



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA - CTC**  
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PCV**

**LUIZ FERNANDO ANCHAR LOPES**

**APLICAÇÃO DA TEORIA DE CONFIABILIDADE NA  
VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE  
EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS EM PAREDE DE  
CONCRETO COM FUNDAÇÕES EM RADIER**

**MARINGÁ**

**2019**

LUIZ FERNANDO ANCHAR LOPES

**APLICAÇÃO DA TEORIA DE CONFIABILIDADE NA  
VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE  
EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS EM PAREDE DE CONCRETO COM  
FUNDAÇÕES EM RADIER**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza

Co-Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

MARINGÁ

2019

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)**

L864a      Lopes, Luiz Fernando Anchar  
Aplicação da teoria de confiabilidade na verificação do estado limite de serviço de edifícios construídos em parede de concreto com fundações em radier. -- Luiz Fernando Anchar Lopes -- Maringá, 2019.  
150 f. : il., color., figs., tabs.

Orientador(a): Prof. Dr. Rafael Alves de Souza.  
Co-orientador(a): Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, 2019.

1. Interação solo-estrutura. 2. Estado limite de serviço. 3. Paredes de concreto. 4. Construção - confiabilidade. 5. Fundação - radier. 6. Fundação - efeito de grupo. I. Souza, Rafael Alves de, orient. II. Reis, Jeselay Hemetério Cordeiro dos, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil. IV. Título.

CDD 21.ed. 624.15

AHS-CRB-9/1065

LUIZ FERNANDO ANCHAR LOPES

**APLICAÇÃO DA TEORIA DE CONFIABILIDADE NA VERIFICAÇÃO DO  
ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS EM  
PAREDE DE CONCRETO COM FUNDAÇÕES EM RADIER**

Dissertação apresentada à Universidade  
Estadual de Maringá, como requisito parcial para  
a obtenção do título de mestre.

Aprovado em: 13/03/2019

**BANCA EXAMINADORA**



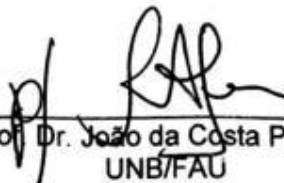
Prof. Dr. Rafael Alves de Souza  
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis  
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Vladmir José Ferrari  
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. João da Costa Pantoja  
UNB/FAU

À minha mãe, Meire.

## Agradecimentos

Ao meu orientador Rafael Alves de Souza e co-orientador Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis pela contribuição, paciência, atenção e dedicação na elaboração deste trabalho.

À engenheira civil Tuany Rodrigues pelo auxílio na elaboração dos perfis geotécnicos.

Ao professor Brian A. Ribeiro de Melo pelo auxílio nos estudos estatísticos.

À Universidade Estadual de Maringá por disponibilizar a estrutura e o suporte durante o período do mestrado.

A CAPES pela bolsa, fundamental para o desenvolvimento do trabalho.

“When the safety of the public becomes threatened by computer misuse, and so few are either willing or able to do anything about it, ethical engineers must stand up and just say NO”

Leroy Z. Emkin.

## Resumo

Os projetos de engenharia devem garantir a segurança atendendo aos requisitos de estado limite último e de serviço de modo que a obra cumpra suas funções estruturais e de utilização. Esses estados limites são usualmente verificados de forma determinista, comparando valores previstos no cálculo do projeto com valores limites estabelecidos nas diversas Normas técnicas ou Códigos de obras. Para o estado limite de serviço as verificações geotécnicas são feitas usando o cálculo dos recalques, recalques diferenciais e distorções angulares. No entanto, esse procedimento não é suficiente para definir a segurança de uma obra pois não considera a variabilidade do maciço de solos e dos materiais envolvidos, bem como, as variabilidades envolvidas na determinação das ações e da transferência de esforços causadas pelo efeito da interação solo-estrutura e do grupo de edificações vizinhas. Esse fato torna-se evidente quando se analisa curvas recalque tempo medidas durante e após a construção que são fortemente influenciadas pelo tipo de fundação e pela rigidez da superestrutura. Deste modo, este trabalho apresenta uma aplicação da teoria de confiabilidade na verificação do Estado Limite de Serviço de Edifícios construídos em paredes de concreto armado com fundações em radier. Considerou-se a distribuição de pressões na base do radier a partir da análise de curvas recalque tempo medidas, o efeito de grupo provocado por edificações assentadas sobre camadas de solo de alta compressibilidade e a interação solo-estrutura na distribuição dos esforços. Para a análise de confiabilidade foi utilizado o conceito da margem, sendo necessário definir parâmetros estatísticos para as distorções angulares medidas e para os valores limites de distorções angulares associados à danos nas edificações. Observou-se que devido à alta rigidez estrutural as probabilidades de ocorrência de grandes danos (distorção angular de 1/300) é pequena, já para danos menores (distorção angular de 1/600) são maiores. O panorama encontrado condiz com o observado nas edificações onde não foram constatados deslocamentos excessivos, fissuras e desaprumos. As análises de efeito de grupo demonstraram que para solos com maior compressibilidade o efeito de grupo é mais pronunciado, porém, também há relação com a rigidez solo estrutura. Com relação à simulação dos recalques, observou-se que o método utilizado consegue representar com fidelidade os dados medidos.

Palavras chave: Interação Solo-Estrutura; Estado Limite de Serviço; Confiabilidade; Paredes de Concreto; Radier; Efeito de Grupo



## Abstract

Engineering designs shall ensure safety by meeting the ultimate limit state and service limit state requirements so that the building fulfills its structural and use functions. These threshold states are usually determined in a deterministic manner, comparing predicted values in the calculation of the project with limit values established in a severous Technical Codes. For the service limit state, the geotechnical checks are done using the calculation of the settlement, differential settlement and angular distortions. However, this procedure is not enough to determine the safety of a building because it does not consider the variability of the soil mass and the materials involved, as well as the variability involved in determining the actions and the transfer of effort caused by the soil structure interaction and the group of neighboring buildings. This fact becomes evident when are analyzed settlements-time curves measured during and after construction that are strongly influenced by the type of foundation and the stiffness of the superstructure. In this way, this work presents an application of the Reliability Theory in the verification of the Service Limit State on Buildings constructed in walls of reinforced concrete with raft foundations. The distribution of pressures at the base of the raft was taken from the analysis of measured settlement-time curves, the group effect caused by seated buildings on high-compressibility soil layers, and the soil-structure interaction in the distribution of stresses. For the reliability analysis, the Margin Theory was used, and it is necessary to define statistical parameters for the requests and for the limit values of settlements and distortions associated with damage to buildings. It was observed that due to the high structural rigidity the probability of great damages occurring (angular distortion of  $1/300$ ) is small, and for minor damages (angular distortion of  $1/600$ ) are larger. The horizon found is consistent with that observed in buildings where no excessive displacements, fissures and cracks were found. The group effect analyzes showed that for soils with greater compressibility the group effect is more pronounced, however, there is also a relation with the soil-structure rigidity. With regard to the settlement simulation, it was observed that the method used can faithfully represent the measured data.

Keywords: Soil-Structure Interaction; Service Limit State; Reliability; Concrete Walls; Raft Foudation; Group Effect.

## *Lista de Figuras*

<i>Figura 1: Planta de forma das sapatas</i>	20
<i>Figura 2: Modelo adotado por Oliveira e Oliveira (2012)</i>	21
<i>Figura 3: Recalques médios para <math>L/B=1</math> e <math>L/B=2</math> com a variação de carregamento</i>	23
<i>Figura 4: Formulação da distribuição de tensões</i>	24
<i>Figura 5: Grid do sistema de diferenças finitas</i>	25
<i>Figura 6: Edificação de paredes de concreto moldadas no local em construção</i>	28
<i>Figura 7: Armaduras nos planos das paredes</i>	30
<i>Figura 8: Modelagem por MEF realizada por Santos (2016)</i>	30
<i>Figura 9: Modelagem simplificada do trabalho de Santos (2016)</i>	31
<i>Figura 10: Métodos de análise de paredes estruturais</i>	31
<i>Figura 11: Modelagem estrutural mista apresentada por Nunes (2011)</i>	32
<i>Figura 12: Métodos de análise de paredes estruturais</i>	33
<i>Figura 13: Modelagem da estrutura utilizando MEF e MEP</i>	33
<i>Figura 14: Esforço normal nas paredes</i>	34
<i>Figura 15: Momento fletor nas paredes</i>	34
<i>Figura 16: Padrão de comportamento de paredes de concreto para fissuras e deflexão</i>	35
<i>Figura 17: Recalque Diferencial e Distorção Angular</i>	37
<i>Figura 18: Danos causados por distorções angulares</i>	37
<i>Figura 19: Limites para distorção angulares</i>	38
<i>Figura 20: Critérios de falha para o estado limite último</i>	40
<i>Figura 21: avaliação do sucesso/insucesso em serviço, <math>\mu</math>, em função do parâmetro de serviço, <math>\lambda</math></i>	41
<i>Figura 22: Recalque de uma fundação superficial</i>	43
<i>Figura 23: Resultado do ensaio triaxial</i>	46
<i>Figura 24: Modelo Hiperbólico</i>	47
<i>Figura 25: Curva Carga - Recalque</i>	48
<i>Figura 26: Representação esquemática do modelo de Winkler</i>	49
<i>Figura 27: Locação dos pontos de monitoramento de recalque</i>	55
<i>Figura 28: Curva Recalque x Tempo antes e após a execução do reforço</i>	56
<i>Figura 29: Curva recalque x tempo</i>	56
<i>Figura 30: Curvas de recalque x tempo</i>	58
<i>Figura 31: Convolução das curvas de Resistência e Solicitação</i>	65
<i>Figura 32: Histograma e Curva Normal</i>	68
<i>Figura 33: Método <math>\beta</math> da confiabilidade</i>	70
<i>Figura 34: Edificação analisada no trabalho de Souza e Reis (2008)</i>	77
<i>Figura 35: Torres em fase de construção e finalizadas analisadas por Bahia (2015)</i>	78
<i>Figura 36: Modelo da estrutura do trabalho de Bahia (2015)</i>	78

