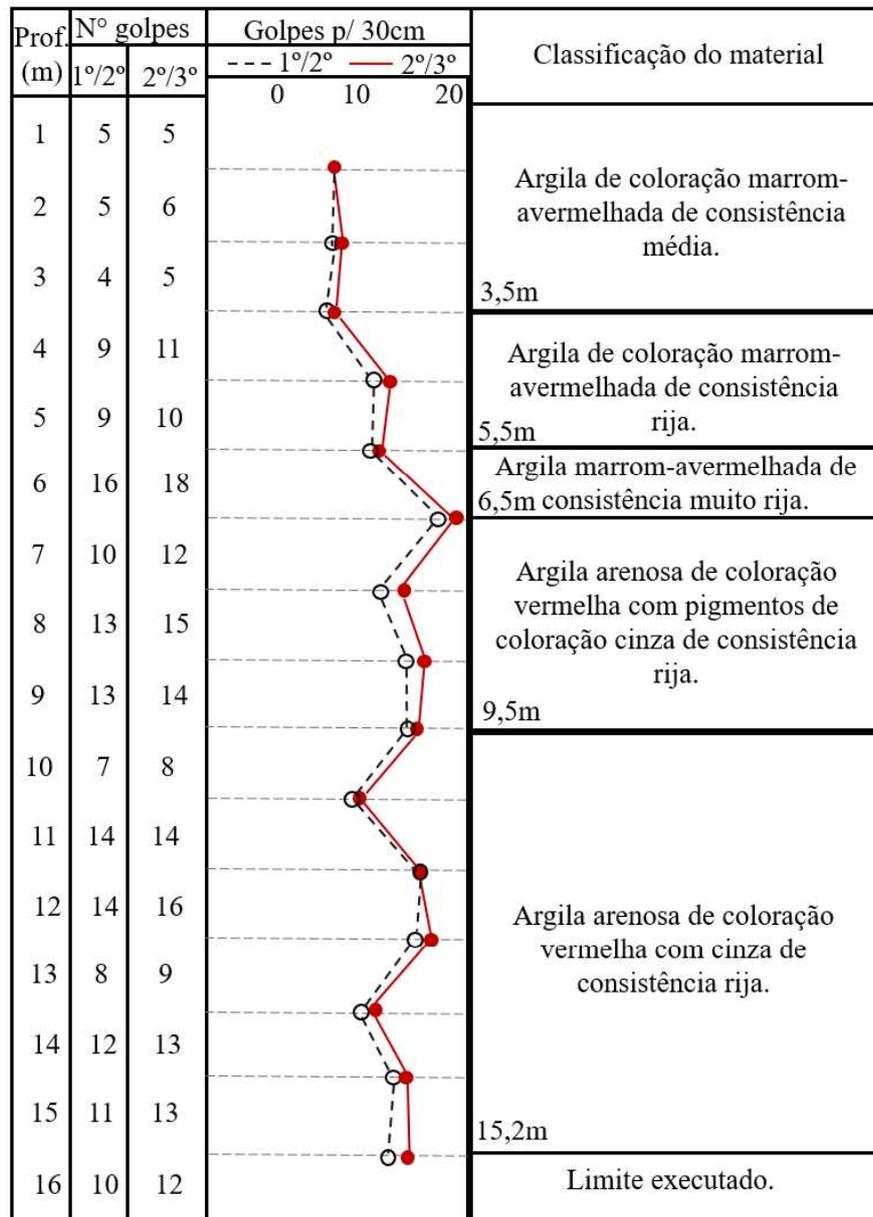


Figura 2.4: Sondagem SPT sem lavagem (LOPES JUNIOR; THOMÉ, 2005)

Nota-se a partir das sondagens, que material é predominantemente argiloso, para penetração sem lavagem nos primeiros metros há uma resistência menor que aumenta a partir dos 4 m de profundidade, podendo-se identificar um perfil homogêneo. Além disso foram apresentados resultados de Cone Penetration Test (CPT) por Born (2019) conforme a Figura 2.5. Foram executados 5 furos seguindo os preceitos da ASTM D5778-12 (2012). Nota-se que os furos atingiram uma profundidade de 20 m, e os resultados estão apresentados na forma de resistência de ponta ( $q_c$ ) equivalente a 1,3 Mpa nos 2 primeiros metros, resistência por atrito ( $f_s$ ), razão de

atrito ( $R_f$ ) com valores entre 6% e 7% e índice de classificação do material (IC) que classifica maior parte do material como argila.

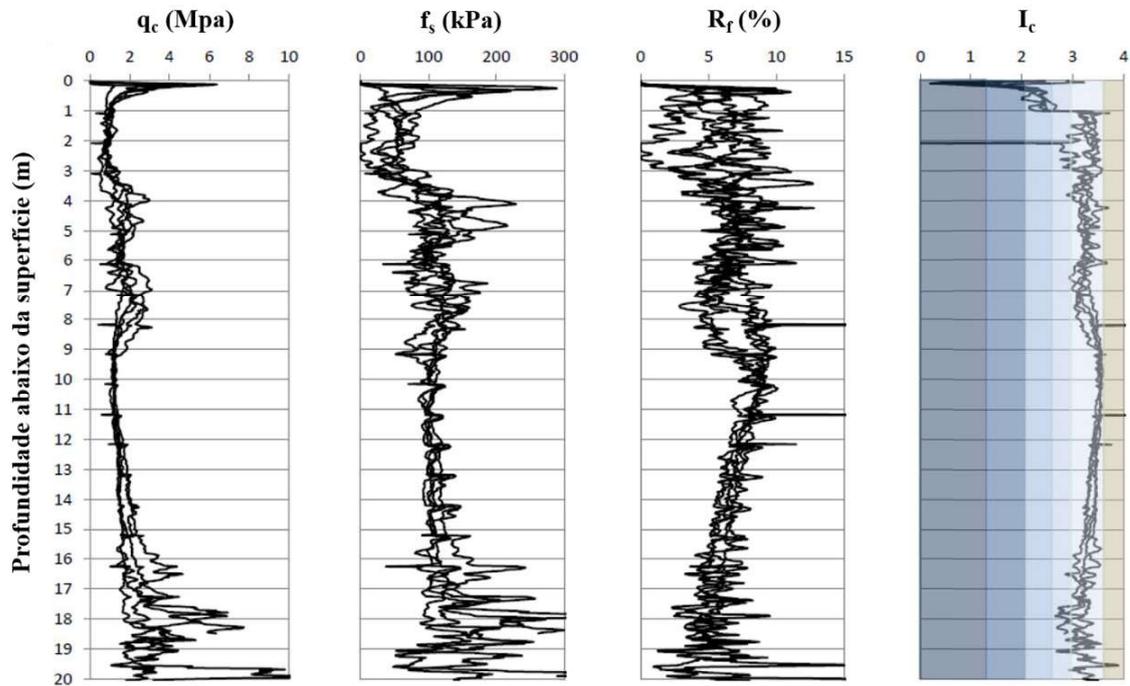


Figura 2.5: Ensaio de CPT (BORN, 2019)

Ensaio de *Seismic Dilatometer Test* (SDMT) no campo experimental também foram apresentados por Born (2019). Foram executados dois furos de acordo com a ASTM D6635-15 (2015) que atingiram uma cota de 19 m de profundidade. Os resultados são apresentados na forma de pressão inicial corrigida  $P_0$ , pressão corrigida após expansão da membrana  $P_1$ , índice de classificação do solo  $I_D$ , módulo dilatométrico  $E_D$ , e índice de tensão horizontal  $K_D$ .

Aos 9 m foi localizado o nível d'água e até as profundidades de 10-11 m o solo foi classificado como silteoso pelo índice de classificação e após isso como argiloso. A variação entre a  $P_0$  e  $P_1$  se mostrou pequena, o que pode ser visualizada pelo módulo  $E_D$ , que apresenta tendência linear, o que tende a caracterizar um perfil homogêneo. A Figura 2.6 apresenta os resultados obtidos para os dois furos do ensaio SDMT. Além dos resultados já mencionados, o ensaio permite a obtenção do módulo cisalhante  $G_0$ , que apresentaram valores homogêneos ao longo da profundidade, com picos entre 6,5 m e 7,5 m. O módulo de elasticidade para pequenas deformações  $E_0$  também foi determinado. Esses valores apresentam-se na Figura 2.7, juntamente com a velocidade de onda cisalhante ao longo da profundidade

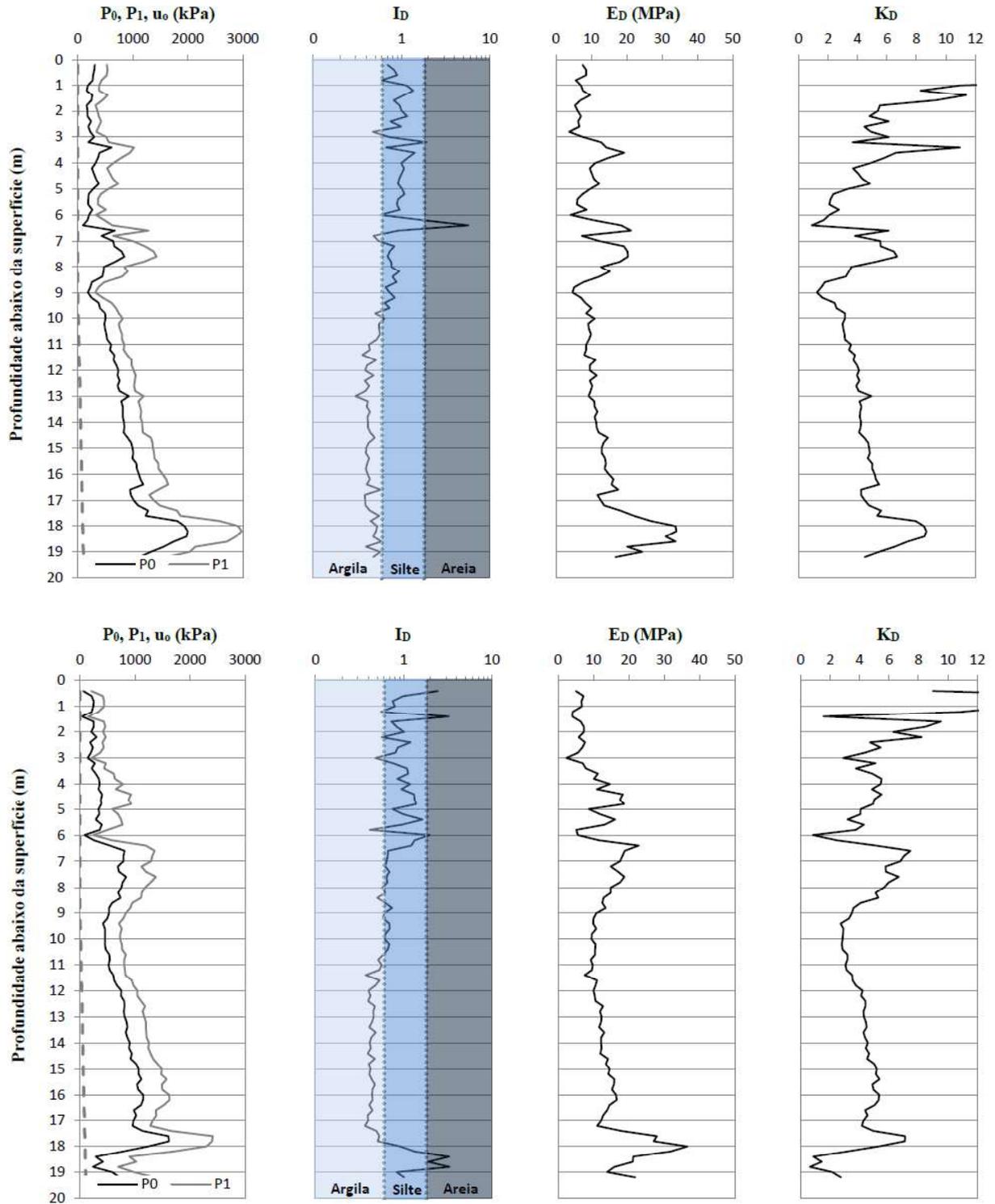


Figura 2.6: Resultados dos furos 1 e 2 do ensaio SDMT (BORN, 2019)

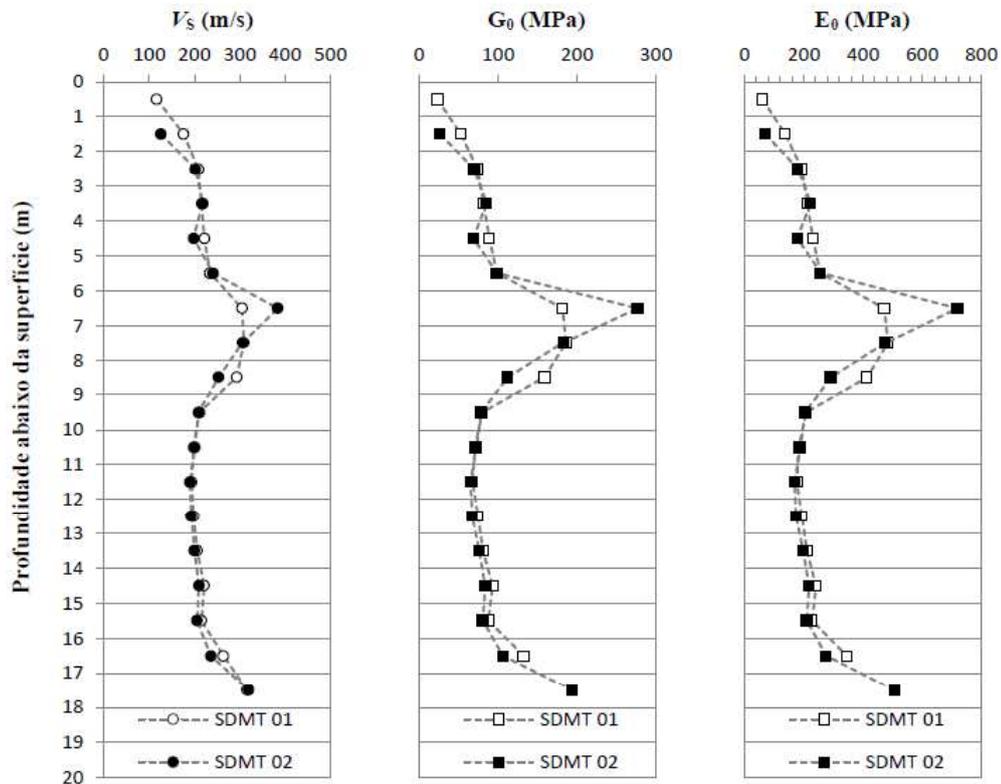


Figura 2.7: Resultados ensaio sísmico do SDMT (BORN, 2019)

Verifica-se pouca variação entre os furos, demonstrando que o solo comporta-se de maneira relativamente homogênea ao longo da profundidade, fato que se confirma a partir da análise dos ensaios SPT, uma vez que o índice de medida de resistência dado em número de golpes apresenta pouca variação por camada, característica comum em solos intemperizados como o solo residual.

### 2.2.2 Caracterização geotécnica em laboratório

Dalla Rosa e Thomé (2004), realizaram a análise granulométrica do solo de Passo Fundo ao longo da profundidade do perfil conforme a Figura 2.8.

Nota-se que o solo se apresentou como predominantemente argiloso, com quantidades menores de silte e areia. Tais conclusões foram obtidas a partir da análise da umidade natural do solo, peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e distribuição granulométrica. Os resultados apresentados pela Figura 2.8. apontam que o peso específico se encontra na ordem de  $27.5 \text{ kN/m}^3$ , os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) situam-se respectivamente com

valores médios de 55% e 35%. A granulometria do material apresentou-se com uma maior fração correspondente a argila, cerca de 65%. Quanto ao teor de umidade, constatou-se que este variou crescentemente ao longo da profundidade da sondagem.

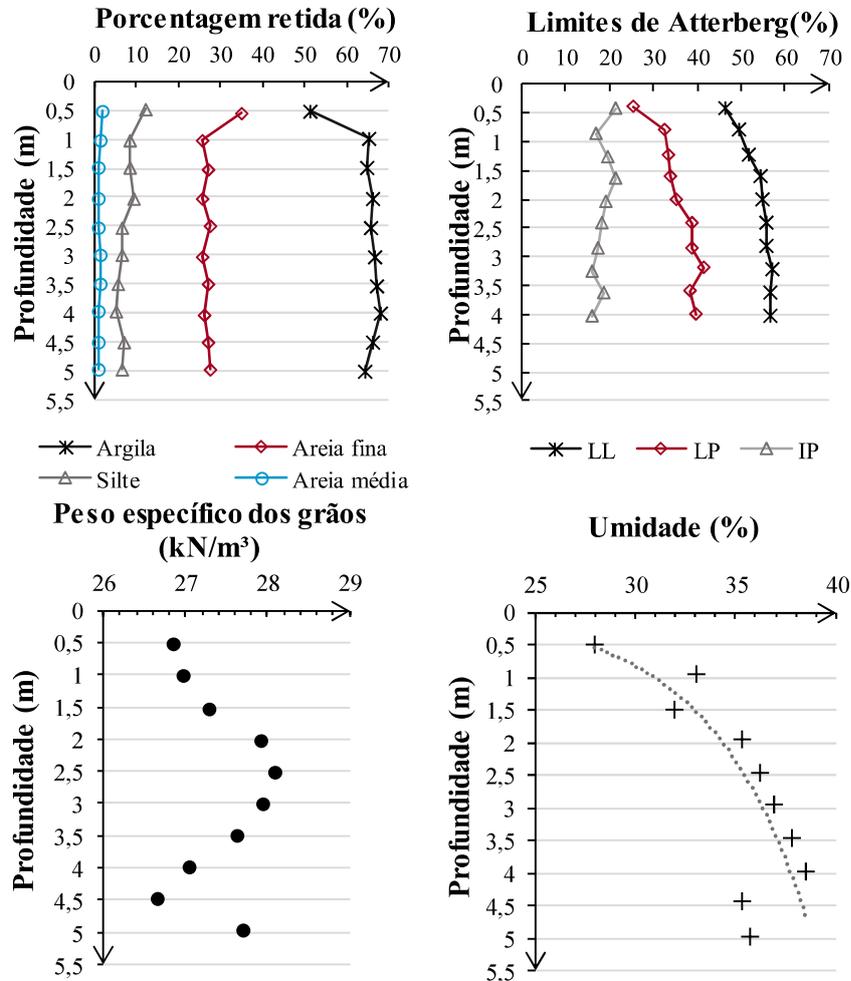


Figura 2.8: Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004).

Os dados de granulometria obtidos por Dalla rosa e Thomé (2004), podem ser confirmados pela caracterização realizada por Carretta (2018) que obteve frações de 35%, 5% e 60% para areia, silte e argila respectivamente, para amostras retiradas a 3 m de profundidade, classificando o material pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como ML (silte de baixa plasticidade). A autora ainda obteve resultados para os limites de Atterberg obtendo limite de Liquidez de 42%, limite de plasticidade de 31%, índice de plasticidade (IP) de 11% e peso específico natural dos grãos de 15,623 kN/m<sup>3</sup> e os comparou com os valores médios obtidos

por Ruvier (2011) de 41% para Limite de Liquidez, 32% para limite de plasticidade e 9% para índice de plasticidade, estando todos dentro da faixa apresentada na Figura 2.8.

Carretta (2018), buscou realizar a caracterização tão completa quanto possível do solo em questão, realizando ainda ensaios de resistência à compressão simples obtendo um valor médio de 89,4 kPa, resistência à tração por compressão diametral com um valor médio de 24,1 kPa além de ensaios de compressão confinada (oedométricos) e ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) para amostras deformadas e indeformadas do solo.

Quanto aos ensaios oedométricos saturados em amostras indeformada e deformada, obteve-se uma tensão virtual de pré-adensamento, para o ensaio indeformado, pelo método de Pacheco Silva de aproximadamente 170 kPa e para a amostra remoldada é de 28 kPa. Já pelo método de Casagrande, Carretta (2018), obteve a tensão de pré-adensamento 140 kPa e 34 kPa para a amostra indeformada e remoldada respectivamente. Índice de compressão ( $C_c$ ) foi de 0,42 para a amostra indeformada e 0,34 a amostra remoldada e o coeficiente de recompressão ( $C_r$ ) obtido foi de 0,025 para o solo indeformado e 0,014 para o remoldado. A Figura 2.9 apresenta os resultados para os dois ensaios em escala natural.

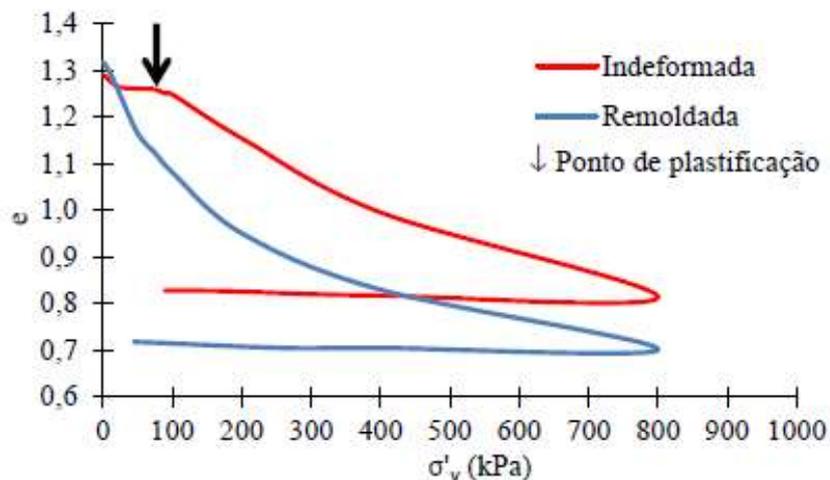


Figura 2.9: Resultados dos ensaios oedométricos em escala natural (CARRETTA, 2018).

Observando os resultados para o ensaio na amostra indeformada, pode-se perceber uma perda da linearidade na curva de compressão, em uma tensão vertical efetiva de cerca de 87,5 kPa. Carretta (2018) destaca que nesse momento provavelmente houve desestruturação do material e ocorrência de plastificação. A autora ainda obteve um índice de vazios do material de 1,282.

Já os ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) foram realizados a tensões confinantes de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa, conforme apresenta a Figura 2.10.

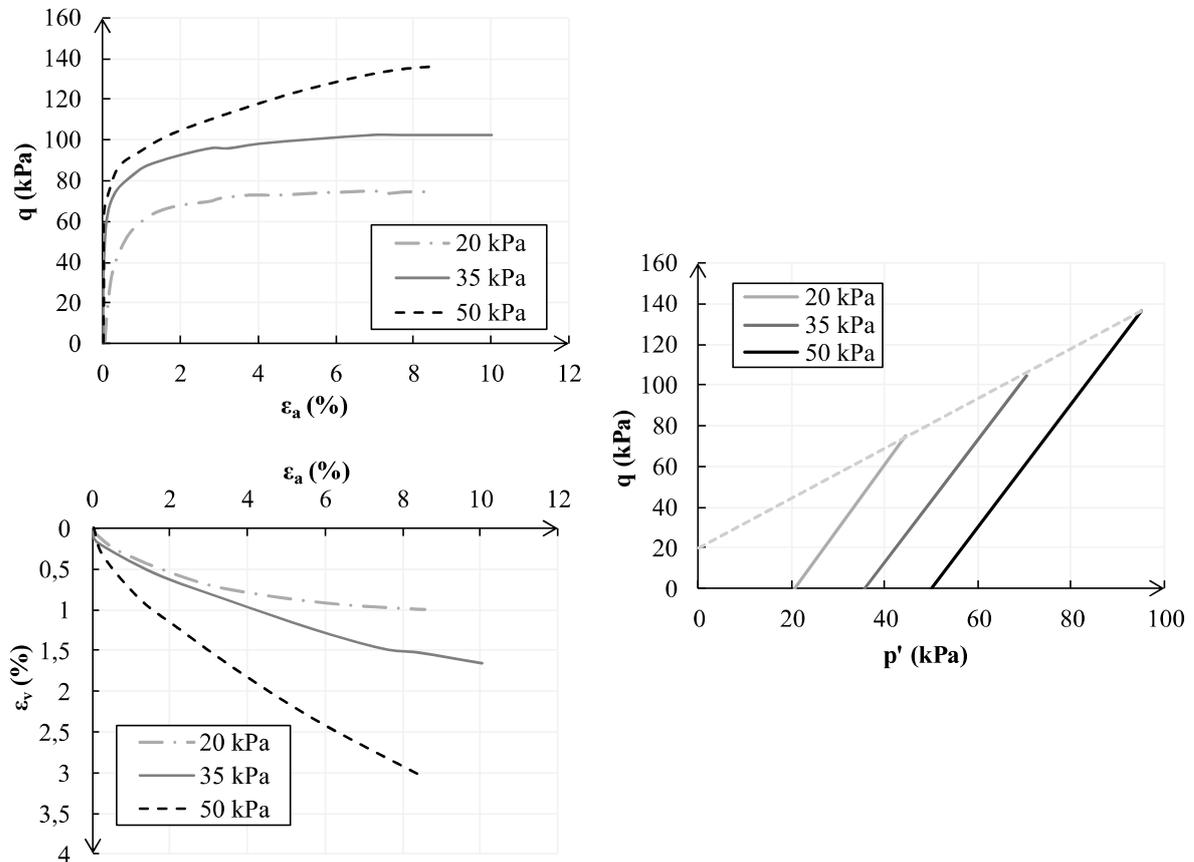


Figura 2.10: Resultados dos ensaios triaxiais (CARRETA, 2018).

Nota-se a partir dos dados apresentados por Carretta (2018) que o material apresenta um comportamento compressivo, gerando um intercepto coesivo característico de solos residuais levemente cimentados. Através das envoltórias de ruptura, os parâmetros de resistência representados por coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) foram de 9,52 kPa e 30,5°.

### 2.2.3 Provas de carga executadas no solo residual de Passo Fundo

Uma das maneiras mais eficazes para se estudar o comportamento tensão-deformação de um solo residual, é a partir de execução de provas de carga. Dada a relevância em estudar o solo coesivo-friccional de Passo Fundo, alguns autores realizaram provas de carga nesse solo utilizando diferentes modelos de fundação e diversos tipos de carregamentos. Dalla rosa e

Thomé (2004), executaram provas de carga em placa para simular o comportamento de uma fundação superficial submetida a compressão axial. Os ensaios foram realizados em placas com diâmetros de 30 cm, 60 cm e 90 cm a uma profundidade de 80 cm da superfície do solo.

Os resultados em forma de curvas carga-recalque apresentam-se na Figura 2.11, em que se pode notar que o comportamento do solo para os diferentes diâmetros de placa apresentou-se como bastante semelhante. Além disso, os autores afirmam que em todos os casos a ruptura do solo se deu da mesma maneira, por puncionamento, caracterizada pelo simples afundamento da placa no solo, não apresentando movimentações de solo externas à placa.

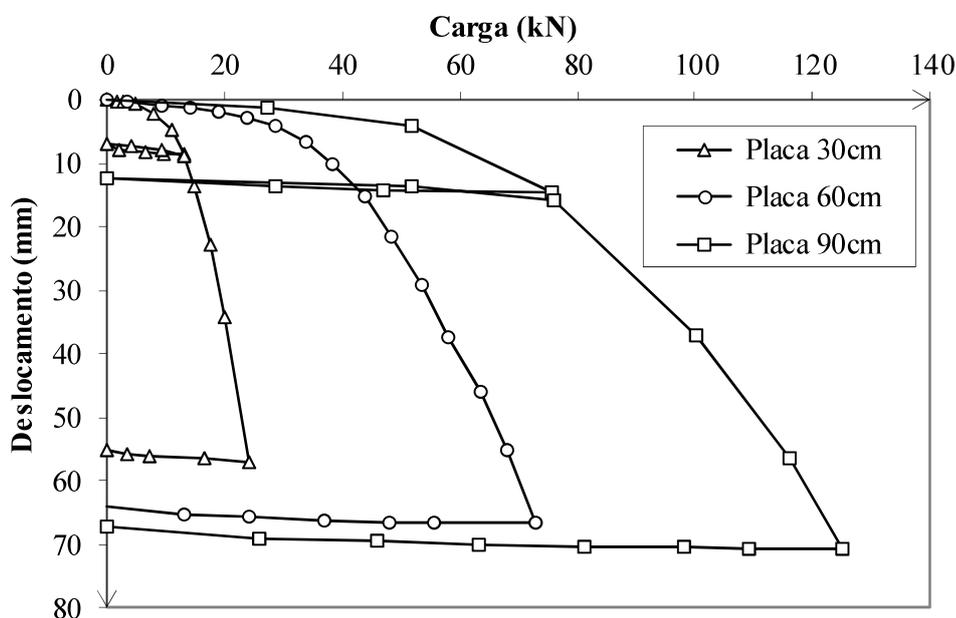


Figura 2.11: Curvas carga-recalque provas de carga em placa (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004)

Foram também executados ensaios com carregamento axial de compressão em fundações profundas para analisar o comportamento do solo. Lopes Junior e Thomé (2005), executaram provas de carga em seis estacas escavadas de pequeno diâmetro (25 cm), moldadas in loco, sem uso de revestimento, prática comum na região. A Figura 2.12 apresenta as curvas carga-recalque para os modelos estudados.

Três das estacas ensaiadas tiveram placas de EPS de 24,5 cm de espessura instaladas em suas bases para a obtenção apenas da parcela de resistência por atrito lateral e as outras três foram

executadas da maneira convencional para a mobilização das parcelas de resistência de fuste e de ponta. As estacas escavadas tiveram comprimentos finais após a execução de 4,70 m 4,30 m e 4,10 m para os modelos convencionais e de 3,95 m, 3,98 m e 3,86 m para as com ponta isolada.

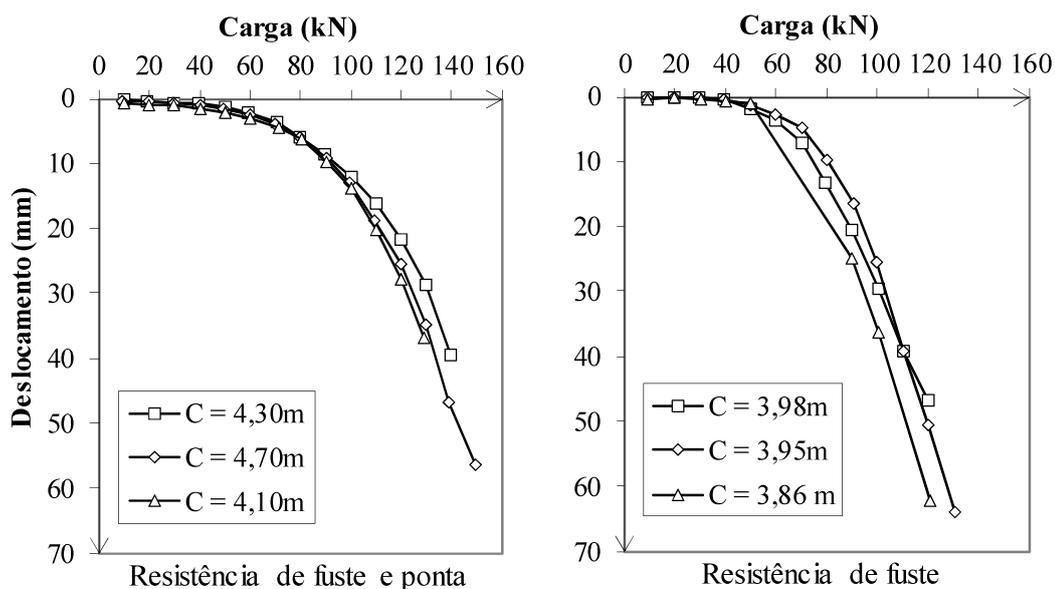


Figura 2.12: Curvas carga-recalque fundações profundas (LOPES JUNIOR; THOMÉ, 2005)

Durante a realização das provas de carga, os incrementos de cargas iniciais não causaram recalques diferentes entre os dois tipos de estacas estudadas, e a partir de dado momento incrementos iguais de carga causam maiores recalques nas estacas com EPS. Mesmo com o uso de EPS é difícil definir se não houve transferência de carga pela ponta no caso das estacas com EPS dada a magnitude das cargas suportadas, levando a crer que o EPS contribuiu em parte para a resistência de ponta do elemento.

O comportamento das curvas é composto por três patamares, acreditando-se ser o primeiro responsável pela resistência oferecida apenas pelo atrito lateral e nos demais ocorre a mobilização da resistência pela ponta e atrito lateral residual com um crescimento dos recalques praticamente linear até grandes deslocamentos (LOPES JUNIOR; THOMÉ, 2005).

## 2.3 ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

No âmbito dos solos coesivo-friccionais, o estudo e concepção de fundações destaca-se como um ponto significativo na engenharia geotécnica uma vez que estes materiais podem apresentar as características de todos os principais grupos de solos, tornando os projetos específicos e complexos (DA FONSECA et al. 2012). A fundação de uma estrutura pode ser definida como um componente da mesma cuja função é transmitir seus carregamentos para a superfície do solo através de contato direto (TOMLINSON, 2001).

Alguns autores diferenciam o elemento de fundação em si de sua interação com o solo. Para Cintra e Aoki (1999), uma fundação é o sistema composto pela superfície indeformável e pelo solo que ocupa o espaço físico da superfície do terreno. A melhor compreensão de um elemento de fundação e sua interação com o solo, tem como base a interpretação de parâmetros como capacidade de carga e recalques. A escolha do tipo de fundação para determinado local, segundo Caputo (2015), subordina-se ao fato de que as camadas do terreno devem suportar as cargas transmitidas pela estrutura sem ruptura, e que as deformações das camadas subjacentes do solo e da estrutura sejam compatíveis, dos aspectos econômicos e da conservação das estruturas vizinhas durante o processo de execução.

As fundações diferenciam-se basicamente em dois grandes grupos estabelecidos como: fundações superficiais (ou diretas) e fundações profundas. De acordo com Reese et al. (2005), uma fundação superficial é geralmente definida como uma fundação que transfere as cargas da edificação para profundidades relativamente pequenas, ou seja, duas vezes o tamanho de sua base. Dentre as fundações superficiais encontram-se as sapatas, blocos radiers entre outras.

As fundações profundas são aquelas em que o mecanismo de ruptura da base não alcança a superfície do terreno, ou seja, fundações cuja ponta ou base estejam apoiadas em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m NBR 6122 (ABNT, 2019). Encontram-se na categoria de fundações profundas as estacas e tubulões. Quando se deseja aliar as vantagens dos dois tipos de fundações, surgem as fundações mistas, que como o nome sugere, são uma associação de um elemento de fundação superficial com profunda. Um exemplo desse tipo de elemento são as sapatas estaqueadas. No presente trabalho

serão objeto de estudo dentre fundações superficiais, profundas e mistas apresentados na Figura 2.13.

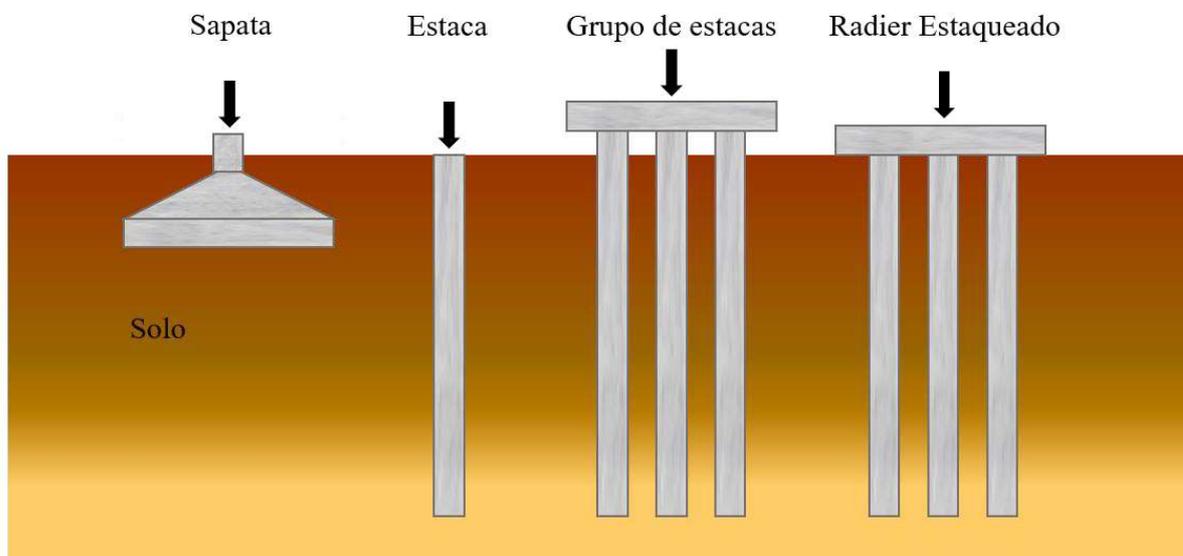


Figura 2.13: Elementos de fundação (adaptado de BEZERRA, 2003)

As fundações apresentadas são definidas como:

- a) Sapata/bloco: elemento de fundação superficial, que transmite a carga da estrutura para o terreno através do contato de sua base com o solo, minimizando assim os recalques que possam vir a ocorrer (SALGADO, 2008);
- b) Estacas escavadas: elementos de fundação profunda utilizadas para transferir as cargas da estrutura para rochas ou camadas mais profundas e resistentes do solo através da resistência de fuste e de ponta sendo a última em uma parcela menos significativa, principalmente quando as camadas superficiais apresentam baixa capacidade de carga. (SALGADO, 2008);
- c) Grupo de estacas: elemento de fundação profunda composto pela associação de diversas estacas interligadas entre si por um bloco de coroamento, que garante rigidez e não tem contato com o solo (BEZERRA, 2003). O bloco de coroamento é uma estrutura usada para transmitir às estacas as cargas da estrutura (NBR 6118, ABNT 2003).

- d) Sapata estaqueada: elemento de fundação mista composto por um grupo de estacas interconectadas entre si por um bloco de concreto que tem contato direto com o solo. (SALGADO, 2008). Nesse caso, ambos os componentes tem função estrutural (estaca e sapata) e interagem entre si e com o solo para suportar as cargas da estrutura.

## 2.4 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

As sapatas caracterizam-se como um tipo popular de fundação superficial cujo projeto deve considerar efeitos como a capacidade de carga e os possíveis recalques que possam vir ocorrer no solo de maneira que se possa evitar o seu colapso ou ruptura. Segundo Velloso e Lopes (2010), durante uma fase denominada elástica do solo os recalques são reversíveis e diretamente proporcionais a carga aplicada. Em dado momento com o acréscimo de carga constante, o solo alcança a chamada fase plástica em que os recalques são irreversíveis até que aconteça a ruptura, ou seja, atinge-se o limite de resistência da fundação e a carga necessária para chegar a tal ponto é denominada de carga de ruptura. Nesse caso, a capacidade de carga nada mais é que a tensão que causa ruptura por cisalhamento do solo de apoio imediatamente abaixo e adjacente a sapata. De acordo com NBR 6122 (ABNT, 2019), há basicamente três modos diferentes de se determinar a capacidade de carga de fundações rasas: prova de carga sobre placa, métodos teóricos e métodos semi-empíricos.

Para Cintra, Aoki & Albiero (2003), a capacidade de carga do elemento de fundação depende de características da sapata e de parâmetros do solo, como a resistência. Ela está diretamente associada com um mecanismo de ruptura que varia conforme o solo em que a sapata se encontra instalada. De acordo com Vesic (1975), podem ocorrer três tipos de ruptura: geral, local e por puncionamento. A ruptura generalizada exhibe uma superfície de deslizamento que vai do bordo da fundação até a superfície do terreno e ocorre em solos incompressíveis e com alta resistência ao cisalhamento, a ruptura localizada aponta cunhas de deslizamento um pouco menos perceptíveis que o mecanismo anterior, e a ruptura por puncionamento apresenta um mecanismo de difícil observação em que o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão imediatamente abaixo dela e ocorre em solos mais compressíveis (VELLOSO;

LOPES, 2010). A Figura 2.14, ilustra os três tipos de ruptura que podem acontecer em diferentes solos.

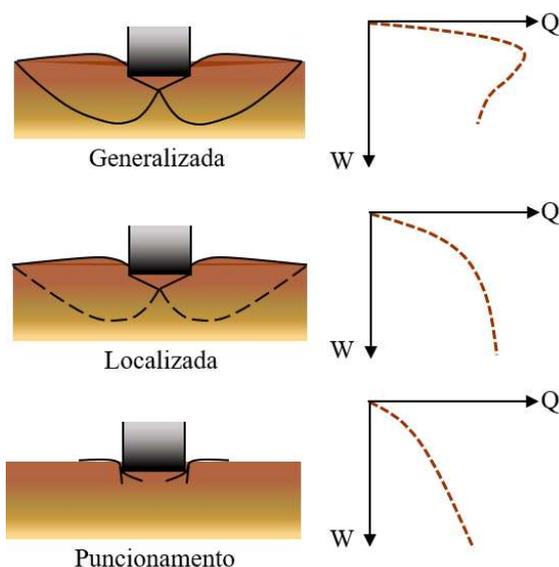


Figura 2.14: Tipos de ruptura dos solos (VESIC, 1975).

#### 2.4.1 Capacidade de carga das sapatas

Dentre as diferentes maneiras de obtenção da capacidade de carga na mecânica dos solos, estão os métodos teóricos e os métodos semi-empíricos. Os métodos teóricos mais tradicionais de acordo com Ruver (2005), são as formulações de Terzaghi (1943), Hansen (1961, 1970 apud Velloso e Lopes, 2004), Vesic (1975, apud Velloso e Lopes, 2004), entre outros. Segundo Velloso e Lopes (2010), a Teoria de Terzaghi destaca-se como um importante método por ser a primeira a apresentar formulação para determinar a capacidade de carga, permitindo a inspiração para o desenvolvimento de muitos métodos posteriores.

Já nos métodos semi-empíricos, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), as propriedades do solo são obtidas a partir de correlações com resultados de outros ensaios, sendo posteriormente analisados para a determinação da capacidade de carga e considerando os conceitos da mecânica dos solos. Dado o fato de o método de Ruver (2005), ser um método semi-empírico desenvolvido especificamente em solos residuais com características semelhantes ao solo abordado no presente estudo, e considerando que a Teoria de Terzaghi como uma maneira

clássica de obtenção da capacidade de carga de diferentes solos, ambos serão abordados na presente pesquisa.

### Teoria de Terzaghi

Segundo Terzaghi (1943), para estabelecer o equilíbrio de forças que agem nas superfícies de ruptura de uma fundação superficial deve-se aliar os conhecimentos da Teoria da Plasticidade com o cálculo de empuxos passivos. Para estabelecer uma teoria de capacidade de carga em um sistema sapata-solo, o autor determina que: o elemento de fundação trata-se de uma sapata corrida com comprimento maior que a largura (estado plano de deformação  $L \geq 5B$ ); a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da sapata é substituída por uma sobrecarga ( $q = \gamma h$ ), em que  $\gamma$  representa o peso específico do solo e  $h$  a profundidade de embutimento que deve ser menor que a largura da sapata; a camada de solo abaixo da sapata deve ser pouco deformável (rígida). A Figura 2.15 representa esse estado de equilíbrio plástico destacando uma superfície potencial de ruptura, na qual  $c$  e  $\phi$  representam os valores não drenados de parâmetros do solo (ângulo de atrito e coesão).

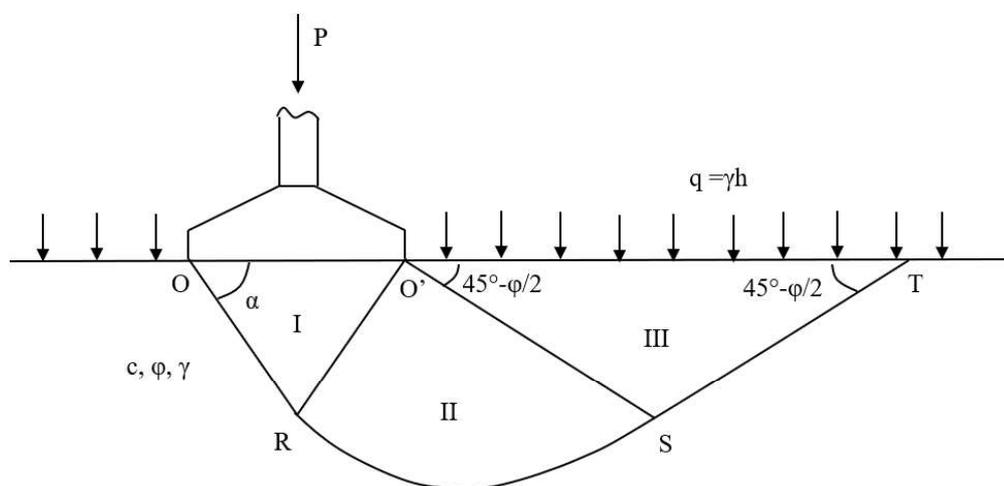


Figura 2.15: Superfície potencial de ruptura (TERZAGHI, 1943)

A superfície potencial de ruptura, apresentada na Figura 2.15 separa o solo carregado em três zonas, sendo que a zona I se comporta como se fizesse parte da fundação e move-se verticalmente para baixo, forçando o solo adjacente e formando as outras duas regiões plásticas, as zonas II e III de cisalhamento produzidas pelo movimento da cunha. Existe ainda a atuação do empuxo passivo diretamente abaixo da fundação (OR e O'R). Portanto, a capacidade de

carga da fundação é igual a resistência ao deslocamento oferecida pelas regiões II e III (VELLOSO; LOPES, 2010). Caso o valor do empuxo passivo seja conhecido, a solução do problema se dá somente analisando a região I. Com base na teoria de Terzaghi (1943) a capacidade de carga para uma sapata no caso de ruptura geral pode ser definida pela Equação (2.1).

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

Os três componentes da equação representam a influência da coesão, sobrecarga e peso específico, em que  $c$  é a coesão do solo,  $q$  é a sobrecarga e  $\gamma$  o peso específico efetivo. Os fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores adimensionais de capacidade de carga e dependem unicamente do ângulo de atrito ( $\varphi$ ) do solo e podem ser definidos pelas Equações (2.2), (2.3) e (2.4) deduzidas a partir da análise das superfícies potenciais de ruptura.

$$N_q = e^{\pi tg\varphi} tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\varphi \quad (2.4)$$

Terzaghi e Peck (1967), desenvolveram uma equação generalizada que considera a forma da sapata para a determinação da capacidade de carga com base nos parâmetros do solo, dimensões da base da sapata e o embutimento da sapata no maciço do solo. Os fatores de forma  $S_q$ ,  $S_c$  e  $S_\gamma$  para uma fundação quadrada ou circular podem ser obtidos pelas Equações (2.5), (2.6) e (2.7) propostas em Vesic (1975).

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \quad (2.5)$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (2.6)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (2.7)$$

Para solos fofos ou moles característicos de ruptura por puncionamento Terzaghi (1943) propôs a utilização da mesma equação de ruptura geral com uma redução dos fatores de resistência ( $\varphi$  e  $c$ ) representada pelas Equações (2.8) e (2.9) de modo a considerar a diminuição da capacidade de carga devido as deformações ocorridas durante o cisalhamento do solo.

$$c * = \frac{2}{3} c \quad (2.8)$$

$$tg(\varphi *) = \frac{2}{3} tg(\varphi) \quad (2.9)$$

A partir de tais considerações e associando os fatores de forma da sapata, a Equação (2.10) pode ser utilizada para a estimativa da capacidade de carga no caso de ruptura por puncionamento originalmente considerada como ruptura local por Terzaghi.

$$\sigma_r = c * N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (2.10)$$

Onde  $\sigma_r$  é a tensão de ruptura do solo de fundação,  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga,  $S_q$ ,  $S_c$ , e  $S_\gamma$  fatores de correção para a forma geométrica da fundação,  $\gamma$  representa o peso específico do solo natural,  $q$  a tensão efetiva na cota do apoio da fundação ( $q=\gamma D$ ),  $c$  a coesão do solo,  $B$  a menor dimensão da sapata e  $D$  a profundidade de apoio da sapata.

### **Ruver (2005)**

Ruver (2005) desenvolveu um método semi-empírico de previsão de tensão admissível para solos residuais, com base na retroanálise de dados obtidos de provas de carga executadas em fundações diretas, em solos residuais de granito, gnaiss, basalto e arenito. Destes ensaios, o autor adotou apenas pontos de tensão admissível obtidos nas curvas que atendessem o critério de ruptura de um recalque relativo ( $\rho/B$ ) de 33,33 mm/m e, sobre esse valor, um fator de segurança de 3 para a determinação da capacidade de carga admissível. A Equação (2.11) apresenta o ajuste linear obtido que permite a obtenção da tensão admissível e as Equações (2.12) e (2.13) apresentam consecutivamente os limites superior e inferior de variação da tensão admissível com um intervalo de confiança de 99,8%.

$$q_{rup} = 9,54N_{SPT,60} \quad (2.11)$$

$$q_{rup} = 9,54N_{SPT,60} + 6,41\sqrt{N^2_{SPT,60} - 20,3N_{SPT,60} + 167,3} \quad (2.12)$$

$$q_{rup} = 9,54N_{SPT,60} - 6,41\sqrt{N^2_{SPT,60} - 20,3N_{SPT,60} + 167,3} \quad (2.13)$$

Sendo  $q_{rup}$  a carga de ruptura e  $N_{SPT,60}$  os valores de  $N_{SPT}$  médios corrigidos considerando a energia de cravação de 72% para os casos brasileiros, para a energia padrão internacional de 60% de aproveitamento.

## 2.5 ESTACAS ESCAVADAS

As estacas escavadas, um tipo de fundação profunda comumente utilizado, são executadas a partir de uma perfuração inicial em que se deixa um furo aberto e posteriormente é instalada a armadura e feito o preenchimento com concreto (REESE et al. 2005). As estacas escavadas podem sofrer redução em seu comprimento e diâmetro, sendo adotado esse tipo de abordagem em geral, por questões de espaço e economia quando os requisitos de segurança são satisfeitos.

Ao ser submetida a uma carga vertical, parte do carregamento de uma estaca é transmitido ao solo por atrito lateral ao longo do fuste e parte por tensões de compressão na ponta. Esses dois fatores devem ser considerados na obtenção da capacidade de carga. Para Velloso e Lopes (2010), a capacidade de carga de elementos de fundação profunda pode ser obtida a partir de métodos estáticos (teóricos, semi-empíricos e empíricos), provas de carga ou métodos dinâmicos (os dinâmicos são para estacas cravadas). Os métodos empíricos são bastante grosseiros e pouco utilizados. Já os métodos racionais/teóricos utilizam soluções teóricas para a obtenção de parâmetros e os semi-empíricos se baseiam em resultados de ensaios in situ de penetração (CPT e SPT).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) prescreve um fator de segurança global 2 para a determinação da carga admissível de estacas sem prova de carga. Já Cintra e Aoki (1999) recomendam utilizar um coeficiente de segurança não inferior a 3 para capacidade de carga obtida por cálculo teórico. Nos métodos estáticos, é imaginado um equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio

da estaca e a resistência oferecida pelo solo apresentados na Figura 2.16 e conforme a Equação (2.14) (VELLOSO; LOPES, 2010).

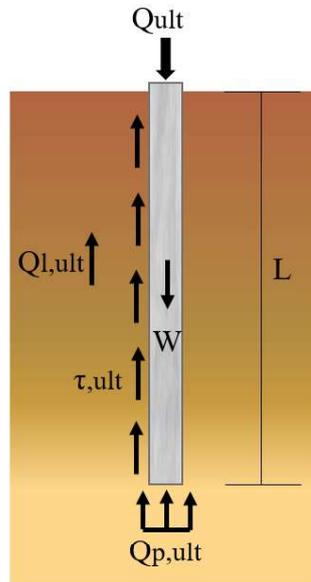


Figura 2.16: Estaca submetida à carga de compressão (VELLOSO; LOPES, 2010)

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.14)$$

Em que  $Q_{ult}$  representa a capacidade de carga total da estaca,  $W$  o peso próprio da estaca,  $Q_{p,ult}$  a capacidade de carga da ponta e  $Q_{l,ult}$  a capacidade de carga do fuste. Em grande parte dos casos o peso próprio da estaca é desprezado em razão das cargas envolvidas, assim a Equação (2.14) pode ser reescrita em termos das tensões unitárias pela Equação (2.15).

