



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



ARNON BARBOSA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM BLOCO SOBRE
QUATRO ESTACAS CONTENDO UMA ESTACA DEFEITUOSA**

UBERLÂNDIA - MG
2018

ARNON BARBOSA

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM BLOCO
SOBRE QUATRO ESTACAS CONTENDO UMA ESTACA DEFEITUOSA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal
de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia.

UBERLÂNDIA – MG
2018

ARNON BARBOSA

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM BLOCO
SOBRE QUATRO ESTACAS CONTENDO UMA ESTACA DEFEITUOSA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal
de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia
Orientador

Aluno Arnon Barbosa
Orientando

UBERLÂNDIA – MG
2018

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à
minha família e amigos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pelo incentivo e apoio incondicional.

Ao meu orientador Jean Rodrigo Garcia, pela compreensão, paciência e ensinamentos.

Ao professor Paulo Albuquerque da Unicamp pelo empréstimo do software empregado nas análises realizadas neste trabalho.

Aos meus colegas e amigos da Universidade Federal de Uberlândia que me acompanharam durante esta longa caminhada.

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de uma análise numérica tridimensional (3D) do comportamento mecânico de uma fundação estacada contendo uma estaca defeituosa. A fundação analisada possui um bloco de 1,5 m × 1,5 m com 0,5 m de altura, quatro estacas com 5 m de comprimento e 30 cm de diâmetro, com espaçamento de 90 cm (3×D), sendo que uma delas possui uma região defeituosa de 0,5 m. As simulações numéricas foram feitas considerando diferentes posições de ocorrências destas anomalias, utilizando um software (LCPC – CESAR – versão 5.0) baseado no método dos elementos finitos. O objetivo foi verificar a influência de um defeito, e do contato bloco – solo, no comportamento da fundação e suas possíveis consequências na superestrutura. Os resultados indicam que a região defeituosa pouco influencia na resistência da fundação, porém, os valores de distorção angular demonstraram que, embora a segurança estrutural não tenha sido comprometida, se a região defeituosa estiver localizada próximo ao bloco, o limite de segurança, para edifícios em que não são admitidas fissuras, é ultrapassado. Os resultados também demonstram que a parcela da carga total resistida pelo contato bloco – solo foi significativa, atingindo valores de até 19%, sendo constatado também uma redução desta parcela à medida que a região defeituosa se aproxima do bloco.

Palavras-chave: fundações, estacas defeituosas, análise numérica 3D, elementos finitos.

ABSTRACT

This work presents the results of a three-dimensional (3D) numerical analysis of mechanical behavior of a piled caps containing a defective pile. The foundation analyzed contains one block of crowing (1,5 m × 1,5 m and 0,5 m height), four piles (5m long, 0,3m diameter), with spacing between shafts corresponding to 3 diameters. The defective region of the pile measure 0,5 m long. This numerical simulations were performed considering different position of occurrences of these anomalies, using software tool (LCPC – CESAR – version 5.0), which has the finite element method as solution. The objective was to verify the influence of a defect, and of the block - soil contact, on the behavior of the foundation and its possible consequences in the superstructure. The results indicate that the defective region has little influence on the strength of the foundation, however, angular distortion values have shown that, although structural safety has not been compromised, if the defective region is located near the block, the safety limit for buildings in which no cracks are allowed, is exceeded. The results also show that the total load resisted by the block - soil contact was significant, reaching values of up to 19%, being also observed a reduction of this plot as the defective region approaches the block.

Keywords: foundations, defective piles, 3D numerical analysis, finite elements

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de sistemas de fundação: a) Estaca isolada, b) Grupo de estacas, c) Radier Estaqueado (Mista).....	17
Figura 2: Processo de mobilização progressiva da resistência do elemento de fundação por estaca.....	18
Figura 3: Parcelas de resistência de uma estaca.....	19
Figura 4: Esquema do método do radier fictício.....	27
Figura 5: Modelo de Poulos e Davis (1974): a) esquema do problema, b) o elemento de estaca, c) ação sobre o solo, d) ação sobre a estaca.....	30
Figura 6: Fatores de correção.....	31
Figura 7: Fator de correção R_b	32
Figura 8: Fator de interação entre duas estacas.....	34
Figura 9: Correções para o fator de interação.....	35
Figura 10: Esquema do método de Aoki e Lopes (1975), a) modelagem de uma estaca real, b) modo de divisão do fuste e da base.....	38
Figura 11: Dimensões de um bloco sobre quatro estacas.....	43
Figura 12: Influência da vegetação, a) ação das raízes diretamente nas estruturas, b) ação das raízes que altera o teor de umidade e ocasiona movimentos de solo.....	45
Figura 13: Subsidiência em área de mineração.....	46
Figura 14: Esquema de dissolução de camadas do subsolo em zonas cársticas.....	46
Figura 15: Ocorrência de matacões, a) perfil real, b) perfil adotado sob interpretação equivocada.....	47
Figura 16: Elemento de fundação apoiado de forma não segura.....	47
Figura 17: Adoção de perfil otimista, a) perfil adotado, b) perfil real.....	48
Figura 18: Aparecimento de solicitações horizontais em profundidade devido a aterro assimétrico sobre camadas subsuperficiais de solos moles.....	49
Figura 19: Uso de momentos do nível do solo em fundações enterradas.....	50
Figura 20: Desconsideração da rigidez das estruturas de fundação, resultando solicitações incorretas.....	50
Figura 21: Inclinações incorretas.....	51
Figura 22: Limpeza inadequada na cabeça da estaca.....	52
Figura 23: Elevação do solo pela cravação de novos elementos.....	53

Figura 24: Estacas escavadas com problemas de integridade	54
Figura 25: Sobrecarga devido a alteração do uso da edificação	54
Figura 26: Superposição de pressões e recalques adicionais devidos a: a) construções de grande porte, b) edificação construída em local próximo, c) estocagem de material pesado junto ao prédio, d) efeito de sobrecarga assimétrica em estacas	55
Figura 27: Bloco de fundação fissurado devido a reação álcali-agregado	56
Figura 28: Típicos defeitos geotécnicos	56
Figura 29: Típicos defeitos estruturais	57
Figura 30: Recalques resultantes com 19002 nós em uma das análises	58
Figura 31: Recalques resultantes com 27718 nós em uma das análises	59
Figura 32: Características geométricas	61
Figura 33: Propriedades do solo	62
Figura 34: Propriedades da região defeituosa	62
Figura 35: Propriedades do concreto	62
Figura 36: Malha de elementos finitos utilizada	63
Figura 37: Detalhes dos modelos processados. a) Fundação D1, b) Fundação D2, c) Fundação D3	63
Figura 38: Curvas carga \times recalque	66
Figura 39: Fatores de Segurança	67
Figura 40: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação SD ..	68
Figura 41: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação D1 ..	70
Figura 42: Distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação D1	71
Figura 43: Rigidez das estacas da fundação D1	71
Figura 44: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação D2 ..	73
Figura 45: Distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação D2	74
Figura 46: Rigidez das estacas da fundação D2	74
Figura 47: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação D3 ..	76
Figura 48: Distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação D3	77
Figura 49: Rigidez das estacas da fundação D3	77

Figura 50: Distribuição da carga ao longo das estacas da fundação SD, com indicação da carga esperada no topo das regiões defeituosas.....	78
Figura 51: Distribuição da carga ao longo da estaca 1 da fundação D1.....	79
Figura 52: Distribuição da carga ao longo da estaca 2 da fundação D1.....	79
Figura 53: Distribuição da carga ao longo da estaca 3 da fundação D1.....	80
Figura 54: Distribuição da carga ao longo da estaca 4 da fundação D1.....	80
Figura 55: Distribuição da carga ao longo da estaca 1 da fundação D2.....	81
Figura 56: Distribuição da carga ao longo da estaca 2 da fundação D2.....	81
Figura 57: Distribuição da carga ao longo da estaca 3 da fundação D2.....	82
Figura 58: Distribuição da carga ao longo da estaca 4 da fundação D2.....	82
Figura 59: Distribuição da carga ao longo da estaca 1 da fundação D3.....	83
Figura 60: Distribuição da carga ao longo da estaca 2 da fundação D3.....	83
Figura 61: Distribuição da carga ao longo da estaca 3 da fundação D3.....	84
Figura 62: Distribuição da carga ao longo da estaca 4 da fundação D3.....	84
Figura 63: Valores de β e os respectivos danos associados.....	86
Figura 64: Valores de recalque no bloco da fundação D1 no 10º estágio de carregamento	87
Figura 65: Valores de β para a fundação D1 durante a aplicação do carregamento.....	87
Figura 66: Valores de recalque no bloco da fundação D2 no 10º estágio de carregamento	88
Figura 67: Valores de β para a fundação D2 durante a aplicação do carregamento.....	89
Figura 68: Valores de recalque no bloco da fundação D3 no 10º estágio de carregamento	90
Figura 69: Valores de β para a fundação D3 durante a aplicação do carregamento.....	90
Figura 70: Corte transversal, passando pelas estacas 2 e 4, da fundação D1. a) Recalques no primeiro estágio, b) Recalques no último estágio.	91
Figura 71: Recalques na fundação D1	92
Figura 72: Corte transversal, passando pelas estacas 2 e 4, da fundação D2. a) Recalques no primeiro estágio, b) Recalques no último estágio.	93
Figura 73: Recalques na fundação D2	94
Figura 74: Corte transversal, passando pelas estacas 2 e 4, da fundação D3. a) Recalques no primeiro estágio, b) Recalques no último estágio.	95
Figura 75: Recalques na fundação D3	96

Figura 76: Tensões de tração nas estacas da fundação D1	97
Figura 77: Tensões de tração nas estacas da fundação D2	98
Figura 78: Tensões de tração nas estacas da fundação D3	99
Figura 79: Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco da fundação D1, nos estágios 1º, 5º e 10º	101
Figura 80: Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco da fundação D2, nos estágios 1º, 5º e 10º	102
Figura 81: Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco da fundação D3, nos estágios 1º, 5º e 10º	103
Figura 82: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 1	105
Figura 83: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 1	105
Figura 84: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 2	106
Figura 85: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 2	106
Figura 86: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 3	107
Figura 87: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 3	107
Figura 88: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 4	108
Figura 89: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 4	108
Figura 90: Percentual de carga absorvida pelos blocos das fundações D1, D2, D3 e SD	109
Figura 91: Comparação da Rigidez de cada estaca, entre as fundações analisadas, para os estágios 1º, 5º e 10º	110
Figura 92: Valores de distorção angular apresentados nas análises	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α	22
Tabela 2: Fatores de correção $F1$ e $F2$	22
Tabela 3: Fatores de correção $F1$ e $F2$ atualizados.....	23
Tabela 4: Coeficiente característico do solo C	24
Tabela 5: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	24
Tabela 6: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	24
Tabela 7: Valores do parâmetro α	25
Tabela 8: Valores do parâmetro β	25
Tabela 9: Valores do atrito lateral rL	26
Tabela 10: Propriedades de deformação recomendadas por Poulos e Davis (1980).....	33
Tabela 11: Problemas típicos decorrentes de ausência de investigação geotécnica.....	44
Tabela 12: Cargas encontradas na estaca 1 da Fundação SD com diferentes quantidades de pontos.....	60
Tabela 13: Comparação dos resultados com diferentes números de pontos	60
Tabela 14: Valores de $Qult$	64
Tabela 15: Distribuição de cargas para a fundação SD	68
Tabela 16: Distribuição de cargas para a fundação D1	69
Tabela 17: Distribuição de cargas para a fundação D2	72
Tabela 18: Distribuição de cargas para a fundação D3	75
Tabela 19: Limites de distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes	85
Tabela 20: Reduções de resistência observados para as fundações D1, D2 e D3, em relação a fundação SD	104

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Justificativa	16
1.2	Objetivos	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	Sistemas de Fundação	17
2.2	Capacidade de Carga	18
2.2.1	Fórmulas Teóricas	20
2.2.2	Métodos Semiempíricos	20
2.2.2.1	Método Aoki – Velloso (1975)	20
2.2.2.2	Método Décourt – Quaresma (1978)	23
2.2.2.3	Método Teixeira (1996)	24
2.2.3	Efeito de Grupo	26
2.3	Recalques em Grupos de Estacas	27
2.3.1	Artifício do Radier Fictício	27
2.3.2	Métodos Empíricos	28
2.3.2.1	Skempton (1953)	28
2.3.2.2	Meyerhof (1959)	28
2.3.2.3	Meyerhof (1976)	28
2.3.2.4	Vesic (1969)	29
2.3.2.5	Fleming et al. (1985)	29
2.3.3	Métodos Elásticos	29
2.3.3.1	Método de Poulos e Davis (1974)	30
2.3.3.1.1	Interação Entre Duas Estacas	33
2.3.3.1.2	Grupos de Estacas	35
2.3.3.2	Método de Aoki e Lopes (1975)	37
2.3.3.3	Método Aoki e Lopes Modificado	39
2.3.3.4	Contribuição do Bloco de Coroamento	40

2.4	Definição Geométrica do Bloco de Coroamento	42
2.4.1	Distância entre os eixos das estacas	42
2.4.2	Contorno do bloco de coroamento.....	42
2.4.3	Altura do bloco de coroamento.....	42
2.5	Patologias	43
2.5.1	Investigação do subsolo	44
2.5.1.1	Influência da vegetação	44
2.5.1.2	Colapsibilidade.....	45
2.5.1.3	Expansibilidade.....	45
2.5.1.4	Zonas de mineração	45
2.5.1.5	Zonas Cársticas	46
2.5.1.6	Ocorrência de Matacões	46
2.5.2	Análise e projeto.....	47
2.5.2.1	Problemas relativos ao comportamento do solo.....	47
2.5.2.2	Problemas relativos a mecanismos de interação solo – estrutura	48
2.5.2.3	Problemas estruturais.....	49
2.5.2.4	Problemas nas especificações construtivas de fundações profundas	50
2.5.3	Execução	51
2.5.3.1	Estacas Cravadas	52
2.5.3.2	Estacas Escavadas.....	53
2.5.4	Eventos pós – conclusão das fundações.....	54
2.5.5	Degradação dos materiais	55
3	MATERIAIS E MÉTODOS	57
3.1	Software LCPC – CESAR v. 5.0.....	57
3.2	Obtenção de dados	59
3.3	Características geométricas	61
3.4	Propriedades dos materiais.....	61
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	62

4.1	Análises numéricas.....	63
4.2	Determinação da carga de ruptura	64
4.3	Curvas carga × recalque e fatores de segurança	65
4.4	Distribuição de carga entre estacas e bloco	67
4.4.1	Fundação SD.....	67
4.4.2	Fundação D1	68
4.4.3	Fundação D2	72
4.4.4	Fundação D3.....	75
4.5	Distribuição da carga ao longo das estacas.....	78
4.5.1	Fundação SD.....	78
4.5.2	Fundação D1.....	78
4.5.3	Fundação D2.....	81
4.5.4	Fundação D3.....	83
4.6	Deformações	85
4.6.1	Distorção angular.....	86
4.6.1.1	Fundação D1.....	86
4.6.1.2	Fundação D2.....	88
4.6.1.3	Fundação D3.....	89
4.6.2	Recalques	91
4.7	Tração nas estacas.....	97
4.8	Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco	100
4.9	Comparações adicionais	104
5	CONCLUSÃO	111
5.1	Sugestões para pesquisas futuras	112
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	112

1 INTRODUÇÃO

Historicamente tem-se registrado os vários exemplos de patologias em construções em diversas localidades do mundo, causadas por diversos fatores que podem advir de má concepção de projeto, do mau uso da construção ou mesmo da degradação natural dos materiais. O estudo destes casos, denomina-se Patologia das Construções, e dentro deste campo de estudo, segundo Caputo et al. (2017), o capítulo das fundações é talvez o mais importante. Esta importância advém do fato de que estas patologias podem gerar danos a edificação, causar elevados prejuízos financeiros, desconforto e colocar vidas em risco, visto que segundo Souza (2003), que fez um estudo sobre o colapso de um edifício por ruptura das estacas, são muitos os casos em que o colapso global do edifício decorre de problemas na fundação.

Fundação é o elemento de transição entre a estrutura e o solo, sendo responsável pela transmissão das cargas da construção para o solo, que por sua vez deve ter capacidade portante suficiente para trabalhar de maneira solidária a estrutura, limitando os recalques que esta venha a sofrer, à limites aceitáveis. Portanto, é um elemento de extrema importância, e conhecer os possíveis problemas que podem surgir em suas diversas fases tornou-se algo de grande necessidade.

Dentre os tipos de fundações existentes, destacam-se as profundas em estacas, que ocupam grande parte do total de fundações executadas no mundo, dada a crescente demanda por edificações cada vez mais altas, como citado por Freitas Neto (2013).

Nos métodos tradicionais de dimensionamento, de uma fundação profunda em estacas, considera-se que apenas as estacas são responsáveis por transferir ao solo o carregamento proveniente da superestrutura. Nestes casos, portanto, não se leva em conta a influência do solo subjacente ao bloco de coroamento. Então, nas hipóteses de projeto, o bloco tem única e exclusiva função de interligar o grupo de estacas e servir como elo de transição para as cargas Freitas Neto (2013).

Ao se considerar a interação solo-estrutura tem-se como vantagens uma estimativa dos efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, o que torna os projetos mais eficientes e confiáveis (CORDEIRO, 2007).

Dentro deste contexto, neste trabalho será feita uma análise do comportamento mecânico de uma fundação estaqueada, por meio de simulações numéricas de um bloco sobre quatro estacas, variando as condições sob a qual a fundação se submeterá, considerando as diferentes posições de ocorrências dessas anomalias, utilizando um software baseado no método dos elementos finitos.

1.1 Justificativa

Dado as diversas, e muitas vezes onerosas, implicações decorrentes de uma patologia e a necessidade de reforço da fundação, vários estudos sobre o tema têm sido feitos, observando e extraindo de casos reais dados para um entendimento mais substancial sobre estas anomalias, para que se possa evita-las e corrigi-las com maior eficiência.

Outro ponto a se destacar é que no caso de blocos com estacas, para o seu dimensionamento, se considera apenas a transferência de cargas do bloco para as estacas, o que negligencia, porém de forma favorável a segurança, a influência do solo subjacente ao bloco.

Esta situação na qual o bloco encontra apoio também no solo, traz uma visão mais realista da interação, o que, dentro de um estudo adequado, pode levar a uma maior compreensão do caso e a um consequente aperfeiçoamento dos métodos de correção das anomalias inerentes aos blocos estaqueados.

1.2 Objetivos

Este trabalho de conclusão de curso contempla a análise de um bloco sobre quatro estacas contendo uma estaca defeituosa. Para tanto, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar especificações para o projeto de um grupo de estacas;
- Apresentar os conceitos e alguns modelos de cálculo estabelecidos para determinação da capacidade de carga de um grupo de estacas;
- Apresentar as principais patologias que acometem as fundações profundas;
- Analisar o comportamento de uma fundação diante dos parâmetros pré-estabelecidos;
- Verificar a fundação, quanto a recalques, na ocorrência de uma estaca defeituosa.
- O efeito do tombamento do bloco na estabilidade da superestrutura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foram apresentadas algumas metodologias utilizadas para o dimensionamento de blocos sobre quatro estacas, objeto de estudo deste presente trabalho, e também as principais anomalias que acometem seus elementos, além de suas causas.

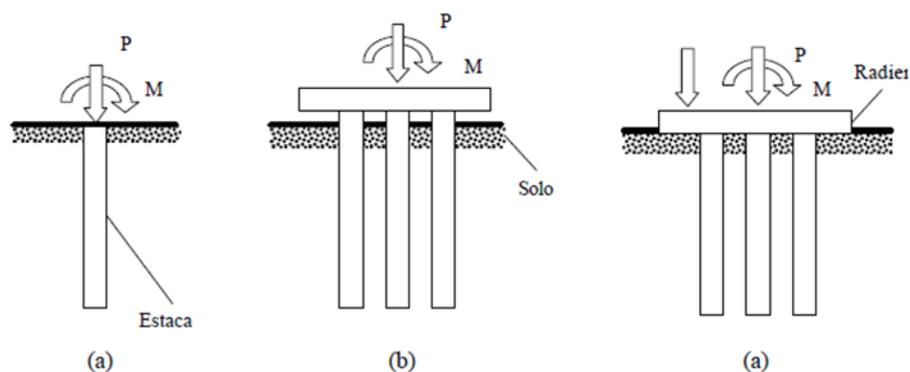
2.1 Sistemas de Fundação

A palavra “fundação” para a engenharia geotécnica se refere a todo elemento que suporta os esforços transmitidos pela edificação, tanto os elementos estruturais quanto ao solo ou rocha que envolve estes elementos, sendo, portanto, um significado mais abrangente do que aquele utilizado nas áreas de construção civil e engenharia estrutural, na qual o termo se refere somente aos elementos constituintes da estrutura, como descrito por Freitas Neto (2013) e Bezerra (2003).

Sendo assim, um sistema de fundação se refere aos elementos estruturais, que transmitem os esforços da superestrutura para o solo, e o próprio solo. Segundo Bezerra (2003), com este conceito, o solo se torna o elemento preponderante na determinação do estado de ruptura da fundação, já que a resistência a ser considerada será a do sistema como um todo até a mobilização total do solo que envolve os elementos estruturais deste sistema.

Como este trabalho se refere aos blocos sobre quatro estacas, cabe neste momento uma breve descrição de seu sistema de fundação, os grupos de estacas. Segundo Bezerra (2003) são associações de estacas interligadas por um elemento estrutural de grande rigidez (bloco), que exerce influência no mecanismo de transmissão de cargas da estrutura para as estacas, sendo esta forma de transmissão dependente das características do grupo de estacas. É importante lembrar também que nos grupos de estacas o elemento que interliga as estacas não se encontra em contato com o solo. A Figura 1 mostra alguns tipos de sistemas de fundações.

Figura 1: Tipos de sistemas de fundação: a) Estaca isolada, b) Grupo de estacas, c) Radier Estaqueado (Mista)



Fonte: Bezerra (2003)

2.2 Capacidade de Carga

Para ilustrar o conceito de capacidade de carga de uma estaca, será considerada uma estaca qualquer, de comprimento L , que será carregada progressivamente, como descrito por Cintra e Aoki (2010).

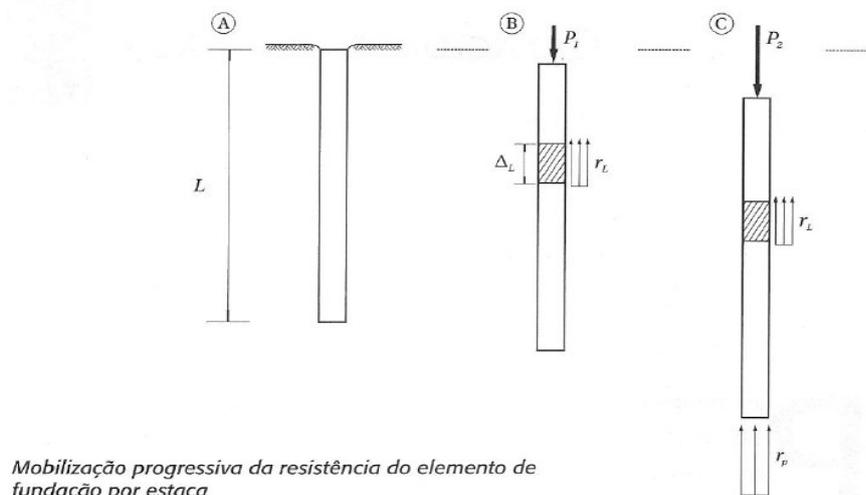
Em um primeiro momento, como hipótese simplificadora, as tensões resistentes acionadas são as geradas pelo atrito lateral, pelo contato do solo e o fuste da estaca. Logo após a completa mobilização desta resistência, considera-se também as tensões decorrentes da resistência de ponta.

Portanto, no início tem-se uma mobilização parcial do atrito lateral, com $P < P_1$, com valor variável ao longo da estaca, em razão das diferentes camadas de solo e de suas distintas características geotécnicas. Com o aumento do carregamento e com a iminente ruptura da ligação estaca-solo, com $P = P_1$, tem-se a atuação máxima do atrito lateral em toda a extensão da estaca, o chamado atrito lateral local de ruptura ou atrito unitário, representado por r_L .

Aumentando ainda mais o carregamento, com $P = P_2$, começa o acionamento da resistência de ponta (r_p), de forma gradativa, até que se tenha uma completa mobilização tanto do atrito lateral quanto da resistência de ponta, gerando um recalque incessante, que caracteriza a ruptura do elemento de fundação por estaca.

O valor P_2 seria então a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca, o que mostra o significado especial de ruptura em geotecnia, em que ocorre o recalque incessante e não a ruptura da própria estaca. Entretanto, casos em que a capacidade de carga seja superior a resistência a compressão da estaca, deve-se considerar como valor limite a resistência da própria estaca. Na Figura 2 está representado este processo de mobilização progressiva.

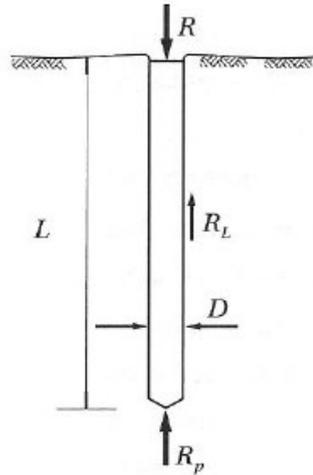
Figura 2: Processo de mobilização progressiva da resistência do elemento de fundação por estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Para iniciar o equacionamento, as tensões citadas anteriormente devem ser transformadas em forças, gerando as parcelas de resistência lateral (R_L), de resistência de ponta (R_p) e a carga aplicada R , como indicado na Figura 3.

Figura 3: Parcelas de resistência de uma estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Por equilíbrio tem-se a Equação 1:

$$R = R_L + R_p \quad \text{Equação 1}$$

Onde para obtenção destas forças deve-se multiplicar as tensões já citadas pelas respectivas áreas dos locais onde atuam. Sendo assim, para obtenção da resistência de ponta (R_p), deve-se multiplicar a tensão (r_p) pela área da seção transversal da ponta ou base da estaca (A_p), que deve ser encontrada de acordo com o tipo de estaca.

Caputo et al. (2017) diz que, se $R_p > R_L$, diz-se que a estaca trabalha de ponta, e se $R_L > R_p$, diz-se que a estaca trabalha por atrito (é a chamada estaca flutuante).

A parcela de atrito lateral (R_L) é encontrada pela multiplicação do perímetro do fuste (U) pelo somatório das forças resistentes por atrito lateral nos diversos segmentos da estaca.

Somando as duas parcelas e igualando com a carga de ruptura tem-se a expressão da capacidade de carga, Equação 2.

$$R = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) + r_p \times A_p \quad \text{Equação 2}$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), a hipótese simplificadora, citada anteriormente, constitui uma aproximação razoável pelo fato de que na realidade física, a mobilização da ponta ocorre simultaneamente ao do atrito lateral, porém, quando se atinge o valor máximo da resistência por atrito, a mobilização da ponta é mínima.

No caso de um grupo de estaca, a capacidade de carga é função do comprimento, diâmetro (D) e espaçamento (S) de centro a centro das estacas, e do tipo de solo que lhe serve de suporte (argiloso ou arenoso) (CAPUTO et al., 2017).

2.2.1 Fórmulas Teóricas

Existem diversas contribuições na literatura para o equacionamento do problema de previsão de capacidade de carga, porém, ainda não foi possível encontrar equações teóricas realmente eficazes, devido à dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas. Portanto, deve-se utilizar de forma restrita as fórmulas teóricas para previsão de capacidade de carga, como citado por Cintra e Aoki (2010).

Devido às restrições no uso destas fórmulas, elas não serão utilizadas neste trabalho e, portanto, não serão aqui descritas.

2.2.2 Métodos Semiempíricos

São métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. A seguir serão descritos alguns dos métodos mais utilizados.

2.2.2.1 Método Aoki – Velloso (1975)

Neste método é feito inicialmente uma correlação entre as incógnitas geotécnicas, r_p e r_L , com ensaios de penetração estática, CPT, ou SPT, pelas Equações 3 e 4:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação 3}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

q_c = resistência de ponta do cone

f_s = atrito lateral unitário na luva

F_1 e F_2 = fatores de escala e execução

Quando se usa o SPT, que é mais utilizado no Brasil, deve-se correlacionar a resistência de ponta, q_c , com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), pela Equação 5:

$$q_c = K \times N_{SPT} \quad \text{Equação 5}$$

Onde, K é um coeficiente que depende do tipo de solo.

Com a razão de atrito (α), pode-se exprimir também o atrito lateral em função do N_{SPT} , pela Equação 6:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Equação 6}$$

Sendo α , assim como K , dependente do tipo de solo (Tabela 1).

Esta correlação resulta nas Equações 7 e 8, sendo os valores de F_1 e F_2 encontrados na Tabela 2, e seus valores atualizados após serem ajustados com 63 provas de carga, como descreve Cintra e Aoki (2010), estão expressos na Tabela 3.

$$r_P = \frac{K \times N_P}{F_1} \quad \text{Equação 7}$$

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

N_P = índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca

N_L = índice de resistência a penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L

Portanto, a capacidade de carga será dada pela Equação 9:

$$R = \frac{K \times N_P}{F_1} \times A_P + \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

A_P = área de ponta da estaca

U = perímetro da estaca

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 2: Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 3: Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	2 F1
Escavada	3,00	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2 F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

2.2.2.2 Método Décourt – Quaresma (1978)

De acordo com Cintra e Aoki (2010), neste método a estimativa do atrito lateral (r_L) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), limitado para $3 \leq N_L \leq 15$, tomando como base os valores tabelados, que não fazem distinção quanto ao tipo de solo. A Equação 10 é apresentada por Décourt (1982) para estimar r_L .

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (\text{kPa}) \quad \text{Equação 10}$$

Lembrando que Décourt (1982) aumenta o limite superior de N_L , para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, de 15 para 50.

Para encontrar a resistência de ponta (r_p), utiliza-se a Equação 11:

$$r_p = C \times N_p \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca

C = coeficiente característico do solo (Tabela 4)

A Equação 12 expressa a capacidade de carga.

$$R = \alpha \times C \times N_p \times A_p + \beta \times 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times U \times L \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

α e β = fatores dependentes do tipo de estaca e solo (Tabelas 5 e 6)

Tabela 4: Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120,00
Silte argiloso*	200,00
Silte arenoso*	250,00
Areia	400,00
* alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

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

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*
* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis					

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 6: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*
* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis					

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

2.2.2.3 Método Teixeira (1996)

Teixeira (1996) propõe a Equação 13 para a estimativa da capacidade de carga:

$$R = R_p + R_L = \alpha \times N_p \times A_p + \beta \times N_L \times U \times L$$

Equação 13

Onde,

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.

N_L = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Os parâmetros α e β são encontrados pelas Tabelas 7 e 8.

Este método não se aplica em situações em que a estaca pré-moldada de concreto flutuante se encontra em espessas camadas de argilas moles sensíveis, com N_{SPT} inferior a 3. Sendo, para estes casos, utilizados os valores presentes na Tabela 9 para a tensão de atrito lateral (r_L).

Tabela 7: Valores do parâmetro α

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110,00	100,00	100,00	100,00
Silte argiloso	160,00	120,00	110,00	110,00
Argila arenosa	210,00	160,00	130,00	140,00
Silte arenoso	260,00	210,00	160,00	160,00
Areia argilosa	300,00	240,00	200,00	190,00
Areia siltosa	360,00	300,00	240,00	220,00
Areia	400,00	340,00	270,00	260,00
Areia com pedregulhos	440,00	380,00	310,00	290,00

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 8: Valores do parâmetro β

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 9: Valores do atrito lateral r_L

Sedimento	r_L (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila transicional (AT)**	60 a 80
<p>* SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas – camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade, com valores de N_{SPT} inferiores a 3, de coloração cinza-escuro, ligeiramente pré-adensada.</p> <p>** AT: argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{SPT} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores do que aquelas das SFL.</p>	

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

2.2.3 Efeito de Grupo

O efeito de grupo, de acordo com a ABNT NBR 6122:2010, é o processo de interação dos diversos elementos que constituem uma fundação, onde esta interação, decorrente da transmissão do carregamento ao solo, provoca um recalque do grupo diferente daquele do elemento isolado.

A ABNT NBR 6122:2010 ainda menciona que a carga resistente de um grupo de estacas não deve ser superior à de uma sapata hipotética, de mesmo contorno que o do grupo, apoiada a uma profundidade acima da ponta das estacas igual a 1/3 do comprimento de penetração na camada de suporte.

Para a determinação da capacidade de carga de um grupo de estacas, a soma da capacidade de carga das estacas isoladas pode não representar o valor real, que segundo Cintra e Aoki (2010), pode ser quantificado através da eficiência de grupo (η) (Equação 14):

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

R_g = capacidade de carga do grupo de estacas

R_i = capacidade de carga do elemento isolado de fundação

Sendo que a resistência de ponta do grupo equivale a soma das resistências de ponta dos elementos isolados, e a resistência por atrito lateral do grupo, em areia, pode ser considerada maior do que a soma das resistências por atrito lateral dos elementos isolados, Vesic (1975).

Cintra e Aoki (2010) citam que não há nenhuma teoria ou fórmula adequada para a estimativa de capacidade de carga de grupo nem da eficiência de grupo. Entretanto, resultados experimentais comprovam valores para grupos de estacas cravadas em areia, de até 1,5 ou 1,7, em grupos de até 9 estacas, com espaçamento entre eixos de $2,5 \times D$. No entanto, na prática, esta eficiência de grupo é negligenciada, utilizando-se usualmente $\eta = 1$.

2.3 Recalques em Grupos de Estacas

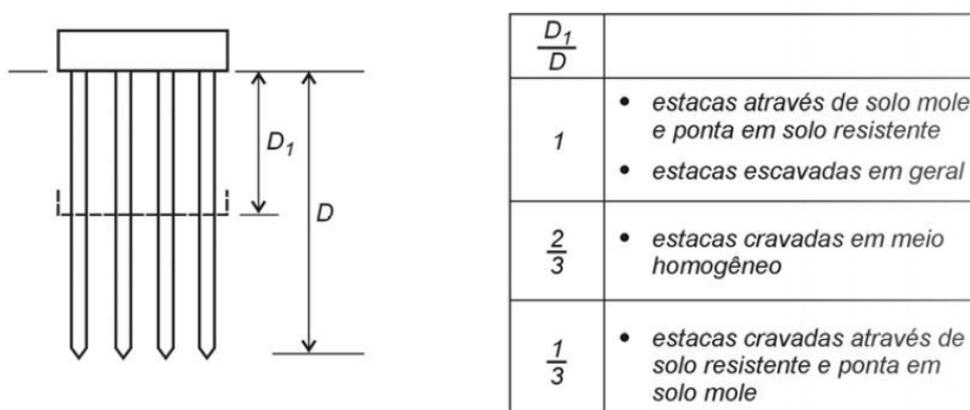
Neste item serão apresentados alguns métodos utilizados para cálculo de recalques em grupos de estacas.

2.3.1 Artificio do Radier Fictício

Segundo Velloso e Lopes (2010), Terzaghi e Peck (1948) foram os primeiros a apresentar o artifício do radier fictício, onde se faz a estimativa do recalque de um grupo de estacas por meio da substituição das estacas por uma fundação direta, localizada a uma profundidade D_1 menor que a profundidade D das pontas das estacas (Figura 4). Sendo esta profundidade D_1 , de acordo com Velloso e Lopes (2010), dependente do modo como estas estacas trabalham, mais por atrito ou mais por ponta, em razão das propriedades do solo.

Neste método calcula-se o recalque do radier fictício e soma-se a este o encurtamento elástico das estacas.

Figura 4: Esquema do método do radier fictício



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

2.3.2 Métodos Empíricos

Nestes métodos define-se uma razão ξ entre os recalques de um grupo de estacas e aquele de uma única estaca sob sua parcela de carga no grupo. Sendo necessário cautela na utilização destes métodos, já que eles são feitos para condições específicas, como descrito por Velloso e Lopes (2010).

2.3.2.1 Skempton (1953)

Estima o recalque de um grupo de estacas em areia (Equação 15):

$$\xi = \left(\frac{4 \times B_g + 3}{B_g + 4} \right)^2 \quad \text{Equação 15}$$

Onde,

B_g = dimensão transversal do grupo de estacas, em metros.

2.3.2.2 Meyerhof (1959)

Leva em consideração a distância entre as estacas (Equação 16).

$$\xi = \frac{\zeta \times (5 - \zeta/3)}{\left(1 + \frac{1}{n_r}\right)^2} \quad \text{Equação 16}$$

Onde,

ζ = razão entre o espaçamento entre estacas e o diâmetro das estacas ($\zeta = s/B$)

n_r = número de linhas de estacas em um bloco quadrado

2.3.2.3 Meyerhof (1976)

Estima o recalque em areias e pedregulhos, em polegadas, fundamentando-se na experiência com fundações superficiais (Equação 17):

$$w = \frac{2 \times q \times \sqrt{B_g}}{N} \quad \text{Equação 17}$$

Onde,

B_g = largura do grupo de estacas, em pés.

q = pressão aplicada ao solo pelo grupo de estacas, em kgf/cm².

N = média do SPT em uma profundidade igual a B_g .

Para areias siltosas recomenda-se dobrar o valor.

Se as estacas penetram D' na camada de suporte, deve-se multiplicar o valor pelo fator de influência I (Equação 18):

$$I = 1 - \frac{D'}{8 \times B} \geq 0,5 \quad \text{Equação 18}$$

2.3.2.4 Vesic (1969)

Vesic (1969) propõe a Equação 19:

$$\xi = \sqrt{B_g/B} \quad \text{Equação 19}$$

2.3.2.5 Fleming et al. (1985)

Fleming et al. (1985) propõe a Equação 20:

$$\xi = n^\eta \quad \text{Equação 20}$$

Onde,

n = número de estacas.

η = expoente, que varia entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos grupos, sendo sugerido por Poulos (1989), 0,33 para estacas flutuantes em areia e 0,5 para estacas em argila.