<i>Figura 37: Modelagem da estrutura analisada por Dazinger et al. (2005)</i>	80
<i>Figura 38: Estimativas de recalque sem a ISE e valores medidos</i>	81
<i>Figura 39: Estimativas de recalque sem a ISE e valores medidos após calibração do módulo de elasticidade</i>	81
<i>Figura 40: Acréscimo de carga na análise de ISE de Danzinger et al. (2005)</i>	82
<i>Figura 41: Modelo 2D</i>	83
<i>Figura 42: Modelo 3D</i>	83
<i>Figura 43: Sobreposição de tensões em fundações</i>	84
<i>Figura 44: Caracterização do efeito de grupo analisado</i>	85
<i>Figura 45: Percentual de recalques devido à indução da edificação vizinha</i>	85
<i>Figura 46: Desaprumo devido ao efeito de grupo</i>	86
<i>Figura 47: Edificações do estudo de caso</i>	87
<i>Figura 48: Detalhes das fôrmas</i>	88
<i>Figura 49: Edificação tipo do estudo de caso</i>	88
<i>Figura 50: Armação das paredes</i>	89
<i>Figura 51: Radier do estudo de caso</i>	89
<i>Figura 52: Geologia do Grupo A</i>	91
<i>Figura 53: Geologia do Grupo B</i>	92
<i>Figura 54: Geologia do Grupo M</i>	93
<i>Figura 55: Geologia do grupo K</i>	94
<i>Figura 56: Geologia do Grupo L</i>	95
<i>Figura 57: Geologia do Grupo H</i>	96
<i>Figura 58: Geologia do Grupo F</i>	97
<i>Figura 59: Geologia do grupo C</i>	98
<i>Figura 60: Geologia do Grupo D</i>	99
<i>Figura 61: Geologia do grupo G</i>	100
<i>Figura 62: Geologia do Grupo J</i>	101
<i>Figura 63: Geologia do Grupo E</i>	102
<i>Figura 64: Geologia do Grupo I</i>	103
<i>Figura 65: Croqui das áreas de influência sobre cada painel de parede</i>	104
<i>Figura 66: Modelagem da edificação</i>	105
<i>Figura 67: Viga bi-apoiada</i>	107
<i>Figura 68: viga bi-apoiada – exemplo</i>	108
<i>Figura 69: Modelagem da viga com cargas aplicadas nos nós a cada 0,1m</i>	108
<i>Figura 70: Distribuição das cargas nodais sobre o radier</i>	110
<i>Figura 71: Distribuição dos grupos</i>	111
<i>Figura 72: Malha para análise dos recalques</i>	112
<i>Figura 73: Representação esquemática das curvas de olerabilidade</i>	113

<i>Figura 74: Locação do grupos (cotas em metros)</i>	116
<i>Figura 75: Análise do efeito de grupo – D (eixos em metros, recalques em milímetros)</i>	117
<i>Figura 76: Análise do efeito de grupo – C (eixos em metros, recalques em milímetros)</i>	117
<i>Figura 77: Curva Carga x Recalque – Bloco 1 – Grupo C</i>	118
<i>Figura 78: Análise dos recalques</i>	119
<i>Figura 79: Configuração de tensões na análise</i>	119
<i>Figura 80: Locação, curvas de iso-recalque e curvas de probabilidade dos prédios do grupo M</i>	121
<i>Figura 81: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo K</i>	122
<i>Figura 82: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo L</i>	124
<i>Figura 83: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo F</i>	125
<i>Figura 84: Análises de Confiabilidade do grupo H</i>	127
<i>Figura 85: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo H</i>	128
<i>Figura 86: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo E</i>	129
<i>Figura 87: Curvas de iso-recalque e probabilidade, recalques e distorções, e confiabilidade do grupo G131</i>	
<i>Figura 88: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo J</i>	133
<i>Figura 89: Análises de Confiabilidade do grupo J</i>	134
<i>Figura 90: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo I</i>	135

## Lista de Tabelas

<i>Tabela 1: Resultados da análise de Oliveira e Oliveira (2012)</i>	21
<i>Tabela 2: Coeficientes de recalque propostos por Terzaghi (1955)</i>	50
<i>Tabela 3: Coeficientes de recalque propostos por Moraes (1976)</i>	50
<i>Tabela 4: Fases de uma obra de três pavimentos convencionais</i>	54
<i>Tabela 5: Fases de uma obra de 8 pavimento em parede de concreto moldadas no local</i>	55
<i>Tabela 6: Valores referidos ao período de serviço para o índice de confiabilidade</i>	64
<i>Tabela 7: Parâmetros de distribuição de probabilidade de recalques e distorção angular</i>	71
<i>Tabela 8: Efeitos associados à probabilidade de insucesso</i>	72
<i>Tabela 9: Compilação dos parâmetros estatísticos das edificações estudadas</i>	73
<i>Tabela 10: Área de Influência de cada laje sobre o painel</i>	105
<i>Tabela 11: Carga/painel/pavimento (kN/m)</i>	106
<i>Tabela 12: Comparativo dos esforços</i>	109
<i>Tabela 13: Cargas nodais por painel</i>	109
<i>Tabela 14: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo M</i>	120
<i>Tabela 15: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo K</i>	123
<i>Tabela 16: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo L</i>	123
<i>Tabela 17: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo F</i>	126
<i>Tabela 18: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo H</i>	126
<i>Tabela 19: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo E</i>	130
<i>Tabela 20: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo G</i>	132
<i>Tabela 21: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo J</i>	132
<i>Tabela 22: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo I</i>	134

## Lista de Quadros

<i>Quadro 1: Fator de forma e rigidez</i>	43
<i>Quadro 2: Coeficiente <math>\alpha</math> e coeficiente <math>k</math></i>	47
<i>Quadro 3: Índices para ELS irreversíveis</i>	63
<i>Quadro 4: Probabilidade de insucesso x índice de confiabilidade</i>	64
<i>Quadro 5: Análises realizadas por Dazinger et al. (2005)</i>	80

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	16
1.1. OBJETIVOS .....	17
1.1.1. Objetivo Geral .....	17
1.1.2. Objetivos Específicos .....	18
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	19
2.1. FUNDAÇÕES .....	19
2.2. PAREDE DE CONCRETO MOLDADA NO LOCAL .....	27
2.2.1. Modelo Estrutural: Paredes de Concreto Moldadas no Local .....	30
2.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	36
2.3.1. Modelagem do Solo .....	42
2.3.2. Monitoramento de Recalques .....	51
2.3.3. Curvas Recalque x Tempo .....	56
2.4. CONFIABILIDADE .....	58
2.4.1. Conceito de Probabilidade .....	67
2.4.2. Confiabilidade Aplicada ao Estado Limite de Serviço .....	69
2.4.3. Parâmetros das Curvas de Tolerabilidade .....	72
2.5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA .....	74
2.6. EFEITO DE GRUPO .....	84
<b>3. METODOLOGIA</b> .....	87
3.1. CARACTERIZAÇÃO DA OBRA .....	87
3.1.1. Superestrutura .....	87
3.1.2. Fundação .....	89
3.2. DADOS DISPONÍVEIS .....	90
3.2.1. Caracterização do Maciço de Solo .....	90
3.3. ANÁLISES ESTRUTURAIS .....	104
3.4. EFEITO DE GRUPO .....	110
3.5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS RECALQUES .....	112

3.6.	ANÁLISES DE CONFIABILIDADE.....	113
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES .....</b>	<b>116</b>
4.1.	EFEITO DE GRUPO .....	116
4.2.	ANÁLISE DOS RECALQUES .....	118
4.3.	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....	120
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>136</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>139</b>
	Anexo 1 – Código – R – Regressão Linear .....	149



## 1. INTRODUÇÃO

A norma ABNT NBR6122/2010 de Projeto e Execução de Fundações determina que as situações de projeto devem ser verificadas quanto ao estado limite último (E.L.U) e de serviço (E.L.S). Para as fundações, o E.L.U é o estado limite que garante a segurança contra a ruptura ou ruína (ruptura por instabilidade global, deslizamento, tombamento). Enquanto, o E.L.S é definido como o estado limite em que se garante a segurança contra máximos deslocamentos e deformações suportados pela superestrutura e que comprometem o seu uso.

Para Phoon *et al.* (2008), o estabelecimento de um fator de segurança elevado não afasta a obra da condição de ruína. Isso se deve aos projetos de engenharia serem repletos de variáveis de natureza randômica, fazendo com que metodologias determinísticas não forneçam um panorama adequado para a análise da segurança das obras.

Para garantir a segurança em relação ao estado limite último são aplicados fatores de segurança parciais às resistências dos materiais e às solicitações. A verificação do estado de serviço é feita de modo que o valor do efeito das ações (recalques, distorções angulares) seja menor que um valor limite aceitável para a utilização da obra (recalque admissível, distorção angular que não cause fissuras).

Diversos autores estabelecem limites para as condições de serviço da estrutura, dentre eles Cintra *et. al.* (2011), Vargas e Silva (1973), Johnson (1989), Bjerrum (1963) e o Código Técnico de la Edificación de Madri. Esses limites são associados a um dano à estrutura. Para as distorções angulares valores na ordem de 1/300 ocasionam o aparecimento de fissuras na alvenaria, valores de 1/250 aparecem fissuras na estrutura e para valores de 1/150 já são temidos danos estruturais.

Os valores limites dentro do E.L.S não são definidos para analisar estruturas específicas. Em casos de tipologias construtivas ou geometrias não convencionais os valores limites não apresentam representatividade, podendo ser muito conservadores em alguns casos ou pouco conservadores em outros.

De acordo com Gilbert (2011), para satisfazer os estados limites de serviço, uma estrutura de concreto deve garantir a função para qual foi projetada durante toda sua vida útil. A deflexão excessiva não deve prejudicar a função da estrutura ou ser esteticamente inaceitável. Fissuras não devem ser desagradáveis ou ter grande abertura que venham a propiciar o ataque de agentes nocivos que acarretem problemas de durabilidade.

A metodologia apresentada pela norma ABNT NBR6122/2010 para avaliação do estado limite de serviço não leva em conta adequadamente as variabilidades do solo, que é o material da engenharia civil que mais apresenta variabilidade nos seus parâmetros devido aos processos de sua formação ao longo dos séculos. Portanto, essa norma garante a confiabilidade da fundação garantido as verificações do E.L.U e E.L.S de forma determinista.

Cabral, Danzinger e Pacheco (2011) chamam a atenção para que, diversas estimativas de projeto geotécnico costumam envolver uma série de incertezas. Estas incertezas decorrem de variações espaciais das propriedades do solo, limitações das investigações geotécnicas, simplificações nos modelos de cálculo, entre outras. A análise da confiabilidade permite que se mapeie e se avalie as incertezas envolvidas.

Na teoria de confiabilidade exige-se que seja determinada a probabilidade de ocorrência de um determinado evento. Essa probabilidade só pode ser obtida através da análise de variabilidade da solicitação e da reação dos elementos isolados que compõe o sistema e posterior combinação.

No cenário internacional as análises de confiabilidade são amplamente empregadas em normas desde a década de 90, como as normas EN1990:2002 Eurocode Basis of Structural Design e a norma AS/NZS4360:1995 Risk Management da Austrália e Nova Zelândia.