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (2.15)$$

Onde  $A_b$  é a área da ponta,  $q_{p,ult}$  é a resistência de ponta unitária,  $U$  é o perímetro da estaca,  $\tau_{l,ult}$  a resistência lateral unitária e  $\Delta l$  trecho da estaca onde se aplica a  $\tau_{l,ult}$ . Estas equações são a base para os métodos tanto teóricos, quanto semi-empíricos.

### 2.5.1 Métodos de estimativa de capacidade de carga em estacas

### Método teórico

A resistência de ponta da estaca pode ser definida utilizando a solução de teórica de Terzaghi (1943), na qual afirma-se que a ruptura do solo abaixo da estaca não pode ocorrer sem deslocamento do solo para os lados e para cima, conforme apresenta a Figura 2.17.

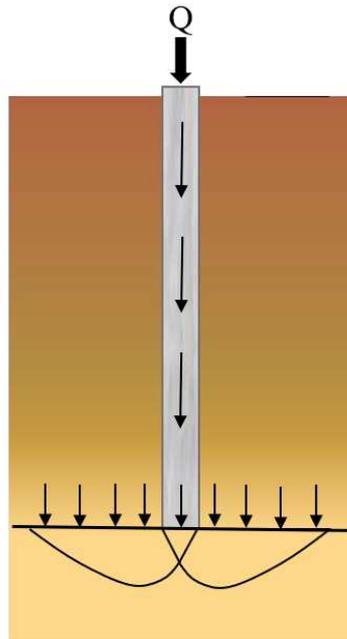


Figura 2.17: Ruptura de estacas por soluções teóricas (VESIC, 1965)

O autor admite que a influência do solo que envolve a estaca é idêntica a sobrecarga ( $\gamma L$ ) no caso de o solo ao longo do comprimento da estaca ser mais compressível que abaixo dela, produzindo tensões cisalhantes desprezíveis. A resistência de ponta pode ser calculada pela Equação (2.16) para estacas de base circular.

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma L N_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2.16)$$

Onde  $q_{p,ult}$  representa a resistência de ponta da estaca,  $c$  a coesão,  $\gamma$  o peso específico do solo na lateral da estaca,  $L$  comprimento da estaca,  $B$  o diâmetro da estaca e  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são coeficientes de capacidade de carga obtidos a partir da Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Fatores de capacidade de carga (BOWLES, 1968)

$\varphi$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0,0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5,0	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10,0	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15,0	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20,0	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25,0	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30,0	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35,0	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40,0	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45,0	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

A resistência por atrito lateral obtida por método teórico parte da análise da resistência ao deslizamento entre um sólido e o solo. Assim, o atrito lateral unitário ( $\tau_{l,ult}$ ) pode ser obtido considerando a soma das parcelas de aderência entre o solo e a estaca e o efeito da tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca conforme a Equação (2.17), apresentada por Veloso e Lopes (2010).

$$\tau_{l,ult} = c + \sigma_h \tan \varphi \quad (2.17)$$

Onde,  $c$  representa a aderência ou coesão no caso de solos argilosos,  $\varphi$  o ângulo de atrito entre estaca e solo e  $\sigma_h$  a tensão horizontal contra a superfície da estaca. Já a tensão horizontal  $\sigma_h$  está diretamente relacionada com a tensão vertical na profundidade escolhida por meio do coeficiente de empuxo ( $K_s$ ). De acordo com Velloso e Lopes (2010), quando se trata de estacas escavadas  $K_s$ , é igual ou menor que o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ). Assim, considerando  $K_0$  como a relação entre as tensões horizontais ( $\sigma_h$ ) e verticais ( $\sigma_v$ ) do solo (Equação (2.18) e dependente do ângulo de atrito (Equação(2.19), a parcela de tensão horizontal pode ser obtida de acordo com a Equação (2.20).

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.18)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.19)$$

$$\sigma_h = (1 - \sin \varphi) \sigma_v \quad (2.20)$$

### Método Aoki e Velloso (1975)

Os autores apresentaram o primeiro método semi-empírico brasileiro, para cálculo da capacidade de carga, de elementos de fundação. Segundo Velloso e Lopes 2010, o método pode ser utilizado com base em parâmetros de CPT ou de SPT. Para a obtenção da capacidade de carga da estaca relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral com os resultados de CPT a Equação (2.21) deve ser utilizada.

$$Q_{ult} = A_b \frac{q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta l \quad (2.21)$$

Sendo  $A_b$  a área de base da estaca,  $U$  o perímetro da estaca,  $\Delta l$  a espessura da camada de solo,  $q_{cone}$  a resistência de ponta do cone,  $\tau_{cone}$  o atrito lateral da luva do cone e  $F1$  e  $F2$  fatores de escala que levam em conta a relação entre a estaca e o cone apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Valores de  $F1$  e  $F2$  (AOKI; VELLOSO, 1975)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto	1,8	3,5
Escavada	3,0	6,0

Como o ensaio de cone ainda não é tão utilizado no Brasil quanto o ensaio SPT, Aoki e Velloso (1975) fizeram uma correlação entre a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). A Equação (2.22) representa a correlação.

$$Q_{ult} = A_b \frac{kN}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F2} \Delta l \quad (2.22)$$

Nesse caso,  $\alpha$  é o fator de correlação entre a resistência lateral e de ponta e  $k$  é um fator de correlação entre SPT e CPT. Ambos variam de acordo com o tipo de solo e podem ser obtidos a partir da Tabela 2.3.

Considerando a mesma equação proposta por Aoki e Velloso (1975) outros autores fizeram adaptações nos valores de  $F1$  e  $F2$ , razão de atrito  $\alpha$  e coeficiente  $\kappa$ . Uma destas adaptações foi

feita por Laprovitera (1988) e Benegas (1993), conforme apresentam a Tabela 2.4 e a Tabela 2.5.

Tabela 2.3: Coeficiente  $\kappa$  e razão de atrito  $\alpha$  (AOKI;VELLOSO, 1975)

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\kappa</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia siltoargilosa	7,0	2,4
Areia argilossiltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argiloarenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3,0	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Tabela 2.4: Coeficiente  $\kappa$  e razão de atrito  $\alpha$  (LAPROVITERA, 1988)

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\kappa</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	6,0	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3,0
Silte arenoso	4,8	3,0
Silte arenoargiloso	3,8	3,0
Silte	4,8	3,0
Silte argiloarenoso	3,8	3,0
Silte argiloso	3,0	3,4
Argila arenosa	4,8	4,0
Argila arenossiltosa	3,0	4,5
Argila siltoarenosa	3,0	5,0
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6,0

Tabela 2.5: F1 e F2 (LAPROVITERA, 1988; BENEGAS, 1993)

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Outra contribuição para os fatores do método Aoki e Velloso (1975), foi feita por Monteiro (1997) conforme a Tabela 2.6 e a Tabela 2.7. O autor ainda obteve valores de F1 e F2 para diferentes tipos de estacas além das já estudadas.

Tabela 2.6: Coeficiente  $\kappa$  e razão de atrito  $\alpha$  (MONTEIRO, 1997)

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\kappa</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3,0	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Tabela 2.7: Valores de F1 e F2 (MONTEIRO, 1997)

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki de fuste apiloado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,8	3,5
Prémoldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Prémoldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

### Método Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) desenvolveram um método expedito para a determinação da capacidade de carga de estacas a partir de sondagens à percussão. A resistência de ponta é obtida a partir do valor médio do índice de resistência a penetração (N) na ponta ou base da estaca obtido a partir de três valores: o valor correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. A partir da Equação (2.23) pode-se obter a resistência de ponta.

$$q_{p,ult} = CN \quad (2.23)$$

Em que C é um coeficiente característico do solo obtido a partir de provas de carga podendo ser definido a partir da Tabela 2.8.

Tabela 2.8: Coeficiente C (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m <sup>2</sup> )
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração da rocha)	20
Siltos arenosos (alteração da rocha)	25
Areias	40

A parcela de resistência lateral pode ser obtida considerando os valores de SPT ao longo do fuste, obtendo uma média desses valores, sem considerar os utilizados para a estimativa da resistência de ponta, e limitando valores de  $N \geq 3$  e  $N \leq 15$  conforme apresenta a Tabela 2.9.

Tabela 2.9: Valores de atrito médio (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)

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

Posteriormente, os valores tabelados de resistência lateral puderam ser resumidos conforme a Equação (2.24).

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (2.24)$$

Em que  $\bar{N}$  é a média dos valores de do índice de resistência a penetração (N) ao longo do fuste, sendo que os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Como os coeficientes C foram obtidos em provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto, Décourt et al. (1996), introduziu fatores  $\alpha$  e  $\beta$  para outros tipos de estacas e uniu as parcelas de resistência lateral e de ponta resultando na Equação (2.25 para a obtenção da capacidade de carga. Os fatores podem ser obtidos a partir da Tabela 2.10 e da Tabela 2.11.

$$Q_{ult} = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (2.25)$$

Tabela 2.10: Valores do fator  $\alpha$  (DÉCOURT et al. 1996)

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1*

\* Valores apenas orientativos diante do reduzido numero de dados disponíveis

Tabela 2.11: Valores do fator  $\beta$  (DÉCOURT et al. 1996)

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1*	1,5*	3*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1*	1,5*	3*
Areias	0,5*	0,6*	1*	1,5*	3*

\* Valores apenas orientativos diante do reduzido numero de dados disponíveis

### Método Teixeira (1996)

Também foi desenvolvido com base na utilização de resultados de ensaios SPT. Para a obtenção da capacidade de carga de estacas submetidas à compressão deve-se utilizar a Equação (2.26).

$$Q_{l,ult} = \alpha \overline{N}_b A_b + U \beta \overline{N}_L L \quad (2.26)$$

Em que  $\overline{N}_b$  é o valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo,  $\overline{N}_L$  o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca,  $A_b$  a área da ponta ou base da estaca,  $L$  o comprimento da estaca e  $\alpha$  e  $\beta$  fatores de resistência de ponta e atrito lateral respectivamente que podem ser obtidos a partir da Tabela 2.12.

Tabela 2.12: Valores dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  (TEIXEIRA, 1996)

	Tipo de solo	Tipo de estaca			
		pré moldada de concreto ou metálica	Franki	escavadas	Raiz
$\alpha$ (tf/m <sup>2</sup> )	Argila siltosa	11	10	10	10
	Silte argiloso	16	12	11	11
	Argila arenosa	21	16	13	14
	Silte arenoso	26	21	16	16
	Areia argilosa	30	24	20	19
	Areia siltosa	36	30	24	22
	Areia	40	34	27	26
	Areia com pedregulhos	44	38	31	29
	$\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) →	0,4	0,5	0,4	0,6

## 2.6 GRUPOS DE ESTACAS

Estacas são em geral, utilizadas em grupo quando existem altos níveis de carregamento, e usualmente são conectadas estruturalmente por um bloco de concreto instalado acima do nível do solo (GUO, 2012). A capacidade de carga de um grupo de estacas pode ser diferente da soma de capacidades de carga de elementos isolados. Tomlinson e Woodward, (2014), mencionam que a capacidade de carga para um grupo de estacas carregadas verticalmente pode, em muitas situações, ser consideravelmente menor que a soma das capacidades das estacas individuais que compõem o grupo. Conforme apresenta a Figura 2.18, isso ocorre por que a zona afetada por todo o grupo alcança profundidade e largura muito maiores que ao local afetado por uma única estaca, proporcionando uma situação conhecida como efeito de grupo (Velloso e Lopes, 2010).

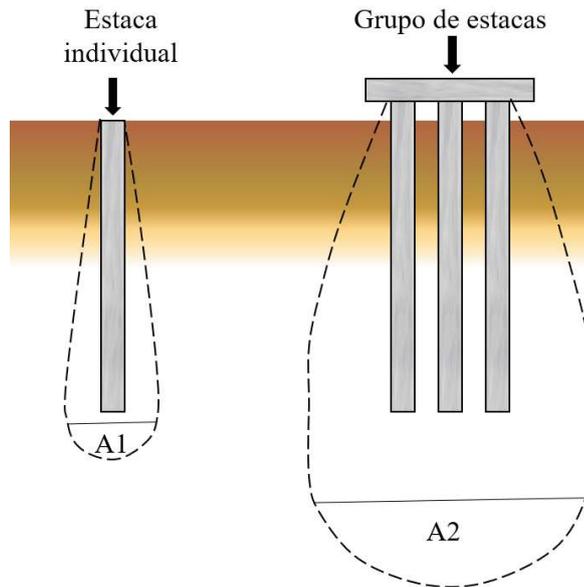


Figura 2.18: Massa de solo mobilizada pelo carregamento de uma estaca e de um grupo (VELLOSO; LOPES, 2010)

Cintra e Aoki (2010) chamam o efeito de grupo de eficiência de grupo (Equação (2.27)) e destacam que ela varia de acordo com a forma e do tamanho do grupo, do tipo de solo, tipo de estacas e de seu posicionamento no grupo.

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad (2.27)$$

Onde  $R_g$  representa a capacidade de carga do grupo de estacas e  $\sum R_i$  o somatório das capacidades de carga das estacas individuais.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o efeito de grupo pode ser benéfico ou não de acordo com a maneira em que as estacas se encontram posicionadas no grupo. Estacas instaladas muito próximas umas das outras acabam aprisionando o solo entre si e impossibilitando a contribuição do atrito lateral para as estacas internas. Assim, a capacidade de carga pode ser estimada pela soma das capacidades das estacas individuais ou pelo cálculo como elemento único do conjunto, sendo o menor valor obtido provavelmente o mais próximo da realidade. No caso de estacas escavadas deve-se adotar um espaçamento mínimo de pelo menos dois a três diâmetros entre eixos das estacas em um grupo para evitar a formação do efeito de bloco que reduz a capacidade de carga (VELLOSO e LOPES, 2010). Para estacas posicionadas com diferentes espaçamentos

nas duas direções dentro do grupo é possível que a ruptura ocorra na direção com menor espaçamento (SALGADO, 2008).

Cintra e Aoki (2010) descobriam a partir de ensaios que a eficiência de grupo geralmente é igual a unidade para estacas escavadas executadas em qualquer solo. Os autores ainda destacam que não há nenhuma forma apropriada para a estimativa de capacidade de carga de um grupo ou de sua eficiência, dessa maneira, nos projetos usuais de fundações geralmente não são considerados possíveis eficiências de grupo benéficas, ou seja, superiores à unidade para a obtenção da capacidade de carga de grupos de estacas.

Quando as estacas encontram-se agrupadas o recalque irá aumentar, esse aumento do recalque pode ser determinado previamente a partir de análises numéricas e depende de pelo menos 5 fatores: espaçamento eixo a eixo das estacas, número de estacas em um grupo, rigidez relativa entre solo e estaca, profundidade da camada rígida, e do módulo de cisalhamento horizontal e vertical (GUO, 2012). O autor menciona que existem cinco maneiras principais de obtenção de recalques em grupos de estacas: métodos empíricos, elásticos (método dos elementos finitos), artifício do radier fictício, abordagem de transferência de carga, e métodos híbridos entre métodos numéricos e métodos de transferência de carga. Se em um grupo uma estaca se desloca mais do que sozinha, então o grupo de estacas sofre mais recalques para um mesmo carregamento quando comparado a uma estaca individual. Isso significa que a rigidez do grupo é menor do que a de uma estaca individual.

## 2.7 SAPATA ESTAQUEADA

Nos últimos anos há o reconhecimento que a associação de estacas em um elemento de fundação superficial é útil para a redução de recalques diferenciais, gerando economia nas obras sem comprometer sua segurança (POULOS, 2001). Fundações do tipo sapata estaqueada ou radier estaqueado são utilizadas em projetos de edifícios de grandes alturas em pequenas áreas de projeção, e também, para edificações de médio porte, uma vez que, o uso de estacas no sistema de fundação contribui com a melhoria da capacidade de carga e principalmente para o controle dos recalques. Além de haver transferência de carga estrutural pelo fuste e ponta das estacas, há ainda nesse caso a contribuição da sapata em contato com o solo, sendo a capacidade de carga e recalques dependentes de tais elementos (SALES, 2000).

Essa técnica foi inicialmente empregada na Europa, com o conceito de que a fundação combinada seria suficiente para suportar determinada carga axial aplicada com um fator de segurança apropriado, e que os recalques da fundação para a carga de trabalho seriam aceitáveis (NOVAK et al., 2005). Da mesma forma, a análise do sistema de sapata estaqueada é bastante complexa pois a sapata é um elemento rígido e afeta-se pela presença de estacas tornando a interação entre os componentes inevitável, uma vez que as tensões laterais nas estacas afetam o comportamento da sapata.

Segundo Poulos et al. (2011) a aplicação mais efetiva para o uso de sapata estaqueada se dá quando a sapata apresenta por si só a capacidade de carga adequada para o problema, porém seu desempenho quanto a recalques totais e/ou diferenciais é insuficiente. Dessa forma, a ruptura clássica pelo alcance da capacidade de carga limite não é possível, pois a sapata que encontra-se em contato com o solo é grande o suficiente para evitá-la mesmo sem o uso das estacas, que então são utilizadas para controlar recalques diferenciais e momentos fletores na sapata (SALGADO, 2008).

Décourt et al. (1996), sugeriram modelos de ruptura para sapata estaqueada de acordo com o espaçamento das estacas. No primeiro caso, para estacas pouco espaçadas, a ruptura seria em bloco e a capacidade de carga do elemento de fundação é basicamente a capacidade do grupo de estacas mais a capacidade da sapata considerando-se apenas sua área externa à projeção do grupo (Figura 2.19 a). No segundo caso para estacas muito espaçadas, a capacidade de carga seria a da sapata considerando sua área interna à projeção do grupo mais a do grupo, com ruptura localizada na base das estacas (Figura 2.19 b).

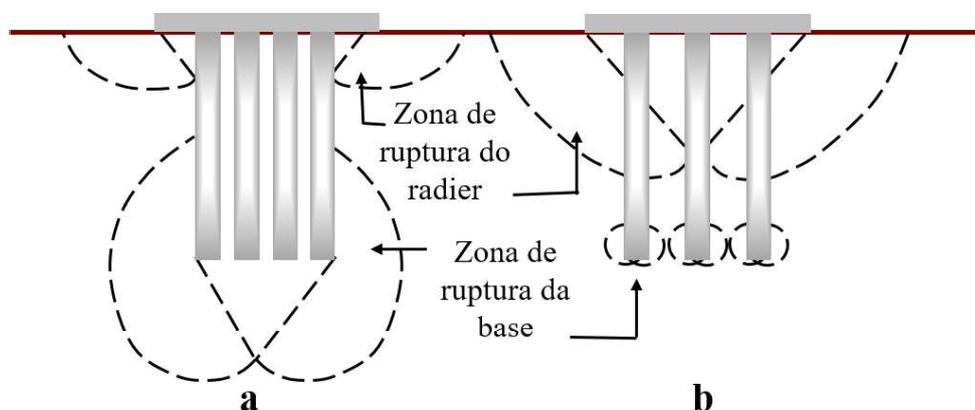


Figura 2.19: Modelos de ruptura (KISHIDA & MEYERHOF, 1965)

Segundo Santics e Mandolini (2006) a porcentagem das capacidades de cada elemento depende de um coeficiente  $\alpha_p$  de distribuição de carga que expressa a porção da carga total tomada pela sapata conforme a Equação (2.28).

$$\alpha_p = \frac{\sum Q_i}{Q} \quad (2.28)$$

Onde,  $Q_i$  são os carregamentos nas estacas individuais e  $Q$  é o carregamento total aplicado. Segundo Salgado (2008), esse valor é igual a 1 para grupos de estacas, e igual a 0 para sapata. No caso de sapata estaqueada esse valor fica entre 0 e 1.

### 2.7.1 Processo de projeto

O projeto de uma fundação desse tipo requer a compreensão de diversos sistemas de interação envolvendo o solo, a sapata e as estacas. Para Poulos (2001), existem três processos importantes que devem ser seguidos no projeto de um sapata estaqueada sendo eles: análise de viabilidade, compreensão de locação das estacas e obtenção de informações detalhadas sobre o projeto. Os dois primeiros estágios podem ser feitos sem programas específicos de computador, porém, o terceiro é mais complexo. Primeiramente é necessário estimar o desempenho da sapata sem as estacas, sendo que a estimativa de recalques e capacidade de carga podem ser feitas de maneiras convencionais como para em fundações superficiais.

Se a sapata sozinha não apresentar capacidade de carga suficiente, a fundação com estacas deve ser projetada de forma convencional e a sapata terá a função apenas de amenizar a solicitação das estacas. Entretanto, se a sapata apresentar sozinha toda ou quase toda a capacidade de carga, as estacas podem ser utilizadas como redutores de recalques. A capacidade de carga máxima, as cargas laterais, momentos e os recalques máximo e diferencial devem ainda ser considerados no projeto de um sapata estaqueada. A Figura 2.20 demonstra o comportamento carga-recalque de diferentes filosofias de projeto de radiers estaqueados.

A curva 0 apresenta o comportamento da sapata sozinha apresentando recalques excessivos, a curva 1 representa a convencional filosofia de projeto na qual o comportamento do sistema de radier estaqueado é complementado pelo comportamento do grupo de estacas. Nesse caso as estacas levam maior parte do carregamento. Já a curva 2 representa um radier estaqueado com fator de segurança inferior ao da curva 1. A curva três ilustra a estratégia de utilizar estacas

como redutores de recalques e utilizar toda a capacidade de carga das estacas no projeto. Conseqüentemente a curva carga-recalque não será linear, mas o sistema mostra-se adequado sendo a opção mais econômica para a carga de trabalho com recalque aceitável (POULOS, 2000).

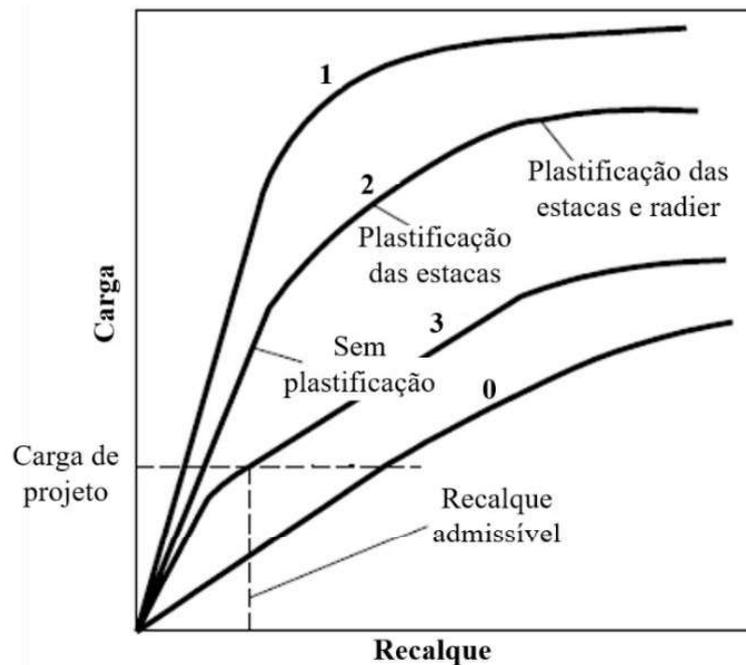


Figura 2.20: Comportamento de radiers estaqueados (POULOS, 2000)

Em relação ao melhor local para a aplicação de uma fundação do tipo radier estaqueado, Poulos (1991), a partir de análises em diferentes tipos de solo constatou que o uso desse tipo de sistema de fundação é mais favorável em perfis de solo compostos por argilas rijas ou areias densas.

### **Influência do espaçamento entre estacas, comprimento e diâmetro em um projeto de sapata estaqueada**

Liu & Zhenlong (1989), realizaram pesquisas em fundações do tipo sapata estaqueada para identificar a influência de alguns aspectos de projeto no desempenho do sistema de fundação. Os autores consideraram sapatas estaqueadas com 2 a 16 estacas nos quais foram executadas provas de carga estáticas. Notou-se que: a mobilização do atrito lateral em função do recalque é claramente diferente em uma estaca isolada e em um sapata estaqueada; se comprimento das estacas for maior que 1,5 vezes a aresta da sapata, o atrito lateral cresce para valores maiores

do que os obtidos para uma estaca isolada; a parcela de carga absorvida pela sapata varia em função do diâmetro das estacas ou seja, quanto menor o diâmetro maior a carga absorvida pela sapata; em relação ao comprimento das estacas, quanto menor o comprimento, mais carga é absorvida pela sapata; referente ao espaçamento quanto maior espaçamento, mais carga é absorvida pela sapata; quanto maior o número de estacas menos da sapata é exigido. Deve-se considerar tais conclusões com cautela, uma vez que as análises foram feitas para condições específicas e podem ser diferentes em uma abordagem em outro local.

### 2.7.2 Métodos de análise

Existem inúmeros métodos de análise de sapata estaqueada que foram desenvolvidos ao longo dos anos que englobam desde abordagens de cálculo simplificadas até modelagem numérica. Apesar disso, Salgado (2008) fomenta que não há maneira simplificada através de gráficos que permita projetar um sapata estaqueada de forma confiável, uma vez que a análise desse tipo de fundação requer grande quantidade de cálculos que podem ser feitos efetivamente apenas por computadores. Poulos et al. (1997) classifica tais métodos em três categorias sendo elas:

- a) Métodos de cálculo simplificados: essa categoria envolve uma grande quantidade de simplificações relacionadas a modelagem do perfil do solo e às cargas aplicadas na sapata, tendo como base conceitos da teoria da elasticidade. Dentre os métodos podemos incluir Poulos e Davis (1980), Randolph (1994), Clancy e Randolph (1993).
- b) Métodos aproximados por computador: a abordagem de “faixa sobre molas” (Poulos, 1991) e “placa sobre molas” (Poulos, 1994) estão inclusas nessa categoria em que a sapata é representado por sapatas em forma de faixas ou placas e as estacas por molas.
- c) Métodos rigorosos de análises feitas por computador: nessa categoria encontram-se os métodos de elementos de contorno, em que ambos sapata e estacas são discretizados e se usa teoria da elasticidade, métodos combinados de elementos de contorno e elementos finitos para a sapata, análises de elementos finitos simplificadas que representam o problema da fundação com deformações planas, axissimétricas ou por análises de diferenças finitas com

programas como FLAC, e por fim análises de elementos finitos tridimensional e diferenças finitas com programa comercial FLAC 3D.

A seguir serão descritos alguns dos principais métodos de análise simplificados encontrados na literatura.

### Método Poulos-Davis-Randolph (PDR) – Abordagem tri-linear

Esse método proposto por Poulos (2001), é uma combinação dos métodos de Poulos e Davis (1980) e Randolph (1994). Segundo o autor, para avaliar a capacidade de carga vertical de uma fundação tipo sapata estaqueada usando abordagens simples, a capacidade de carga final pode ser considerada o menor valor entre a soma das capacidades de carga da sapata e estacas ou a capacidade de carga de um bloco contendo as estacas e a sapata, mais a da parte da sapata fora da periferia das estacas.

O Método proposto por Poulos e Davis (1980) é uma abordagem manual de cálculo simplificada para a obtenção da curva carga-recalque. Esse método emprega soluções elásticas para a rigidez inicial na sapata estaqueada, rigidez da sapata sozinha e capacidade de carga última das estacas na sapata. O resultado dessa interação é tri-linear refletido em três partes principais, conforme apresenta a Figura 2.21. A flexibilidade da sapata não é levada em conta e apenas sapatas perfeitamente rígidas ou perfeitamente flexíveis podem ser analisadas.

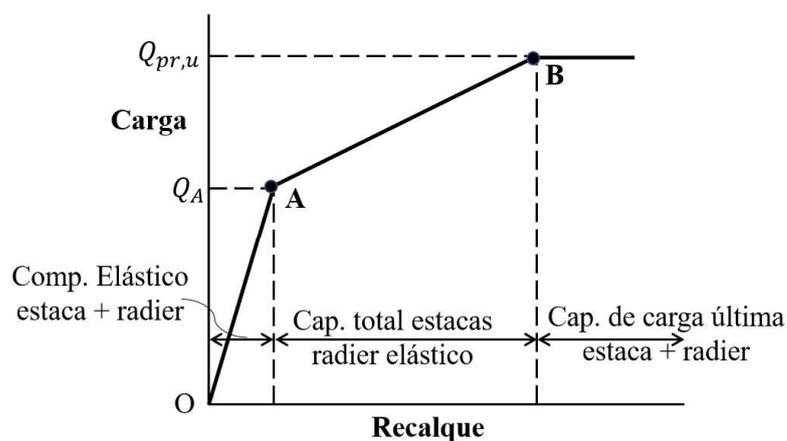


Figura 2.21: Curva carga x recalque simplificada para análises preliminares (POULOS, 2001)

O trecho OA refere-se ao momento em que as estacas e sapata se encontram em comportamento elástico, chegando no ponto A, a resistência das estacas encontra-se totalmente mobilizada e a sapata segue em comportamento elástico, com apenas sua rigidez atuante ( $K_r$ ) até atingir o ponto B onde o sistema completo alcança a capacidade de carga última. O desenvolvimento da curva carga-recalque tri-linear apresentado na Figura 2.21 pode ser feito a partir das equações propostas pelo método de Randolph (1994), que nada mais é que uma extensão do método de Poulos e Davis (1980) que emprega o compartilhamento de carga entre estacas e sapata.

De forma conceitual, o recalque do grupo de estacas pode ser expresso como o recalque das estacas sem o radier mais um recalque de interação causado pela presença do radier. Da mesma forma, pode-se estudar o comportamento do radier no sistema combinado. A matriz expressa na Equação (2.29) representa a situação descrita.

$$\begin{bmatrix} w_p \\ w_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \alpha_{pr} \\ \frac{K_p}{K_r} & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_p \\ Q_r \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Onde,  $w_p$  e  $w_r$  representam as parcelas de recalque nas estacas e na sapata,  $K_p$  e  $K_r$  as parcelas de rigidez nas estacas e sapata,  $Q_p$  e  $Q_r$  a carga nas estacas e radier, e  $\alpha_{pr}$  e  $\alpha_{rp}$  termos de interação relacionados à influência do recalque do radier no recalque do grupo de estacas e vice-versa.

Os autores sugerem a imposição da condição de compatibilidade de recalques ( $w_p = w_r$ ) e assumindo a hipótese adicional de que os termos na diagonal secundária são iguais ( $\alpha_{rp}/k_p = \alpha_{pr}/K_r$ ) obtêm-se as Equações (2.30), (2.31) e (2.32) para a rigidez do radier estaqueado e compartilhamento de carga respectivamente.

$$K_{pr} = \frac{1 - \frac{K_r}{K_p} (2\alpha_{rp} - 1)}{1 - \frac{K_r}{K_p} \alpha_{rp}^2} \quad (2.30)$$

$$\beta = \frac{Q_r (1 - \alpha_{rp}) \frac{K_r}{K_p}}{Q_p (1 - \alpha_{rp}) \frac{K_r}{K_p}} \quad (2.31)$$

$$\frac{Q_r}{Q_{pr}} = \frac{Q_r}{Q_r + Q_p} = \frac{K_r (1 - \alpha_{rp})}{K_p + K_r (1 - 2\alpha_{rp})} = X \quad (2.32)$$

Sendo,  $K_p$  e  $Q_p$  a rigidez e carga no radier estaqueado respectivamente,  $\beta$  o fator de compartilhamento de carga entre radier e estacas e  $\alpha_{rp}$  o fator de interação radier estaca que pode ser obtido a partir das Equações (2.33), (2.34), (2.35), (2.36), (2.37) e (2.38).

$$\alpha_{RP} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\zeta} \quad (2.33)$$

$$r_c = \sqrt{\frac{A_c}{n\pi}} \quad (2.34)$$

$$\zeta = \ln(r_m/r_0) \quad (2.35)$$

$$r_m = 0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]L \quad (2.36)$$

$$\xi = \frac{E_{sl}}{E_{sb}} \quad (2.37)$$

$$\rho = \frac{E_{sav}}{E_{sl}} \quad (2.38)$$

Em que,  $r_c$  é o diâmetro médio do bloco,  $r_0$  representa o diâmetro da estaca,  $r_m$  representa o raio de influência de uma estaca,  $A_c$  a área da sapata,  $n$  o número de estacas,  $\nu$  o coeficiente de Poisson do solo,  $L$  o comprimento da estaca,  $E_{sl}$  o módulo de Young do solo na ponta da estaca, e  $E_{sav}$  o módulo de Young médio ao longo do fuste da estaca,  $E_{sb}$  o módulo de Young do solo logo abaixo da ponta da estaca. Conforme apresentado pela Figura 2.22.

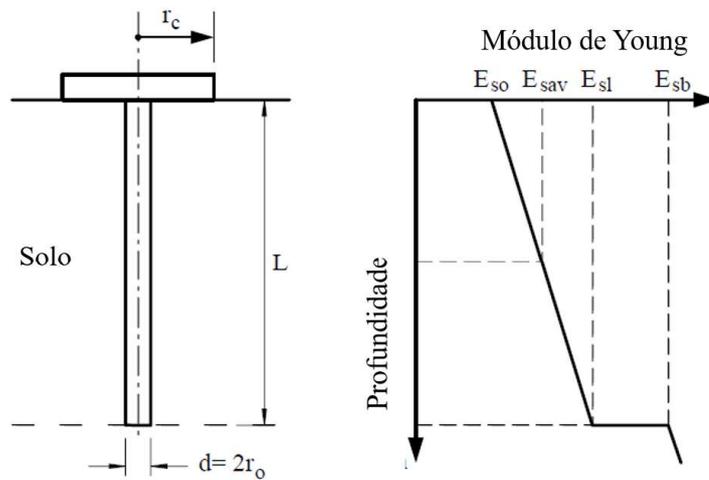


Figura 2.22: Representação simplificada de um radier estaqueado (POULOS, 2001)

As equações de compartilhamento são válidas até que as estacas atinjam a ruptura, destacada como o ponto A da Figura 2.23.

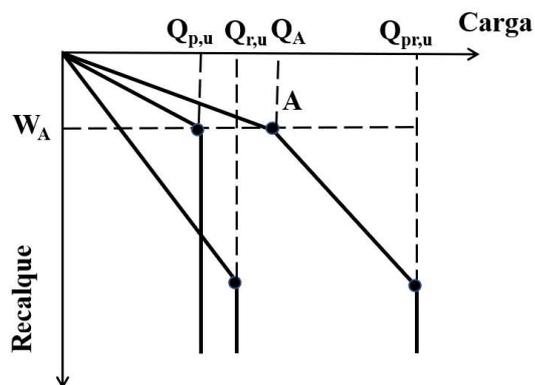


Figura 2.23: Método PDR original (MANDOLINI et al., 2017)

Onde  $Q_A$  corresponde a carga no ponto A e pode ser obtida pela Equação (2.39) e o recalque no respectivo ponto pela Equação (2.40).

$$Q_A = \frac{Q_{p,u}}{1 - X} = \frac{Q_{p,u}}{\beta} \quad (2.39)$$

$$w = \frac{Q_{pr}}{K_{pr}} \quad (2.40)$$

Sendo,  $Q_{p,u}$  a carga de ruptura do grupo de estacas.

A partir desse ponto, todo acréscimo de carga até atingir a ruptura do sistema completo, qualquer incremento de carga é transferido diretamente para o radier, e o recalque pode ser obtido a partir da Equação (2.41).

$$w = \frac{Q_{pr}}{K_{pr}} + \frac{Q_{pr} - Q_A}{K_r} \quad (2.41)$$

### **Método proposto por Mandolini, Di Laora e Iodice (2017)**

Método Mandolini, Di Laora e Iodice (2017) apresentaram uma solução hiperbólica a partir do método PDR para a previsão de curvas carga-recalque das estacas e da sapata, de modo que se possa obter uma resposta mais realista do sistema de fundação uma vez que o método proposto por Randolph apresenta um segmento linear. A rigidez tangente do grupo de estacas e do radier pode ser expressa a partir das Equações (2.42) e (2.43).

$$\frac{dQ_p}{dw_p} = K_p = K_p(Q_p) = K_{p,0} \left(1 - \frac{Q_p}{Q_{p,u}}\right)^{np} \quad (2.42)$$

$$\frac{dQ_r}{dw_r} = K_r = K_r(Q_r) = K_{r,0} \left(1 - \frac{Q_r}{Q_{r,u}}\right)^{nr} \quad (2.43)$$

Sendo,  $K_p$  e  $K_r$  as rigidezes tangentes do grupo de estacas e radier com  $K_{p,0}$  e  $K_{r,0}$  seus valores iniciais,  $Q_{p,u}$  e  $Q_{r,u}$  as cargas ultimas do grupo de estacas e do radier,  $np$  e  $nr$  fatores positivos reais que regulam o formato das curvas. A partir da obtenção dos valores de rigidez tangente inicial e carga de ruptura obtidos em ensaios de campo, pode-se calcular os recalques atribuindo incrementos de carga e encontrando valores de  $np$  e  $nr$ , que sejam mais adequados para representar o comportamento real das fundações isoladas.

Integrando as equações de rigidez, obtém-se as curvas carga - recalque dos elementos isolados (grupo de estacas e radier), conforme a Equação (2.44).

$$w_i = \frac{(Q_{i,u} - Q_i) - Q_{i,u} \left(1 - \frac{Q_i}{Q_{i,u}}\right)^{ni}}{K_{i,0}(ni - 1) \left(1 - \frac{Q_i}{Q_{i,u}}\right)^{ni}} \quad (2.44)$$

Sendo  $i = p$  ou  $r$  (estacas ou radier)

A partir da definição dos fatores de forma, o método considera que cada incremento de carga é compartilhado entre estacas e o radier e dependem de sua rigidez atual, enquanto que os termos de interação sempre dependem das rigidezes iniciais.

Aplicando um incremento de carga constante  $\Delta Q_{pr}$ , em um incremento de carga  $i$ , o procedimento de cálculo pode ser desenvolvido em algumas etapas através do uso de uma planilha. A primeira delas consiste no cálculo da rigidez tangente  $K_{pr,i}$ , da sapata estaqueada e da taxa de carregamento sapata/estacas  $\beta_i$ , conforme as Equações (2.45) e (2.46).

$$K_{pr,i} = \frac{K_{p,0} \cdot \{K_{p,i-1} \cdot [K_{p,0} - (2 \cdot \alpha_{rp} \cdot K_{r,i-1})] + (K_{p,0} \cdot K_{r,i-1})\}}{K_{p,0}^2 - [\alpha_{rp}^2 \cdot (K_{p,i-1} \cdot K_{r,i-1})]} \quad (2.45)$$

$$\beta_i = \frac{K_{r,i-1} \cdot [K_{p,0} - (\alpha_{rp} \cdot K_{p,i-1})]}{K_{p,i-1} \cdot [K_{p,0} - (\alpha_{rp} \cdot K_{r,i-1})]} \quad (2.46)$$

Onde,  $K_p$  e  $K_r$  correspondem a rigidez tangente do grupo de estacas e da sapata consecutivamente, sendo  $K_{p,0}$  correspondente ao valor inicial, e  $\alpha_{rp}$  um fator de interação relacionado a influência do recalque da sapata no recalque do grupo. É feita então uma avaliação do incremento de recalque  $\Delta w_{pr,i}$  (Equação (2.47)), recalque atual  $w_{pr,i}$  (Equação (2.48)) e porcentagens de incrementos de carregamento no grupo de estacas e sapata  $\Delta Q_{p,i}$  e  $\Delta Q_{r,i}$  (Equação (2.49)).

$$\Delta w_{pr,i} = \frac{\Delta Q_{pr}}{K_{pr,i}} \quad (2.47)$$

$$w_{pr,i} = w_{pr,i-1} + \Delta w_{pr,i} \quad (2.48)$$

$$\frac{\Delta Q_{p,i}}{\Delta Q_{pr}} = \frac{1}{1 + \beta_i} e \frac{\Delta Q_{r,i}}{\Delta Q_{pr}} \frac{\beta_i}{1 + \beta_i} \quad (2.49)$$

É feita então estimativa dos incrementos de carga  $\Delta Q_{p,i}$ ,  $\Delta Q_{r,i}$ , e dos carregamentos totais  $Q_{p,i}$ ,  $Q_{r,i}$  no grupo e na sapata, pelas Equações (2.50) e (2.51).

$$\Delta Q_{p,i} = \frac{1}{1 + \beta_i} \cdot \Delta Q_{pr} e \Delta Q_{r,i} = \frac{\beta}{1 + \beta_i} \cdot \Delta Q_{pr} \quad (2.50)$$

$$Q_{p,i} = Q_{p,i-1} + \Delta Q_{p,i} e Q_{r,i} = Q_{r,i-1} + \Delta Q_{r,i} \quad (2.51)$$

O cálculo do carregamento total  $Q_{pr,i}$  na sapata estaqueada e das porcentagens totais de carga  $\alpha_p$ ,  $\alpha_r$ ,  $i$  conduzidas pelo grupo de estacas e pela sapata é feito a partir das Equações (2.52) e (2.53).

$$\Delta Q_{pr,i} = Q_{p,i} + Q_{r,i} \quad (2.52)$$

$$\alpha_{p,i} = \frac{Q_{p,i}}{Q_{pr,i}} e \alpha_{r,i} = \frac{Q_{r,i}}{Q_{pr,i}} \quad (2.53)$$

Deve-se considerar a evolução da rigidez atual da sapata e do grupo com o carregamento. Então a rigidez final para as estacas e a sapata pode ser obtida pela Equação (2.54).

$$K_{p,i} = K_{p,0} \left(1 - \frac{Q_{p,i}}{Q_{p,u}}\right)^{np} e K_{r,i} = K_{r,0} \left(1 - \frac{Q_{r,i}}{Q_{r,u}}\right)^{nr} \quad (2.54)$$

Sendo,  $Q_{p,u}$  e  $Q_{r,u}$  as cargas últimas,  $np$  e  $nr$  números reais positivos que controlam as formas das curvas.

## 2.8 MODELAGEM NUMÉRICA

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica numérica que fornece soluções aproximadas para problemas decorrentes de equações diferenciais que modelam a física e a engenharia. Tal como acontece no método de diferenças finitas, o método dos elementos finitos reduz os problemas definidos no espaço geométrico (ou domínio), para encontrar uma solução

em um número finito de pontos por subdividindo o domínio em regiões menores, composta por nós organizados em uma malha (PEPPER, HENRICH, 2017).

Segundo Zienkiewicz e Taylor (2005), do ponto de vista matemático, o método dos elementos finitos caracteriza-se como uma técnica que aproxima equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo, em um sistema de equações algébricas que relacionam o número finito de variáveis. Ou seja, faz-se a modelagem da geometria do problema em análise, com a elaboração de pequenas regiões chamadas elementos finitos, que possuem nós definidos em pontos intermediários ou nas bordas dos elementos.

Após esse processo, é feita a escolha de uma variável inicial, como por exemplo deslocamento ou força, e definidas regras de como ela deve variar sobre o elemento finito, sendo a variação expressa em termos de valores nodais. É comum na geotecnia adotar como variável primária o deslocamento. Posteriormente são aplicadas condições de contorno e resolvidas equações que segundo Bathe (1996), são capazes de representar o problema e solucioná-lo de forma eficiente.

O MEF atualmente é considerado uma das ferramentas numéricas mais importantes e utilizadas para a solução dos problemas de engenharia. Para Poulos (2000), a análise tridimensional por elementos finitos destaca-se como a ferramenta mais poderosa para a consideração dos diversos fatores que englobam a análise de um radier estaqueado. O autor ainda afirma que no que diz respeito as abordagens que envolvem MEF, existem as que representem um grupo de estacas ou radier estaqueado por meio de deformações planas ou de axissimetria, sendo estas mais simplificadas, até abordagens mais completas que envolvem análises tridimensionais e representam melhor o comportamento do sistema, demandando um maior esforço computacional.

### 2.8.1 Software Abaqus

O ABAQUS é um conjunto de softwares da companhia Dassault Systèmes voltado para simulações numéricas de problemas de diferentes áreas em elementos finitos, sendo considerado de grande versatilidade, tendo seu crescente uso na Geotecnia. Helwany (2007) apresenta vários casos modelados numericamente através do Abaqus, e destaca que uma das maiores vantagens do programa está na sua capacidade de resolver a maioria dos problemas bidimensionais e tridimensionais de engenharia geotécnica, dentre eles destacam-se: interação

solo-estrutura, análise de tensão total e efetiva, análise de adensamento, análise de infiltração, análise estática e dinâmica (implícita e explícita), análise de ruptura e pós-ruptura.

O programa é subdividido em três módulos principais, sendo eles Abaqus/CAE, Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit. De acordo com o manual do usuário Abaqus (2011), a interface Abaqus/CAE é um ambiente completo que fornece uma interface simples e consistente para a criação, submissão, monitoramento e avaliação dos resultados das simulações Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit.

Segundo Abaqus (2011), as funções do Abaqus/CAE são divididas em módulos, onde cada módulo define um aspecto lógico da modelagem como por exemplo: definição da geometria; criação do modelo do problema em estudo; discretização do modelo em pequenos elementos finitos – geração da malha; definição das propriedades físicas e mecânicas de elementos de todas as partes que constituem o modelo; aplicação das cargas e definições das condições contorno; definição de interações entre as partes da estrutura, caso existirem. Seguindo as etapas de cada módulo, é possível gerar um arquivo que é submetido para análise numérica através da resolução das equações a partir do Abaqus/Standard ou Abaqus/Explicit. O Software ainda permite o acompanhamento do processo e gera dados de saída de resultados. Ainda é possível visualizar os resultados da análise pelo módulo Abaqus Viewer.

## 2.9 CARGA DE RUPTURA A PARTIR DE PROVAS DE CARGA

Provas de carga são ensaios executados em um determinado solo em que se aplicam diferentes carregamentos, para a verificação do comportamento tensão-recalque do sistema solo-fundação. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), o objetivo de uma prova de carga é o de determinar as características de deformabilidade e resistência do terreno através do carregamento do elemento de fundação ou de um modelo. Estes carregamentos podem ser verticais, horizontais ou inclinados, de compressão ou tração, ou qualquer tipo de carregamento que reproduza as cargas que a fundação possa estar sujeita, conforme a NBR 16903 (ABNT, 2020).

Os resultados de provas de carga são apresentados por meio de curvas tensão-recalque, sendo que para a interpretação dos resultados deve-se levar em conta a equivalência entre o modelo

(placa) e a fundação, e as camadas do solo que o bulbo de tensões irá afetar conforme pressuposto pela NBR 6489 (ABNT, 2019), para o caso de fundações superficiais. A carga de ruptura em fundações principalmente no caso de fundações diretas, pode ser definida como a condição na qual, um determinado incremento de carga aplicado, gera recalques de grandes magnitudes. No caso de fundações profundas, três tipos de ruptura geotécnica podem comumente acontecer em provas de carga estática. Segundo Cintra et. al (2013), quando a curva se torna verticalizada, ou seja, esgota-se a capacidade de mobilizar resistência ou se atinge a resistência máxima com valores infinitos de recalques, ocorre ruptura nítida e não há necessidade de interpretação do valor da carga de ruptura. Já quando a curva é do tipo aberta em que os pontos obtidos na fase de carregamento constituem um gráfico assintótico a uma reta vertical a curva classifica-se como física e quando a curva se transforma em um segmento linear não vertical e adota-se um ponto arbitrário na curva de carregamento, ocorre ruptura convencional (CINTRA et. al, 2013). A Figura 2.24 ilustra os três tipos mais comuns de ruptura.

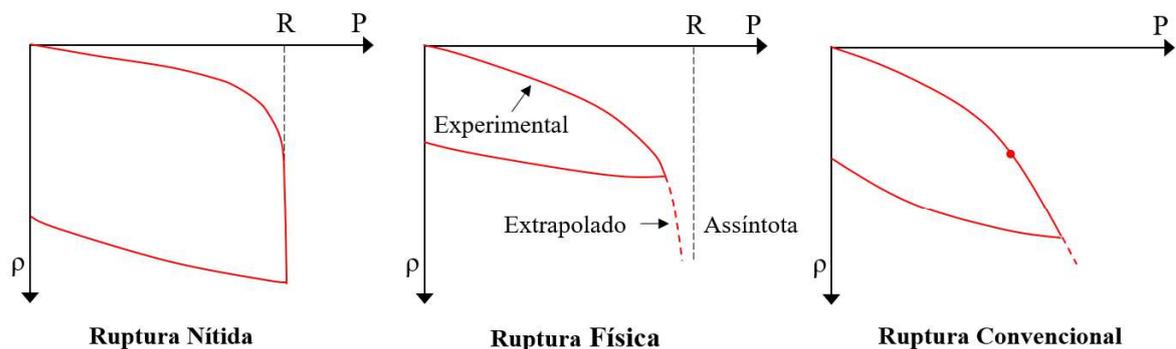


Figura 2.24: Curvas tensão recalque e carga de ruptura (CINTRA et al. 2013)

De acordo com Décourt et al. (1996), entretanto a ruptura nem sempre ocorre de maneira nítida, principalmente no caso de solos fofos, exigindo que alguns critérios de ruptura sejam adotados. Para facilitar a obtenção da capacidade de carga do solo existem inúmeros destes critérios, que segundo Cudmani (1994), foram desenvolvidos em sua maioria para fundações profundas em que a determinação da carga de ruptura é a condicionante principal em um projeto. Já no caso de fundações superficiais a ocorrência de recalques é fator determinante para o estabelecimento

de certos pontos. Dessa forma o autor sugere que tais métodos sejam estudados com mais afinco para verificação de sua adequabilidade para fundações superficiais.

Dentre os inúmeros critérios disponíveis alguns consideram a ruptura nítida caracterizada por recalques infinitos e outros ruptura convencional que fazem a imposição de um recalque arbitrário, como o método proposto pela antiga NBR 6489 também conhecido como critério de Boston, cuja carga de ruptura é definida como a carga correspondente ao recalque máximo de 25 mm.

## 2.10 PESQUISAS DESENVOLVIDAS EM SAPATAS ESTAQUEADAS

Tendo em vista a inexperiência em pesquisas a respeito de fundações mistas do tipo sapatas estaqueadas no solo coesivo friccional de Passo fundo, serão a seguir relatadas pesquisas de campo que empregaram tais elementos em solos tropicais de outras regiões do Brasil, assim como modelagens numéricas desenvolvidas em diferentes condições. Vale salientar que, algumas pesquisas com métodos numéricos têm sido desenvolvidas abordando a mesma problemática, entretanto, são mais raros os casos práticos atuais sobre o tema que envolvam a execução de ensaios de campo. Dessa forma, serão apresentados a seguir os trabalhos experimentais mais recentes sobre a temática em questão, nos quais foram executadas provas de carga com carregamento axial de compressão sobre os sistemas de fundação mencionados no item 2.3 e análises que abordam o Método dos Elementos Finitos em diferentes concepções.

### 2.10.1 Estudos Experimentais

#### **Sales (2000)**

Foram executadas nove provas de carga no campo experimental da Universidade de Brasília – UNB em condição natural do solo e inundada por 48 horas para avaliar o comportamento de elementos de fundações do tipo sapata e estaca isoladas e associados em forma de grupo de estacas ou sapata estaqueada. Os ensaios executados em solo com umidade natural de principal interesse na presente pesquisa foram em fundações do tipo: sapata isolada, estaca isolada, sapata sobre uma estaca já testada, grupo de quatro estacas e sapata estaqueada sobre quatro estacas.

As estacas empregadas foram do tipo escavadas com trado manual com 15 cm de diâmetro e 5 m de comprimento. No caso de fundações do tipo grupo de estacas e sapata estaqueada o espaçamento entre eixos das estacas empregado foi de 5 diâmetros (75 cm). O bloco para composição da sapata estaqueada foi feito separadamente em concreto pré-moldado com dimensões 1,0 x 1,0 x 0,15 m, e foi utilizado tanto como bloco de coroamento sem contato com o solo para o grupo de estaca, quanto na composição da sapata estaqueada em contato com o solo, assim, no caso do grupo de estacas apenas as estacas transferiram carga ao solo.