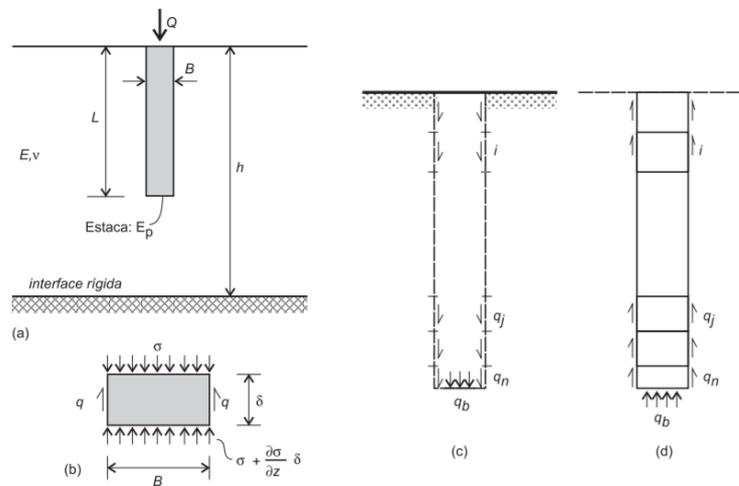
2.3.3 Métodos Elásticos

De acordo com Velloso e Lopes (2010) estes métodos são aplicáveis quando o espaçamento entre as estacas é suficiente para não haver interferência entre elas.

2.3.3.1 Método de Poulos e Davis (1974)

Neste método divide-se a estaca em vários elementos uniformemente carregados e faz-se a compatibilização entre os deslocamentos destes (Figura 5), considerando a compressibilidade da estaca sob carregamento axial, e os deslocamentos do solo adjacente, por meio da equação de Mindlin (1936).

Figura 5: Modelo de Poulos e Davis (1974): a) esquema do problema, b) o elemento de estaca, c) ação sobre o solo, d) ação sobre a estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Para uma estaca incompressível em um meio elástico semi-infinito com coeficiente de Poisson igual a 0,5, propõe-se:

$$w = \frac{Q \times I_0}{E \times B} \quad \text{Equação 21}$$

Onde,

B = diâmetro da estaca.

I_0 = fator de influência.

Para estacas compressíveis em solo de espessura finita e com ponta em material resistente, com diferentes coeficientes de Poisson, tem-se:

$$w = \frac{Q \times I}{E \times B} \quad \text{Equação 22}$$

Sendo

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \times R_b$$

Equação 23

Onde,

R_k = fator de correção para a compressibilidade da estaca.

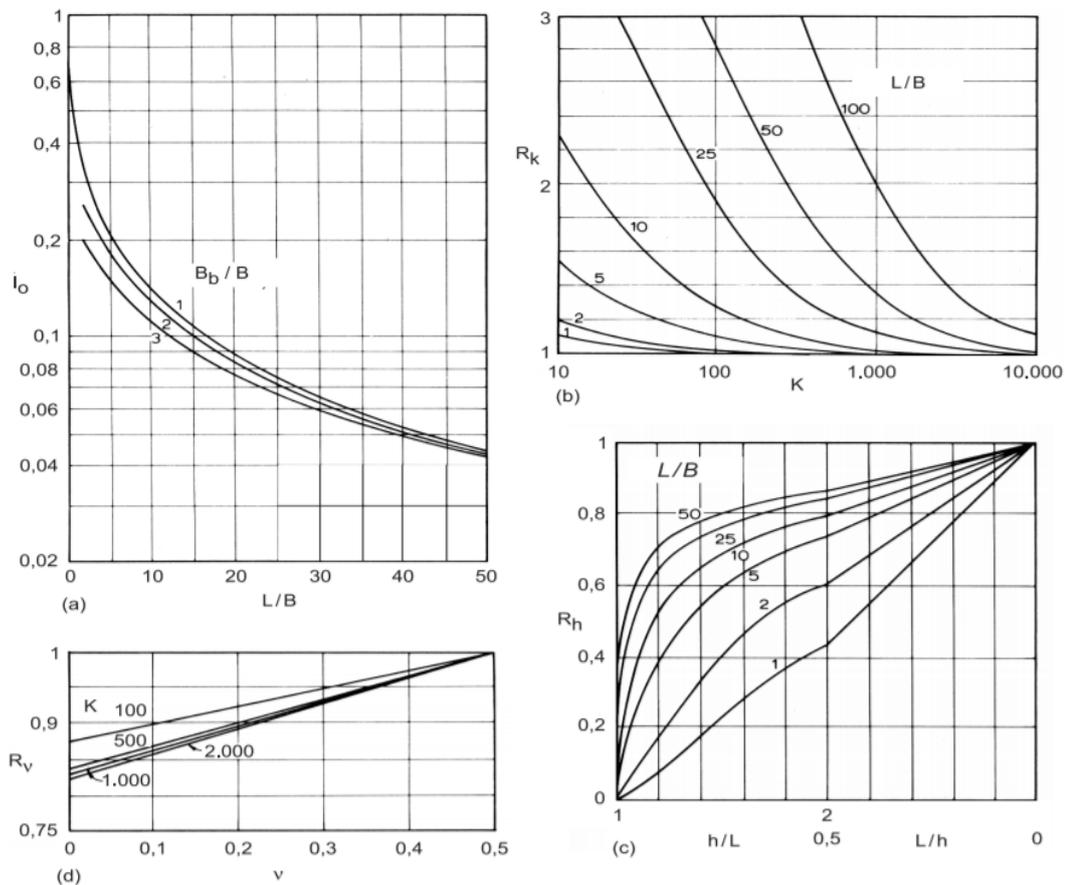
R_h = fator de correção para a espessura h (finita) de solo compressível.

R_v = fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo.

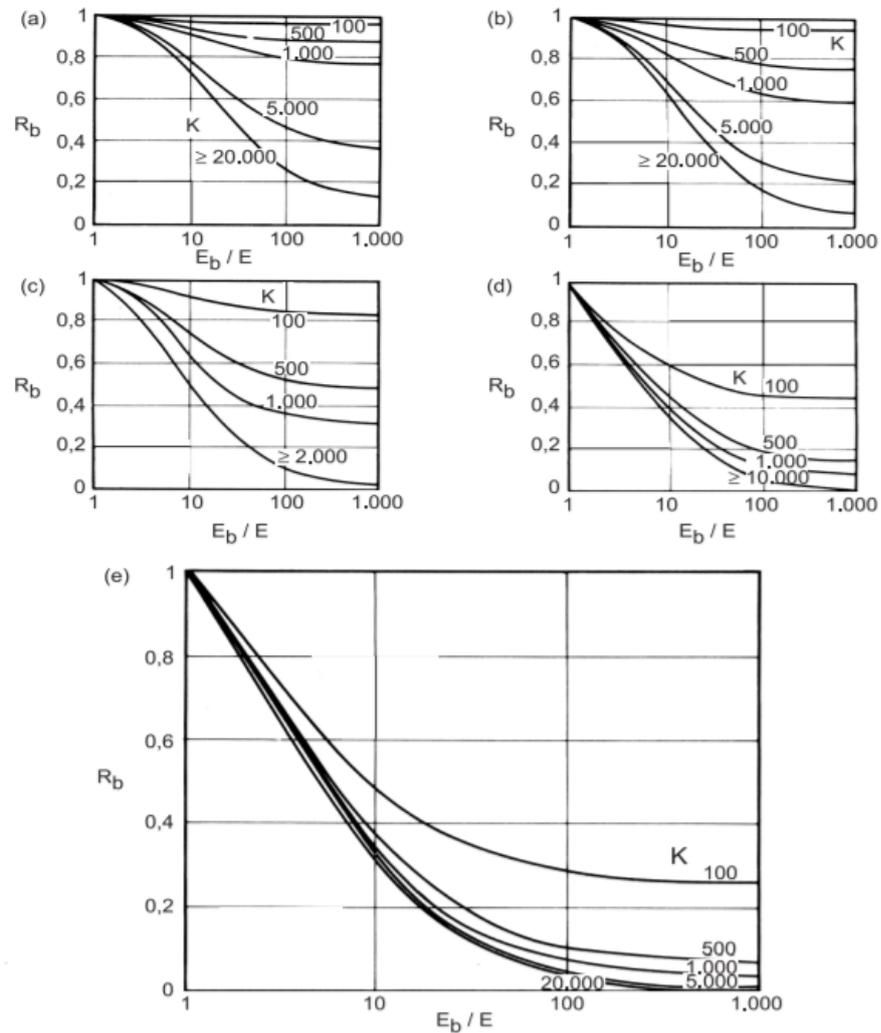
R_b = fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido, sendo E_b o módulo de Young do solo sob a base.

A Figura 6 expressa os fatores de correção R_k , R_h e R_v , sendo o fator R_b , expresso na Figura 7.

Figura 6: Fatores de correção



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Figura 7: Fator de correção R_b 

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O fator de rigidez que representa a compressibilidade é dado por:

$$K = E_p \times R_A / E \quad \text{Equação 24}$$

Onde,

$R_A = A_p / (\pi \times \frac{B^2}{4})$, Com A_p representando a área da seção transversal estrutural da estaca, e $(\pi \times \frac{B^2}{4})$ a área do círculo externo (em estacas maciças $R_A = 1$).

Poulos e Davis (1980) recomendam a utilização das propriedades de deformação da Tabela 10:

Tabela 10: Propriedades de deformação recomendadas por Poulos e Davis (1980)

Solo	Consistência / compacidade	E'	v'
Argila	mole	$200 < \frac{E'}{S_u} < 400$	0,4
	média		0,3
	rija		0,15
Areia	fofa	27 - 55 MN/m ²	0,3
	median. Compacta	55 - 70 MN/m ²	
	compacta	70 - 110 MN/m ²	

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

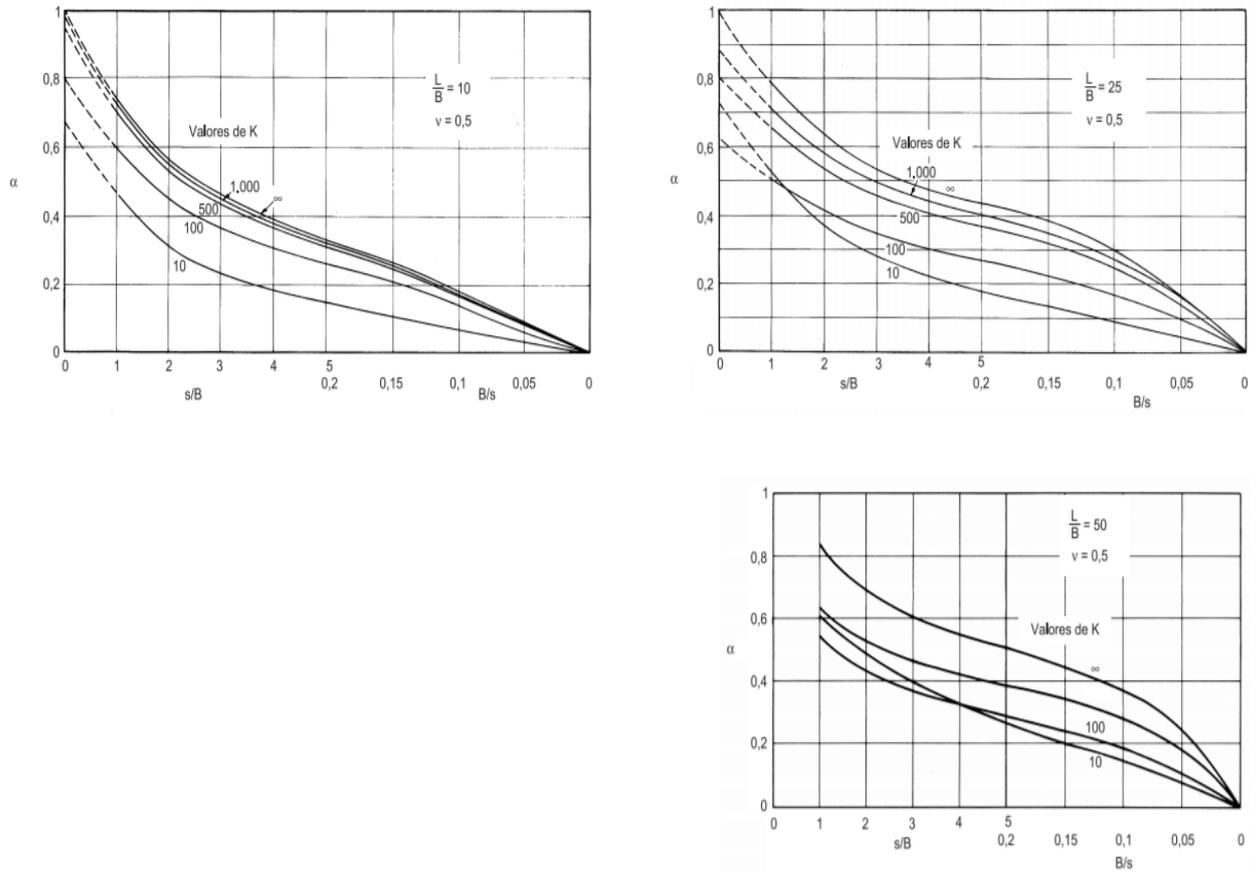
2.3.3.1.1 Interação Entre Duas Estacas

Para expressar a interação entre duas estacas igualmente carregadas, e com as mesmas dimensões, utiliza-se um fator, dado por:

$$\alpha = \frac{\text{recalque adicional provocado por uma estaca adjacente}}{\text{recalque de uma estaca sob sua própria carga}} \quad \text{Equação 25}$$

A Figura 8 apresenta valores de α , em função da razão entre o espaçamento entre as estacas e o diâmetro das estacas (s/B) e do fator de rigidez, para estacas compressíveis inseridas em um meio semi-infinito ($\frac{h}{L} = \infty$).

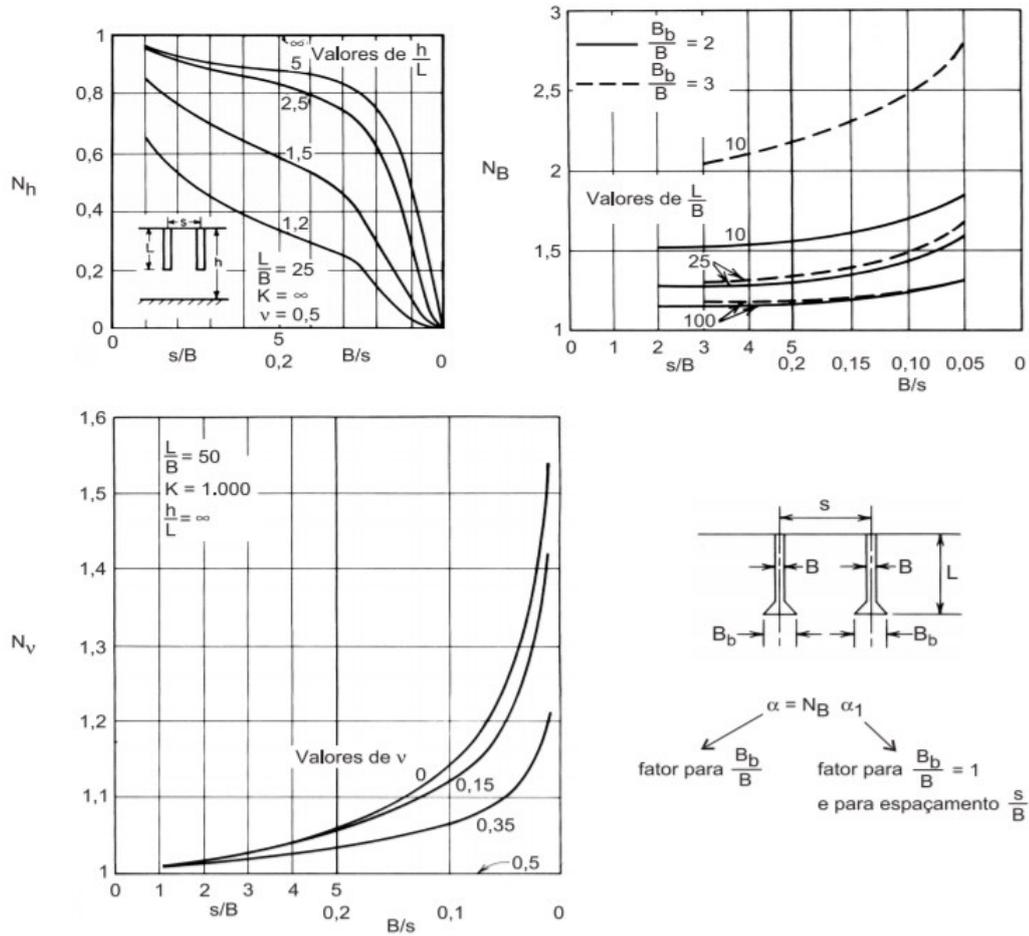
Figura 8: Fator de interação entre duas estacas



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Para corrigir o valor de α , pela finitude da espessura do meio, o alargamento de base e o coeficiente de Poisson, utilizam-se os fatores N_h , N_B e N_ν , apresentados na Figura 9.

Figura 9: Correções para o fator de interação



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

2.3.3.1.2 Grupos de Estacas

Para a estimativa do recalque de uma estaca i , dentre um grupo com n estacas iguais, pode-se superpor os fatores descritos anteriormente, resultando em:

$$w_i = w_1 \times \left[\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n (Q_j \times \alpha_{ij}) + Q_i \right] \tag{Equação 26}$$

Onde,

α_{ij} = fator de interação entre as estacas i e j .

Q_j = carga na estaca j .

w_1 = recalque da estaca isolada sob carregamento unitário.

Para uma estaca k, em um grupo de n estacas diferentes, temos:

$$w_k = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (w_{1j} \times Q_j \times \alpha_{kj}) + w_{1k} \times Q_k \quad \text{Equação 27}$$

Onde,

α_{kj} = fator de interação entre as estacas k e j.

Q_k = carga na estaca k.

w_{1j} = recalque da estaca isolada sob carregamento unitário.

Montando estas equações para cada estaca do grupo, mais a equação de equilíbrio vertical, temos um total de n+1 equações, que podem ser resolvidas para duas condições, como descrito por Velloso e Lopes (2010):

- 1- Cargas iguais (ou cargas conhecidas) em todas as estacas – grupo de estacas sob uma placa flexível

Neste caso, pode-se utilizar as equações 26 e 27 para calcular o recalque de cada estaca do grupo e os consequentes recalques diferenciais.

- 2- Recalques iguais em todas as estacas – bloco de coroamento rígido

Neste caso, as equações são montadas, igualando os recalques de cada estaca, resultando em um sistema, que tem como resultado o recalque do grupo e as cargas nas estacas.

Como o recalque médio de um grupo com estacas de cargas iguais se aproxima do valor do recalque de um grupo de estacas com bloco de coroamento rígido, o primeiro caso poderia ser adaptado para a maioria dos casos, utilizando-se uma estaca representativa que não esteja nem muito centrada nem muito nos vértices do grupo.

Portanto, pode-se utilizar os fatores de interação de duas estacas, juntamente com o conhecimento do recalque da estaca isolada, para a análise de um grupo de estacas, fazendo-se uso dos seguintes parâmetros:

- a- A relação de recalque R_s :

$$R_s = \frac{\text{recalque médio do grupo}}{\text{recalque de uma estaca sob a carga média por estaca}} \quad \text{Equação 28}$$

b- O fator de redução do grupo R_g :

$$R_g = \frac{\text{recalque médio do grupo}}{\text{recalque de uma estaca sob a carga total do grupo}} \quad \text{Equação 29}$$

Segundo Velloso e Lopes (2010), o fator R_g só terá sentido se for admitido que o solo tem um comportamento elástico linear, além de ser considerada a não ruptura da estaca isolada se submetida a carga total do grupo.

R_g deve satisfazer a dupla desigualdade:

$$1/n \leq R_g \leq 1 \quad \text{Equação 30}$$

se relacionando com R_s pela Equação 31:

$$R_s = n \times R_g \quad \text{Equação 31}$$

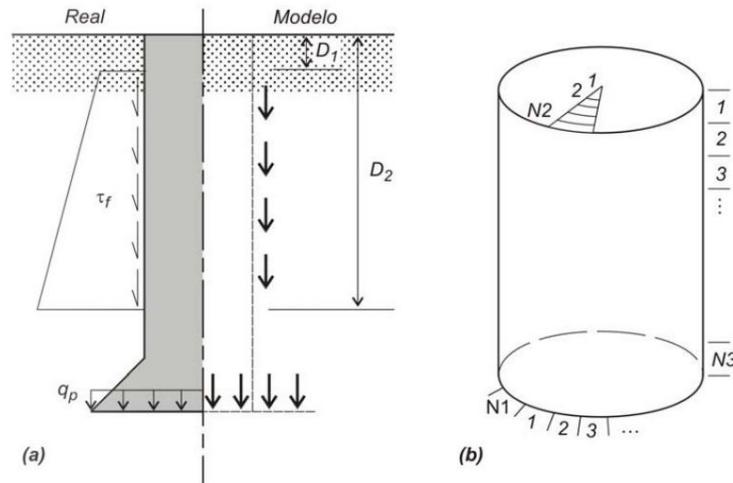
Nesta análise não se leva em consideração possíveis camadas compressíveis abaixo das pontas das estacas, o que pode ser corrigido somando-se ao valor do recalque do grupo o recalque desta camada, que pode ser calculado pelo artifício do radier fictício.

2.3.3.2 Método de Aoki e Lopes (1975)

Este método permite a estimativa de recalques em grupos de estacas, sem considerar a influência do bloco de coroamento.

Para a aplicação deste método deve-se conhecer previamente as cargas atuantes na lateral e na ponta da estaca, podendo o atrito lateral ser representado por diagramas de atrito com variação linear e a carga de ponta por uma distribuição uniforme, como demonstrado na Figura 10.

Figura 10: Esquema do método de Aoki e Lopes (1975), a) modelagem de uma estaca real, b) modo de divisão do fuste e da base



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

As tensões transmitidas pela estaca ao terreno são substituídas por cargas concentradas, onde seus efeitos serão superpostos no ponto em estudo, como descrito por Velloso e Lopes (2010).

Pela divisão da base e do fuste (Figura 10.b), a partir da solução de Mindlin (1936) os valores de recalques e tensões são calculados e superpostos no ponto escolhido pelas equações a seguir:

$$\{\sigma\} = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} \{\sigma\}_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} \{\sigma\}_{i,k} \quad \text{Equação 32}$$

$$w = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} w_{i,k} \quad \text{Equação 33}$$

Onde,

σ_{ij} e w_{ij} = são respectivamente a tensão e o recalque em um ponto do solo induzidos pelo elemento de carga ij , localizado na base.

σ_{ik} e w_{ik} = são respectivamente a tensão e o recalque em um ponto do solo induzidos pelo elemento de carga ik , localizado no fuste.

$\{\sigma\}$ e w = são respectivamente o somatório de tensões e recalques em um ponto do solo induzidos por todos os elementos de carga da estaca.

Este método não calcula a parcela de encurtamento elástico, que, portanto, deve ser calculada por outros meios e somada ao resultado.

De acordo com Santana (2008) a solução de Mindlin (1936) faz considerações como meio semi-infinito, homogêneo, isotrópico, elástico e linear, o que não condiz com a realidade da maioria dos terrenos. Contudo, pela generalização do artifício de Steinbrenner, o problema pode ser solucionado.

2.3.3.3 Método Aoki e Lopes Modificado

A seguir será exposto o método descrito por Santana (2008), em que se fez uma extensão do método anterior para o seu emprego em casos de grupo de estacas com bloco de coroamento rígido.

Por meio de um processo iterativo, descrito a diante, é feita a compatibilização dos deslocamentos nas estacas a partir da variação de carga nas mesmas:

- i- Admitir inicialmente que todas as n estacas do grupo recebem a mesma carga, que será igual à carga total aplicada ao bloco (P) dividida por n ;
- ii- Calcular o recalque em cada estaca pelo método de Aoki e Lopes (1975);
- iii- Calcular a rigidez (K_i) de cada estaca (relação entre carga aplicada e recalque);
- iv- Buscar a estaca com menor rigidez;
- v- Calcular o fator de rigidez de cada estaca (F_i), dividindo sua rigidez pela da estaca de menor rigidez;
- vi- Calcular a nova carga (P_i) em cada estaca (i) pela equação:

$$P_i = \frac{P \times F_i}{\sum_{i=1}^n (F_i)} \quad \text{Equação 34}$$

- vii- Repetir os passos ii a vi até que a diferença de recalques entre todas as estacas do grupo seja menor que uma dada tolerância.

Este método é válido para grupos de estacas com dupla simetria e submetidos a carga vertical aplicada no centro de gravidade.

Pode-se eliminar os passos iv e v utilizando a equação a seguir:

$$P_i = \frac{P \times K_i}{\sum_{i=1}^n (K_i)} \quad \text{Equação 35}$$

Através deste método obtém-se, como consequência, a carga em cada estaca.

2.3.3.4 Contribuição do Bloco de Coroamento

Para solos de qualidade é possível considerar a contribuição do bloco na redução do recalque. Sendo esta influência estudada por alguns autores, como Poulos (2001), Cunha et al. (2001) e Randolph (1983,1994), cujo método será descrito a seguir.

- Randolph (1983,1994)

Para o cálculo da rigidez global (estacas mais bloco) utiliza-se a equação 36:

$$K_f = \frac{K_g + K_c \times (1 - 2 \times \alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp}^2 \times K_c / K_g} \quad \text{Equação 36}$$

Onde,

K_g = rigidez do grupo de estacas.

K_c = rigidez do bloco de coroamento.

α_{cp} = fator de interação entre as estacas e o bloco.

K_g pode ser obtido dividindo-se a carga total aplicada pelo recalque do grupo (sem bloco de coroamento), por meio da solução de qualquer método para cálculo de recalques de grupos.

Por meio do auxílio de uma expressão para recalque de placa sobre um meio elástico, como a Equação 37, calcula-se K_c .

$$K_c = \frac{2 \times G}{I_s \times (1 - \nu)} \sqrt{a \times b} \quad \text{Equação 37}$$

Onde,

G = módulo cisalhante.

ν = coeficiente de Poisson.

I_s = fator de forma.

a e b = dimensões do bloco

Pela Equação 38 obtém-se o fator de interação:

$$\alpha_{cp} = \frac{\ln(r_m/r_c)}{\ln(r_m/r_0)} \quad \text{Equação 38}$$

Onde,

r_m = o raio de influência da estaca ($r_m \cong 2,5 \times L \times (1 - \nu)$, sendo L o comprimento da estaca).

r_0 = raio da estaca.

r_c = raio efetivo do bloco associado a cada estaca, calculado de forma que a área correspondente a um grupo de n estacas ($n \times \pi \times r_c^2$) seja igual à área do bloco A_c , resultando em:

$$r_c = \sqrt{\frac{A_c}{n \times \pi}} \quad \text{Equação 39}$$

Sendo Q_c a carga suportada pelo bloco e Q_g a suportada pelas estacas, tem-se:

$$\frac{Q_c}{Q_c + Q_g} = \frac{K_c \times (1 - \alpha_{cp})}{K_g + K_c \times (1 - 2 \times \alpha_{cp})} \quad \text{Equação 40}$$

O recalque do conjunto bloco-estaca é dado por:

$$w = w_I + w_{II} \quad \text{Equação 41}$$

Onde,

w_I = recalque do bloco sujeito a Q_c .

w_{II} = recalque adicional devido à carga Q_g , dado pela Equação 42:

$$w_{II} = \alpha_{cp} \times \xi \times w_{su} \quad \text{Equação 42}$$

Em que w_{su} é o recalque necessário para mobilizar a capacidade de carga total da estaca.

2.4 Definição Geométrica do Bloco de Coroamento

2.4.1 Distância entre os eixos das estacas

A ABNT NBR 6122:2010 não fixa a distância entre as estacas moldadas no local, já que geralmente o espaçamento mínimo entre as estacas fica condicionado a fatores executivos. Porém, a prática corrente recomenda utilizar o valor equivalente a três vezes o diâmetro das estacas, como citado por Quaresma et al. (1998).

No caso de estacas pré-moldadas o valor recomendado é de duas vezes e meia o diâmetro das estacas, no entanto, este valor não deve ser menor que 60 cm.

2.4.2 Contorno do bloco de coroamento

Em planta, o contorno do bloco de coroamento deve acompanhar o contorno das estacas de modo que se tenha um espaçamento entre 10 e 15 cm, entre a face do bloco e a face das estacas, como exposto por Silva (2010).

2.4.3 Altura do bloco de coroamento

No meio geotécnico não se encontram especificações relativas à altura do bloco de coroamento, dada a sua relação intrínseca ao dimensionamento estrutural. Porém, devido a necessidade de se elucidar sobre a relação deste valor com o comportamento da fundação, serão, brevemente, descritas algumas equações que exprimem esta relação.

Silva (2010) recomenda utilizar o valor dado pela Equação 43, como mostrado no esquema da Figura 11 para um bloco sobre quatro estacas.

$$h = l - 0,5 \times a \quad \text{Equação 43}$$

Onde,

h = altura do bloco de coroamento.

l = distância entre os eixos das estacas.

a = menor dimensão do pilar.

Do ponto de vista estrutural, dado a necessidade de um comportamento rígido ou flexível, a altura do bloco é definida pela geometria do mesmo, como descrito por Oliveira (2009). Em que, a ABNT NBR 6118:2014 especifica a Equação 44 para classificar um bloco em rígido:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

Equação 44

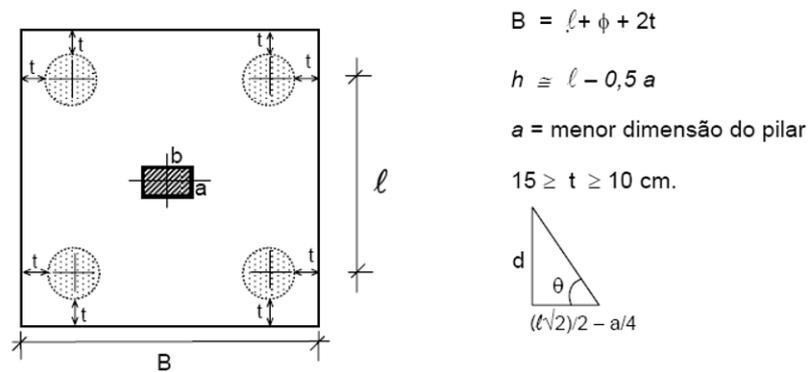
Onde,

h = altura do bloco.

a = dimensão do bloco em uma determinada direção.

a_p = dimensão do pilar na mesma direção.

Figura 11: Dimensões de um bloco sobre quatro estacas



Fonte: Silva (2010)

2.5 Patologias

Neste item serão abordadas as principais patologias que acometem as fundações em grupos de estacas, demonstrando os tipos, as causas e as consequências destas anomalias.

Os defeitos nas fundações podem ser causados por diversos fatores que podem advir de má concepção de projeto, do mau uso da construção ou mesmo da degradação natural dos materiais, além de serem originados em qualquer fase da implantação, como nas citadas por Milititsky et al. (2008):

- Caracterização do comportamento do solo;
- Análise e projeto das fundações;
- Execução das fundações;
- Eventos pós – conclusão das fundações;
- Degradação dos materiais constituintes das fundações;

2.5.1 Investigação do subsolo

Segundo Milititsky et al. (2008), os erros na etapa de investigação do subsolo são as causas mais frequentes de problemas de fundações. Portanto, mesmo que já tenha se disseminado a importância de uma eficiente identificação e caracterização do comportamento do solo, ainda é comum, principalmente em obras de pequeno porte por motivos econômicos, a execução de uma fundação sem uma investigação adequada. Seja pela simples ausência de uma investigação ou mesmo por uma investigação ineficiente ou com falhas, ou ainda uma má interpretação dos resultados das sondagens, como descrito por Milititsky et al. (2008).

Na Tabela 11, estão descritos os problemas típicos decorrentes de ausência de investigação geotécnica, para as fundações profundas, apresentados por Milititsky et al. (2008):

Tabela 11: Problemas típicos decorrentes de ausência de investigação geotécnica

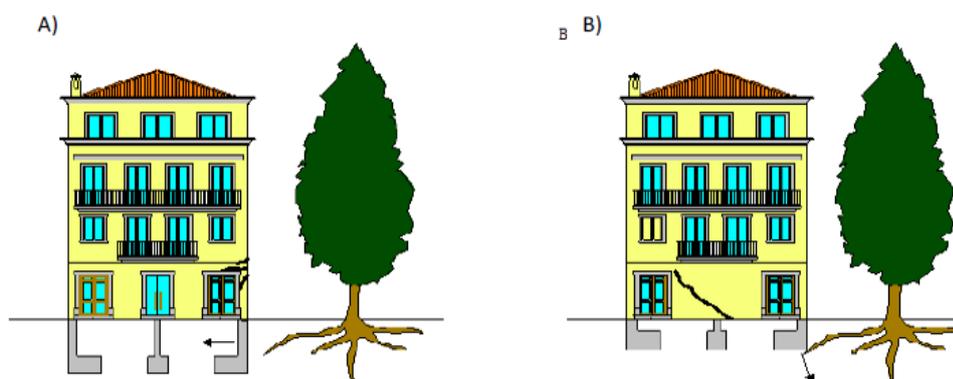
Fundações Profundas	Estacas de tipo inadequado ao subsolo, resultando mau comportamento
	Geometria inadequada, comprimento ou diâmetro inferiores aos necessários
	Estacas apoiadas em camadas, resistentes sobre solos moles, com recalques incompatíveis com a obra
	Ocorrência de atrito negativo não previsto, reduzindo a carga admissível nominal adotada para a estaca

Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.1.1 Influência da vegetação

A vegetação pode ocasionar patologias devido a interferência física das raízes ou pela modificação no teor de umidade do solo (Figura 12). Esta influência é pouco conhecida no Brasil, porém, nos EUA, onde estes efeitos são registrados, os danos da vegetação são maiores que os causados por enchentes, furacões e terremotos, como descrito por Milititsky et al. (2008).

Figura 12: Influência da vegetação, a) ação das raízes diretamente nas estruturas, b) ação das raízes que altera o teor de humidade e ocasiona movimentos de solo.



Fonte: Carvalho (2010)

2.5.1.2 Colapsibilidade

De acordo com Milititsky et al. (2008), os solos colapsíveis, ou seja, “materiais que apresentam uma estrutura metaestável, sujeita a rearranjo radical de partículas e grande variação (redução) volumétrica devido à saturação, com ou sem carregamento externo adicional”, são responsáveis por diversas patologias construtivas.

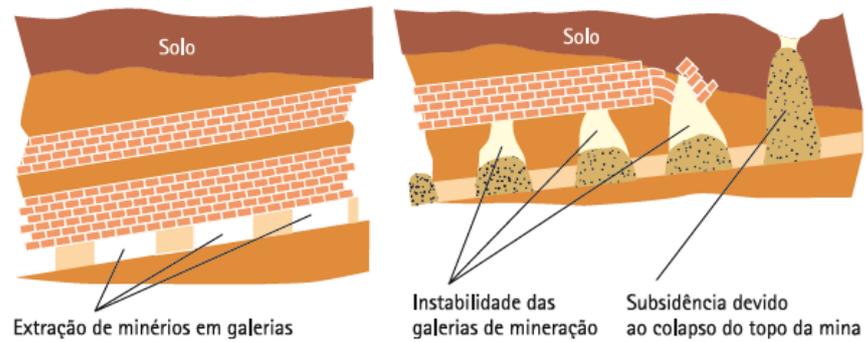
2.5.1.3 Expansibilidade

Determinados solos em decorrência da alteração do teor de umidade podem se expandir e causar diversos problemas para as fundações. Milititsky et al. (2008) diz que, a expansão destes materiais ocorre devido a presença de argilo-minerais expansivos em solos argilosos e cita três procedimentos básicos para reduzir ou evitar os efeitos da expansão sobre as fundações, sendo elas: isolar a estrutura dos materiais expansivos, reforçar a estrutura para resistir aos esforços provocados pelas forças de expansão e eliminar os efeitos de expansibilidade.

2.5.1.4 Zonas de mineração

Em zonas de mineração, onde se teve escavação subterrânea, pode ocorrer um fenômeno conhecido por subsidência (Figura 13), que segundo Marle et al. (2016), se caracteriza pelo rebaixamento da superfície devido a remoção de suporte da camada subterrânea. Sendo este processo lento, mas que ao longo dos anos, com o somatório dos efeitos, podem atingir valores significativos.

Figura 13: Subsidiência em área de mineração

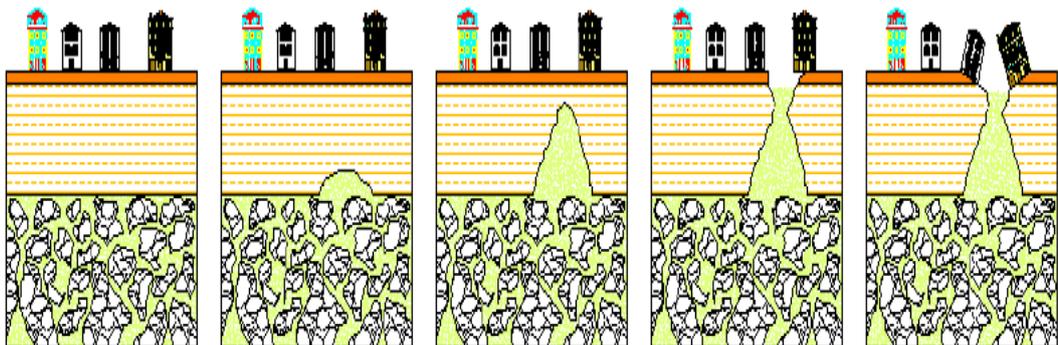


Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.1.5 Zonas Cársticas

As zonas cársticas se caracterizam pela presença de rochas solúveis, como é o caso das rochas calcárias, que podem gerar cavidades subterrâneas, o que pode gerar o colapso das camadas superiores, onde eventualmente pode estar apoiada uma fundação. A Figura 14 ilustra um esquema de um colapso de solo devido a presença de zonas carsticas.