De acordo com Hachich (2018) o futuro pertence seguramente ao projeto com abordagem de confiabilidade, que apresenta o índice ( $\beta$ ) como indicador único da confiabilidade. O que ainda impede a aplicação plena dessa metodologia é a incapacidade de quantificar todas as variabilidades envolvidas no projeto.

Portanto, este trabalho tem como objetivo principal apresentar uma aplicação da Teoria da Confiabilidade na verificação do Estado Limite de Serviço de edifícios construídos em parede de concreto com fundações em radier.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1. Objetivo Geral

Aplicação da Teoria de Confiabilidade na verificação do Estado Limite de Serviço de edifícios construídos em parede de concreto com fundações em radier.

### **1.1.2. Objetivos Específicos**

Para se obter o objetivo geral, adotou-se os seguintes objetivos específicos:

- Fazer a compilação e a interpretação dos dados de recalque para construção das curvas recalque-tempo medidas nas edificações obtendo os módulos de elasticidade dessas curvas;
- Aplicar o modelo de Winkler para simular os recalques medidos utilizando os módulos de elasticidade obtidos anteriormente;
- Obter a média, desvio padrão e a forma da curva de probabilidade das distorções angulares medidas através de regressão linear;
- Definir parâmetros estatísticos toleráveis para o estado limite de serviço. A média a partir dos valores utilizados na literatura para distorções angulares e o desvio padrão a partir da variabilidade da resistência à compressão do concreto estrutural;
- Aplicar o conceito de confiabilidade ao estado limite de serviço, utilizando como curvas de resistência os parâmetros toleráveis obtidos e como curva de resistência os parâmetros de distorção reais obtidos por regressão linear;

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1. FUNDAÇÕES

Segundo a ABNT NBR6122:2010, as fundações são responsáveis por transferir ao solo as cargas provenientes da estrutura. Uma fundação bem projetada garante que não haja ruptura do solo, da estrutura de fundação e que não ocorram inclinações e recalques.

As fundações profundas transmitem a carga ao terreno pela base ou pela superfície lateral e devem ser apoiadas à uma profundidade superior à duas vezes a menor dimensão em planta ou no mínimo três metros.

As fundações rasas ou diretas são elementos em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, a cota de assentamento não deve ser superior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Existem diversos tipos fundações rasas, dentre elas destacam-se as sapatas e o radier.

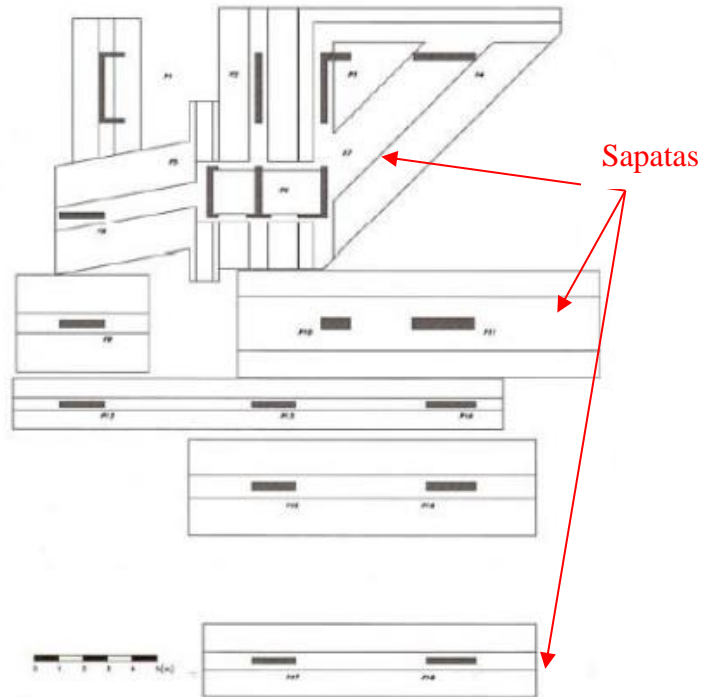
A sapata é um elemento de fundação superficial de concreto armado dimensionadas para resistir à esforços de tração. As sapatas recebem um ou mais pilares da edificação, mas não todos. Já os raders são elementos que recebem grande parte ou a todos os carregamentos de uma obra.

Segundo Pellissier (1997), os raders rígidos são uma solução econômica na construção de pequenas edificações e em solos ativos. Porém, a análise dos raders para embasar metodologias de cálculo são em alguma parte empíricas, devido a isso a sua aplicação direta fica prejudicada, sendo necessárias considerações para cada caso específico.

Para proporcionar economia a obra através de soluções técnicas a engenharia tem buscado alternativas à utilização de fundações profundas. Uma dessas alternativas é a utilização de melhoramento do solo da camada superficial na tentativa de utilizar fundação superficial. Faro e Consoli (2014) propõem equações para dimensionamento de fundações superficiais que leva em conta um recalque relativo de 3%. Observou-se uma convergência do método proposto com resultados de campo, concluindo que a metodologia proposta para consideração de camadas artificialmente cimentadas é válida.

Cavalcanti, Gusmão e Sukar (2016) apresentam um caso de obra na Região Metropolitana de Recife que tem seu desempenho avaliado, com estrutura aporticada de concreto armado com 26 lajes e 62 pilares e a fundação composta por sapatas assentadas à uma profundidade de 5 metros (Figura 1).

Figura 1: Planta de forma das sapatas



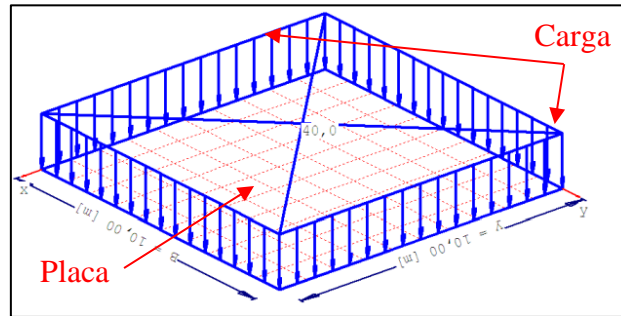
Fonte: Cavalcanti, Gusmão e Sukar (2016)

Portanto, as fundações diretas são utilizadas como solução técnica para resolver problemas de engenharia de forma econômica e garantindo o desempenho estrutural. O desempenho estrutural de uma fundação superficial é função direta de sua rigidez, de sua forma geométrica e do modelo de cálculo adotado.

#### a) Rigidez

Oliveira e Oliveira (2012) realizaram uma avaliação da influência da rigidez do radier no comportamento dos recalques máximos, mínimos e médios. Os autores modelaram o problema com a utilização do software ELPLA (Elastic Plate). Esse software, através do método dos elementos finitos, permite variar a espessura das placas conseqüentemente sua rigidez. O carregamento foi obtido através da consideração de uma carga de 10 kN/m<sup>2</sup> por pavimento para quatro pavimentos, totalizando 40 kN/m<sup>2</sup> distribuídos de acordo com a Figura 2.

Figura 2: Modelo adotado por Oliveira e Oliveira (2012)



Fonte: Oliveira e Oliveira (2012)

Os autores obtiveram valores para recalques que demonstraram um menor coeficiente de variação e um menor desvio padrão quanto mais era aumentada a rigidez da placa conforme demonstrado na Tabela 1.

Tabela 1: Resultados da análise de Oliveira e Oliveira (2012)

Espessura (m)	Recalques (mm)			Desvio Padrão (mm)	Coeficiente de Variação (%)
	Máximo	Médio	Mínimo		
0,15	1,79	1,74	1,6	0,5	2,87
0,25	1,88	1,84	1,77	0,3	1,63
0,4	2,02	1,99	1,96	0,15	0,75
0,5	2,11	2,1	2,08	0,1	0,48

Fonte: Oliveira e Oliveira (2012)

Essa análise realizada pelos autores demonstra que o aumento da espessura do radier proporciona uma menor dispersão nos valores de recalque. Isso é utilizado quando se deseja uniformizar os valores de recalque e obter menores recalques diferenciais e distorções angulares para a estrutura, evitando assim patologias decorrentes desses fenômenos.

Para determinar se uma fundação é rígida ou flexível, Shule e Simmer (1970) determinam que quando o coeficiente de rigidez ( $K'$ ) é maior que 0,5 e flexível quando  $0 < K' < 0,5$ . Esses valores de  $K'$  podem ser obtidos pelas seguintes relações:

$$K' = \frac{EI}{E_s B^3 L}, \text{ para rigidez global e,} \quad \text{Equação 1}$$

$$K' = \frac{E}{12E_s} \left( \frac{d}{B} \right)^3, \text{ para rigidez de placas retangulares} \quad \text{Equação 2}$$

Sendo EI a rigidez da estrutura,  $E_s$  módulo de compressibilidade do solo, B a base da fundação, L a largura da fundação, d a espessura da placa de fundação.

Son e Cording (2005) desenvolveram uma relação com base em dados de campo que leva em consideração essa rigidez (Equação 3). Essa relação foi desenvolvida para edificações em paredes estruturais com presença de aberturas em um estudo sobre a influência das distorções angulares em uma edificação submetida a uma escavação nas suas proximidades.

$$\text{Rigidez}_{\text{relativa}} = \frac{E_{\text{solo}}L^2}{G_{\text{edific}}Hb} \quad \text{Equação 3}$$

Onde  $E_{\text{solo}}$  é o módulo de elasticidade na região de influência da fundação; L é a altura do edifício solicitada pelas movimentações do maciço;  $G_{\text{edific}}$  é o módulo de cisalhamento do edifício; H é a altura do edifício e; b é a espessura das paredes da edificação.

A rigidez dos radiers analisados no presente trabalho é fixa devido à repetição das dimensões em todos os prédios. Pela alta rigidez esperava-se que os recalques diferenciais fossem pequenos, e conseqüentemente as distorções angulares também fossem pequenas. Isso foi observado na maioria dos casos.

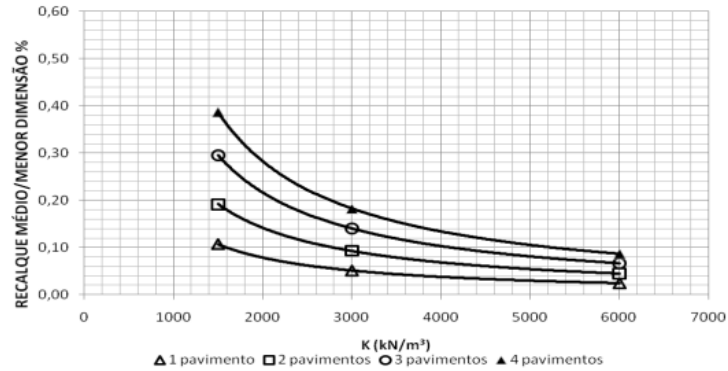
#### b) Relação L/B

Oliveira, Gusmão e Ferreira (2012) avaliaram a influência da rigidez do solo quando analisadas as interações com a placa e os recalques. Foram utilizados coeficientes de recalque na ordem de 1500 kN/m<sup>3</sup>, 3000 kN/m<sup>3</sup> e 6000 kN/m<sup>3</sup> variando o carregamento aplicado de 10 kN/m<sup>2</sup> até 40 kN/m<sup>2</sup> e também radier quadrados (L/B=1) e retangulares (L/B=2).