O solo do campus experimental da UNB de acordo com Sales (2000) é um solo colapsível composto por uma camada superficial silto-argilosa avermelhada com alto índice de vazios e baixo peso específico chamada de “argila porosa”. Quanto a composição granulométrica ensaios executados sem defloculante apresentaram porcentagens de areia, silte e argila de 51%, 46% e 03% respectivamente para uma profundidade de 3 metros e 40%, 33% e 27% para uma profundidade de 5 metros. Já ensaios de granulometria por sedimentação com o uso de defloculante apresentaram quantidades de areia, silte e argila de 15%, 09% e 76% respectivamente para uma profundidade de 3 metros e 08%, 15% e 77% para uma profundidade de 5 metros. Os resultados das provas de carga realizadas por Sales (2000) apresentam-se compilados na Figura 2.25.

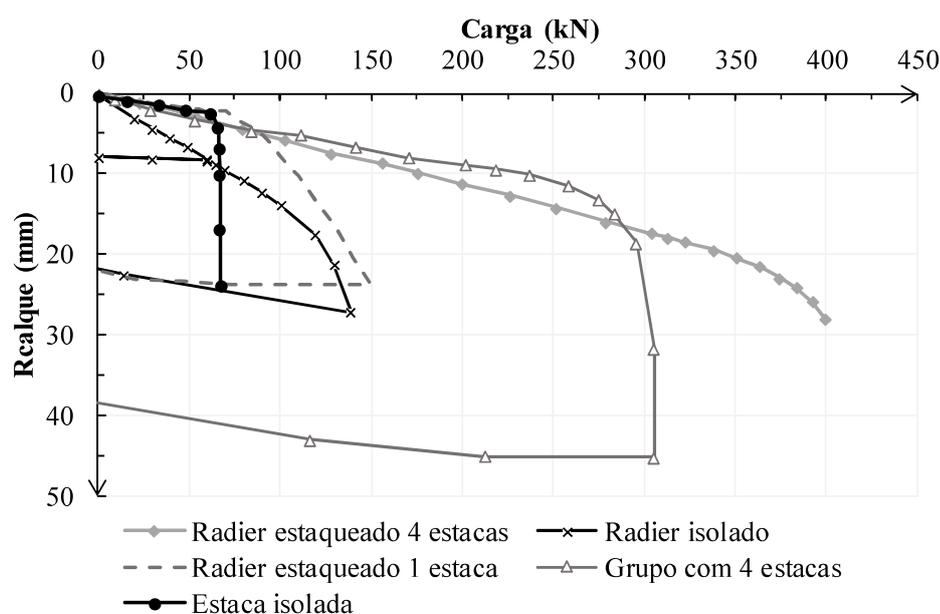


Figura 2.25: Curvas carga-recalque (SALES, 2000).

Devido a um problema no sistema de reação, o ensaio realizado com a sapata sobre uma estaca teve que ser interrompido. Comparando o ensaio da sapata sobre um estaca com o ensaio feito com a sapata isolada, o recalque na fundação com a associação dos dois elementos foi cerca de 4 vezes menor do que da sapata isolada até a carga de 70 kN, quando a estaca não estaca totalmente mobilizada, e o nível de recalque da sapata estaqueada é praticamente o mesmo de uma estaca isolada para esse mesmo intervalo de carga, indicando que o recalque do sistema é praticamente controlado pela introdução da estaca. A partir da mobilização da estaca (após 70 kN) o recalque aumenta consideravelmente reduzindo a dissemelhança com a sapata isolada.

A inclusão da estaca fez com que esta comandasse a rigidez do sistema de fundação até a completa mobilização de sua capacidade de carga. Já para o grupo de 4 estacas a capacidade de carga foi cerca de 4 vezes superior à de uma estaca isolada, não havendo influência do efeito de grupo, entretanto os recalques de uma estaca do grupo comparados com a estaca individual são maiores. Em relação a sapata estaqueada sobre 4 estacas, a sapata absorveu mais carga do que cada estaca individualmente pois o contato da sapata com o solo faz com que as estacas apresentem um comportamento menos rígido, apesar disso, esse elemento apresentou maior carga de ruptura dentre os demais.

### **Garcia (2015)**

Provas de carga em sapatas estaqueadas com uma, duas, três e 4 estacas foram realizadas no campo experimental de mecânica dos solos e fundações da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp). O autor não realizou provas de carga nos elementos isolados de fundação, entretanto Schulze (2013) apresenta resultado de uma prova de carga em estaca escavada por trado mecânico, isolada, com diâmetro de 0,25 m e comprimento igual a 5,0 m e executada no solo do tipo laterítico, na região de Campinas-SP podendo ser utilizado como comparativo.

Dessa forma, a sapata com uma estaca apresentou dimensões 0,6 x 0,6 x 0,5 m, com duas estacas 0,6 x 1,85 x 0,5 m, com três estacas apresentou espessura de 0,55 e formato triangular com lado medindo 1,85 m e a sapata com 4 estacas 1,85 x 1,85 x 0,65 m. As estacas foram do tipo escavadas com 25 cm de diâmetro e 5 m de comprimento, tendo espaçamento entre eixos de 1,25 m para o caso da sapata com 4 estacas. As sapatas foram concretadas no solo imediatamente sobre as estacas para garantir seu total contato com o solo.

O solo do campo experimental da Unicamp é descrito como uma argila porosa composto por um solo proveniente de diabásio, coluvionar, diferenciado por uma camada superficial de argila silto-arenosa, de alta porosidade, laterítica e colapsível de espessura média de 6,5 m. A alta porosidade do solo está relacionada com o intenso processo de intemperização desta camada superficial, ocorrendo o carregamento de materiais finos para os horizontes mais profundos, pelo processo de lixiviação, seguida por uma camada composta por silte argilo-arenoso, residual de diabásio, até 19 m de profundidade. O comportamento carga-recalque dos ensaios executados apresenta-se na Figura 2.26.

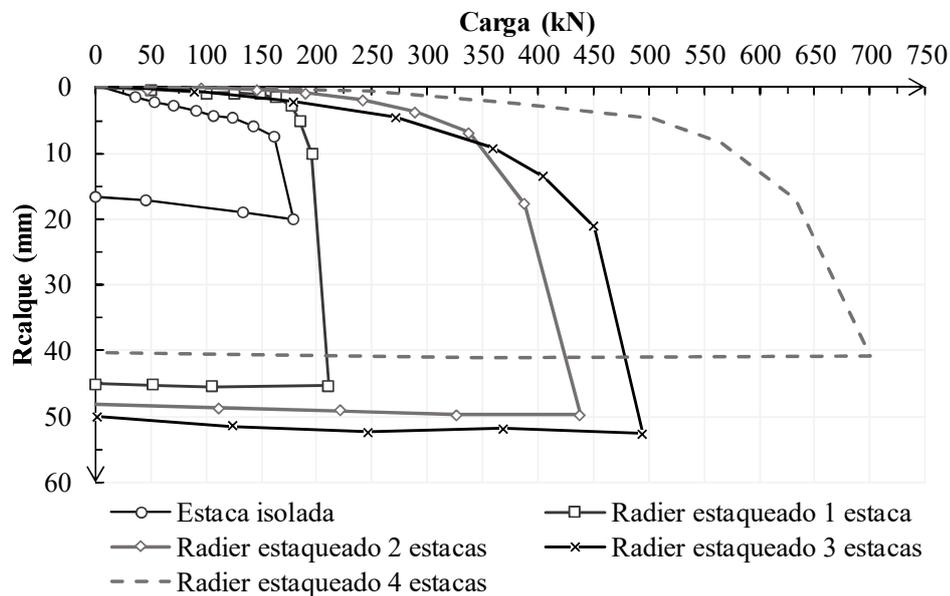


Figura 2.26: Curvas carga-recalque (GARCIA, 2015).

De acordo com Garcia (2015), no caso da estaca isolada sua resistência foi basicamente por atrito lateral chegando a uma carga de ruptura de 174 kN, para As sapatas estaqueadas com uma, duas, três e quatro estacas as cargas de ruptura foram de 208 kN, 371 kN, 455kN e 658 kN respectivamente, sendo todas correspondentes a um recalque de 10% o diâmetro da estaca. Em relação a resistência de ponta, para sapatas estaqueadas executadas em solos dessa região ou similares com estacas escavadas não deve ser considerada a parcela de resistência de ponta das estacas na capacidade total do elemento de fundação.

Referente a contribuição por atrito lateral, as estacas escavadas fazem com que essa parcela de resistência seja maior que a de ponta. Dessa forma, Garcia (2015) fomenta que para todos os

ensaios a medida em que se proporciona um acréscimo de carga, há um aumento em termos de resistência por atrito lateral, sendo maior para a sapata com maior número de estacas e menor para a sapata com uma estaca.

Considerando o contato da sapata com o solo, a capacidade de carga das sapatas estaqueadas analisados, aumentou de acordo com a elevação da razão entre a área líquida de contato sapata-solo e a área total da sapata estaqueada, não sendo esse fato uma regra, pois a capacidade de carga depende também do número de estacas que compõem a sapata estaqueada. O autor ainda conclui que o emprego de sapatas estaqueadas permite otimizar técnica e economicamente o projeto geotécnico, independente da forma e magnitude dos carregamentos, uma vez que o emprego desse tipo de fundação admite como capacidade de carga, a combinação das resistências provenientes das estacas e da sapata.

### **Soares (2011)**

Foi desenvolvida uma pesquisa semelhante à de Sales (2000), porém em um Campo Experimental de Fundações, da empresa Copesolo Estacas e Fundações Ltda. situado na cidade de João Pessoa/PB, em que o solo é do tipo sedimentar composto por depósitos marinhos e de material predominantemente arenoso em sua camada superficial.

Referente aos ensaios, foram executadas 7 provas de carga no solo em seu estado de umidade natural em fundações do tipo grupos de estacas com 2 e 4 estacas além de um ensaio em uma estaca isolada sob a sapata e na sapata isolada aplicado diretamente sobre o solo além de ensaios em sapatas estaqueadas com 1, 2 e 4 estacas. As estacas ensaiadas são do tipo hollow auger com diâmetro de 0,3 m e comprimento de 4,5 m, para os grupos de estacas e sapata estaqueada com mais de uma estaca o espaçamento entre eixos foi de 1,20 m. O bloco utilizado nos ensaios foi do tipo pré-moldado em concreto com dimensões de 1,55 x 1,55 x 0,85 m e foi reutilizado em todos os ensaios.

Com base nos resultados obtidos a partir da execução de provas de carga, Soares (2011) constata que os ensaios realizados com grupos de estaca e estaca individual apresentaram recalques elevados se comparados aos ensaios na sapata e sapatas estaqueadas. Para a estaca isolada o recalque máximo chegou a atingir 86,32 mm. Os ensaios realizados nas sapatas com duas e

quatro estacas apresentaram curvas com crescimento contínuo de recalques sem evidenciar ruptura física.

A Figura 2.27 apresenta o comportamento geral carga-recalque para todos os ensaios executados.

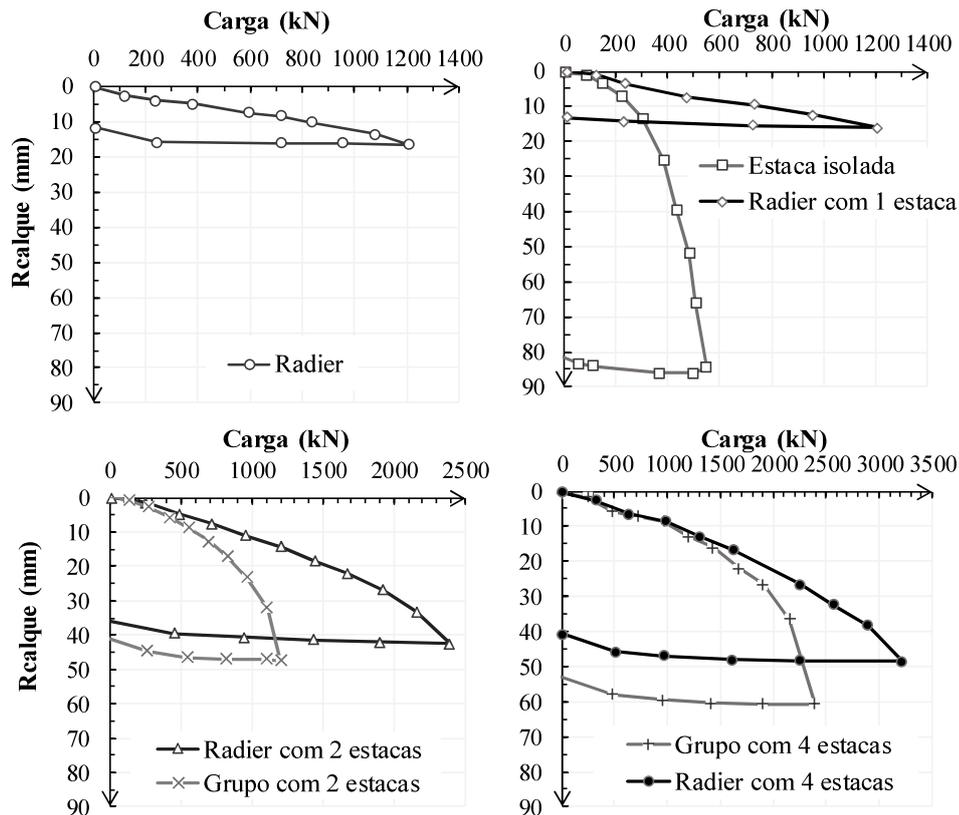


Figura 2.27: Curvas carga-recalque (SOARES, 2011).

O autor percebeu através de instrumentação ao longo do fuste das estacas, que para as fundações em grupo a distribuição de carga não foi igualitária entre as estacas provavelmente pelo desaprumo do bloco que nesse caso não se encontrava engastado nas estacas. Além disso, a análise do efeito de grupo demonstrou que a capacidade de carga do grupo é maior que a soma das capacidades de carga das estacas individuais e a taxa de recalque do grupo foi maior que 1, indicando que houve interação entre as estacas do grupo mesmo com o espaçamento entre eixos de 3,5 diâmetros adotado.

Quando combinadas em forma de sapata estaqueada, nota-se que a sapata contribui com o desempenho das estacas, gerando uma diminuição na rigidez e menor mobilização de sua resistência. Além disso, os valores de eficiência da sapata são maiores que no caso das estacas combinadas em grupo destacando a interação sapata-estaca, logo, todas as fundações apresentaram um aumento na capacidade de carga devido o contato da sapata com o solo.

### 2.10.2 Estudos Numéricos

#### **Garcia (2015)**

Garcia (2015) realizou modelagem numérica via software CESAR – LCPC de seus próprios ensaios experimentais em radiers estaqueados. O modelo de Mohr-Coulomb, perfeitamente elástico-plástico, foi utilizado para simular o comportamento não linear do solo em termos de tensão-deformação. A malha de elementos finitos manteve a composição de elementos de formato triangular de interpolação quadrática, os quais foram extrudados a cada metro em profundidade, resultando em um elemento volumétrico do tipo pentaédrico. Graças à simetria dos problemas analisados, foi possível utilizar a ferramenta numérica para fazer as análises em uma fração do problema. Assim, o modelo final utilizado foi um bloco de aproximadamente 25 m x 25 m e 10,8 m de profundidade, representando  $\frac{1}{4}$  do problema, ou seja, a dimensão total desse teste equivaleria, em planta, às dimensões de 50 m x 50 m, e para o radier com três estacas utilizou-se na modelagem metade do problema. Também foi utilizado o recurso da simetria, que permite a redução nas dimensões do problema e, conseqüentemente, da malha de elementos finitos, levando, em alguns casos, a uma redução drástica do número de elementos e nós. Utilizou-se um modelo elástoplástico que varia em função das tensões aplicadas, obedecendo a um modelo de comportamento não linear. A composição do problema resultou em uma malha de elementos finitos constituída por 6.415 elementos e 18.108 nós.

A partir das análises numéricas Garcia (2015) concluiu que para o caso do radier com 4 estacas nota-se que as tensões de compressão se espalham potencialmente no topo da estaca por apresentar rigidez maior que a do solo, os deslocamentos no ensaio simulado por modelagem numérica, são mais acentuados do que os obtidos experimentalmente. Houve também uma divergência do comportamento entre a participação do atrito lateral e o contato da sapata com

o solo comparando aos resultados experimentais e numéricos ao longo de diversos estágio de carregamento, conforme apresenta a Figura 2.28.

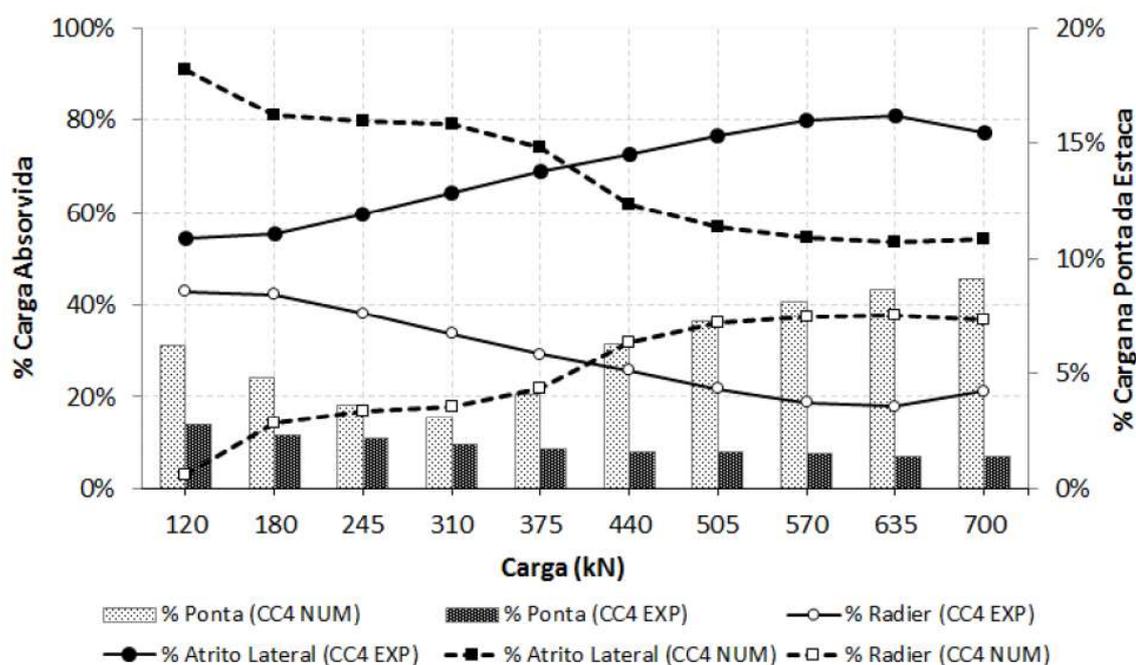


Figura 2.28: Distribuição de carga experimental e numérica (GARCIA, 2015).

Nesse caso, a participação da ponta no radier estaqueado apresenta redução ao longo dos carregamentos, enquanto no radier estaqueado numérico a participação da ponta apresenta elevada oscilação ao longo dos estágios de carregamento. No caso do radier numérico a mobilização da resistência parte da ponta para o topo da estaca. Já para o caso experimental tem-se inicialmente uma mobilização da resistência pela ponta, porém permanece constante ao longo dos estágios de carregamento. A diferença entre o comportamento numérico e experimental com maior participação da ponta no radier estaqueado numérico pode ser atribuída a dificuldade de impor ao modelo numérico as condições de campo e ao processo executivo do tipo de estaca empregada, resultando em valores mais elevados quando comparados aos observados no radier estaqueado experimental.

Fattah, Al-Mosawi e Al-Zayadi (2014), simularam comportamento carga-recalque de radiers estaqueados sobre um solo argiloso utilizando o Método de Elementos Finitos pelo ABAQUS. O solo foi representado como homogêneo e isotrópico pelo modelo *Drucker-Prager/Cap*

*model*, e foram empregadas cinco configurações diferentes de grupos com 9 estacas variando diâmetros, comprimentos rigidezes e poropressões. A malha das superfícies de interação foi mantida com mesmo tipo e tamanho entre elementos, uma vez que a interação é simulada através da definição das superfícies com contato. Para exigir menor tempo de processamento, os autores utilizaram  $\frac{1}{4}$  do problema e o artifício da simetria a partir de condições de contorno. Foram aplicadas condições de contorno que bloqueada o deslocamento no fundo e lateral da camada de solo.

A partir dos resultados obtidos através da modelagem, os autores concluíram que a carga é distribuída mais uniformemente entre as estacas quanto maior a espessura do radier. O aumento do diâmetro da estaca reduziu a poropressão abaixo do radier, mudou a distribuição de momentos no radier e aumentou o compartilhamento da carga entre as estacas. Notou-se também que o espaçamento entre as estacas necessita ser grande o suficiente para permitir que o radier assuma parte da carga, e as estacas sejam utilizadas estrategicamente como redutores de recalques. A carga na estaca em relação a carga total aplicada diminui com o aumento do espaçamento em relação ao diâmetro (queda de 90% para 76%, para relações S/D de 3 a 5). Os momentos no radier não foram muito afetados pela variação do índice de rigidez estaca-solo, enquanto a carga nas estacas aumenta com o aumento da rigidez relativa. Estacas centrais conduzem mais carga que as periféricas quando a rigidez é baixa. Ao adicionar uma camada granular de 3m de espessura sob o radier estaqueado, a capacidade de carga do elemento aumentou e os recalques diferenciais diminuíram.

Cho et. al (2012), estudaram o comportamento de radiers estaqueados em argilas moles, utilizando elementos finitos em 3D para realizar suas análises por meio do programa ABAQUS. O comportamento do radier estaqueado é afetado pelas interações tridimensionais entre estacas radier e solo. O modelo do solo foi representado por uma malha com elementos hexaédricos. As estacas possuem 0,5 m de diâmetro e 8m, 12m, 16m e 20 m de comprimento. O radier possui lado B = 10 m, e espessura de 1m. Foram modeladas configurações com 9 estacas (3x3) com espaçamentos variando entre 3D, 6D e 9D e 16 estacas (4x4) com espaçamentos variando entre 3D, 4D e 6D. Assumiu-se uma malha sobre uma camada rígida de solo na base e liberdade de deslocamento axial. A camada de solo se estendeu por 15 m além das arestas do radier, uma vez que a zona de influência lateral foi definida como de 8 m a 10 m. O topo da estaca foi

conectado ao radier de maneira rígida. Considerando a simetria  $\frac{1}{4}$  da malha foi utilizada na análise em 3D. Uma malha refinada foi utilizada próxima a interface estaca-solo e radier-solo enquanto que uma malha mais grosseira foi utilizada mais distante da estaca e radier. As tensões no solo durante a execução da estaca não foram consideradas. O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb foi utilizado para representar o comportamento do solo. Foram utilizadas propriedades drenadas do solo e os efeitos de consolidação não foram considerados. Para toda a camada de solo foram adotadas propriedades constantes para simplificar as análises. O radier e as estacas foram modelados como elementos elásticos isotrópicos. Um contato com possibilidade de deslizamento foi utilizado para descrever o comportamento da interface estaca-solo. Foi estabelecida para essa interface de atrito um deslocamento limite de cisalhamento de 5 mm e um coeficiente de atrito  $\mu = 0,3$ . A interface radier-solo foi considerada apenas de contato plano (sem deslizar). O modelo de Coulomb foi usado como modelo constitutivo para o atrito na interface. Nesse tipo de interação, os elementos de interface podem apenas transferir forças de cisalhamento através de suas superfícies quando uma pressão compressiva normal atua sobre eles. O comportamento de cisalhamento na interface é elástico e ocorre até a tensão de cisalhamento crítica ( $\tau_{crit}$ ) e depois disso apenas o deslocamento aumenta. Assim, esses elementos são completamente definidos por sua geometria: um coeficiente de atrito  $\mu$ , uma rigidez elástica e um limite de deslocamento são usados para fornecer convergência. Após estabelecer as condições de equilíbrio iniciais, uma carga vertical uniformemente distribuída foi aplicada no topo do radier.

Cho et. Al (2012), constataram que o recalque médio foi reduzido com um maior espaçamento no grupo de estacas para o mesmo número de estacas. A eficiência das estacas no radier estaqueado aumentou quando a magnitude da carga aplicada no radier foi similar a carga última no grupo de estacas no radier estaqueado. Os recalques médios e diferenciais dependem da combinação geométrica das estacas, assim o projeto e geometria devem ser cuidadosamente considerados para satisfazer ambos critérios de recalques. A maneira que a carga é aplicada (uniforme ou pontual) tem mais influência no recalque diferencial do que no recalque médio.

Katzenbach et al. (2005) e Reul e Randolph (2003) também desenvolveram trabalhos envolvendo Método dos Elementos Finitos empregando o software ABAQUS e obtiveram aproximações satisfatórias ao comparar resultados obtidos através de modelagem numérica tridimensional com situações reais observadas em obras com radies estaqueados.

### 3 MATERIAIS, ENSAIOS E MÉTODOS

O presente capítulo apresenta a localização do campo experimental onde foram realizados os ensaios que compõe a pesquisa em questão. São apresentados detalhadamente os projetos dos elementos de fundação. Além disso os materiais, métodos e procedimentos empregados para a execução das provas de carga são evidenciados.

#### 3.1 CAMPO EXPERIMENTAL

O Campo experimental que serviu de suporte para o desenvolvimento da presente pesquisa, pertence ao Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF). Localiza-se no campus da UPF, prédio R1, junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na Cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul, situada a cerca de 300 km de Porto Alegre. As coordenadas geográficas do local são: S 28° 13'35.7" W 52° 23' 14.5". A Figura 3.1 apresenta a localização do campo experimental e a Figura 3.2 apresenta uma imagem aérea do campo experimental, local de realização dos ensaios.



Figura 3.1: Localização do campo experimental

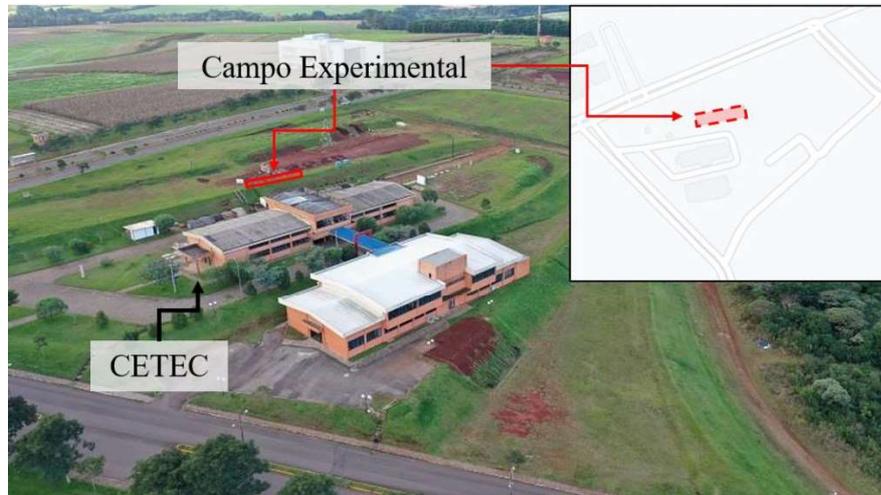


Figura 3.2: Área de execução dos ensaios no campo experimental (modificado de UPF, 2020)

Por apresentar um perfil de solo relativamente homogêneo conforme observado nos ensaios de investigação geotécnica apresentados no item 2.2.1, o campo experimental apresenta condições ideais para a exploração das características mecânicas de solos residuais levemente cimentados, possibilitando assim, dar segmento a uma das principais premissas deste trabalho que é o estudo desse tipo de solo.

### 3.1.1 Definição das fundações

Foram realizadas 6 provas de carga em fundações com diferentes configurações sendo elas:

- sapata isolada com dimensões de 80 x 80 x 35 cm;
- estaca isolada com 30 cm de diâmetro e 2 m de comprimento;
- estaca isolada 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento;
- sapata estaqueada com uma estaca escavada de 30 cm de diâmetro e 2 metros de comprimento;
- sapata estaqueada com 4 estacas escavadas de 15 cm de diâmetro e 2 metros de comprimento;
- grupo de estacas com 4 estacas escavadas de 15 cm de diâmetro e 2 metros de comprimento.

O bloco de concreto utilizado na composição das sapatas estaqueadas e do grupo de estacas foi feito com as mesmas dimensões da sapata isolada. No caso das sapatas estaqueadas o bloco foi concretado engastado na armadura das estacas e mantido em contato direto com o solo, já para o grupo de estacas o bloco também foi concretado engastado com a armadura das estacas, mas apenas com a função de transmitir a carga uniformemente pelas estacas e manter o sistema mais rígido, sem contato com o solo. Dessa maneira, manteve-se um espaço “livre” de 10 cm entre o fim do bloco e o solo no caso do grupo de estacas.

As dimensões dos elementos de fundação foram estabelecidas com a premissa de manter o mesmo volume de concreto em ambos os tipos de sapata estaqueada e mesma área de contato da sapata com o solo, de modo a verificar os benefícios da execução desse tipo de fundação com diferentes variações. Será apresentado mais adiante no item 3.2 a definição das dimensões e o projeto destes elementos de fundação detalhadamente. Para a melhor compreensão da locação, a Tabela 3.1 traz uma síntese dos elementos executados.

Tabela 3.1: Resumo e legenda de identificação das fundações

Tipo de fundação	Nome	Estacas				Radier	
		Dimensões		Quantidade de estacas	Espaçamento entre eixos (m)	Dimensões (m)	Contato com o solo
		Diâmetro (m)	Comprimento (m)				
Radier isolado	<b>SI</b>	-	-	-	-	0,80x0,80x0,35	sim
Estaca isolada 15	<b>EI-15</b>	0,15	2	1	-	-	-
Estaca isolada 30	<b>EI-30</b>	0,30	2	1	-	-	-
Grupo de estacas 15	<b>GE-15</b>	0,15	2	4	0,45	0,80x0,80x0,35	não
Radier estaqueado 15	<b>SE-15</b>	0,15	2	4	0,45	0,80x0,80x0,35	sim
Radier estaqueado 30	<b>SE-30</b>	0,30	2	1	-	0,80x0,80x0,35	sim

Dada a quantidade de elementos executados em diferentes configurações, a Figura 3.3 apresenta um esquema detalhado da configuração final das sapatas estaqueadas, com o posicionamento das armaduras, comprimento das estacas e contato do bloco com o solo, e também ilustra a configuração final das estacas isoladas e sapata.

O solo foi escavado a fim de eliminar o atrito lateral com o bloco. A armadura das estacas foi engastada 10 cm dentro da armadura do bloco e independente da configuração, o comprimento do fuste das estacas em contato com o solo é de 2 m.

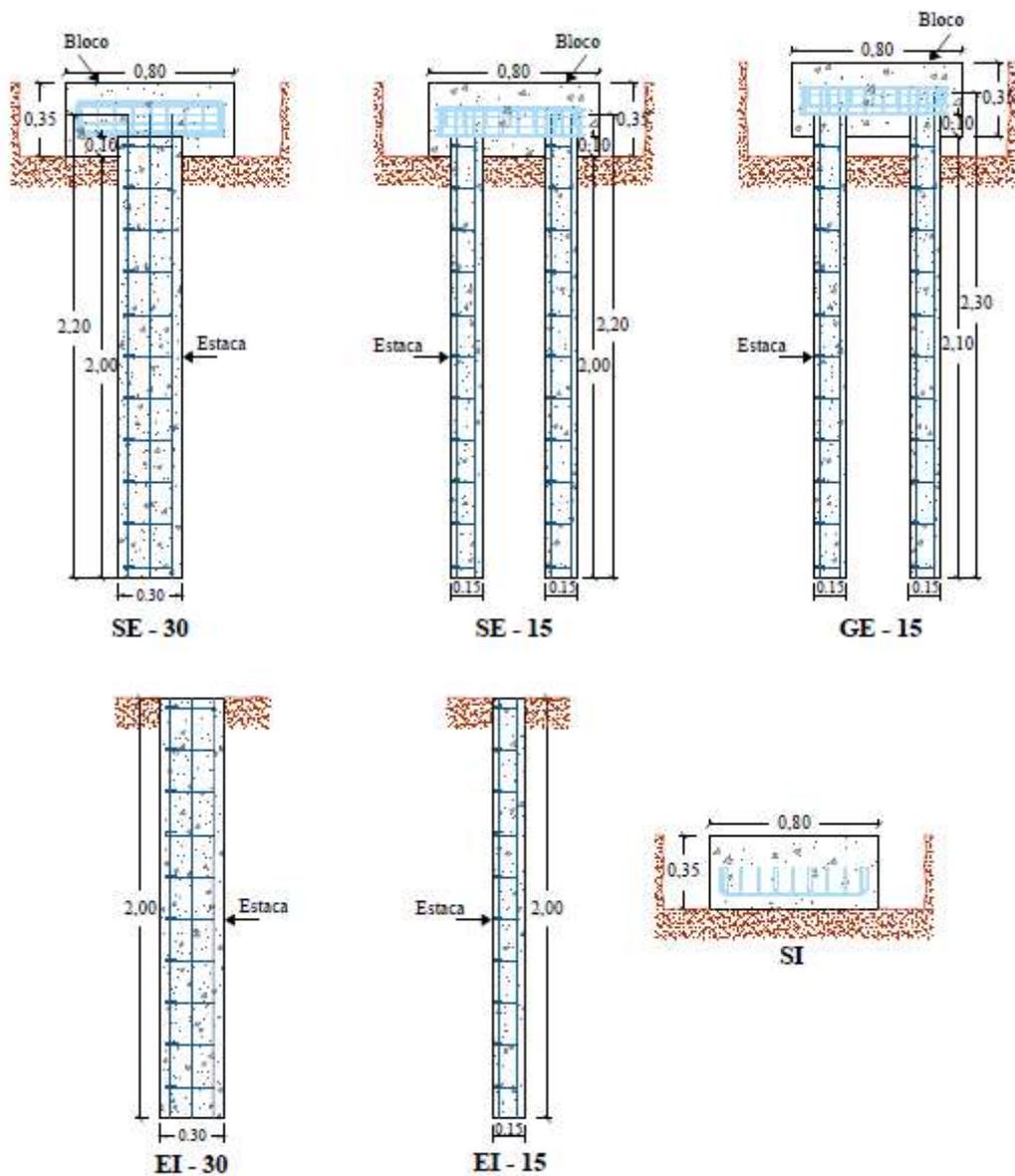


Figura 3.3: Esquema representativo dos elementos fundação isolados

### 3.1.2 Locação dos elementos no campo experimental

A locação dos elementos de fundação no campo experimental, foi feita buscando otimizar o espaço com demais ensaios de dissertações realizadas simultaneamente, e também para proporcionar o deslocamento do sistema de reação de maneira menos dispendiosa. Assim, a Figura 3.5: apresenta um croqui da locação de tais ensaios e a Figura 3.5 apresenta a demarcação dos ensaios no campo experimental, destacando os ensaios que fazem parte deste trabalho.

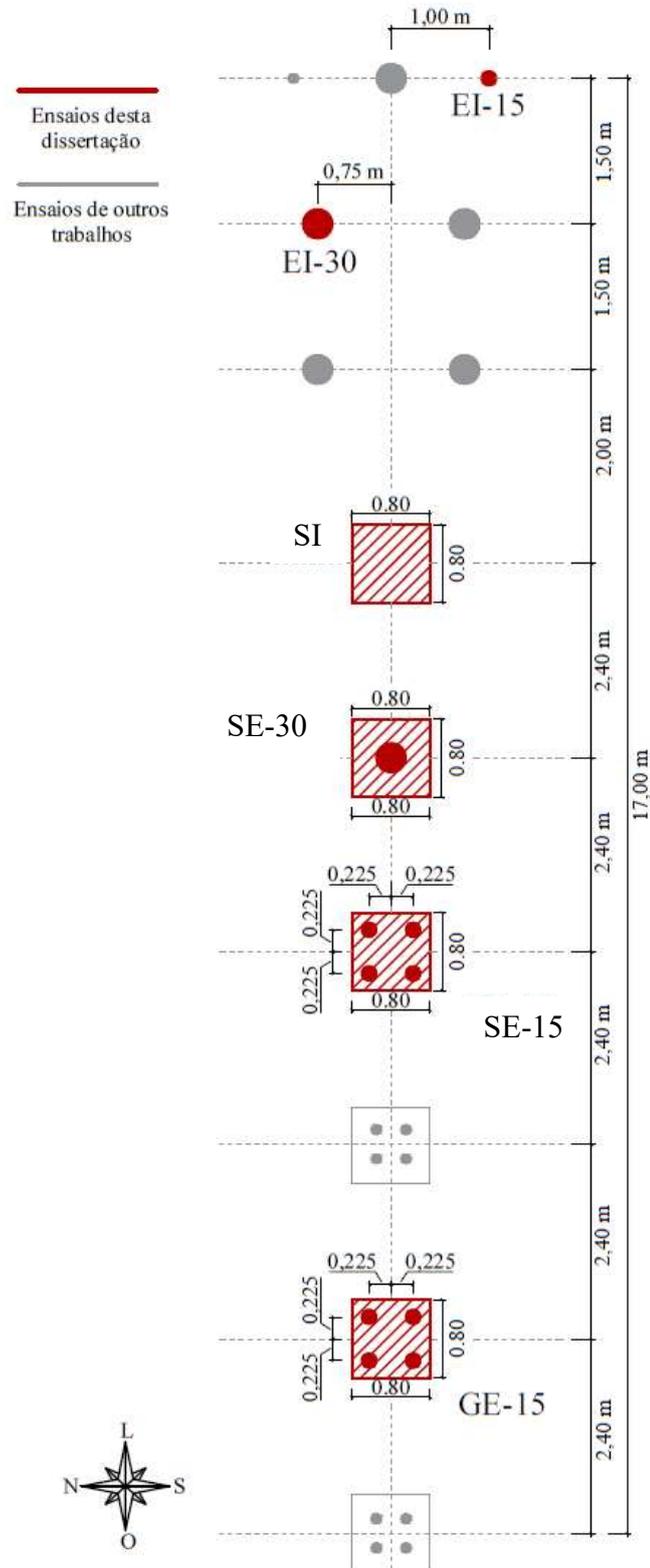


Figura 3.4: Croqui dos ensaios a serem executados



Figura 3.5: Localização para execução das fundações e provas de carga

### 3.2 PROJETO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

A definição das dimensões dos blocos de concreto para a composição dos sistemas de fundação, tomou como base a máxima capacidade do sistema de reação disponível, no volume de concreto de cada elemento e no estabelecimento da condição de rigidez destes blocos. O sistema de reação disponível para a realização dos ensaios pode alcançar cerca de 20 toneladas ou 200 kN, ou seja, uma fundação com dimensões muito grandes e alta capacidade de carga não forneceria resultados carga x recalque tão significativos, no sentido de observação do comportamento do solo residual de Passo Fundo para maiores deslocamentos. Além disso, almejou-se encontrar uma alternativa de fundação mista eficiente para uso em edificações de médio porte, visto que, em edificações de grande porte, o emprego de sapatas estaqueadas com maiores dimensões é comum. Ressalta-se ainda que, os elementos de sapata estaqueada e o grupo de estacas, apresentaram o mesmo volume de concreto, avaliando assim, qual destes três sistemas apresentou maior vantagem após a execução das provas de carga.

Dessarte, foram definidas estacas com dimensões de 30 cm e 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento para que, quando combinadas em forma de sapatas estaqueadas e grupo de estacas respeitaram a condição de mesmo volume imposta. Para a sapata estaqueada e grupo de estacas com 4 estacas de diâmetro 15 cm estabeleceu-se um espaçamento mínimo entre eixos das estacas de 3 diâmetros, ou seja, 45 cm conforme recomendado pela literatura e exposto no item 2.6 para evitar a redução da capacidade de carga do sistema de fundação. Posto isso, e considerando as premissas explanadas anteriormente, definiram-se as sapatas como cúbicas de lado 80 cm. Outrossim, a altura da sapata foi definida considerando o ângulo de inclinação da

biela e respeitando a condição de rigidez estabelecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 22.6.1 que define para uma sapata rígida uma altura maior que o valor da diferença entre o lado da sapata e o lado paralelo do pilar dividida por 3. Assim, para todas as sapatas respeitando ambas as condições, a altura definida foi de 35 cm.

Além de apresentar o mesmo volume de concreto, as sapatas estaqueadas mantiveram a mesma área de contato com o solo, evitando assim a influência de mais uma variável na análise de tais elementos. A Tabela 3.2 apresenta a área lateral e volume de concreto das fundações, bem como a área de contato das sapatas com o solo.

Tabela 3.2: Volume das fundações

Nome	Estacas		Sapata		Volume do elemento de fundação (m <sup>3</sup> )
	Quantidade	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Área de contato com o solo (m <sup>2</sup> )	
<b>SI</b>	-	-	0,224	0,640	<b>0,224</b>
<b>EI-15</b>	1	0,035	-	-	<b>0,035</b>
<b>EI-30</b>	1	0,141	-	-	<b>0,141</b>
<b>GE-15</b>	4	0,141	0,224	-	<b>0,365</b>
<b>SE-15</b>	4	0,141	0,224	0,569	<b>0,365</b>
<b>SE-30</b>	1	0,141	0,224	0,569	<b>0,365</b>

Com as dimensões das sapatas definidas fez-se o projeto estrutural e projeto das fôrmas destes elementos.

### Armaduras

O dimensionamento das armaduras das sapatas foi feito com base no método das bielas recomendado para situações em que há carga centrada sobre um bloco. O método admite uma treliça espacial no interior do bloco composta por barras tracionadas e comprimidas. Assim, as forças de compressão nas bielas são suportadas pelo concreto e as forças de tração pelas armaduras. O cálculo das forças de tração permitiu definir a área necessária de armadura para o bloco.

Para a sapata com 4 estacas e bloco de coroamento do grupo de estacas o dimensionamento foi feito respeitando um ângulo de inclinação das bielas de compressão de 49,68°, foram

considerados os esforços de tração e compressão e definidas armaduras principais e complementares. A armadura da sapata isolada foi calculada como para uma sapata, verificando as forças de tração e compressão, e no caso da sapata com uma estaca, a armadura foi basicamente composta de estribos horizontais e verticais.

Apesar do sistema de reação alcançar uma carga de cerca de 200 kN, o dimensionamento das armaduras, foi feito considerando uma carga maior como margem de segurança para garantir a rigidez do elemento e evitar a ocorrência de fissuras durante a execução dos ensaios, uma vez que o objetivo foi estudar o comportamento do solo em face dos elementos de concreto devendo estes garantir completa resistência as cargas que lhes forem aplicadas. Os detalhamentos das armaduras da sapata isolada (SI), sapata estaqueada com uma estaca (SE-30) e sapata estaqueada com 4 estacas (SE-15), encontram-se no Apêndice A, sendo a armadura do bloco de coroamento para o grupo de estacas (GE-15) idêntica à de SE-15. A Figura 3.6 apresenta perspectivas em 3D que facilitam a visualização das armaduras das sapatas.

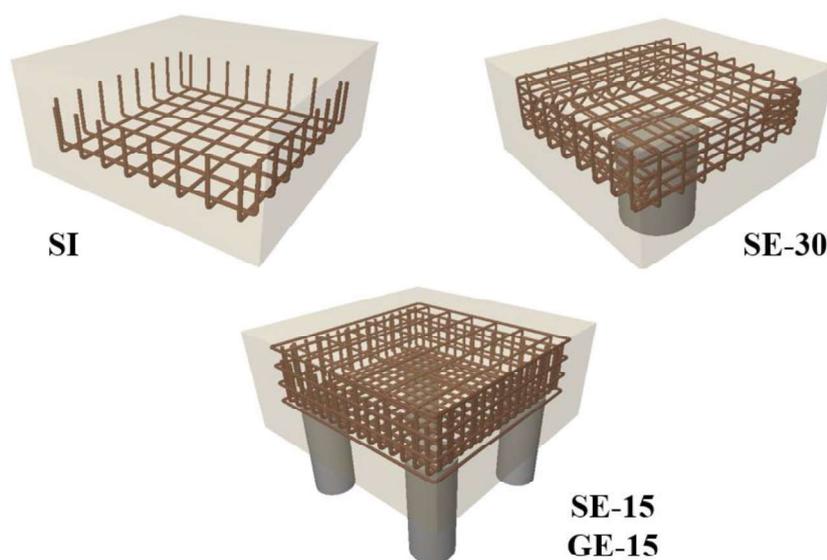


Figura 3.6: Perspectivas em 3D das armaduras

As estacas foram armadas apenas com o intuito de proporcionar a transmissão da carga uniformemente ao longo de seu comprimento e compor o sistema de sapata estaqueada de maneira rígida e totalmente interligada. O detalhamento das armaduras encontra-se no Apêndice A.

## Fôrmas

As fôrmas foram feitas com chapas de compensado de espessura 12 mm e ripas de madeira tipo pinus com espessura 2,8 cm e lado 7 cm. O dimensionamento foi feito de maneira que as medidas internas finais respeitassem a geometria do bloco (80 x 80 x 35 cm) conforme o croqui da Figura 3.7.

As dimensões finais para as chapas de compensado das laterais foram de 80 cm e 82,4 cm. Já as ripas de madeira verticais tiveram comprimento de 35 cm cada, sendo instaladas três ripas em cada chapa de compensado totalizando um total de 12 por fôrma. Foram também instaladas 4 ripas horizontais no topo e base das chapas de compensado com 96,4 cm de comprimento totalizando 8 ripas por fôrma para a composição das gravatas. A Figura 3.8 apresenta os materiais utilizados e uma fôrma já montada.

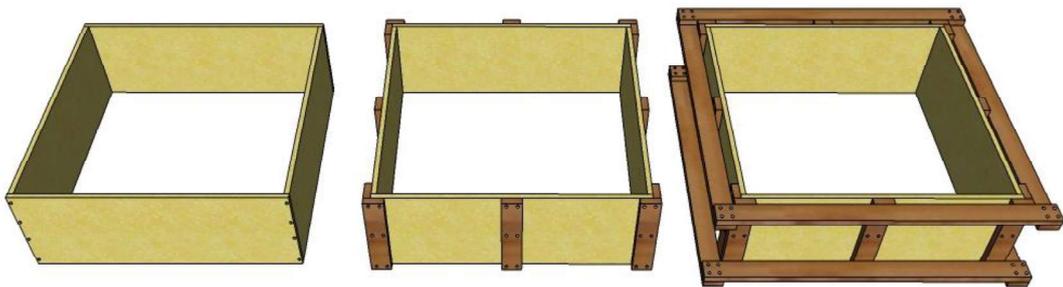


Figura 3.7: Esquema de montagem das fôrmas



Figura 3.8: Materiais de composição e fôrma montada

### 3.3 EXECUÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

A execução dos elementos de fundação foi feita em duas etapas buscando otimizar os custos da pesquisa e facilitar o processo executivo. Primeiramente foram perfuradas e concretadas as estacas escavadas e após a cura inicial do concreto foram escavados e concretados os blocos.

#### 3.3.1 Estacas escavadas

Um dos tipos mais comuns de estacas executadas na cidade de Passo Fundo, são as estacas escavadas, pela disponibilidade de equipamento e pelo fato de o solo local ser suficientemente estruturado e proporcionar condições favoráveis a escavação. Considerando também que este tipo de elemento não afeta tanto as características originais de comportamento do solo quanto os executados pelo processo de cravação, as estacas do tipo escavadas foram escolhidas para compor os elementos de fundação em estudo na presente dissertação.

As estacas de 30 cm de diâmetro foram executadas com Perfuratriz hidráulica modelo BS 1200 montada sobre caminhão traçado graças à cortesia da empresa Multisolos Estaqueamento e Sondagem Ltda., conforme apresenta a Figura 3.9. Com o caminhão, foram executadas duas estacas, uma para ser analisada individualmente com profundidade de 2 m e outra para compor uma sapata estaqueada, com 2,20 metros. Fez-se o controle da profundidade em cada inserção da broca para manter o comprimento estabelecido em projeto.



Figura 3.9: Escavação das estacas de 30 cm

De modo a manter o controle tecnológico dos elementos de fundação, e permitir que a concretagem de todas as estacas fosse feita por um concreto do mesmo lote, as estacas de 15 cm foram executadas simultaneamente as de 30 cm, com perfurador de solo manual e broca. Devido ao pequeno diâmetro das estacas de 15 cm, a perfuração manual permitiu maior precisão e cuidado na execução dos furos, evitando a não linearidade e aumento do diâmetro próximo a superfície do solo.

Foram escavadas ao total 9 estacas de 15 cm de diâmetro, sendo 4 com 2,30 m de comprimento para compor o grupo de estacas, 4 com 2,20 metros de comprimento para compor a sapata estaqueada e uma com 2 m para ser analisada individualmente. Conforme já mencionado, o espaçamento entre eixos foi de 45 cm. A Figura 3.10 apresenta o processo de escavação das estacas de 15 cm de diâmetro.



Figura 3.10: Escavação das estacas de 15 cm

Todas as estacas foram armadas ao longo de seu comprimento com aço CA-50 e bitola 12,5 mm para manter sua integridade estrutural. Antes da concretagem foram inseridas as armaduras nas estacas. Posteriormente a escavação e posicionamento das armaduras foi realizada a concretagem das estacas. O concreto utilizado foi do tipo usinado, auto-adensável com resistência de 25 Mpa. O concreto do tipo auto-adensável foi escolhido por apresentar fluidez

suficiente para alcançar o fundo das estacas principalmente no caso das estacas de 15 cm, não sendo necessária a realização de teste de *slump*. A concretagem das estacas de 15 cm foi feita com o auxílio de um funil para despejar o material e não prejudicar as estacas circundantes e nem os cabos da instrumentação. Para as estacas pertencentes ao grupo de estacas e as duas sapatas estaqueadas a concretagem não cobriu todo o comprimento das armaduras deixando cerca de 10 cm exposta para posterior engaste na armadura dos blocos.

Durante a metade do processo de concretagem foram retirados corpos de prova para ensaio de compressão simples e verificação da resistência. Foram retirados 10 corpos de prova, sendo 5 para serem testados aos 7 dias e 5 aos 28 dias de cura. Os corpos de prova foram moldados de acordo com a NBR5738 (ABNT, 2015) em moldes cilíndricos de dimensões 10 cm x 20 cm, em duas camadas de 12 golpes aplicados com uma haste de adensamento. A Figura 3.11 apresenta a concretagem das estacas e os corpos de prova retirados para análise da resistência do concreto.



Figura 3.11: Concretagem das estacas

Os corpos de prova foram mantidos em temperatura ambiente até o dia seguinte a concretagem, e então foram desmoldados e curados em câmara úmida, por 7 e 28 dias. Após o período de cura os corpos de prova foram submetidos a compressão simples de acordo com a NBR5739 (ABNT, 2018). A Tabela 3.3 apresenta os valores de resistência à compressão obtidos para tais corpos de prova.

Tabela 3.3: Resistência à compressão axial – estacas

7 dias de cura					
Corpo de prova	Incremento de tensão (MPa/s)	Área (mm <sup>2</sup> )	Força máx (kgf)	Tensão máx (MPa)	Tensão máx média (MPa)
CP1-7	0,45	7853,98	12400	<b>15,48</b>	<b>17,04</b>
CP2-7	0,45	7853,98	14414	<b>18</b>	
CP3-7	0,45	7853,98	13210	<b>16,49</b>	
CP4-7	0,45	7853,98	13289	<b>16,59</b>	
CP5-7	0,45	7853,98	14927	<b>18,64</b>	
28 dias de cura					
CP1-28	0,45	7853,98	15273	<b>19,07</b>	<b>19,26</b>
CP2-28	0,45	7853,98	15875	<b>19,82</b>	
CP3-28	0,45	7853,98	14592	<b>18,22</b>	
CP4-28	0,45	7853,98	15095	<b>18,85</b>	
CP5-28	0,45	7853,98	16290	<b>20,34</b>	

### 3.3.2 Blocos de concreto

Após alguns dias de cura das estacas, iniciou-se a escavação dos blocos. No total foram escavados 4 blocos para compor os ensaios do presente trabalho. Um deles referente a sapata individual, um para o grupo de estacas, e outros dois para as sapatas estaqueadas com estacas de 15 cm e 30 cm de diâmetro. todos os blocos apresentam as mesmas dimensões (80cm x 80 cm x 35 cm) conforme apresentado no item 3.2.