Figura 14: Esquema de dissolução de camadas do subsolo em zonas cársticas



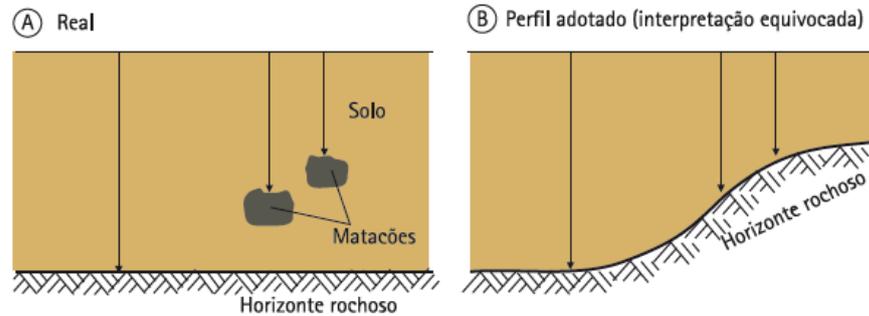
Fonte: Carvalho (2010)

2.5.1.6 Ocorrência de Matacões

Matacões são blocos de rocha alojadas no subsolo, que, se não devidamente identificadas na fase de investigação, podem gerar falsos resultados de sondagens (Figura 15), o que pode causar a escolha indevida do tipo de fundação. Além de que, na fase de execução de fundações profundas, pode tanto resultar em elementos apoiados de forma não segura (Figura

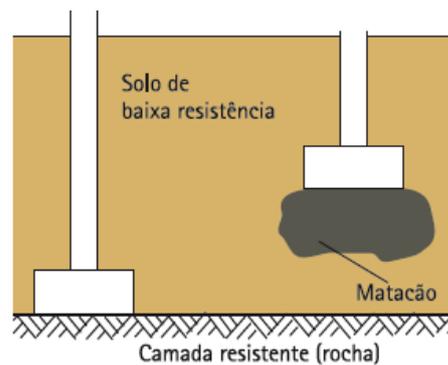
16) como pode impedir ou atrapalhar a execução de estacas, como descrito por Milititsky et al. (2008).

Figura 15: Ocorrência de matacões, a) perfil real, b) perfil adotado sob interpretação equivocada



Fonte: Milititsky et al. (2008)

Figura 16: Elemento de fundação apoiado de forma não segura



Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.2 Análise e projeto

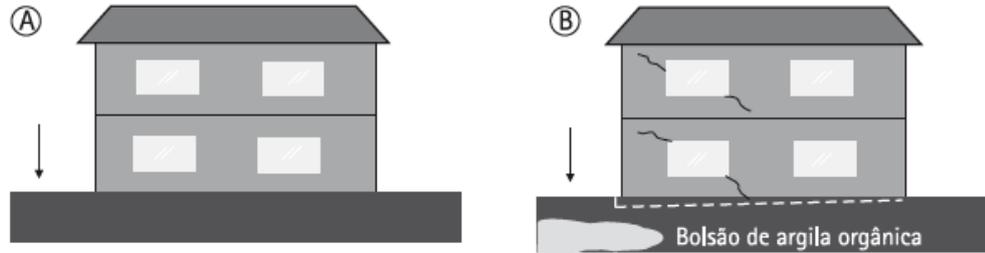
A seguir serão apresentadas as patologias que se apresentam nesta etapa da vida de uma fundação, sendo descritas de acordo com a classificação apresentada por Milititsky et al. (2008) para tais anomalias.

2.5.2.1 Problemas relativos ao comportamento do solo

As patologias que se enquadram nesta classificação podem ser devidas à: adoção de perfil de projeto otimista (Figura 17), em que se superestima as características do solo, a utilização de métodos inadequados para a representação do comportamento do solo, erros na

estimativa das propriedades do solo, ou até mesmo pela adoção de fundações inadequadas ao problema confrontado.

Figura 17: Adoção de perfil otimista, a) perfil adotado, b) perfil real

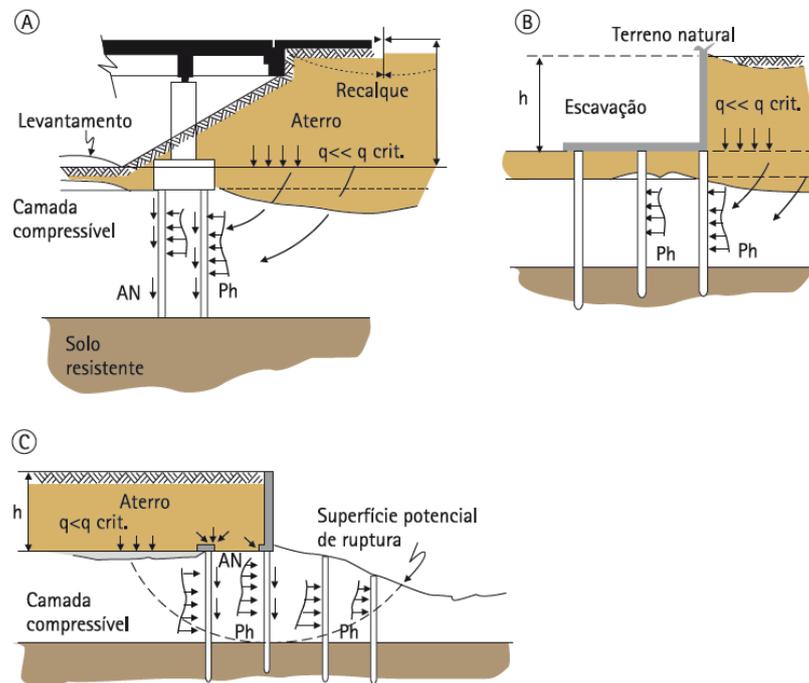


Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.2.2 Problemas relativos a mecanismos de interação solo – estrutura

Os principais problemas envolvendo os mecanismos de interação solo-estrutura, de acordo com Milititsky et al. (2008), ocorrem em decorrência de: alterações de tensões devido a outras cargas não consideradas, como em casos de execução de fundações próximas de outras já existentes. Análises inadequadas das camadas do solo, em que se desconsidera camadas abaixo da ponta da estaca. Fundações submetidas a esforços horizontais próximas a escavações. Situações em que não são considerados a ocorrência de atrito negativo ou do efeito Tschebotarioff (Figura 18), que podem resultar em solicitações de flexão não previstas. Não consideração de instabilidade por flambagem, que segundo Milititsky et al. (2008) são usualmente desconsideradas.

Figura 18: Aparecimento de solicitações horizontais em profundidade devido a aterro assimétrico sobre camadas subsuperficiais de solos moles



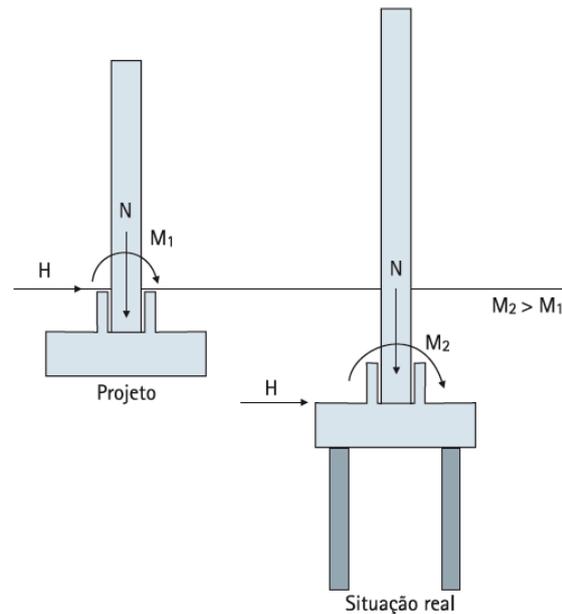
Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.2.3 Problemas estruturais

Dentre os problemas que envolvem a estrutura da fundação temos:

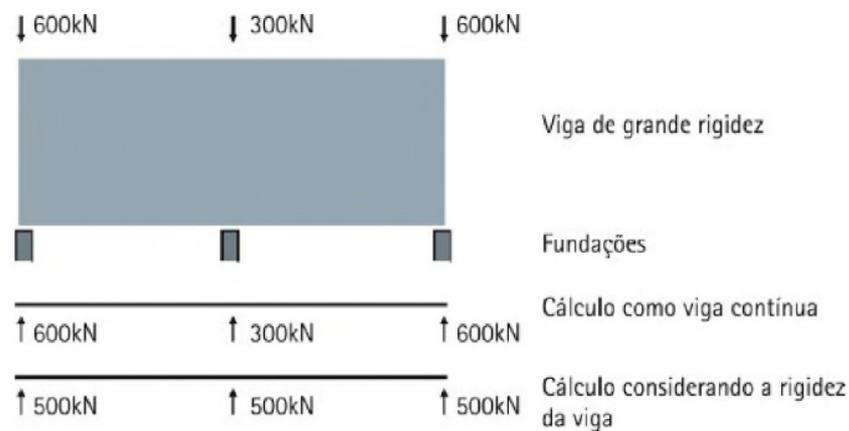
- Má determinação das cargas atuantes na fundação (Figura 19).
- Não consideração dos esforços atuantes durante a execução da estrutura, que podem ser mais críticos que os esforços finais.
- Erros de dimensionamento dos elementos estruturais (Figura 20).
- Não verificação da estabilidade global, não equilibrando os esforços horizontais.
- Armaduras muito densas, que podem causar falhas na concretagem.
- Desconsideração da variabilidade dos esforços que atuarão na fundação.

Figura 19: Uso de momentos do nível do solo em fundações enterradas



Fonte: Milititsky et al. (2008)

Figura 20: Desconsideração da rigidez das estruturas de fundação, resultando solicitações incorretas.



Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.2.4 Problemas nas especificações construtivas de fundações profundas

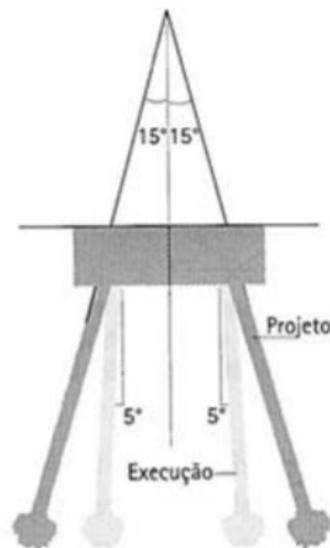
Estes problemas podem ser causados pela falta de especificações, sejam elas devidas a profundidades mínimas de projeto, peso mínimo ou características do martelo de cravação e nega, características dos equipamentos, o que pode resultar em má execução ou até mesmo a incapacidade de execução.

2.5.3 Execução

De acordo com Milititsky et al. (2008), falhas na execução ocupa a segunda colocação dentre os maiores responsáveis por problemas de comportamento das fundações. Por isso, serão apresentados, para os casos de fundações profundas, alguns problemas recorrentes nesta etapa.

Dentre os principais problemas podem-se citar os erros que causam desvio da fundação ou de algum elemento isolado, como os erros de locação e os casos de inclinações incorretas (Figura 21) devido a obstruções. Muitas vezes estes erros não são detectados mesmo após a conclusão das mesmas, podendo causar solicitações não previstas.

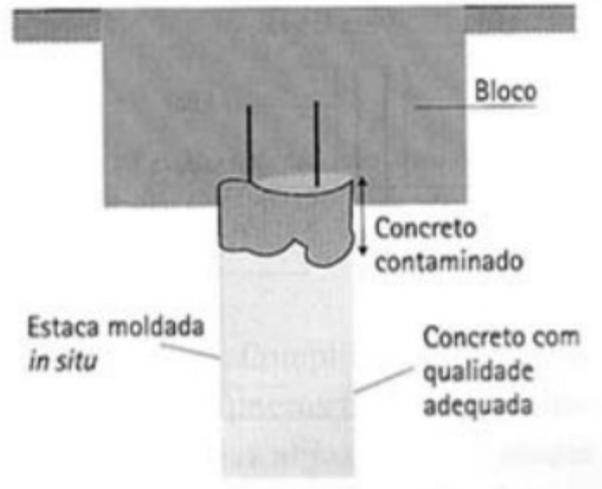
Figura 21: Inclinações incorretas



Fonte: Milititsky et al. (2008)

Outros problemas podem surgir devidos a erros na preparação das armaduras ou na limpeza adequada da cabeça da estaca (Figura 22), o que pode gerar deformações durante o carregamento, além das alterações no projeto sem o aval do engenheiro responsável, como alterações de diâmetro ou substituições de uma estaca mais longa por outras de menor comprimento.

Figura 22: Limpeza inadequada na cabeça da estaca



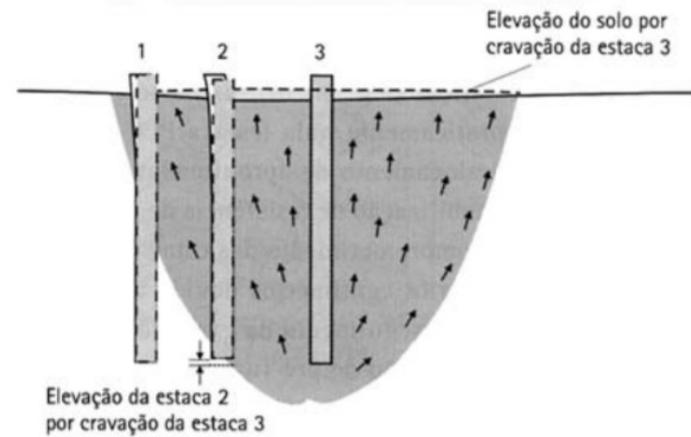
Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.3.1 Estacas Cravadas

Dentre os vários problemas que acometem as fundações por estacas cravadas podem ser citados os decorrentes de inadequada energia de cravação, em que o seu excesso, causado pelo uso de martelos muito pesados ou altura de queda excessiva, pode provocar danos estruturais ao elemento de fundação, e a sua falta, resultante da utilização de martelos com peso abaixo do mínimo especificado pela ABNT NBR 6122:2010, pode resultar em estacas com comprimentos insuficientes para uma adequada transmissão das cargas ao solo.

Um problema típico de blocos com várias estacas cravadas, citado por Milititsky et al. (2008), é o levantamento de elementos já cravados pela execução de novos elementos (Figura 23), o que pode prejudicar o desempenho das fundações. A cravação de novos elementos pode causar não só o levantamento dos outros elementos, como também deslocamentos horizontais e descontinuidades de fuste.

Figura 23: Elevação do solo pela cravação de novos elementos



Fonte: Milititsky et al. (2008)

Milititsky et al. (2008) cita também outros problemas em estacas cravadas, como a flexão de elementos ao serem cravados e os decorrentes da influência do uso de jato de água ou da pré-perfuração na capacidade de carga, além de vários outros específicos de cada tipo de estaca.

2.5.3.2 Estacas Escavadas

Esse é o grupo de estacas em que se retira o solo para sua confecção, em que, segundo Milititsky et al. (2008), o principal causador de mau desempenho são os problemas de integridade ou continuidade da estaca (Figura 24). As causas destes problemas podem ser diversas, como desmoronamentos das paredes de escavação, execução de estaca próxima a elemento recentemente concretado em solos pouco resistentes, variação de diâmetro da estaca pela presença de solos muito moles, e até mesmo a redução de resistência lateral das estacas pelo amolgamento do solo na colocação do revestimento.

Figura 24: Estacas escavadas com problemas de integridade



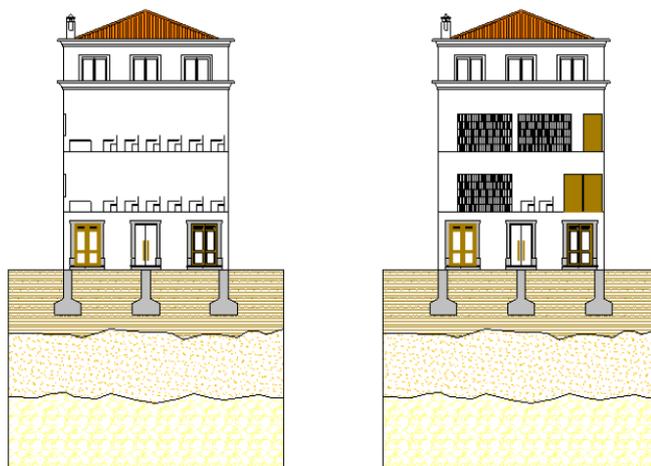
Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.4 Eventos pós – conclusão das fundações

Depois da construção da fundação existem alguns problemas que podem surgir devidos a causas como:

- Alterações no carregamento da estrutura, o que muitas vezes ocorre devido a alterações no uso da edificação ou de modificações do projeto original (Figura 25).

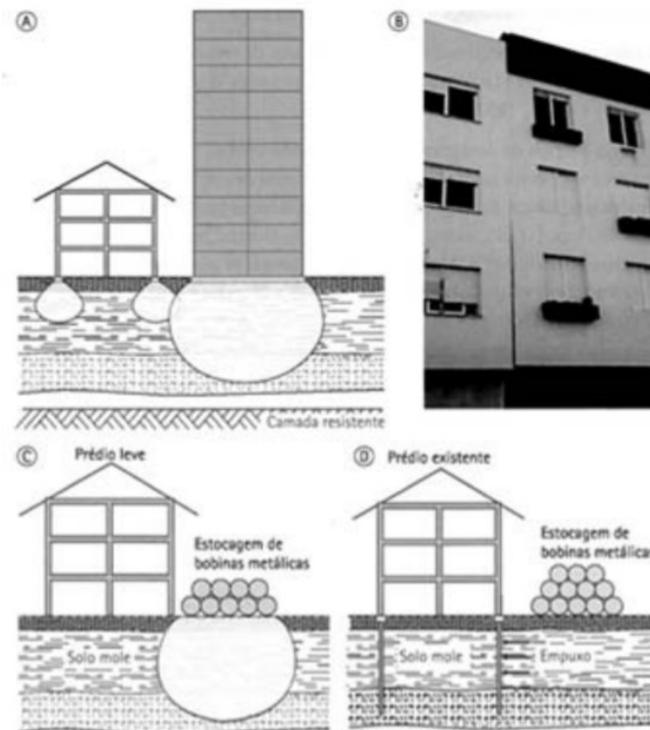
Figura 25: Sobrecarga devido a alteração do uso da edificação



Fonte: Carvalho (2010)

- Movimentação da massa de solo responsável pela estabilidade da fundação, sendo vários os possíveis causadores, dentre eles pode-se citar as alterações de uso de terrenos vizinhos (Figura 26), onde pode ocorrer escavações, cravação de estacas ou até mesmo explosões.

Figura 26: Superposição de pressões e recalques adicionais devidos a: a) construções de grande porte, b) edificação construída em local próximo, c) estocagem de material pesado junto ao prédio, d) efeito de sobrecarga assimétrica em estacas

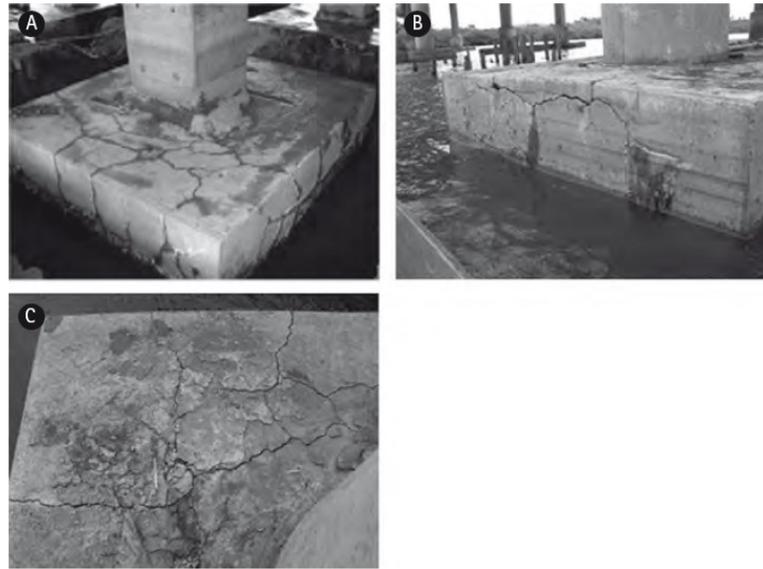


Fonte: Milititsky et al. (2008)

2.5.5 Degradação dos materiais

A degradação dos materiais da fundação consiste em uma das causas de possíveis problemas em seus elementos. Para se evitar o problema deve-se identificar a presença de materiais agressivos ou contaminantes ainda na fase de investigação do subsolo, como descrito por Milititsky et al. (2008). A Figura 27 mostra os efeitos de uma reação álcali-agregado, responsável pela degradação do concreto em um bloco de fundação.

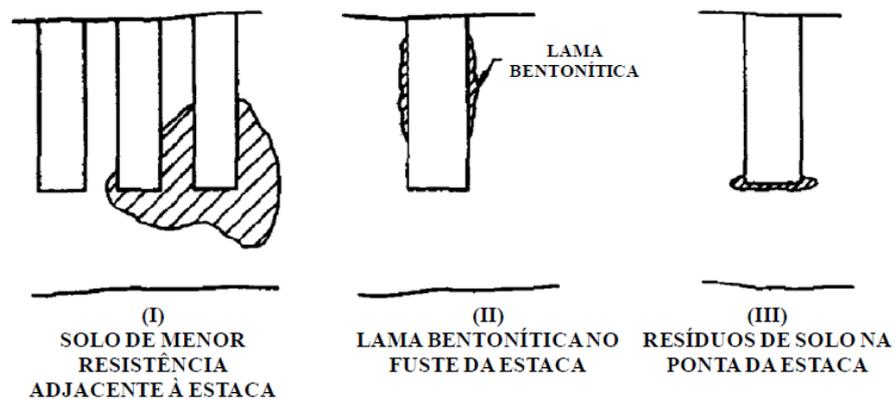
Figura 27: Bloco de fundação fissurado devido a reação álcali-agregado



Fonte: Milititsky et al. (2008)

Em síntese podemos dividir os diversos defeitos supracitados em defeitos de origem geotécnica ou estrutural. Dentre os defeitos de natureza geotécnica, Freitas Neto (2013) diz que entre os que mais se destacam estão aqueles relacionados com a capacidade de carga de ponta e lateral inferior a prevista, por exemplo, devido a presença de lentes de materiais compressíveis e de baixa resistência, como os casos demonstrados na Figura 28:

Figura 28: Típicos defeitos geotécnicos

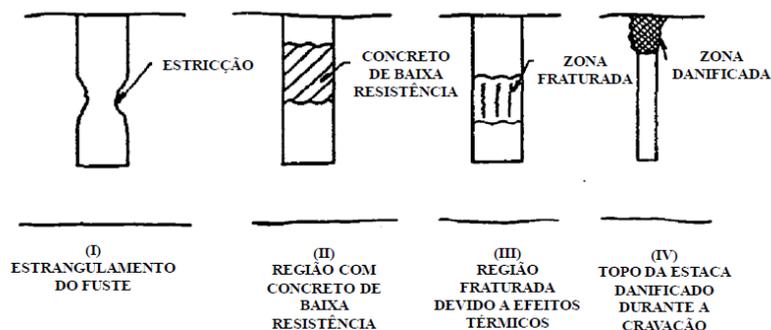


Fonte: Freitas Neto (2013)

No caso dos problemas de origem estrutural, Freitas Neto (2013) cita as falhas na fabricação e execução das estacas, e diz que os mesmos estão relacionados com discrepâncias nas dimensões, resistência e/ou rigidez da estaca se comparados com os valores de projeto.

Sendo estas anomalias presentes em forma de redução brusca da seção transversal da estaca (estricção), seccionamento transversal da estaca, presença de zonas enfraquecidas, zonas de fissuramento e zonas danificadas na estaca. Na Figura 29 estão expostos quatro típicos defeitos estruturais.

Figura 29: Típicos defeitos estruturais



Fonte: Freitas Neto (2013)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item será apresentado a ferramenta numérica utilizada nas análises, além de mostrar detalhes relativos a montagem dos problemas. Será discutido a respeito dos tipos de elementos finitos empregados, dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises e das características geométricas e mecânicas das fundações.

3.1 Software LCPC – CESAR v. 5.0

De acordo com Freitas Neto (2013), o LCPC – CESAR foi desenvolvido pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées / Road and Public Works Research Institute. Sua rotina de cálculo baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF), e permite uma análise numérica detalhada, com uma malha que pode ser montada de acordo com a necessidade de cada problema. Este software foi desenvolvido para projetos de estruturas subterrâneas, como túneis, minas, fundações, análise de estabilidade de taludes, análises de escoamento, dentre outros.

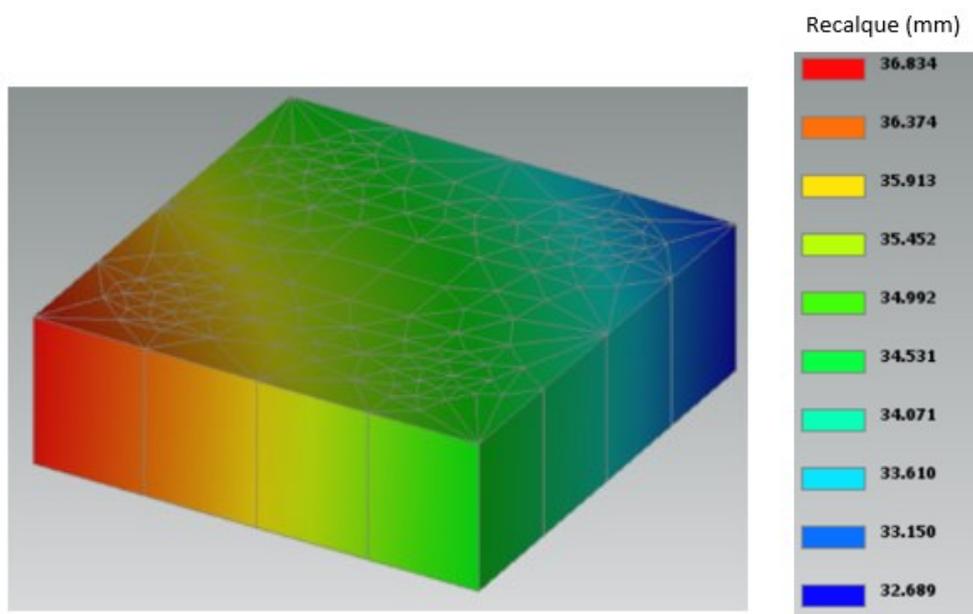
O software apresenta interface gráfica para pós-processamento 2D e 3D, o que permite a obtenção de informações sobre tensão e deformação detalhadamente em qualquer ponto especificado. Este software também possibilita a aplicação do carregamento por etapas, o que possibilita análises em momentos específicos do carregamento.

Segundo Freitas Neto (2013), a biblioteca de elementos finitos disponível no software, oferece desde elementos planares, volumétricos e os elementos denominados elementos de interface ou elementos de contato. Para as análises realizadas foram utilizados elementos volumétricos quadráticos, sendo utilizado, inicialmente, uma malha com 19002 nós e 7054 elementos, com um tempo de processamento de 3 horas, no entanto, como quanto mais refinada a malha mais precisos são os resultados, optou-se por modifica-la, a qual passou a se constituir de 27718 nós e 10246 elementos, o que elevou o tempo de processamento para aproximadamente 10 horas, em um notebook com processador Core i5, de 2,6 GHz, e 8 GB de memória RAM.

Para efeito de comparação, com a utilização da primeira malha obteve-se um recalque máximo no topo do bloco de 36,834 mm e um recalque mínimo de 32,689 mm (Figura 30), resultando em um recalque diferencial de 4,145 mm, enquanto na malha final o recalque máximo foi de 43,597 mm e o mínimo de 39,805 mm (Figura 31), e recalque diferencial de 3,792 mm, o que demonstra a importância do refinamento da malha, já que, comparando-se apenas os valores de máximo recalque, as diferenças foram de 15,51%.

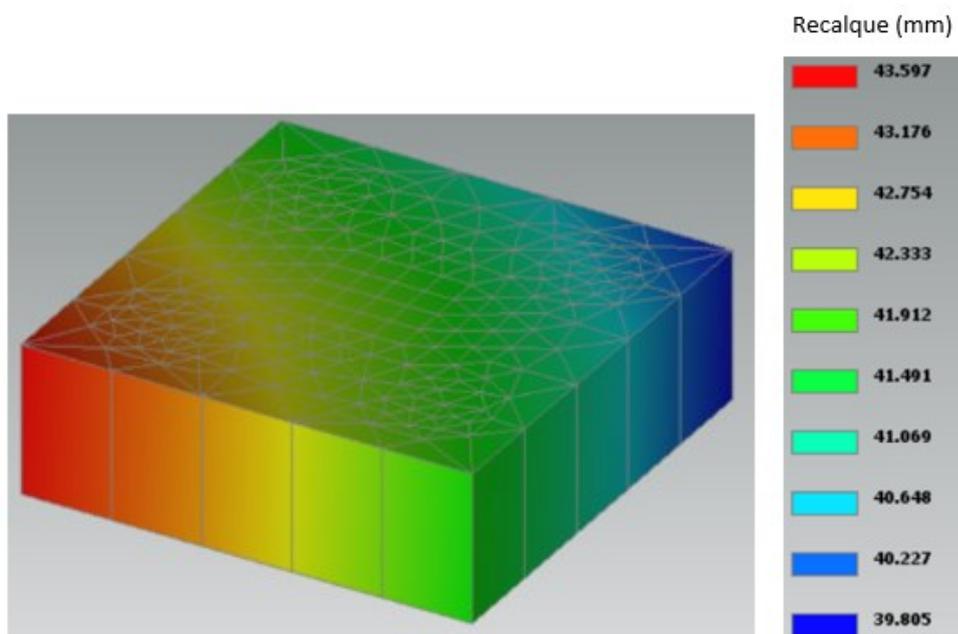
Cabe destacar que o esforço computacional poderia, em casos em que é possível tirar partido da simetria, ser reduzido analisando, por exemplo, 1/2, 1/4 ou até mesmo 1/8 da configuração, como descrito por Freitas Neto (2013). Os casos analisados neste trabalho por serem assimétricos, devido as regiões defeituosas, tiveram que ser calculados sem a utilização deste artifício.

Figura 30: Recalques resultantes com 19002 nós em uma das análises



Fonte: Autor (2018)

Figura 31: Recalques resultantes com 27718 nós em uma das análises



Fonte: Autor (2018)

3.2 Obtenção de dados

O Software fornece valores relativos a tensão ou recalques, de forma pontual ou linear, e para tanto, deve-se fornecer as coordenadas de cada ponto em que se deseja obter estes valores. Para as análises que foram feitas, foi necessário obter os valores médios em determinadas seções das estacas, sendo assim, inicialmente, foram utilizados cinco pontos em cada seção. Como alguns valores não estavam coerentes, se fez necessário aumentar a quantidade de pontos analisados para uma melhor representatividade dos esforços nas seções, em que se fez análises com 9 e 17 pontos.

Para ilustrar as diferenças obtidas ao aumentar a quantidade de pontos analisados, será utilizada a Tabela 12, na qual se faz uma comparação entre os valores de carga encontrados na estaca 1 para a fundação sem defeitos (SD). Na tabela 13, são demonstradas as diferenças percentuais entre os valores encontrados com 5 e 9 pontos, e entre 9 e 17 pontos. Nela é possível perceber uma diferença de até 18% ao se comparar os valores encontrados com 5 e 9 pontos, e 3% ao se comparar os valores encontrados com 9 e 17 pontos. Como a diferença entre os valores com a utilização de 9 e 17 pontos não foram significativas, foram utilizados 17 pontos para as análises em todas as seções das estacas.

Tabela 12: Cargas encontradas na estaca 1 da Fundação SD com diferentes quantidades de pontos

Carga aplicada (kN)	5 pontos			9 pontos			17 pontos		
	Estaca1			Estaca1			Estaca1		
	Topo (kN)	Lateral (kN)	Ponta (kN)	Topo (kN)	Lateral (kN)	Ponta (kN)	Topo (kN)	Lateral (kN)	Ponta (kN)
192	48,50	34,11	14,39	44,72	32,17	12,55	45,10	32,43	12,68
384	96,41	74,08	22,33	88,84	70,22	18,62	89,62	70,73	18,89
576	144,32	114,07	30,25	132,96	108,27	24,69	134,13	109,02	25,11
768	190,16	152,61	37,55	175,17	144,36	30,81	176,69	145,09	31,60
960	231,96	184,11	47,85	213,46	173,82	39,64	215,11	174,22	40,89
1152	267,57	203,47	64,11	246,71	192,30	54,41	248,96	192,72	56,23
1344	305,76	231,42	74,34	281,95	216,81	65,15	284,40	217,21	67,19
1536	344,49	262,34	82,15	317,56	243,35	74,21	320,23	243,90	76,33
1728	383,88	294,76	89,11	353,63	270,68	82,95	356,49	271,25	85,24
1920	424,23	326,65	97,58	390,42	297,71	92,71	393,49	299,22	94,27

Fonte: Autor (2018)

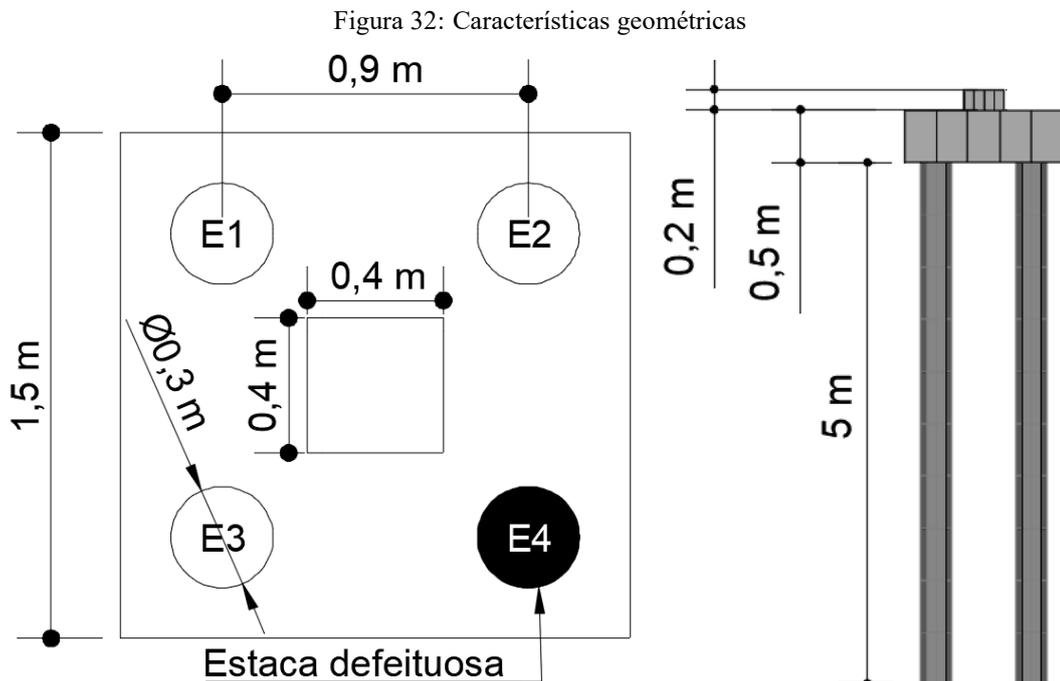
Tabela 13: Comparação dos resultados com diferentes números de pontos

Carga aplicada (kN)	Diferença percentual entre 5 e 9 pontos			Diferença percentual entre 9 e 17 pontos		
	Topo	Lateral	Ponta	Topo	Lateral	Ponta
192	8%	6%	13%	1%	1%	1%
384	8%	5%	17%	1%	1%	1%
576	8%	5%	18%	1%	1%	2%
768	8%	5%	18%	1%	1%	3%
960	8%	6%	17%	1%	0%	3%
1152	8%	5%	15%	1%	0%	3%
1344	8%	6%	12%	1%	0%	3%
1536	8%	7%	10%	1%	0%	3%
1728	8%	8%	7%	1%	0%	3%
1920	8%	9%	5%	1%	1%	2%

Fonte: Autor (2018)

3.3 Características geométricas

Foram utilizadas estacas com diâmetro de 30 cm e 5 m de comprimento, com espaçamento definido por $3 \times D$, como recomendado para estacas moldadas no local. Para as análises foi utilizado um bloco com 50 cm de altura, o que, de acordo com os critérios da NBR 6118:2014, o classifica como um bloco de comportamento rígido. Para aplicação do carregamento foi utilizado um pilar de seção 40×40 cm. Na Figura 32, estão descritas as características geométricas da fundação analisada.



Fonte: Autor (2018)

3.4 Propriedades dos materiais

Nas Figuras 33, 34 e 35 a seguir são apresentadas as propriedades adotadas do solo, da região defeituosa e dos elementos de concreto, respectivamente. Para simular um defeito, foi considerada uma região de menor resistência estrutural, em que se utilizou um concreto com uma resistência a compressão de 5 MPa. Para caracterização dos materiais foram utilizados os parâmetros, ρ (peso específico), E (módulo de Young), ν (coeficiente de Poisson), c (coesão), ϕ (ângulo de atrito), ψ (ângulo de dilatância), R_c (resistência a compressão), e R_t (resistência a tração).