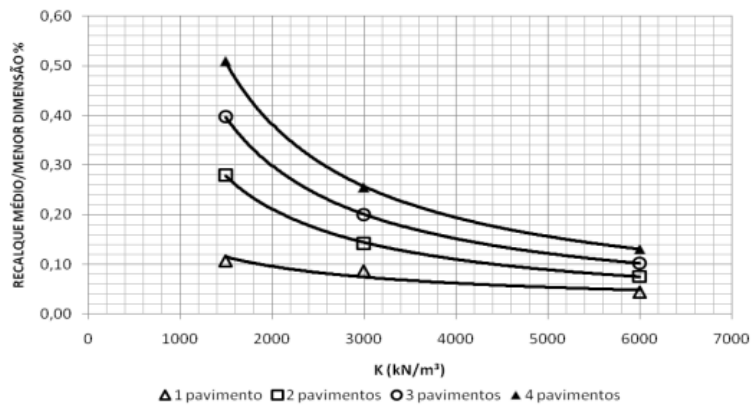
Os autores observaram que os recalques foram maiores quando uma das dimensões da placa é preponderante em relação à outra conforme demonstrado na Figura

3a (L/B=1) e Figura 3b(L/B=2). Também foram observadas maiores dispersões para os menores carregamentos.

Figura 3: Recalques médios para L/B=1 e L/B=2 com a variação de carregamento



a)



b)

Fonte: Oliveira, Gusmão e Ferreira (2012)

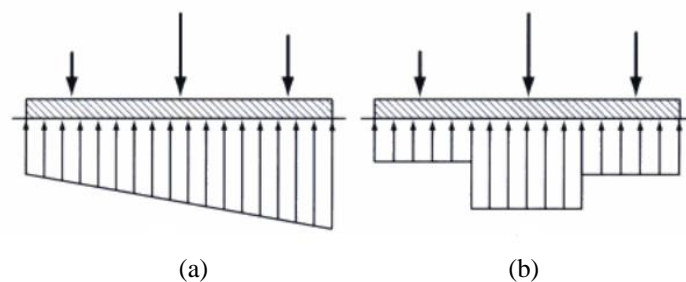
### c) Modelo Adotado

De acordo com Lopes (1998), um radier pode ser dimensionado segundo a hipótese estática. Essa hipótese é assim chamada devido ao equilíbrio entre carregamento e pressões de contato, não fazendo nenhuma relação entre os recalques e os carregamentos.

A Figura 4a representa uma distribuição linear das tensões e a aplicação se dá para radiers rígidos, a Figura 4b representa a distribuição linear nas áreas de influência da aplicação de carga e é mais aplicável à radiers considerados flexíveis.



Figura 4: Formulação da distribuição de tensões



Fonte: Lopes (1998)

Outra forma de dimensionamento do radier é através do uso da hipótese de Winkler, que considera a fundação como uma cama de molas. Essa hipótese proporciona a obtenção não apenas dos esforços internos, mas também de deslocamentos. Baseia-se na interação entre as reações do solo, esforços e deslocamentos. Quando há a estabilização dos valores iterados têm-se os valores ideais de sollicitação para realizar o dimensionamento do radier.

De acordo com Santos (1987), os principais métodos para dimensionamento de radier são:

- Método das Diferenças Finitas
- Método da Grelha sobre Base Elástica
- Método da Viga sobre Base Elástica
- Método dos Elementos Finitos
- Método do ACI (20)

O método das diferenças finitas consiste em resolver equações diferenciais parciais de quarta ordem para entender o comportamento de uma placa delgada finita apoiada em um meio elástico-linear.

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = \frac{p}{D} - \frac{k_0 w}{D}$$

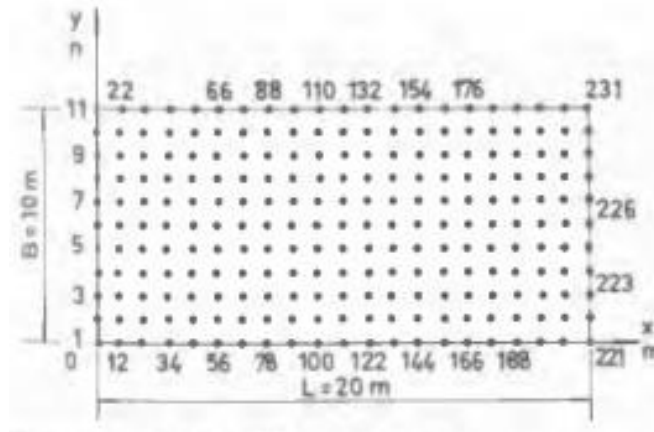
Sendo  $D$  a rigidez a flexão da placa,  $p$  a carga aplicada e  $k_0$  o módulo de Winkler.

O modelo de grelha e de viga sobre base elástica é representado pelos trabalhos de Milovic e Djogo (1997) e Dória e Lima (2008).

Milovic e Djogo (1997) apresentaram uma forma para determinação dos recalques, momentos fletores, esforços normais e também as reações de apoio em qualquer ponto de um radier quadrado e retangular. Para modelagem do maciço de solos foi considerado um espaço semi-infinito com propriedades elásticas e isotrópicas.

A formulação teórica de Milovic e Djogo (1997) se inicia com a discretização do radier de forma a serem colocadas linhas paralelas na direção x e na direção y com distâncias entre si denominadas  $\lambda_x$  e  $\lambda_y$  conforme pode-se observar na Figura 5.

Figura 5: Grid do sistema de diferenças finitas



Fonte: Milovic e Djogo (1997)

Ainda pela formulação teórica de Milovic e Djogo (1997), a deflexão de um radier sollicitado por um força  $p(x,y)$  pode ser dada pela relação da Equação 5:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x,y) - q(x,y)}{D} \quad \text{Equação 5}$$

Onde  $w=w(x,y)$  e é uma função não conhecida do deslocamento vertical no centro da placa e  $q$  é uma função não conhecida das reações de apoio. Já a rigidez à flexão da placa ( $D$ ) é dada pela Equação 6 onde  $h$  é a espessura da placa.

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \quad \text{Equação 6}$$

Através da matriz abaixo é possível obter um sistema de equações algébricas lineares.

$$[A] \cdot \{w\} = \frac{\lambda_x^4}{r^2 \cdot D} \cdot [\{p\} - \{q\}] \quad \text{Equação 7}$$

Onde  $[A]$  é uma matriz dos coeficientes do sistema linear de equações,  $\{w\}$  é uma matriz unidimensional de deslocamentos verticais,  $\{p\}$  é uma matriz unidimensional de forças nodais aplicadas,  $\{q\}$  é uma matriz unidimensional de reações.

A relação entre os vetores desconhecidos  $\{w\}$  e  $\{q\}$  podem ser dados pela seguinte relação onde  $[F]$  é a matriz para os deslocamentos em um ponto da placa:

$$\{w\} = [F] \cdot \{q\} \quad \text{Equação 8}$$

De acordo com Milovic e Djogo (1997), através da Equação 8 é possível calcular os recalques e as reações de apoio para todos os pontos do radier. Após isso é possível se obter as forças normais, os momentos fletores e o torque.

Com esse estudo, os autores chegaram à conclusão que a rigidez relativa da laje de fundação exerce influência considerável sobre os recalques, reações de apoio, momentos fletores, esforço normal. Portanto a rigidez relativa deve ser levada em conta no dimensionamento do radier. Outra conclusão observada foi a espessura da camada compressível que exerce influência significativa no desenvolvimento dos recalques e dos momentos fletores.

Pellissier (1997) chama atenção para a especificidade de cada local, que deve ser levada em conta quando se deseja realizar o dimensionamento de um radier. O autor apresenta um modelo voltado para estruturas sobre argilas expansivas, que leva em conta uma previsão dessa expansão. É levado em conta na metodologia elaborada pelo autor para o dimensionamento de radiers: a determinação das propriedades de expansão do solo, a distribuição da sucção abaixo do radier e a espessura da camada de solo mobilizada abaixo da fundação.

As propriedades de expansibilidade do solo necessárias para o dimensionamento do radier são a expansão livre e a expansão do solo saturado. A melhor forma de entender o comportamento do solo quanto à expansividade é avaliando amostras indeformadas. Também é possível avaliar a expansividade através de equações empíricas.

A distribuição da sucção abaixo do radier é afetada por inúmeros fatores, portanto deve-se observar o cenário mais desfavorável. E para a camada de solo mobilizada o autor faz uma adaptação à metodologia de placa sobre molas.

Dória e Lima (2008) avaliaram um radier através da analogia de grelha que consiste em dividir o radier em barras equivalentes compostas por elementos de barra que representem uma faixa da laje de acordo com a abertura escolhida. Os autores analisaram uma edificação de 3 pavimentos utilizando a analogia de grelha.

Primeiro definiram um espaçamento de 100cm entre as barras da grelha e elaboraram curvas de iso-deslocamento e concluíram que os resultados obtidos não foram consistentes pois os deslocamentos se deram de forma assimétrica mesmo as cargas e o lançamento da grelha sendo simétricos.

Em uma segunda análise os autores discretizaram o radier com espaçamento de 50cm que é comumente empregado em projetos desse tipo. Porém, os deslocamentos observados continuaram com determinada assimetria atípica de acordo com o resultado esperado.

Em uma terceira análise adotando espaçamento de 30cm conforme especificado na literatura observada pelos autores observou-se uma simetria nas curvas de iso-deslocamentos e também o ponto de recalque máximo no centro do radier que era esperado devido à distribuição simétrica das cargas.

O método do ACI (20) é baseado na solução de Westergaard que trata sobre placas de pavimentos apoiadas sobre um meio elástico linear. Para este caso a equação que rege o comportamento de uma placa delgada apoiada sobre um solo com  $k_0$  uniforme é:

$$D \left( \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} \right) + k_0 w = 0$$

Foi adotado o modelo de Milovic e Djogo (1997) para simular o comportamento dos radiers estudados no presente trabalho. Esse modelo foi adotado devido à necessidade de simular o comportamento em determinados pontos de deslocamento conhecido, através da medição de recalques.