A escavação dos blocos foi feita de forma manual, tomando-se muito cuidado para não prejudicar estruturalmente as estacas já executadas. Para o grupo de estacas de 15 cm de diâmetro a ponta das 4 estacas foi exumada cerca de 20 centímetros para receber o bloco que e garantir o engastamento entre bloco e o grupo além dos 10 centímetros de armadura deixada exposta durante a concretagem das estacas, totalizando assim, 30 centímetros de estaca livre. Isso por que, no caso do grupo de estacas, a ponta da estaca foi introduzida 20 cm no interior do bloco, sendo 10 cm de armadura livre que será engastada na armadura do bloco e 10 cm da ponta da estaca já concretada. Os outros 10 centímetros escavados foram destinados ao espaço entre o fundo do bloco e o solo, uma vez que, no caso do grupo de estacas, o bloco manteve contado com o solo.

Para os blocos das sapatas estaqueadas de 15 cm e 30 cm, as estacas foram exumadas cerca de 10 cm, sendo deixados 20 cm de estaca livre considerando a ponta da armadura não concretada.

Essas medidas foram tomadas considerando que neste caso, o fundo do bloco foi mantido em contato com o solo. Os blocos escavados encontram-se na Figura 3.12.



Figura 3.12: Escavação dos blocos.

O fundo das cavas foi nivelado para receber os blocos e os topos das estacas limpos para garantir melhor aderência entre o concreto do bloco e as estacas. Além disso, a escavação dos blocos foi feita com dimensões maiores nas laterais, para que, após a retirada das fôrmas, o atrito lateral entre o bloco e o solo fosse desprezado. Em relação ao grupo de estacas uma placa de EPS de 10 cm de altura foi utilizada como fundo da fôrma para ser retirada após a cura do concreto, mantendo assim, o bloco sem contato com o solo. Para os demais blocos o próprio solo fez o papel de fundo. Antes da concretagem foi feita aplicação de desmoldante nas fôrmas e feito o alinhamento do eixo da forma com o eixo das estacas, de modo que a carga fosse aplicada exatamente no eixo dos elementos como um todo, tornando sua distribuição uniforme. A Figura 3.13 apresenta os detalhes realizados antes da concretagem desde o nivelamento do terreno até a instalação das fôrmas.

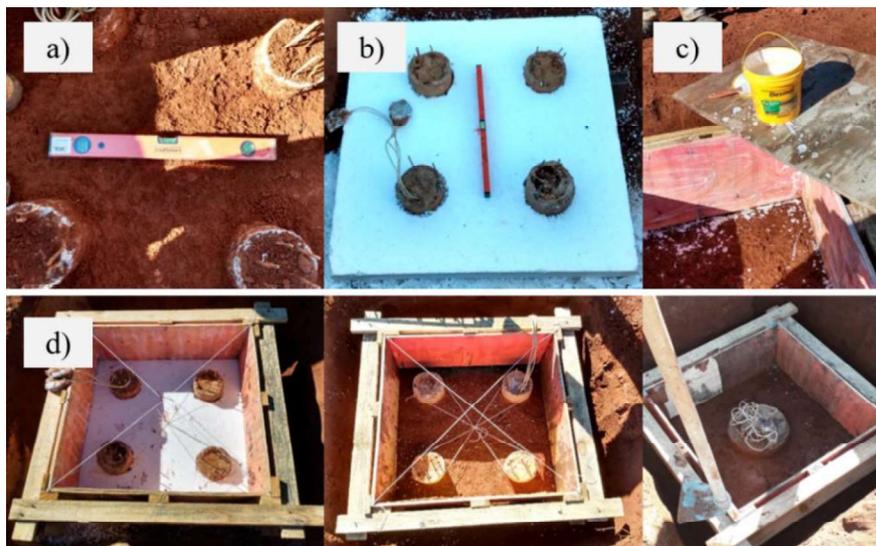


Figura 3.13: Nivelamento (a,b), aplicação de desmoldante (c), posicionamento (d)

O concreto dos blocos foi feito no local, com betoneira elétrica de capacidade 400 litros. O traço em quilos foi de 1,0 (cimento): 1,5 (areia): 2,0 (brita): 0,54 (água). A brita utilizada foi do tipo pedrisco (brita 0), o cimento CPV-ARI e a areia de Santa Maria. Para o preenchimento de cada bloco foram necessárias duas betonadas, ou seja, a quantidade de material inserido na betoneira, era suficiente para meio bloco. Dado ao fato de a areia encontrar-se bastante úmida por ficar exposta ao ar, na véspera da execução do concreto, foram retiradas cápsulas para a correção da umidade. Dessa maneira, a umidade de 8,85% contida na areia foi descontada na água de maneira a respeitar a relação água cimento de 0,54. A Tabela 3.4 mostra as quantidades de cada material deveriam ser adicionadas antes da correção de umidade (traço original), e as quantidades reais após a correção da umidade da areia (traço corrigido).

Tabela 3.4: Traço original e corrigido para o concreto dos blocos

<b>Materiais (Kg)</b>	<b>Traço original</b>	<b>Traço corrigido</b>
Cimento (Kg)	50,00	50,0
Areia (Kg)	75,00	82,0
Brita (Kg)	100,00	100,0
Água (Kg)	27,00	19,7

Após a definição dos valores corrigidos do traço, foram calibrados baldes em peso de cada material a ser adicionado e feitas 12 betonadas para a concretagem dos blocos, considerando

que o concreto foi utilizado para os blocos de duas dissertações executadas simultaneamente. Para cada betonada foi retirado um corpo de prova para ensaio de compressão aos 28 dias, sendo também retirados aleatoriamente três corpos de prova para ensaio aos 7 dias todos seguindo os preceitos da a NBR5738 (ABNT, 2015). A Figura 3.14 apresenta os baldes calibrados e alguns dos corpos de prova retirados para a compressão.



Figura 3.14: Materiais para o concreto e corpos de prova moldados

A medida em o concreto era preparado, inseria-se uma camada de fundo, e posicionava-se em seguida a armadura de cada bloco e imediatamente concretava-se o restante. Tomou-se o cuidado de manter a armadura nivelada. Todos os blocos foram vibrados para melhor preenchimento do concreto, visto que a malha da armadura era bastante espessa. A Figura 3.15 apresenta o processo de concretagem dos blocos.



Figura 3.15: Concretagem dos blocos

Da mesma maneira que para as estacas, os corpos de prova foram desformados no dia seguinte a concretagem e curados em câmara úmida. O processo de ruptura aos 7 e 28 dias seguiu os preceitos da NBR5739 (ABNT, 2018). A Tabela 3.5 apresenta os resultados obtidos no rompimento dos corpos de prova.

Tabela 3.5: Resistência à compressão axial - blocos

7 dias de cura					
Corpo de	Incremento de	Área	Força máx	Tensão máx	Tensão máx
CP1-7	0,45	7853,98	29322	36,61	<b>26,36</b>
CP2-7	0,45	7853,98	18620	23,25	
CP3-7	0,45	7853,98	15401	19,23	
28 dias de cura					
CP1-28	0,45	7853,98	22786	<b>28,45</b>	<b>40,12</b>
CP2-28	0,45	7853,98	24405	<b>30,47</b>	
CP3-28	0,45	7853,98	31395	<b>39,2</b>	
CP4-28	0,45	7853,98	41011	<b>51,21</b>	
CP5-28	0,45	7853,98	28226	<b>35,24</b>	
CP6-28	0,45	7853,98	33044	<b>41,26</b>	
CP7-28	0,45	7853,98	40290	<b>50,31</b>	
CP8-28	0,45	7853,98	37259	<b>46,52</b>	
CP9-28	0,45	7853,98	32846	<b>41,01</b>	
CP10-28	0,45	7853,98	30635	<b>38,25</b>	
CP11-28	0,45	7853,98	38148	<b>47,63</b>	
CP12-28	0,45	7853,98	25560	<b>31,91</b>	

Nota-se que o concreto atingiu boa resistência conforme o esperado, sendo para os 7 dias de cura já alcançada uma tensão máxima de 26,36 Mpa e para os 28 dias uma tensão 52,19 % maior, garantindo assim a rigidez necessária para os blocos.

### 3.4 PROVAS DE CARGA

Com o objetivo de avaliar o comportamento carga x deslocamento dos elementos de fundação executados, foram realizadas provas de carga de acordo com a NBR 16903 (ABNT, 2020) para as sapatas estacadas, grupo de estacas e estacas individuais, e provas de carga de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 2019) para a sapata isolada.

Antes da execução de todos os ensaios foi feito o nivelamento da superfície dos elementos de fundação (Figura 3.16 a) e a retirada das fôrmas no caso das sapatas (Figura 3.16 b), e a retirada do fundo de EPS para o grupo de estacas (Figura 3.16 c e d). Os carregamentos à compressão

axial foram aplicados em estágios sucessivos seguindo as premissas estabelecidas para ensaios do tipo lento. A seguir serão detalhados os componentes utilizados durante o processo de ensaio assim como uma descrição do desenvolvimento das provas de carga executadas.

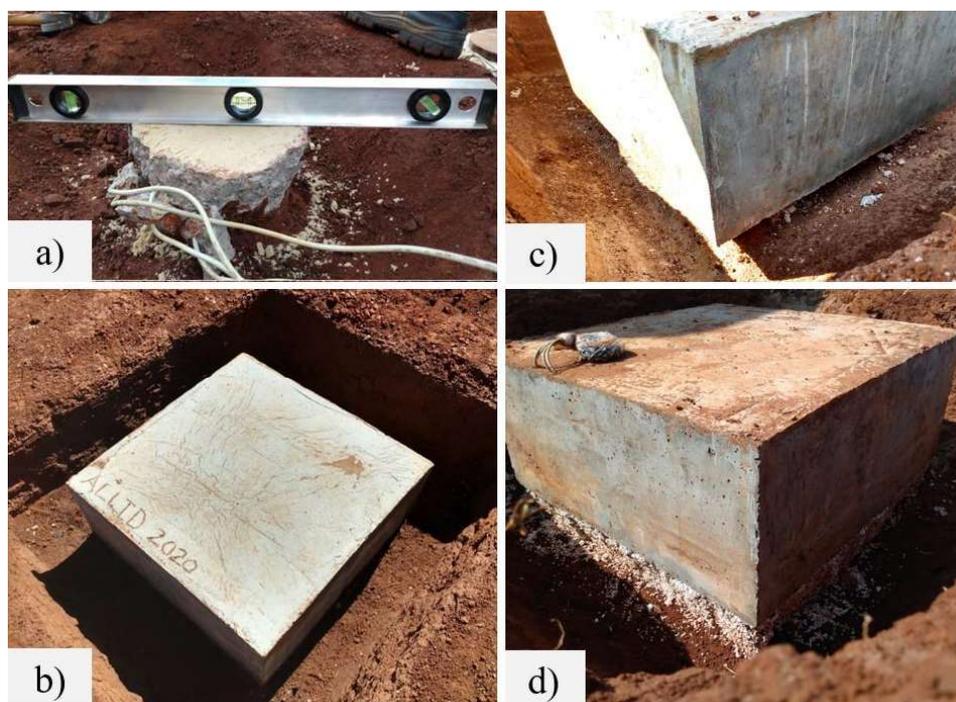


Figura 3.16: Nivelamento e desforma

### 3.4.1 Sistema de reação

O sistema de reação utilizado para a execução das provas de carga é constituído por uma estrutura carregada sustentada uma base estável “fogueira”, sendo composto por uma viga metálica apoiada e engastada em duas sapatas de concreto posicionadas diretamente sobre a superfície do solo. Além da viga metálica, foram instalados sobre ela 18 blocos de concreto armado, contendo cada um deles um peso médio de 1 tonelada.

A Figura 3.17 demonstra a composição final do sistema de reação, o qual apresenta cerca 23 toneladas, considerando o peso das sapatas engastadas, garantindo assim, estabilidade durante a execução dos ensaios. Para cada prova de carga realizada o sistema de reação necessitou ser reposicionado e alinhado ao eixo de cada elemento de fundação, de modo a garantir total desempenho durante a execução do ensaio.



Figura 3.17: Sistema de reação utilizado.

### 3.4.2 Sistema de aplicação de carga

O dispositivo de aplicação de carga utilizado é composto por um macaco hidráulico acionado por uma bomba manual e por um cilindro hidráulico ENERPAC® RR5020 de dupla ação com capacidade para 500 kN, conforme mostra a Figura 3.18. Em todos os ensaios, o macaco foi posicionado sobre uma placa metálica de 30 cm de diâmetro e 2,5 cm de espessura, nivelada e instalada no centro dos elementos de fundação.



Figura 3.18: Macaco hidráulico e bomba

### 3.4.3 Registro e controle de carga e recalques

- Célula de carga

O acompanhamento das cargas aplicadas durante os ensaios foi feito por uma célula de carga do tipo HBM® C16AC3, com capacidade máxima de 300 kN. A célula de carga possui a superfície de suas extremidades rotulada, de modo a eliminar a possibilidade de transferência de momentos para os elementos de fundação durante a execução dos ensaios, garantindo assim, que apenas esforços axiais ocorressem durante os ensaios. Para cada ensaio executado, a célula foi posicionada e alinhada entre o macaco e o sistema de reação. A Figura 3.19 apresenta a célula de carga utilizada e seu posicionamento em um dos ensaios.



Figura 3.19: Célula de carga e posicionamento

A célula de carga foi devidamente calibrada de maneira a permitir a conversão dos sinais lidos em milivolts (mV) pelo sistema de aquisição em valores físicos de carga, além de possibilitar o acompanhamento em tempo real das cargas aplicadas através do macaco no sistema de reação. A Figura 3.20 apresenta a calibração da célula de carga, na qual nota-se que a constante de calibração obtida foi de 20,444.

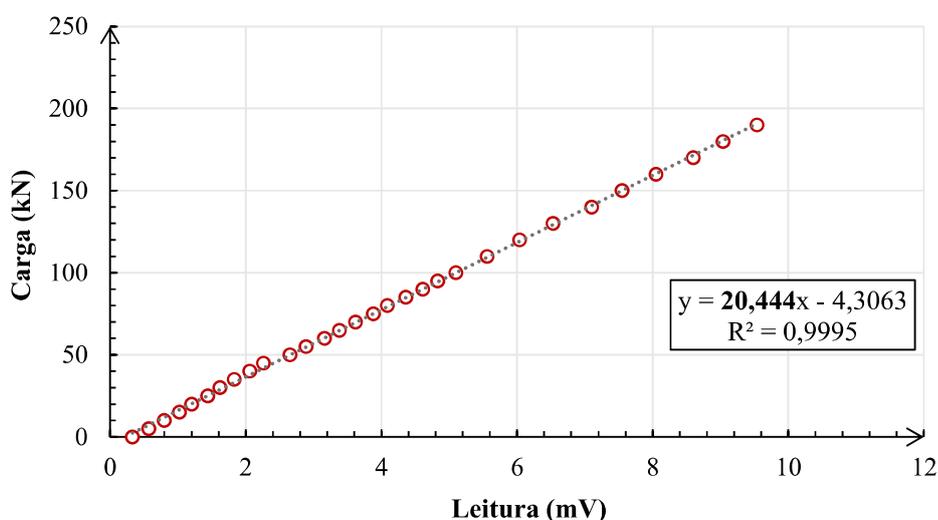


Figura 3.20: Calibração da célula de carga

- Transdutores de deslocamento linear

A medição dos deslocamentos axiais foi feita com o uso de transdutores de deslocamento linear Gefran®, com curso total de 50 mm e resolução de 0,01 mm cada. Foram utilizados 4 transdutores para os ensaios executados nas estacas isoladas e 5 para os ensaios executados nas sapatas estaqueadas, grupo de estacas e sapata isolada, além de um relógio comparador digital utilizado em todos os ensaios como medida de segurança caso algum transdutor de deslocamento apresentasse falhas durante o ensaio. A Figura 3.21 exibe os transdutores utilizados.



Figura 3.21: Transdutores de deslocamento e relógio comparador

Os transdutores de deslocamento foram posicionados diametralmente opostos para garantir maior uniformidade nas leituras dos deslocamentos. Para os ensaios executados sobre as estacas isoladas, os transdutores foram posicionados diretamente sobre a placa metálica e para os demais sobre os blocos sendo um na parte central e os demais próximos as extremidades, conforme a Figura 3.22. A fixação dos transdutores de deslocamento e do relógio comparador digital foi feita com o apoio de uma régua metálica de suporte articulada, que serviu como superfície de referência, conforme a Figura 3.23.

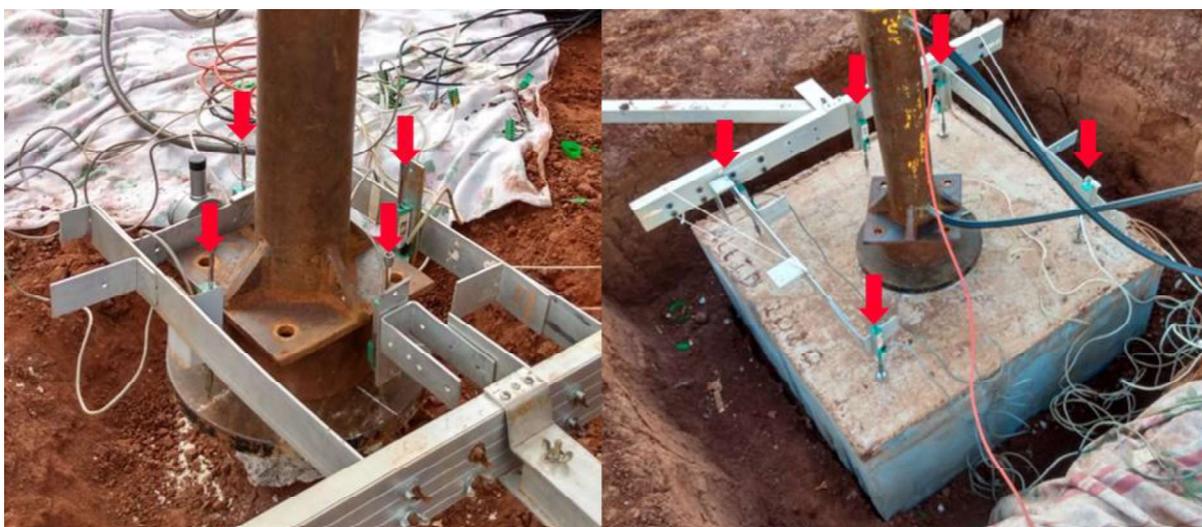


Figura 3.22: Transdutores posicionados (a) na estaca (b) no bloco



Figura 3.23: Posicionamento em relação a régua

Dessa maneira, antes de cada ensaio a régua foi nivelada e posicionada sobre o terreno, a uma distância razoável do elemento de fundação. Todos os transdutores de deslocamento foram calibrados para permitir a conversão dos sinais lidos em volts (V) pelo sistema de aquisição em valores físicos de deslocamento. A Figura 3.24 apresenta a calibração dos transdutores, e as constantes de 10,692, 13,757, 10,296, 10,344 e 10,439 para os transdutores 2, 3, 4, 6, e 7 consecutivamente.

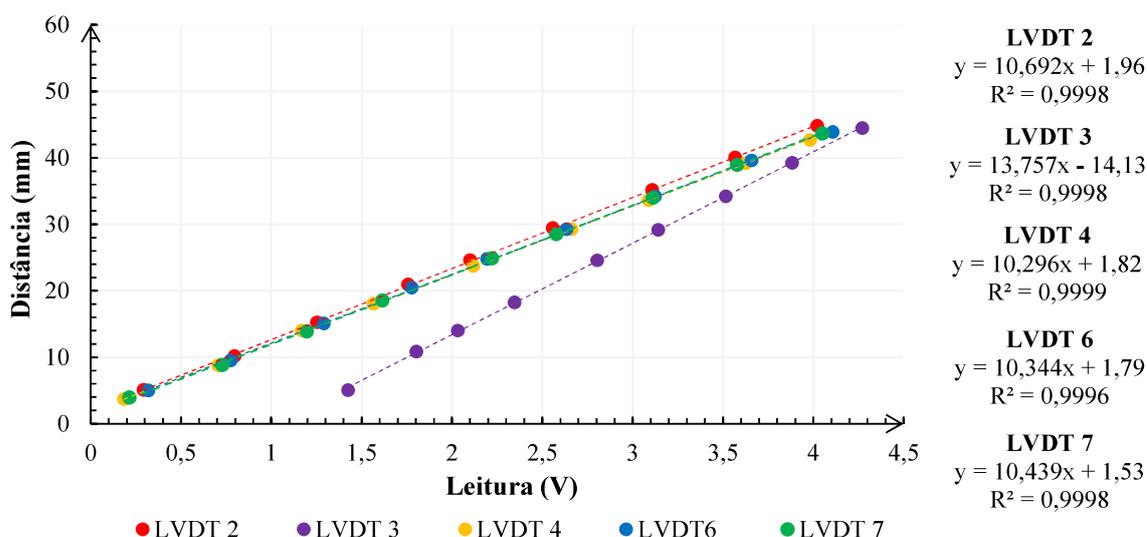


Figura 3.24: Constantes de calibração dos transdutores

#### 3.4.4 Sistema de aquisição de dados

Utilizou-se um sistema de aquisição de dados de alta velocidade para coletar as medidas fornecidas pela instrumentação durante os ensaios, composta por célula de carga e transdutores de deslocamento. O sistema de aquisição é composto por *datalogger* Novus® Fieldlogger Mod. 8812120000, cuja transmissão de dados foi feita de forma instantânea para um notebook através de um cabo USB. A visualização dos dados durante o ensaio pode ser feita a partir do software de aquisição e registro de dados FieldChart Novus. O sistema foi configurado para leitura e gravação dos dados na frequência de 1 leitura por segundo. Foram utilizados cabos tipo manga blindado para a conexão entre a instrumentação e o sistema de aquisição. O sistema de aquisição utilizado conta com 10 entradas que permitiram a conexão dos transdutores e célula de carga simultaneamente durante o ensaio. A Figura 3.25 apresenta o sistema de aquisição utilizado.



Figura 3.25: Sistema de aquisição

### 3.4.5 Composição final dos ensaios

Para ilustrar a montagem final dos ensaios, englobando os sistemas mencionados anteriormente (sistema de reação, aplicação de carga, controle de carga e recalques), a Figura 3.26 apresenta esquematicamente como cada elemento encontrava-se durante a execução dos ensaios.



Figura 3.26: Montagem completa dos ensaios

### 3.4.6 Definição dos acréscimos de carga

Os critérios de estimativa da capacidade de carga de Terzaghi (1943) para fundações superficiais e Décourt e Quaresma (1978) para fundações profundas, foram utilizados para a estimativa da carga da ruptura dos elementos de fundação do presente trabalho, e consequentemente, definição possíveis incrementos de carga a serem aplicados ao longo dos ensaios. Dessa forma, o método de Terzaghi (1943) foi utilizado para a sapata, e para as estacas o método de Décourt e Quaresma (1978), sendo que no caso das fundações do tipo sapata estacada em que o contato do bloco com o solo necessitou ser considerado, fez-se o somatório das cargas de ruptura obtidas pelos dois métodos (sapata + estaca). Referente aos casos em que havia mais de uma estaca, fez-se a estimativa para uma estaca individual e posteriormente a multiplicação pelo número de estacas em cada caso.

A partir das estimativas de carga de ruptura, definiram-se os incrementos a serem aplicados em cada ensaio, havendo manutenção constante de carga no sistema em cada acréscimo. Nos estágios iniciais de carregamento foram adotados incrementos de menor magnitude, com o intuito de obter mais pontos na fase inicial de comportamento do solo, consequentemente a magnitude dos acréscimos foi aumentada à medida que as cargas se tornaram maiores. Os carregamentos foram levados até o esgotamento do curso dos transdutores. A Tabela 3.6 apresenta resumidamente os elementos de fundação, suas cargas de ruptura, incrementos e métodos utilizados para a estimativa.

Tabela 3.6: Estimativa de cargas de ruptura e acréscimos de carga

Elemento	Método de estimativa	Carga de rup. (kN)	Incrementos adotados (kN)
SI	Terzaghi (1943)	111,91	5 e 10
EI-15	Décourt e Quaresma (1978)	30,98	1, 2, e 3
EI-30	Décourt e Quaresma (1978)	81,18	5 e 10
GE-15	Décourt e Quaresma (1978)	123,90	5 e 10
SE-15	Décourt e Quaresma (1978) + Terzaghi (1943)	235,81	5, 10 e 15
SE-30	Décourt e Quaresma (1978) + Terzaghi (1943)	193,09	5, 10 e 15

## 3.5 ANÁLISE NUMÉRICA - ABAQUS

Com o intuito de estudar o mecanismo de transferência de carga da sapata estacada ao solo, determinar o percentual de carga absorvido pelos elementos (sapata e estacas), assim como a influência do contato da sapata com o solo, fez-se um estudo baseado em modelagem numérica

com o programa Abaqus. O software Abaqus baseia-se no Método de Elementos Finitos (MEF), e foi escolhido como ferramenta de estudo por ser confiável, versátil e capaz de simular diversos tipos de problemas geotécnicos, além de simular modelos em duas ou três dimensões, conforme a necessidade de análise. Considerando que para uma boa modelagem, é necessário definir importantes aspectos que envolvam o material e o modelo constitutivo (geometria, propriedades dos materiais, malha, interações, condições de contorno e carregamentos), a seguir serão descritas estas etapas empregadas para a simulação do comportamento das fundações, e também os parâmetros utilizados e fornecidos como dados de entrada para o programa.

### 3.5.1 Geometria do modelo

A geometria básica da estrutura física do modelo é definida a partir de elementos finitos e de nós. Cada estrutura (estaca, sapata, estrato do solo) representa uma parte discreta da estrutura que é representada por elementos interconectados, por meio de nós. Enquanto o conjunto de todos os elementos e nós do modelo é chamado de malha de elementos finitos. As dimensões do modelo, permitem obter o menor tamanho possível, que não afete o comportamento do solo e mesmo assim minimize o custo computacional. O modelo geométrico utilizado nas simulações numéricas da presente pesquisa tem as mesmas configurações que as fundações reais executadas em campo (1:1). Dessa forma, houve necessidade de ajuste escalar durante a modelagem. As sapatas foram modeladas como partes cúbicas, sólidas e as estacas como cilindros. Os parâmetros geométricos mais relevantes para o estudo em questão são:

- Diâmetro das estacas - Sapatas estaqueadas e isoladas ( $D = 0,15 \text{ m}$  e  $0,30 \text{ m}$ );
- Profundidade das estacas desde a superfície do terreno ( $L = 2 \text{ m}$ );
- Dimensões da sapata ( $0,8 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 0,35 \text{ m}$ );
- Espaçamento entre estacas (3D ou  $0,45 \text{ m}$  no caso das estacas combinadas como grupo);
- Posicionamento das estacas na sapata estaqueada.

O modelo geométrico foi adotado como axissimétrico para as estacas isoladas sendo representada por um plano que gira em torno de um eixo de simetria. Já para a sapata, sapatas estaqueadas, o problema foi modelado em 3D sendo utilizado o recurso da simetria e

desenhando-se apenas  $\frac{1}{4}$  do problema. O tamanho do modelo deve ser suficientemente grande para que suas bordas (limites geométricos) não afetem o desempenho no cálculo numérico e resultados, seus limites não devem influenciar nas cargas e deslocamentos aplicados e nem na definição da zona de plastificação, ou seja, deve-se prevenir quaisquer restrições dentro do bulbo de tensões.

Dessa maneira a seção de solo representada para todos os casos foi de 6 m de altura e 6 m de largura. Para o volume representativo do solo, não foi feito particionamento em camadas distintas, considerando todo o estrato de solo como uma camada uniforme. Está representado na Figura 3.27 um exemplo da geometria dos materiais para a estaca isolada de 30 cm de diâmetro em modelo axissimétrico e para a sapata estaqueada em 3D. Os demais elementos seguem a mesma configuração (axissimétrico para a estaca de 15 cm isolada e tridimensional para sapata isolada, e sapata estaqueada com 4 estacas de 15 cm).

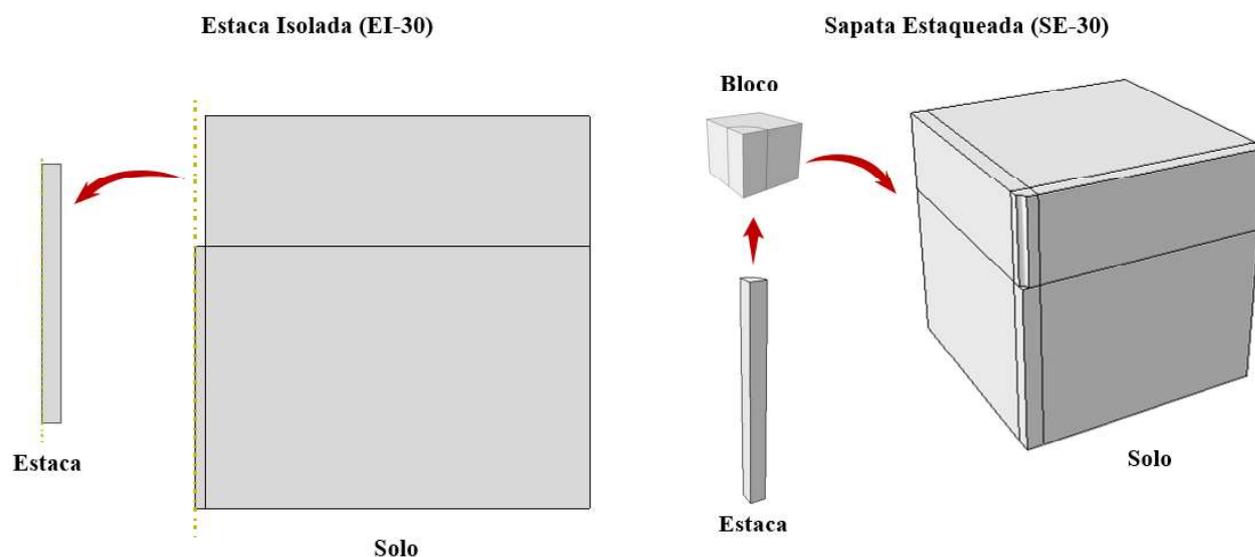


Figura 3.27: Geometria dos modelos

### 3.5.2 Definição dos materiais

Considerando que o modelo é composto por diferentes materiais (concreto e solo) fez-se necessária a criação de tais materiais e sua atribuição às seções geométricas. Para as estacas e sapata definiu-se um comportamento linear elástico do concreto. Já para o solo empregou-se o modelo elasto-plástico de Drucker-Prager. Para os elementos de concreto (estacas e sapata), os

parâmetros de entrada no modelo são módulo de Young (E), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e massa específica ( $\rho$ ) sendo esse último atribuído pela consideração do peso próprio do elemento devido a força gravitacional, adotado como o mesmo valor que para o solo.

O coeficiente de Poisson adotado foi de 0,2 e o Módulo de elasticidade de 30 GPa, obtido a partir das especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e correspondente a um concreto com fck de 20 Mpa. Destaca-se que para todas as simulações, foram utilizados os mesmos valores, uma vez que o intuito da pesquisa numérica é estudar o comportamento do solo. Para o solo, foram atribuídas propriedades elásticas, plásticas e de massa específica. Quanto as propriedades elásticas, foi adotado um módulo de elasticidade para todas as simulações, obtido a partir do ensaio SDMT apresentado no item 2.2.1, o qual para uma cota de 2 m apresenta um valor médio de 200 MPa. Para o coeficiente de Poisson foi arbitrado um valor usualmente adotado para solos de mesma característica de 0,25 e a massa específica foi obtida por Carretta (2018) a partir da realização de ensaios triaxiais, sendo o valor adotado de 1,6 g/cm<sup>3</sup>.

Referente as propriedades de plastificação, foi adotado o modelo de *Drucker-Prager/Cap model* comumente aplicado em programas de análises de elementos finitos para uma grande variedade de aplicações geotécnicas. O *cap model* é capaz de simular trajetórias de tensões, efeito de tensões principais e intermediárias, dilatância, dentre outras propriedades. Por esses motivos, o modelo é considerado adequado para a representação do solo em estudo. A superfície de plastificação do modelo divide-se em três partes: Cap elíptico, superfície de cisalhamento e uma região de transição entre essas duas. Das definições dos parâmetros para a aplicação do modelo,  $\beta$  representa o ângulo de atrito do solo e da coesão para o modelo, que podem ser definidos de acordo com as Equações (3.1) e (3.2).

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (3.1)$$

$$d = \frac{18 c' \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (3.2)$$

Onde  $\varphi'$  representa o ângulo de atrito do solo e  $c'$  a coesão. Para a aplicação de tais parâmetros na modelagem numérica dos elementos de fundação da presente pesquisa, percebeu-se através de retroanálise que o uso dos parâmetros de resistência reduzidos, conforme proposto por

Terzaghi (1943) e apresentado no item 2.4.1 a partir das Equações (2.8) e (2.9), foram mais realistas para a representação do solo em estudo. Tal redução é indicada para a obtenção da capacidade de carga em sapatas assentes em solos com características de ruptura por puncionamento. Em vista disso e com base nos valores de  $\varphi' = 30,5^\circ$  e  $c' = 9,52$  kPa obtidos por Carretta (2018) e previamente exposto no item 2.2.2., os fatores reduzidos e aplicados nos modelos numéricos foram:  $\varphi^* = 21,44^\circ$  e  $c^* = 6,35$  kPa.

Ainda é possível definir a superfície de plastificação como uma elipse com excentricidade R. A superfície de plastificação aumenta ou diminui como uma função das deformações plásticas volumétricas. Outro fator relevante a ser determinado é  $\alpha$ , um fator que define a transição entre a ruptura por cisalhamento do modelo Drucker-Prager e o Cap. Além disso, o modelo também leva em conta a posição inicial da superfície de plastificação no eixo das deformações volumétricas inelásticas ( $\varepsilon_{vol}^{in}|_0$ ).

Para a transição da superfície de plastificação, faz-se necessário definir o índice de tensão de fluxo  $k$ . De acordo com Abaqus (2011) o parâmetro da excentricidade da superfície de plastificação (R) é um valor maior que zero, podendo variar de 0,0001 até 1000.  $\alpha$  é um número pequeno comparado a unidade ( $\alpha < 1$ ) e o valor de  $k$  pode variar entre 0,778 e 1. A Tabela 3.7 apresenta os coeficientes adotados para o solo e o concreto.

Tabela 3.7: Parâmetros para uso do modelo de Drucker-Prager

Material	Coeficientes	
Concreto	E	30 GPa
	$\nu$	0,2
	$\gamma$	16 kN/m <sup>3</sup>
Solo	E	200 Mpa
	$\nu$	0,25
	$\rho$	1,6 g/cm <sup>3</sup>
	$\varphi'$	21,44°
	$c'$	6,35 kPa
	$\beta$ :	39,80
	d:	40,38
	R:	1,2
	Initial Yield	0
	$\alpha$ :	0,05
	k	0,8

A obtenção dos valores para a composição da curva do Cap Hardening depende dos valores de índice de compressão ( $C_c$ ), coeficiente de recompressão ( $C_r$ ) e da tensão de pré-adensamento ( $p'_0$ ). Tais parâmetros foram obtidos no ensaio de consolidação isotrópica executado por Carretta (2018) apresentado no item 2.2.2.

Foram mantidos os valores obtidos para a amostra indeformada do solo  $C_c = 0,42$  e  $C_r 0,025$ , já para a tensão virtual de pré-adensamento, a autora obteve um valor de 87,5 kPa, porém por retroanálise, foi adotada uma tensão de 70 kPa. Seguindo a Equação (3.3), e os coeficientes mencionados, pode-se obter os valores correspondentes ao Cap Hardening do solo.

$$\varepsilon_v^p = \frac{C_c - C_r}{2,3(1 + e_0)} \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (3.3)$$

### 3.5.3 Interação entre os materiais - condições de contato

Para que as cargas aplicadas no modelo sejam corretamente distribuídas e se possa obter uma resposta coerente do comportamento do solo que é o objeto do presente estudo, faz-se necessário estabelecer interações entre os elementos modelados. Essas interações devem ser consideradas nas interfaces estaca-solo (lateral e ponta), estaca-bloco e bloco-solo para o caso das sapatas estaqueadas. No caso dos elementos isolados sapata e estacas a interação se dá pela base da sapata com o solo e pelo fuste da estaca com o solo. Apenas com as interações estabelecidas o Abaqus é capaz de processar os elementos de forma conjunta.

A interação ou contato de interface entre estaca - solo (base e fuste), sapata - solo e entre sapata – estaca foi determinada como tipo contato perfeito, também conhecida como “*perfect bond*” que considera a aderência entre os materiais. Vale destacar que o software considera em todas as interações, superfícies escravas e mestres que foram consideradas no presente trabalho conforme o grau de domínio.

### 3.5.4 Malha de Elementos Finitos

Considerando a influência da malha no processamento de um modelo numérico, e sabendo que quanto maior o número de elementos em uma malha, mais precisos se tornam os resultados, buscou-se para todas as simulações adotar uma malha adequada. Dessa forma manteve-se uma malha mais refinada próxima a interação estaca-solo e sapata-solo que se tornou mais grosseira

em pontos mais distantes. Dessa forma, para os elementos bidimensionais adotou-se uma malha tipo “CAX4R” com elementos quadriláteros com quatro e para os elementos tridimensionais uma malha tipo “C3D8R” com elementos hexaédricos com oito nós. A Figura 3.28 ilustra a composição final da malha de um dos elementos modelados.

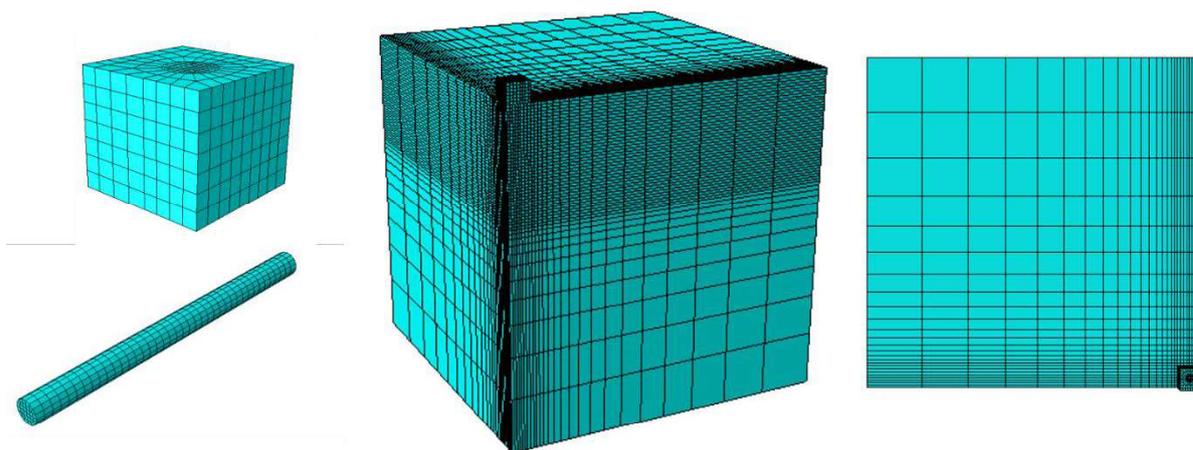


Figura 3.28: Malha adotada para os elementos

### 3.5.5 Condições de contorno

Quanto as condições de contorno, as laterais do modelo de solo foram restringidas exceto nas duas faces em que se aplicou o artifício da simetria, além disso, na base do modelo foram aplicadas restrições totais de deslocamentos e rotações nas três direções (x, y e z). Um deslocamento vertical também foi aplicado no eixo das sapatas e no eixo das estacas isoladas, mantido fixo para todos os testes modelados, com posterior resposta a leitura da força de reação, para similar as condições de carregamento executadas em campo.

### 3.5.6 Esforços geostáticos

Considerando que o nível de tensões de confinamento afeta a resistência dos solos, é importante a consideração do efeito da ação gravitacional no modelo simulado. Dessa forma, foram aplicados esforços gravitacionais em todos os elementos, em forma de carregamento, no passo inicial de segmento do problema. Foram consideradas também as tensões geostáticas ou estado inicial de tensões no solo, de modo que se possa assegurar o equilíbrio para as cargas gravitacionais. A partir da primeira etapa, consegue-se fazer o ajuste do solo ao elemento de

fundação e a transferência de tensões de um ao outro, mantendo assim as tensões verticais iguais em uma mesma profundidade. Na segunda etapa de carregamento é importante considerar o estado de tensões iniciais.

### 3.5.7 Etapas

Para dar segmento ao algoritmo, três passos essenciais foram determinados sendo eles: passo inicial no qual se faz a inserção do estado inicial de tensões, condições de contorno e propriedades de contato entre as diferentes partes. O segundo passo refere-se as tensões geostáticas, em que se verifica se as tensões aplicadas no passo anterior causam deformações significativas no modelo. E por fim, o último passo aplica o deslocamento definido no eixo das sapatas e estacas de maneira gradual e permite a leitura de forças de reação e deslocamentos.

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

No presente capítulo serão apresentados os resultados das seis provas de carga estáticas realizadas no campo experimental CETEC – UPF, em duas sapatas estaqueadas, um grupo de estacas, duas estacas isoladas e uma sapata. Os ensaios foram efetuados em solo residual na sua condição natural de umidade. Os elementos de fundação foram analisados de maneira individual e comparados entre si, destacando-se assim, os principais aspectos observados em relação ao comportamento carga x recalque de cada ensaio. Ainda foram feitas investigações a respeito da carga de ruptura definida para cada prova de carga e comparadas com valores obtidos a partir de métodos de estimativa teóricos e semi-empíricos previamente abordados no Capítulo 2.

A porcentagem de carga conduzida pelas estacas e pela sapata nas sapatas estaqueadas, e o comportamento dos demais elementos, serão analisados a partir do método dos elementos finitos em modelos tridimensionais e axissimétricas, possibilitando a análise carga x recalque das simulações numéricas. Ainda no presente capítulo, será feita a previsão do comportamento das sapatas estaqueadas a partir da aplicação dos métodos simplificados propostos por Poulos, Davis (1980) e Randolph (1994) e por Mandolini et al. (2017). Por fim, será feita uma comparação geral entre todos os estudos desenvolvidos em termos de carga última, recalques e fator de segurança.

### 4.1 PROVAS DE CARGA

Apesar de existirem inúmeros critérios para a determinação da carga de ruptura a partir das curvas carga x recalque, em todos os casos adotou-se como ruptura uma carga correspondente a um valor de recalque fixo para todos os ensaios. Assim, o recalque de referência foi estabelecido como 25 mm com base no critério estabelecido pelo código de obras da cidade de Boston. Tal decisão foi tomada tendo em vista que maioria dos critérios abordados pela bibliografia estão diretamente relacionados a fundações profundas e não se adequam a associação de um elemento de fundação profunda e superficial. Os dados referentes ao comportamento carga x recalque exibidos a seguir, foram obtidos a partir da média de valores

de deslocamento registrados pelos transdutores, visto que todos apresentaram leituras semelhantes.

#### 4.1.1 Estaca Isolada 15 cm (EI-15)

Um dos elementos individuais de fundação objeto de estudo da presente pesquisa é a estaca escavada isolada com 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento. A Figura 4.1 exibe os resultados obtidos para tal ensaio, tanto os dados brutos registrados pelo sistema de aquisição quanto os pontos selecionados no fim de cada incremento de carga, de modo a facilitar a compreensão do comportamento estaca-solo. A carga máxima alcançada durante o ensaio foi de 36,08 kN, com um valor de recalque de 44,84 mm correspondente a média dos valores obtidos pelos 4 transdutores de deslocamento utilizados durante o ensaio.

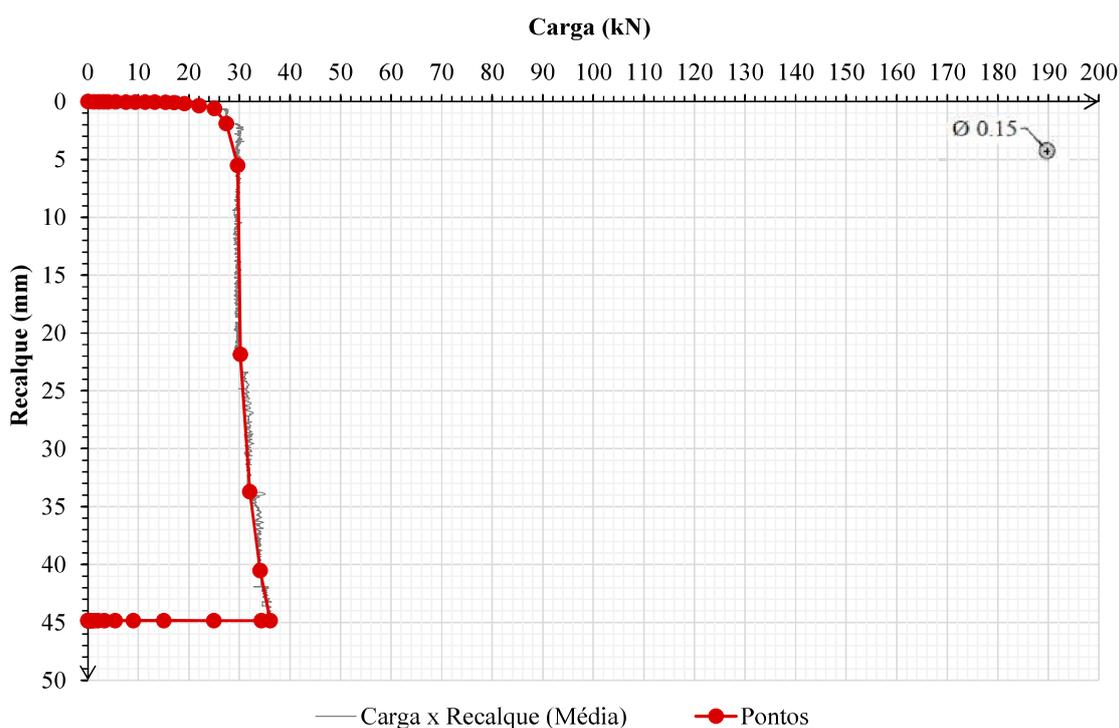


Figura 4.1: Curva carga x recalque EI-15

Nota-se a partir do comportamento da curva carga x recalque que o trecho compreendido entre a carga 0 e 25 kN, exibe valores de recalques muito baixos, levando a crer que o sistema estaca-solo até então apresentou um comportamento mais estável inicialmente, principalmente pelo fato de os incrementos posteriores causarem ao aumento abrupto das deformações do solo e

uma verticalização da curva carga x recalque. Acredita-se que, para valores pequenos de deslocamento, à estaca possa ter tido sua parcela de resistência de fuste mobilizada, e, posteriormente passou-se a contar com a resistência de ponta do elemento de fundação, gerando maiores valores de recalques.

Como trata-se de uma fundação do tipo estaca escavada de pequeno diâmetro, é presumido que a parcela de contribuição de ponta é ainda menor, devido a pequena área de contato existente e pelo modo como a fundação é executada, o que justifica os deslocamentos acentuados. A ocorrência de grandes recalques gerou uma verticalização da curva carga x recalque, apresentando um comportamento de ruptura nítida do solo, conforme apresentado no item 2.9.

Dessa forma, nota-se que após o início dos maiores deslocamentos uma carga constante foi mantida até o recalque máximo atingido pelo ensaio. Assim adotou-se como carga de ruptura a carga de 30,5 kN obtida aos 25 mm de recalque. A carga de ruptura foi comparada com as cargas máximas obtidas por métodos de estimativa semi-empíricos e pelo critério teórico e Terzaghi (1943) mencionados previamente o Capítulo 2. A Figura 4.2 exhibe tal comparação.

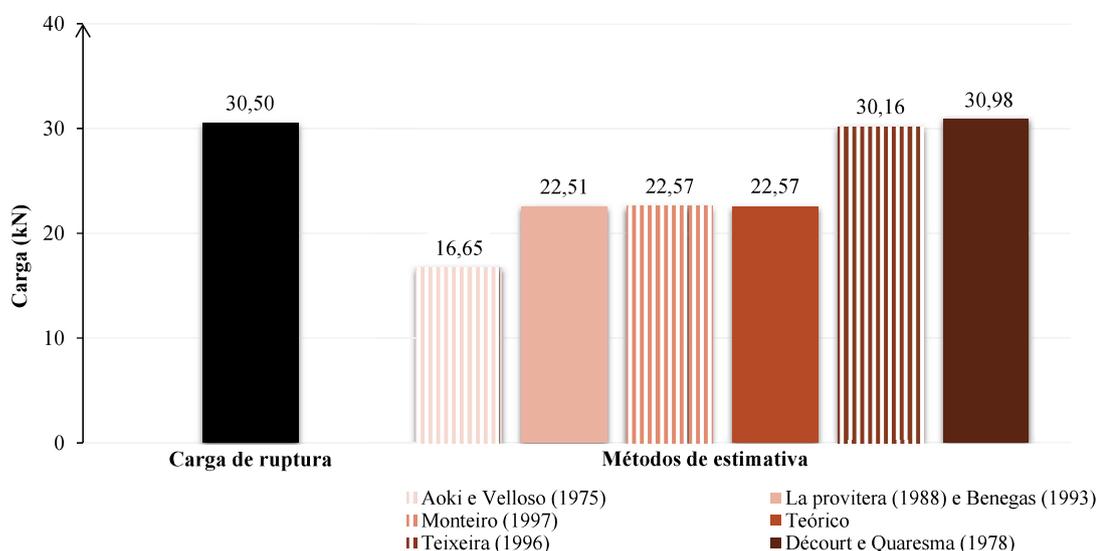


Figura 4.2: Carga de ruptura e métodos estimativa de capacidade de carga (EI-15)

Referente aos métodos de estimativa, nota-se que o critério de Aoki e Velloso (1975) mostrou-se bastante conservador, quando comparado aos métodos Teixeira (1996) e de Décourt e

Quaresma (1978), sendo que o último vem apresentando valores representativos ao comportamento real do solo da região em pesquisas previamente realizadas. Quanto aos métodos Monteiro (1997) e La Provitera e Benegas (1993), estes apresentaram valores medianamente satisfatórios.

#### 4.1.2 Estaca Isolada 30 cm (EI-30)

Os resultados referentes ao comportamento carga x recalque para o ensaio executado sobre a estaca isolada com 30 cm de diâmetro são apresentados pela Figura 4.3. Pode-se observar que, tanto para os dados brutos quanto para os pontos selecionados no último estágio de cada carregamento, que houve a manutenção da carga em cada incremento ao longo do ensaio.