Figura 33: Propriedades do solo

ρ	1700.000	Kg/m ³
E	1.700e+004	kN/m ²
ν	4.000e-001	
C	15.000	kN/m ²
ϕ	23.000	deg
ψ	0.000	deg

Fonte: Autor (2018)

Figura 34: Propriedades da região defeituosa

ρ	2300.000	Kg/m ³
E	6.000e+003	kN/m ²
ν	2.000e-001	
R_c	5000.000	kN/m ²
R_t	500.000	kN/m ²

Fonte: Autor (2018)

Figura 35: Propriedades do concreto

ρ	2500.000	Kg/m ³
E	2.400e+007	kN/m ²
ν	2.000e-001	
R_c	25000.000	kN/m ²
R_t	2500.000	kN/m ²

Fonte: Autor (2018)

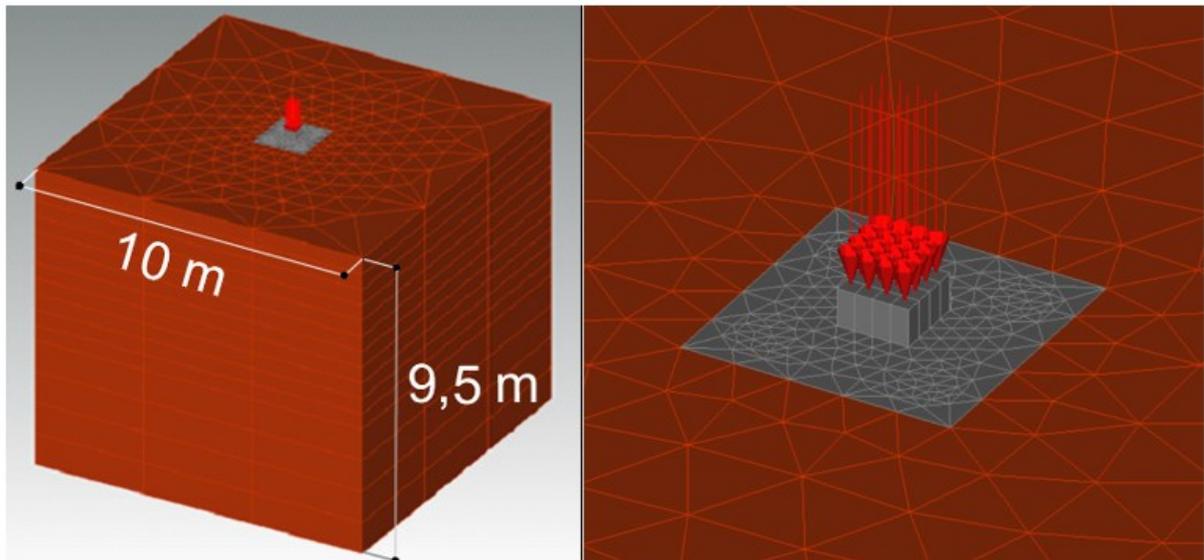
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste item serão descritos e analisados os resultados obtidos para um bloco sobre quatro estacas com uma estaca defeituosa, sendo analisadas três situações, através de uma análise numérica de um modelo tridimensional por elementos finitos com o software LCPC-CESAR. Estes resultados serão dispostos de forma a explicitar os efeitos da contribuição do solo subjacente ao bloco, no comportamento mecânico da fundação. Foram analisadas, uma fundação com uma região defeituosa localizada a uma distância de 1,5 m do topo da estaca, uma com a região defeituosa localizada a 2,5 m do topo da estaca, e uma na qual a região defeituosa se encontra a 3,5 m do topo da estaca. Estas fundações foram chamadas de D1, D2 e D3, respectivamente. A região defeituosa possui 0,5 m de comprimento. A fundação sem defeitos, que também foi analisada para comparações, foi chamada de SD.

4.1 Análises numéricas

Na Figura 36 são mostradas as malhas de elementos finitos utilizadas nas análises numéricas.

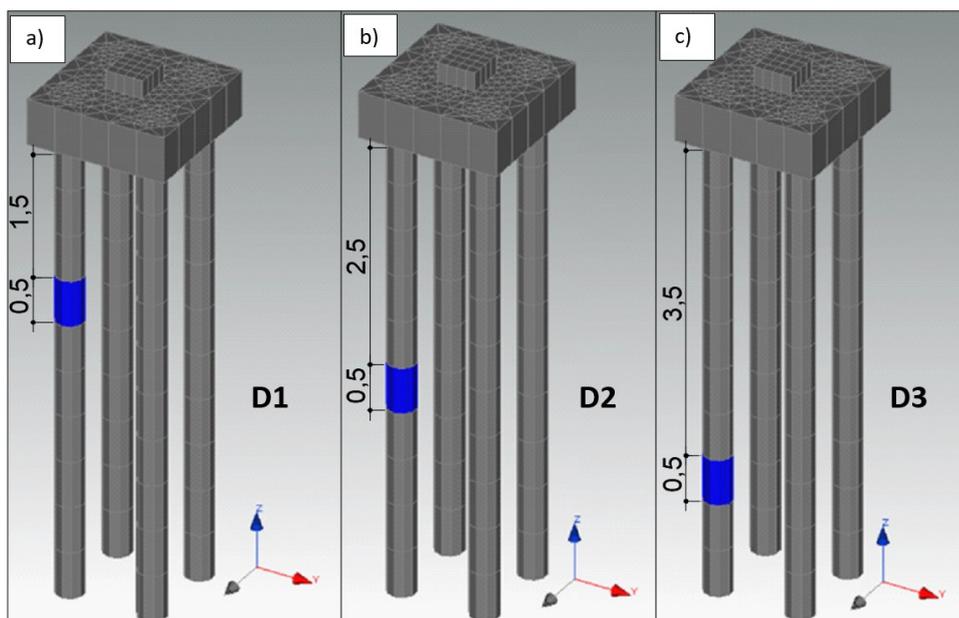
Figura 36: Malha de elementos finitos utilizada



Fonte: Autor (2018)

A Figura 37, apresenta os modelos processados, onde é possível ver a localização dos defeitos analisados.

Figura 37: Detalhes dos modelos processados. a) Fundação D1, b) Fundação D2, c) Fundação D3



Fonte: Autor (2018)

4.2 Determinação da carga de ruptura

Segundo Aviz (2006), a capacidade de suporte pode estar associada com a carga que provoca um rápido crescimento do recalque da estaca sob carregamento constante ou levemente majorado, ou pode corresponder a carga em que a cabeça da estaca atinge um certo valor de recalque limite, onde, no primeiro caso trata-se do valor da carga última (Q_{ult}) e no segundo do valor da carga limite (Q_{lim}).

Na tabela 14 estão apresentados os valores de carga última (Q_{ult}) obtidos por quatro métodos diferentes, para cada fundação analisada, os quais são: Décourt (1996), Chin (1978), Van der Veen (1953) e Aoki (1976). Estes métodos baseiam-se na extrapolação da curva carga \times recalque (Figura 38), e, cada método, propõe uma formulação diferente para tentar retratar da melhor maneira possível o comportamento real desta curva.

Tabela 14: Valores de Q_{ult}

Q_{ult} (kN)					
Fundação	Método				Média
	Décourt (1996)	Chin (1978)	Van der Veen (1953)	Aoki (1976)	
SD	2161	2303	2052	2132	2162
D1	1907	2025	1730	1800	1866
D2	1899	2027	1720	1790	1859
D3	1901	2039	1710	1770	1855

Fonte: Autor (2018)

Por estes resultados pode-se ver que o método mais conservador foi o de Van der Veen (1953), no qual foram encontrados os menores valores para a carga de ruptura. É possível observar também uma redução nos valores esperados para a ruptura, nos métodos de Décourt (1996), Van der Veen (1953) e Aoki (1976), à medida que a posição do defeito se torna mais profunda. Esta redução não condiz com o resultado esperado, visto que, quanto maior o comprimento do elemento íntegro acima do defeito, maior será a sua contribuição para a resistência, e, conseqüentemente, maior será a carga de ruptura esperada para a fundação. Portanto, o método cuja extrapolação melhor representou os resultados esperados foi o de Chin (1978), porém, isto não quer dizer que os outros métodos estejam errados, visto que a diferença entre os valores para cada método, com a variação da profundidade, por se tratarem de aproximações, não são significativas.

Conclui-se, portanto, que a profundidade da região defeituosa, nos casos analisados, não influenciou de forma significativa o valor de Q_{ult} , que, como pode-se ver pelos valores médios, ficou em torno de 1860 kN para as fundações defeituosas e, 2162 kN para a fundação íntegra.

Existem métodos que estabelecem critérios para determinação de uma carga de ruptura convencional/ carga limite (Q_{lim}), dentre eles estão: Décourt (1993), Décourt (1993/1995), Décourt (1995) e o descrito pela Norma Inglesa (BS8004:1986), que, de acordo com Freitas Neto (2013), indicam que a carga de ruptura convencional para estacas de deslocamento e estacas escavadas, deve ser equivalente ao recalque correspondente a 10% do seu diâmetro.

Para este trabalho, visto que as estacas das fundações analisadas possuem um diâmetro de 30 cm, a carga de ruptura convencional corresponde a um recalque de 30 mm. Os valores de carga de ruptura convencional serão apresentados adiante, pela análise das curvas carga \times recalque.

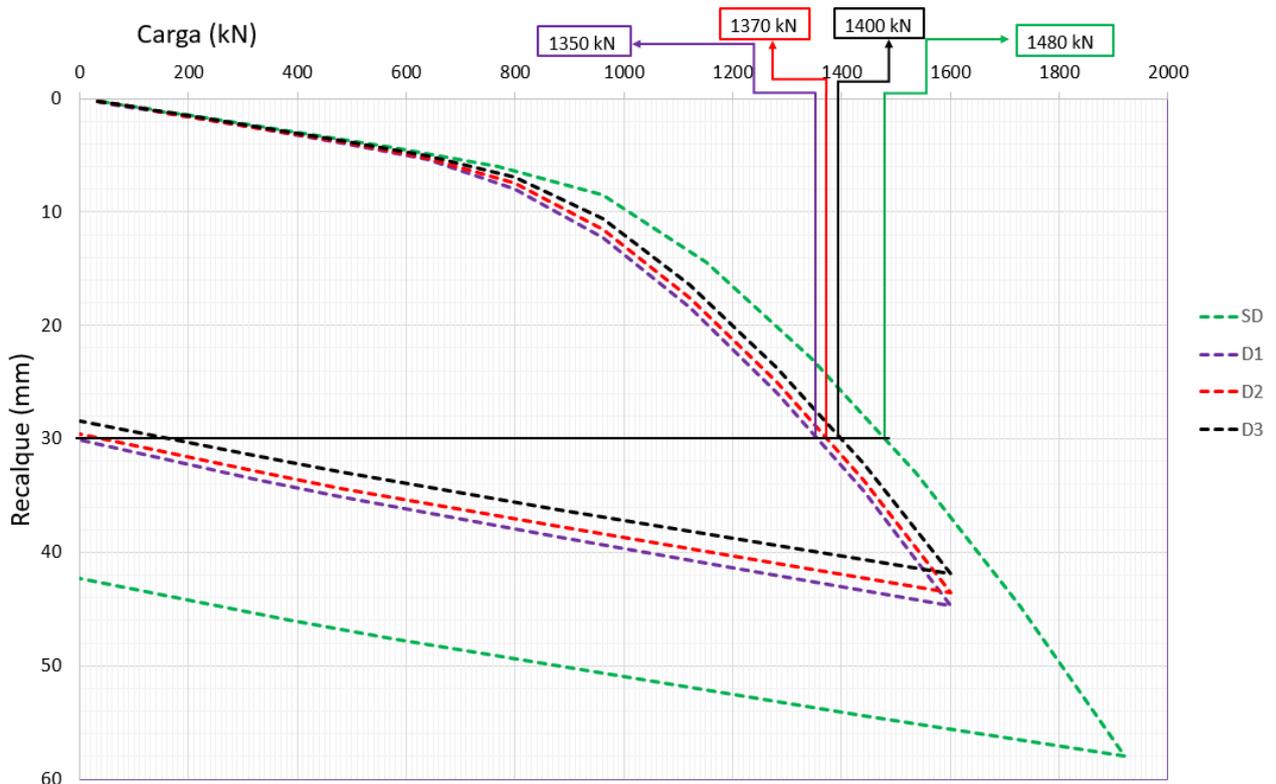
4.3 Curvas carga \times recalque e fatores de segurança

A Figura 38 apresenta as curvas carga versus recalque para as três situações analisadas e para a fundação sem defeito. Estas curvas foram construídas a partir dos valores de recalque fornecidos pelo software.

Como descrito anteriormente no critério utilizado para determinação da carga convencional de ruptura, determinou-se que esse valor seria o correspondente a um recalque equivalente a 10% do diâmetro das estacas, o que resulta em um valor de 30 mm de recalque.

Através das curvas carga versus recalque foi possível encontrar as cargas de ruptura convencional, chegando-se aos valores de 1350 kN para a fundação D1 (com defeito a 1,5 m abaixo do topo da estaca), 1370 kN para a fundação D2 (com defeito a 2,5 m abaixo do topo da estaca), 1400 kN para a fundação D3 (com defeito situado a 3,5 m abaixo do topo da estaca), e 1480 kN para a fundação SD (com estacas de corpo íntegro). Portanto, percebe-se que quanto maior a profundidade em que se situa o defeito, mais a carga de ruptura convencional se aproxima do valor correspondente a uma fundação sem defeito. Isto se deve a contribuição do comprimento remanescente ainda íntegro, que tende a contribuir mais a medida que o defeito se distancia do topo da estaca, já que quanto maior seu comprimento maior a sua parcela de resistência lateral.

Figura 38: Curvas carga × recalque

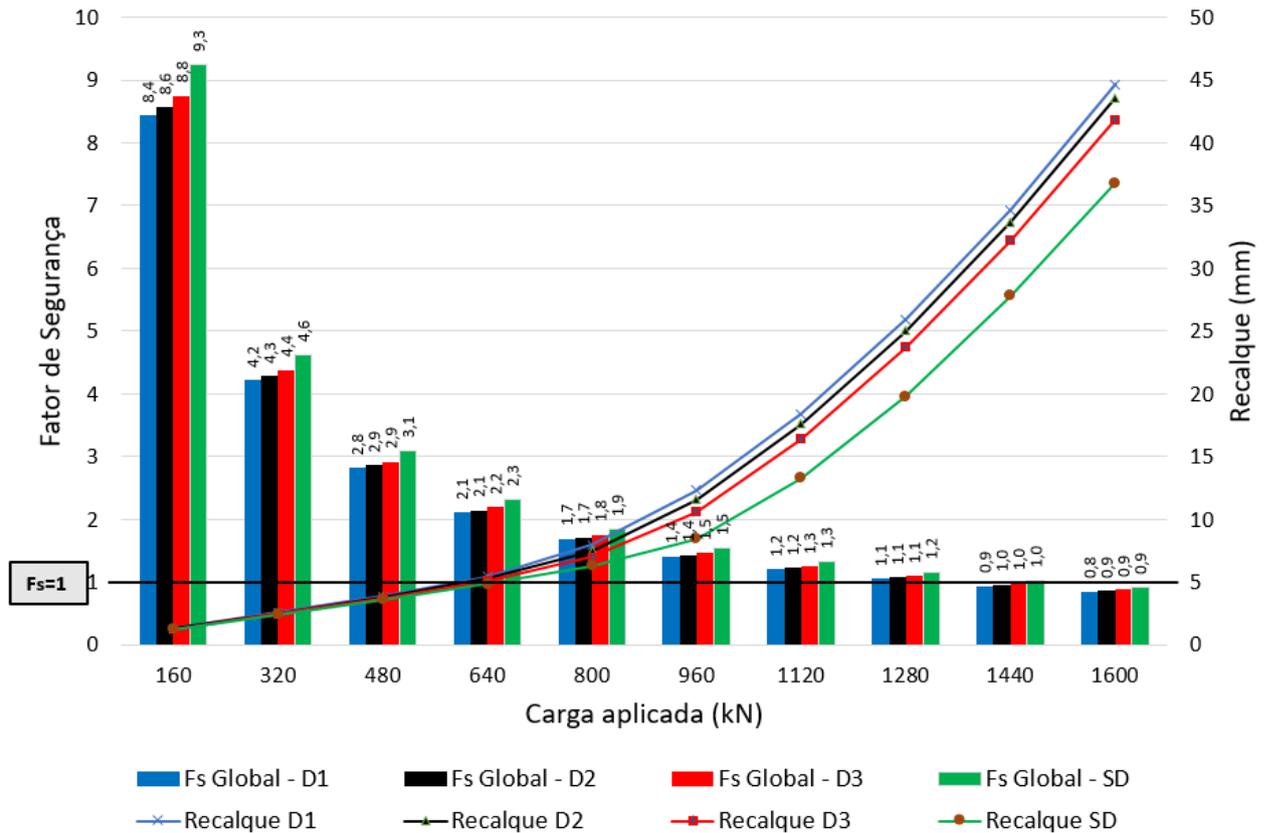


Fonte: Autor (2018)

Pelos resultados obtidos, pode-se observar que um bloco estaqueado com estacas íntegras deveria chegar a ruptura convencionada em 1480 kN. No entanto, nas situações apresentadas obteve-se os valores de 1350, 1370 e 1400 kN para as fundações D1, D2 e D3, respectivamente. Diante destes valores, pode-se avaliar que as fundações D1, D2 e D3 apresentaram fator de segurança global igual a 1 para um nível de carga sob o qual se esperava, caso as fundações estivessem íntegras, um fator de segurança de aproximadamente 1,096 ($1480/1350$), 1,080 ($1480/1370$) e 1,057 ($1480/1400$), respectivamente.

A Figura 39 apresenta a variação do fator de segurança para todos os incrementos de carga. Percebe-se que até o 5º estágio de carregamento das fundações defeituosas (800 kN) o fator de segurança (F_s) para todas as fundações analisadas manteve-se maior que 1,7. Ocorrendo além deste estágio, sensíveis reduções no F_s , em que se atinge, no caso de D1, um valor abaixo de 1,0, o que indica um esgotamento, no 9º estágio, e, nos casos de D2, D3 e SD, este patamar foi atingido no estágio seguinte.

Figura 39: Fatores de Segurança



Fonte: Autor (2018)

4.4 Distribuição de carga entre estacas e bloco

4.4.1 Fundação SD

A tabela 15 apresenta a distribuição de carga entre estacas e o bloco de coroamento, para o caso da fundação SD, na qual são expressos os valores de carga encontrados através do software LCPC-CESAR, na região do topo de cada estaca e as parcelas desse carregamento correspondente as contribuições das resistências por atrito lateral e de ponta. Pode-se ver também a contribuição do conjunto de estacas e pelo contato bloco solo.

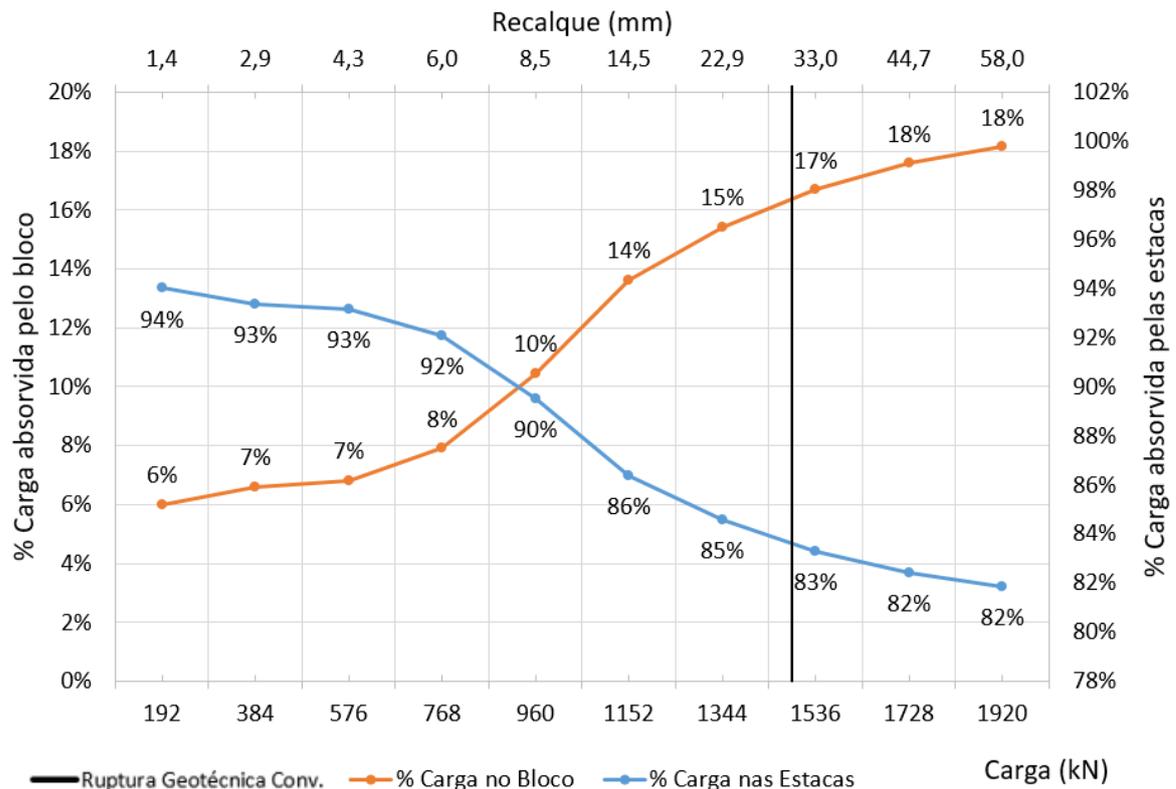
Na Figura 40 os dados, referentes a carga atuante nas estacas e no bloco, estão expressos graficamente, na qual é possível perceber um aumento da contribuição do contato bloco solo na medida em que a carga total aplicada na fundação aumenta. Nota-se que a carga absorvida pelo bloco aumenta mesmo após a carga de ruptura convencional, representada pela linha preta, chegando-se, no 10º estágio, ao valor de 18%, enquanto as estacas ficaram com o carregamento restante.

Tabela 15: Distribuição de cargas para a fundação SD

Carga (kN)	Estaca1			Estaca2			Estaca3			Estaca4			Estacas (Lateral + Ponta)		Bloco	
	Topo	Lateral	Ponta	kN	%	kN	%									
192	45,1	32,4	12,7	45,2	32,5	12,7	45,1	32,4	12,7	45,1	32,5	12,6	180,5	94%	11,5	6%
384	89,6	70,7	18,9	89,7	70,9	18,8	89,6	70,8	18,9	89,7	70,8	18,8	358,6	93%	25,4	7%
576	134,1	109,0	25,1	134,3	109,2	25,0	134,1	109,1	25,1	134,2	109,2	25,0	536,7	93%	39,3	7%
768	176,7	145,1	31,6	176,9	145,3	31,6	176,8	145,2	31,6	176,8	145,2	31,6	707,2	92%	60,8	8%
960	215,1	174,2	40,9	215,4	174,4	41,0	214,6	173,6	41,0	214,4	173,5	41,0	859,5	90%	100,5	10%
1152	249,0	192,7	56,2	248,9	192,6	56,3	249,0	192,6	56,4	248,3	191,9	56,3	995,1	86%	156,9	14%
1344	284,4	217,2	67,2	284,3	216,9	67,3	284,4	217,0	67,4	283,6	216,3	67,3	1136,7	85%	207,3	15%
1536	320,2	243,9	76,3	320,0	243,4	76,6	320,3	243,8	76,5	319,1	242,6	76,6	1279,7	83%	256,3	17%
1728	356,5	271,3	85,2	355,9	270,3	85,6	356,3	270,9	85,4	355,3	269,8	85,5	1424,0	82%	304,0	18%
1920	393,5	299,2	94,3	392,8	298,5	94,3	393,2	299,0	94,2	392,2	298,1	94,1	1571,7	82%	348,3	18%

Fonte: Autor (2018)

Figura 40: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação SD



Fonte: Autor (2018)

4.4.2 Fundação D1

A tabela 16 apresenta a distribuição de carga entre estacas e o bloco de coroamento, para o caso da fundação D1, onde são expressos os valores de carga encontrados através do

software LCPC-CESAR, na região do topo de cada estaca e as parcelas desse carregamento correspondente as contribuições das resistências por atrito lateral e de ponta. Pode-se ver também a contribuição do conjunto de estacas e pelo contato bloco solo.

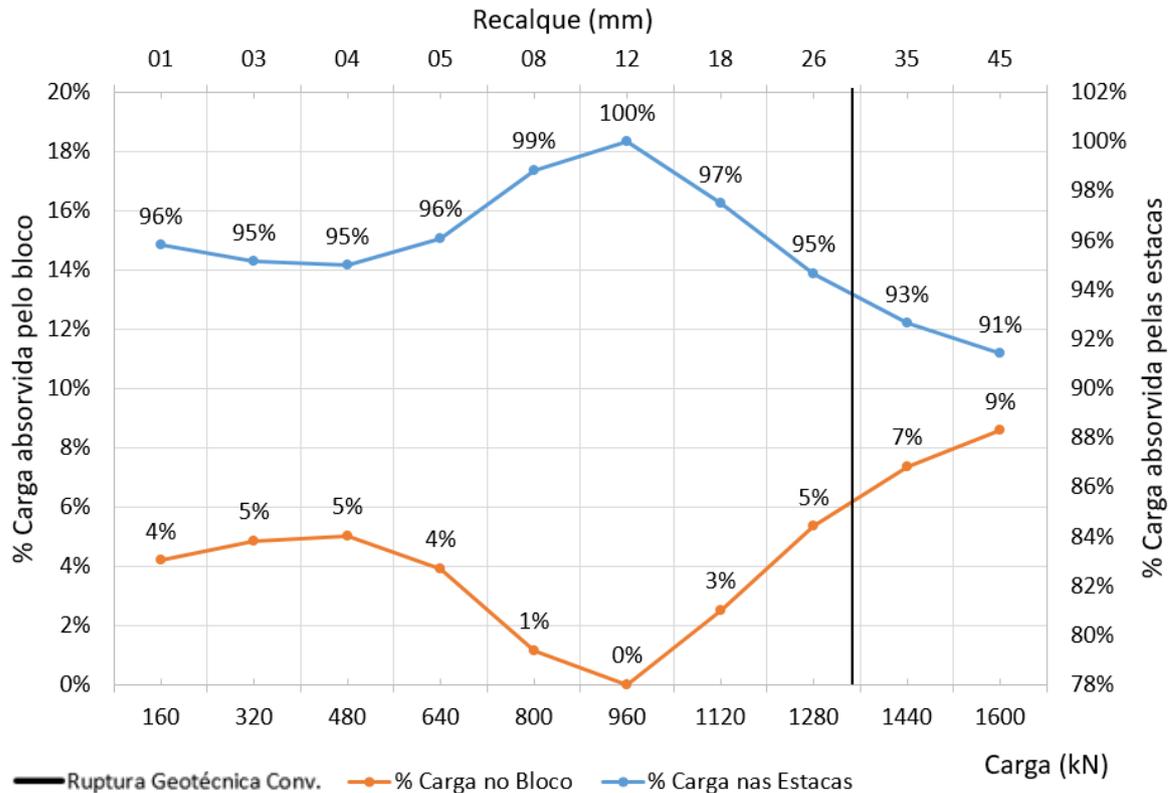
Na Figura 41 os dados, referentes a carga atuante nas estacas e no bloco, estão expressos graficamente, onde é possível perceber um pequeno aumento da contribuição do contato bloco solo entre os estágios 1 e 3, após o qual, a contribuição do mesmo entra em declínio, chegando a contribuição nula no 6º estágio. A partir do 6º estágio ocorre uma acentuada ascensão da curva, demonstrando o aumento da contribuição do contato bloco solo, e a conseqüente redução da colaboração das estacas.

Tabela 16: Distribuição de cargas para a fundação D1

Carga (kN)	Estaca1			Estaca2			Estaca3			Estaca4			Estacas (Lateral + Ponta)		Bloco	
	Topo	Lateral	Ponta	kN	%	kN	%									
160	38,7	26,8	11,9	49,3	36,8	12,5	49,1	36,6	12,5	16,2	7,2	9,0	153,3	96%	6,7	4%
320	76,9	59,5	17,3	98,0	79,5	18,6	97,7	79,2	18,6	31,8	20,3	11,5	304,5	95%	15,5	5%
480	115,1	92,3	22,8	146,9	122,2	24,7	146,5	121,8	24,6	47,4	33,4	14,1	455,9	95%	24,1	5%
640	162,1	133,3	28,8	195,1	163,7	31,4	194,4	163,0	31,3	63,5	46,9	16,6	615,0	96%	25,0	4%
800	234,6	195,8	38,8	230,7	189,2	41,5	227,3	185,9	41,4	98,2	79,2	19,0	790,8	99%	9,2	1%
960	281,9	229,9	51,9	272,3	219,1	53,2	271,0	217,8	53,1	136,2	115,1	21,2	961,4	100%	-1,4	0%
1120	316,7	253,3	63,4	307,4	244,3	63,1	305,1	242,1	63,0	162,7	138,5	24,1	1091,8	97%	28,2	3%
1280	346,2	274,8	71,4	342,4	271,0	71,4	338,3	267,1	71,2	184,7	157,2	27,5	1211,6	95%	68,4	5%
1440	378,5	300,7	77,8	378,0	298,8	79,1	372,3	293,7	78,6	205,2	174,4	30,8	1334,0	93%	106,0	7%
1600	412,7	329,2	83,5	415,6	329,7	85,8	408,3	323,1	85,2	226,0	191,5	34,5	1462,6	91%	137,4	9%

Fonte: Autor (2018)

Figura 41: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação D1



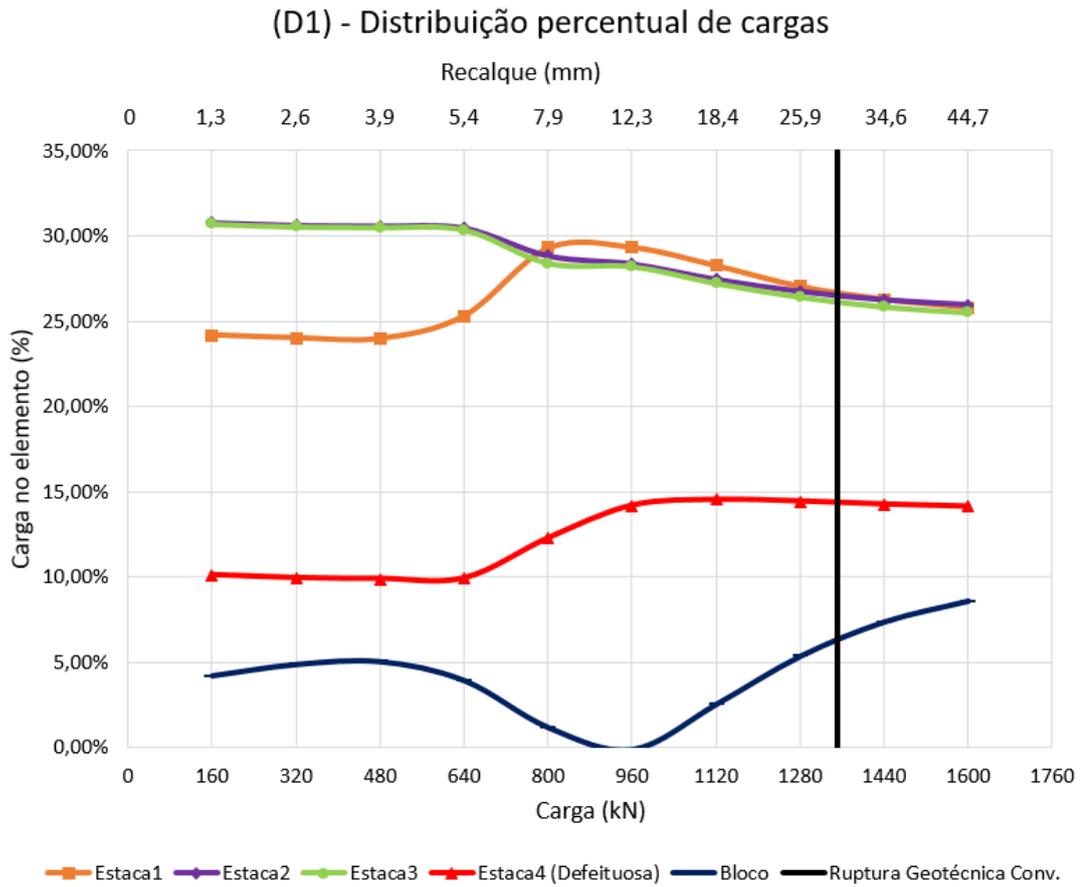
Fonte: Autor (2018)

A Figura 42 apresenta a distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação em cada incremento de carga. Nela pode-se perceber que até próximo do carregamento de 480 kN, as estacas 1, 2, 3 e 4, e o bloco, permanecem com praticamente o mesmo percentual de carga. A partir deste carregamento, a estaca 1 começa a absorver um percentual maior da carga, chegando a ter uma parcela maior do que as estacas 2 e 3, cujas curvas entraram em suave declínio após o 4º carregamento.

Podemos observar que a estaca defeituosa, a partir do estágio 4, começa a ter uma contribuição mais significativa, o que, junto ao comportamento da estaca 1, resulta na redução do percentual de carga absorvida pelo bloco, até o carregamento de 960 kN, após o qual, se tem uma ascensão da curva do bloco, e um suave declínio das curvas dos outros elementos.

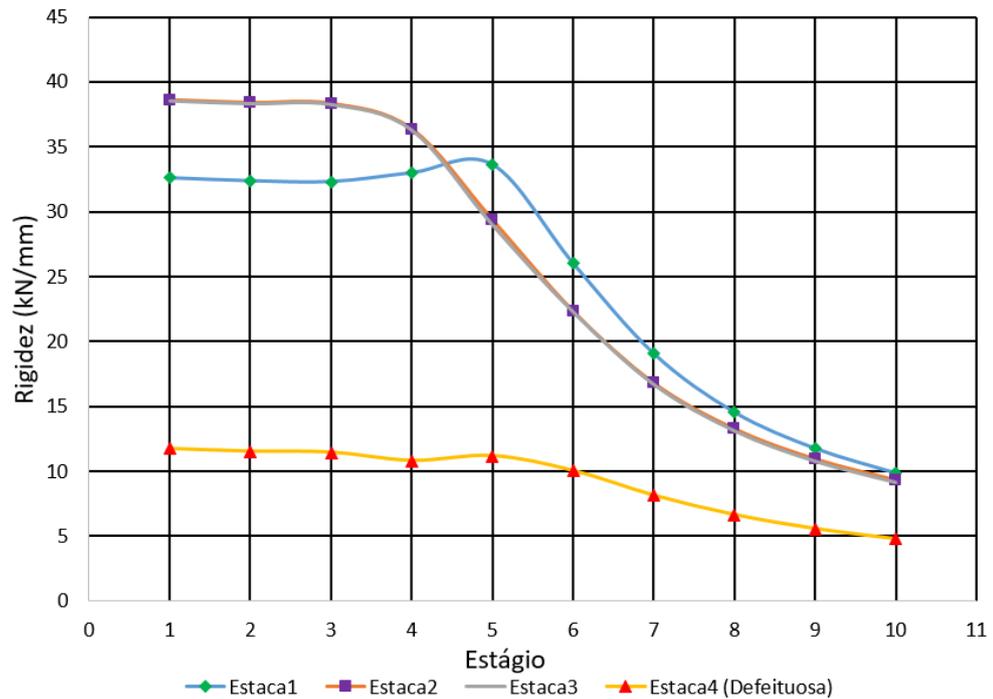
Destaca-se, novamente, que a quantidade de carga absorvida pela estaca 4 (defeituosa), manteve-se menor que a carga nas outras estacas desde o primeiro estágio, o que se deve a menor rigidez da mesma, como demonstrado na Figura 43, onde é apresentado a rigidez de cada estaca, que é dada pela relação entre a carga aplicada e o respectivo recalque, em cada estágio de carregamento.

Figura 42: Distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação D1



Fonte: Autor (2018)

Figura 43: Rigidez das estacas da fundação D1



Fonte: Autor (2018)

4.4.3 Fundação D2

A tabela 17 apresenta a distribuição de carga entre estacas e o bloco de coroamento, para o caso da fundação D2, onde são expressos os valores de carga encontrados através do software LCPC-CESAR, na região do topo de cada estaca e as parcelas desse carregamento correspondente as contribuições das resistências por atrito lateral e de ponta. Pode-se ver também a contribuição do conjunto de estacas e pelo contato bloco solo.

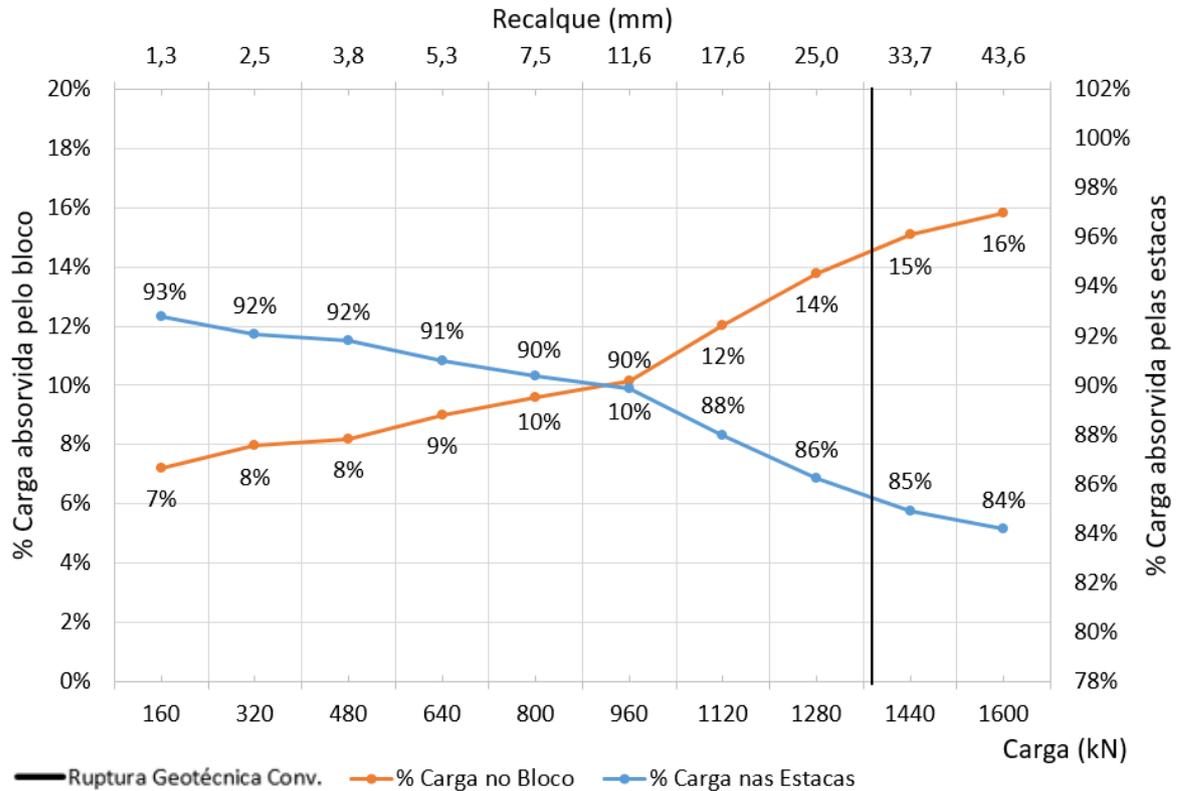
Na Figura 44 os dados, referentes a carga atuante nas estacas e no bloco, estão expressos graficamente, onde é possível perceber um aumento da contribuição do contato bloco solo na medida em que a carga total aplicada na fundação aumenta. Nota-se que a carga absorvida pelo bloco aumenta mesmo após a ruptura geotécnica convencionada, chegando-se, no 10º estágio, ao valor de 16%, enquanto as estacas ficaram com o carregamento restante.