## 2.2. PAREDE DE CONCRETO MOLDADA NO LOCAL

Os sistemas de parede de concreto moldadas no local começaram a ser adotados em larga escala por construtoras brasileiras após a liberação de diversas linhas de crédito do governo federal em 2011. A necessidade de construir com maior velocidade fez com

que as empresas buscassem alternativas capazes de suprir essa demanda também com baixo custo.

Esse sistema, de acordo com Nunes (2011), já é amplamente adotado em países como Chile, Colômbia e México devido à necessidade que esses locais enfrentam de prevenir danos ocasionados por ações sísmicas.

Essas edificações, na maioria dos casos, não apresentam pilares e vigas. As solicitações são suportadas pelos painéis das paredes e transmitidas às fundações. Esse sistema apresenta vantagens em relação à velocidade e custo, mas também em relação a sua forma monolítica. O encaminhamento das tensões ocorre de forma uniforme nos planos das paredes fazendo com que a resposta da estrutura seja interativa, diferente das estruturas com vigas e pilares, onde há uma preocupação com o encontro de diferentes elementos. A tipologia pode ser observada na Figura 6.

Figura 6: Edificação de paredes de concreto moldadas no local em construção



Fonte: Do Autor (2015)

No Brasil, atualmente há uma norma específica que trata sobre essa tipologia estrutural, a ABNT NBR16.055:2012. Segundo essa norma, a definição de paredes de concreto moldado no local é: um elemento estrutural autoportante, moldado no local, com comprimento dez vezes maior que sua espessura e capaz de suportar carga no mesmo plano da parede. Ela também estabelece que o comportamento da estrutura possa ser considerado como elástico-linear, quando para cada incremento de tensão há um incremento de deformação e que toda deformação é recuperável após o descarregamento.

Dentre os requisitos de projeto tem-se especial atenção para:

## 1) Concreto

Alguns pontos devem ser observados na escolha das características do concreto desse tipo de edificação devido à concretagem de paredes e lajes ocorrer ao mesmo tempo e a desforma ser feita de forma rápida.

1. A resistência à compressão característica aos 28 dias, de acordo com as ABNT NBR6118:2014 e ABNT NBR16055:2012, não deve ser inferior à 25MPa. Porém devido à necessidade de desforma rápida para ganhos de produtividade é necessário que a resistência à compressão com 14 horas a partir da concretagem seja de 3MPa.
2. A trabalhabilidade, medida através do teste de abatimento do tronco de cone pela ABNT NBR NM 67:1998 deve estar em um intervalo entre 180 e 230 mm. Quando medida pelo espalhamento do concreto através da ABNT NBR 15823-2:2017 deve estar entre 660 e 750 mm.
3. O módulo de elasticidade deve ser observado para cálculo dos dias necessários de escoramento das lajes maciças.
4. A utilização de fibras, normalmente de nylon, se faz necessária para auxiliar no controle de fissurações excessivas nos planos das paredes.
5. O cimento utilizado nesse tipo de edificação deve ser o CPV, pois além de auxiliar no alcance de altas resistências nas primeiras idades sua característica extremamente fina proporciona uma melhor compactação auxiliando na manutenção da durabilidade da estrutura.

## 2) Armação

Devido à necessidade de produtividade alta o tempo necessário para posicionar as armaduras não deve ser grande. Por isso a armação normalmente é feita com telas soldadas, podendo as mesmas estar no plano das paredes (Figura 7) ou quando necessário em duas camadas próximas à face obedecendo ao cobrimento indicado pela classe de agressividade ambiental da ABNT NBR6118:2014. São feitos reforços de barras isoladas nos encontros das aberturas de forma a evitar fissuração excessiva devido à concentração de esforços de tração.

A taxa de armadura ( $\rho$ ) indica a razão entre a área de aço e a área de concreto. Segundo a ABNT NBR 16055:2012, essa razão não deve ultrapassar 1% a fim de garantir

a estabilidade da armadura vertical através do confinamento entre armadura e concreto que em pilares é garantida pelos estribos.

Figura 7: Armaduras nos planos das paredes



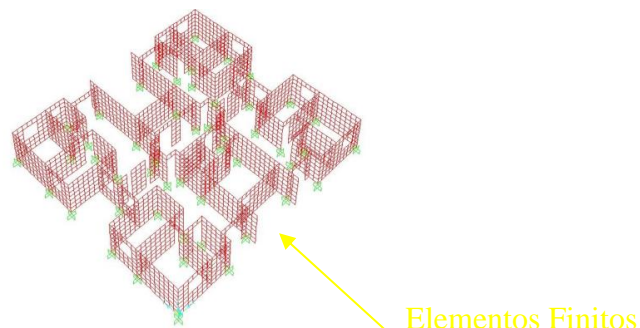
Fonte: Do Autor (2015)

### 2.2.1. Modelo Estrutural: Paredes de Concreto Moldadas no Local

Nunes (2011), Santos (2016) e Braguim e Bittencourt (2014) realizaram análises de modelagem completa da edificação por MEF, modelos simplificados e modelos mistos. Os autores afirmam que há a necessidade de se fazer essa análise mais complexa para obter valores de referência para comparação com o método simplificado.

Santos (2016) elaborou uma rotina que consistia em modelar toda a estrutura por elementos de superfície e analisar o comportamento de cada elemento de parede frente às solicitações. Um exemplo de uma das modelagens realizada por Santos (2016) está apresentado na Figura 8.

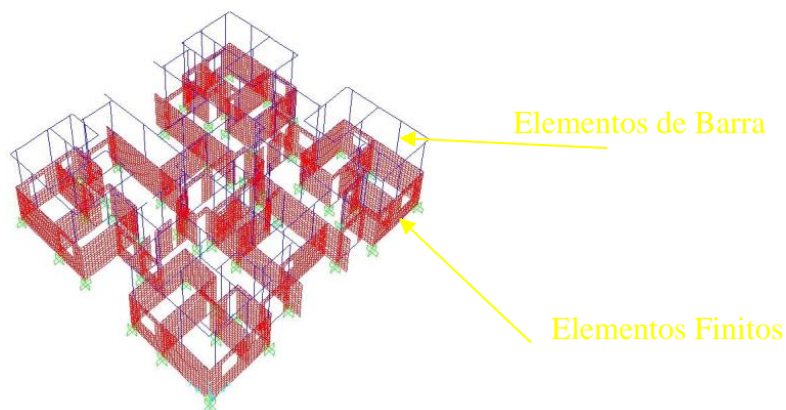
Figura 8: Modelagem por MEF realizada por Santos (2016)



Fonte: Santos (2016)

Santos (2016) também analisou a estrutura de forma simplificada com a utilização de elementos de barra, conforme a Figura 9.

Figura 9: Modelagem simplificada do trabalho de Santos (2016)



Fonte: Santos (2016)

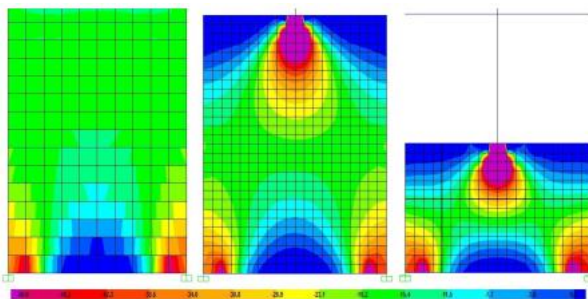
Foram realizadas em seu trabalho comparações entre edifícios de planta baixa quadrada e planta baixa alongada. Também foram variados a quantidade de pavimentos e os métodos de análise.

A análise de Santos (2016) proporcionou uma observação da resposta de modelos diferentes na representação dessa tipologia estrutural tão peculiar. De acordo com o autor, é necessário utilizar elementos finitos de casca nos primeiros pavimentos para representar com fidelidade o comportamento da rigidez da estrutura.

Santos (2016) concluiu que a consideração de um modelo simplificado fornece resultados para forças normais ruins ou bons em 72% das paredes quando comparados ao modelo de casca. E apenas 28% considerados excelentes.

Após fazer uma variação, adotando um modelo de misto com elementos finitos de casca nos primeiros pavimentos e simplificado nos demais (Figura 10) se observou que a média da diferença entre as cargas normais (do modelo de casca para o simplificado) caiu mais de 50% e que os resultados foram considerados ótimos para cargas normais em 62% das paredes analisadas.

Figura 10: Métodos de análise de paredes estruturais

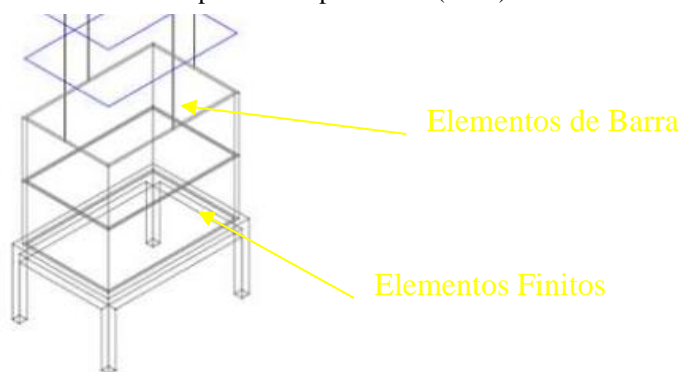


Fonte: Santos (2016)



Nunes (2011) realizou análises considerando o modelo estrutural misto, ou seja, com partes da edificação modeladas através de barras e partes através de elementos finitos de superfície. Isso foi realizado na tentativa de avaliar a proximidade do comportamento entre um método mais refinado (MEF) e o método mais simplificado de barras. A modelagem realizada por Nunes (2011) está apresentada na Figura 11.

Figura 11: Modelagem estrutural mista apresentada por Nunes (2011)



Fonte: Nunes (2011)

Essa modelagem da Figura 11 foi realizada com modelos de casca nos dois primeiros pavimentos para preservar o arco formado nos andares mais carregados. A situação peculiar da análise de Nunes (2011) é a adoção de uma estrutura sem a presença de aberturas. Esse fato dispensou a presença dos lintéis que ficam presentes abaixo ou acima das aberturas diferente do trabalho de Santos (2016)

De acordo com Liu et. all (2010), é possível utilizar três métodos na tentativa de análise de paredes estruturais. São eles: barras equivalentes (b), múltiplas barras verticais (c) e elementos de casca (d) demonstrados na Figura 12.