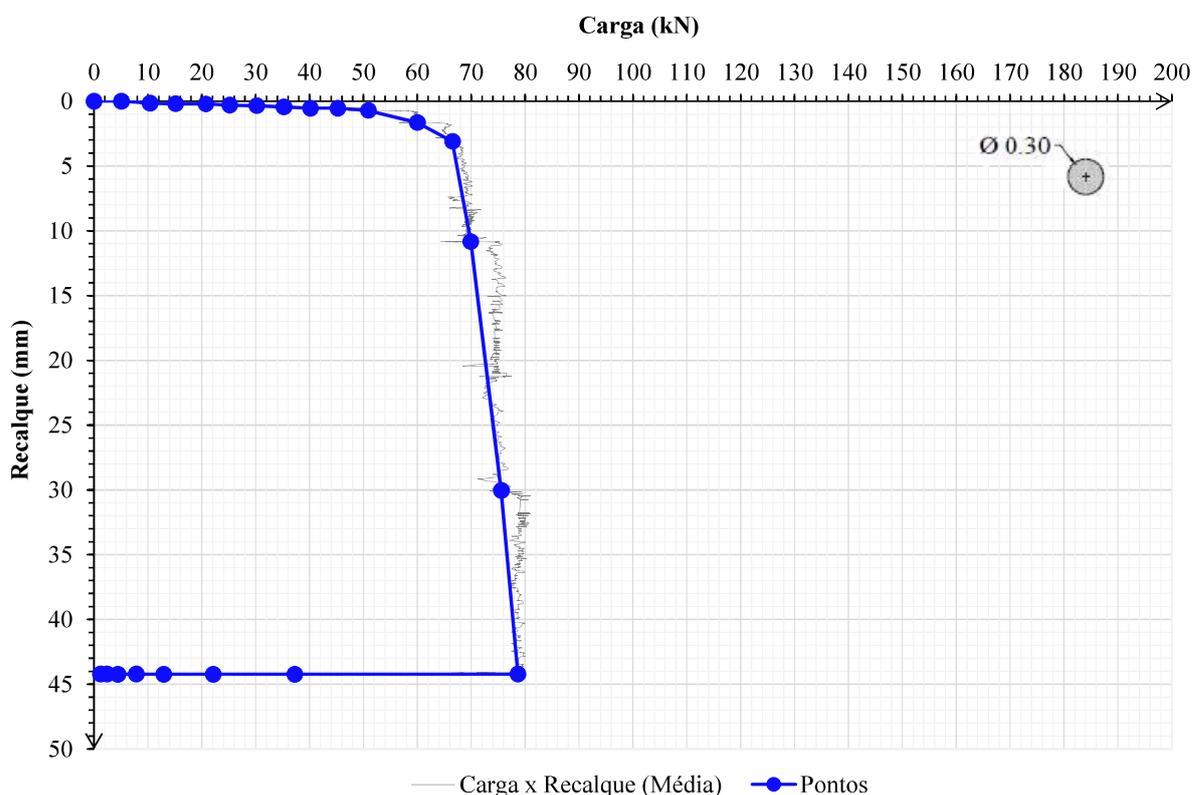


Figura 4.3: Curva carga x recalque EI-30

Nota-se que para acréscimos de carga de até cerca de 50 kN a curva apresentou um comportamento linear, ou seja, para as cargas aplicadas até aquele momento, os recalques sofridos pelo sistema estaca-solo não foram muito significativos, sendo que, a partir desse

momento, para os demais acréscimos de carga, os recalques foram superiores. O ensaio foi conduzido até uma carga máxima de 78,65 kN, sendo o recalque correspondente para este valor de carga igual a 44,23 mm. De mesma maneira que no ensaio anterior os recalques considerados foram correspondentes ao valor médio dos 4 transdutores de deslocamento instalados sobre a estaca. Para o trecho inicial da curva, acredita-se que a ocorrência de recalques não muito significativos tenha sido dada pela resistência de fuste da estaca e posteriormente é provável que a resistência de ponta tenha sido mobilizada.

A partir da mobilização da base da estaca, apesar de cada acréscimo de carga gerar maiores recalques, estes foram estabilizados ao longo do tempo, possibilitando assim, mais incrementos de carga, até o esgotamento dos transdutores de deslocamento e, conseqüentemente, interrupção do ensaio. A estabilização dos deslocamentos, fez com que o formato da curva apresentasse um aspecto semelhante ao de uma ruptura do tipo nítida, porém com uma verticalização não tão acentuada. A carga de ruptura determinada pelo critério de Boston foi de 70 kN. Os mesmos métodos de estimativa da carga máxima empregados para análise da estaca de 15 cm foram empregados para a estaca de 30 cm, e apresentam-se na Figura 4.4.

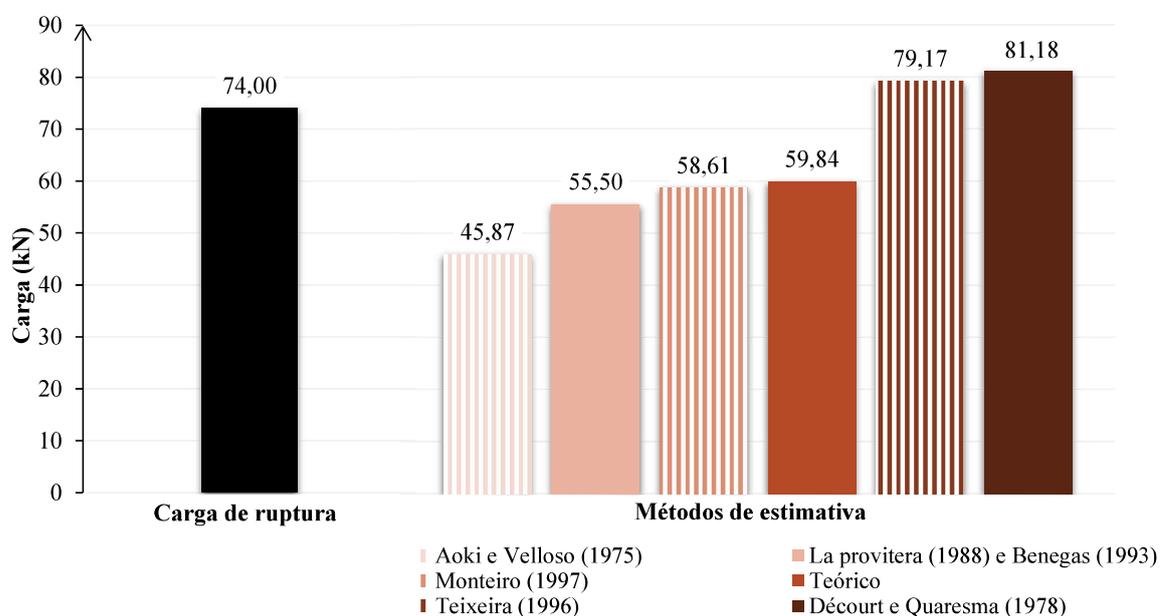


Figura 4.4: Carga de ruptura e métodos estimativa de capacidade de carga (EI-30)

Nota-se a ocorrência de valores dissemelhantes entre si, sendo que o método proposto por Décourt e Quaresma (1978) apresentou um valor 76% superior ao valor de carga última definido por Aoki e Velloso (1975). Destaca-se assim, este último como bastante conservador em relação aos demais métodos e a carga de ruptura determinada pelo critério de Boston a partir da curva carga x recalque.

#### 4.1.3 Sapata Isolada (SI)

O comportamento carga x recalque da prova de carga executada no elemento de fundação tipo sapata isolada apresenta-se na Figura 4.5, que exhibe os dados brutos registrados durante o ensaio pelo sistema de aquisição os pontos selecionados que representam o comportamento do solo e facilitam a interpretação quanto aos critérios de ruptura.

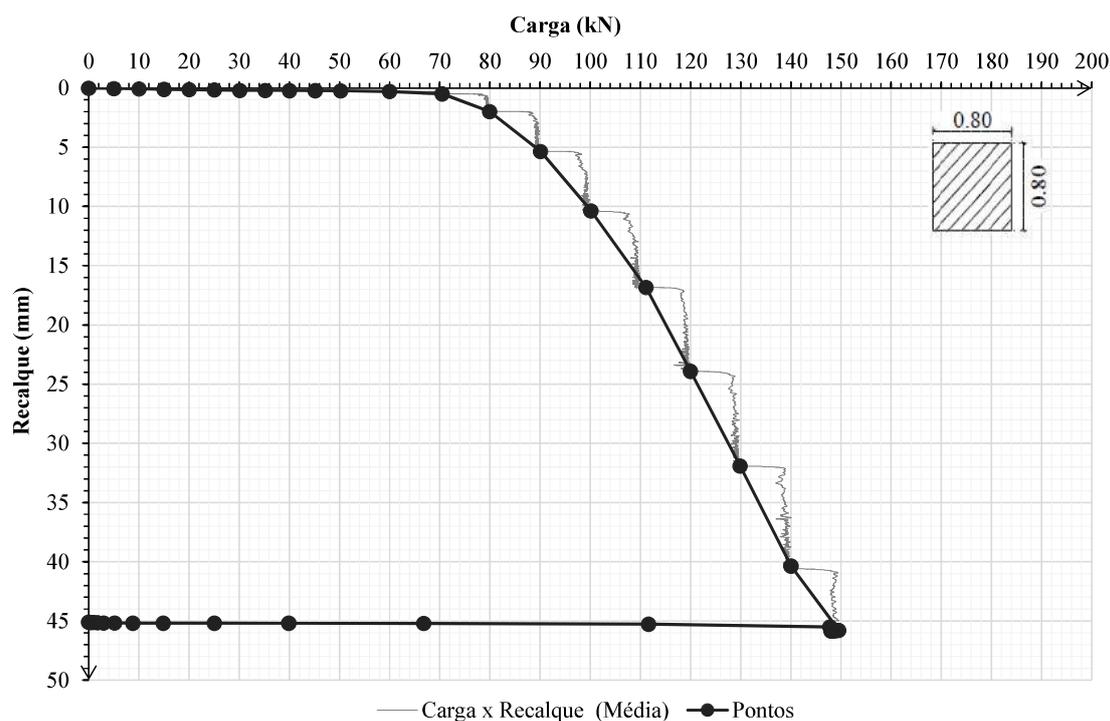


Figura 4.5: Curva carga x recalque SI

Neste ensaio, os incrementos de carga foram levados a uma carga máxima de 149,56 kN e deslocamentos máximos de 45,78 mm. Nota-se que nos primeiros incrementos de carga feitos sobre o elemento, os deslocamentos causados no solo foram mínimos, e a curva apresentou uma tendência linear até uma carga de cerca de 70 kN. A partir deste incremento, os deslocamentos

passaram a ser mais significativos, havendo provavelmente uma quebra da cimentação do solo, aumentando recalques maiores para cada carga adicionada e acentuando-se as deformações plásticas até o fim do ensaio.

Apesar disso, para cada novo incremento de carga os recalques se tornaram estáveis à medida que a carga era mantida ao longo do tempo, fazendo com que o sistema sapata solo não apresentasse uma ruptura nítida. Como para a carga máxima do ensaio de 149,56 kN os recalques já eram bastante significativos, o ensaio foi interrompido. Quanto a carga de ruptura, foi adotado o critério de Boston que forneceu um valor de 121,5 kN. Além disso, a partir da definição da carga de ruptura, fez-se a estimativa da carga última pelos métodos Teórico de Terzaghi (1943) e semi-empírico de Ruver (2005), conforme exibido pela Figura 4.6.

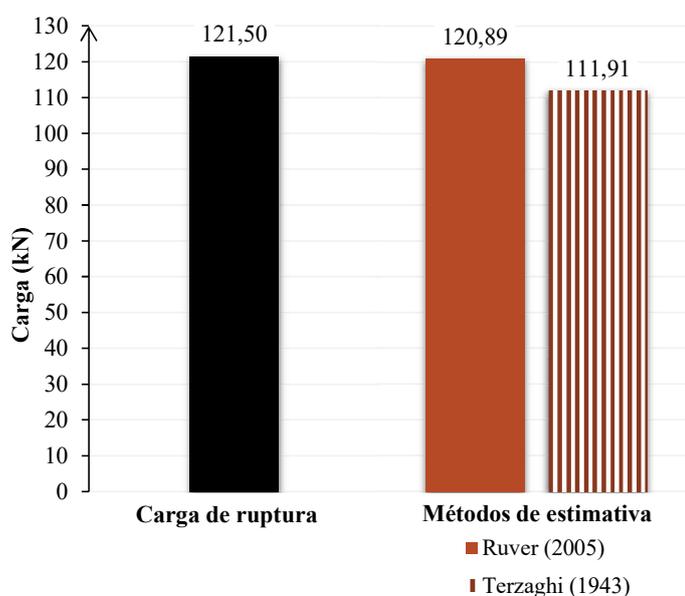


Figura 4.6: Carga de ruptura e métodos estimativa de capacidade de carga (SI)

Comparando a carga de ruptura com as cargas últimas estimadas pelo método teórico de Terzaghi (1943) e Semi-empírico de Ruver (2005), observa-se que ambos apresentaram valores condizentes com o comportamento do solo a partir da curva carga x recalque, entretanto, o critério de Ruver (2005) caracteriza-se para este caso como mais representativo em relação ao teórico, uma vez que se aproxima mais da carga de ruptura e foi desenvolvido para solos residuais.

#### 4.1.4 Sapata Estaqueada 30 cm (SE-30)

A Figura 4.7 apresenta os resultados carga x recalque obtidos a partir do ensaio na sapata estaqueada com a estaca de 30 cm. A Figura 4.7 aponta os dados brutos obtidos pelo sistema de aquisição e os pontos adotados como representativos para tal ensaio.

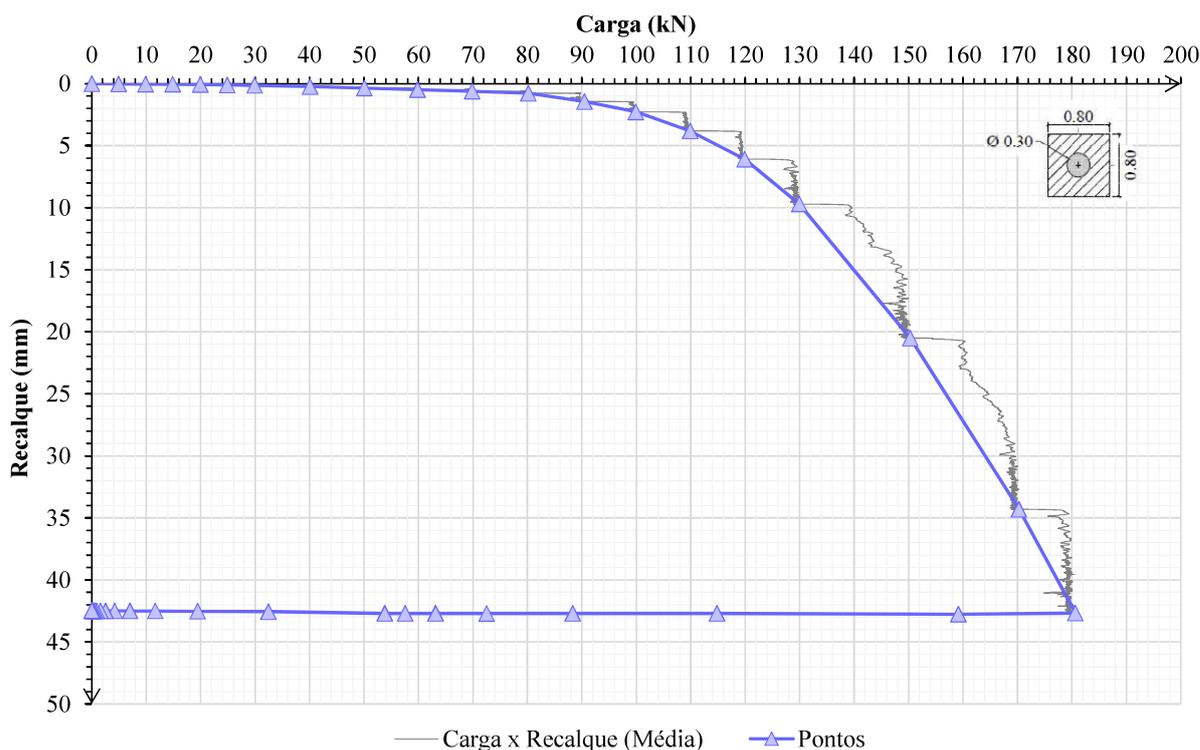


Figura 4.7: Curva carga x recalque SE-30

Nota-se a partir da curva carga x recalque que a carga máxima alcançada durante o ensaio foi de 180,64 kN, com um recalque médio para os 5 transdutores utilizados de 42,68 mm. Percebe-se que o sistema solo-fundação apresentou valores baixos de recalque até uma carga de cerca de 80 kN e para os demais carregamentos, os deslocamentos passaram a ter maiores proporções a medida que a carga foi aumentada. A curva carga x recalque apresenta comportamento mais horizontalizado, pois a medida que os carregamentos foram aplicados e transcorrido determinado tempo, houve uma estabilização dos deslocamentos para cada incremento de carga, sendo que, para os incrementos finais (cargas maiores) os deslocamentos foram mais significativos e tenderam menos a estabilização.

Como a ruptura do sistema estaca-solo, não aconteceu de maneira nítida, o ensaio foi interrompido pela magnitude dos deslocamentos. Foi aplicado o critério de ruptura de Boston considerando a carga de ruptura a partir de um valor representativo de recalques, sendo a carga de ruptura aos 25 mm de recalque igual a 157 kN.

#### 4.1.5 Grupo de Estacas 15 cm (GE-15)

O resultado da prova de carga executada no grupo com 4 estacas de 15 cm e 2 m de profundidade apresenta-se na Figura 4.8.

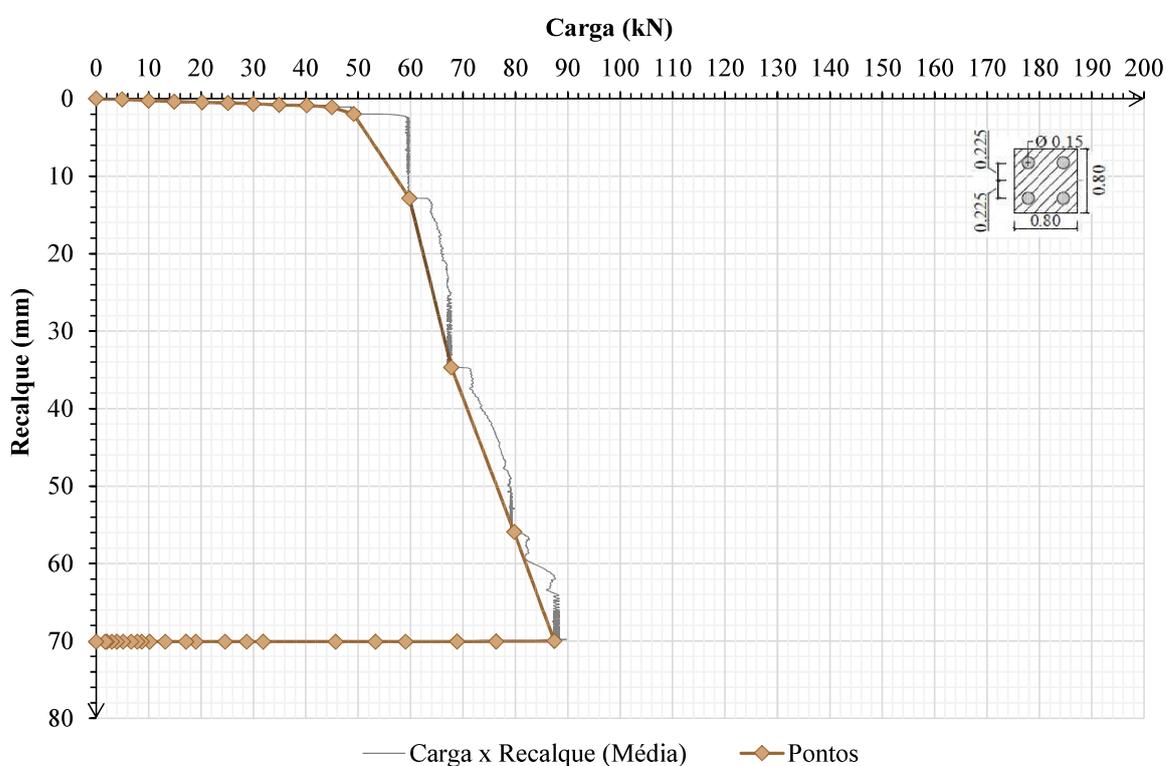


Figura 4.8: Curva carga x recalque GE-15

Em relação ao comportamento carga-recalque observado, nota-se que a carga máxima alcançada no ensaio foi de 87,44 kN para um recalque de 70 mm. O recalque de 70 mm foi alcançado pelo uso de extensores plásticos que serviram para aumentar o curso dos transdutores de deslocamento. O formato da curva não se destaca com uma verticalização tão acentuada, como ocorreu para a estaca isolada. Após o trecho linear inicial até cerca de 45 kN, com recalques pouco significativos, para cada novo acréscimo de carga os recalques foram bastante

elevados. Acredita-se que após uma quebra inicial da cimentação, todo o grupo se deslocou para baixo conjuntamente, entrando em colapso. Em relação a carga de ruptura para este ensaio, aos 25 mm de deslocamento a carga encontrada foi de 64 kN.

#### 4.1.6 Sapata Estaqueada 15 cm (SE-15)

O comportamento carga x recalque para o ensaio executado na fundação do tipo sapata estaqueada com 4 estacas de 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento, pode ser observado na Figura 4.9, em termos de dados brutos e pontos selecionados para cada incremento de carga a fim de facilitar o entendimento do ensaio.

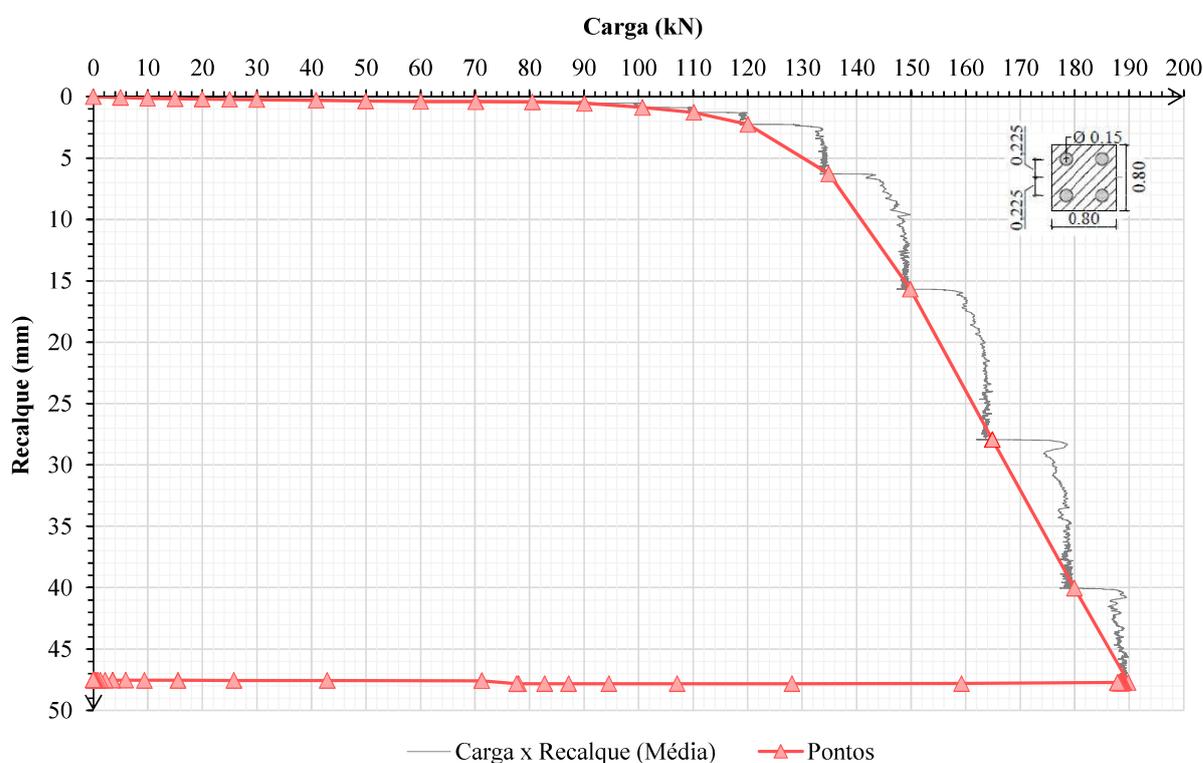


Figura 4.9: Curva carga x recalque SE – 15

O sistema estaca - solo, apresentou comportamento linear até uma carga de aproximadamente, 110 kN, e a partir desse momento, passaram a ocorrer recalques mais relevantes, que com o passar do tempo se estabilizaram, até um novo incremento de carga. A carga máxima alcançada antes do descarregamento do ensaio foi de 189,85 kN com um deslocamento de 47,73 mm.

A partir dos 112 kN, a inclinação da curva é modificada, porém apesar dos recalques se tornarem bastantes significativos o comportamento não pode ser caracterizado com ruptura nítida, uma vez que havia a possibilidade de maiores incrementos de carga. Nesse caso, devido ao esgotamento dos transdutores de deslocamento e a magnitude dos recalques, o ensaio foi encerrado. O mesmo critério de ruptura adotado para os demais ensaios, foi aplicado neste caso, fornecendo uma carga de ruptura de 161,5 kN.

## 4.2 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS – ABAQUS

A simulação numérica dos elementos de fundação foi desenvolvida com o intuito de melhor compreender do comportamento do sistema solo-fundação observado em campo. A modelagem por elementos finitos também permite definir os valores de carga absorvidos pela sapata e pelas estacas na fundação tipo sapata estaqueada e a análise da distribuição percentual de carga destinada a cada elemento. Através de diversas tentativas de simular as características que bem representassem o solo residual, fez-se uma retroanálise buscando-se manter os parâmetros e características do solo mais próximos possível dos valores obtidos a partir dos ensaios de caracterização apresentados no Capítulo 2. Devido a limites de processamento computacional, não foi possível realizar a modelagem para o grupo de estacas.

### 4.2.1 Elementos isolados (EI-15, EI-30 e SI)

Inicialmente foi feita a modelagem numérica dos elementos isolados de fundação (estacas e sapata) para obtenção de um modelo que os representasse de maneira realista e a partir de então realizar a das sapatas estaqueadas mantendo os mesmos parâmetros. Para as estacas isoladas, devido a sua simetria, a simulação foi feita em um modelo axissimétrico, enquanto a sapata, de modelagem mais complexa, foi modelada em 3D.

Assim, para os três casos, mantendo-se as mesmas características do solo (dimensões, tensões e parâmetros de resistência), o modelo numérico final para os elementos isolados foi estabelecido com os parâmetros apresentados no item 3.5 e gerou as curvas carga x recalque apresentadas na Figura 4.10. As cargas correspondentes ao recalque de 25 mm dos elementos isolados de fundação modelados numericamente apresentam-se na Tabela 4.1.

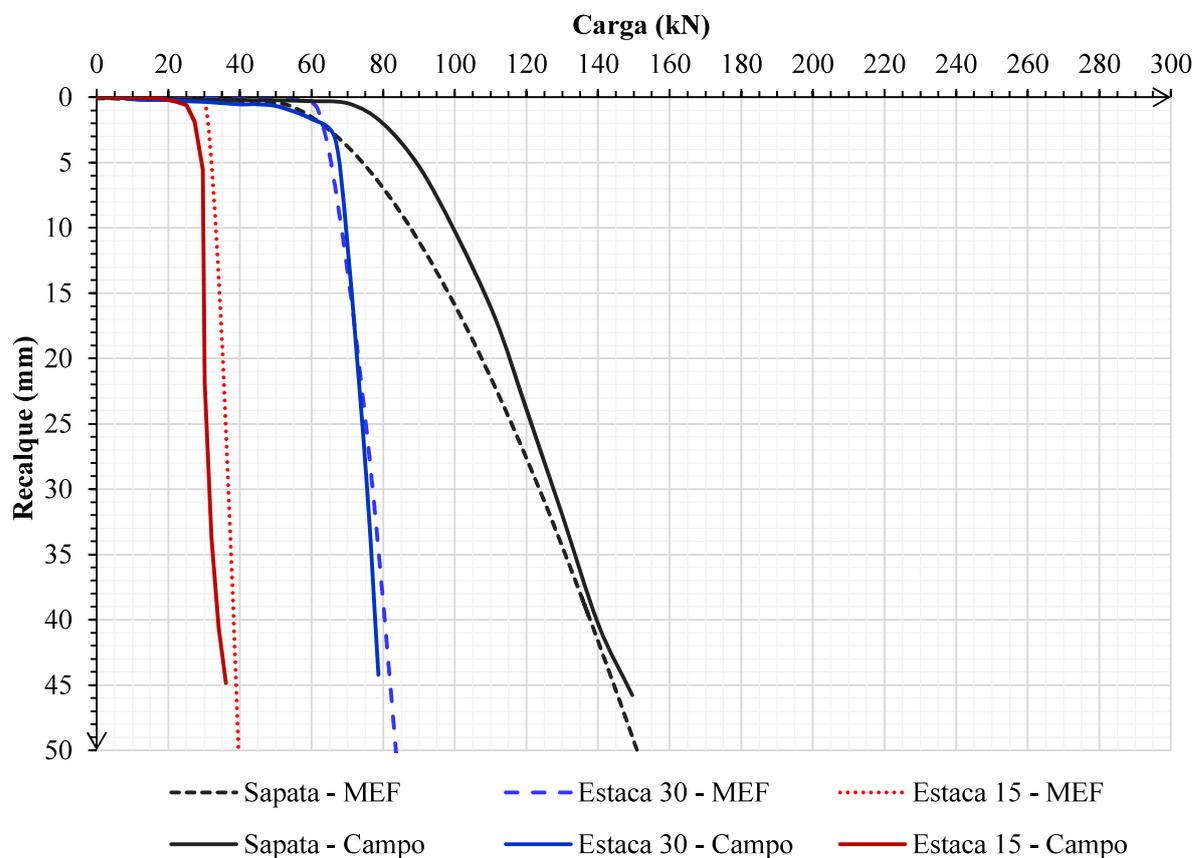


Figura 4.10: Curvas carga x recalque elementos isolados – MEF x Campo

Tabela 4.1: Carga de ruptura elementos isolados - MEF

Elemento	Carga (kN)	Recalque (mm)
Estaca 15	36,06	25
Estaca 30	75,22	25
Sapata	116,01	25

Conforme o esperado, a partir dos resultados obtidos experimentalmente, a modelagem numérica apresentou maior resistência para a sapata isolada, seguida da estaca com 30 cm de diâmetro. A curva carga x recalque para ambas as estacas apresentam um comportamento verticalizado e maior linearidade em seu trecho inicial. Já para a sapata, apesar de o aumento dos recalques serem significativos a partir de determinado valor de carga, a verticalização não é tão acentuada. Comparando os valores obtidos pela modelagem com os valores reais obtidos através das provas de carga, nota-se que a modelagem foi significativamente representativa, para os três ensaios, sendo mais próxima para a estaca de 30 cm de diâmetro, com as curvas

carga x recalque praticamente idênticas nos dois casos. A modelagem numérica permite visualizar as tensões e deformações que ocorrem no sistema solo-fundação ao longo dos estágios de carregamento. Dessa maneira, os esforços de compressão axial e o deslocamento axial para o carregamento que gerou recalques de 25 mm são exibidos na Figura 4.11 e Figura 4.12 para a estaca de 15 cm.

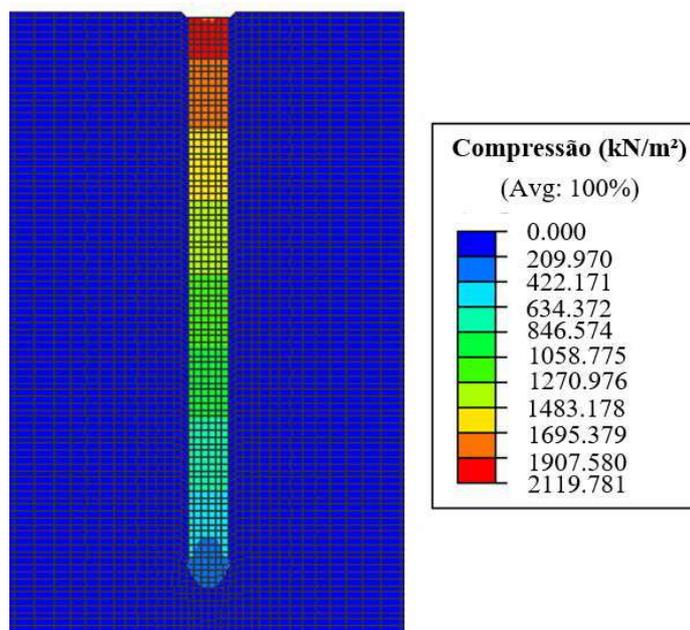


Figura 4.11: Esforços de compressão aos 25 mm EI-15

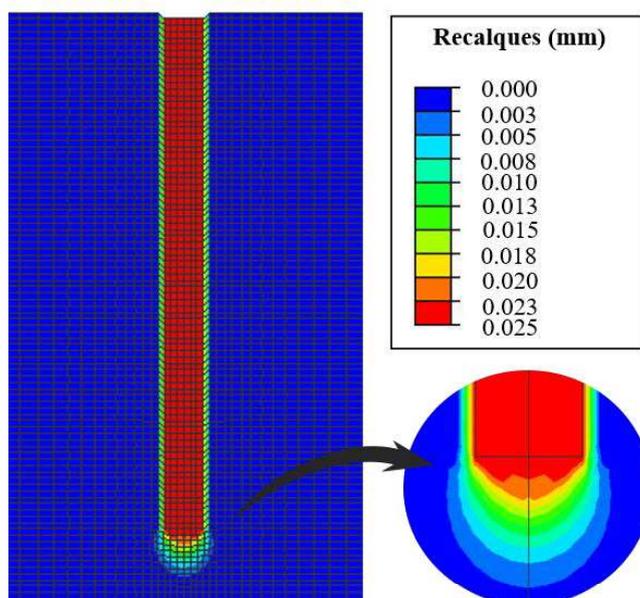


Figura 4.12: Recalques EI-15

Nota-se que os esforços de compressão axial são mais acentuados no topo da estaca, com um valor de 2119,78 kN/m<sup>2</sup>, que diminuem ao longo de seu fuste até chegar a um valor bem inferior em sua base (cerca de 209,97 kN/m<sup>2</sup>). O ponto de aplicação de carga localiza-se no eixo da estaca, assim como foi executado em campo. Dessa maneira a distribuição de esforços de compressão é, teoricamente uniforme em todo o diâmetro da estaca.

Quanto aos deslocamentos, nesse caso, os recalques que ocorrem no sistema solo-fundação, nota-se que possuem pequena abrangência radial, com valores inferiores ao longo do fuste em relação a ponta, causados pela perturbação do solo a medida em que os esforços são aplicados. O detalhe amplificado mostra que os deslocamentos sofridos pela ponta são mais acentuados e se degradam a medida em que a distância aumenta.

A Figura 4.13 apresenta os esforços de compressão aos 25 mm para a estaca isolada de 30 cm de diâmetro, na qual nota-se que a distribuição ocorre de maneira semelhante à estaca de 15 cm (maiores no topo e menores na ponta). Aos 25 mm de recalque, a tensão no topo da estaca é de 1138,14 kN/m<sup>3</sup>. A Figura 4.14 apresenta a distribuição dos deslocamentos para a estaca de 30 cm.

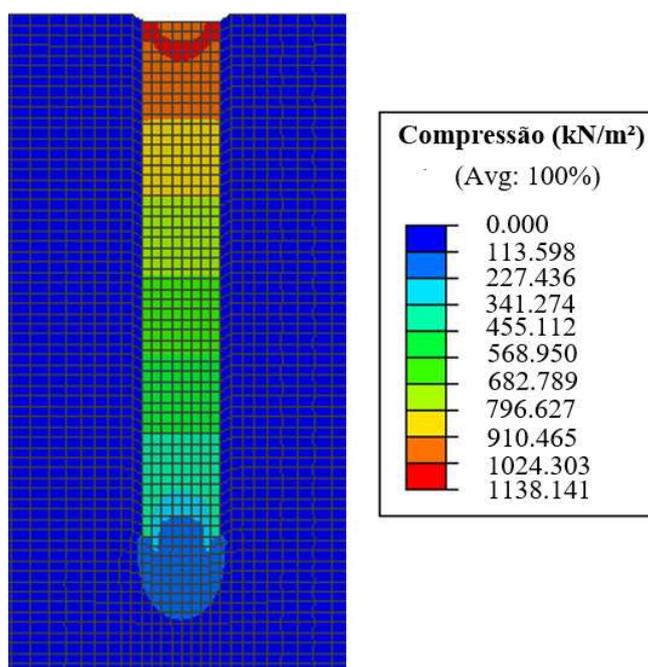


Figura 4.13: Esforços de compressão EI-30

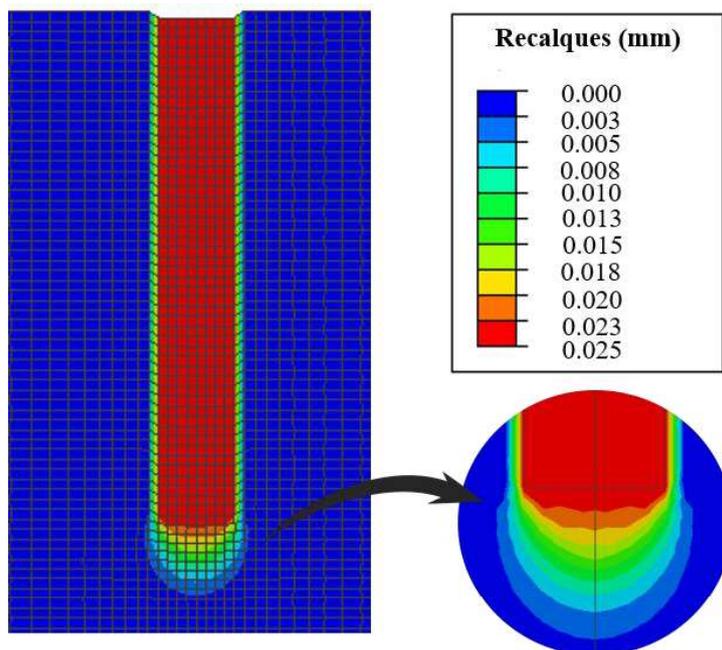


Figura 4.14: Recalques EI-30

Os deslocamentos para a estaca de 30 cm também ocorrem de maneira semelhante ao observado para a estaca de 15 cm. A Figura 4.15 e Figura 4.16 apresentam respectivamente, os esforços de compressão e deslocamentos para a sapata isolada.

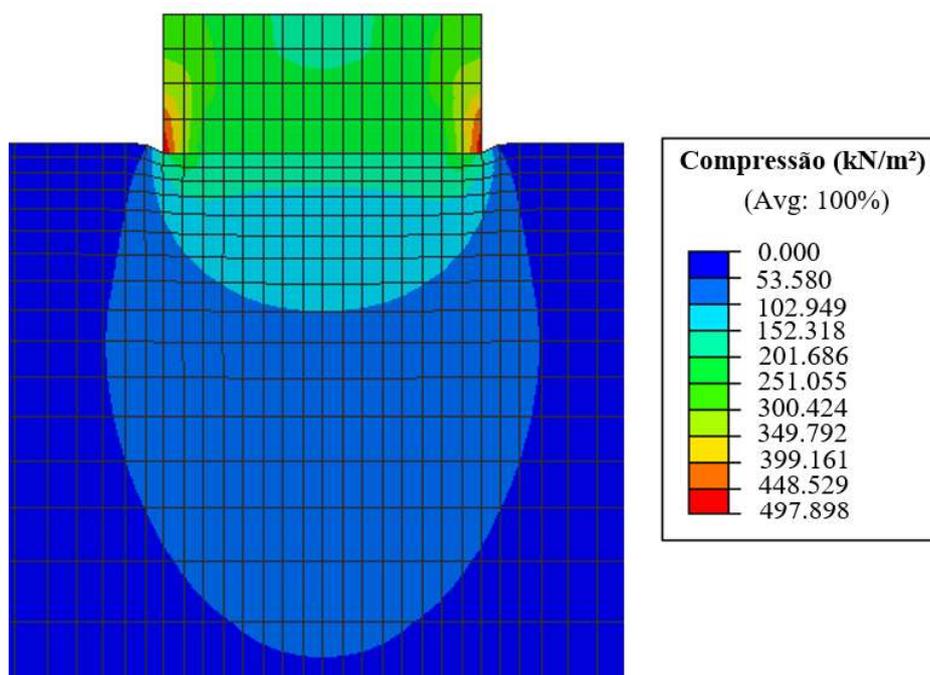


Figura 4.15: Esforços de compressão SI

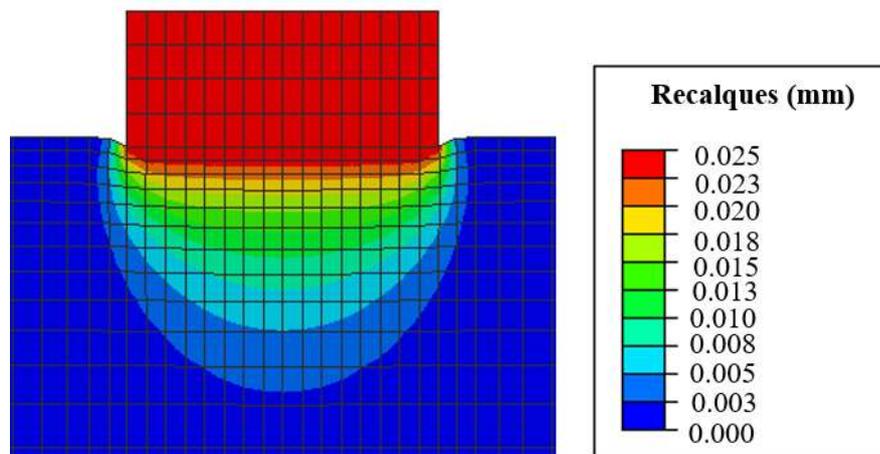


Figura 4.16: Recalques SI

Referente aos esforços de compressão, nota-se que as tensões são mais acentuadas na interface de contato sapata-solo em suas extremidades inferiores e em sua região central. A ocorrência desse tipo de distribuição de esforços é comum em fundações rígidas em que todo o contato é distribuído pela base e se acentua, nas extremidades. Nota-se ainda a amplitude do bulbo de tensões, que se reduzem ao longo da profundidade.

Os deslocamentos ocorrem uniformemente em toda a área da base, uma vez que a aplicação do carregamento foi feita no eixo do bloco, e devido a simetria e rigidez do sistema há a ocorrência de recalques uniformes. Se a sapata se caracterizasse como uma placa flexível, provavelmente os recalques não seriam distribuídos uniformemente e seriam amplificados na região central da sapata. Nota-se ainda, que para esse estágio de carregamento, a sapata de concreto simplesmente se desloca para baixo, sem deslocamento de solo nas laterais e espraçamento de tensões, típico caso de ruptura por punção.

#### 4.2.2 Sapata estaqueada 30 (SE-30)

Para a sapata estaqueada com 30 cm de diâmetro foram mantidos os mesmos coeficientes utilizados na estaca isolada, uma vez que o elemento representa a união de uma estaca e uma sapata e sua interação com o solo. Foi modelado  $\frac{1}{4}$  do problema e aplicado o artifício de simetria em duas faces, assim a fundação completa pode ser representada. A Figura 4.17 mostra o comportamento carga-recalque para a sapata estaqueada numérica e experimental.

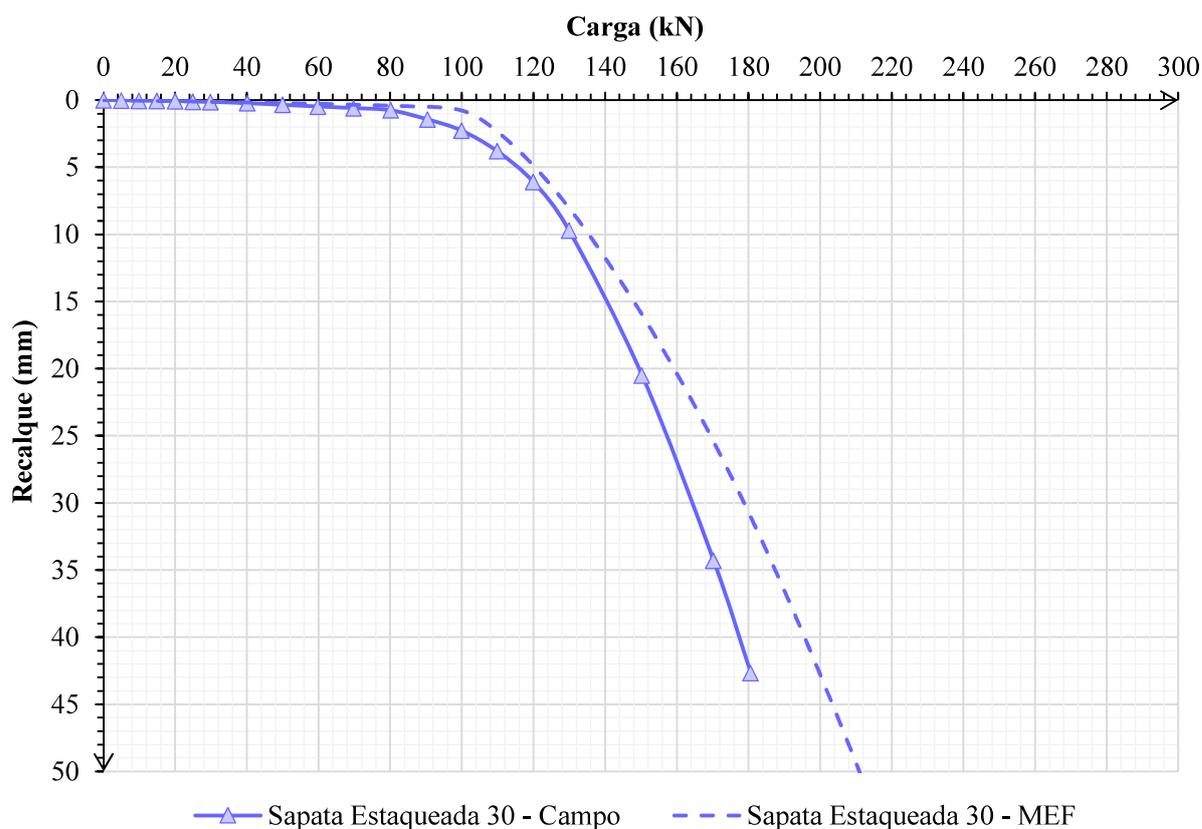


Figura 4.17: Comportamento carga x recalque SE-30 (MEF x Campo)

Nota-se que, a modelagem numérica para a sapata estaqueada em termos de ordem de grandeza apresentou valores representativos do comportamento obtido em campo que serão posteriormente analisados no item 4.4. A carga de ruptura para um recalque de 25 mm é de 169,8 kN. Ainda é possível, por meio da modelagem numérica, obter as cargas percentuais atuantes em cada elemento que compõe a sapata estaqueada. A parcela de carga atuante na sapata pode ser obtida pela diferença entre a carga total no eixo da fundação e a carga no topo da estaca, determinada pela tensão em seu topo e área da seção transversal. A Figura 4.18 apresenta carga em porcentagem de cada elemento em relação a carga total atuante na sapata estaqueada. Nota-se que a carga na estaca começa com um valor superior, cerca de 65,63% que é reduzido ao longo dos carregamentos até que se torna constante com um valor médio de 48,37%. Já a sapata, começa com valores inferiores aos da estaca, cerca de 34,37% que aumentam, até que as curvas se cruzam, se estabilizando com uma carga percentual de 51,63% ao final dos carregamentos.

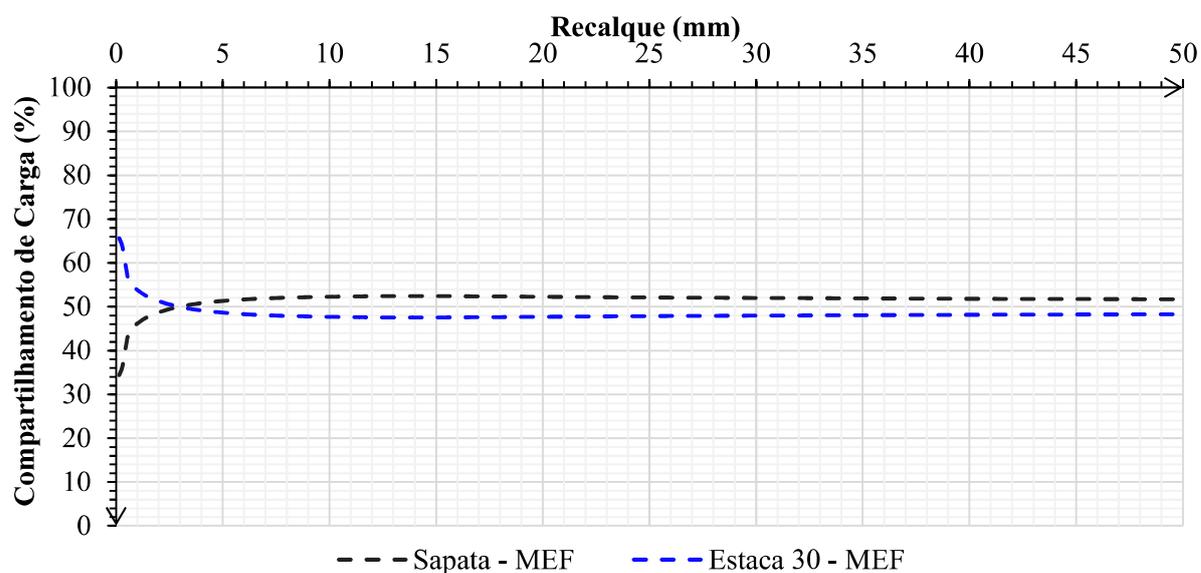


Figura 4.18: Compartilhamento de carga SE-30 (MEF)

Da mesma forma que para os elementos isolados de fundação, pode-se analisar a distribuição dos esforços de compressão axial da sapata estaqueada e os deslocamentos. O valor de 25 mm de recalque foi mantido, para a análise dos esforços de compressão. A Figura 4.19 apresenta a distribuição dos deslocamentos do sistema solo-fundação.

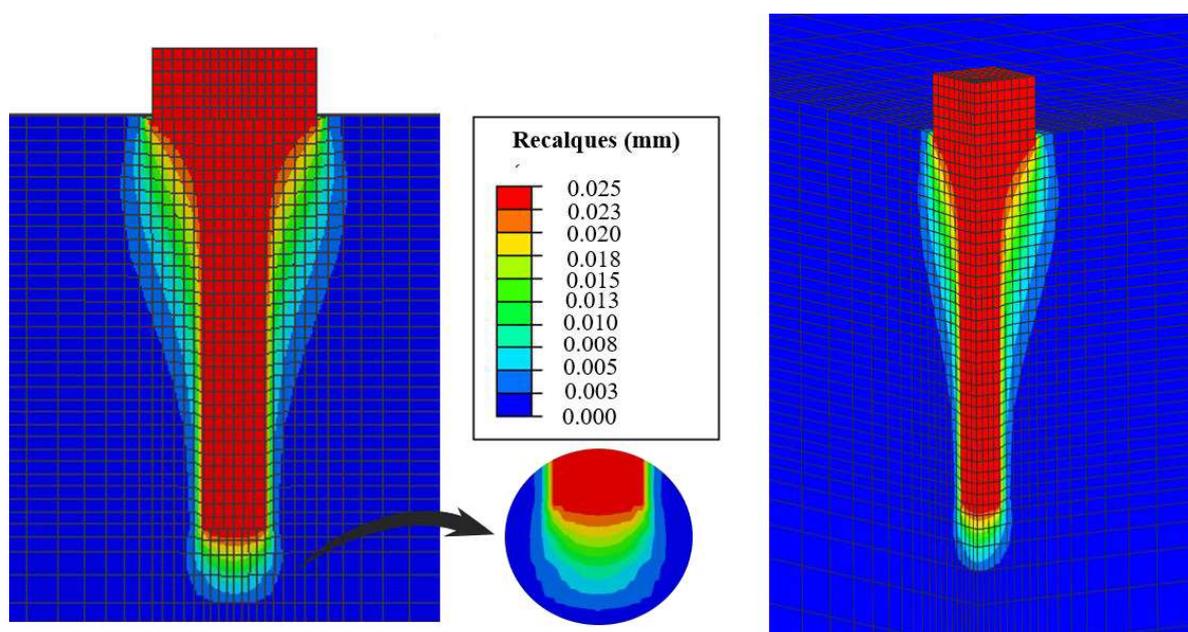


Figura 4.19: Recalques SE - 30 (MEF)

Em relação aos deslocamentos provocados pela aplicação da carga no eixo da sapata estaqueada, nota-se que diferentemente da estaca isolada, nesse caso existe a influência do contato da sapata com o solo que gera um bulbo de deslocamentos concentrado nessa região, além dos deslocamentos acentuados na ponta da estaca, como seria o esperado devido a atuação conjunta dos dois elementos de fundação. O efeito de compressão no sistema solo-fundação e nos elementos de concreto são ilustrados na Figura 4.20.