Tabela 17: Distribuição de cargas para a fundação D2

Carga (kN)	Estaca1			Estaca2			Estaca3			Estaca4			Estacas (Lateral + Ponta)		Bloco	
	Topo	Lateral	Ponta	kN	%	kN	%									
160	36,3	24,6	11,7	45,6	33,1	12,4	45,6	33,2	12,4	21,0	12,3	8,7	148,4	93%	11,6	7%
320	72,0	55,1	17,0	90,6	72,2	18,4	90,6	72,2	18,4	41,3	30,4	10,9	294,5	92%	25,5	8%
480	107,8	85,5	22,2	135,6	111,3	24,3	135,7	111,3	24,4	61,6	48,4	13,2	440,6	92%	39,4	8%
640	145,6	117,9	27,7	180,9	150,3	30,7	181,0	150,3	30,7	74,9	59,6	15,4	582,5	91%	57,5	9%
800	193,2	157,1	36,0	213,7	174,0	39,7	213,7	174,1	39,6	102,6	85,2	17,4	723,2	90%	76,8	10%
960	235,9	187,6	48,3	242,0	190,5	51,5	241,4	190,0	51,4	143,2	124,1	19,1	862,5	90%	97,5	10%
1120	267,5	207,9	59,7	273,2	211,6	61,6	271,5	209,8	61,7	173,3	151,8	21,5	985,5	88%	134,5	12%
1280	297,6	230,0	67,6	304,1	234,4	69,7	301,5	231,9	69,6	200,5	176,3	24,2	1103,7	86%	176,3	14%
1440	327,4	253,4	74,0	336,4	259,4	77,0	332,7	256,1	76,6	226,5	199,5	27,0	1223,0	85%	217,0	15%
1600	358,6	278,6	79,9	369,8	286,3	83,5	365,1	282,0	83,0	253,4	223,1	30,3	1346,9	84%	253,1	16%

Fonte: Autor (2018)

Figura 44: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação D2

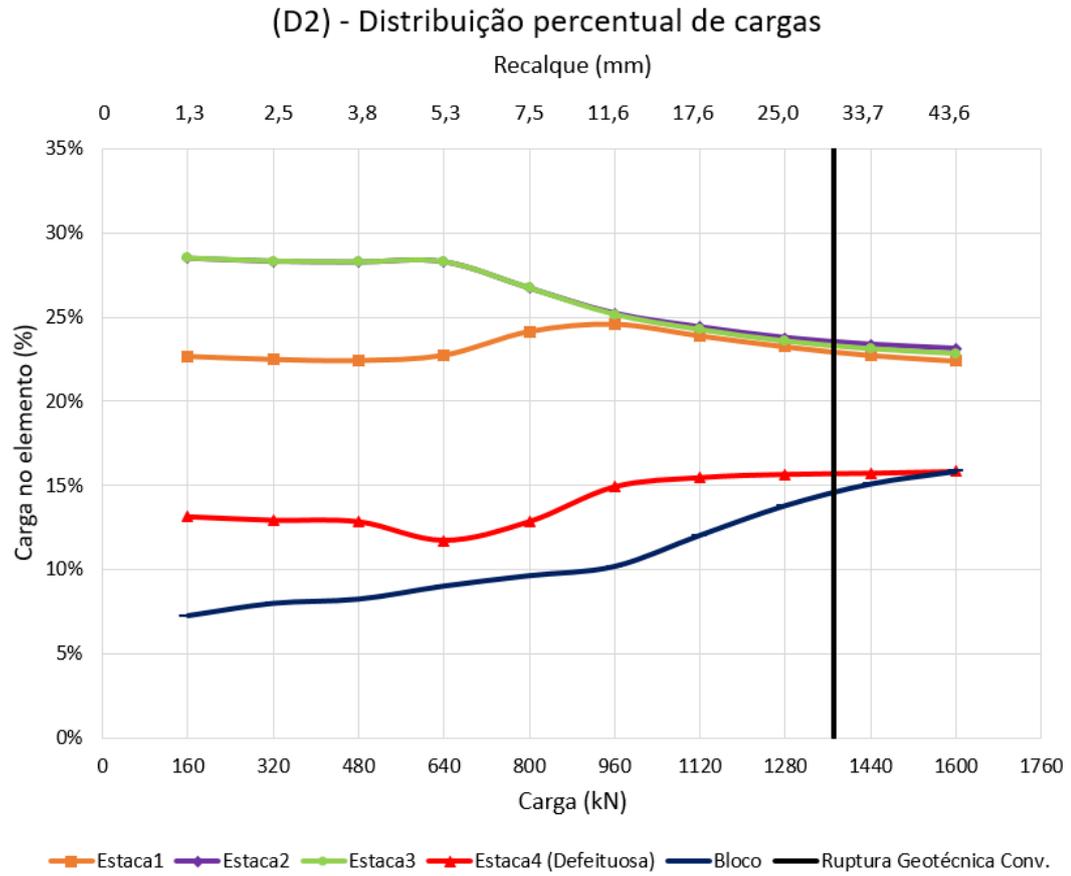


Fonte: Autor (2018)

A Figura 45 apresenta a distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação em cada incremento de carga. Nela pode-se perceber que até próximo do carregamento de 640 kN, as estacas 1,2 e 3 permanecem com praticamente o mesmo percentual de carga, enquanto a estaca 4 teve uma queda no percentual, e o bloco, um aumento. Após o carregamento de 640 kN houve um ganho das estacas 1 e 4, e uma perda nas estacas 2 e 3. A curva, que representa o percentual de carga absorvida pelo bloco durante os carregamentos, manteve-se ascendente.

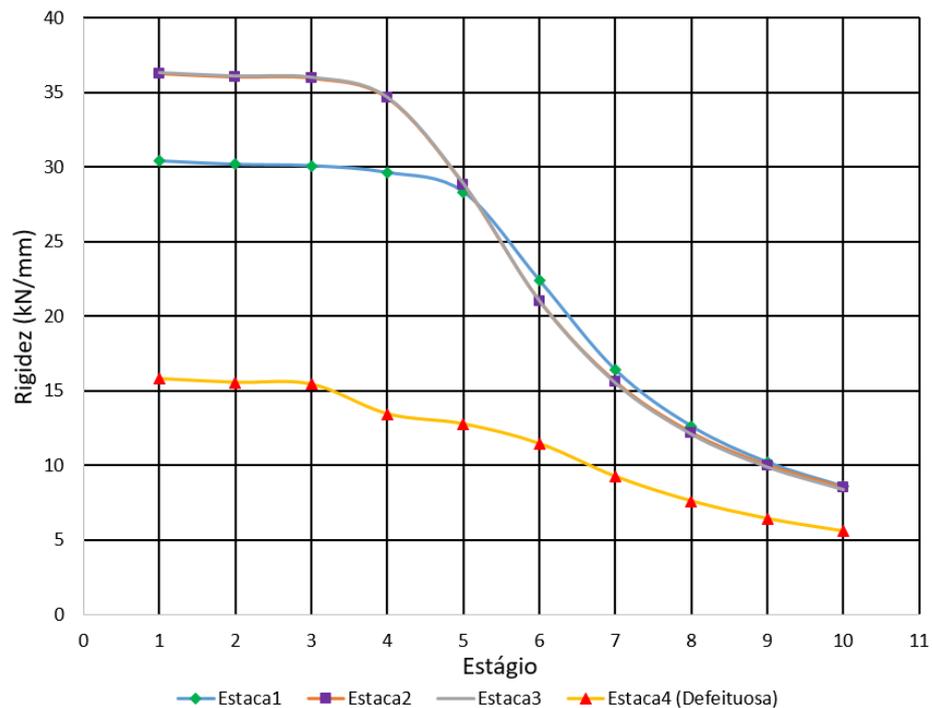
Destaca-se, novamente, que a quantidade de carga absorvida pela estaca 4 (defeituosa), manteve-se menor que a carga nas outras estacas desde o primeiro estágio, o que se deve a menor rigidez da mesma, como demonstrado na Figura 46, onde é apresentado a rigidez de cada estaca, que é dada pela relação entre a carga aplicada e o respectivo recalque, em cada estágio de carregamento.

Figura 45: Distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação D2



Fonte: Autor (2018)

Figura 46: Rigidez das estacas da fundação D2



Fonte: Autor (2018)

4.4.4 Fundação D3

A tabela 18 apresenta a distribuição de carga entre estacas e o bloco de coroamento, para o caso da fundação D3, onde são expressos os valores de carga encontrados através do software LCPC-CESAR, na região do topo de cada estaca e as parcelas desse carregamento correspondente as contribuições das resistências por atrito lateral e de ponta. Pode-se ver também a contribuição do conjunto de estacas e pelo contato bloco solo.

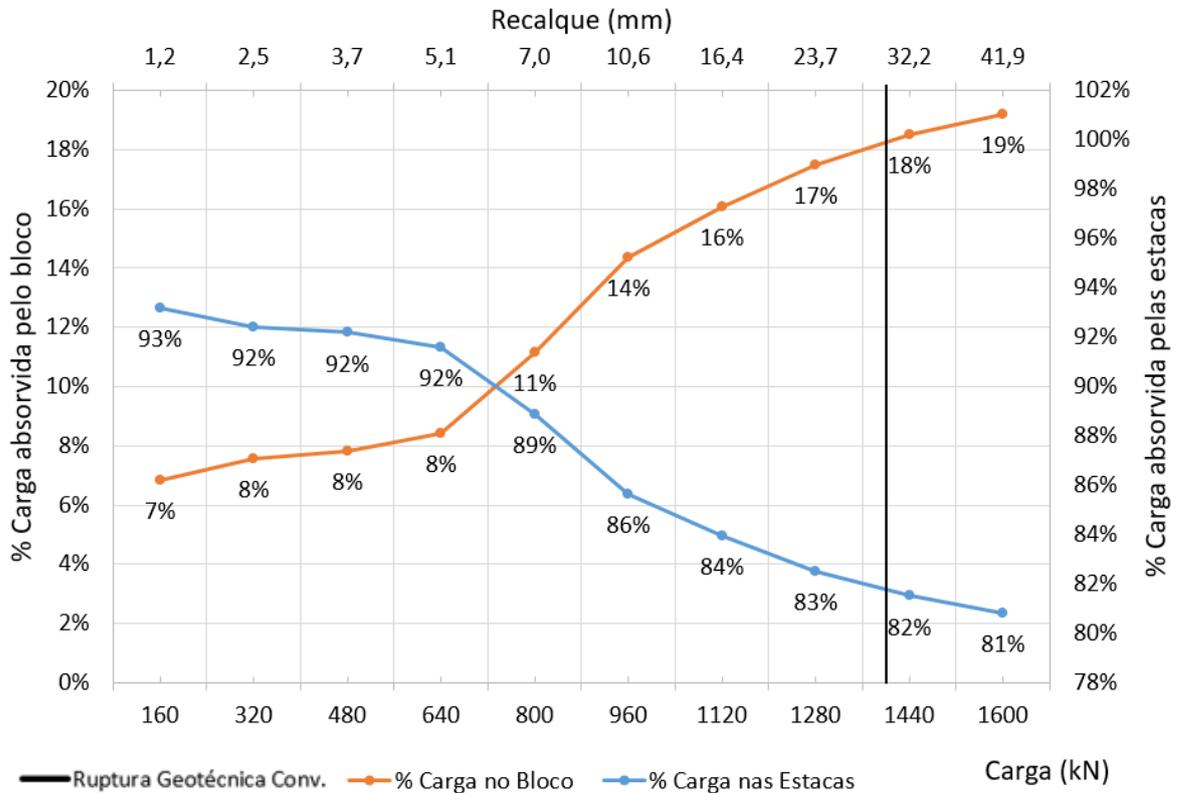
Na Figura 47 os dados, referentes a carga atuante nas estacas e no bloco, estão expressos graficamente, onde é possível perceber um aumento da contribuição do contato bloco solo na medida em que a carga total aplicada na fundação aumenta. Nota-se que a carga absorvida pelo bloco aumenta mesmo após a ruptura geotécnica convencionada, chegando-se, no 10º estágio, ao valor de 19%. Este comportamento foi semelhante ao apresentado pela fundação anterior.

Tabela 18: Distribuição de cargas para a fundação D3

Carga (kN)	Estaca1			Estaca2			Estaca3			Estaca4			Estacas (Lateral + Ponta)		Bloco	
	Topo	Lateral	Ponta	kN	%	kN	%									
160	36,8	25,1	11,8	42,3	30,0	12,3	42,3	30,0	12,3	27,6	19,3	8,3	149,1	93%	10,9	7%
320	73,1	56,1	17,0	84,0	65,9	18,1	84,0	65,9	18,1	54,7	44,5	10,1	295,8	92%	24,2	8%
480	109,3	87,0	22,3	125,7	101,8	23,9	125,8	101,8	24,0	81,6	69,7	11,9	442,4	92%	37,6	8%
640	146,0	118,4	27,7	167,6	137,8	29,8	167,6	137,9	29,7	104,8	91,1	13,7	586,1	92%	53,9	8%
800	184,0	149,1	34,9	203,1	165,7	37,4	203,0	165,7	37,3	120,7	105,3	15,4	710,9	89%	89,1	11%
960	224,5	178,1	46,4	228,6	179,9	48,7	228,9	180,2	48,7	140,2	123,5	16,6	822,2	86%	137,8	14%
1120	256,0	197,8	58,1	257,0	197,5	59,4	258,1	198,5	59,6	169,1	150,8	18,3	940,1	84%	179,9	16%
1280	287,5	221,4	66,2	287,2	219,8	67,4	286,7	219,4	67,4	194,8	174,2	20,7	1056,3	83%	223,7	17%
1440	318,2	245,3	72,9	317,5	243,0	74,5	317,8	243,5	74,3	220,3	196,8	23,5	1173,7	82%	266,3	18%
1600	348,8	269,6	79,2	348,2	267,1	81,1	348,9	268,0	80,9	247,0	218,7	28,3	1292,9	81%	307,1	19%

Fonte: Autor (2018)

Figura 47: Percentual de carga absorvida pelas estacas e pelo bloco na fundação D3



Fonte: Autor (2018)

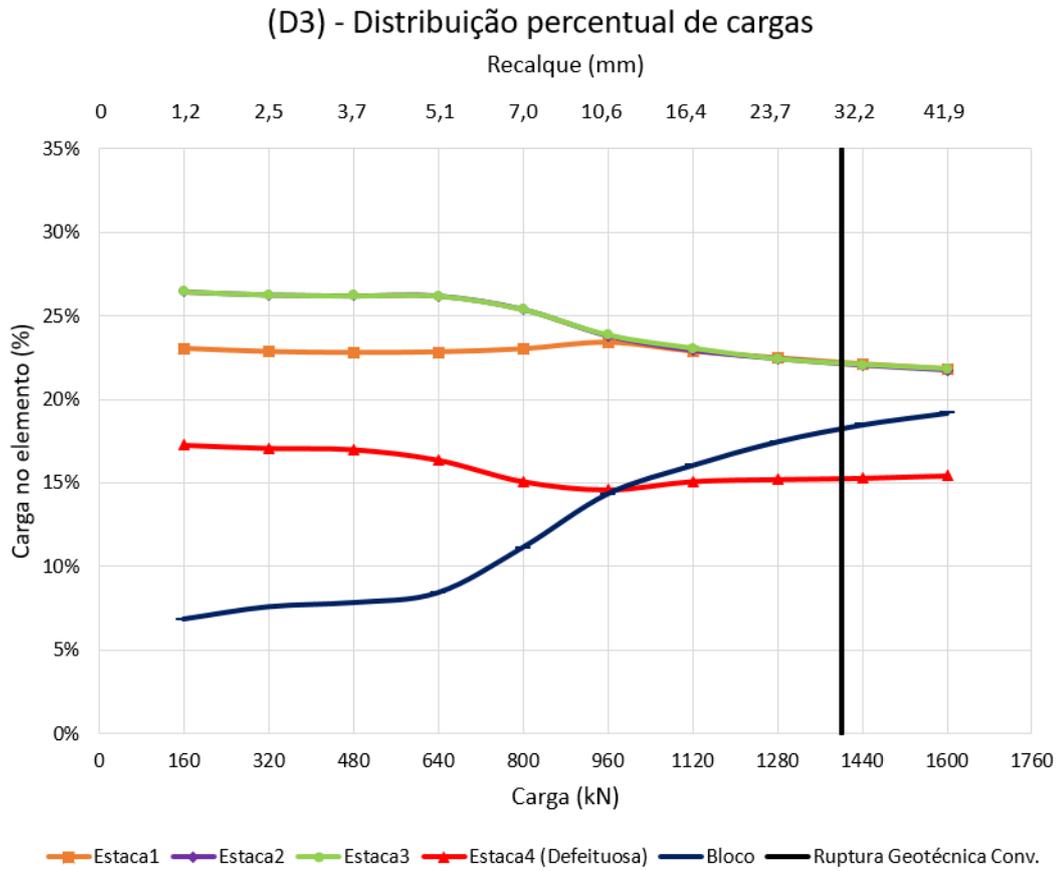
A Figura 48 apresenta a distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação em cada incremento de carga. Nela pode-se perceber que até próximo do carregamento de 640 kN, as estacas 2 e 3 permanecem com praticamente o mesmo percentual de carga. Após este valor, tem-se um decréscimo no percentual de carga absorvida nestas estacas.

A estaca 1 obtém aproximadamente a mesma parcela do total de carga aplicada até o último estágio, ocorrendo uma suave ascensão entre 480 kN e 960 kN, e uma sutil descensão nos últimos estágios.

A curva, que representa o percentual de carga absorvida pelo bloco durante os carregamentos, manteve-se ascendente, com um trecho de inclinação mais acentuada entre os estágios 4 e 6.

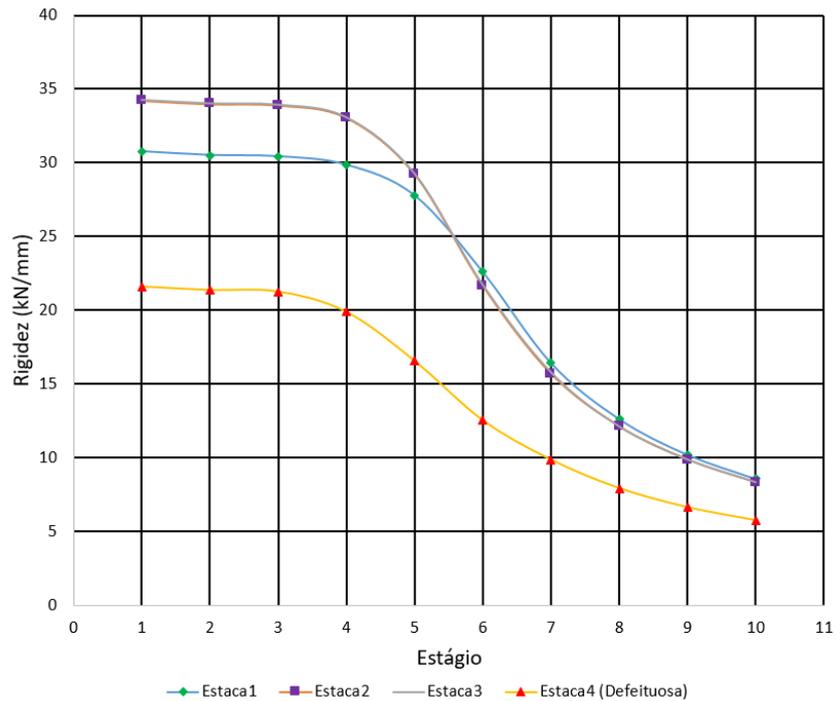
Destaca-se, novamente, que a quantidade de carga absorvida pela estaca 4 (defeituosa), manteve-se menor que a carga nas outras estacas desde o primeiro estágio, o que se deve a menor rigidez da mesma, como indicado pela Figura 49.

Figura 48: Distribuição percentual de cargas entre os elementos estruturais da fundação D3



Fonte: Autor (2018)

Figura 49: Rigidez das estacas da fundação D3



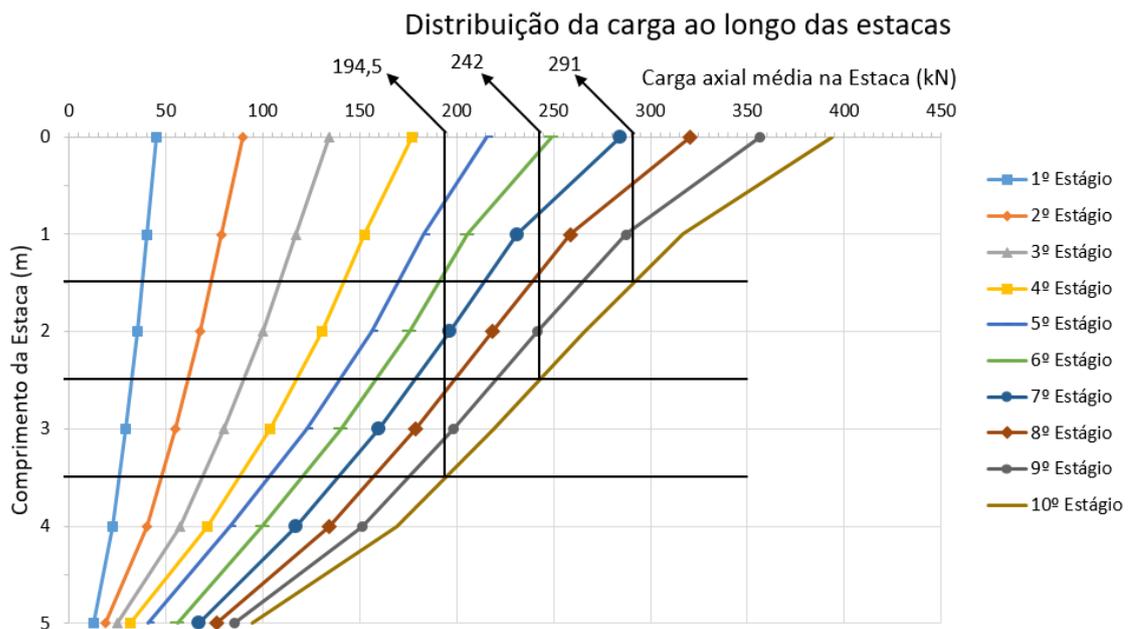
Fonte: Autor (2018)

4.5 Distribuição da carga ao longo das estacas

4.5.1 Fundação SD

Na Figura 50 é apresentado a distribuição da carga ao longo das estacas em cada estágio, onde, para este caso, todas as estacas apresentam o mesmo comportamento. Neste gráfico estão indicadas as cargas esperadas sobre as regiões defeituosas. Visto que a resistência considerada para a região defeituosa foi de 5 MPa, e a área da seção da estaca é de 0,07069 m², chega-se à conclusão de que a carga de ruptura para a região defeituosa é de 353,43 kN. Pode-se observar, portanto, que não houve ruptura destes elementos nas situações analisadas.

Figura 50: Distribuição da carga ao longo das estacas da fundação SD, com indicação da carga esperada no topo das regiões defeituosas.



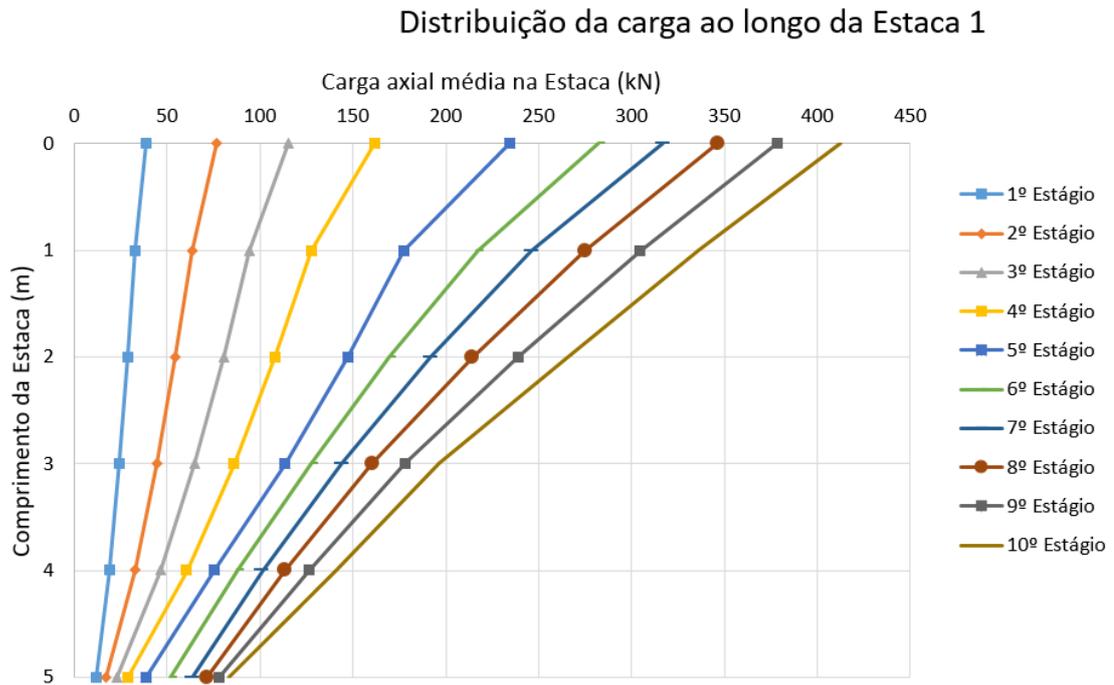
Fonte: Autor (2018)

4.5.2 Fundação D1

Nas Figuras 51, 52, 53 e 54 são apresentadas as distribuições da carga ao longo das estacas 1,2,3 e 4, respectivamente, para cada estágio de carregamento.

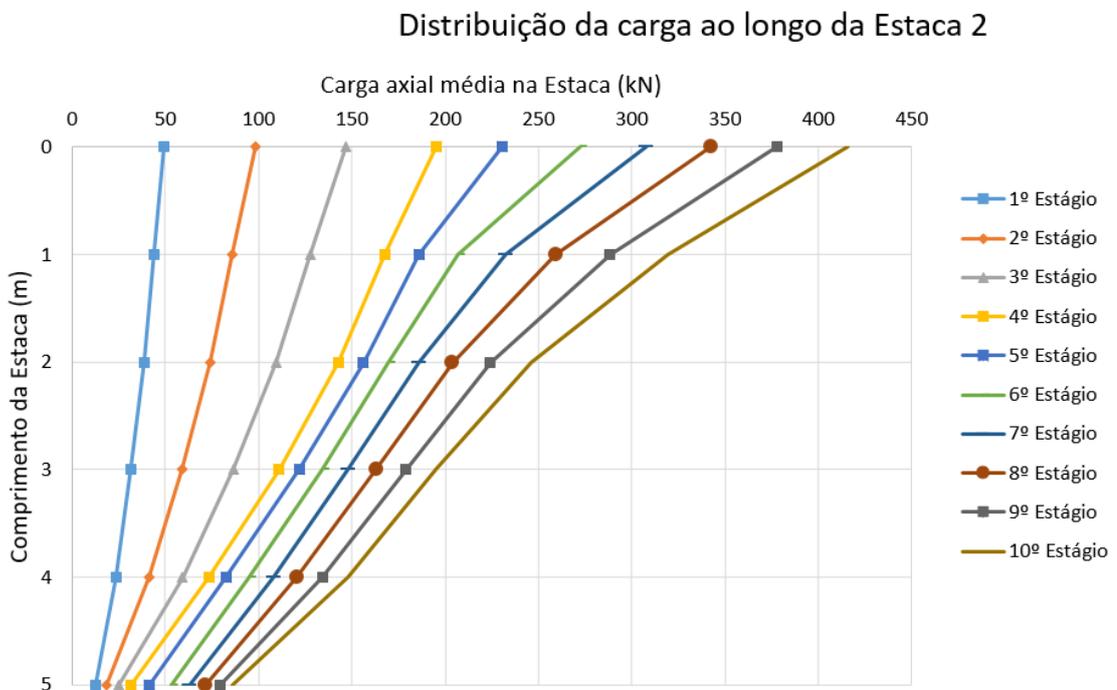
Na Figura 54, é possível visualizar o efeito causado pelo defeito na estaca 4 na distribuição da carga ao longo de seu comprimento. Pode-se perceber os baixos valores na região defeituosa (1,5 a 2m), e um aumento na região central da parte da estaca situada abaixo do defeito. Este aumento se deve a elevação da tensão de compressão nesta região, como consequência de uma flexão deste elemento.

Figura 51: Distribuição da carga ao longo da estaca 1 da fundação D1.



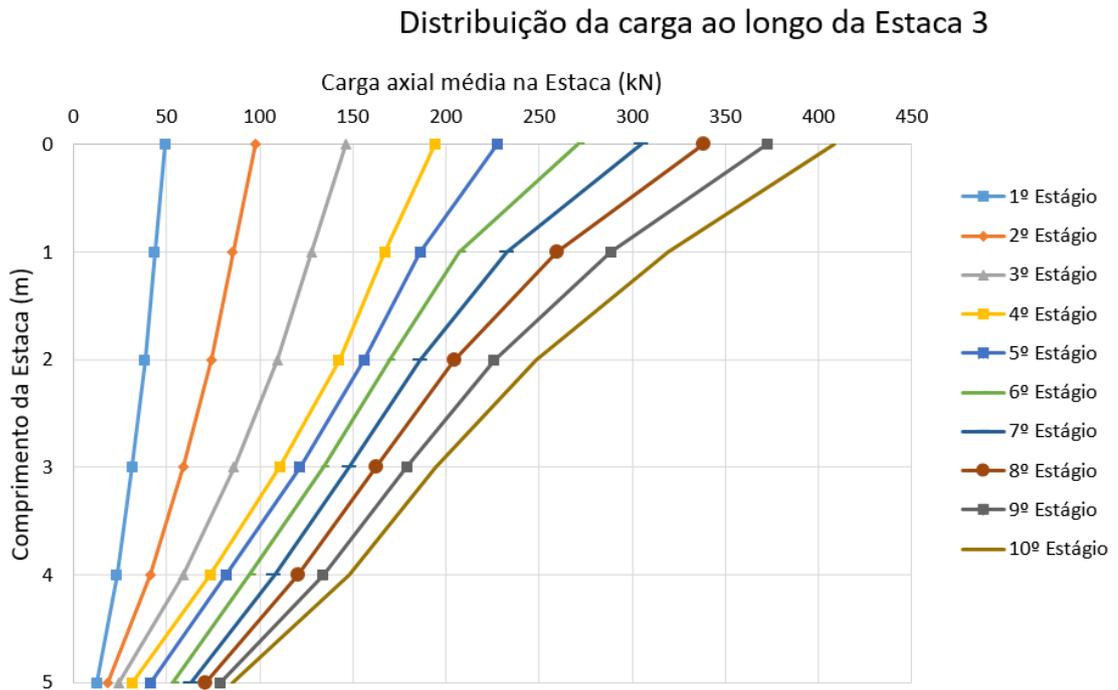
Fonte: Autor (2018)

Figura 52: Distribuição da carga ao longo da estaca 2 da fundação D1



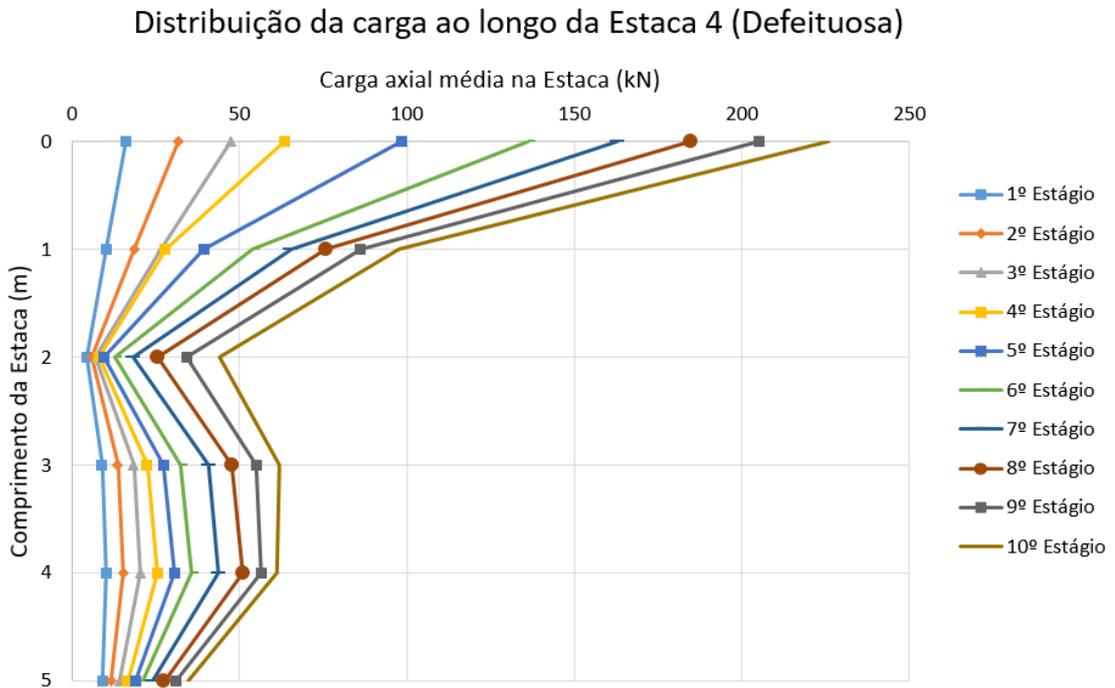
Fonte: Autor (2018)

Figura 53: Distribuição da carga ao longo da estaca 3 da fundação D1.



Fonte: Autor (2018)

Figura 54: Distribuição da carga ao longo da estaca 4 da fundação D1.

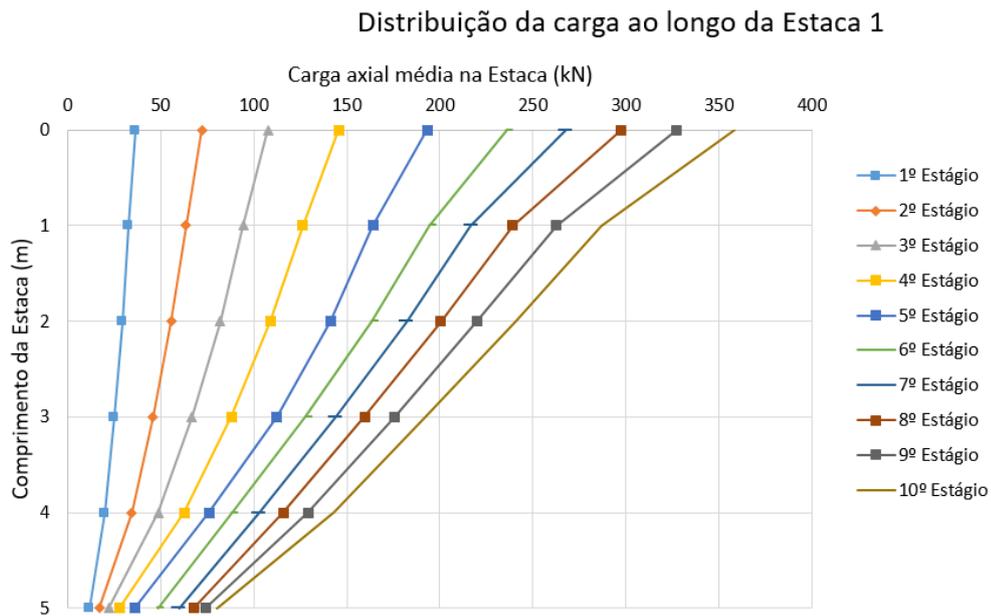


Fonte: Autor (2018)

4.5.3 Fundação D2

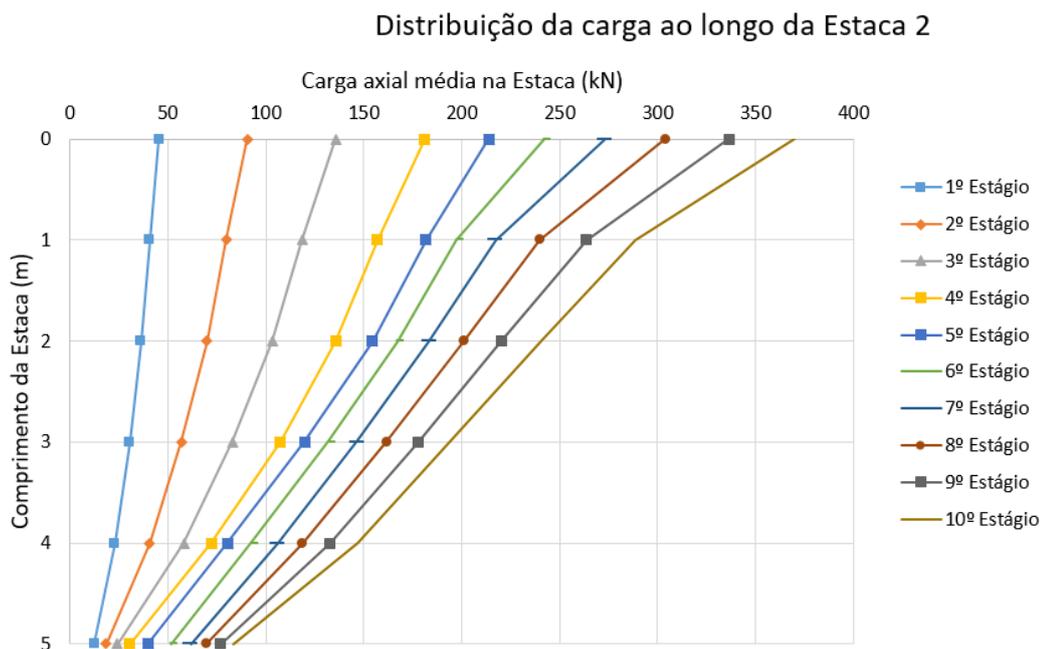
A seguir são apresentadas as Figuras 55, 56, 57 e 58, onde estão expressas as distribuições das cargas ao longo das estacas da fundação D2. Pode-se ver uma semelhança com a distribuição das cargas na fundação D1, vista anteriormente. Como esperado, a distribuição na estaca defeituosa se difere da fundação anterior, no entanto, nota-se a semelhança de comportamento devido a presença do defeito.