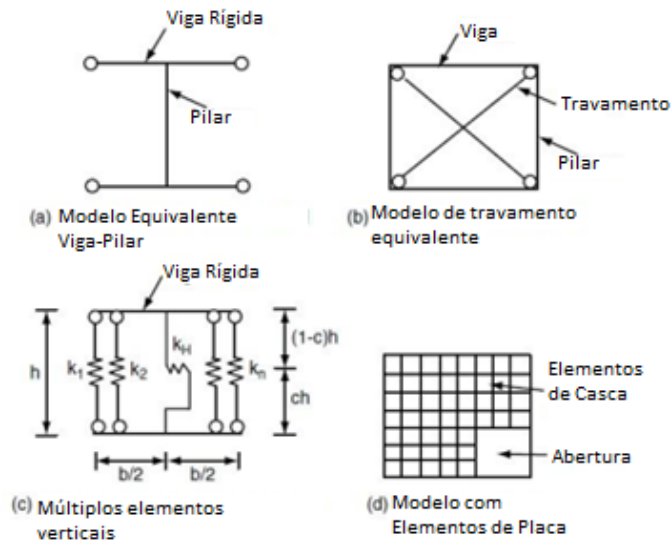
A crescente evolução da capacidade computacional cada vez mais propicia a utilização de elementos mais complexos na análise. Devido a isso vem crescendo a utilização de elementos de superfície. Esse refino do método de análise proporciona projetos mais realistas, precisos e com maior confiabilidade.

Com isso se chegou à conclusão que a adoção de um modelo de elementos de casca nos dois primeiros pavimentos e barras nos demais se mostra satisfatório quanto ao traçado do encaminhamento das tensões conforme a Figura 10.

Braguim e Bittencourt (2014) realizaram a análise de uma edificação no modelo estrutural paredes de concreto moldadas no local. Foram utilizados elementos finitos de casca (MEF) para obter valores de referência, pois segundo os autores, esse modelo é o

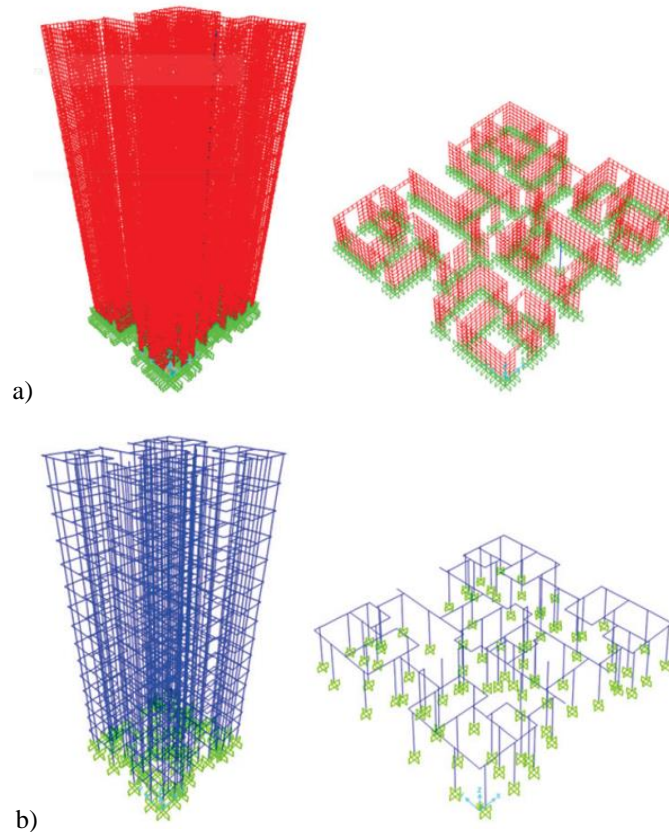
mais refinado atualmente e está apresentado na Figura 13a. Também foram realizadas análises através de elementos de barra formando pórticos espaciais (MEP) que está representado na Figura 13b. Não foi considerada pelos autores a interação solo estrutura.

Figura 12: Métodos de análise de paredes estruturais



Fonte: Adaptado de Liu *et al.* (2010)

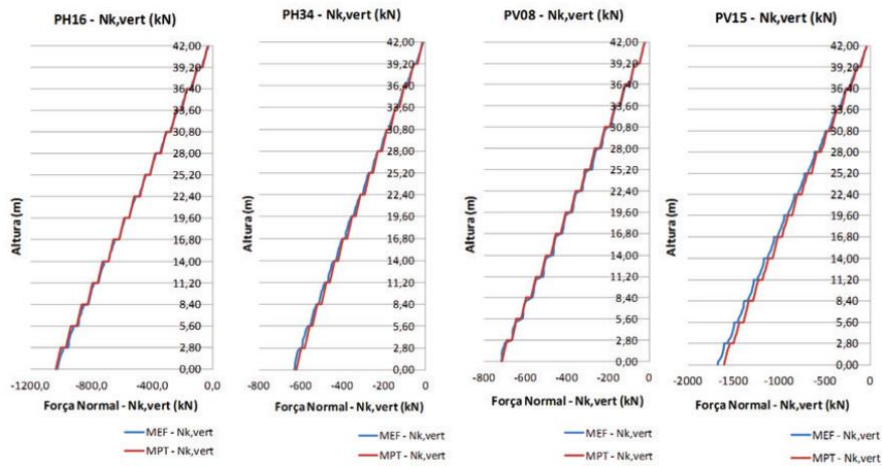
Figura 13: Modelagem da estrutura utilizando MEF e MEP



Fonte: Braguim e Bittencourt (2014)

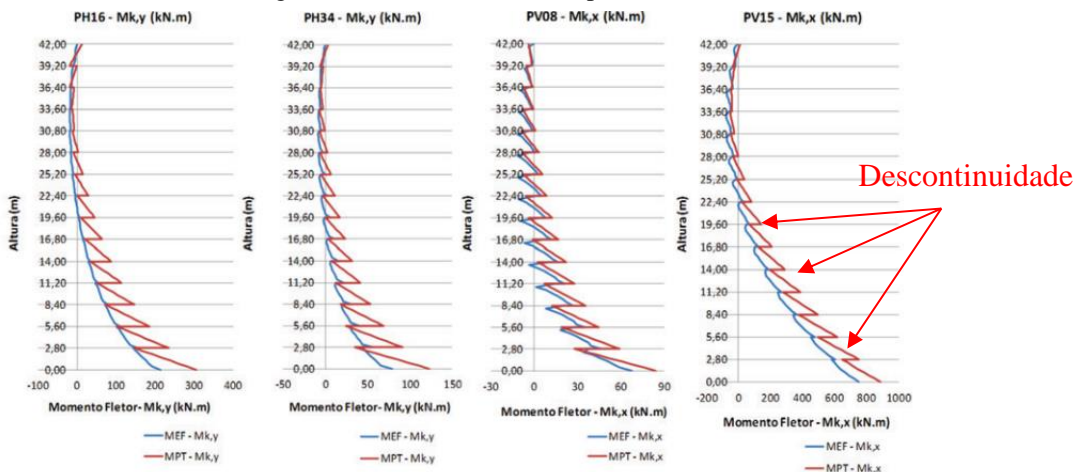
Os autores avaliaram o comportamento as paredes quanto à força normal devido às cargas verticais e momentos fletores devido ao carregamento horizontal. Para os esforços normais o autor observou que apenas 8% das paredes apresentaram diferenças maiores que 5% entre os métodos. Ou seja, 92% das paredes demonstraram que a análise através do MEP é satisfatória para esforços normais com probabilidade de erro menor ou igual a 5%. O comportamento dos esforços normais para algumas dessas paredes está apresentado na Figura 14.

Figura 14: Esforço normal nas paredes



Fonte: Braguim e Bittencourt (2014)

Figura 15: Momento fletor nas paredes



Fonte: Braguim e Bittencourt (2014)

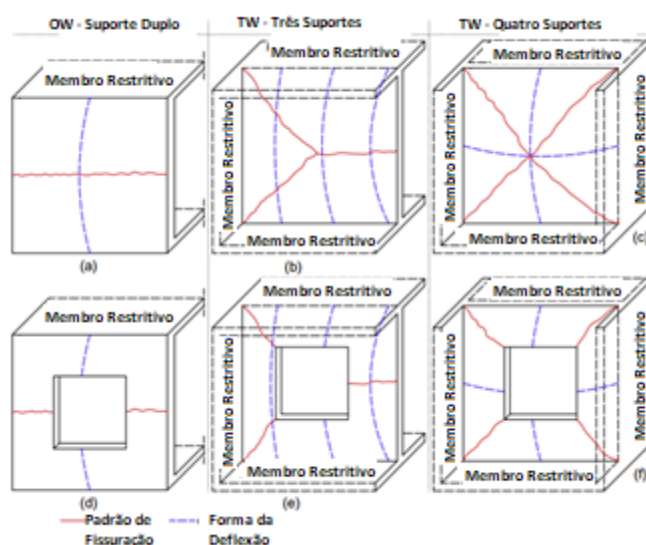
Para os momentos fletores devido a ações horizontais o quadro observado não pôde ser considerado satisfatório, pois a transmissão de esforços ocorre de forma pontual no modelo de barras. Observaram-se diferenças de até 56,21% nos valores de momento

fletor na base. Ou seja, no modelo de cascas há a transmissão do comportamento da estrutura nó a nó, com diversos elementos por pavimento e conseqüente diversos nós. Já no modelo de pórtico espacial, cada pavimento é representado por uma barra, e os esforços são transmitidos nó a nó com apenas dois nós por barras nas ligações dos pavimentos. Isso gera a descontinuidade que pode ser observada na Figura 15.

Popescu *et al.* (2015) apresenta uma revisão sobre o aprimoramento que vem sendo feito ao longo do tempo nos projetos de elementos de parede em concreto. Nesse estudo, divide-se os tipos de paredes estruturais de concreto de acordo com suas restrições de apoio conforme apresentado na Figura 16 e apresenta o quadro de fissuração e deflexão característicos.

De acordo com os autores, em casos de paredes esbeltas a ruptura ocorre com o esmagamento do concreto na face comprimida e por separação do concreto na face tracionada.

Figura 16: Padrão de comportamento de paredes de concreto para fissuras e deflexão



Fonte: Popescu *et al.* (2015)

Quanto às aberturas, Popescu *et al.* (2015) observou que em paredes com a presença de aberturas ocorre uma redução considerável quanto à capacidade de suporte se comparada à uma parede sem vãos.

Saheb e Desayi (1990) após realizarem a análise de 12 painéis de concreto concluíram que a ruptura dos painéis estava condicionada à espessura da coluna de concreto adjacente à abertura indo até o ponto de apoio. Foram realizados ensaios aplicando forças paralelas ao plano da parede e de forma excêntrica na tentativa de

representar possíveis defeitos construtivos entre a ligação das paredes. Outra análise realizada foi considerando alguns painéis com dois suportes e outras considerando quatro suportes.

As conclusões apresentadas quanto às aberturas demonstraram que o carregamento bidirecional elevou a carga de fissuração em relação ao unidirecional, porém as cargas finais apresentaram valores similares em ambos os casos.