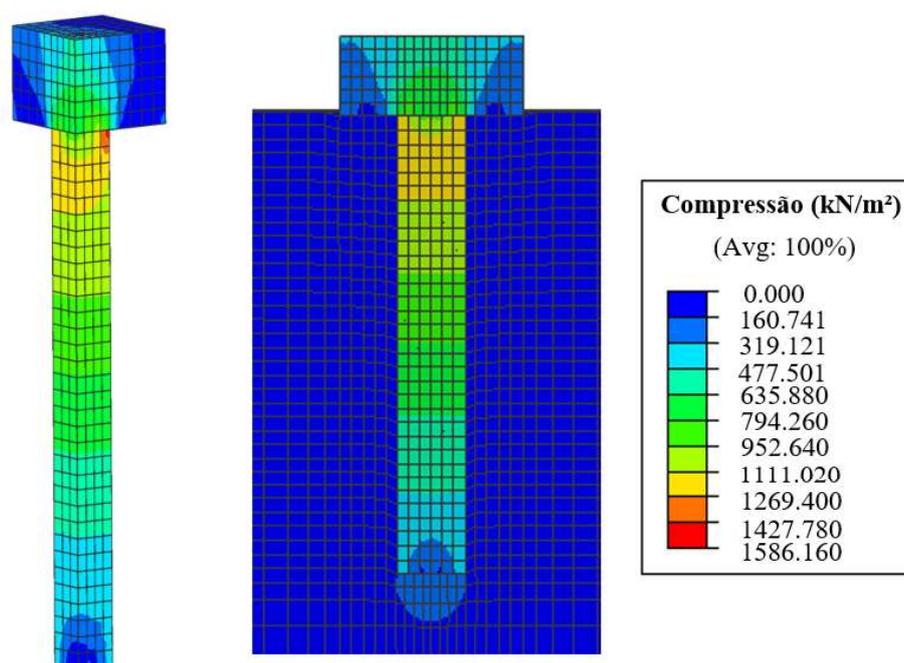


Figura 4.20: Compressão SE - 30 (MEF)

Verifica-se que a tensão máxima de compressão de 1586,16 kN/m<sup>3</sup> se encontra no topo da estaca sob a sapata, visto que o carregamento foi aplicado no eixo do elemento e à estaca encontra-se como o elemento mais rígido em comparação ao solo. As tensões são amenizadas ao longo do comprimento da estaca e chegam reduzidas em sua base conforme o esperado.

#### 4.2.3 Sapata Estaqueada 15 cm (SE 15)

A sapata estaqueada SE-15 foi modelada do mesmo modo que a sapata SE-30, alterando-se apenas as configurações geométricas do elemento de fundação. A Figura 4.21 mostra o comportamento carga-recalque para a sapata estaqueada numérica e experimental. Referente

aos valores de carga, nota-se que a modelagem numérica para a sapata estacada apresentou ordem de valores um pouco superiores aos obtidos experimentalmente. Porém no caso da sapata estacada, os valores ficaram um pouco superiores que os experimentais apesar de a inclinação e do formato da curva ficarem semelhantes. Nesse caso o trecho linear se estendeu até cerca de 150 kN, enquanto experimentalmente em 110 kN os recalques já se tornaram significativos. Para o recalque de 25 mm previamente estabelecido como determinante para a obtenção da carga de ruptura, a carga obtida foi de 235,5 kN. A curva apresenta um comportamento linear inicial, e a medida em que as cargas vão sendo adicionadas, os recalques são acentuados.

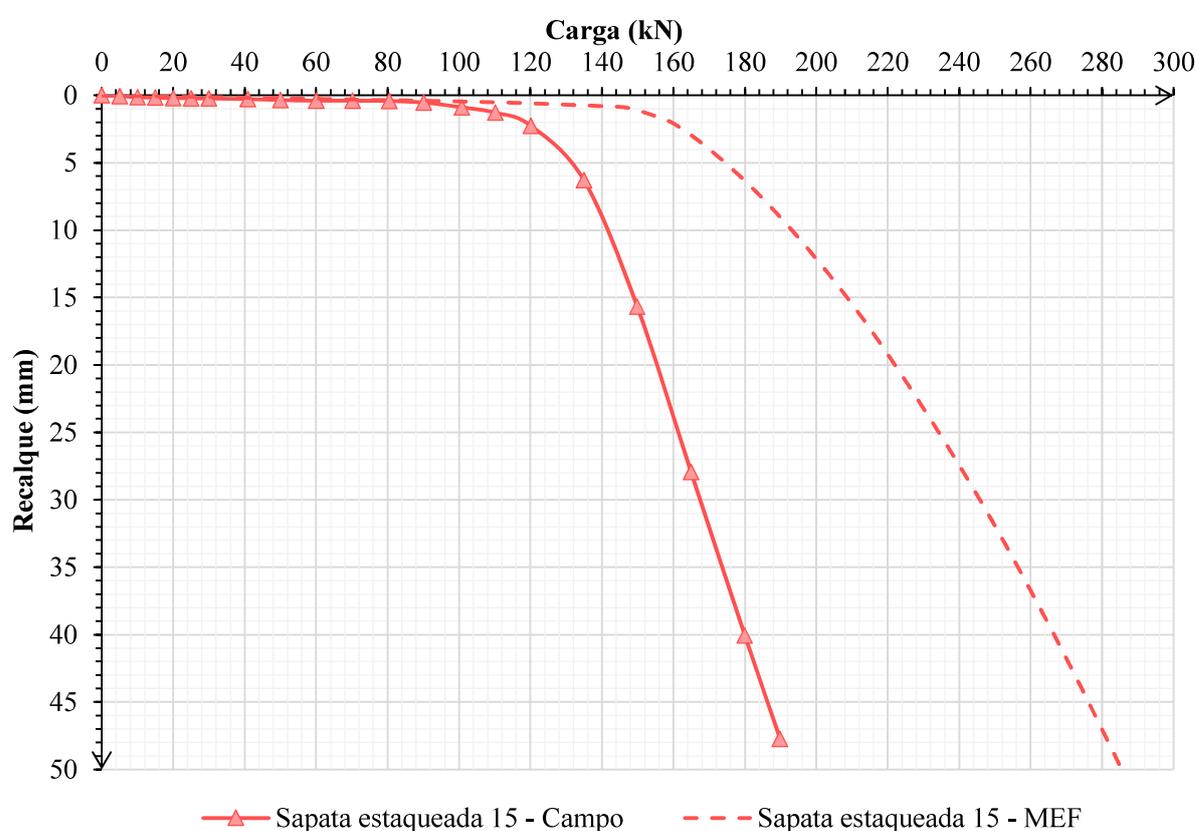


Figura 4.21: Comportamento carga x recalque SE-15 (MEF x Campo)

É possível que o software considerado a capacidade do grupo de estacas igual a 4 vezes o valor obtido para a estaca isolada, conforme era o esperado para os resultados experimentais. Assim, qualquer que tenha sido a interação entre grupo e solo percebida em campo, tal efeito não é considerado pela modelagem numérica. Análises mais conclusivas a esse respeito só serão

possíveis através de ensaios instrumentados para a observação da distribuição de carga entre os elementos (sapata e estaca).

A modelagem pelo método de elementos finitos, permitiu a obtenção da porcentagem de carga atuante em cada elemento. Da mesma forma que a para a sapata estaqueada de 30, foram obtidas as cargas nas estacas e sapata em relação a carga total no elemento. A Figura 4.22 apresenta carga em porcentagem de cada elemento em relação a carga total atuante na sapata estaqueada.

Pode-se perceber que o grupo de estacas apresenta uma porcentagem de carga superior à da sapata durante todo o carregamento. Analisando cada contribuição isoladamente, nota-se que o grupo tem uma redução da carga percentual em relação a carga total aplicada, iniciando com um valor de cerca de 85,86% e se estabilizando com cerca de 82,08%. Já a sapata sofre um aumento em relação ao percentual inicial, partindo de 14,14% nos primeiros incrementos de carga e se estabilizando com um valor médio de 17,92%.

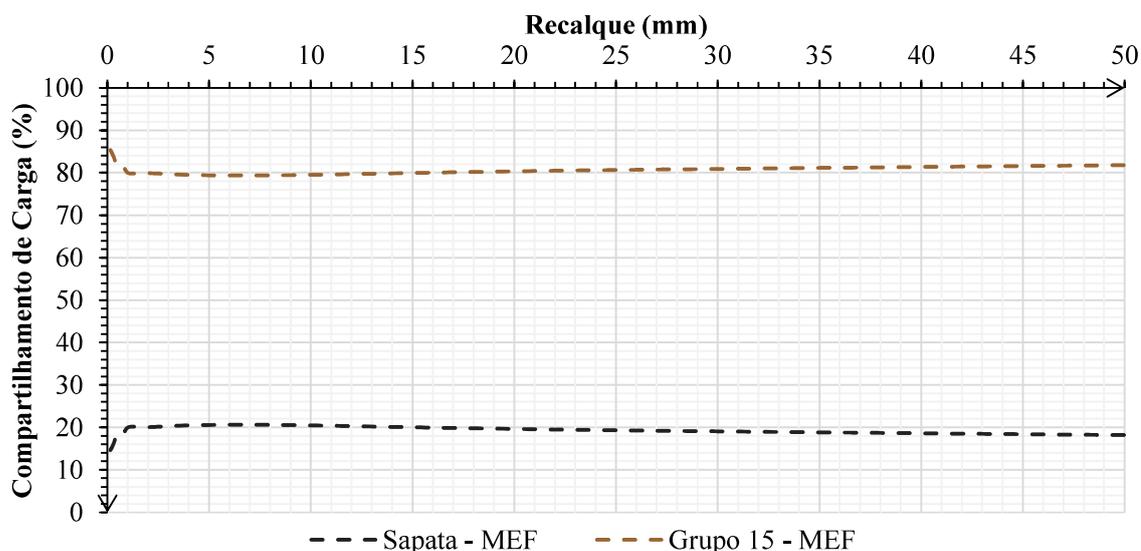


Figura 4.22: Compartilhamento de carga SE-15 (MEF)

A Figura 4.23 apresenta os recalques para o sistema de fundação, obtidos na etapa de carregamento, até os 25 mm. Já a distribuição das tensões de compressão pode ser observada na Figura 4.24.

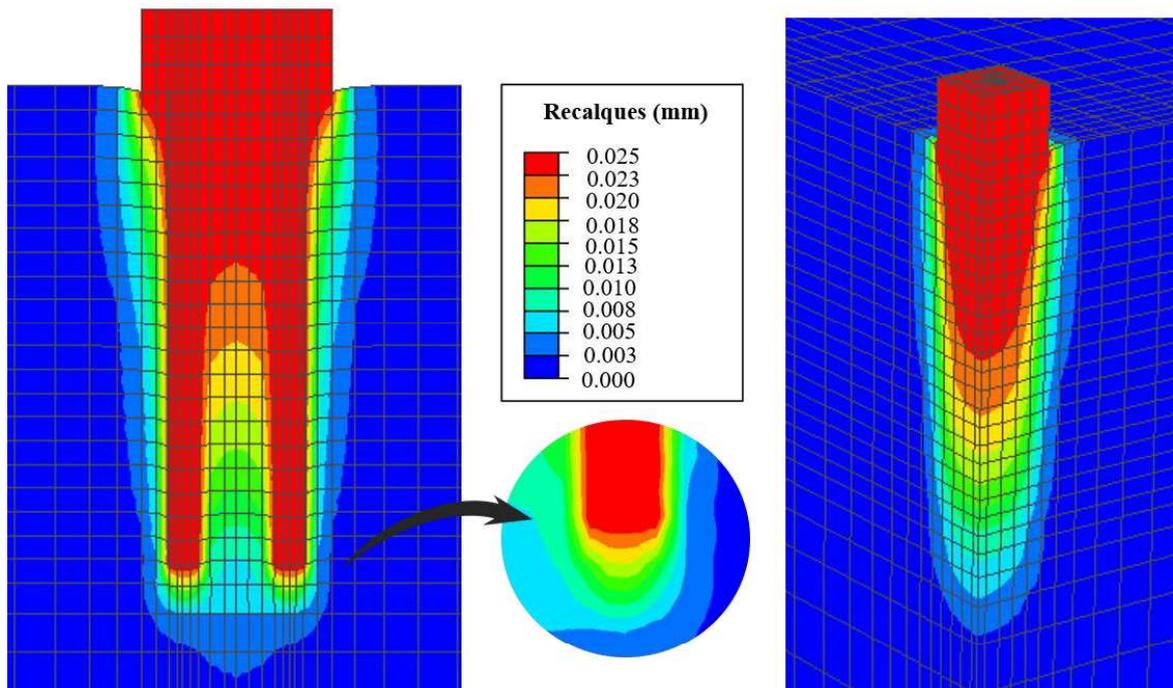


Figura 4.23: Recalques SE - 15 (MEF)

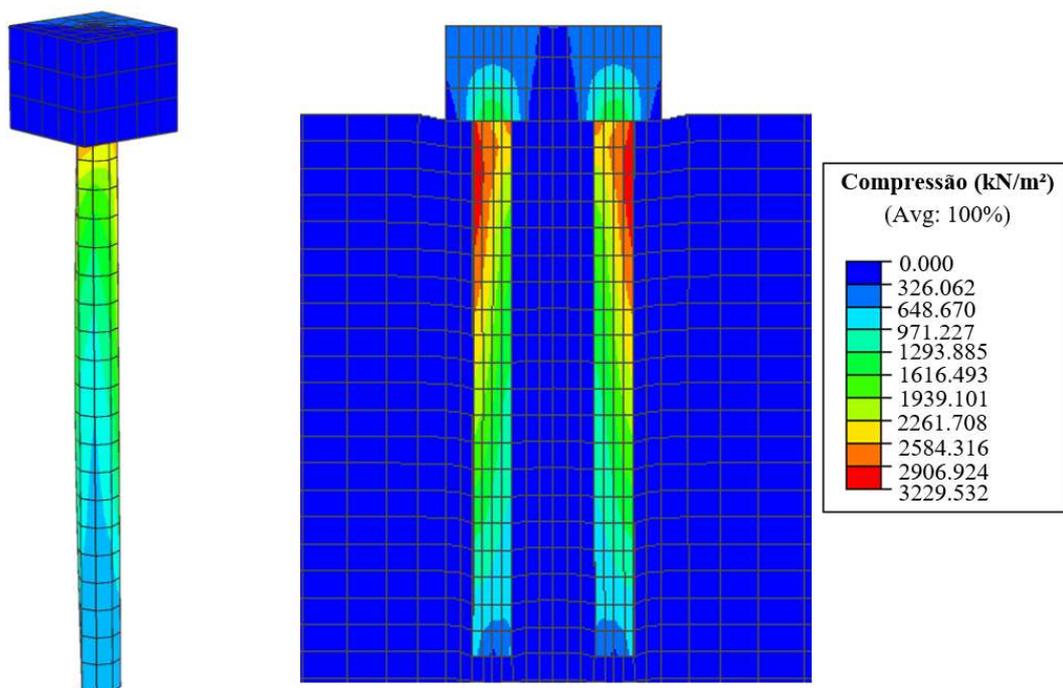


Figura 4.24: Compressão SE - 15 - MEF

A carga foi aplicada no eixo da sapata estaqueada, e pode-se perceber que o contato da sapata com o solo, gera um diferentes deformações, quando comparada aos elementos isolados de fundação. O bulbo de deslocamentos de mantém concentrado na região central do elemento, entre as estacas. Devido a interação entre estacas sapata e solo, sabe-se que ao se aplicar um carregamento sobre esse tipo de elemento, o solo confinado entre as estacas e diretamente sob a base da estaca sofre um efeito amplificado das tensões e conseqüentemente, nessa região, há uma maior concentração de deslocamentos, além dos deslocamentos acentuados na ponta da estaca, como seria o esperado devido a atuação conjunta dos dois elementos de fundação.

Pode-se perceber que os esforços aplicados no topo do bloco são distribuídos para as estacas e as tensões se acentuam em seu topo, como também observado na sapata estaqueada SE-30. A tensão máxima de compressão observada para esse estágio de carregamento foi de 3229,532 kN/m<sup>3</sup>. As tensões gerais fornecidas pelo software não são regulares e servem de base para análises mais gerais.

### 4.3 MÉTODOS SIMPLIFICADOS – SAPATAS ESTAQUEADAS

O uso de métodos simplificados que permitem através de soluções analíticas representar o comportamento das sapatas estaqueadas do estudo em questão será apresentado neste subitem.

#### 4.3.1 Mandolini et al. (2017)

Para a aplicação do método simplificado de solução hiperbólica proposto por Mandolini et al. (2017), e, conseqüentemente, simulação do comportamento das sapatas estaqueadas, o primeiro passo deu-se pela definição dos parâmetros mais adequados para a representação das curvas carga x recalque das estacas e sapata. A simulação do comportamento do grupo de estacas de 15, da estaca de 30 e da sapata, são necessárias, pois uma melhor aproximação analítica de seus comportamentos com os resultados carga x recalque dos elementos isolados resultam em uma melhor simulação das sapatas estaqueadas. A obtenção de tais valores consiste em atribuir incrementos graduais de carga, e contando com a rigidez inicial e carga de ruptura de cada elemento, é possível encontrar valores de recalques correspondentes aos acréscimos de carga adotados. Além disso, os coeficientes que definem o formato da curva e atendem a proposta de solução hiperbólica do método são definidos nessa etapa, sendo  $np$  o fator de forma referente à

estaca isolada e grupo de estacas, e  $nr$  referente a sapata. Com base na carga de ruptura adotada para os resultados experimentais e a partir dos pontos de carga e recalque, foram determinados valores de rigidez inicial e carga última para aplicação do método. A carga de ruptura adotada para a aplicação do método foi a mesma determinada nas curvas carga x recalque experimentais para um recalque de 25 mm. A partir de tentativas de combinações entre os elementos, percebeu-se que a rigidez inicial das estacas se tornou mais adequada como superior a rigidez da sapata.

Além disso os parâmetros  $np$  em ambos os casos se adequaram melhor como inferiores ao parâmetro de forma da sapata  $nr$ . A Figura 4.25, Figura 4.26 e Figura 4.27 representam as curvas carga x recalque obtidas para a sapata (SI), grupo de 15 (GE-15) e estaca de 30 (EI-30) consecutivamente, e seus resultados são plotados juntamente com os experimentais para verificação da representatividade dos parâmetros. Já a Tabela 4.2 apresenta os coeficientes utilizados para cada elemento. O recalque para as curvas individuais, foi obtido conforme a Equação (2.44), apresentada no item 2.7.2. A partir da definição dos parâmetros iniciais, fez-se a aplicação das equações do método seguindo o procedimento apresentado no item 2.7.2.

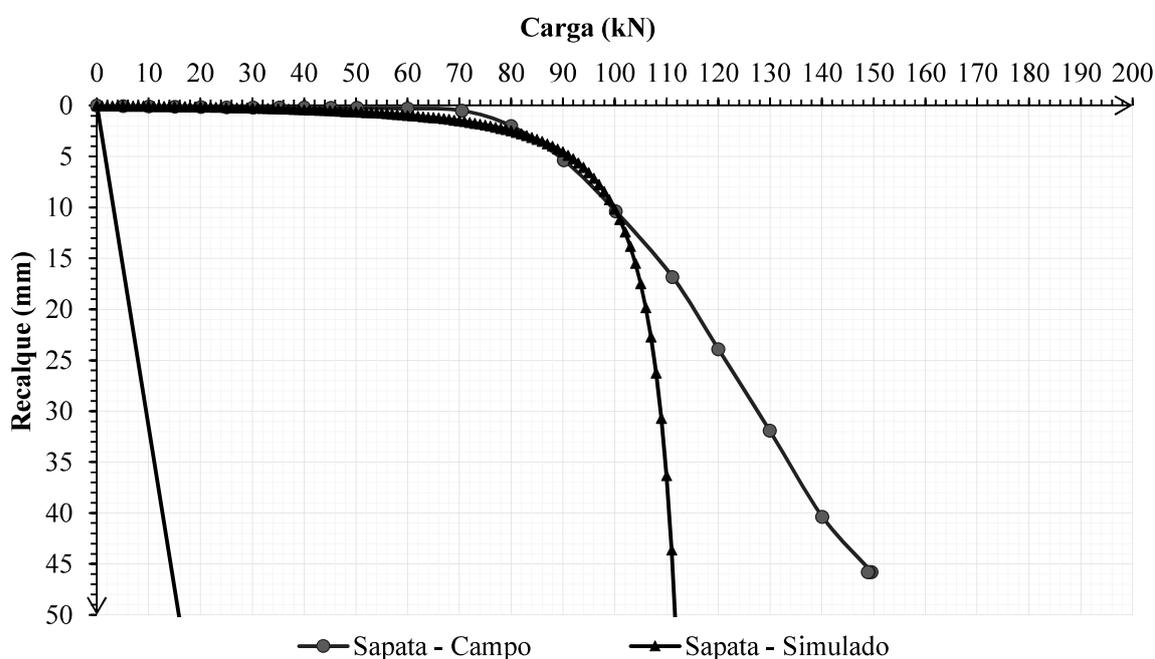


Figura 4.25: Simulação analítica sapata (SI)

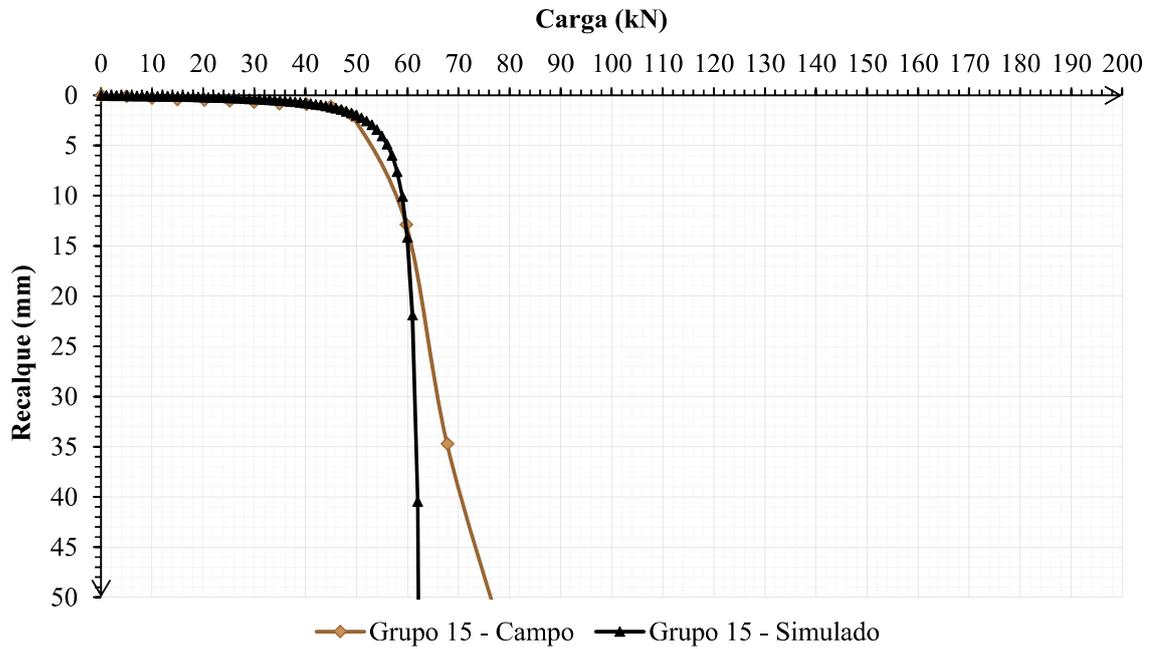


Figura 4.26: Simulação analítica grupo 15 (GE-15)

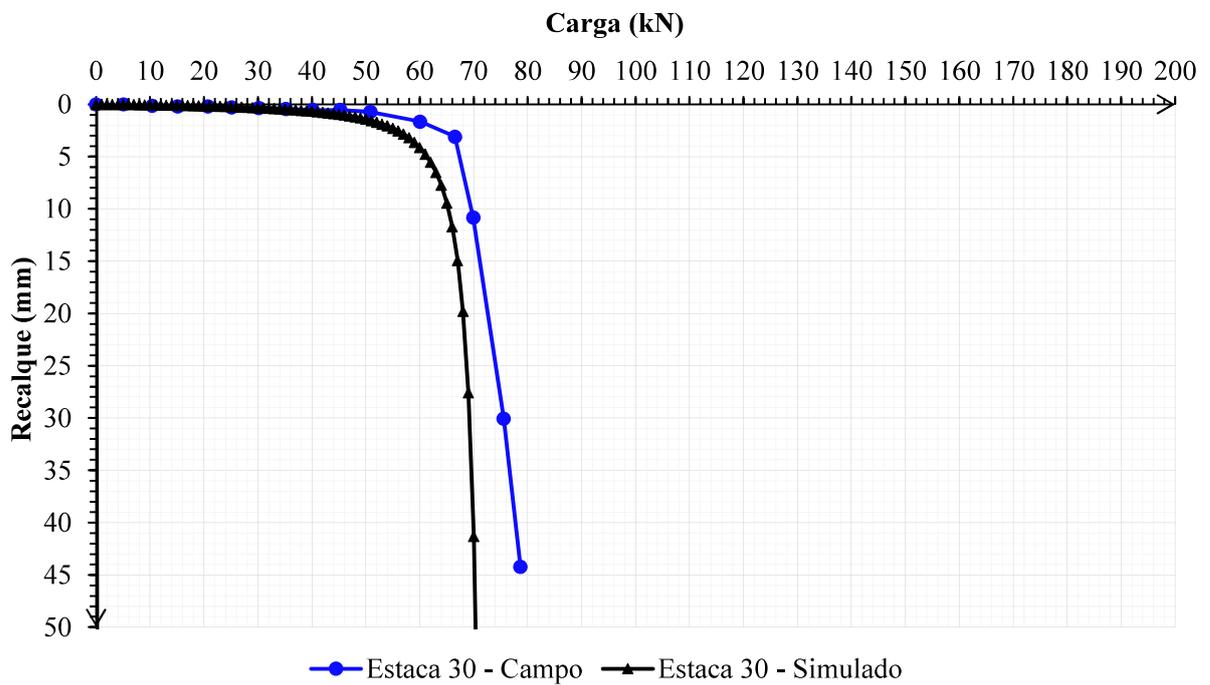


Figura 4.27: Simulação analítica estaca 30 (EI-30)

Tabela 4.2: Coeficientes iniciais

Elemento	Kr,0	Qp,ult	n(p,r)
Sapata	185	121,5	3
Estaca 30	189	74	2,8
Grupo 15	190	64	2,5

A obtenção da carga na sapata estaqueada ( $Q_{pr}$ ), depende de interações entre diversos coeficientes, sendo eles o coeficiente de compartilhamento de carga entre estacas e sapata  $\alpha_{pr}$ , o coeficiente  $\beta$  que determina a quantidade de carga destinada às estacas, além dos fatores de forma  $n_p$  e  $n_r$ . Uma das vantagens do método que permite a melhor representação da sapata estaqueada, é a capacidade de representar a degradação da rigidez dos elementos com o aumento da carga aplicada, e consequentemente a obtenção das parcelas de carga distribuídas entre as estacas e a sapata. O apêndice B apresenta as tabelas com incrementos e resultados para a aplicação do método para cada sapata estaqueada. A Figura 4.28 apresenta o comportamento carga x recalque obtido para a sapata estaqueada SE-15 juntamente com o resultado experimental.

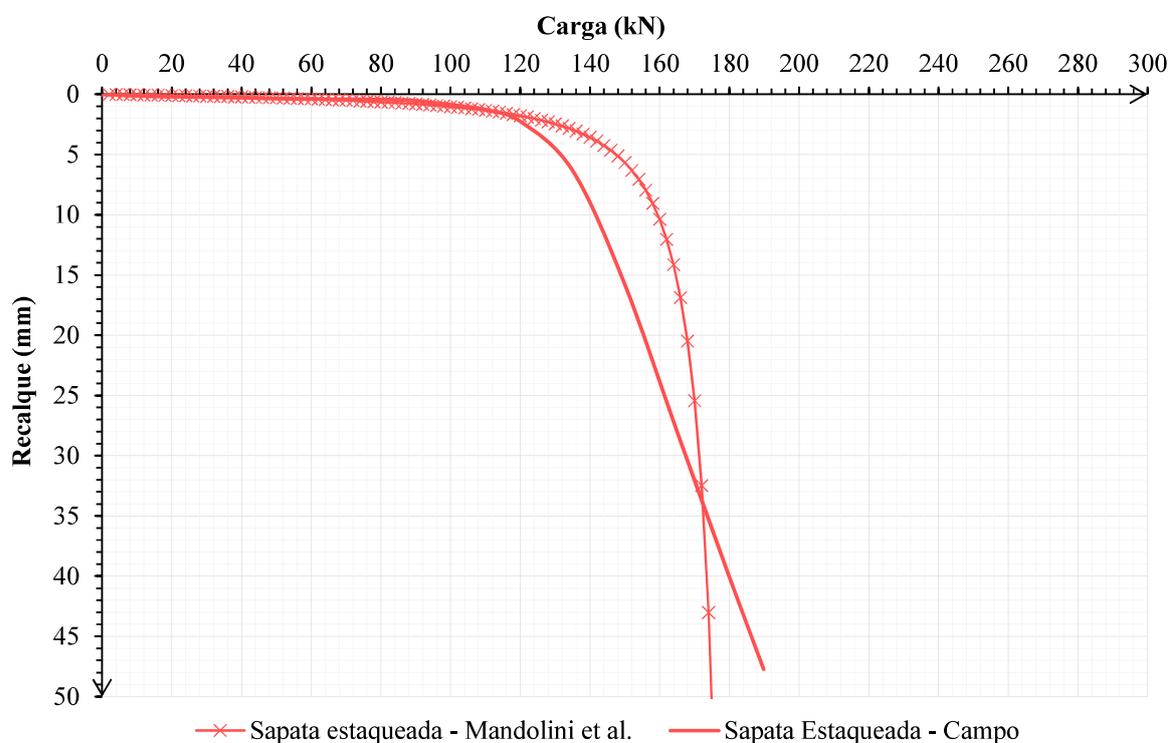


Figura 4.28: Sapata estaqueada SE-15 Mandolini et al.

Nota-se que o comportamento carga x recalque ficaram bastante próximos aos obtidos em campo, sendo o método bastante representativo do comportamento real neste caso. A Figura 4.29 apresenta a distribuição percentual de carga em cada elemento em relação a carga total conduzida pelo sistema completo.

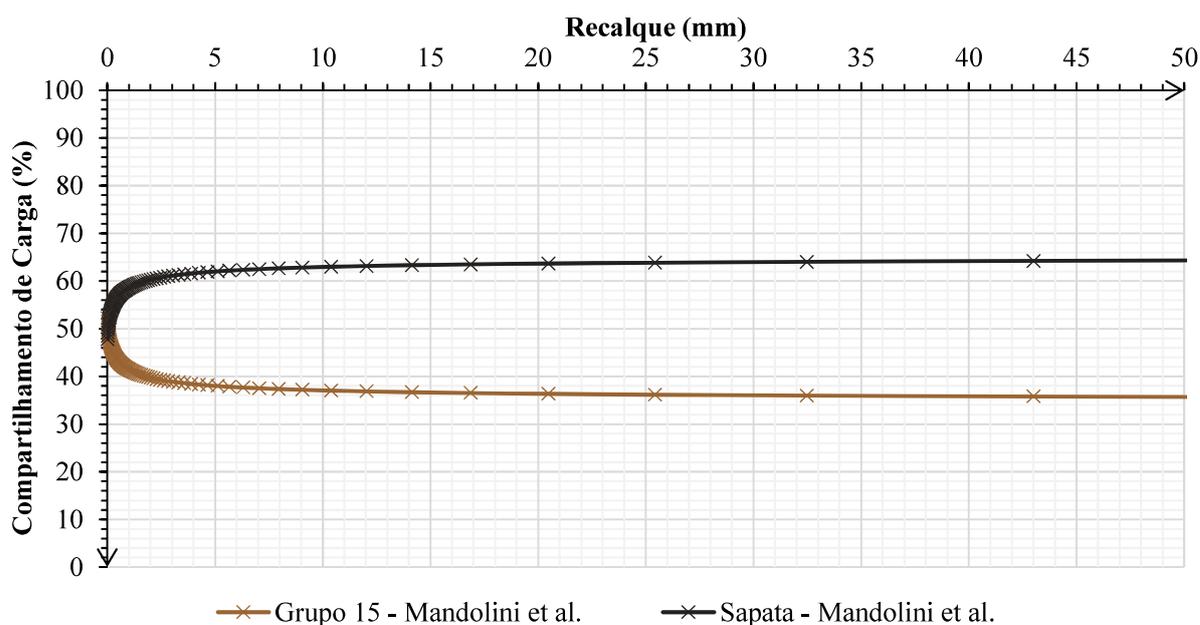


Figura 4.29: Compartilhamento de carga SE-15 (Mandolini et al.)

Nota-se que a carga conduzida pela sapata aumenta gradualmente conforme os acréscimos de carga incrementados iniciando-se em um valor de 47,79 % e aumentando até a casa dos 64,40 %, enquanto que a situação contrária ocorre para o grupo de estacas que tem sua parcela de carga reduzida, iniciando-se em cerca de 51,21 % e reduzindo-se até cerca de 35,6%. O mesmo procedimento foi feito para a sapata estaqueada SE-30, sendo que a Figura 4.30 apresenta os valores de carga e recalque obtidos pela simulação analítica, plotados com os valores obtidos experimentalmente, para a verificação da eficiência do método.

O percentual de carga de cada elemento em relação a carga total do sistema apresenta-se na Figura 4.31. Da mesma maneira que para a sapata estaqueada SE-15, pode-se perceber que a carga na sapata aumenta gradualmente de 48,54% no estágio inicial para cerca de 62,02% no estágio final, enquanto a carga na estaca diminui com os acréscimos de carga iniciando-se em 51,46% e sendo reduzida até cerca de 37,98%. A sapata estaqueada apresenta cargas um pouco

superiores, se comparada ao comportamento encontrado para a sapata estaqueada SE-15. Maiores análises comparativas serão feitas a seguir no item 4.4.

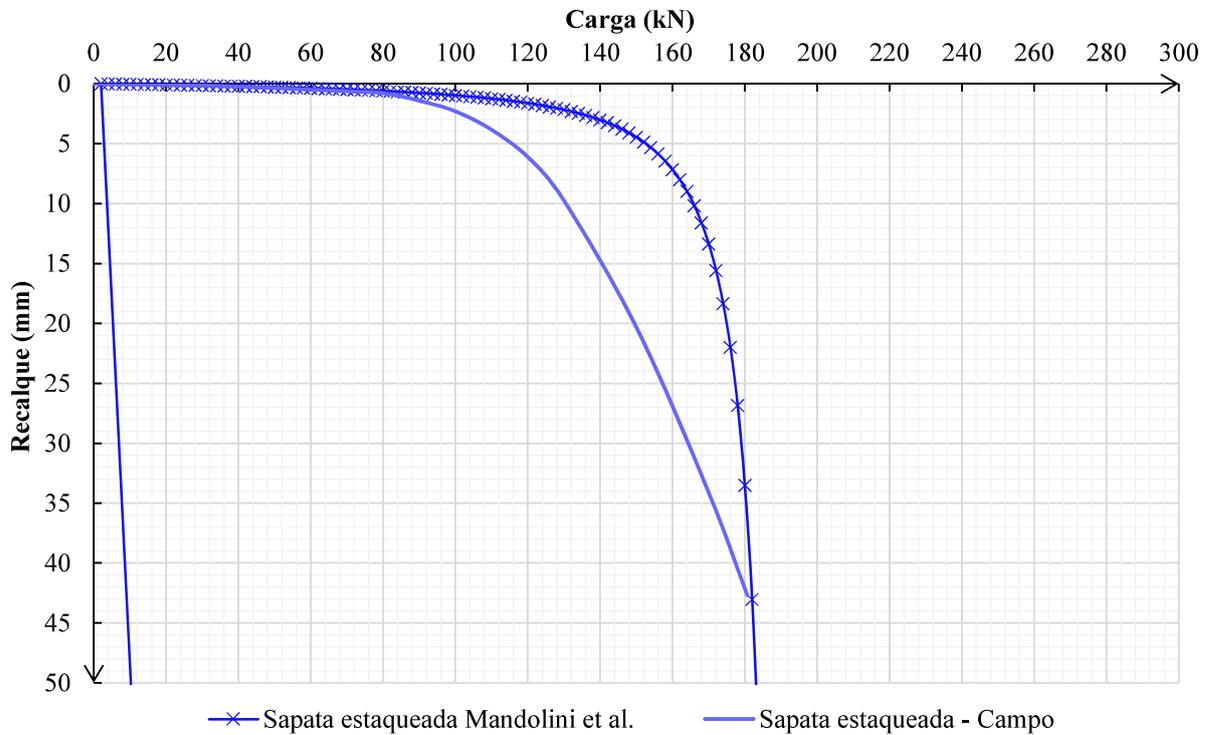


Figura 4.30: Sapata estaqueada SE-30 Mandolini et al.

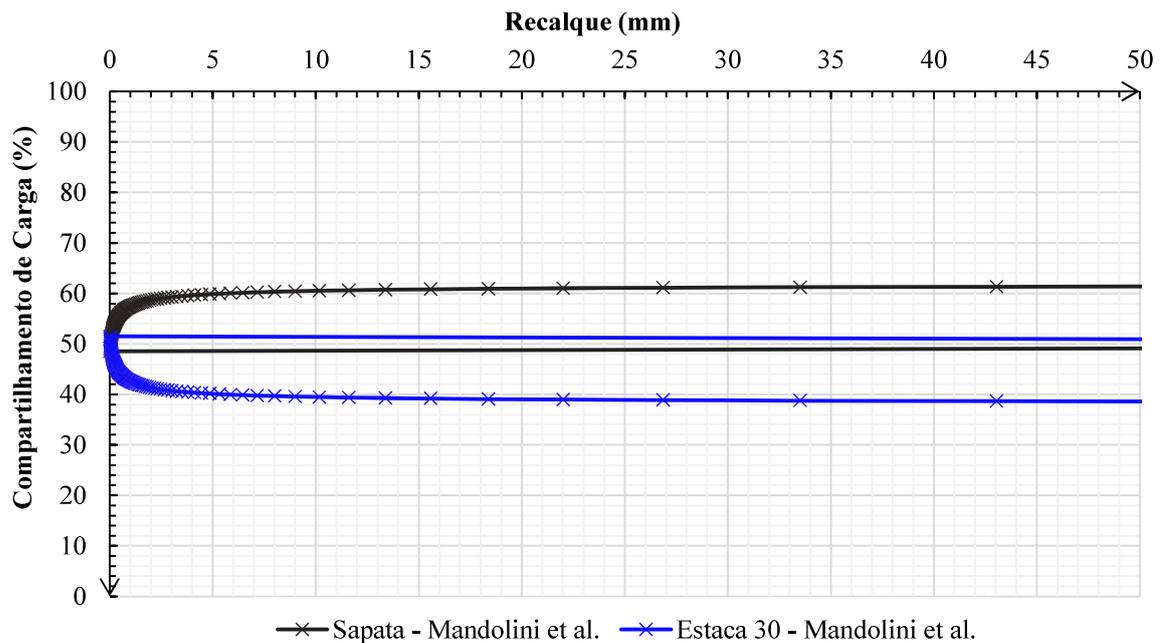


Figura 4.31: Compartilhamento de carga SE-15 (Mandolini et al.)

### 4.3.2 PDR - Poulos & Davis (1980) e Randolph (1994)

O método considera três segmentos de reta para representar o comportamento carga x recalque da sapata estacada, com base na rigidez tangente inicial de cada elemento individual e suas respectivas cargas de ruptura. De posse do comportamento carga x recalque de cada fundação obtidos através das provas de carga estáticas executadas campo, determinou-se a rigidez tangente inicial para o grupo de estacas (GE-15), estaca (EI-30) e sapata isolada (SI), por meio da inclinação dos trechos iniciais das curvas. Além disso, a aplicação do método também depende das dimensões das fundações (comprimento e diâmetro da estaca, lado da sapata, número de estacas, área da sapata), Módulo de Elasticidade do solo e coeficiente de Poisson. A Tabela 4.3 apresenta os valores empregados para a simulação do comportamento das duas sapatas estacadas (SE-15 e SE-30).

Tabela 4.3: Coeficientes iniciais método PDR

Coeficientes		SE-30	SE-15
Rigidezes	Estacas - $K_{p,0}$ (kN/mm)	189	190
	Sapata - $K_{r,0}$ (kN/mm)	185	
Cargas de ruptura	Estacas - $Q_{p,u}$ (kN)	74	64
	Sapata - $Q_{r,u}$ (kN)	121,5	
Geometria	nº de estacas	1	4
	Diâmetro - D (m)	0,3	0,15
	Lado sapata (m)	0,8	
	Comprimento Estaca (m)	2	
	Área sapata (m <sup>2</sup> )	0,64	
Parâmetros do solo	E (MPa)	200	
	$\nu$	0,3	

Optou-se por manter os mesmos valores empregados no método hiperbólico (Mandolini et al. 2017) anteriormente apresentado, para a rigidez inicial e carga de ruptura dos elementos. O módulo de Elasticidade utilizado para o cálculo dos coeficientes  $\xi$  e  $\rho$  necessários para a obtenção dos coeficientes de interação, foi considerado constante nos dois 2 m de profundidade, conforme observado no ensaio de SDMT apresentado no item 2.2.1.

A partir do estabelecimento dos parâmetros iniciais, obtiveram-se os coeficientes de interação entre estacas ( $\alpha_{pr}$ ) para as duas sapatas estacadas, conforme as equações apresentadas no item 2.7.2. Assim foi possível calcular a rigidez das sapatas estacadas ( $K_{pr}$ ). Além disso, o

método considera que um fator de distribuição de carga ( $X$ ) deve ser utilizado para definir quanto de carga está sendo distribuída para a sapata. Tal fator depende das rigidezes já estabelecidas e do coeficiente de interação. O ponto de carga limite das estacas ( $Q_a$ ) depende desse fator e define o limite do primeiro segmento de reta do comportamento carga x recalque. A Tabela 4.4 apresenta os valores do coeficiente de interação, rigidezes das sapatas estaqueadas, carga limite das estacas e demais fatores utilizados para sua obtenção previamente mencionados no item 2.7.2.

Tabela 4.4: Coeficientes de comportamento das sapatas estaqueadas

Coeficientes	SE-30	SE-15
$\xi$	1	
$\rho$	1	
$r_m$ (m)	3,25	
$r_o$ (m)	0,15	0,08
$\zeta$	3,08	3,77
$r_c$ (m)	0,45	0,23
$\alpha_{pr}$	0,64	0,71
$K_{pr}$ (kN/mm)	228,77	220,85
$Q_{pr}$ (kN)	195,50	185,50
$X$	0,49	0,48
$Q_a$ (kN)	143,79	122,58

Assim, os três trechos de reta que representam o comportamento da sapata estaqueada são compostos por um ponto inicial em que nenhum dos elementos está sendo solicitado (ponto 1), um ponto que define o limite da capacidade de carga das estacas, mas a sapata continua ativo (ponto 2), um terceiro ponto onde a sapata atinge sua capacidade última (ponto 3) e a partir daí não são aplicados mais acréscimos de carga e teoricamente há a ocorrência de recalques infinitos (ponto 4). A Tabela 4.5 apresenta tais pontos para cada sapata estaqueada. O Apêndice C exemplifica a obtenção dos valores de carga e recalques e a Figura 4.32 e Figura 4.33 o comportamento carga x recalque para as sapatas estaqueadas SE-15 e SE-30.

Tabela 4.5: Pontos sapata estaqueada tri-linear

Pontos	Sapata Estaqueada 15		Sapata Estaqueada 30	
	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	0	0	0	0
2	122,6	0,84	143,8	0,85
3	185,5	1,18	195,5	1,13
4	185,5	50	195,5	50

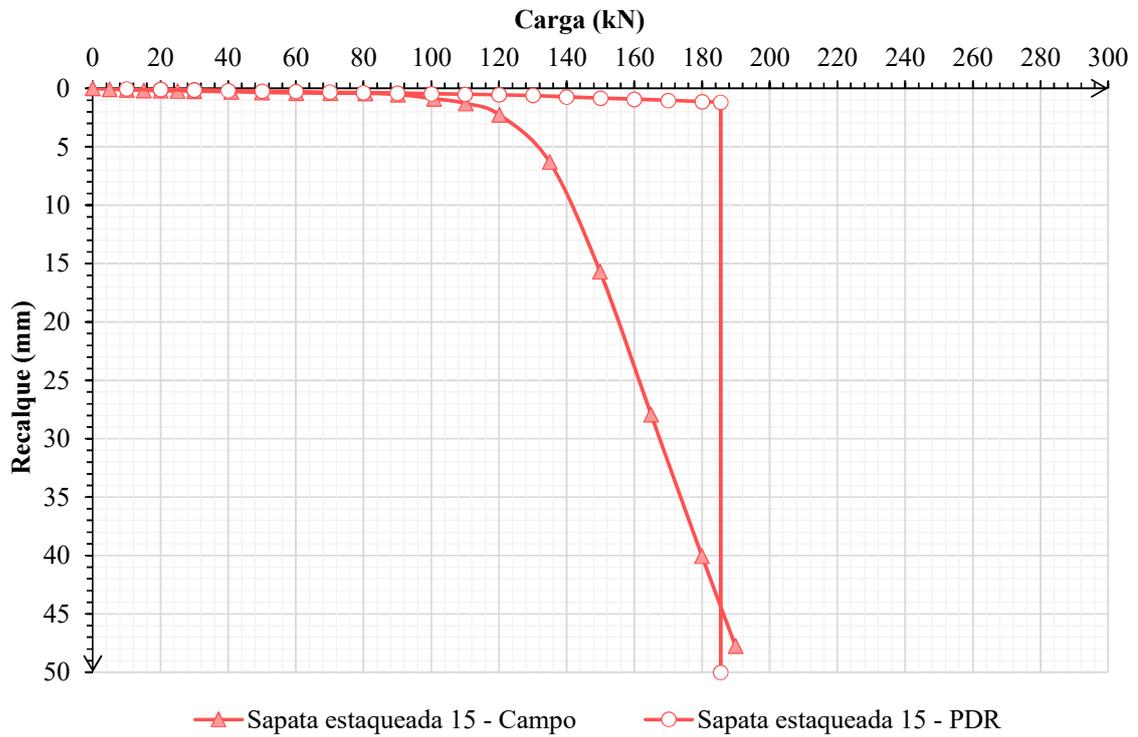


Figura 4.32: Aplicação do Método PDR SE-15

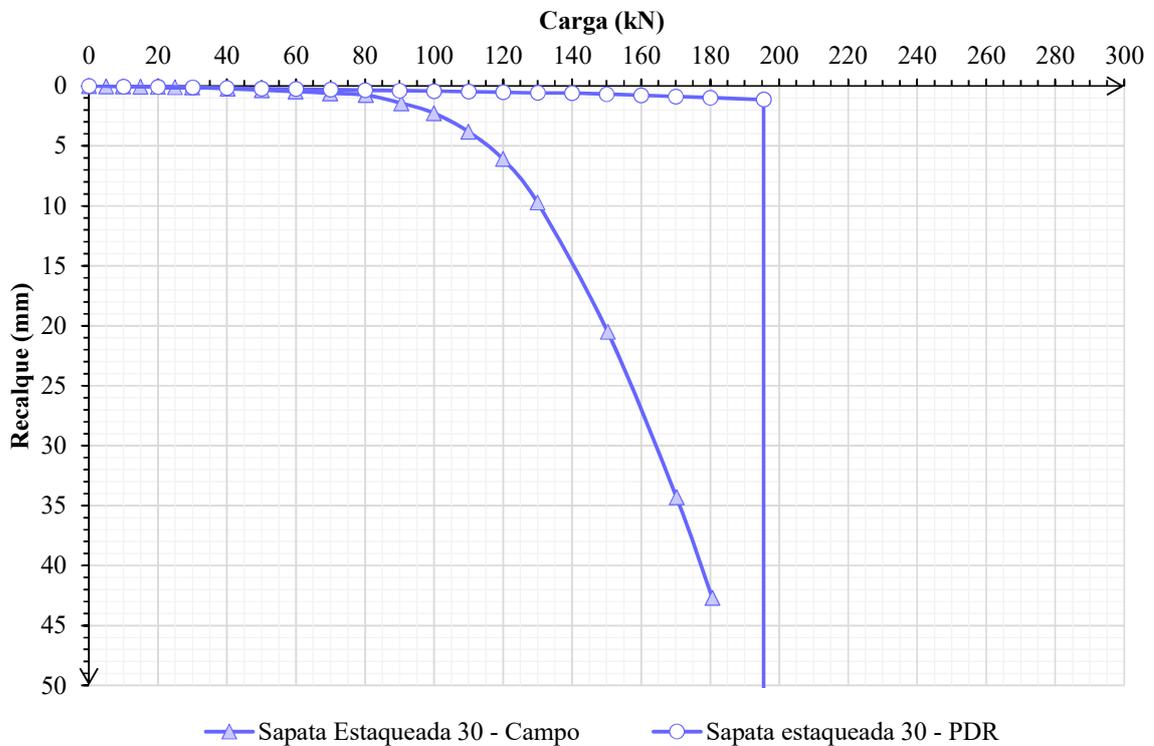


Figura 4.33: Aplicação do Método PDR SE-30

O método considera valores de rigidez fixos para as estacas, sapata e sapata estaqueada. Mantendo tais valores iguais além dos fatores  $X$ ,  $\alpha_{pr}$  e  $Q_a$ , e estabelecendo incrementos graduais de carga, é possível encontrar a distribuição de carga entre os elementos (sapata e estacas). A carga na sapata ( $Q_r$ ) foi obtida pela multiplicação do valor da carga total aplicada e o coeficiente  $X$  e a carga nas estacas ( $Q_p$ ) adotada como a diferença entre a carga total aplicada e a carga na sapata. A carga conduzida pelas estacas é aumentada até alcançar seu valor limite ( $Q_a$ ), a partir desse momento, nenhuma carga adicional é destinada as estacas e toda carga excedente é conduzida pela sapata até atingir o valor máximo da sapata estaqueada ( $Q_{pr}$ ).

As cargas percentuais dos elementos em relação a carga total no sistema de fundação, são ilustradas pela Figura 4.34 para a sapata estaqueada SE -15 e na Figura 4.35 para a sapata estaqueada SE-30. Para as duas situações a carga percentual na sapata foi superior a carga nas estacas, sendo que para a sapata estaqueada SE -15 a porcentagem de carga inicial sapata é de 47,79 % e para a ocorrência dos deslocamentos significativos é de 65,5% enquanto que para o grupo de estacas a porcentagem de carga inicial é de 52,21% e final de 34,5 %. Para a sapata estaqueada SE-30 inicialmente, a carga na estaca é de 51,46 % e na etapa final é de 37,85 %, já na sapata a carga relativa inicial é de 48,54 % e para os recalques significativos a carga é de 62,15 %.