Figura 55: Distribuição da carga ao longo da estaca 1 da fundação D2.



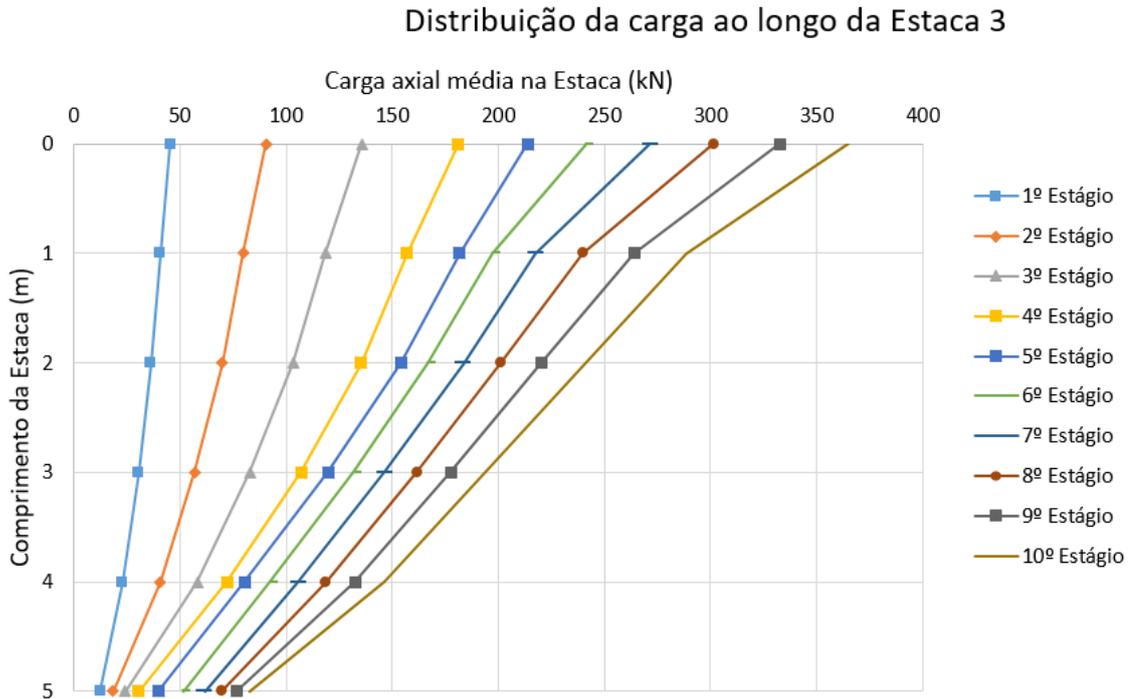
Fonte: Autor (2018)

Figura 56: Distribuição da carga ao longo da estaca 2 da fundação D2.



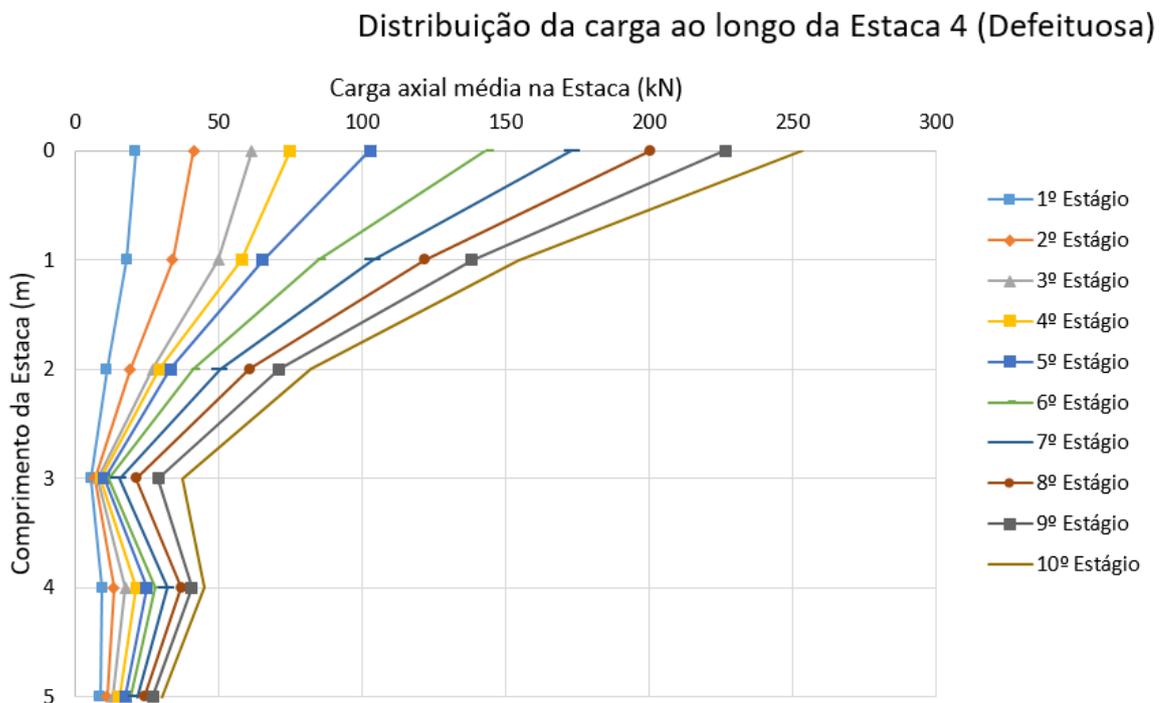
Fonte: Autor (2018)

Figura 57: Distribuição da carga ao longo da estaca 3 da fundação D2.



Fonte: Autor (2018)

Figura 58: Distribuição da carga ao longo da estaca 4 da fundação D2.

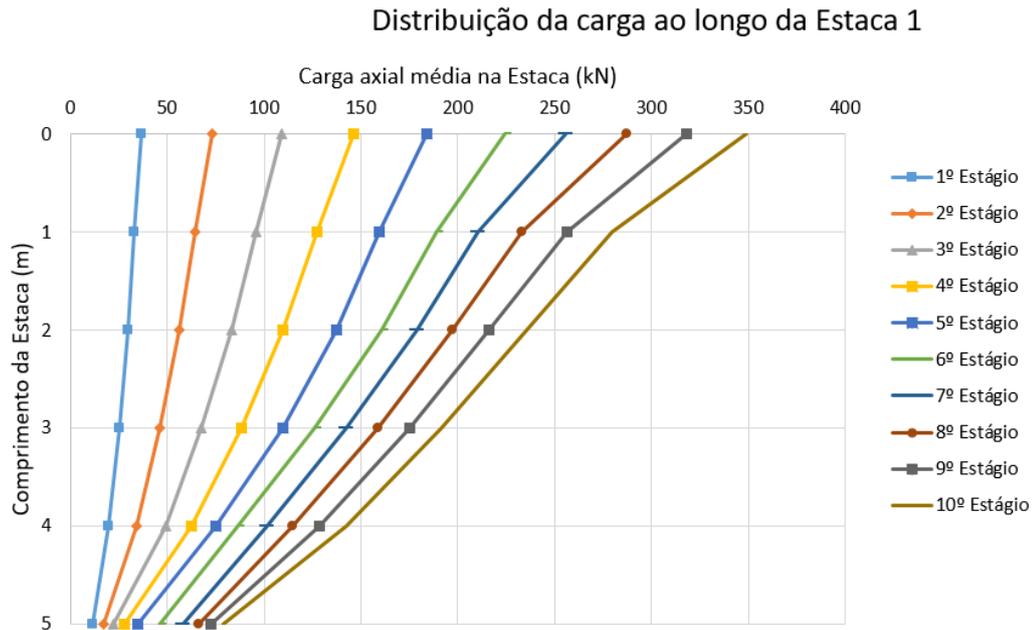


Fonte: Autor (2018)

4.5.4 Fundação D3

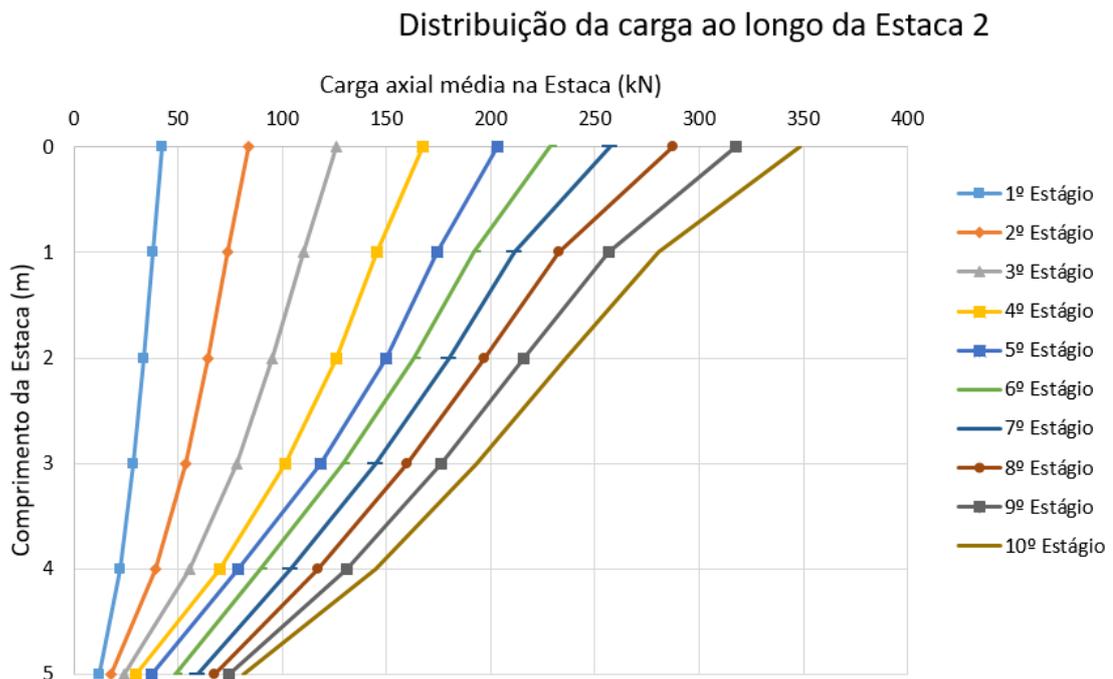
Nas Figuras 59, 60, 61 e 62, onde são demonstradas as distribuições das cargas ao longo das estacas, no caso da fundação D3. Pode-se ver a alteração na distribuição da carga, em relação as distribuições de carga anteriormente analisadas, devido a presença do defeito em uma posição mais profunda (3,5 a 4 m).

Figura 59: Distribuição da carga ao longo da estaca 1 da fundação D3.



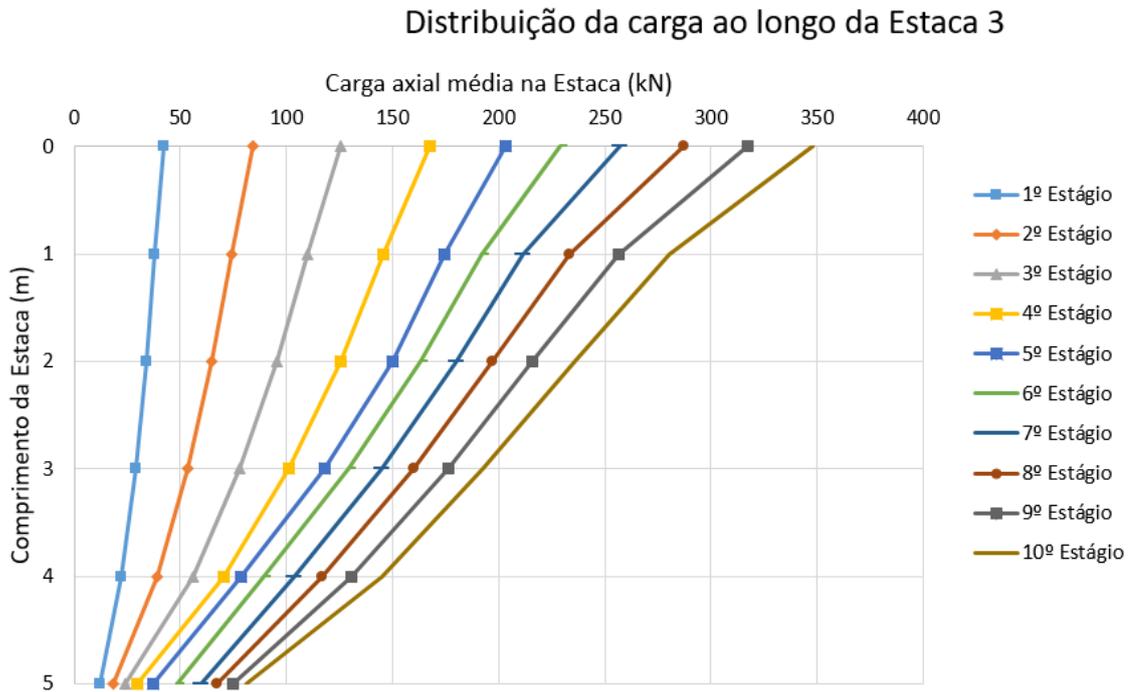
Fonte: Autor (2018)

Figura 60: Distribuição da carga ao longo da estaca 2 da fundação D3.



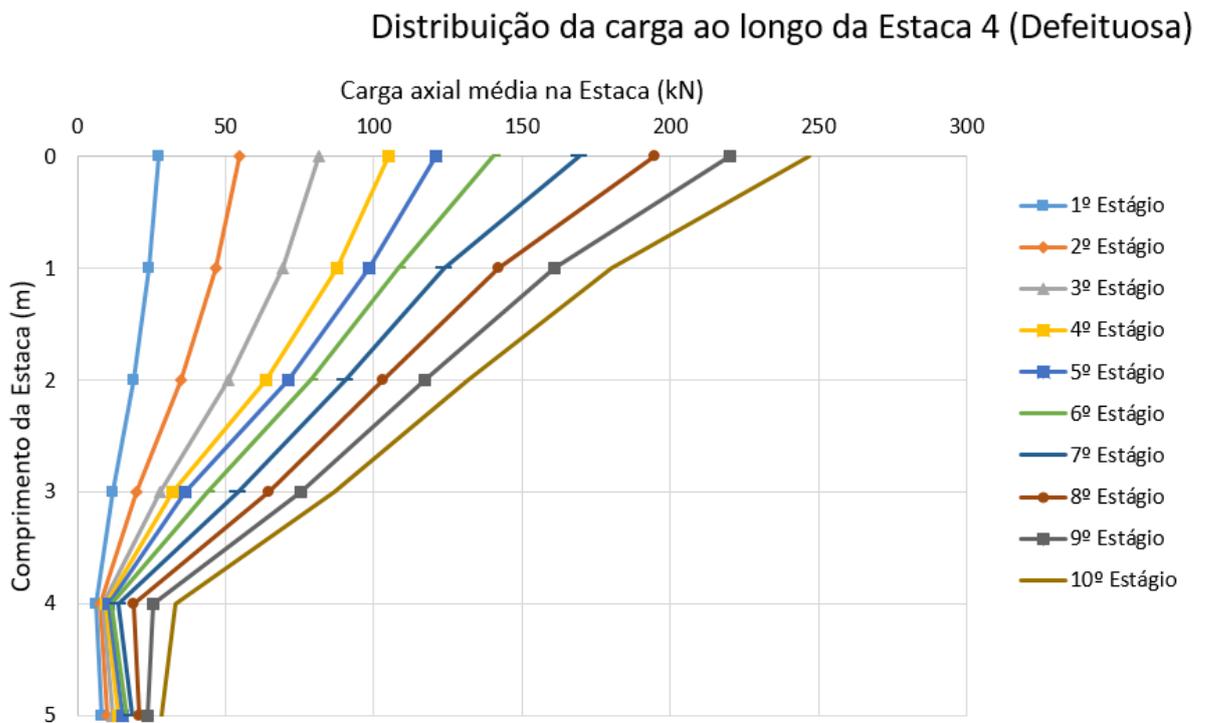
Fonte: Autor (2018)

Figura 61: Distribuição da carga ao longo da estaca 3 da fundação D3.



Fonte: Autor (2018)

Figura 62: Distribuição da carga ao longo da estaca 4 da fundação D3.



Fonte: Autor (2018)

4.6 Deformações

De acordo com Velloso e Lopes (2010), uma edificação pode deformar-se de três modos, sendo eles, por recalques uniformes, onde podem ocorrer danos estéticos e funcionais – caso os recalques sejam muitos grandes – e danos as ligações da estrutura com o exterior. Por recalques desuniformes sem distorção, onde podem ocorrer danos estéticos decorrentes do desaprumo e danos funcionais decorrentes do desnivelamento de pisos, dentre outros. Por último tem-se os recalques desuniformes com distorção, onde podem ocorrer todos os danos citados nos casos anteriores, mais danos estéticos e funcionais decorrentes de fissuração, e danos estruturais.

Para evitar os problemas decorrentes destas deformações, seus valores são limitados, onde, segundo Velloso e Lopes (2010), a quantificação das deformações admissíveis é feita, em geral, em termos de distorções angulares (β) ou relações de deflexão (Δ/L), em função do tipo de estrutura.

A tabela 19 apresenta alguns valores, de limites de distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas, que são encontrados nos trabalhos de Skempton e MacDonald (1956), Meyerhof (1956), Polshin e Tokar (1957) e Bjerrum (1963).

Tabela 19: Limites de distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes

	Skempton e MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém, recomendado 1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)	1/500

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Na Figura 63, são apresentados os valores de β e os respectivos danos associados descritos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

Figura 63: Valores de β e os respectivos danos associados

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

4.6.1 Distorção angular

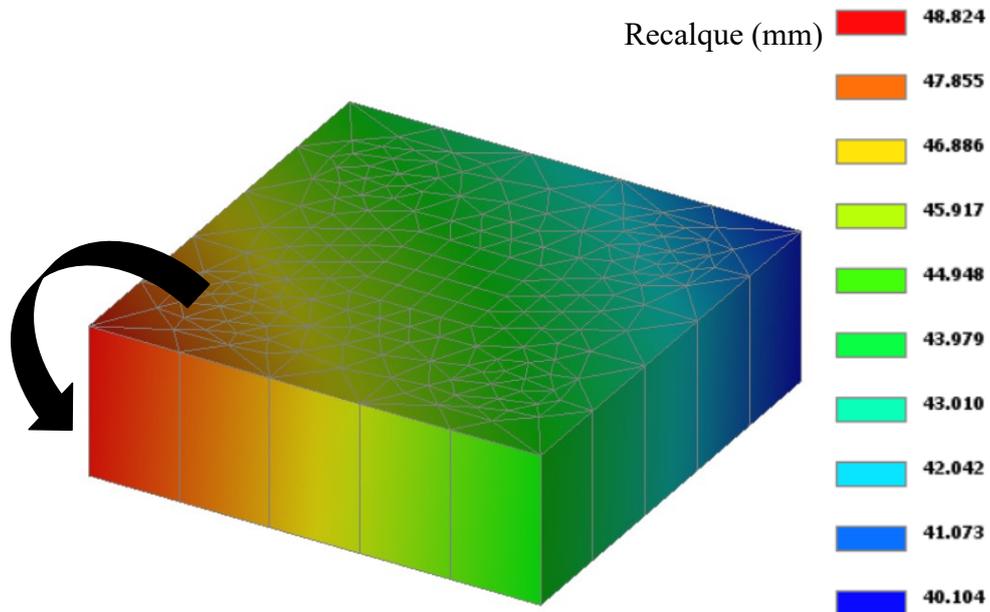
4.6.1.1 Fundação D1

Na Figura 64, são apresentados os valores de recalque do bloco no último estágio de carregamento (1600 kN), onde é possível verificar que o recalque diferencial máximo, na região superior do bloco, para o respectivo carregamento, foi de 8,72 mm.

A Figura 65 apresenta a evolução da distorção angular a medida que os carregamentos foram aplicados. Através desta, pode-se verificar que, a partir do 6º estágio (960 kN), ultrapassa-se o valor de $\frac{1}{500}$, que seria o limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras. É possível notar também que no último estágio, onde se atinge o valor

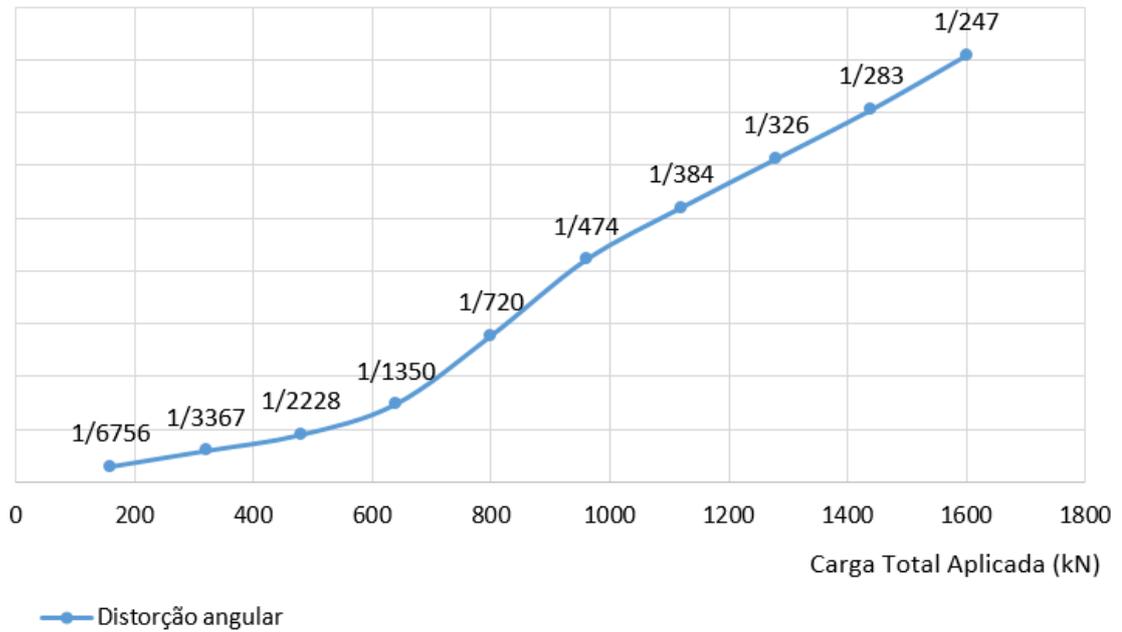
máximo de distorção (1/247), é ultrapassado o limite onde o desaparecimento em edifícios altos e rígidos se torna visível.

Figura 64: Valores de recalque no bloco da fundação D1 no 10º estágio de carregamento



Fonte: Autor (2018)

Figura 65: Valores de β para a fundação D1 durante a aplicação do carregamento



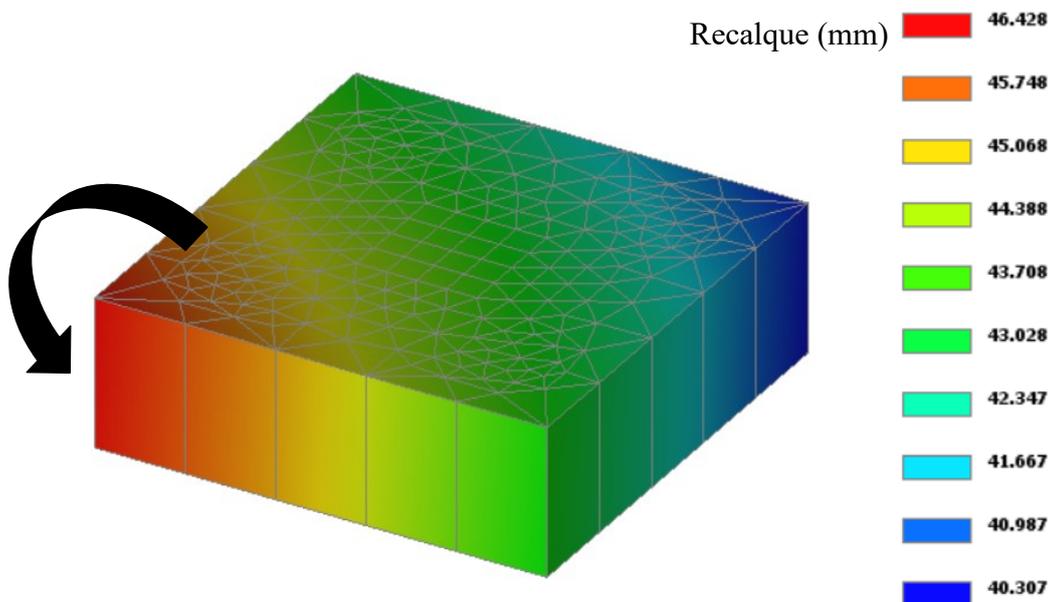
Fonte: Autor (2018)

4.6.1.2 Fundação D2

Na Figura 66, são apresentados os valores de recalque do bloco no último estágio de carregamento (1600 kN), onde é possível verificar que o recalque diferencial máximo, na região superior do bloco, para o respectivo carregamento, foi de 6,121 mm.

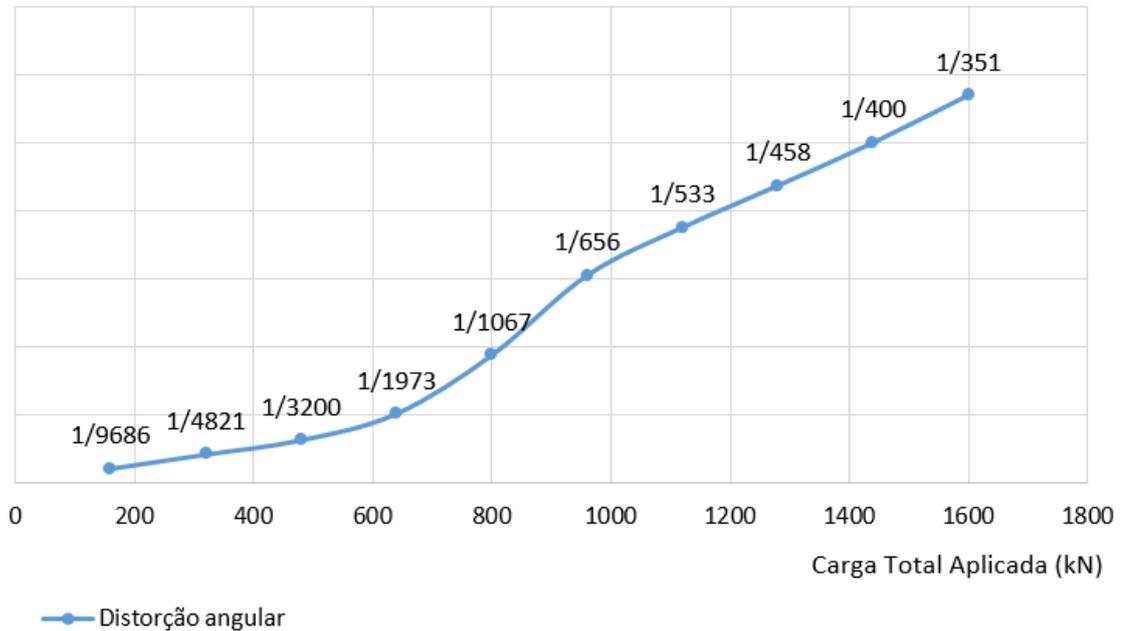
A Figura 67 apresenta a evolução da distorção angular a medida que os carregamentos foram aplicados. Através desta, pode-se verificar que, a partir do 8º estágio (1280 kN), ultrapassa-se o valor de 1/500, que seria o limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras. É possível notar também que no último estágio, onde se atinge o valor máximo de distorção (1/351), é ultrapassado o limite onde, em edifícios largos ($B > 15$), ocorrem fissuras na alvenaria.

Figura 66: Valores de recalque no bloco da fundação D2 no 10º estágio de carregamento



Fonte: Autor (2018)

Figura 67: Valores de β para a fundação D2 durante a aplicação do carregamento



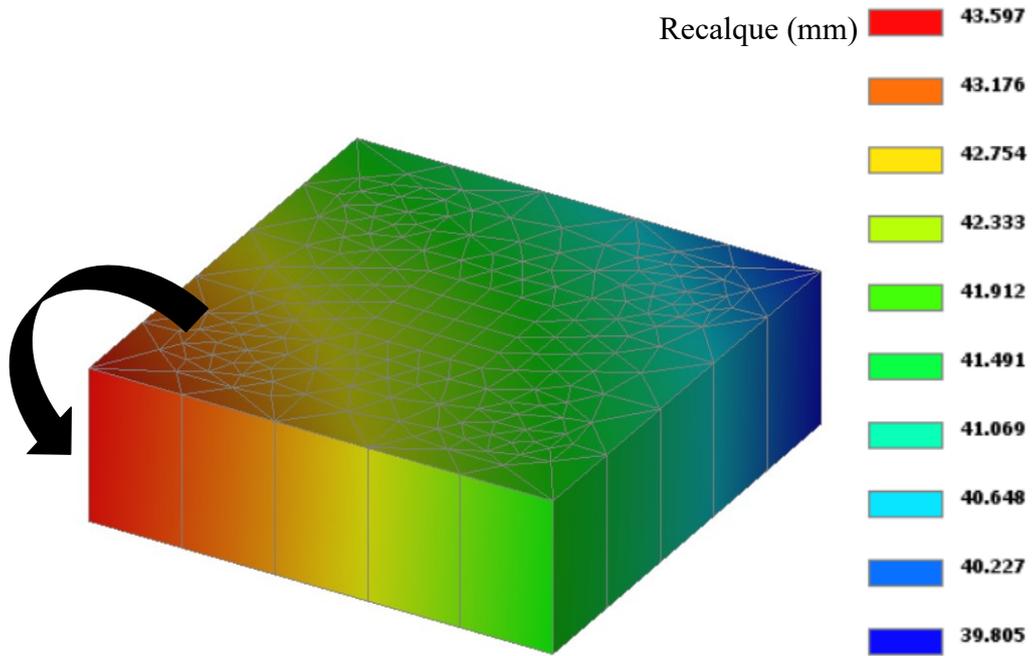
Fonte: Autor (2018)

4.6.1.3 Fundação D3

Na Figura 68, são apresentados os valores de recalque do bloco no último estágio de carregamento (1600 kN), onde é possível verificar que o recalque diferencial máximo, na região superior do bloco, para o respectivo carregamento, foi de 3,792 mm.

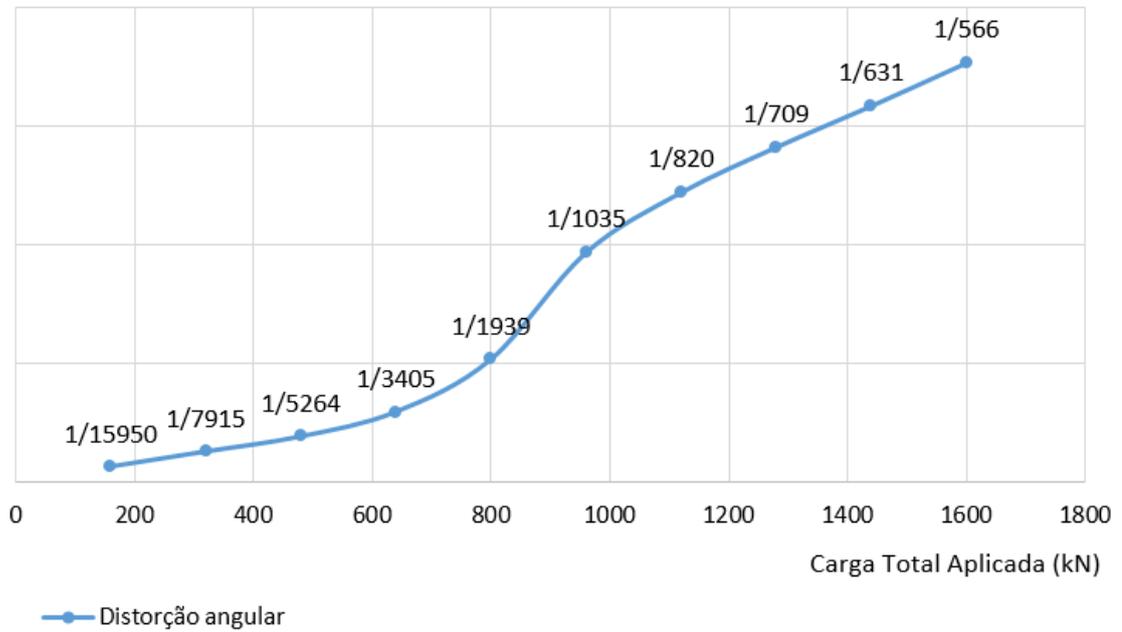
A Figura 69 apresenta a evolução da distorção angular a medida que os carregamentos foram aplicados. Através desta, pode-se verificar que não houveram grandes distorções, chegando-se no último estágio apenas no limite de perigo para pórticos com contraventamentos.

Figura 68: Valores de recalque no bloco da fundação D3 no 10º estágio de carregamento



Fonte: Autor (2018)

Figura 69: Valores de β para a fundação D3 durante a aplicação do carregamento



Fonte: Autor (2018)

4.6.2 Recalques

As Figuras 70, 72 e 74 apresentam um corte das fundações, onde é possível observar que já a partir do primeiro carregamento os recalques abaixo das regiões defeituosas foram inferiores aos valores apresentados pelas outras regiões das fundações, comportamento este, que se destacou no 10º estágio. É possível verificar também que a parte íntegra da estaca defeituosa sofreu um recalque maior do que os outros elementos da fundação, o que evidencia que a fundação rotacionou desde o primeiro estágio.

As Figuras 71, 73 e 75 mostram as fundações em detalhes, com os respectivos valores de recalque, onde é possível ver claramente as diferenças destes valores, entre os elementos íntegros acima e abaixo da região defeituosa, para os estágios 1º, 5º e 10º.

Figura 70: Corte transversal, passando pelas estacas 2 e 4, da fundação D1. a) Recalques no primeiro estágio, b) Recalques no último estágio.