Ainda de acordo com Popescu *et al.* (2015), o dimensionamento de elementos em parede de concreto submetidos à carga axial é realizado através da teoria das colunas. Esse método é originado de derivadas com considerações de estado tensão x deformação e equilíbrio de forças ao longo de uma seção cortada da parede longitudinalmente perpendicular ao plano de aplicação das forças axiais. De acordo com Robinson, Palmeri e Austin (2013), essa simplificação só é possível quando a taxa de armadura é maior que 1% e as mesmas devem estar dispostas em duas camadas.

Quando considerado esse método assume-se que os elementos estruturais de parede trabalham apenas com esforços de compressão devido a cargas axiais puras o que raramente acontece devido às paredes na prática sofrerem esforços excêntricos devido a falhas no processo construtivo.

Para a modelagem das edificações optou-se por simular a estrutura com elementos finitos (MEF) em todos os pavimentos através do software ROBOT/Autodesk devido à facilidade com o software e os resultados mais refinados obtidos.

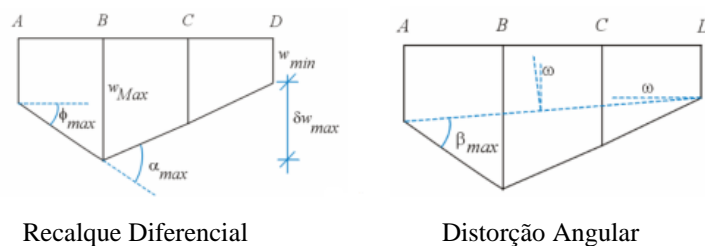
### 2.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Os projetos na engenharia são feitos para garantir que a estrutura não rompa e não se desloque de forma excessiva. O estado limite último garante o não rompimento e o estado limite de serviço a não ocorrência de deslocamentos excessivos.

De acordo com a norma ABNT NBR6122:2010, para avaliar o estado limite de serviço de estruturas de fundações é necessário observar parâmetros como recalque máximo absoluto e distorção angular e compará-los com valores estabelecidos.

O recalque diferencial é a diferença do recalque entre dois pontos da fundação. Esses recalques diferenciais conferem à estrutura distorções angulares ( $\beta$ ) (Figura 17).

Figura 17: Recalque Diferencial e Distorção Angular



Fonte: Barros (2005)

As distorções angulares são obtidas através da Equação 9 e podem ser entendidas como o ângulo de variação entre o deslocamento de dois pontos na fundação da estrutura.

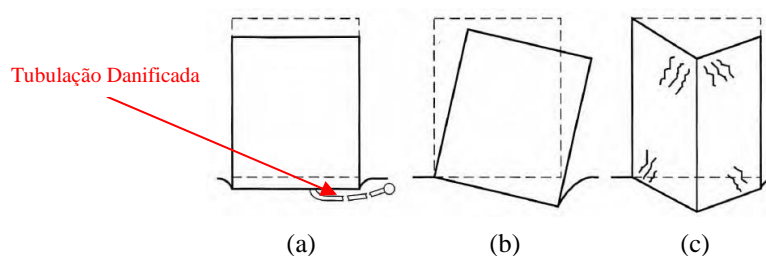
$$\beta = \frac{\Delta}{l} = \frac{\text{Deslocamento}}{\text{distância entre os elementos}} \quad \text{Equação 9}$$

Essas distorções, segundo Cintra et. al. (2011), estão associadas a danos nas estruturas como fissuras e riscos estruturais.

- Perigo para prédios com máquinas e equipamentos sensíveis a recalque – 1/750
- Fissuras em alvenaria – 1/300
- Desaprumo em edifício torna-se visível – 1/250
- Risco Estrutural – 1/150

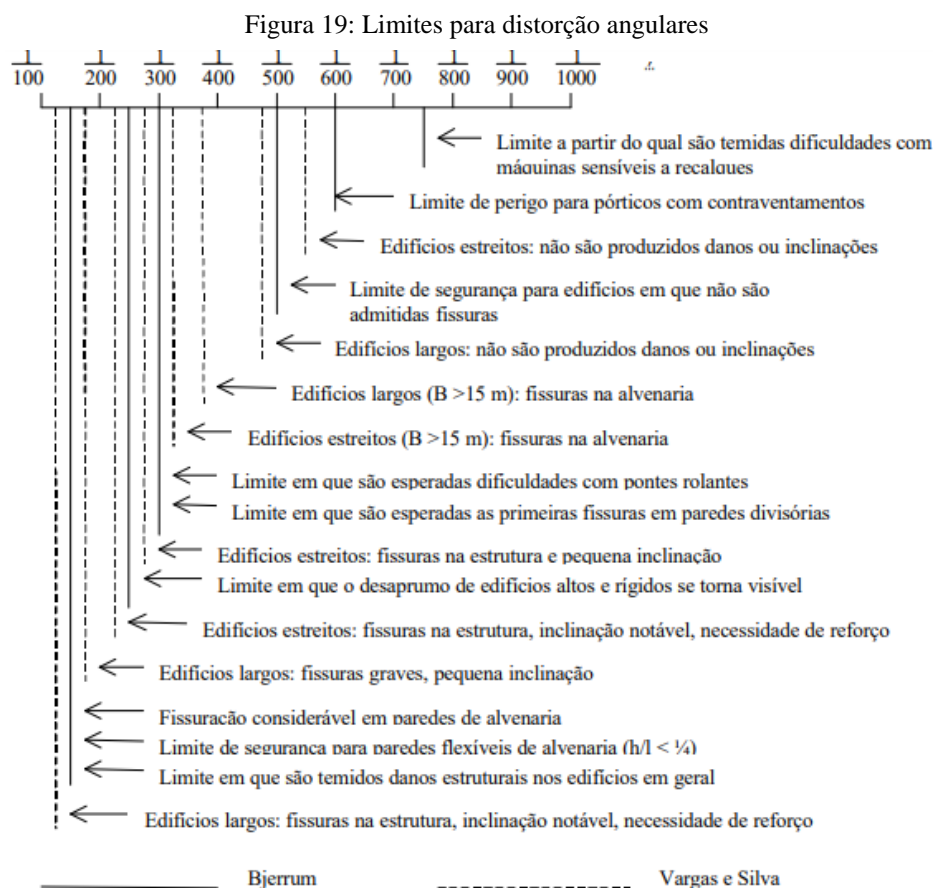
Os danos gerados pelas distorções em uma edificação podem dar-se de três formas segundo Velloso e Lopes (2012). No primeiro caso ocorrem danos estéticos, funcionais e danos às ligações da estrutura com o exterior (Figura 18a). No segundo caso ocorrem danos estéticos decorrentes do desaprumo e danos funcionais devido ao desnivelamento de pisos (Figura 18b). No terceiro caso além de danos estéticos e funcionais já mencionados há danos decorrentes da fissuração e estruturais (Figura 18c).

Figura 18: Danos causados por distorções angulares



Fonte: Velloso e Lopes (2012)

Vargas e Silva (1973) apresentam limites para essa distorção angular associada a danos ocorridos na estrutura de acordo com um estudo de caso (Figura 19). Esses valores são utilizados como referência para a realização de projetos de fundações.



Fonte: Veloso e Lopes (2012)

Para definir níveis de movimentação para uma estrutura é preciso entender qual a função para qual a estrutura foi projetada. Algumas edificações contendo máquinas que precisam de nivelamento para funcionar não podem sofrer praticamente nenhum recalque diferencial. Outras edificações não teriam problemas em lidar com níveis de recalque diferencial mais elevados, dentro de um limite estabelecido.

Thomaz (2002) indica que os recalques diferenciais se devem a diversos fatores:

- Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados;
- Consolidação distinta do aterro carregado;
- Fundações assentadas sobre seções de corte e aterro;
- Interferência do bulbo de tensões de edificações vizinhas;

- Falta de homogeneidade do solo;
- Diferentes sistemas de fundação em uma mesma construção;

Uma vez garantida a boa estética e a apropriada utilização e função, também está se garantindo a estabilidade e prevenindo os danos estruturais. Em casos excepcionais, como o de estruturas muito rígidas o colapso pode ocorrer sem apresentar quadros de fissuração.

Erros na definição dos parâmetros de projeto, erros durante a construção e distorções angulares grandes interferem no desempenho das estruturas e são custosos de serem reparados. Recalques diferenciais podem causar fissuras na estrutura, portas e janelas emperradas, desnivelamento de pisos e escadas dentre outros danos (JOHNSON, 1989).

De acordo com Johnson (1989), as definições de estado limite de serviço são um pouco difíceis de serem estabelecidas, uma vez que há uma grande dependência da função da estrutura, a resposta dela aos movimentos e as reações dos donos e dos usuários aos movimentos e a fissuras. Porém alguns limites genéricos podem ser estabelecidos com base em estudos de caso, por exemplo:

- 1/500 – Fissuras em edificações
- 1/300 – Prevenção quanto a problemas estruturais
- 1/150 – Danos Estruturais

Porém o autor admite que se trabalhe com distorções entre 1/240 e 1/600 de forma aceitável para edificações.

O “*Código Técnico de la Edificación*” (CTE) também apresenta limites para esses valores distorcionais:

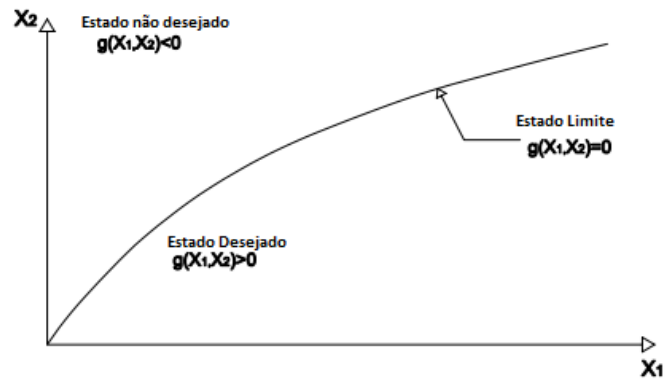
- 1/350 – Conforto dos usuários
- 1/300 – Relação à aparência da obra

A Figura 20 demonstra como o CTE lida com o estado limite último para entender que houve ou não a falha. Onde  $g(x)$  é uma função do estado em função das variáveis  $X_1$  e  $X_2$ . Essas variáveis podem depender do tempo (as ações podem ambientar podem ser mais intensas em determinado tempo, os materiais podem se deteriorar com o tempo



tendo diminuição da resistência). Quando essa função é igual a 0 tem-se o atendimento ao estado limite, quando é maior que zero está operando em segurança, já para valores menores que zero tem-se o estado não desejado.