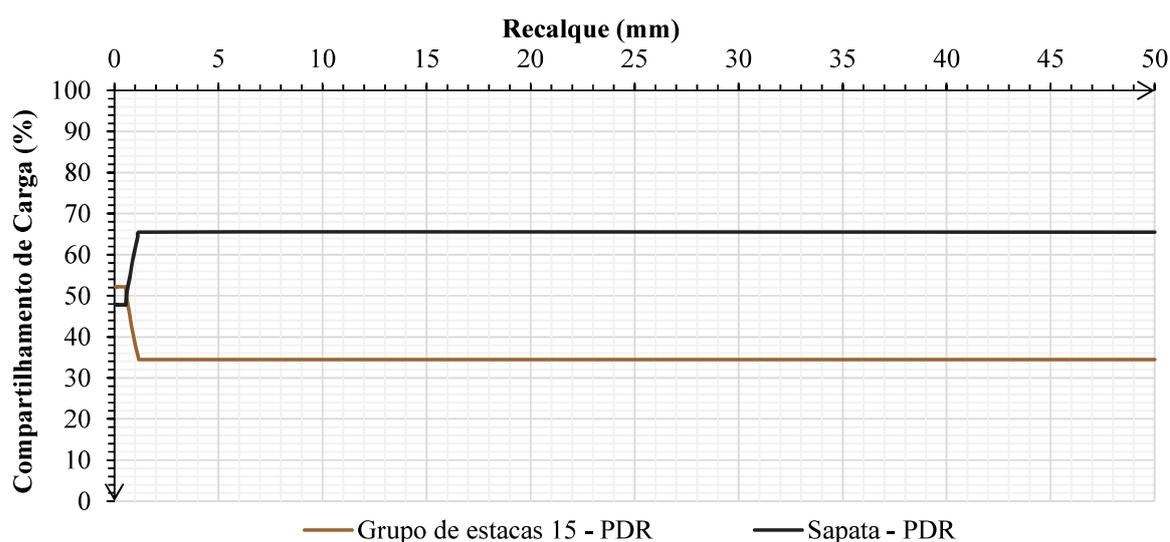


Figura 4.34: Compartilhamento de carga PDR SE-15

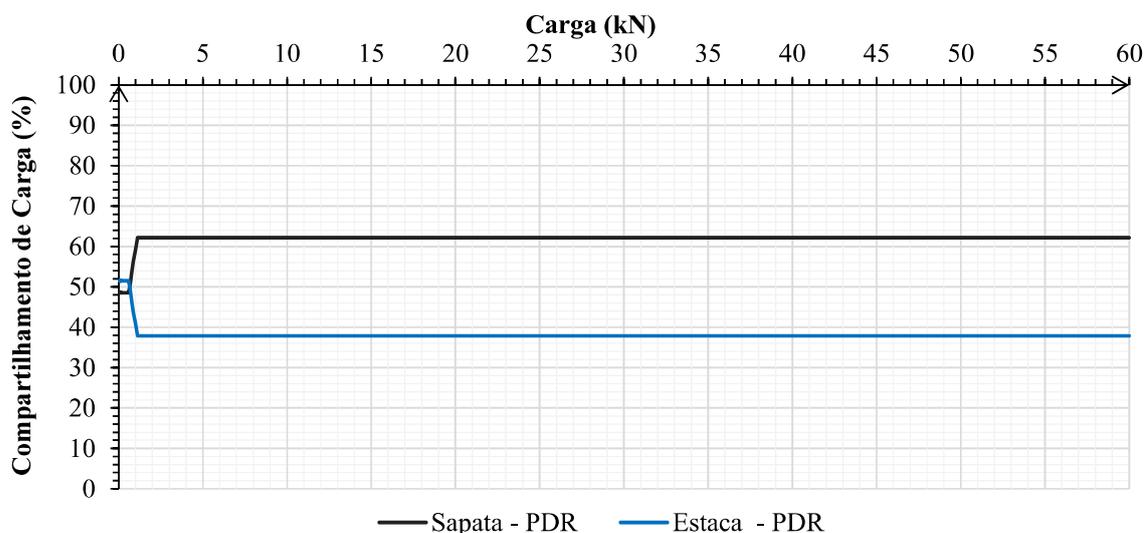


Figura 4.35: Compartilhamento de carga PDR SE-30

Por simular o comportamento da sapata estaqueada de maneira tri-linear, o método não é capaz de representar bem a degradação gradual da resistência do solo, apresentando o aumento dos deslocamentos de maneira brusca, e, conseqüentemente, uma carga de ruptura mais distante do obtido em campo. Outro fator que gera tal efeito, é o fato de a rigidez ser mantida constante para cada elemento, logo, o método não representa uma degradação da rigidez ao longo dos incrementos de carga. O ponto em que os deslocamentos são aumentados fica limitado a carga  $Q_{pr}$ , ou seja, limite de carga conduzida pelas sapatas e estacas. Para pequenos deslocamentos, é possível ter uma representação mais próxima do comportamento real do solo ao contrário do que é visto para maiores recalques. Ainda assim, o método é uma maneira rápida e prática para ser ter uma ideia inicial, a nível de pré-projeto da representação de uma sapata estaqueada.

#### 4.4 ANÁLISES COMPARATIVAS

Considerando a importância de analisar comparativamente as fundações que são objetivo de estudo do presente trabalho, neste subitem será feita uma síntese de todos os resultados obtidos e diagnósticos quanto o comportamento carga x recalque de cada fundação, de modo que se possa compreender se o uso de uma associação entre um elemento de fundação superficial e profunda, é promissor em relação ao aumento da capacidade de carga do sistema. A Figura 4.36 reúne os resultados obtidos em campo.

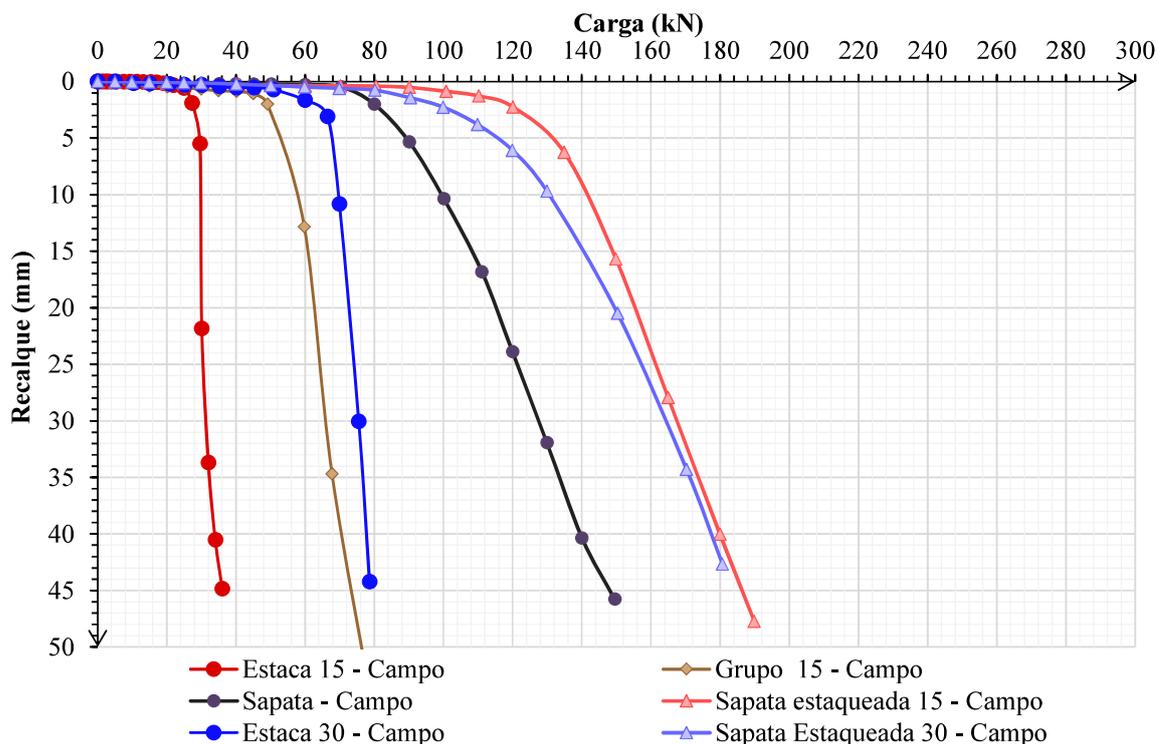


Figura 4.36: Resultados carga x recalque experimentais

Em relação as estacas isoladas, apesar de ambas atingirem a mesma profundidade no solo, à estaca com 30 cm de diâmetro alcançou uma carga de ruptura 2,5 maior que a estaca de 15 cm devido a sua maior área de fuste e base e consequentemente maior contribuição por atrito lateral e capacidade de carga devido a base, em relação à estaca com 15 cm de diâmetro. Nota-se também que a verticalização da curva referente à estaca de 15 cm que não é percebida com tanta ênfase para a estaca de 30 cm.

O grupo com 4 estacas de 15 cm de diâmetro, atingiu uma resistência menor do que a esperada tendo em vista o comportamento da estaca isolada com 15 cm de diâmetro e considerando o mencionado pela bibliografia de que a eficiência entre grupo e estacas se aproxima da unidade para estacas escavadas e espaçamento igual ou superior a 3 diâmetros. Para uma carga de ruptura aos 25 mm cada estaca no grupo atingiu cerca de 52% da carga de ruptura da estaca isolada, indicando um efeito de grupo considerável. Apesar disso, acredita-se que tal comportamento, não ocorreu devido ao processo executivo das estacas, pois o mesmo comportamento foi observado para a sapata estaqueada com 4 estacas de 15 cm de diâmetro. Além do mais, percebe-se que ambas as sapatas estaqueadas apresentaram um comportamento

muito semelhante entre si, o que também se observa no comportamento da estaca isolada de 30 cm de diâmetro e do grupo de estacas. É possível que, o espaçamento mínimo para as estacas com tal diâmetro necessite ser maior para evitar o efeito tão significativo, porém tais afirmações só podem confirmadas com a análise da parcela de contribuição de cada elemento.

Levando em conta que as duas sapatas estaqueadas possuem a mesma área de contato da sapata com o solo e que a estaca isolada com 30 cm de diâmetro e o grupo de estacas apresentaram um comportamento semelhante, é plausível que o comportamento das sapatas estaqueadas seja parecido. Deve-se levar em conta que a capacidade de carga dos sistemas de fundação, foi aumentada devido o contato da asapata com o solo, para as duas sapatas estaqueadas em relação aos elementos isolados, o que enfatiza a relevância da presente pesquisa. A Figura 4.37 apresenta o comportamento carga x recalque experimental para a sapata estaqueada SE-30 e os elementos isolados que a compõe para comparação, além de uma curva que representa a soma dos elementos isolados para verificação do efeito que a união sapata-estaca teve sobre a capacidade de carga.

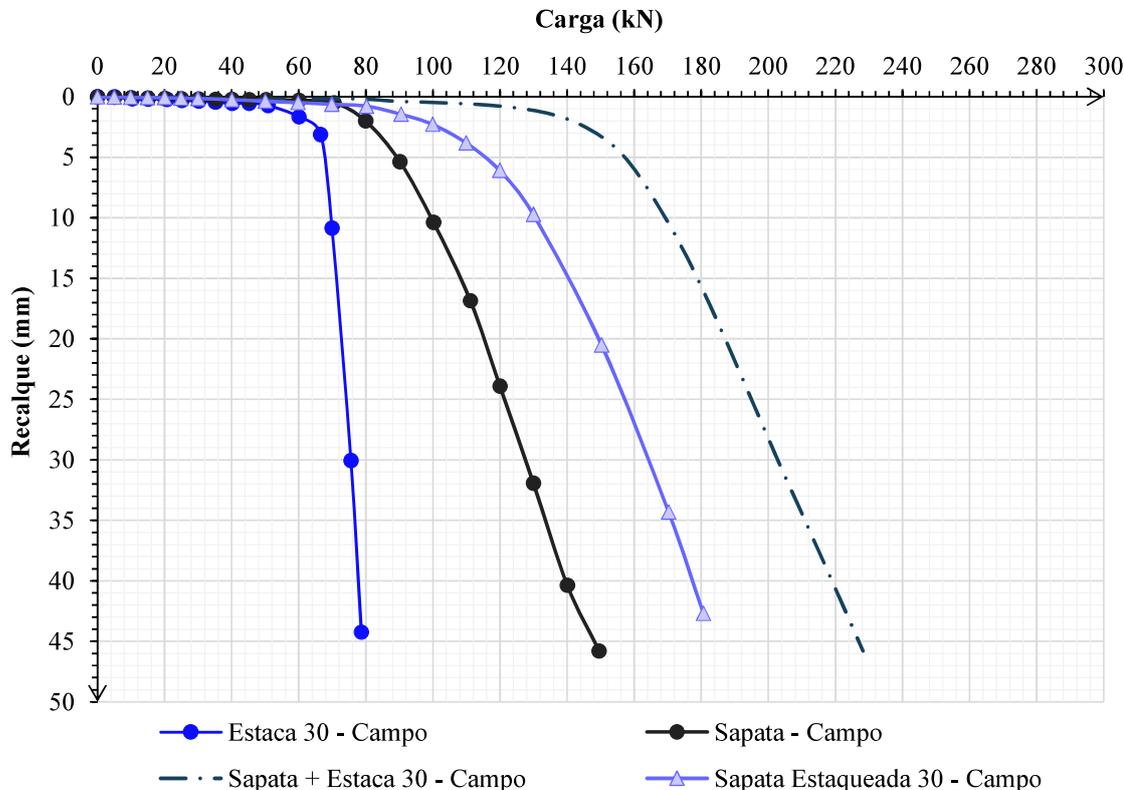


Figura 4.37: Resultados carga x recalque experimentais SE-30

Percebe-se que a curva que representa a soma das estruturas de fundação isoladas, alcançou maiores valores de carga para menores deslocamentos que a curva carga x recalque da sapata estaqueada experimental. Enquanto a carga admitida como carga de ruptura para a SE-30 experimental é de 157 kN, a carga de ruptura referente a junção dos dois elementos, é de 194 kN, ou seja, 23,57% superior ao comportamento real obtido em campo. É possível que essa redução na capacidade de carga no elemento sapata estaqueada seja graças a menor área de contato do bloco com o solo em relação ao isolado, visto que introdução de uma estaca reduz a área de contato. Além disso, é admissível que haja interação entre os elementos, uma vez que quando combinados, pode haver uma redução no efeito do atrito lateral da estaca em sua parte superior, onde há efeito da ação do bloco em contato com solo. A Figura 4.38 ilustra a mesma situação, porém para os dados numéricos.

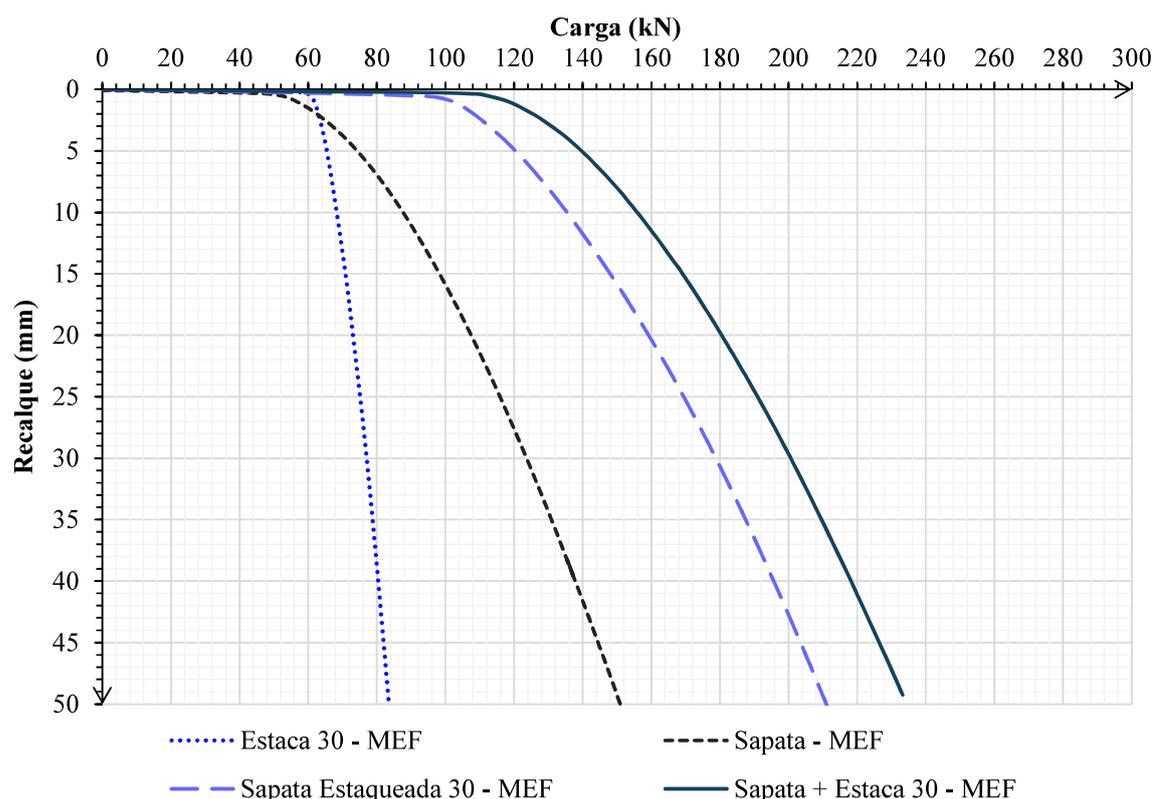


Figura 4.38: Resultados carga x recalque numéricos SE-30

A partir da análise das curvas numéricas, percebe-se também que a sapata estaqueada (SE-30 MEF) alcançou cargas de maiores proporções com um maior trecho linear inicial que os dois

elementos isolados, para menores deslocamentos. Isso significa que a associação dos dois tipos de fundação, e geraram um efeito benéfico no comportamento do sistema solo-fundação.

Da mesma forma que para os dados numéricos, a soma dos elementos individuais alcançou cargas um pouco superiores que as alcançadas pela sapata estaqueada. Entretanto a redução causada pela sapata estaqueada em relação a soma dos elementos isolados foi inferior a obtida experimentalmente. A modelagem da sapata isolada apresentou valores de carga um pouco menores que os dados experimentais, para o mesmo deslocamento o que pode ter resultado em um aumento menos significativo em relação a sapata estaqueada. Dessa forma, a carga aos 25 mm para a sapata estaqueada numérica é de 169,8 kN e para a soma dos elementos isolados é 11,9% superior com 190 kN.

A Figura 4.39 apresenta essa análise para os dados experimentais da sapata estaqueada SE-15, exibindo o grupo de estacas, sapata, a soma dos dois elementos isolados e a sapata estaqueada.

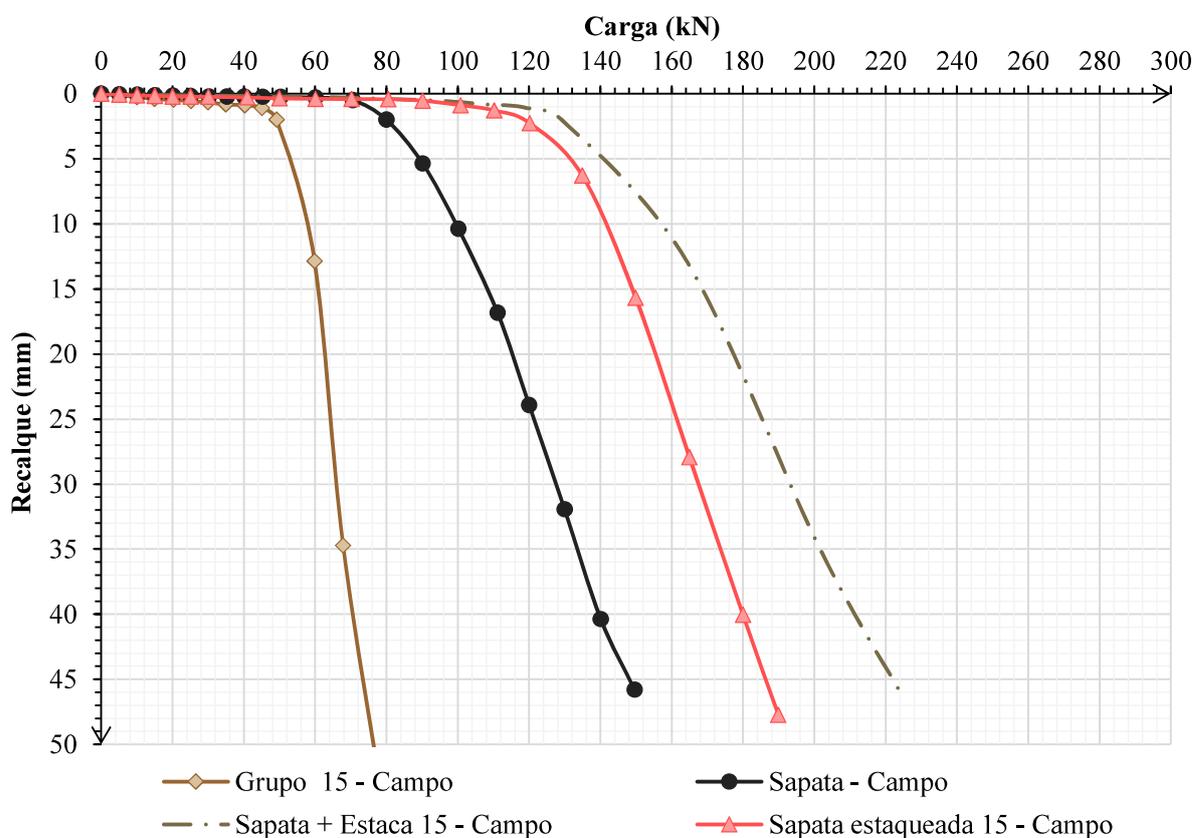


Figura 4.39: Resultados carga x recalque experimentais e numéricos SE-15

Do mesmo modo que para a sapata estacada SE-30 a soma dos elementos isolados apresentou um valor de carga superior ao alcançado para a sapata estacada para os mesmos deslocamentos. A carga de ruptura aos 25 mm referente a soma dos elementos isolados é de 185 kN, 14,55% superior à da sapata estacada com 161,5 kN.

As cargas de ruptura para um recalque de 25 mm referente ao comportamento carga x recalque de todos os elementos executados em campo e modelados numericamente encontram-se na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Estimativa de cargas de ruptura

<b>Carga de Ruptura kN</b>		
<b>Elementos</b>	<b>Experimentais</b>	<b>MEF</b>
Sapata	121,5	116
Estaca 15	30,5	36,05
Estaca 30	74	74
Sapata estacada 30	157	169,8
Grupo 15	64	-
Sapata estacada 15	161,5	235,5

A modelagem numérica para a estaca isolada de 30 foi tão semelhante que a carga de ruptura para os dados experimentais e por MEF foram iguais, fato que também foi percebido para a sapata estacada de 30 que aos 25 mm de recalque apresentou uma carga 8,15% superior em relação a obtida em campo. Já a estaca isolada de 15 cm apresentou numericamente, um valor de carga de ruptura 18,20% superior ao obtido em campo e a sapata estacada SE-15 apresentou o valor mais distante de todos sendo 45,82% superior ao experimental, não sendo muito representativa do comportamento real. O único elemento que apresentou um valor numérico de carga de ruptura inferior ao experimental foi a sapata isolada com 4,53% a menos de carga de ruptura.

A partir das estimativas de comportamento das sapatas estacadas com o uso de métodos simplificados e considerando o comportamento obtido experimentalmente e por modelagem numérica, fez-se para as duas sapatas estacadas uma comparação entre as 4 maneiras de obtenção do comportamento carga x recalque apresentadas no presente estudo. A Figura 4.40 exhibe para a sapata estacada SE-30 as 4 curvas carga x recalque obtidas pelos diferentes métodos. A mesma comparação para a sapata estacada SE-15 apresenta-se na Figura 4.41.

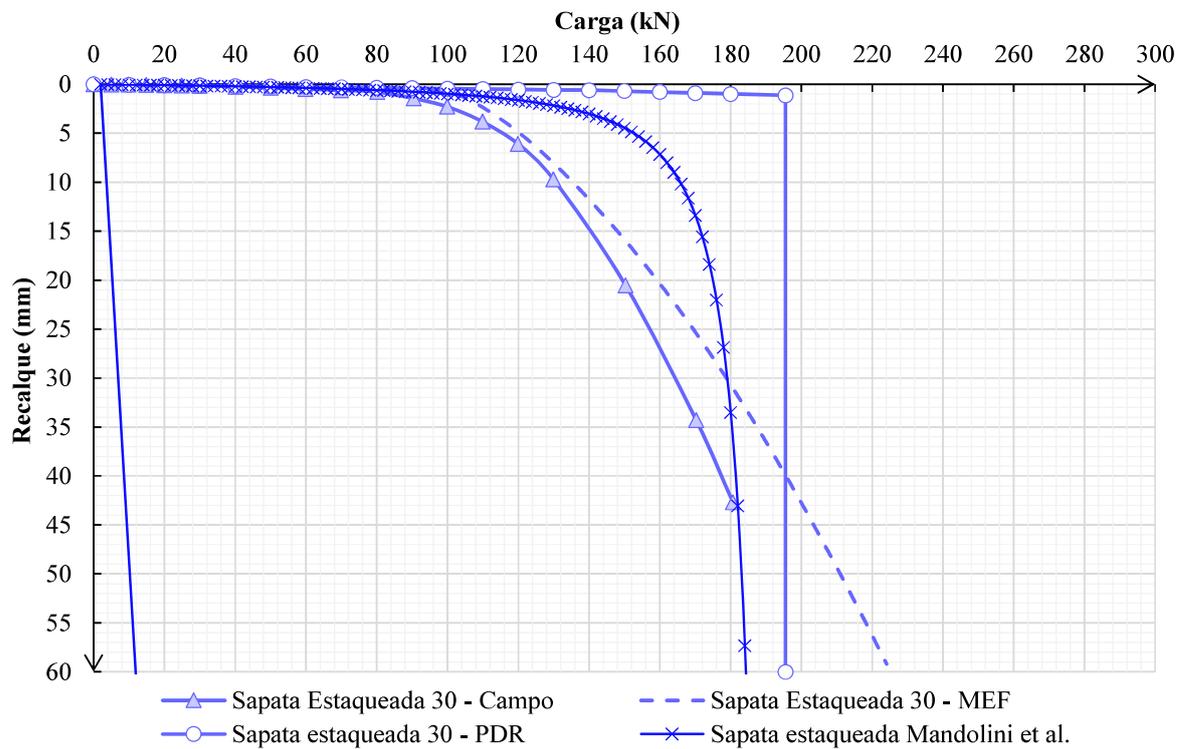


Figura 4.40: Comportamento carga-recalque sapata estacada SE-30

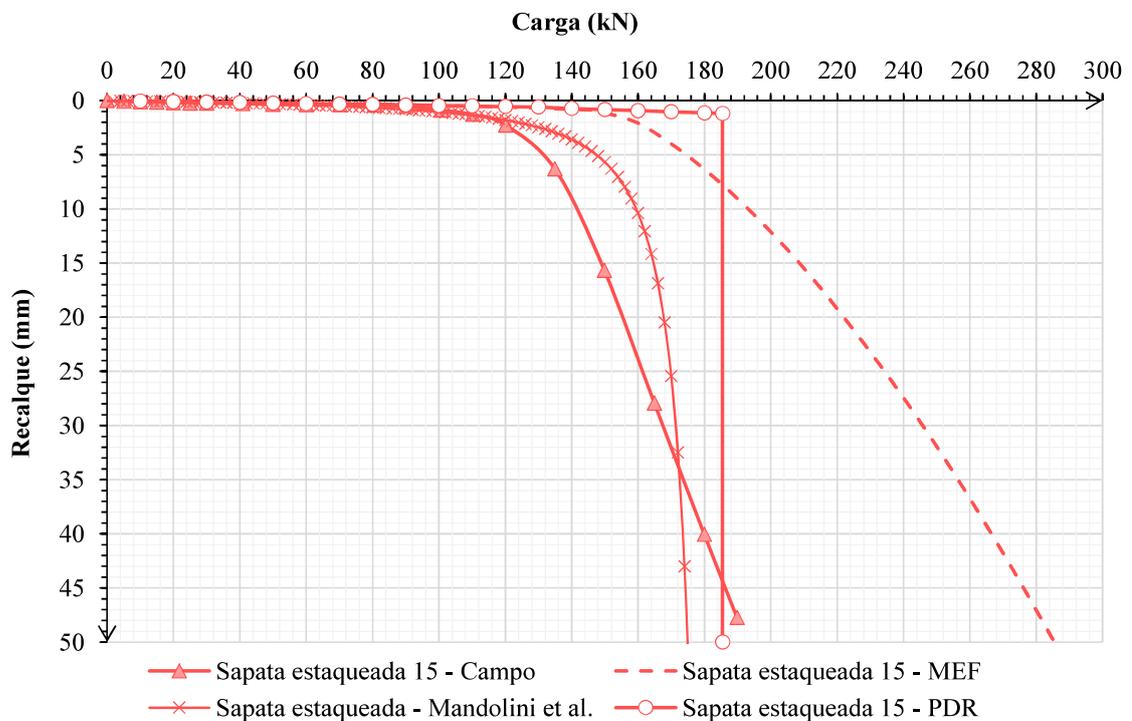


Figura 4.41: Comportamento carga-recalque sapata estacada SE-15

Para a sapata estaqueada SE-30, as três abordagens empregadas para estimar/simular o comportamento da sapata estaqueada, apresentam valores maiores que os obtidos experimentalmente. A simulação numérica é a que mais se aproxima do comportamento do solo obtido em campo, seguida da abordagem hiperbólica pelo método Mandolini et al., que aos 25 mm apresenta uma carga de 177 kN, valor 12,74 % superior ao campo e 4,24% superior a modelagem. A abordagem tri-linear pelo método PDR é a menos conservadora, apresentando um valor de 195,5 kN, 24,52 % superior ao campo e quando comparada a modelagem apresenta um valor 15,14% superior.

Da mesma maneira que para a sapata estaqueada SE-30, no caso da sapata estaqueada de 15, as três abordagens apresentaram valores superiores aos obtidos em campo. Porém, nesse caso, o método Mandolini apresentou a melhor concordância com os valores experimentais, com uma carga de ruptura aos 25 mm de 170 kN, 5,26% superior ao valor experimental e 27,8% inferior ao valor obtido numericamente. Já o método PDR com uma carga de ruptura de 185,5 kN apresenta valor 14,86% superior ao obtido em campo e 21,23% inferior que a modelagem numérica. Apesar de ter seu trecho linear maior que a simulação numérica, o aumento abrupto de recalques pelo método PDR faz com que ele apresente valores inferiores aos obtidos na modelagem, que não cessa o aumento de carga com o aumento dos deslocamentos.

Comparando a representatividade dos métodos simplificados, o método de Mandolini apresenta uma consideração hiperbólica e conta com coeficientes que definem o formato das curvas das sapatas estaqueadas, sendo um pouco mais condizente com o comportamento do solo, obtido experimentalmente. Além disso, o método considera a degradação da rigidez a medida em que os acréscimos de carga são atribuídos, havendo conseqüentemente uma melhor representação da distribuição das cargas nas sapatas estaqueadas. Enquanto isso, o método PDR, em sua abordagem tri-linear trabalha com pontos bem definidos de cargas de ruptura e não leva em conta a mudança da rigidez ao longo dos carregamentos, apresentando um “aumento” brusco nos deslocamentos da sapata estaqueada. A Tabela 4.7 mostra de maneira resumida as cargas de ruptura para as sapatas estaqueadas pelos diferentes métodos de representação da curva carga x recalque.

Tabela 4.7: Cargas de ruptura sapatas estaqueadas

Elemento	Cargas de ruptura (kN)	
	SE-30	SE-15
Campo	157	161,5
Mandolini et al.	177	170
PDR	195,5	185,5
MEF	169,8	235,5

As parcelas de distribuição de carga entre os elementos de fundação (estacas e sapata) na sapata estaqueada, que foram obtidas pelos métodos simplificados de análise e pela modelagem numérica, são apresentadas na Figura 4.42 para a sapata estaqueada SE-30.

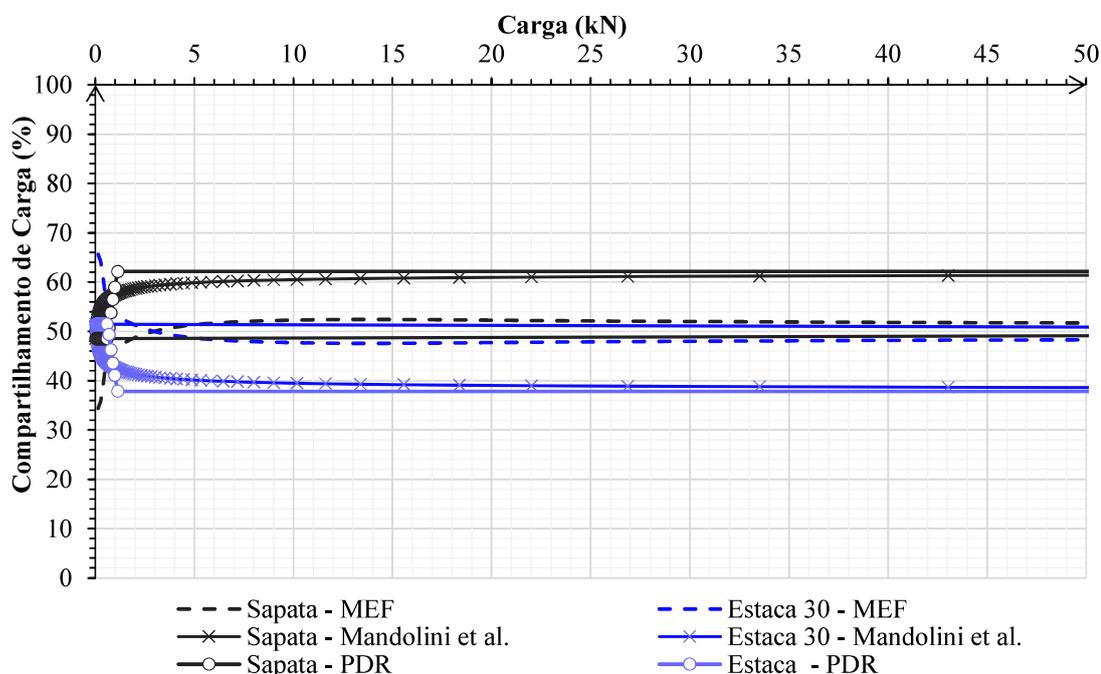


Figura 4.42: Compartilhamento de carga entre elementos SE-30

Comparativamente, nota-se que as três diferentes abordagens mostram que a carga compartilhada pela sapata em relação a carga total da fundação começa em um nível mais baixo e aumentam conforme o aumento dos incrementos de carga no elemento. Já a estaca, começa conduzindo um valor maior de carga que é reduzida com o acréscimo. Para as três abordagens as mudanças na transferência da carga ocorrem inicialmente e se estabilizam para maior parte dos incrementos até o final dos carregamentos. Percebe-se que a distribuição de carga demonstrada pelos métodos simplificados é praticamente idêntica, enquanto que a modelagem

difere-se por demonstrar uma maior parcela para a estaca e uma menor parcela para a sapata em comparação aos demais. Dessa forma, inicialmente a carga é diretamente transferida para a estaca e após esse primeiro momento, quando há alguma mobilização nos elementos de fundação profunda, a sapata passa a ter maior contribuição na absorção da carga aplicada.

A Figura 4.43 apresenta a comparação do compartilhamento de carga entre diferentes abordagens para a sapata estaqueada SE-15 na qual pode-se perceber que o compartilhamento de carga entre o grupo de estacas e a sapata é bastante semelhante para os métodos simplificados, com a sapata conduzindo maior parcela de carga nos incrementos finais, do mesmo modo que para a sapata estaqueada SE-30. Entretanto, o compartilhamento de carga obtido pela modelagem numérica difere-se das demais abordagens apresentando uma parcela de carga absorvida pelo grupo maior que a parcela de carga da sapata.

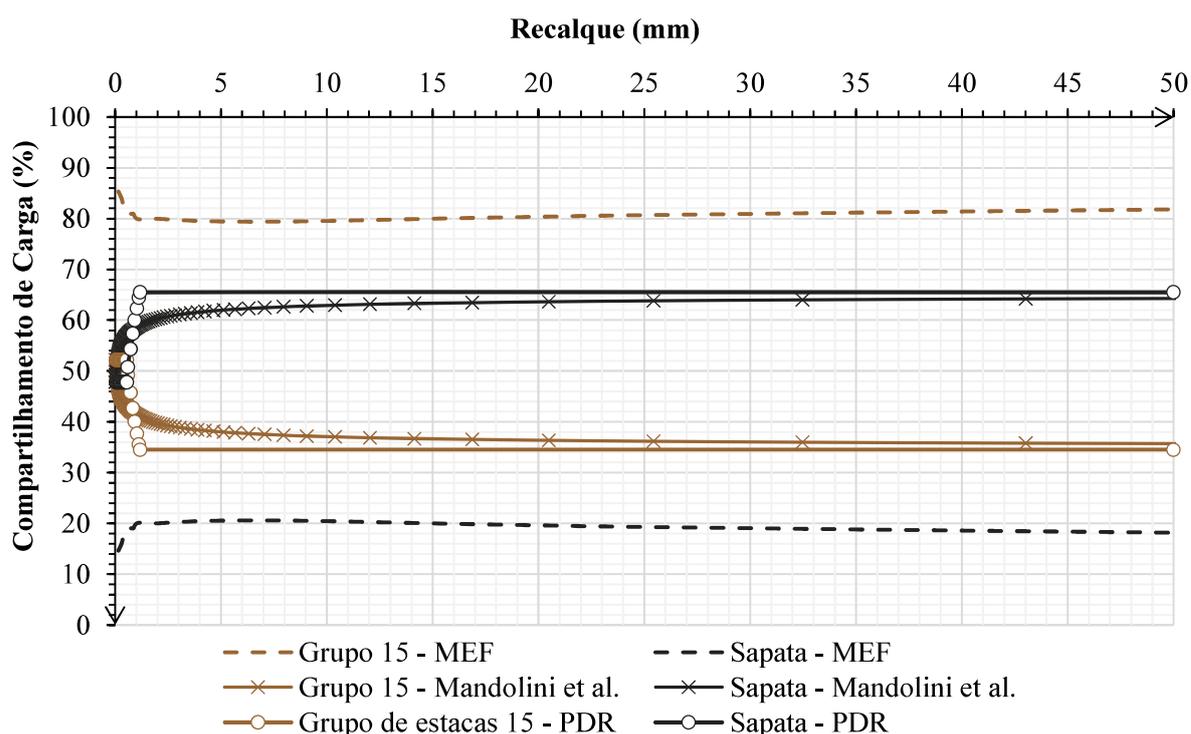


Figura 4.43: Compartilhamento de carga entre elementos SE-15

Deve-se salientar que, para ambos os casos só é possível saber de fato quais as parcelas de distribuição de carga em cada elemento através de instrumentação no topo e ponta da estaca, entretanto, as abordagens apresentadas servem de base para dar uma ideia de como as interações entre os elementos podem vir a ocorrer.

A modelagem permite a obtenção da parcela de carga na ponta e topo das estacas, além da carga total aplicada. Assim, é possível obter a parcela de atrito absorvida pelas estacas para a sapata estaqueada SE-30 e SE-15. Para a sapata estaqueada SE-15, a carga na ponta das estacas do grupo no início da transferência de carga é 13,21% em relação a carga total aplicada, enquanto a carga no topo é de 85,86%, sendo assim, a porcentagem de carga correspondente ao atrito próxima a 74,52%. Para os incrementos finais, cerca de 63,06% de carga é dissipada por atrito lateral obtida pela diferença entre a carga no topo de 82,08% e base de 19,01% em relação a carga total aplicada. Isso representa um aumento da contribuição de ponta ao passo que os incrementos aumentam, conforme o esperado, e uma menor parcela de carga na ponta da estaca em relação ao topo.

Já no caso da sapata estaqueada SE-30 a parcela de carga na base da estaca no estágio inicial de transferência de carga é 7,20% em relação a carga total aplicada enquanto a carga no topo é de 65,63%, sendo assim, a porcentagem de carga correspondente ao atrito igual a 58,43%. Em relação a etapa final de carregamentos, 35,07% de carga é dissipada por atrito lateral com uma carga no topo de 48,37% e base de 13,29% em relação a carga total aplicada. Da mesma forma que para a outra sapata estaqueada, a carga na ponta da estaca representa uma parcela inferior de contribuição de carga, uma vez que o atrito lateral é responsável pela maior resistência da estaca, como é comum em fundações profundas. Aos 25 mm de recalque parcela de carga de ponta no grupo de estacas é de 15,91 % e de atrito é 65,76% e na estaca de 30 é de 11,47% para a ponta e 36,41% para o atrito lateral. Isso significa que a medida em que os incrementos de carga são adicionados, a parcela de carga na ponta aumenta e o atrito lateral diminui.

Em termos de análise de projeto, fez-se uma relação entre as cargas de ruptura para cada metodologia utilizada e os incrementos de carga nas curvas carga x recalque a fim de obter um coeficiente de segurança global para cada etapa do ensaio e assim o comportamento das fundações em função dos carregamentos. A Figura 4.44 apresenta a variação dos fatores de segurança para a sapata estaqueada com estaca de 30 cm a Figura 4.45 para a sapata estaqueada SE-15. É possível observar nas figuras, como os carregamentos influenciaram na redução do fator de segurança e na magnitude dos recalques. Conforme a evolução do carregamento, e conseqüentemente, o aumento dos recalques, os fatores de segurança tendem a unidade a medida que se aproximam da carga de ruptura aos 25 mm, a partir desse instante a fundação

teoricamente entra em colapso e os fatores de segurança inferiores a 1 são apresentados apenas para fins ilustrativos.

Para uma carga de projeto igual a 60 kN por exemplo, cerca de menos da metade da carga de ruptura para a sapata estaqueada SE-30 obtida experimentalmente, tem-se valores de coeficiente de segurança muito semelhantes entre as 4 metodologias abordadas, sendo o maior coeficiente de 2,92 referente ao método Mandolini. Os recalques para esse nível de carregamento também não são significativos, mostrando a possibilidade de emprego dos métodos simplificados para um estudo prévio do comportamento desse tipo de fundação.

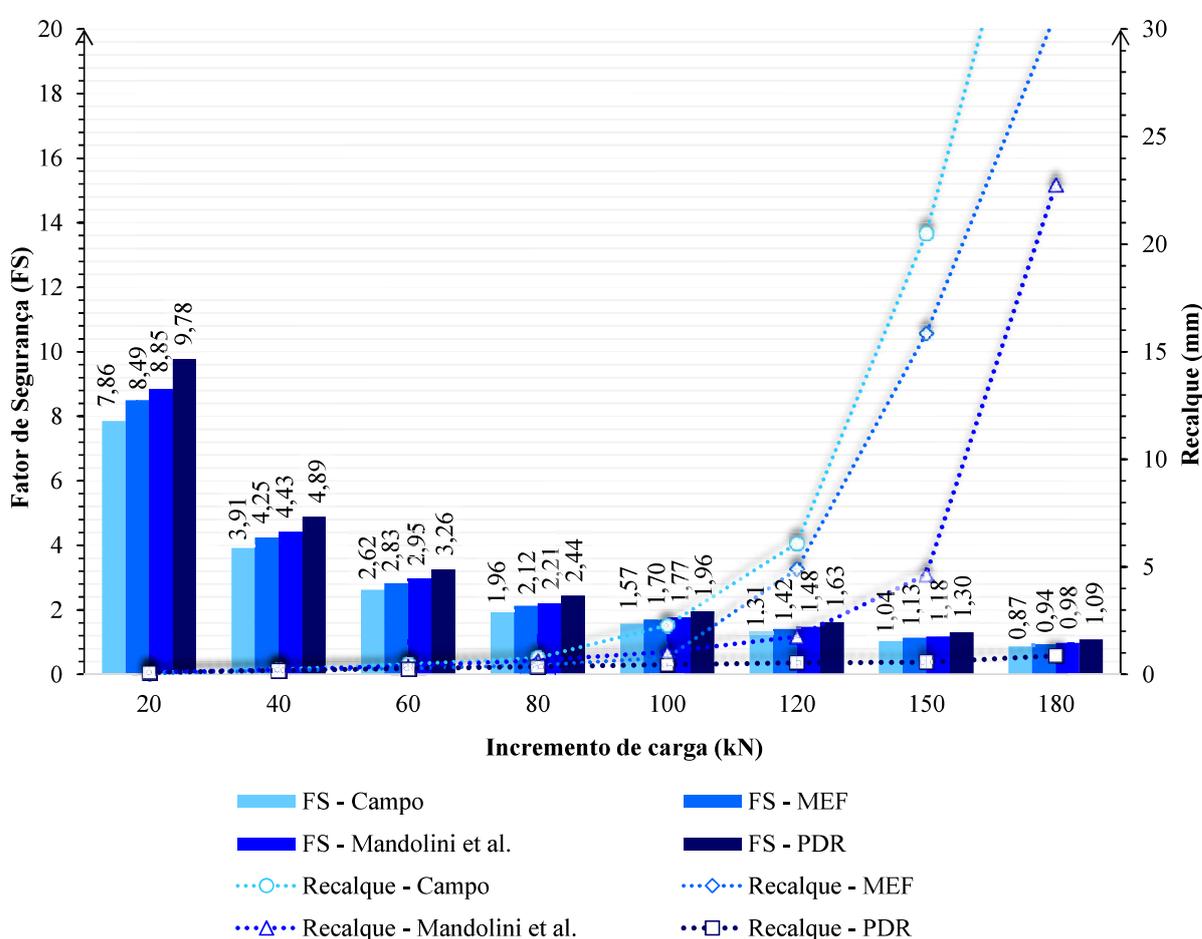


Figura 4.44: Fator de segurança e recalques SE-30

Já para a sapata estaqueada SE-15 para o mesmo incremento de carga os coeficientes são semelhantes entre si, exceto para a modelagem numérica que apresenta um valor maior que os demais, característica observada no comportamento carga x recalque representado por esse

método. Deve-se salientar que os recalques para esse nível de carregamento também foram pouco significativos. Nota-se também que a redução do FS numérico para as duas sapatas estaqueadas é superior a redução para os dados experimentais com o aumento do incremento.

Para esse mesmo nível de carregamento, por exemplo, a sapata isolada apresenta valores de FS iguais a 2,03 para o campo e 1,93 para a modelagem numérica. Isso prova que a associação desse elemento com fundações profundas foi benéfica devido ao aumento dos fatores de segurança para as duas sapatas estaqueadas, logo um maior fator de segurança para o mesmo nível de carga garante consequentemente maior segurança de projeto para o mesmo nível de sollicitação.

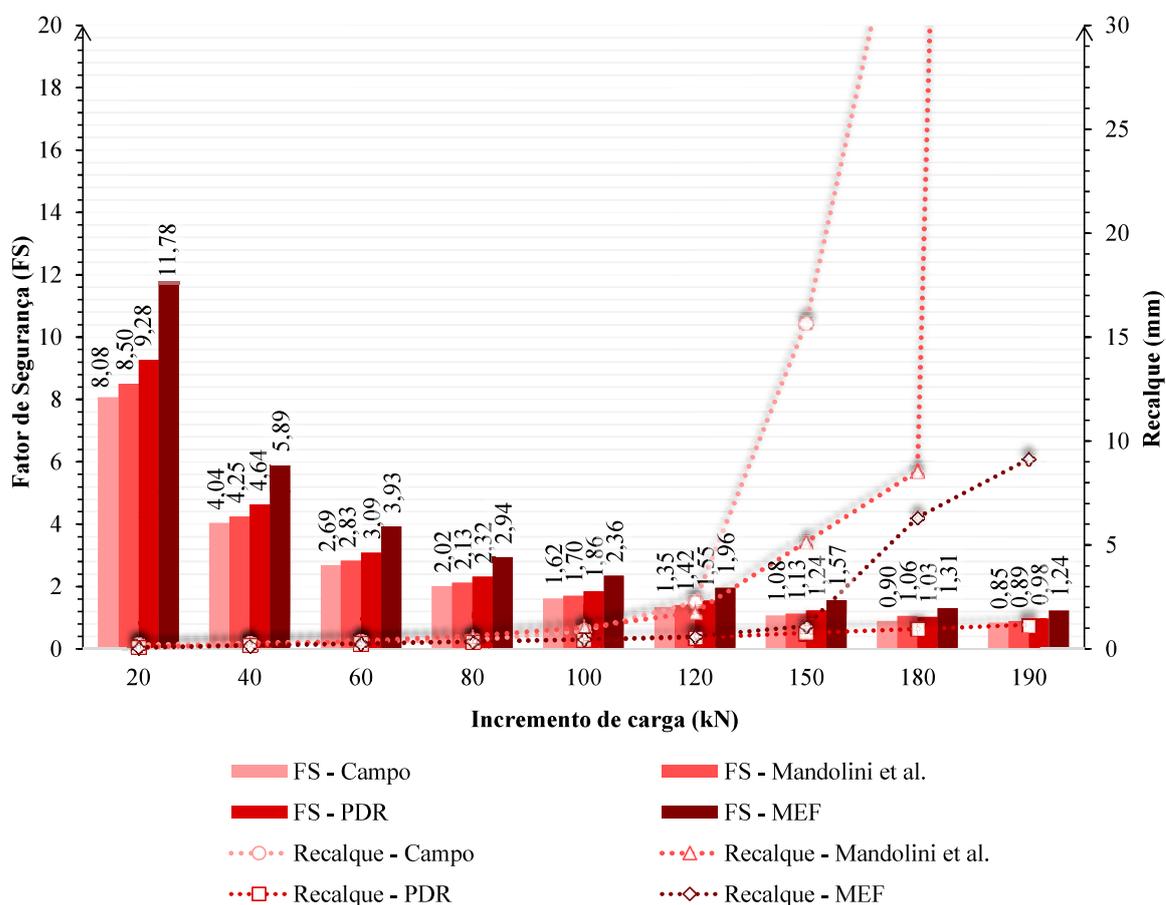


Figura 4.45: Fator de segurança e recalques SE-15

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa, buscou analisar o comportamento de fundações do tipo sapatas, sapatas estaqueadas e estacas escavadas, executadas em um solo residual e submetidas a carregamentos axiais de compressão através de provas de carga, além da execução de análise numérica referente a tais fundações e verificação da capacidade de representação do comportamento desse tipo de fundação através de métodos simplificados de análise.

A partir da execução de tais propostas, são mencionadas no presente capítulo, conclusões a respeito das análises do comportamento das sapatas estaqueadas. Serão sugeridos por fim, algumas propostas que podem ser empregadas em pesquisas futuras a fim de dar continuidade ao estudo de sapatas estaqueadas e do comportamento dos solos residuais.

### 5.1 CONCLUSÕES

A associação de uma sapata com estacas e sua aplicação no solo residual de Passo Fundo resultou em melhoria na capacidade de carga do solo, provando a eficácia do uso desse tipo de fundação, quando comparada as fundações isoladas, o que pode ser percebido pela análise das cargas de ruptura.

Quanto aos resultados experimentais, pode-se perceber que as estacas isoladas apresentaram uma curva característica de ruptura nítida do sistema solo-fundação. Apesar de ambas as estacas isoladas atingirem a mesma profundidade no solo, a estaca com 30 cm de diâmetro alcançou uma carga de ruptura 2,5 maior que a estaca de 15 cm devido a sua maior área de fuste e base, e conseqüentemente maior contribuição por atrito lateral e de ponta, em relação à estaca de 15 cm de diâmetro.

O formato das curvas carga x recalque da sapata isolada e sapatas estaqueadas apresentou um crescimento contínuo de recalque com a carga sem evidenciar ruptura nítida. Apesar de ser constituída por um grupo com 4 estacas, a sapata estaqueada SE-15 apresentou comportamento muito semelhante ao da sapata estaqueada SE-30 com uma carga de ruptura, cerca de apenas 3% superior.

O grupo de estacas (GE-15) apresentou uma capacidade inferior a 4 vezes as capacidades de carga da estaca isolada. Sendo a carga de ruptura teórica para cada estaca do grupo igual a cerca de 52% da carga de ruptura da estaca isolada. Isso leva a crer que a combinação de estacas com essa composição, causou um efeito redutor de resistência no solo em comparação a estaca isolada. É possível que a redução na resistência das estacas do grupo, possa ter sido causada também pelo espaçamento entre as estacas ou que o solo naquele local, estivesse com características diferentes do local em que foi executada a estaca isolada. Entretanto tais afirmações só poderão ser comprovadas de fato, a partir da execução de mais provas de carga na mesma situação.

Apesar do atípico comportamento do grupo de estacas, sua capacidade de carga se assemelhou ao apresentado pela estaca isolada de 30 cm. O mesmo foi notado nas sapatas estaqueadas, em que a carga de ruptura para SE-15 foi apenas 2,87% superior a apresentada para a sapata estaqueada SE-30, ou seja, praticamente idêntica. Deve-se levar em conta que a área de contato da sapata com o solo nas duas sapatas era a mesma, sendo plausível que uma capacidade de carga similar tenha sido encontrada.