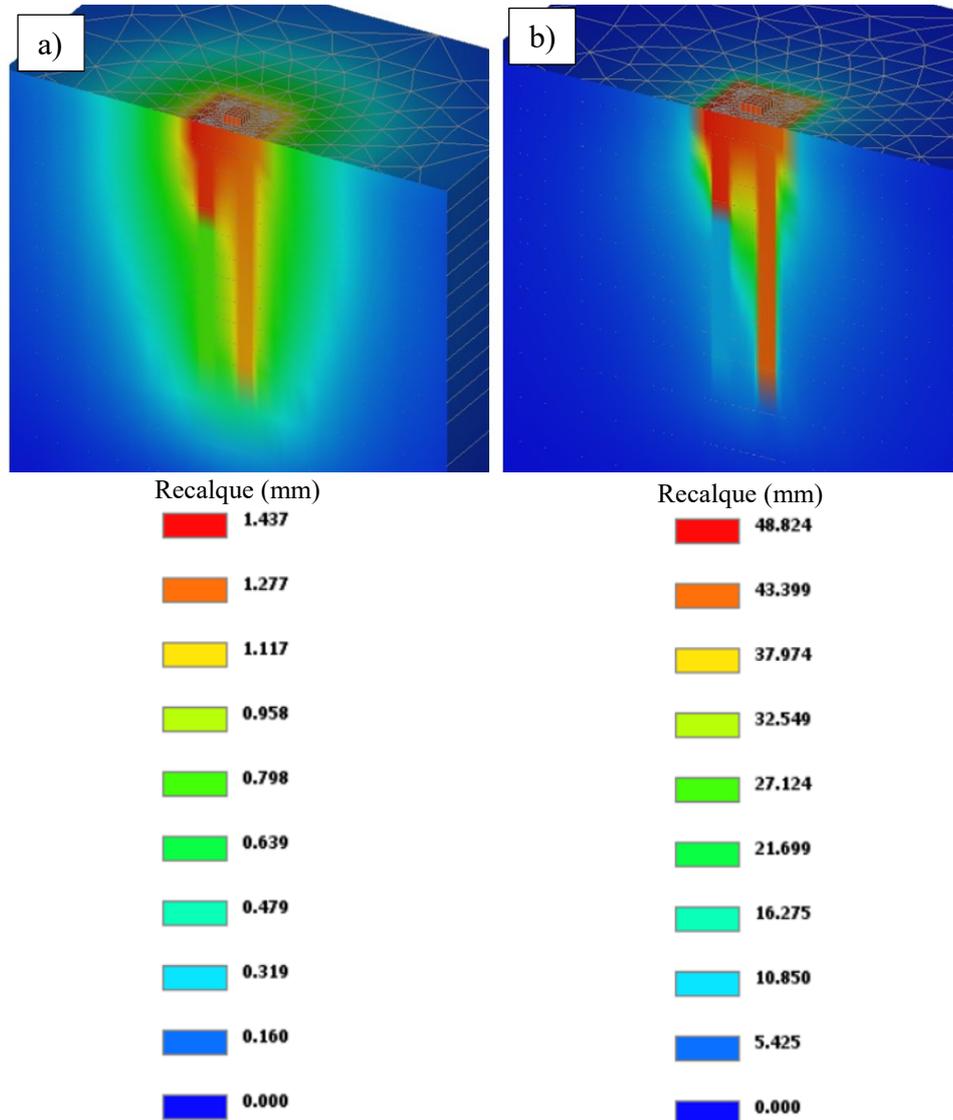
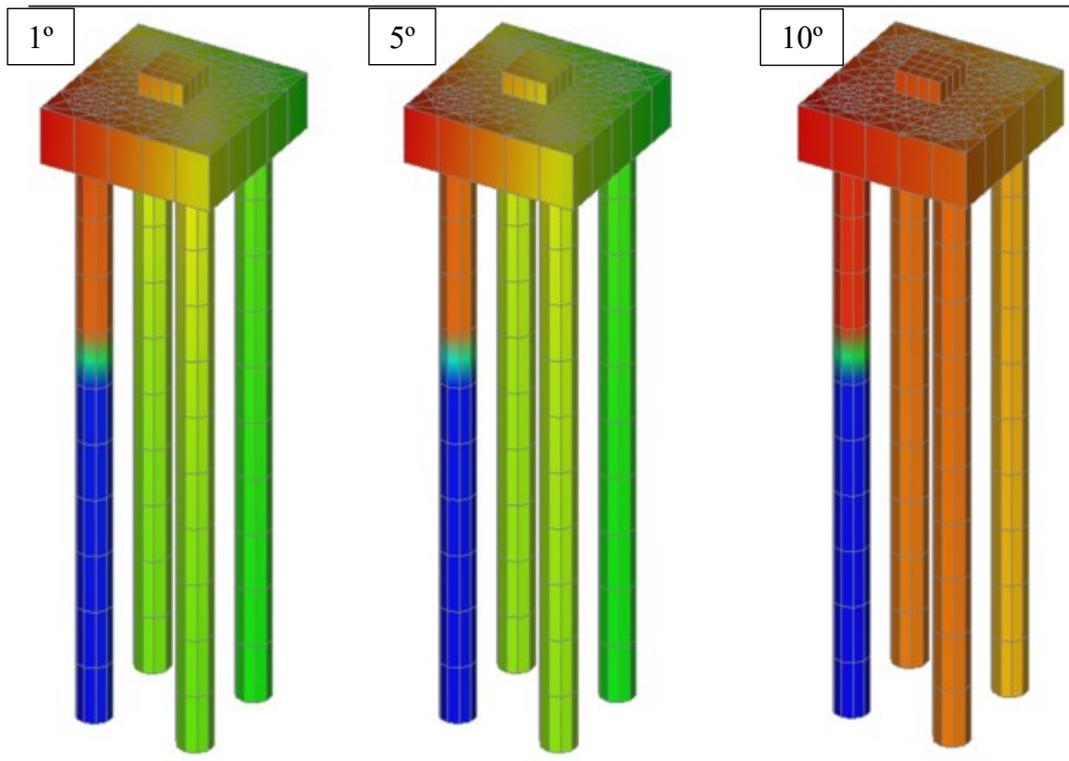


Figura 71: Recalques na fundação D1



Recalque (mm)



Recalque (mm)

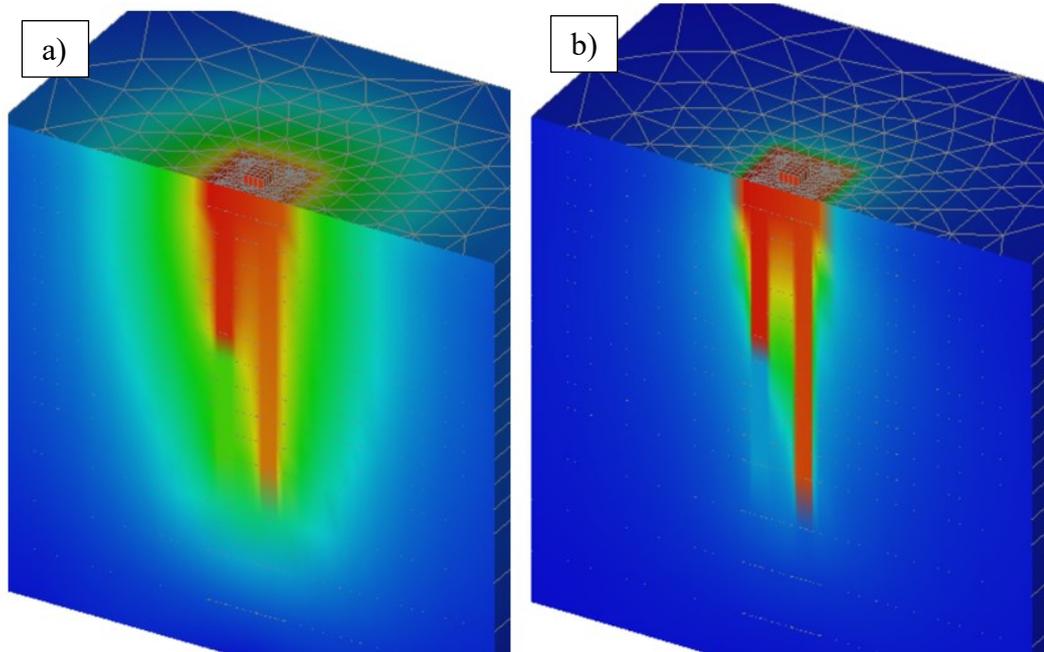


Recalque (mm)



Fonte: Autor (2018)

Figura 72: Corte transversal, passando pelas estacas 2 e 4, da fundação D2. a) Recalques no primeiro estágio, b) Recalques no último estágio.



Recalque (mm)

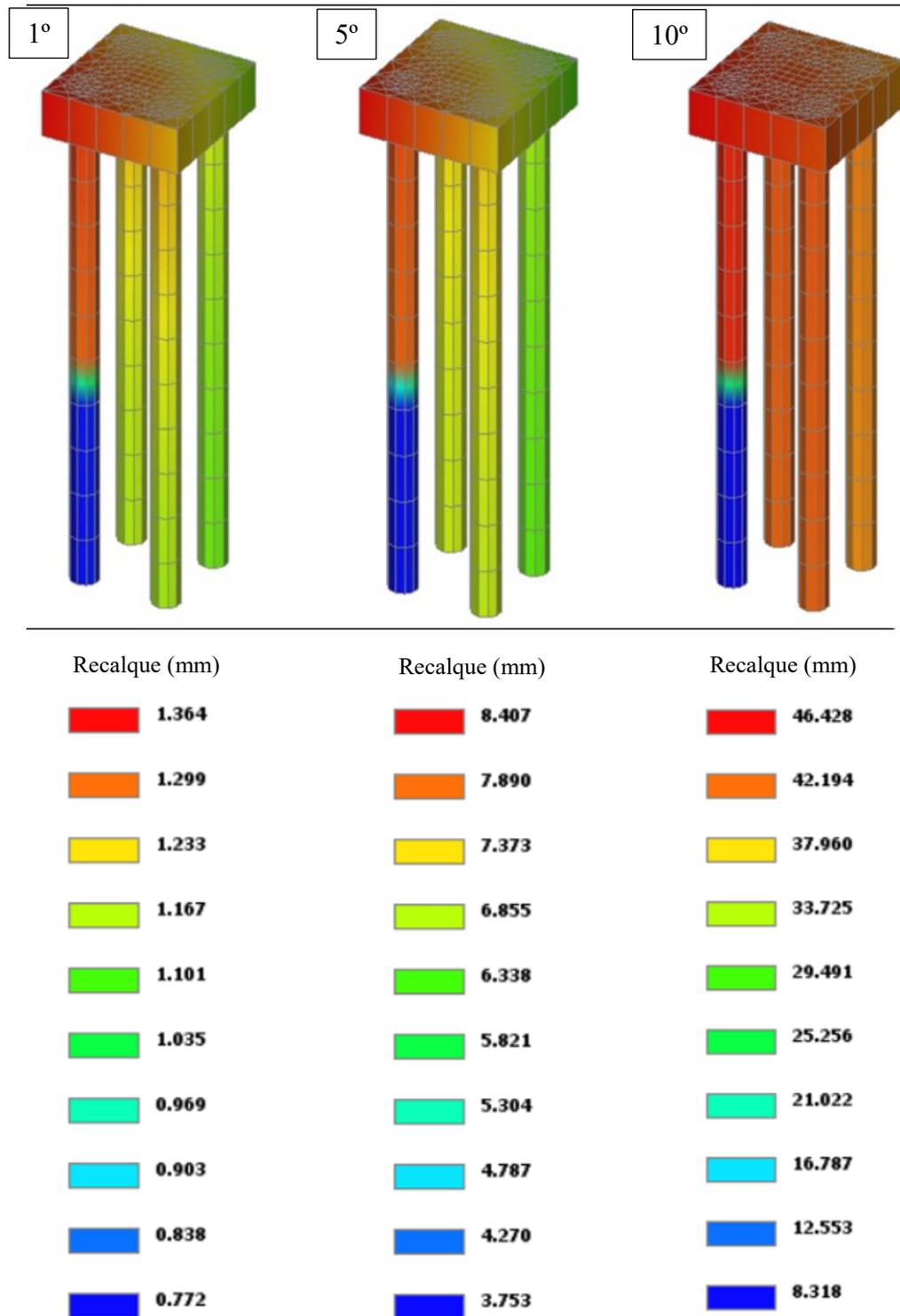


Recalque (mm)



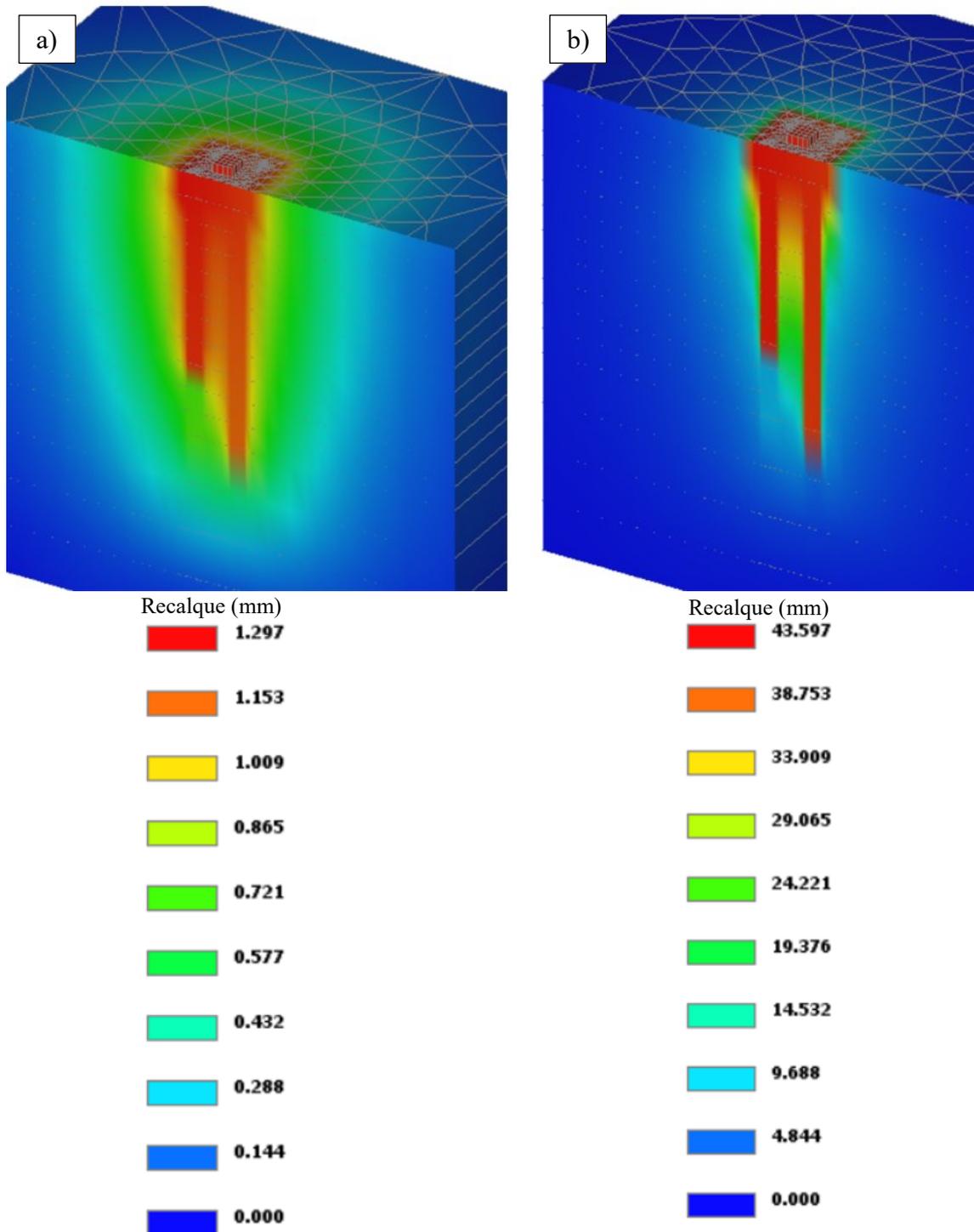
Fonte: Autor (2018)

Figura 73: Recalques na fundação D2



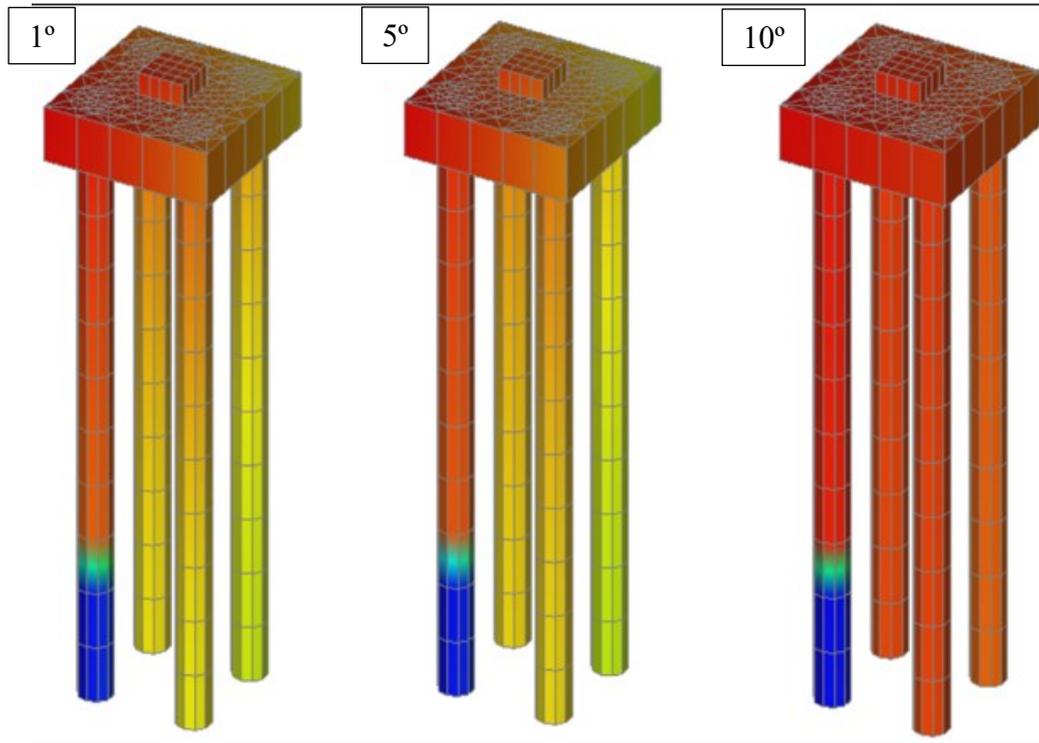
Fonte: Autor (2018)

Figura 74: Corte transversal, passando pelas estacas 2 e 4, da fundação D3. a) Recalques no primeiro estágio, b) Recalques no último estágio.



Fonte: Autor (2018)

Figura 75: Recalques na fundação D3



Recalque (mm)

1.297

1.234

1.171

1.107

1.044

0.981

0.917

0.854

0.791

0.727

Recalque (mm)

7.468

7.032

6.596

6.160

5.725

5.289

4.853

4.417

3.982

3.546

Recalque (mm)

43.597

39.652

35.707

31.762

27.817

23.871

19.926

15.981

12.036

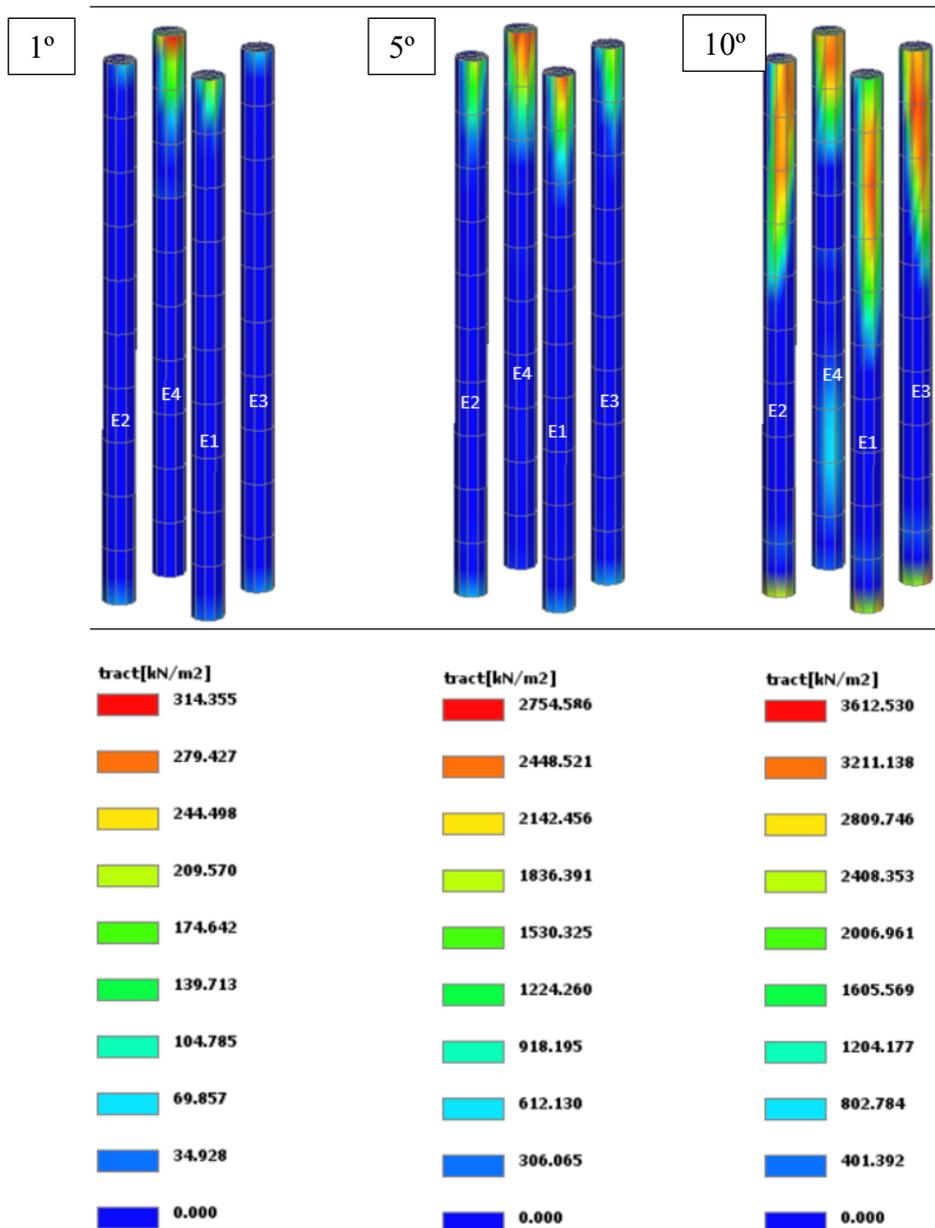
8.091

Fonte: Autor (2018)

4.7 Tração nas estacas

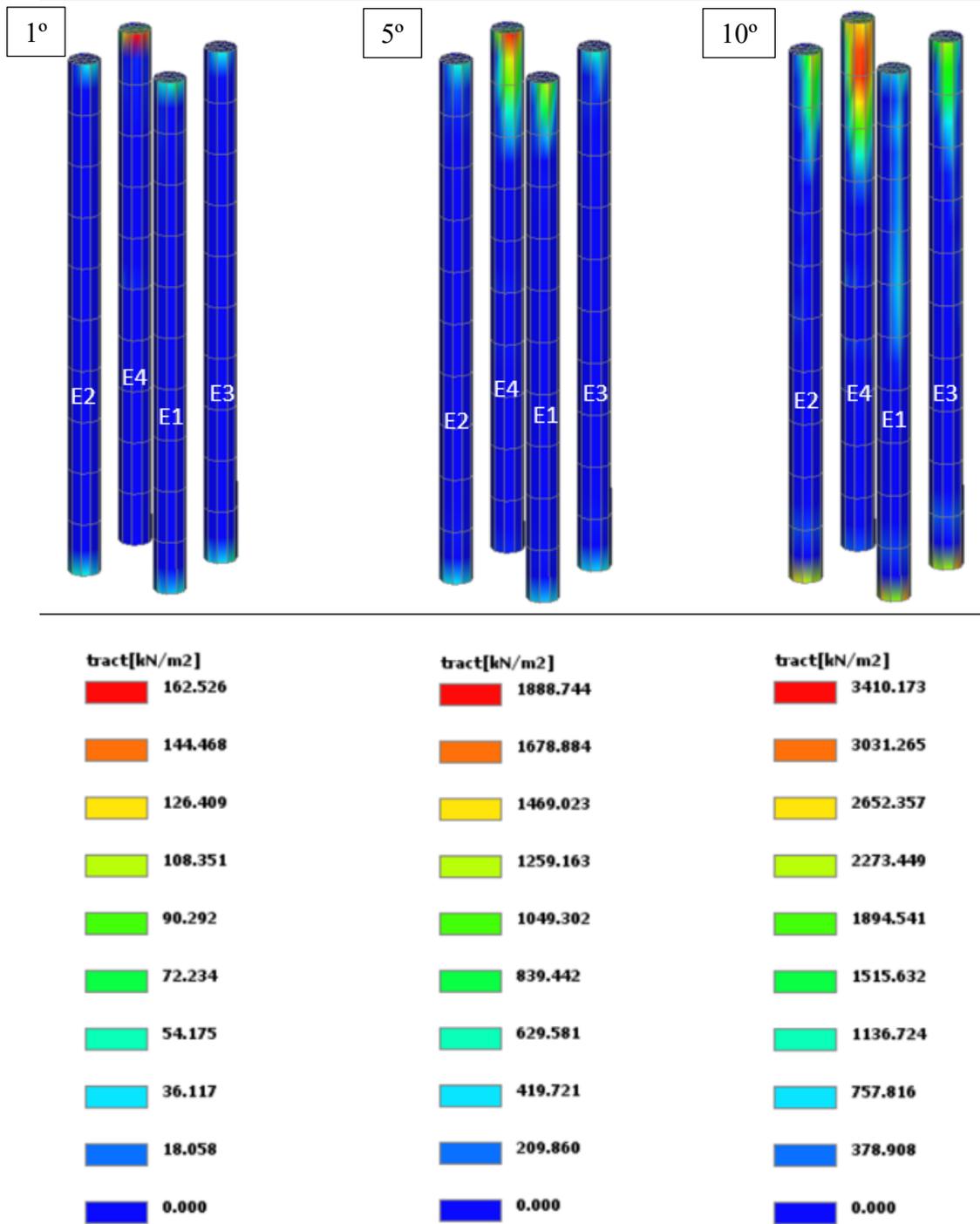
Nas Figuras 76, 77 e 78 é possível observar que, nos estágios 1º, 5º e 10º, a fundação D1 apresentou as maiores tensões de tração, devido a flexão, na região próxima do contato entre estacas e bloco, o que se deve aos maiores valores de recalque diferencial nesta fundação em todos os estágios de carregamento. É importante ressaltar que, para estas análises, a resistência a tração adotada foi de 2500 kN/m², e, observando estas imagens, pode-se constatar que houveram regiões em que este valor foi ultrapassado, o que mostra que houve ruptura por tração.

Figura 76: Tensões de tração nas estacas da fundação D1



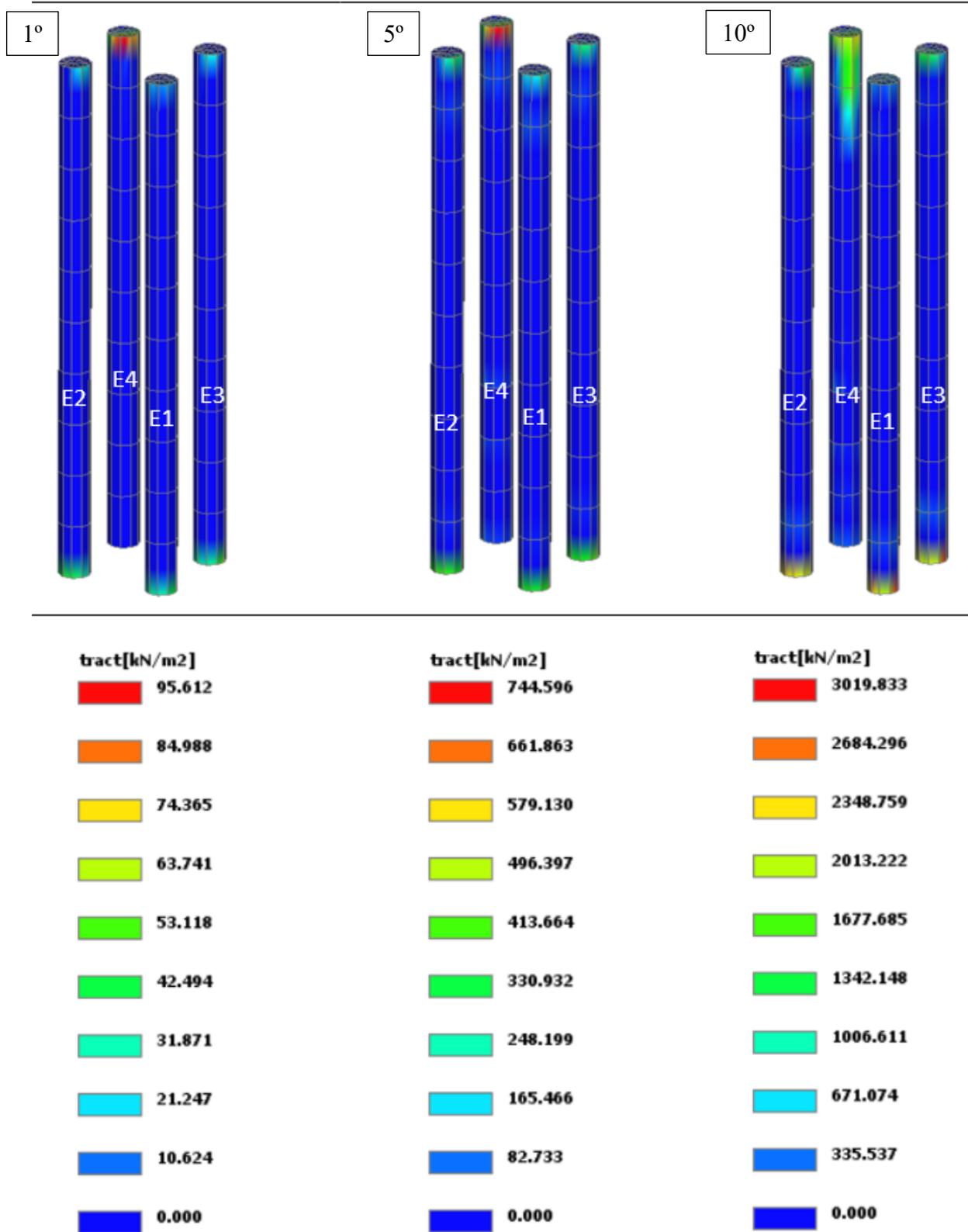
Fonte: Autor (2018)

Figura 77: Tensões de tração nas estacas da fundação D2



Fonte: Autor (2018)

Figura 78: Tensões de tração nas estacas da fundação D3

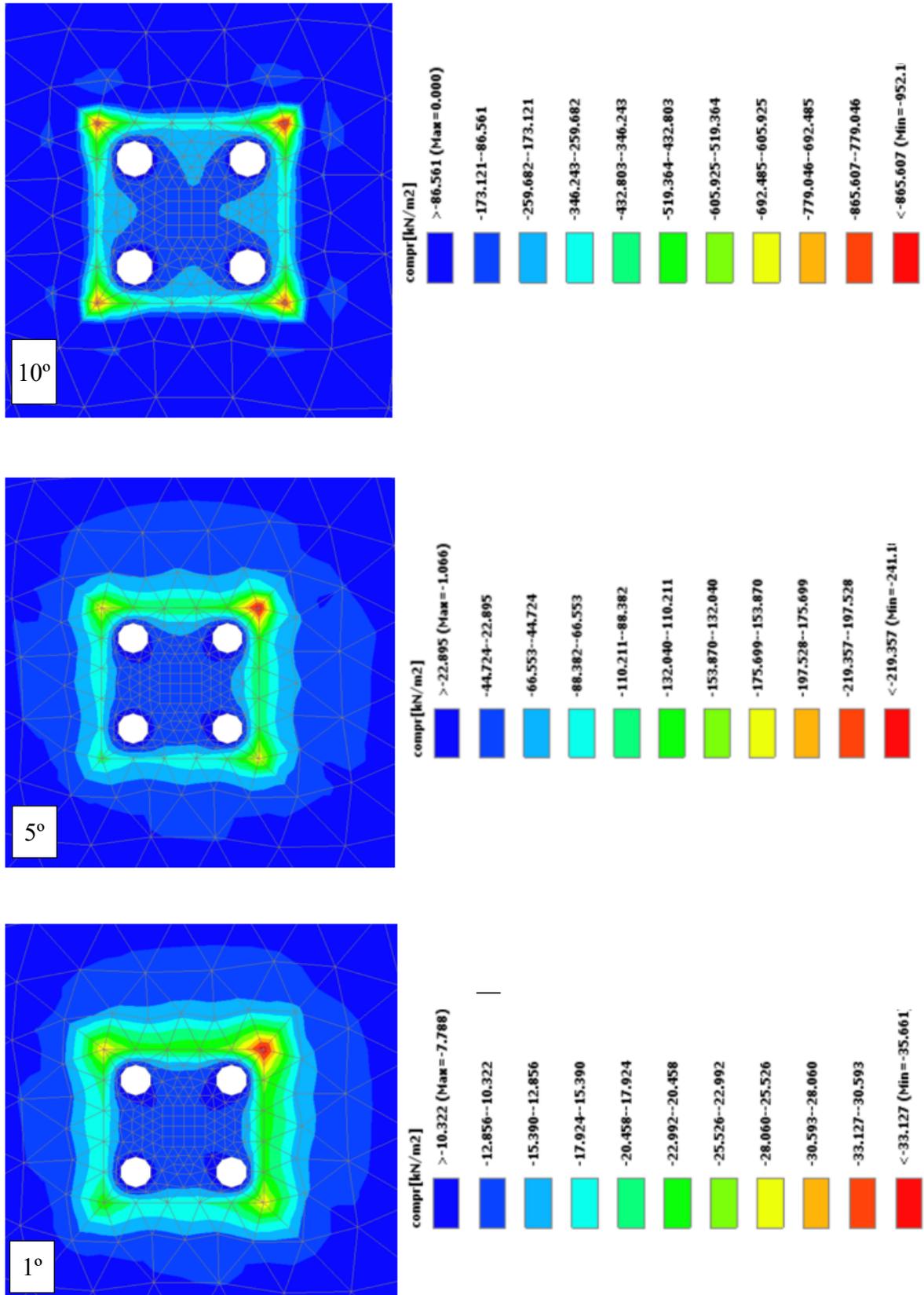


Fonte: Autor (2018)

4.8 Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco

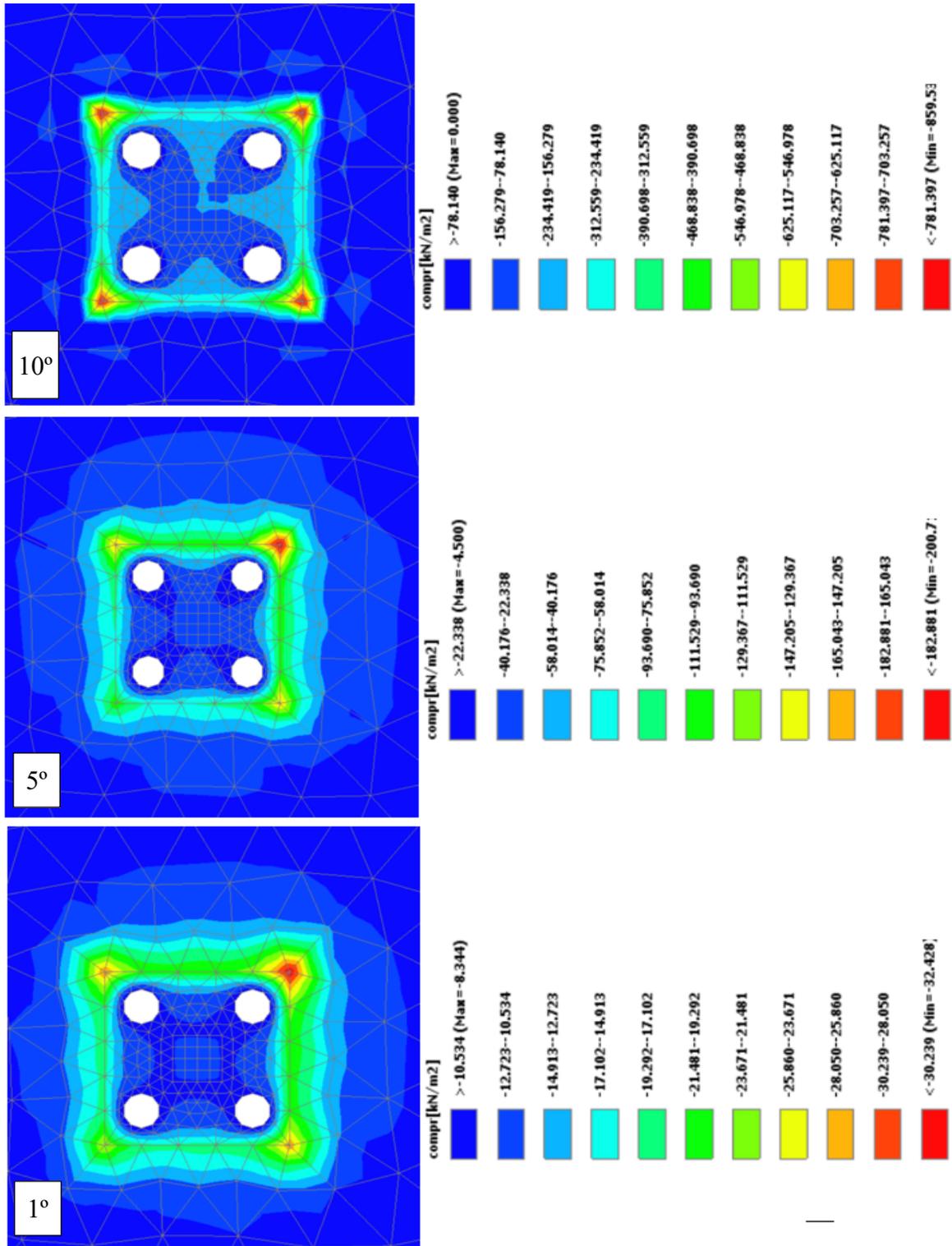
Pelas Figuras 79, 80 e 81 é possível observar a evolução nos valores de tensão de compressão no solo logo abaixo do bloco, onde é verificado que no primeiro estágio a tensão ao redor da estaca defeituosa é menor do que nas outras estacas, e que, com o avanço do carregamento a tensão aumenta, atingindo valores maiores do que nas outras estacas, o que mostra a maior sollicitação desta região do solo devido a rotação do bloco. Como esperado, quanto maior a profundidade da região defeituosa menor a diferença de tensão entre as estacas, resultante dos menores recalques diferenciais.