Referente aos métodos teóricos e semi-empíricos utilizados para estimar a capacidade de carga dos elementos isolados de fundação, para a sapata isolada os métodos teórico de Terzaghi (1943) e Semi-empírico de Ruver (2005) apresentaram valores condizentes com o comportamento do solo a partir da curva carga x recalque, entretanto, o critério de Ruver (2005) se aproximou mais da carga de ruptura por ter sido desenvolvido para solos residuais. Já para as estacas isoladas, o critério de Aoki e Velloso (1975) mostrou-se bastante conservador em ambos os casos (EI-15 e EI-30), enquanto os métodos Teixeira (1996) e de Décourt e Quaresma (1978) se aproximaram mais das cargas de ruptura obtidas experimentalmente.

Quanto a modelagem pelo método de elementos finitos, obteve-se uma boa aproximação do comportamento real das fundações isoladas, mantendo-se praticamente as características originais do solo em estudo, obtidas por investigação geotécnica e caracterização em laboratório. Entretanto, a sapata estaqueada SE-15 apresentou valores superiores ao encontrado no campo, levando a crer que o software não foi capaz de reproduzir a situação que ocorreu em campo em que as estacas quando combinadas como grupo sofreram redução de sua capacidade de carga, é provável que esse efeito na modelagem numérica não tenha sido tão pronunciado

como nos dados experimentais. Já a modelagem para a sapata SE-30 apresentou um comportamento semelhante ao experimental.

A análise tri-linear indica maiores valores de carga para as sapatas estacadas que os obtidos experimentalmente. Aos 25 mm essa diferença é de 24,52% para SE-30 e de 14,86% para SE-15. O método Mandolini et al. que considera uma relação hiperbólica é mais conservador e realista que o método PDR, uma vez que se baseia na abordagem tri-linear, mas considera fatores de forma da curva e a degradação da rigidez do elemento. Mesmo assim, os métodos simplificados são uma maneira prática e não tão complexa de buscar a representação da sapata estacada e são capazes de dar uma ideia inicial de seu comportamento.

Além disso, a análise numérica demonstrou que para as estacas que compõe a sapata estacada a carga na ponta da estaca aumenta ao passo que as cargas são aumentadas e o atrito é reduzido. Porém a maior parcela de carga é sempre absorvida por atrito lateral. Em relação ao compartilhamento de carga para ambas as sapatas estacadas e pelas diferentes abordagens, a maior parcela de carga foi distribuída para a sapata exceto para a modelagem numérica da sapata estacada SE-15, em que o grupo de estacas apresentou uma parcela de carga superior.

O êxito do desempenho de sapatas estacadas, permite otimizar técnica e economicamente o projeto geotécnico, podendo se tornar uma alternativa a ser considerada no projeto de fundações da região, uma vez que é possível levar em conta a contribuição da fundação superficial e profunda na resistência do sistema solo-fundação.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como forma de aprofundamento da pesquisa efetivada, sugerem-se que alguns estudos possam ser realizados com a finalidade de contribuir para a compreensão do tema abordado, sendo eles:

Execução de novos ensaios em fundações do tipo sapatas estacadas com diferentes configurações, variando comprimento das estacas, espaçamento, número e diâmetro em solo residual, e mantendo o mesmo tipo de estaca (escavada), a fim de ampliar o banco de dados iniciado na presente pesquisa, dada a escassez de dados a respeito desse tipo de fundação em solos residuais disponíveis na literatura;

Reproduzir os ensaios executados no grupo de estacas, sapata estaqueada SE-15 e estaca isolada de 15 cm para confirmar o comportamento encontrado e compor uma amostragem mais representativa;

Apesar da possibilidade de obtenção do compartilhamento de carga entre estacas e sapata pela modelagem e métodos simplificados, sugere-se realizar provas de carga com estacas instrumentadas em seu topo e base, de modo a obter o compartilhamento real de carga entre os elementos e verificar a representatividade dos métodos;

Calibração de um modelo com resultados de ensaios “element tests” como alternativa para uma melhor análise numérica e simulação inicial dos elementos de fundação isolada, para posterior simulação das sapatas estaqueadas;

Realizar pesquisas semelhantes em outros tipos de solo, para averiguar a condição de comportamento do solo residual.

## REFERÊNCIAS

ABAQUS. **ABAQUS User's Manual**. Dassault Systèmes, Simulia Corp. ABAQUS vs. 6.11, Providence, Rhode Island, USA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6635**. Standard test method for performing the Flat Dilatometer. ASTM, 2007.

AOKI, N.; VELLOSO, D. de A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1975. p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo — Prova de Carga Estática em Fundação Profunda. Rio de Janeiro, 2020.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019. 108 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 6489**: Solo - Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019.

BATHE, K. **Finite element procedures**. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1996, 1037 p. ISBN: 0-13-301458-4.

BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT**. 1993. Dissertação (Mestrado) - COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1993.

BERTORELLI, A.; HARALYI, N. **Geologia do Brasil**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1998.

BEZERRA, J. E. **Estudo do Comportamento de Fundações em Sapata estaqueada: Conceitos e Aplicações**. 2003. 193 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003.

BORN, R. B., **Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual**, 2019, Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFRGS, Porto Alegre.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 1. ed. New York: McGraw-Hill Book Co, 1968.

BRASIL. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, CPRM. **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul**. 2020. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia\\_basica/cartografia\\_regional/mapa\\_rio\\_grande\\_sul.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/cartografia_regional/mapa_rio_grande_sul.pdf)>. Acesso em: 25 mar. 2020.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. IBGE. **Mapa exploratório de solos do Rio Grande do Sul**. 2020. Disponível em: <[ftp://geoftp.ibge.gov.br/informacoes\\_ambientais/pedologia/mapas/unidades\\_da\\_federacao/rs\\_pedologia.pdf](ftp://geoftp.ibge.gov.br/informacoes_ambientais/pedologia/mapas/unidades_da_federacao/rs_pedologia.pdf)>. Acesso em: 25 mar. 2020.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**, volume 1: fundamentos. 7. ed., ver. e ampl. – [Reimpr.]. – Rio de Janeiro: LTC, 2015. 234 p.

CARRETTA, M.S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

CHO, J.; LEE, J.; JEONG S.; LEE J. The settlement behavior of piled raft in clay soils. **Ocean Engineering**, v. 53, p. 153-163, 2012.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. P. 135.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: Publicação EESC-USP, 1999.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estaca: projeto geotécnico**. 1° edição. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; TSUHA C. de HC.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos, 2013.

CLANCY, P.; RANDOLPH, M. F. 1993. Analysis and design of piled raft foundations. Accepted for publication in **Int. J. Num. & Anal. Methods in Geomechanics**.

CONSOLI, N. C.; FARO, V.; MAGHOUS, S.; BORN, R.B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters**, v. 6, n. 3, p.216-220, set. 2016.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v.124, n. 9, p.857-867, set. 1998.

CUDMANI, R. **O Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 150f. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1994.

DA FONSECA, A. V.; BUTTLING, S.; COUTINHO, R. Q. Foundations: shallow and deep foundations, unsaturated conditions, heave and collapse, monitoring and proof testing. In: **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. CRC Press, 2012. p. 283-412.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. **Obtenção das características de Resistência e Deformabilidade de um Solo Residual de Basalto Através de Ensaios de Placa**. XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingenieria Estructural. In: Anais do... CD Rom, p. 1-12, 2004.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., & CINTRA, J. C. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: et al. (eds). **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo, SP, Editora Pini, 1996. p. 265-327.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. 1978. p. 45-53.

DE SANCTIS, L.; MANDOLINI, A. Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 12, p. 1600-1610, 2006.

FATTAH, M. Y. AL-MOSAWI, M. J. AL-ZAYADI, A. A. O. Contribution to long term performance of piled raft foundation in clayey soil. **International journal of civil engineering and technology (IJCIET)**. Volume 5, Issue 7, pp. 130-148, 2014.

GARCIA, J. R.. **Análise experimental e numérica de sapatas estaqueadas executados em solo da região de Campinas/SP**. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 2015.

GUO, W. D. **Theory and practice of pile foundations**. CRC press, 2012.

HELWANY, S. **Applied soil mechanics: with ABAQUS applications**. Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons. xiv, 385 p., 2007.

HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G. Introduction. In: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. **Hand book of tropical residual soils engineering**. London: Crc Press/Balkema, 2012. Cap. 1. p. 1-20.

KATZENBACH, R., SCHMITT, A. & TUREK, J. **Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations**. Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering, v. 20, p. 221–229, 2005.

KISHIDA, H., MEYERHOF, G.G. (1965). **Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand**. Proc. 6th ICSMFE, Toronto, Vol. 2, pp. 270-274.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-em pírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de Banco de Dados**. 1988. Dissertação (Mestrado) - COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1988.

LIU, J. & ZHENLONG, Y. Comportement et problèmes de calcul des groupes de pieux dans le limon. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts Et Chaussées**, n. 160, p. 21-35. 1989.

LOPES JR, L. S.; THOMÉ, A. **Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul**. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS. Passo Fundo, 2005.

MANDOLINI, A.; DI LAORA, R.; IODICE, C. **Simple Approach to Static and Seismic Design of Piled Rafts**. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, pp. 107-124, 2017.

MONTEIRO, P. E. **Capacidade de carga de estacas - método Aoki-Velloso**, Relatório interno de Estacas Franki Ltda, 1997.

NOVAK et al, L. J. (2005). **Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite-Element Method**. Foundations, 1–12.

PEPPER, D. W.; HEINRICH, J. C. **The finite element method: basic concepts and applications with MATLAB, MAPLE, and COMSOL**. CRC press, 2017.

POULOS, H.G. **Analysis of Piled Strip Foundations**. Comp. Methods & Advances in Geomechs., ed. Beer et al, Balkema, Rotterdam, 1: 183-191, 1991.

POULOS, H. G. An Approximate Numerical Analysis of Piled-Raft Interaction. **Int. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics**, 18. p. 73-92, 1994.

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

POULOS, H. G. **Methods of Analysis of Piled Raft Foundations**. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2001.

POULOS, H. G. Practical Design Procedures for Piled Raft Foundations. In: **Design Applications of Raft Foundations**, Hemsley, J. A. Ed. Thomas Telford. p. 425-467, 2000.

POULOS, H. G., Small, J. C., & Chow, H. Piled Raft Foundations for Tall Buildings. **Geotechnical Engineering**, 42(2), 78–84, 2011.

POULOS, H.G., Small, J.C., Ta, L.D., Sinha, J. and Chen, L. **Comparison of Some Methods for Analysis of Piled Rafts**. Proc. 14 ICSMFE, Hamburg, 2:1119-1124, 1997.

RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. In: **International conference on soil mechanics and foundation engineering**. New Delhi. V. 5, p. 61-82, 1994.

REESE, L. C.; ISENHOWER, W. M.; WANG, S. **Analysis and design of shallow and deep foundations**. John Wiley & Sons, 2005.

REIS, R. M. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss**. 2004. 222f. Tese (Doutorado) – Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

REUL, O.; RANDOLPH, M.F. Piled Rafts in Overconsolidated Clay: Comparison of In-situ Measurements and Numerical Analyses. **Géotechnique** 53, No.3, 301 – 315, 2003.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de Ensaios SPT**. Porto Alegre: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, F.179, 2005.

RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. 2011. 333f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SALES, M. M. **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 257 f. Tese (Doutorado em Geotecnia). – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2000.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. New York: McGraw-Hill, 2008.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics** (Vol. 1. 329 p.). Oxon. 2009.

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.], 2013.

SIMONS, N.E., MENZIES, B.K. **A short course in foundation engineering**. Longon: Butterworth & Co. 159 p., 1953.

SOARES, W. C. **Sapata estaqueada com Estacas Hollow Auger em Solo Arenoso**. Recife, 2011. 310p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. 2011.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, v. 3, p. 33-50, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons. 730 p., 1967.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: JohnWiley & Sons., p. 11-15, 1943.

TOMLINSON, M. J. **Foundation Design and Construction**. 7. ed. PEARSON: prentice Hall. 569 p., 2001.

TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. **Pile design and construction practice**. CRC Press, 2014.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Vol 1. Nova edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F e FANG, H.Y (ed.). **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, Cap. 3, p.121-147,1975.

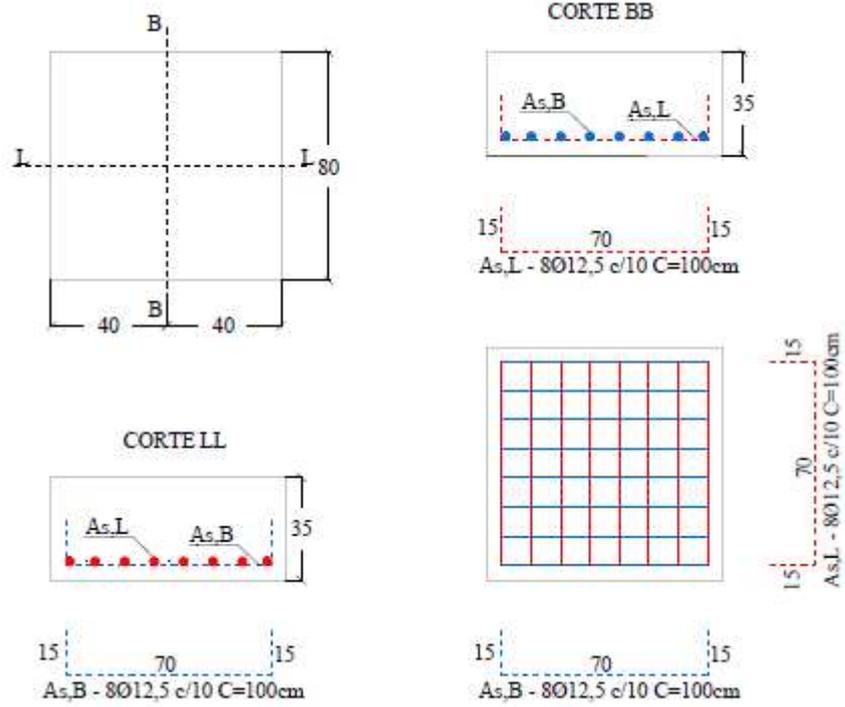
VESIC, A.S. Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand. **Bearing capacity and Settlement of Foundations**. Durham, North Carolina: Sympson held as Duke University. p. 53-68, 1965.

WESLEY, L. D. **Fundamental of soil mechanics for sedimentary and residual soils**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2009.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The finite element method for solid and structural mechanics**. 6th. Amsterdam; Boston: Elsevier Butterworth-Heinemann. xv, 631 p., 2005.

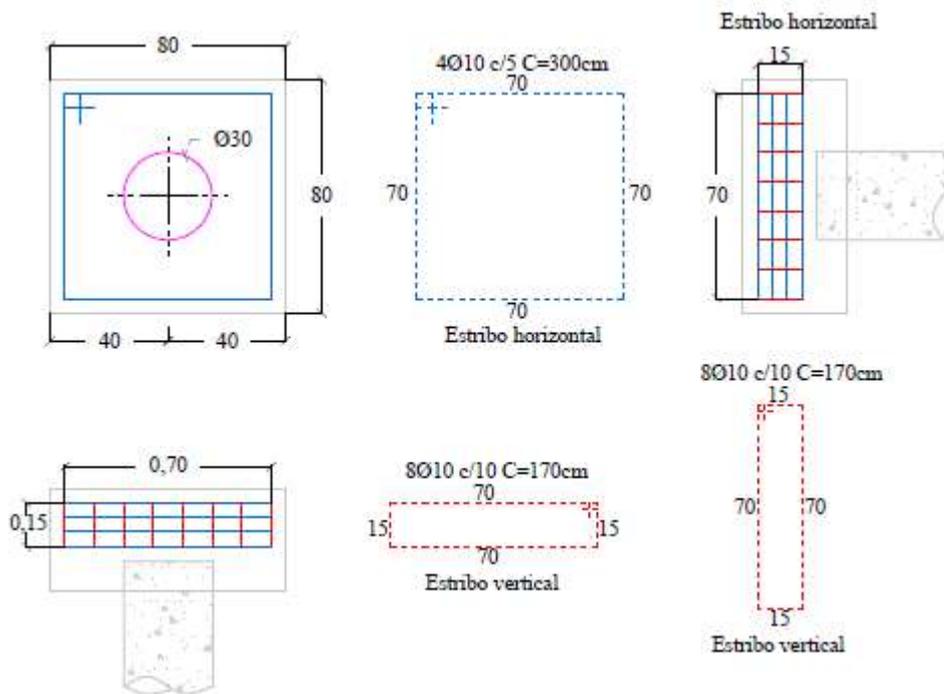
**APÊNDICE A – DETALHAMENTO DA ARMADURA DOS  
ELEMENTOS SDE FUNDAÇÃO**

- Sapata Isolada SI

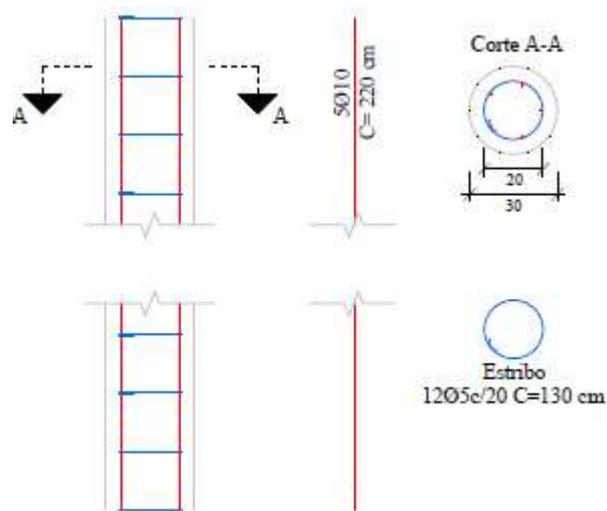


- Sapata estaqueada SE-30

ARMADURA SAPATA

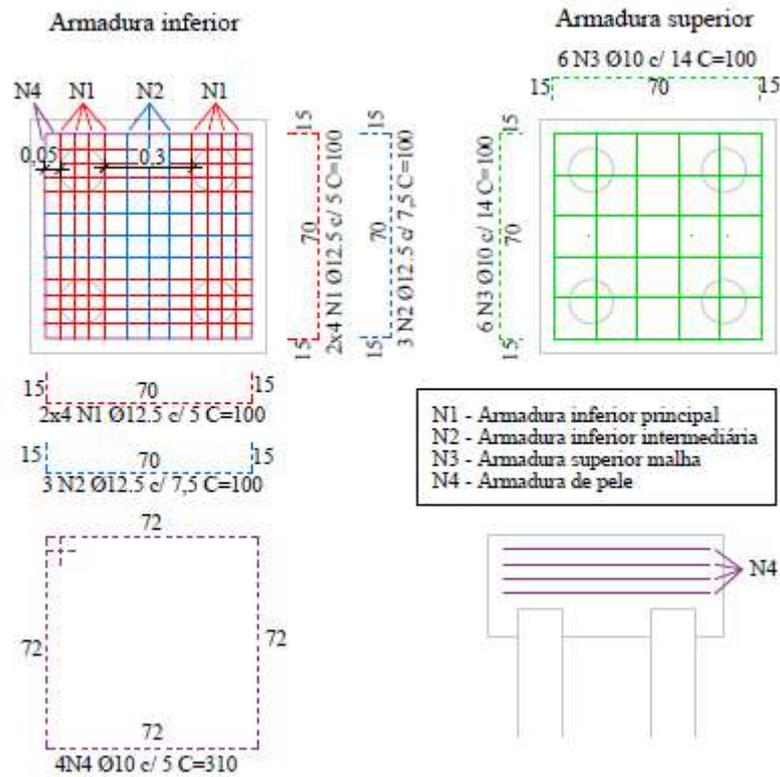


ARMADURA ESTACA

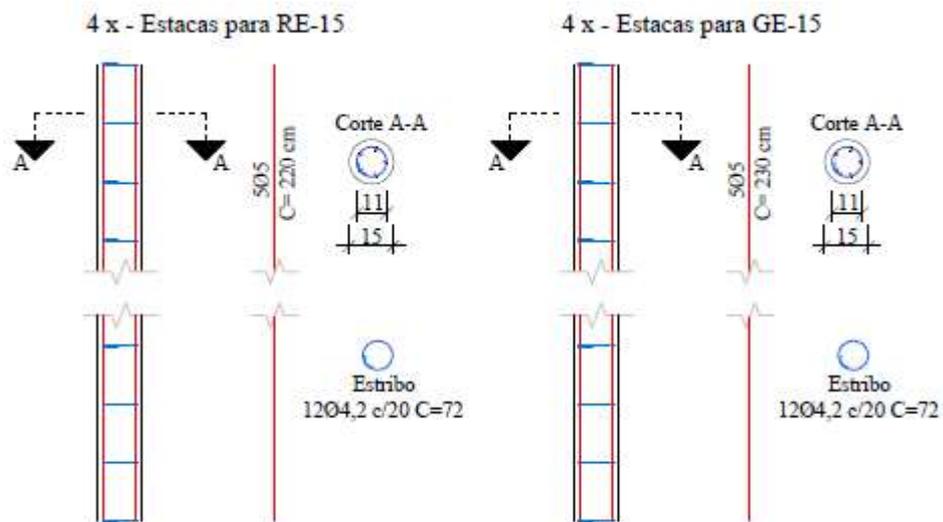


- Sapata estaqueada SE-15 e grupo de estacas GE-15

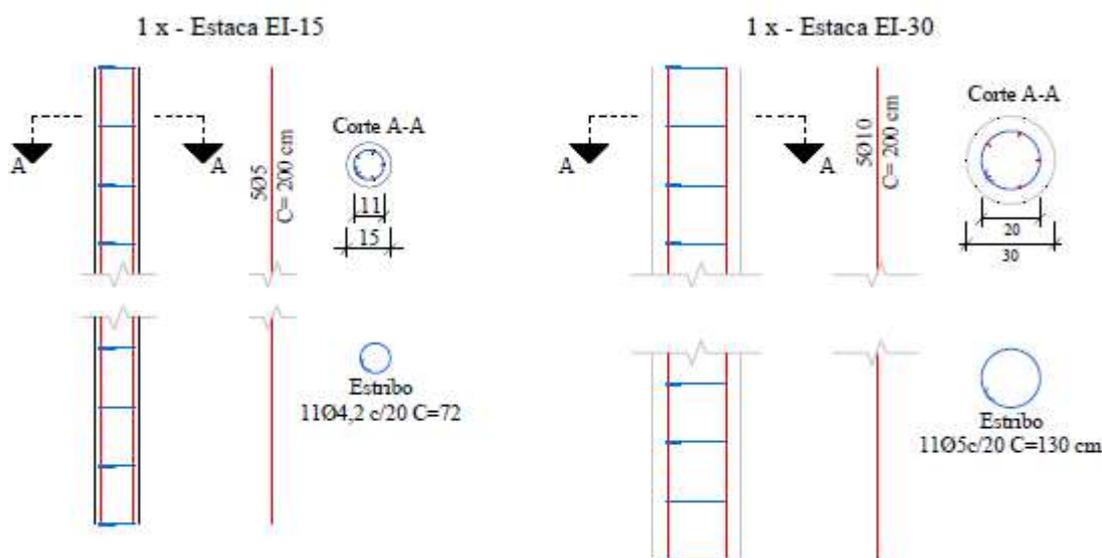
ARMADURA SAPATAS



ARMADURA ESTACAS



- Estacas isoladas EI-15 e EI-30



- **Resumo das armaduras**

Resumo das armaduras					
Fundação	Tipo	nº de barras	Comprimento (cm)	Bitola $\phi$	Aço
Sapata (SI)	Armadura longitudinal na direção B	8	100	12,5	CA-50
	Armadura longitudinal na direção L	8	100	12,5	CA-50
Sapata (SE-30)	Estribo horizontal	4	300	10	CA-50
	Estribo vertical	8	170	10	CA-50
Estacas (SE-30)	Estribos (1x)	12	130	5	CA-60
	Armadura Longitudinal (1x)	5	220	10	CA-50
Sapata (SE-15)	Armadura lateral (N1)	16	100	12,5	CA-50
	Armadura de malha (N2)	6	100	12,5	CA-50
	Armadura superior (N3)	12	100	10	CA-50
	Armadura de pele (N4)	4	310	10	CA-50
Estacas (SE-15)	Estribos (4x)	12	72	4,2	CA-60
	Armadura Longitudinal (4x)	5	220	5	CA-60
Sapata (GE-15)	Armadura lateral (N1)	16	100	12,5	CA-50
	Armadura de malha (N2)	6	100	12,5	CA-50
	Armadura superior (N3)	12	100	10	CA-50
	Armadura de pele (N4)	4	310	10	CA-50
Estacas (GE-15)	Estribos (4x)	12	72	4,2	CA-60
	Armadura Longitudinal (4x)	5	230	5	CA-60
Estaca (EI-15)	Estribos (1x)	11	72	4,2	CA-60
	Armadura Longitudinal (1x)	5	200	5	CA-60
Estaca (EI-30)	Estribos (1x)	11	130	5	CA-60
	Armadura Longitudinal (1x)	5	200	10	CA-50

**APÊNDICE B – PROCEDIMENTO DE OBTENÇÃO DE DADOS  
MÉTODO MANDOLINI ET AL. (2017)**

### Sapata estaqueada 30 (SE-30)

i	Kp.0	Kr.0	Kp	Kr	d <sub>gr</sub>	Kpr	β	ΔQpr	Qpr	Qp.ult	Qr.ult	np	nr	Δwpr	wpr	ΔQr	Qr	ΔQp	Qp	Qpr	ap	ar
0	189	185	189.00	185.00	0.64		0	74	121.5	2.8	3											
1	189	185	181.73	180.60	0.64	228,7669	0.94	2	2	74	121.5	2.8	3	0.008743	0.008743	0.971	0.97	1.029	1.03	2.0	51.465	48.535
2	189	185	174.79	176.18	0.64	224,3233	0.98	2	4	74	121.5	2.8	3	0.008916	0.017658	0.992	1.96	1.008	2.04	4.0	50.935	49.065
3	189	185	168.14	171.75	0.64	219,9156	1.02	2	6	74	121.5	2.8	3	0.009094	0.022673	1.010	2.97	0.990	3.03	6.0	50.460	49.540
4	189	185	161.75	167.33	0.64	215,5321	1.05	2	8	74	121.5	2.8	3	0.009279	0.036032	1.025	4.00	0.975	4.00	8.0	50.031	49.969
5	189	185	155.61	162.94	0.64	211,1653	1.08	2	10	74	121.5	2.8	3	0.009471	0.045503	1.038	5.04	0.962	4.96	10.0	49.640	50.360
6	189	185	149.68	158.57	0.64	206,8105	1.11	2	12	74	121.5	2.8	3	0.009671	0.055174	1.050	6.09	0.950	5.91	12.0	49.283	50.717
7	189	185	143.97	154.24	0.64	202,4649	1.13	2	14	74	121.5	2.8	3	0.009878	0.065052	1.060	7.15	0.940	6.85	14.0	48.954	51.046
8	189	185	138.46	149.95	0.64	198,1271	1.15	2	16	74	121.5	2.8	3	0.010095	0.075147	1.070	8.22	0.930	7.78	16.0	48.649	51.351
9	189	185	133.13	145.71	0.64	193,7965	1.17	2	18	74	121.5	2.8	3	0.01032	0.085467	1.078	9.29	0.922	8.71	18.0	48.366	51.634
10	189	185	127.97	141.52	0.64	189,4734	1.19	2	20	74	121.5	2.8	3	0.010556	0.096022	1.086	10.38	0.914	9.62	20.0	48.102	51.898
11	189	185	122.98	137.39	0.64	185,1585	1.20	2	22	74	121.5	2.8	3	0.010802	0.106824	1.093	11.47	0.907	10.53	22.0	47.854	52.146
12	189	185	118.16	133.31	0.64	180,8527	1.22	2	24	74	121.5	2.8	3	0.011059	0.117883	1.099	12.57	0.901	11.43	24.0	47.620	52.380
13	189	185	113.49	129.30	0.64	176,5574	1.23	2	26	74	121.5	2.8	3	0.011328	0.12921	1.105	13.68	0.895	12.32	26.0	47.400	52.600
14	189	185	108.96	125.34	0.64	172,2743	1.25	2	28	74	121.5	2.8	3	0.011609	0.14082	1.110	14.79	0.890	13.21	28.0	47.191	52.809
15	189	185	104.58	121.45	0.64	168,005	1.26	2	30	74	121.5	2.8	3	0.011904	0.152724	1.116	15.90	0.884	14.10	30.0	46.993	53.007
16	189	185	100.34	117.63	0.64	163,7515	1.27	2	32	74	121.5	2.8	3	0.012214	0.164938	1.121	17.02	0.879	14.98	32.0	46.803	53.197
17	189	185	96.23	113.87	0.64	159,5158	1.29	2	34	74	121.5	2.8	3	0.012538	0.177476	1.125	18.15	0.875	15.85	34.0	46.622	53.378
18	189	185	92.25	110.17	0.64	155,2998	1.30	2	36	74	121.5	2.8	3	0.012878	0.190354	1.130	19.28	0.870	16.72	36.0	46.449	53.551
19	189	185	88.40	106.54	0.64	151,1059	1.31	2	38	74	121.5	2.8	3	0.013236	0.20359	1.134	20.41	0.866	17.59	38.0	46.282	53.718
20	189	185	84.67	102.99	0.64	146,9361	1.32	2	40	74	121.5	2.8	3	0.013611	0.217201	1.139	21.55	0.861	18.45	40.0	46.122	53.878
21	189	185	81.07	99.49	0.64	142,7928	1.33	2	42	74	121.5	2.8	3	0.014006	0.231208	1.143	22.69	0.857	19.31	42.0	45.967	54.033
22	189	185	77.57	96.07	0.64	138,6782	1.34	2	44	74	121.5	2.8	3	0.014422	0.245629	1.147	23.84	0.853	20.16	44.0	45.818	54.182
23	189	185	74.19	92.72	0.64	134,5946	1.35	2	46	74	121.5	2.8	3	0.014859	0.260489	1.150	24.99	0.850	21.01	46.0	45.673	54.327
24	189	185	70.93	89.43	0.64	130,5444	1.36	2	48	74	121.5	2.8	3	0.01532	0.275809	1.154	26.14	0.846	21.86	48.0	45.532	54.468
25	189	185	67.76	86.21	0.64	126,5298	1.37	2	50	74	121.5	2.8	3	0.015807	0.291616	1.158	27.30	0.842	22.70	50.0	45.395	54.605
26	189	185	64.71	83.06	0.64	122,5531	1.38	2	52	74	121.5	2.8	3	0.016319	0.307935	1.161	28.46	0.839	23.54	52.0	45.262	54.738
27	189	185	61.75	79.98	0.64	118,6167	1.40	2	54	74	121.5	2.8	3	0.016861	0.324796	1.165	29.63	0.835	24.37	54.0	45.132	54.868
28	189	185	58.90	76.97	0.64	114,7227	1.41	2	56	74	121.5	2.8	3	0.017433	0.34223	1.168	30.80	0.832	25.20	56.0	45.005	54.995
29	189	185	56.14	74.02	0.64	110,8736	1.42	2	58	74	121.5	2.8	3	0.018039	0.360268	1.172	31.97	0.828	26.03	58.0	44.881	55.119
30	189	185	53.48	71.14	0.64	107,0714	1.43	2	60	74	121.5	2.8	3	0.018679	0.378947	1.175	33.14	0.825	26.86	60.0	44.759	55.241
31	189	185	50.92	68.33	0.64	103,3183	1.44	2	62	74	121.5	2.8	3	0.019358	0.398305	1.179	34.32	0.821	27.68	62.0	44.640	55.360
32	189	185	48.44	65.59	0.64	99,61653	1.45	2	64	74	121.5	2.8	3	0.020077	0.418382	1.182	35.51	0.818	28.49	64.0	44.523	55.477
33	189	185	46.05	62.92	0.64	95,96812	1.46	2	66	74	121.5	2.8	3	0.02084	0.439222	1.186	36.69	0.814	29.31	66.0	44.407	55.593
34	189	185	43.75	60.31	0.64	92,3751	1.47	2	68	74	121.5	2.8	3	0.021651	0.460873	1.189	37.88	0.811	30.12	68.0	44.294	55.706
35	189	185	41.53	57.76	0.64	88,83943	1.48	2	70	74	121.5	2.8	3	0.022513	0.483386	1.192	39.07	0.808	30.93	70.0	44.182	55.818
36	189	185	39.40	55.29	0.64	85,363	1.49	2	72	74	121.5	2.8	3	0.023429	0.506815	1.196	40.27	0.804	31.73	72.0	44.072	55.928
37	189	185	37.34	52.88	0.64	81,94765	1.50	2	74	74	121.5	2.8	3	0.024406	0.531221	1.199	41.47	0.801	32.53	74.0	43.964	56.036
38	189	185	35.36	50.53	0.64	78,59511	1.51	2	76	74	121.5	2.8	3	0.025447	0.556668	1.202	42.67	0.798	33.33	76.0	43.857	56.143
39	189	185	33.46	48.25	0.64	75,30706	1.52	2	78	74	121.5	2.8	3	0.026558	0.583226	1.206	43.87	0.794	34.13	78.0	43.750	56.250
40	189	185	31.64	46.03	0.64	72,08508	1.53	2	80	74	121.5	2.8	3	0.027745	0.610971	1.209	45.08	0.791	34.92	80.0	43.645	56.355
41	189	185	29.88	43.87	0.64	68,93067	1.54	2	82	74	121.5	2.8	3	0.029015	0.639985	1.212	46.30	0.788	35.70	82.0	43.542	56.458
42	189	185	28.20	41.78	0.64	65,84521	1.55	2	84	74	121.5	2.8	3	0.030374	0.67036	1.216	47.51	0.784	36.49	84.0	43.439	56.561
43	189	185	26.59	39.75	0.64	62,83001	1.56	2	86	74	121.5	2.8	3	0.031832	0.702191	1.219	48.73	0.781	37.27	86.0	43.336	56.664
44	189	185	25.04	37.78	0.64	59,88627	1.57	2	88	74	121.5	2.8	3	0.033397	0.735588	1.222	49.95	0.778	38.05	88.0	43.235	56.765
45	189	185	23.56	35.87	0.64	57,0151	1.58	2	90	74	121.5	2.8	3	0.035078	0.770667	1.226	51.18	0.774	38.82	90.0	43.135	56.865
46	189	185	22.14	34.02	0.64	54,21748	1.59	2	92	74	121.5	2.8	3	0.036888	0.807555	1.229	52.41	0.771	39.59	92.0	43.035	56.965
47	189	185	20.79	32.23	0.64	51,49431	1.61	2	94	74	121.5	2.8	3	0.038839	0.846394	1.233	53.64	0.767	40.36	94.0	42.935	57.065
48	189	185	19.49	30.50	0.64	48,84637	1.62	2	96	74	121.5	2.8	3	0.040945	0.887339	1.236	54.88	0.764	41.12	96.0	42.837	57.163
49	189	185	18.26	28.83	0.64	46,27431	1.63	2	98	74	121.5	2.8	3	0.043221	0.930559	1.240	56.12	0.760	41.88	98.0	42.739	57.261
50	189	185	17.08	27.22	0.64	43,7787	1.64	2	100	74	121.5	2.8	3	0.045684	0.976244	1.243	57.36	0.757	42.64	100.0	42.641	57.359
51	189	185	15.95	25.66	0.64	41,35998	1.65	2	102	74	121.5	2.8	3	0.048356	1.0246	1.246	58.61	0.754	43.39	102.0	42.543	57.457
52	189	185	14.88	24.16	0.64	39,01848	1.67	2	104	74	121.5	2.8	3	0.051258	1.075858	1.250	59.86	0.750	44.14	104.0	42.446	57.554
53	189	185	13.86	22.72	0.64	36,75441	1.68	2	106	74	121.5	2.8	3	0.054415	1.130273	1.253	61.11	0.747	44.89	106.0	42.350	57.650
54	189	185	12.90	21.33	0.64	34,56789	1.69	2	108	74	121.5	2.8	3	0.057857	1.18813	1.257	62.37	0.744	45.63	108.0	42.255	57.746
55	189	185	11.98</																			

### Sapata estacada 15 (SE-15)

i	Kp.0	Kr.0	Kp	Kr	$\alpha_{pp}$	Kpr	$\beta$	AQpr	Opr	On.ult	Or.ult	np	nr	Awpr	wpr	AQr	Or	AQp	Op	Opr	ap	or
1	190	185	190.00	185.00	0.71			2	0	64	121.5	2.5	3									
2	190	185	182.34	180.67	0.71	220.85	0.915	2	2	64	121.5	2.5	3	0.009	0.009	0.956	0.956	1.044	1.044	2	52.210	47.790
3	190	185	175.09	176.27	0.71	216.59	0.972	2	4	64	121.5	2.5	3	0.009	0.018	0.986	1.942	1.014	2.058	4	51.461	48.539
4	190	185	168.17	171.84	0.71	212.39	1.020	2	6	64	121.5	2.5	3	0.009	0.028	1.010	2.951	0.990	3.049	6	50.812	49.188
5	190	185	161.56	167.41	0.71	208.21	1.061	2	8	64	121.5	2.5	3	0.010	0.037	1.029	3.981	0.971	4.019	8	50.241	49.759
6	190	185	155.21	162.98	0.71	204.05	1.096	2	10	64	121.5	2.5	3	0.010	0.047	1.046	5.027	0.954	4.973	10	49.734	50.266
7	190	185	149.10	158.57	0.71	199.90	1.127	2	12	64	121.5	2.5	3	0.010	0.057	1.060	6.086	0.940	5.914	12	49.280	50.720
8	190	185	143.22	154.19	0.71	195.75	1.155	2	14	64	121.5	2.5	3	0.010	0.067	1.072	7.158	0.928	6.842	14	48.869	51.131
9	190	185	137.54	149.85	0.71	191.60	1.180	2	16	64	121.5	2.5	3	0.010	0.078	1.083	8.241	0.917	7.759	16	48.494	51.506
10	190	185	132.06	145.56	0.71	187.46	1.203	2	18	64	121.5	2.5	3	0.011	0.088	1.092	9.333	0.908	8.667	18	48.151	51.849
11	190	185	126.76	141.32	0.71	183.30	1.223	2	20	64	121.5	2.5	3	0.011	0.099	1.100	10.433	0.900	9.567	20	47.833	52.167
12	190	185	121.63	137.13	0.71	179.15	1.243	2	22	64	121.5	2.5	3	0.011	0.111	1.108	11.541	0.892	10.459	22	47.539	52.461
13	190	185	116.66	133.00	0.71	175.00	1.261	2	24	64	121.5	2.5	3	0.011	0.122	1.115	12.657	0.885	11.343	24	47.264	52.736
14	190	185	111.86	128.93	0.71	170.85	1.277	2	26	64	121.5	2.5	3	0.012	0.134	1.122	13.779	0.878	12.221	26	47.006	52.994
15	190	185	107.21	124.92	0.71	166.71	1.294	2	28	64	121.5	2.5	3	0.012	0.146	1.128	14.907	0.872	13.093	28	46.762	53.238
16	190	185	102.71	120.98	0.71	162.57	1.309	2	30	64	121.5	2.5	3	0.012	0.158	1.134	16.040	0.866	13.960	30	46.532	53.468
17	190	185	98.35	117.10	0.71	158.43	1.324	2	32	64	121.5	2.5	3	0.013	0.171	1.139	17.180	0.861	14.820	32	46.313	53.687
18	190	185	94.13	113.29	0.71	154.31	1.338	2	34	64	121.5	2.5	3	0.013	0.184	1.145	18.324	0.855	15.676	34	46.105	53.895
19	190	185	90.04	109.54	0.71	150.20	1.352	2	36	64	121.5	2.5	3	0.013	0.197	1.150	19.474	0.850	16.526	36	45.906	54.094
20	190	185	86.09	105.86	0.71	146.10	1.366	2	38	64	121.5	2.5	3	0.014	0.211	1.155	20.629	0.845	17.371	38	45.714	54.286
21	190	185	82.26	102.26	0.71	142.02	1.379	2	40	64	121.5	2.5	3	0.014	0.225	1.159	21.788	0.841	18.212	40	45.530	54.470
22	190	185	78.56	98.72	0.71	137.95	1.393	2	42	64	121.5	2.5	3	0.014	0.239	1.164	22.952	0.836	19.048	42	45.352	54.648
23	190	185	74.97	95.24	0.71	133.91	1.406	2	44	64	121.5	2.5	3	0.015	0.254	1.169	24.121	0.831	19.879	44	45.180	54.820
24	190	185	71.51	91.84	0.71	129.89	1.419	2	46	64	121.5	2.5	3	0.015	0.269	1.173	25.294	0.827	20.706	46	45.013	54.987
25	190	185	68.16	88.51	0.71	125.90	1.432	2	48	64	121.5	2.5	3	0.016	0.285	1.178	26.472	0.822	21.528	48	44.851	55.149
26	190	185	64.93	85.25	0.71	121.94	1.445	2	50	64	121.5	2.5	3	0.016	0.302	1.182	27.654	0.818	22.346	50	44.692	55.308
27	190	185	61.81	82.06	0.71	118.01	1.459	2	52	64	121.5	2.5	3	0.017	0.319	1.187	28.840	0.813	23.160	52	44.538	55.462
28	190	185	58.79	78.93	0.71	114.11	1.472	2	54	64	121.5	2.5	3	0.018	0.336	1.191	30.031	0.809	23.969	54	44.387	55.613
29	190	185	55.88	75.88	0.71	110.25	1.485	2	56	64	121.5	2.5	3	0.018	0.354	1.195	31.227	0.805	24.773	56	44.238	55.762
30	190	185	53.07	72.89	0.71	106.43	1.499	2	58	64	121.5	2.5	3	0.019	0.373	1.200	32.426	0.800	25.574	58	44.093	55.907
31	190	185	50.37	69.98	0.71	102.66	1.513	2	60	64	121.5	2.5	3	0.019	0.393	1.204	33.630	0.796	26.370	60	43.950	56.050
32	190	185	47.76	67.13	0.71	98.93	1.527	2	62	64	121.5	2.5	3	0.020	0.413	1.208	34.839	0.792	27.161	62	43.809	56.191
33	190	185	45.25	64.35	0.71	95.24	1.541	2	64	64	121.5	2.5	3	0.021	0.434	1.213	36.052	0.787	27.948	64	43.669	56.331
34	190	185	42.83	61.64	0.71	91.61	1.555	2	66	64	121.5	2.5	3	0.022	0.456	1.217	37.269	0.783	28.731	66	43.532	56.468
35	190	185	40.51	59.00	0.71	88.03	1.570	2	68	64	121.5	2.5	3	0.023	0.478	1.222	38.491	0.778	29.509	68	43.396	56.604
36	190	185	38.28	56.42	0.71	84.50	1.585	2	70	64	121.5	2.5	3	0.024	0.502	1.226	39.717	0.774	30.283	70	43.262	56.738
37	190	185	36.13	53.91	0.71	81.04	1.600	2	72	64	121.5	2.5	3	0.025	0.527	1.231	40.948	0.769	31.052	72	43.128	56.872
38	190	185	34.07	51.47	0.71	77.63	1.616	2	74	64	121.5	2.5	3	0.026	0.553	1.235	42.183	0.765	31.817	74	42.996	57.004
39	190	185	32.09	49.09	0.71	74.28	1.632	2	76	64	121.5	2.5	3	0.027	0.579	1.240	43.423	0.760	32.577	76	42.864	57.136
40	190	185	30.20	46.78	0.71	71.00	1.648	2	78	64	121.5	2.5	3	0.028	0.608	1.245	44.668	0.755	33.332	78	42.733	57.267
41	190	185	28.39	44.54	0.71	67.79	1.665	2	80	64	121.5	2.5	3	0.030	0.637	1.249	45.917	0.751	34.083	80	42.603	57.397
42	190	185	26.65	42.36	0.71	64.64	1.682	2	82	64	121.5	2.5	3	0.031	0.668	1.254	47.172	0.746	34.828	82	42.474	57.526
43	190	185	24.99	40.24	0.71	61.56	1.700	2	84	64	121.5	2.5	3	0.032	0.701	1.259	48.431	0.741	35.569	84	42.344	57.656
44	190	185	23.40	38.19	0.71	58.56	1.718	2	86	64	121.5	2.5	3	0.034	0.735	1.264	49.695	0.736	36.305	86	42.215	57.784
45	190	185	21.89	36.20	0.71	55.62	1.736	2	88	64	121.5	2.5	3	0.036	0.771	1.269	50.964	0.731	37.036	88	42.086	57.911
46	190	185	20.45	34.27	0.71	52.77	1.755	2	90	64	121.5	2.5	3	0.038	0.809	1.274	52.238	0.726	37.762	90	41.958	58.042
47	190	185	19.07	32.41	0.71	49.98	1.775	2	92	64	121.5	2.5	3	0.040	0.849	1.279	53.517	0.721	38.483	92	41.829	58.171
48	190	185	17.76	30.60	0.71	47.28	1.795	2	94	64	121.5	2.5	3	0.042	0.891	1.284	54.802	0.716	39.198	94	41.700	58.300
49	190	185	16.52	28.86	0.71	44.65	1.816	2	96	64	121.5	2.5	3	0.045	0.936	1.290	56.092	0.710	39.908	96	41.571	58.429
50	190	185	15.34	27.18	0.71	42.11	1.837	2	98	64	121.5	2.5	3	0.047	0.983	1.295	57.387	0.705	40.613	98	41.442	58.558
51	190	185	14.22	25.56	0.71	39.64	1.859	2	100	64	121.5	2.5	3	0.050	1.034	1.301	58.687	0.699	41.313	100	41.313	58.687
52	190	185	13.15	24.00	0.71	37.26	1.882	2	102	64	121.5	2.5	3	0.054	1.087	1.306	59.993	0.694	42.007	102	41.183	58.817
53	190	185	12.15	22.50	0.71	34.95	1.906	2	104	64	121.5	2.5	3	0.057	1.145	1.312	61.305	0.688	42.695	104	41.053	58.947
54	190	185	11.20	21.05	0.71	32.73	1.930	2	106	64	121.5	2.5	3	0.061	1.206	1.317	62.622	0.683	43.378	106	40.922	59.078
55	190	185	10.30	19.66	0.71	30.59	1.955	2	108	64	121.5	2.5	3	0.065	1.271	1.323	63.946	0.677	44.054	108	40.791	59.209
56	190	185	9.46	18.33	0.71	28.54	1.981	2	110	64	121.5	2.5	3	0.070	1.341	1.329	65.275	0.671	44.725	110	40.659	59.341
57	190	185	8.66	17.06	0.71	26.56	2.007	2	112	64	121.5	2.5	3	0.075	1.416	1.335	66.610	0.665	45.390	112	40.527	59.473</

**APÊNDICE C – PROCEDIMENTO DE OBTENÇÃO DE DADOS**  
**MÉTODO PDR**

Sapata Estaqueada 15 (SE-15)											
Qpr (kN)	X	ap <sub>r</sub>	Q <sub>a</sub>	Q <sub>r</sub>	Q <sub>p</sub>	K <sub>r</sub>	K <sub>p</sub>	K <sub>pr</sub>	p	α <sub>r</sub>	α <sub>p</sub>
0	0,478	0,708	122,583			185	190	220,8496			
10	0,478	0,708	122,583	4,779048	5,220952	185	190	220,8496	0,05	47,79	52,21
20	0,478	0,708	122,583	9,558096	10,4419	185	190	220,8496	0,09	47,79	52,21
30	0,478	0,708	122,583	14,33714	15,66286	185	190	220,8496	0,14	47,79	52,21
20	0,478	0,708	122,583	9,558096	10,4419	185	190	220,8496	0,09	47,79	52,21
30	0,478	0,708	122,583	14,33714	15,66286	185	190	220,8496	0,14	47,79	52,21
40	0,478	0,708	122,583	19,11619	20,88381	185	190	220,8496	0,18	47,79	52,21
50	0,478	0,708	122,583	23,89524	26,10476	185	190	220,8496	0,23	47,79	52,21
60	0,478	0,708	122,583	28,67429	31,32571	185	190	220,8496	0,27	47,79	52,21
70	0,478	0,708	122,583	33,45333	36,54667	185	190	220,8496	0,32	47,79	52,21
80	0,478	0,708	122,583	38,23238	41,76762	185	190	220,8496	0,36	47,79	52,21
90	0,478	0,708	122,583	43,01143	46,98857	185	190	220,8496	0,41	47,79	52,21
100	0,478	0,708	122,583	47,79048	52,20952	185	190	220,8496	0,45	47,79	52,21
110	0,478	0,708	122,583	52,56953	57,43047	185	190	220,8496	0,50	47,79	52,21
120	0,478	0,708	122,583	57,34857	62,65143	185	190	220,8496	0,54	47,79	52,21
130	0,478	0,708	122,583	66,00	64,00	185	190	220,8496	0,59	50,77	49,23
140	0,478	0,708	122,583	76,00	64,00	185	190	220,8496	0,73	54,29	45,71
150	0,478	0,708	122,583	86,00	64,00	185	190	220,8496	0,83	57,33	42,67
160	0,478	0,708	122,583	96,00	64,00	185	190	220,8496	0,93	60,00	40,00
170	0,478	0,708	122,583	106,00	64,00	185	190	220,8496	1,03	62,35	37,65
180	0,478	0,708	122,583	116,00	64,00	185	190	220,8496	1,13	64,44	35,56
185,5	0,478	0,708	122,583	121,50	64,00	185	190	220,8496	1,18	65,50	34,50
185,5	0,478	0,708	122,583	121,50	64,00	185	190	220,8496	50,00	65,50	34,50
Sapata Estaqueada 30 (SE-30)											
Qpr (kN)	X	ap <sub>r</sub>	Q <sub>a</sub>	Q <sub>r</sub>	Q <sub>p</sub>	K <sub>r</sub>	K <sub>p</sub>	K <sub>pr</sub>	p (mm)	α <sub>r</sub>	α <sub>p</sub>
0	0,485	0,642	143,79	0	0	185	189	228,77	0,000		
10	0,485	0,642	143,79	4,853499	5,146501	185	189	228,77	0,044	48,535	51,465
20	0,485	0,642	143,79	9,706999	10,293	185	189	228,77	0,087	48,535	51,465
30	0,485	0,642	143,79	14,5605	15,4395	185	189	228,77	0,131	48,535	51,465
20	0,485	0,642	143,79	9,706999	10,293	185	189	228,77	0,087	48,535	51,465
30	0,485	0,642	143,79	14,5605	15,4395	185	189	228,77	0,131	48,535	51,465
40	0,485	0,642	143,79	19,414	20,586	185	189	228,77	0,175	48,535	51,465
50	0,485	0,642	143,79	24,2675	25,7325	185	189	228,77	0,219	48,535	51,465
60	0,485	0,642	143,79	29,121	30,879	185	189	228,77	0,262	48,535	51,465
70	0,485	0,642	143,79	33,9745	36,0255	185	189	228,77	0,306	48,535	51,465
80	0,485	0,642	143,79	38,828	41,172	185	189	228,77	0,350	48,535	51,465
90	0,485	0,642	143,79	43,68149	46,31851	185	189	228,77	0,393	48,535	51,465
100	0,485	0,642	143,79	48,53499	51,46501	185	189	228,77	0,437	48,535	51,465
110	0,485	0,642	143,79	53,38849	56,61151	185	189	228,77	0,481	48,535	51,465
120	0,485	0,642	143,79	58,24199	61,75801	185	189	228,77	0,525	48,535	51,465
130	0,485	0,642	143,79	63,09549	66,90451	185	189	228,77	0,568	48,535	51,465
140	0,485	0,642	143,79	67,94899	72,05101	185	189	228,77	0,592	48,535	51,465
150	0,485	0,642	143,79	76,00	74,00	185	189	228,77	0,689	50,667	49,333
160	0,485	0,642	143,79	86,00	74,00	185	189	228,77	0,787	53,750	46,250
170	0,485	0,642	143,79	96,00	74,00	185	189	228,77	0,885	56,471	43,529
180	0,485	0,642	143,79	106,00	74,00	185	189	228,77	0,983	58,889	41,111
195,50	0,485	0,642	143,79	121,50	74,00	185	189	228,77	1,134	62,148	37,852
195,50	0,485	0,642	143,79	121,50	74,00	185	189	228,77	60,000	62,15	37,85