Figura 79: Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco da fundação D1, nos estágios 1°, 5° e 10°



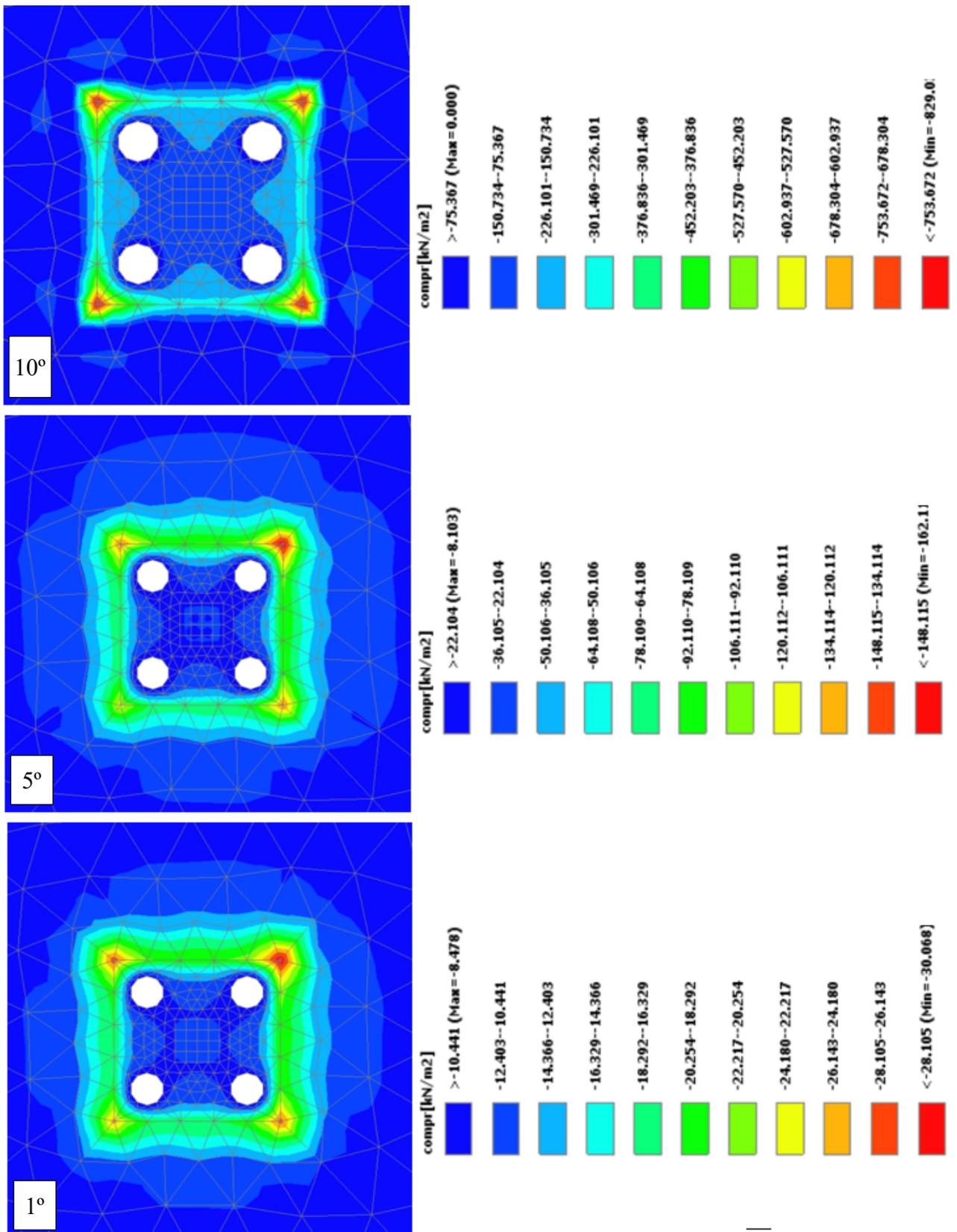
Fonte: Autor (2018)

Figura 80: Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco da fundação D2, nos estágios 1°, 5° e 10°



Fonte: Autor (2018)

Figura 81: Tensões de compressão no solo subjacente ao bloco da fundação D3, nos estágios 1°, 5° e 10°



Fonte: Autor (2018)

4.9 Comparações adicionais

Pelos resultados apresentados podemos observar, quanto a carga de ruptura, que a profundidade do defeito pouco influenciou nos resultados, onde foi obtido um valor próximo de 1860 kN para os três casos analisados, enquanto, para a fundação SD o valor da carga última (Q_{ult}) foi de 2162 kN. Portanto, a presença de uma anomalia, com as características aqui apresentadas, resultou em uma redução de 13,97 % no valor da capacidade de carga do elemento de fundação.

No caso da carga convencional de ruptura / carga limite (Q_{lim}), pode-se constatar perdas de resistência de 5% para a fundação D3, 7% para a fundação D2, e 9% para a fundação D1, como mostra a Tabela 20. Isto se deve, como já mencionado, a região íntegra remanescente, que quanto maior seu comprimento, maior será sua contribuição para a resistência.

Tabela 20: Reduções de resistência observados para as fundações D1, D2 e D3, em relação a fundação SD

Fundação	Carga de ruptura convencional (kN)	Redução (%)
SD	1480	-
D1	1350	9%
D2	1370	7%
D3	1400	5%

Fonte: Autor (2018)

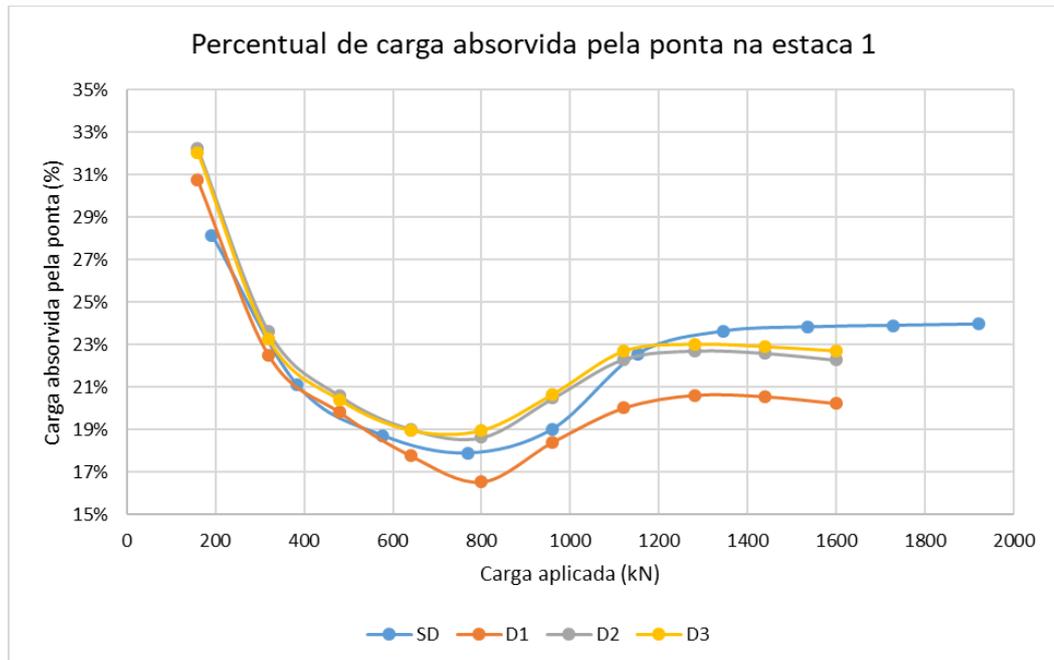
Pelos valores apresentados nas Figuras 82 a 89, onde são apresentados os percentuais de cargas absorvidas pela ponta e pela lateral, do total absorvido em cada estaca, durante a aplicação do carregamento, pode-se notar que nas estacas 2 e 3, até um carregamento próximo a 800 kN a fundação D1 absorveu os maiores percentuais de carga lateral e os menores de carga de ponta. Após o carregamento de 800 kN, as fundações absorveram praticamente os mesmos percentuais, no entanto, no carregamento próximo a 1300 kN, as taxas absorvidas pela fundação D1 voltaram a ser maiores para as cargas de ponta e menores para as cargas laterais.

Na estaca 1, é possível ver que a fundação D1 apresenta as menores taxas de absorção de carga na ponta, e os maiores de carga lateral, mantendo valores superiores aos demais na maioria dos estágios de aplicação de carregamento.

A estaca 4, nas fundações com defeito, tende a ter uma redução na taxa de absorção de carga na ponta, e um acréscimo na de carga lateral, durante a aplicação do carregamento, enquanto, na fundação SD a curva, que representa o percentual de absorção de carga pela ponta, apresenta uma ascensão a partir do carregamento de 800 kN, e praticamente se estabiliza após a carga de 1200 kN.

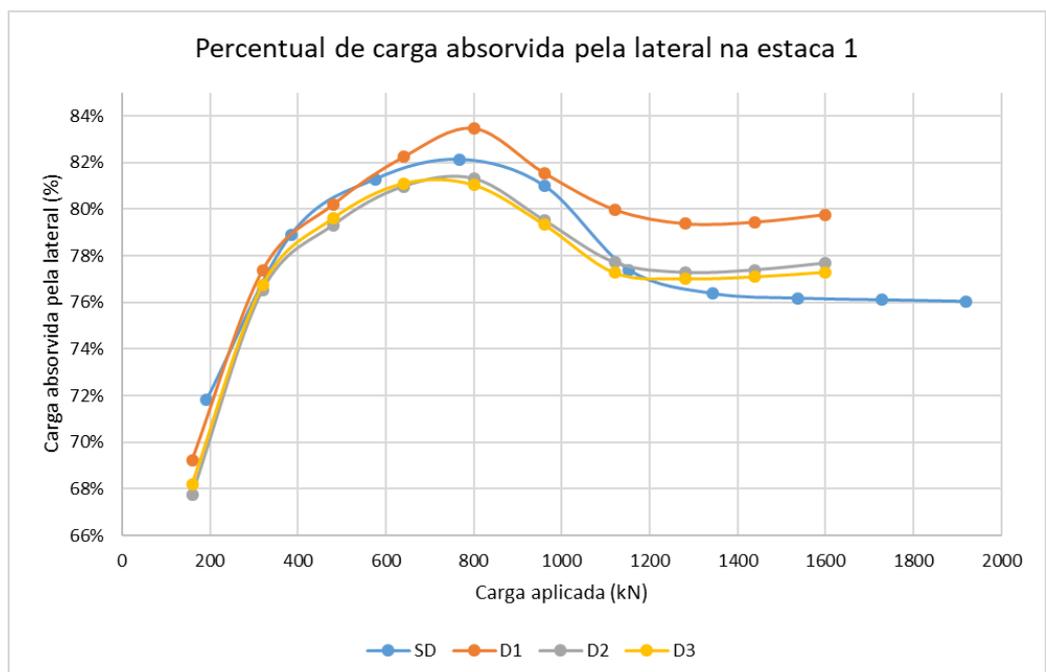
Cabe destacar que as curvas apresentadas tiveram um ponto de máximo, ou mínimo, situado entre os carregamentos de 600 kN e 800 kN, onde, antes deste ponto, as curvas das estacas 1, 2 e 3 apresentavam um decréscimo no percentual de carga absorvido pela ponta, e um acréscimo pela lateral, e após este ponto passaram a apresentar um comportamento oposto.

Figura 82: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 1



Fonte: Autor (2018)

Figura 83: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 1



Fonte: Autor (2018)

Figura 84: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 2

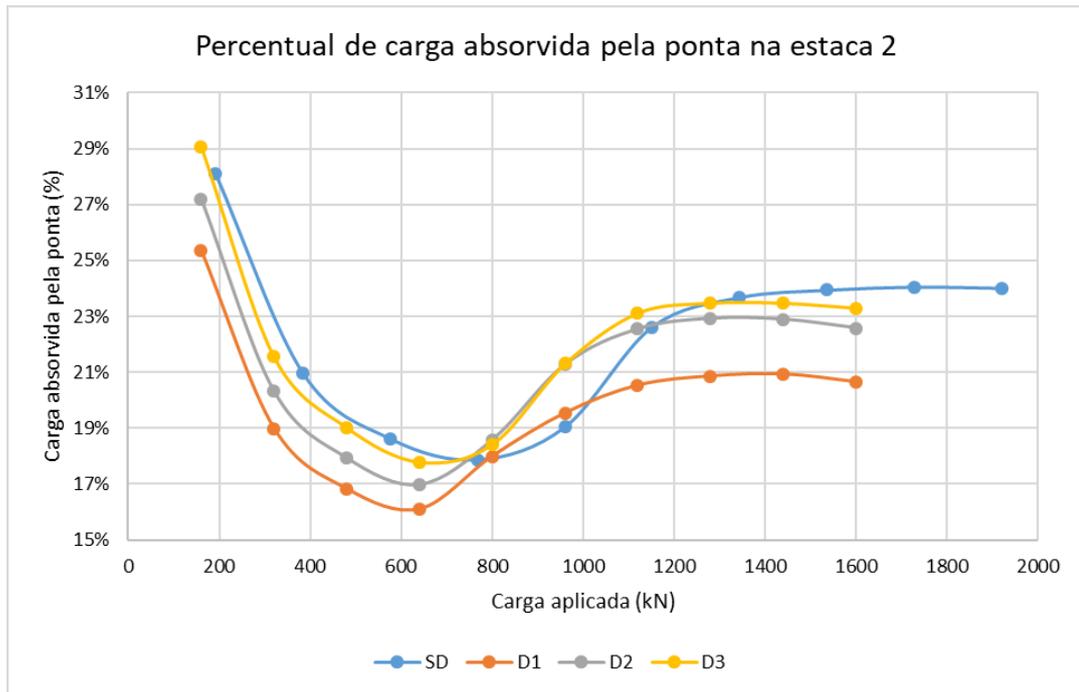


Figura 85: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 2

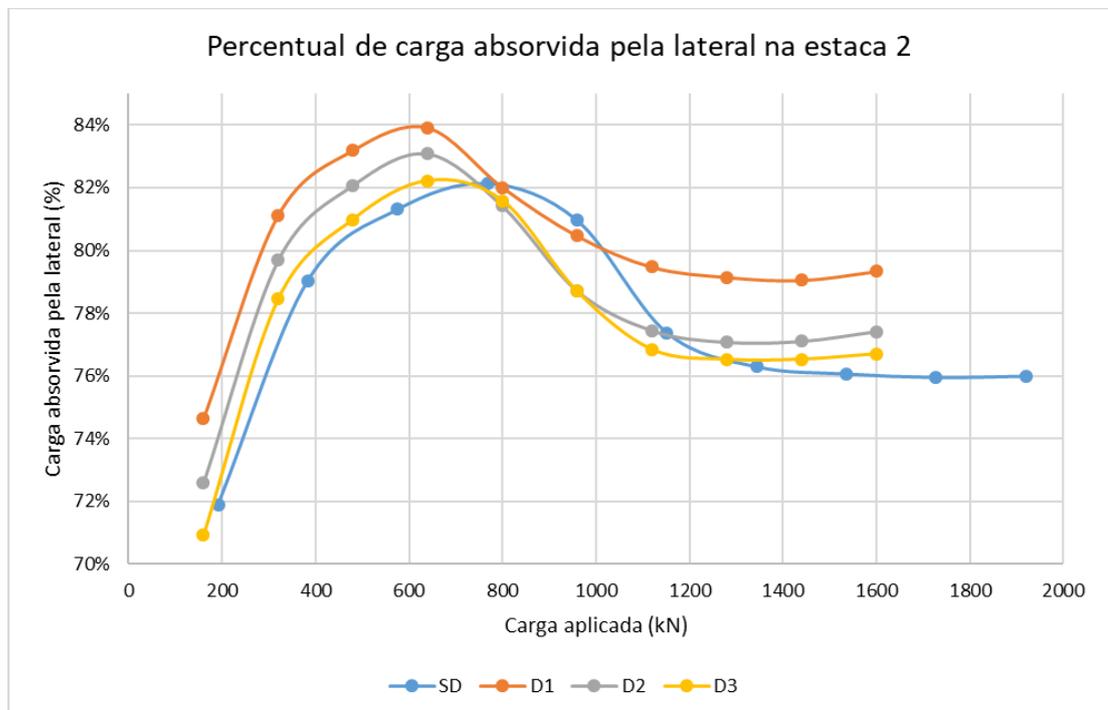


Figura 86: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 3

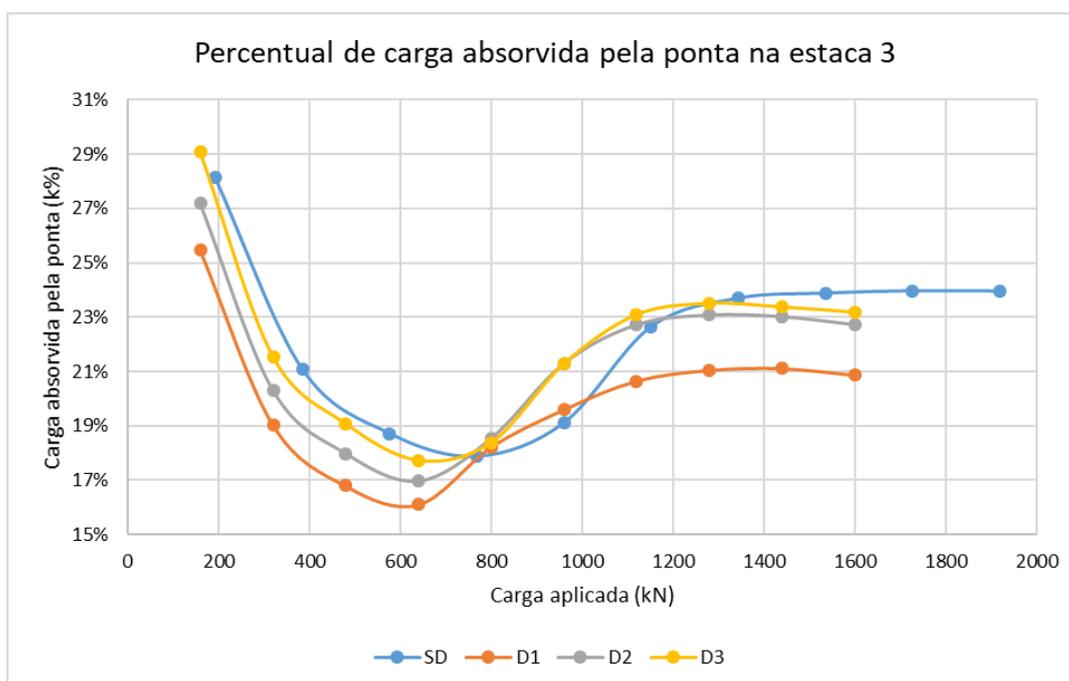


Figura 87: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 3

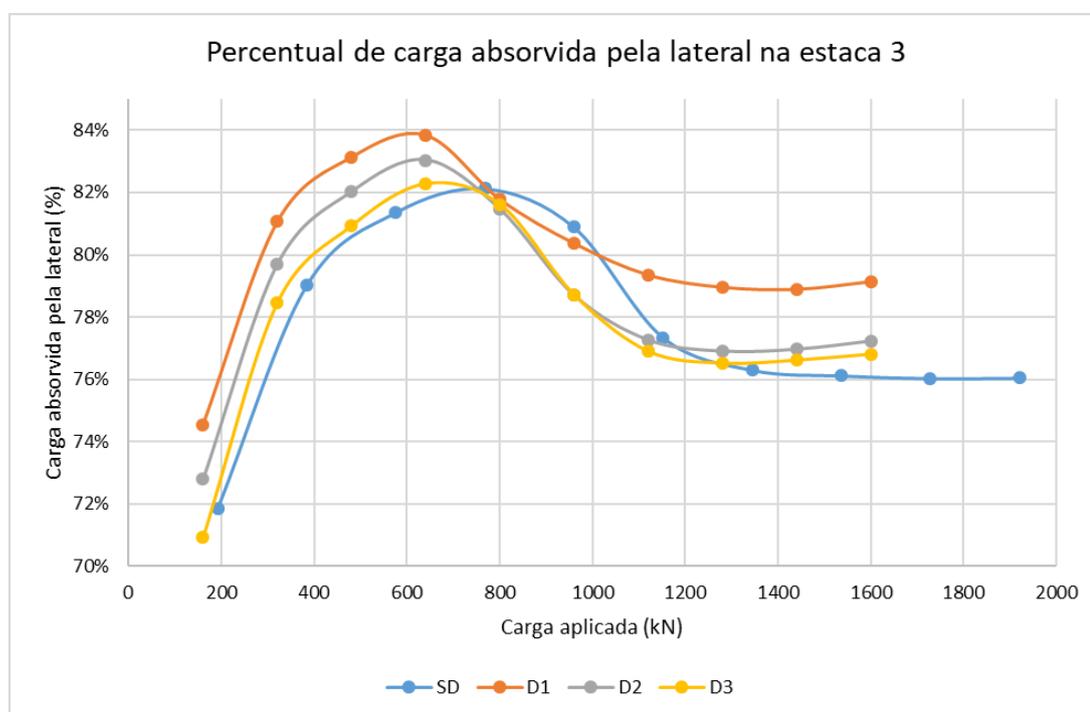
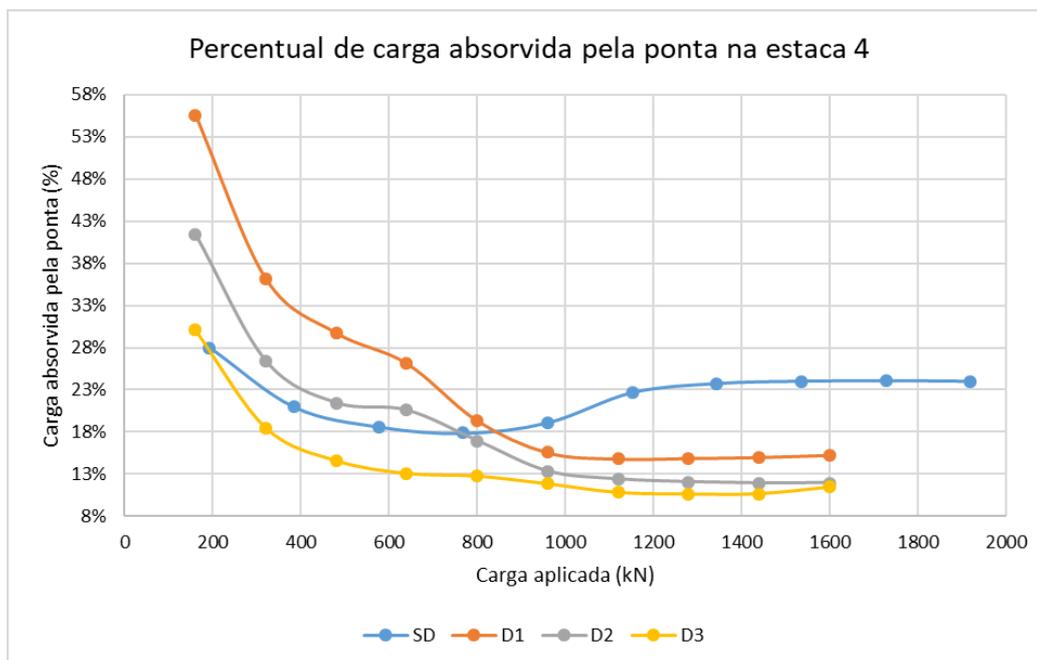
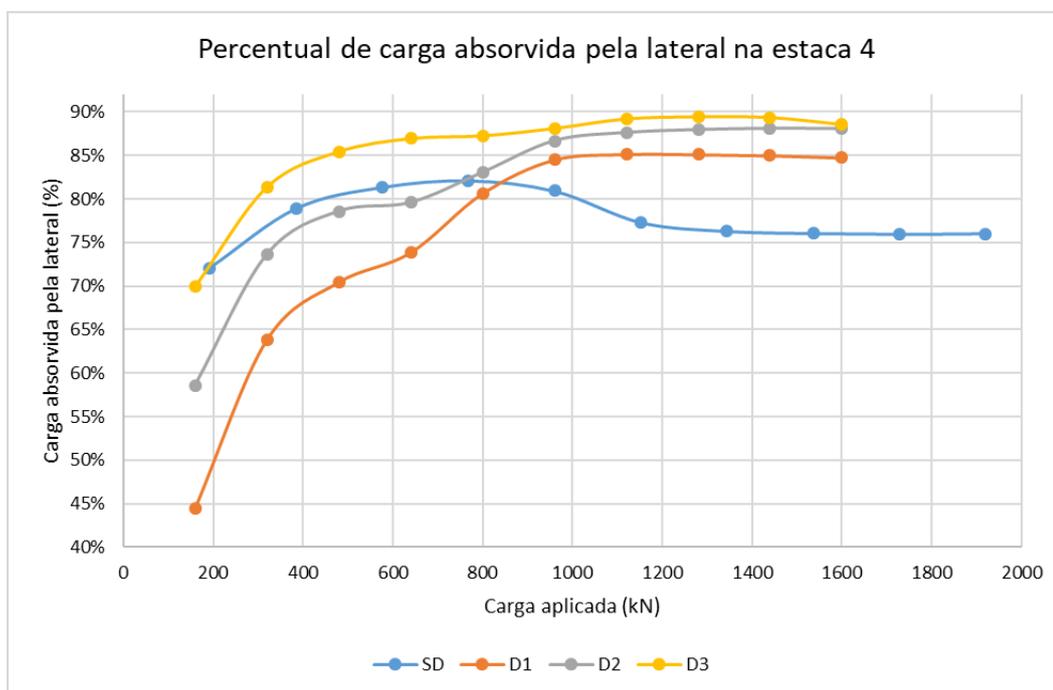


Figura 88: Percentual de carga absorvida pela ponta na estaca 4



Fonte: Autor (2018)

Figura 89: Percentual de carga absorvida pela lateral na estaca 4

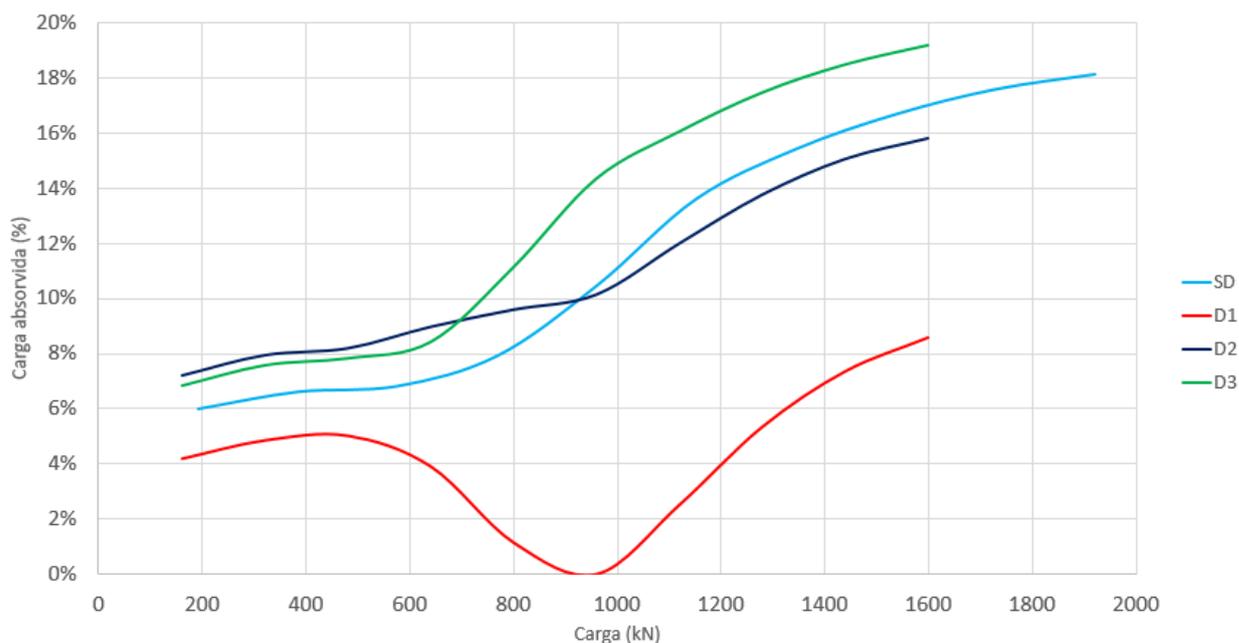


Fonte: Autor (2018)

Através dos valores de carga absorvida pelos blocos (Figura 90), nas situações analisadas, podemos verificar que as fundações D2 e D3 absorveram uma parcela, das cargas aplicadas em cada estágio, equivalente a parcela absorvida pela fundação SD, onde, até um

carregamento próximo aos 700 kN, a parcela absorvida pela fundação SD foi menor do que das fundações D2 e D3. Após esta carga, as curvas das fundações D3 e SD tiveram uma inclinação de ascensão superior ao da fundação D2, e chegaram a apresentar valores superiores ao da fundação D2, que inicialmente apresentava a maior taxa de absorção. A fundação D1 apresentou uma absorção inferior as demais desde os primeiros carregamentos.

Figura 90: Percentual de carga absorvida pelos blocos das fundações D1, D2, D3 e SD

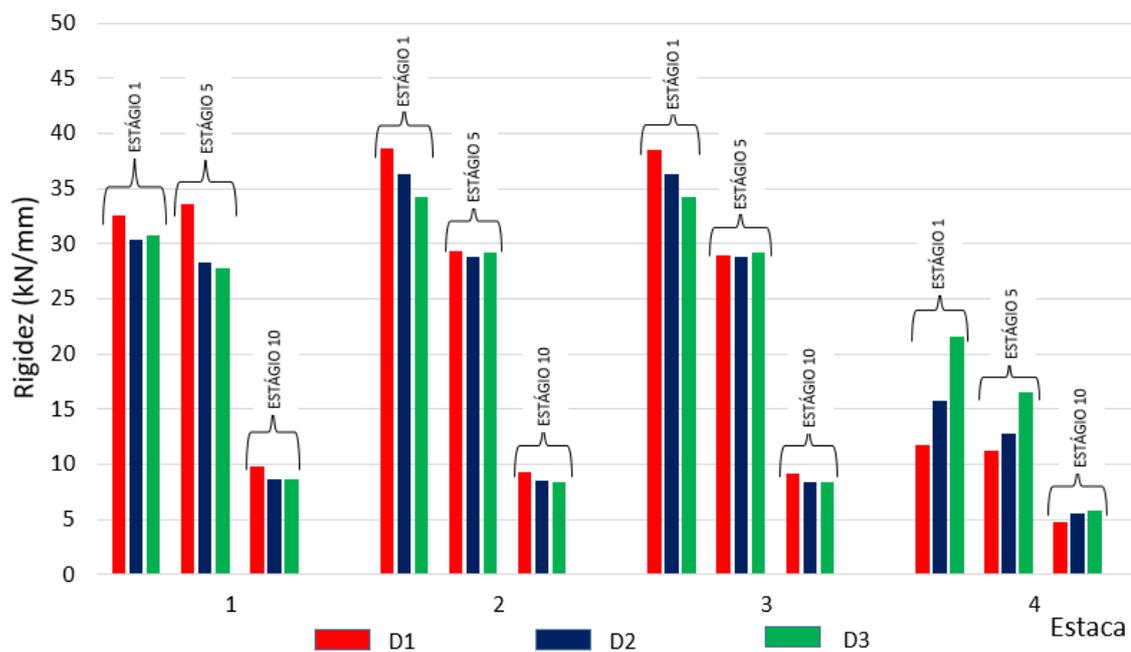


Fonte: Autor (2018)

Ao analisarmos a rigidez das estacas, para os estágios de carregamento 1º, 5º e 10º (Figura 91), é possível observar que as estacas 2 e 3, para cada estágio, apresentam o mesmo comportamento, onde, no estágio 1, a fundação D1 apresenta os maiores valores de rigidez, e, nos estágios seguintes, estes valores ficam praticamente iguais, com uma suave superioridade das fundações D1 e D2 no estágio 5, e da fundação D1 no estágio 10. É possível observar também que estas estacas tendem a apresentar maiores valores de rigidez, ao se comparar com as outras estacas.

Em relação as estacas 1 e 4, podemos constatar que, apesar da fundação D1 apresentar os maiores valores de rigidez na estaca 1, ela apresenta os menores valores na estaca 4, enquanto as fundações D2 e D3 apresentam valores próximos para a estaca 1, e a fundação D3 apresenta os maiores valores de rigidez para a estaca 4, dentre as fundações com defeito. Este comportamento se deve aos menores deslocamentos, para uma mesma carga, se comparado as outras fundações, apresentados pela estaca 4 para a fundação D3.

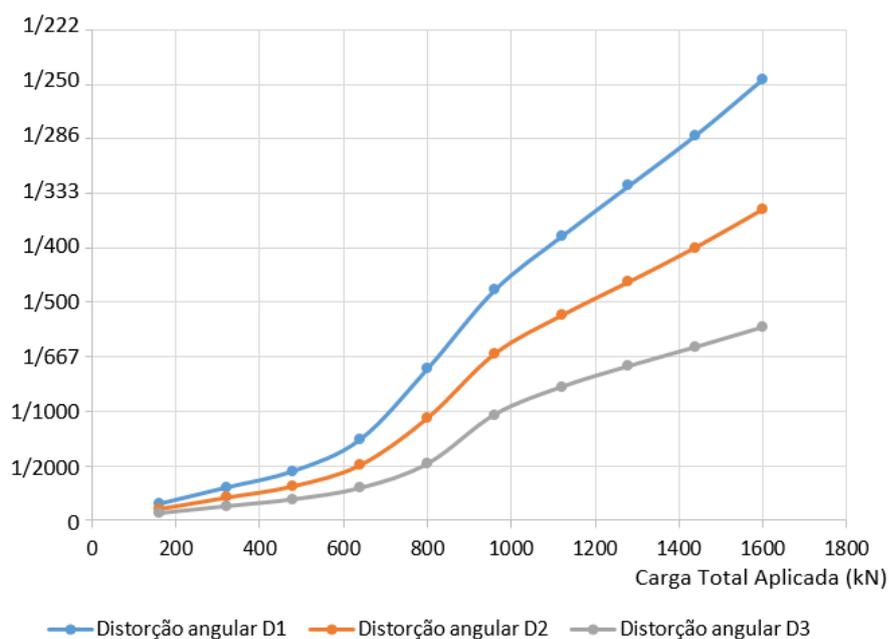
Figura 91: Comparação da Rigidez de cada estaca, entre as fundações analisadas, para os estágios 1º, 5º e 10º



Fonte: Autor (2018)

Ao analisarmos a Figura 92, pode-se verificar que, nas fundações D1 e D2 atingiu-se o limite no qual se ultrapassa o valor de 1/500, que seria o limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras, porém, em nenhuma delas atingiu-se o valor de 1/150, no qual atinge-se o limite em que são temidos danos estruturais nos edifícios em geral.

Figura 92: Valores de distorção angular apresentados nas análises



Fonte: Autor (2018)

5 CONCLUSÃO

Considerando os resultados obtidos nas análises, é possível concluir que uma fundação em bloco sobre estacas com uma estaca defeituosa não sofre uma perda significativa de sua capacidade de carga, já que houveram reduções próximas de 14 % nos valores de carga última e de 5% a 9 % para a carga de ruptura convencionada. Portanto, a variação da profundidade do defeito pouco influenciou na capacidade de carga da fundação.

Nas situações analisadas, as contribuições do atrito lateral nas estacas 1, 2 e 3, ficaram com valores iniciais próximos a 70 %, da carga total absorvida pela estaca, chegando a aproximadamente 80 % nos carregamentos finais, logo, nestas estacas a absorção de carga ocorreu majoritariamente pela lateral, além do que, quanto mais próximo o defeito estava do bloco, maiores foram os percentuais apresentados. O percentual de carga absorvida pela lateral, na estaca 4, nas fundações D1, D2 e D3 foram inicialmente de, 44 %, 59 % e 70 %, respectivamente, atingindo no carregamento de 1600 kN valores de 85 %, 88 % e 89 %, portanto, conclui-se que, para esta estaca, quanto menor a profundidade em que a região defeituosa se situa, menor a absorção pela lateral da estaca.

Como apresentado, a carga de ruptura da região defeituosa é de 353,43 kN, e, visto que as cargas previstas sobre as regiões defeituosas das fundações D1, D2 e D3 foram de 291 kN, 242 kN e 194,5 kN, respectivamente, conclui-se que estas regiões não sofreram ruptura por compressão.

No tocante a distorção angular, como demonstrado, foram observados valores de 1/247, 1/351 e 1/566, no último estágio de carregamento, para as fundações D1, D2 e D3, respectivamente. Portanto, a anomalia não foi suficiente para causar danos estruturais, que se verificam para distorções maiores que 1/150, no entanto, para o caso de um defeito situado próximo ao bloco, a distorção angular pode ser preocupante, podendo causar problemas como, um desaprumo visível em edifícios altos e rígidos, fissuras na estrutura e pequena inclinação em edifícios estreitos, além de consideráveis fissuras na alvenaria.

Em algumas regiões, as tensões de tração resultantes da rotação do bloco, atingiram valores acima de 2500 kN/m², que é a resistência a tração dos elementos íntegros, portanto, conclui-se que houve ruptura por tração nestas regiões.

Por fim, a parcela da carga total aplicada absorvida pelo bloco demonstrou-se significativa, atingindo, quando o topo do defeito se encontra a 3,5 m do bloco, valores de até 19 %. É notável também a tendência de uma redução desta parcela à medida que a região defeituosa se aproxima do bloco. Portanto, conclui-se que estudos mais aprofundados, relativos

a contribuição do contato bloco-solo, poderiam resultar em importantes avanços no que tange a determinação da necessidade de reforço em fundações com estacas defeituosas.

5.1 Sugestões para pesquisas futuras

Visto que o comportamento das fundações está intimamente relacionado com sua geometria, recomenda-se, para pesquisas futuras, a realização de análises em fundações com diferentes números de estacas, procurando também uma maior variação da distância entre as anomalias nos modelos utilizados. Destaca-se a necessidade de um refinamento da malha de elementos finitos, procurando utilizar uma quantidade de elementos que proporcione resultados satisfatórios com um tempo de processamento compensador. Esses estudos poderiam ser complementados com uma análise estrutural das fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122:2010 - Projeto e Execução de Fundações**. 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. 2014.
- AVIZ, L. B. DE M. **Estimativa da capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos e teóricos**, 2006. Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- BEZERRA, J. E. **Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: Conceitos e Aplicações**, 2003. Brasília, Brasil: Universidade de Brasília.
- CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. DE A. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra**. 7ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.
- CARVALHO, D. M. DE C. DE. **Patologias das fundações: fundações em depósitos de vertente na cidade de Machico**, 2010. Funchal, Portugal: Universidade da Madeira.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto Geotécnico**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- CORDEIRO, A. F. B. **Avaliação numérica de reforço de grupo de estacas pela introdução de estacas adicionais**, 2007. Brasília, Brasil: Universidade Federal de Brasília.
- FREITAS NETO, O. DE. **Avaliação experimental e numérica de radiers estaqueados com estacas defeituosas em solo tropical do Brasil**, 2013. Brasília, Brasil: Universidade de Brasília.

MARLE, L.; SANTANA, V. DE; SOUZA, E. S. SUBSIDÊNCIA DO SOLO : O REFLEXO DA EXTRAÇÃO. , p. 95–105, 2016.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

OLIVEIRA, L. M. DE. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**, 2009. São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo.

QUARESMA, A. R.; ALMEIDA, M. S. S.; LUCIANO, D.; QUARESMA FILHO, A. R.; DANZIGER, F. A. B. **Fundações: teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.

SANTANA, C. M. DE. **Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas**, 2008. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro.

SILVA, T. J. da. **Estruturas de concreto armado 2: Blocos**. 2010. 43 slides.

SOUZA, E. G. DE. **Colapso de edifício por ruptura das estacas : estudo das causas e da recuperação**, 2003. São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo.

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