Figura 20: Critérios de falha para o estado limite último



Fonte: Adaptado do Código Técnico de la Edificación (2009)

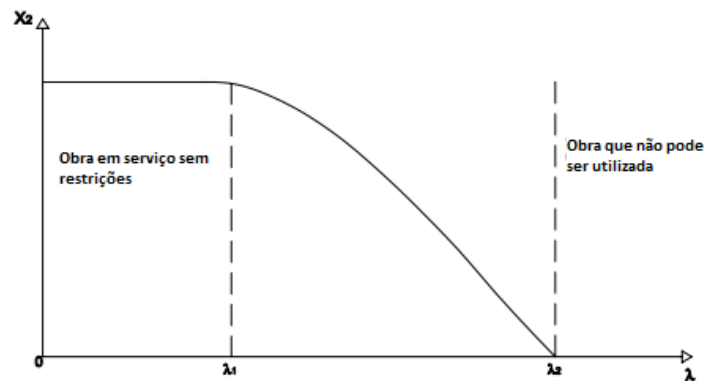
Para alguns estados limites de serviço a transição de um estado desejado para um estado não desejado corresponde a um limite que está ligado a uma realidade mecânica. Para outros estados limites de serviço, no entanto, esta transição se dá de forma sutil. Nesses casos a transição está relacionada com uma diminuição mais ou menos rápida do grau de utilização da obra (insucesso).

Portanto, de acordo com o CTE, pode-se definir o grau de utilização como sendo  $\mu$  que por sua vez é função de um parâmetro relacionado ao comportamento em serviço,  $\lambda$  (como por exemplo, a deformação de uma viga, a intensidade das vibrações de uma laje). E para o parâmetro  $\lambda$  é possível estabelecer dois limites:

- $\lambda_1$ : a obra pode ser utilizada sem restrições;
- $\lambda_2$ : a obra não pode ser utilizada;

Portanto através da Figura 21 pode-se observar o explicitado acima de forma gráfica, onde se pode observar a teoria de entendimento do sucesso ou insucesso de uma determinada obra avaliada em serviço.

Figura 21: avaliação do sucesso/insucesso em serviço,  $\mu$ , em função do parâmetro de serviço,  $\lambda$



Fonte: Adaptado do Código Técnico de la Edificación (2009)

No estado limite de serviço trata-se dos critérios de utilização de uma edificação. São definidos parâmetros que uma vez ultrapassados causam perda de alguma função da edificação. Como exemplo pode-se citar o excesso de fissuração em paredes de vedação, causando incômodo visual aos moradores.

O estado limite de serviço pode ser avaliado através das fissurações e deslocamentos. Os deslocamentos podem ser horizontais ou verticais, sendo o segundo proveniente da movimentação do solo. À essa movimentação dá-se o nome de recalque que se desenvolve pela aplicação das cargas no terreno causando uma redução de volume do mesmo. Os recalques em excesso, porém de forma uniforme causam na estrutura um afundamento por igual da fundação.

Quando os recalques se desenvolvem de maneira não uniforme em uma fundação tem-se os recalques diferenciais, que causam diferentes deslocamentos em diferentes pontos e com isso geram distorções angulares que são representadas pelo ângulo formado entre os pontos em que se está avaliando o deslocamento.

De acordo Roberts e Misra (2009) as fundações são comumente projetadas para um estado último de capacidade e as análises de serviço são realizadas após o projeto ser finalizado.

De forma alternativa as análises em estado último e de serviço podem ser realizadas em paralelo onde se busca observar os recalques totais e diferenciais. Uma análise probabilística em paralelo à uma análise de confiabilidade oferece uma abordagem racional aos casos de recalques diferenciais.

De acordo com Honfi, Martensson e Thelandersson (2011), a maior parte do não cumprimento da função em serviço diz respeito aos deslocamentos excessivos do solo. Esses deslocamentos podem causar danos à elementos estruturais e não estruturais e parte

desses danos tem relação com o aparecimento de fissuras. As fissuras aparecem quando ocorrem distorções excessivas decorrente de deslocamentos.

### **2.3.1. Modelagem do Solo**

Recalques são deslocamentos que ocorrem no solo decorrentes da aplicação de cargas. Toda estrutura assentada sobre um maciço de solos está sujeita à ação de recalques. A intensidade desses recalques está relacionada com o tipo de solo, a capacidade de suporte desse solo e ao tipo de carregamento aplicado. Os recalques têm chamado atenção de diversos engenheiros geotécnicos e pesquisadores, tendo diversos métodos disponíveis para serem feitas estimativas de seu comportamento, alguns baseados na teoria da elasticidade, outros estabelecendo correlações entre ensaios de campo, outros semi-empíricos e também diversas modelagens numéricas com diferentes relações constitutivas.

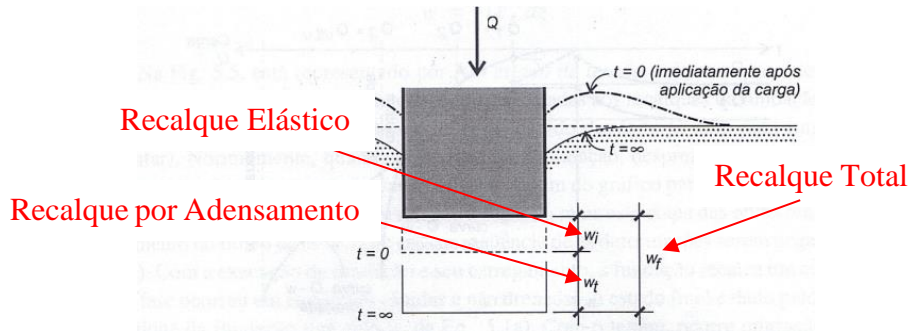
De acordo com Velloso e Lopes (2012), a interação solo-estrutura pode apresentar uma grande influência na ordem de grandeza do movimento de fundações. Esses movimentos podem ser verticais, horizontais e rotacionais. Aos verticais dá-se nome de recalque, e são objeto de estudo do presente trabalho.

Esses movimentos, a depender de sua intensidade, podem gerar desde esforços não previstos até o colapso da estrutura em um caso mais extremo. Para tanto, existem certos limites normatizados para esses recalques, de forma que não ocorram danos à estrutura.

Uma parte dos recalques ocorrem logo após o carregamento da estrutura e outra parte com o passar do tempo (Figura 22). Para o recalque elástico, também denominado recalque imediato, deve-se considerar a rigidez da fundação, sua forma, profundidade e a espessura da camada deformável de solo (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

O recalque com o tempo ou adensamento ocorrem pela diminuição no volume aparente do maciço de solo causado pelo fechamento dos vazios deixados pela água expulsa em função da pressão da fundação aplicada ao solo. O recalque total é a soma do recalque elástico e por adensamento.

Figura 22: Recalque de uma fundação superficial



Fonte: Lopes e Velloso (2004)

O cálculo dos recalques pode ser feito de maneira direta através da teoria da elasticidade e também através de análises numéricas.

De acordo com Perloff (1975), um método de estimativa de recalques imediatos através da teoria da elasticidade para solos homogêneos é observado na Equação 10.

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad \text{Equação 10}$$

Onde: \$q\$ - pressão média aplicada

\$B\$ - menor dimensão da sapata

\$\nu\$ - coeficiente de poisson

\$E\$ - módulo de Young

\$I\_s\$ - fator de forma e rigidez (Quadro 1)

\$I\_d\$ - fator de profundidade/embutimento

\$I\_h\$ - fator de espessura da camada compressível

Quadro 1: Fator de forma e rigidez

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de \$I_w\$			
\$L/B = 1,5\$	1,36	0,68	1,15	1,06
\$L/B = 2\$	1,53	0,77	1,30	1,20
\$L/B = 5\$	2,10	1,05	1,83	1,70
\$L/B = 10\$	2,54	1,27	2,25	2,10
\$L/B = 100\$	4,01	2,00	3,69	3,40

Fonte: Adaptado de Veloso e Lopes (2012)

Terzaghi e Peck (1967) apresentam uma proposição semi-empírica para o cálculo de recalques baseado nos diagramas de Meyerhof (1965). A equação proposta pelos autores é descrita em função da base da fundação em pés (\$B\$), do SPT (\$N\$), da tensão

atuante em tsf (q), da profundidade do nível d'água em pés (W) e da profundidade de assentamento da fundação em pés (D).

$$s = \left(\frac{8q}{N}\right) \cdot C_w \cdot C_d \quad B \leq 4 \text{ pés} \quad \text{Equação 11}$$

$$s = \left(\frac{12q}{N}\right) \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \cdot C_w \cdot C_d \quad B \geq 4 \text{ pés} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

$$C_w = 2 - \left(\frac{W}{2B}\right) \leq 2 \quad , \text{ correção do nível d'água} \quad \text{Equação 13}$$

$$C_d = 1 - 0.25 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \quad , \text{ correção da profundidade} \quad \text{Equação 14}$$

De acordo com Haar (1966), o recalque elástico em qualquer profundidade abaixo do canto ou no centro de uma área retangular flexível uniformemente carregada apoiada sobre um espaço semi infinito, elástico e homogêneo se dão pelas seguintes Equações (15 e 16):

$$w_c(\text{canto}) = \frac{\sigma_s B}{2E_s} (1 - \nu^2) * I_5 \quad \text{Equação 15}$$

$$w_c(\text{médio}) = \frac{0,85\sigma_s B}{E_s} (1 - \nu^2) * I_5 \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

$$I_5 = \frac{1}{\pi} \left[ \ln \left( \frac{\sqrt{(1+m'^2)} + m'}{\sqrt{(1+m'^2)} - m'} \right) + m' \ln \left( \frac{\sqrt{(1+m'^2)} + 1}{\sqrt{(1+m'^2)} - 1} \right) \right] \quad , m' = L/B \quad \text{Equação 17}$$

Além das maneiras tradicionais de lidar com os recalques, existem também as análises probabilísticas. Brzakala e Pula (1996) fazem uma proposição de análise numérica baseada em MEF (Métodos dos Elementos Finitos) para avaliar os recalques em situações que ocorrem variações das cargas e da compressibilidade do solo de forma natural para fundações superficiais e para um modelo elástico linear. Por entender que a

variabilidade na análise dos recalques advém de variações espaciais a análise determinista dos recalques se torna inadequada na maioria dos casos.

Ruver (2005) propõe uma forma de cálculo dos recalques em sapatas ( $\rho_s$ ) com a inserção dos conceitos de probabilidade. A Equação 18 demonstra 3 parâmetros que influenciam nesse cálculo, o menor lado da fundação (B), a tensão aplicada ( $\sigma$ ) e o resultado do SPT a 2B com correção da energia do martelo de ensaio.

$$\rho_s = \frac{0,308 \cdot \sigma \cdot B}{N_{SPT,60}^{0,93}}$$

Equação 18

E fica estabelecido por Ruver (2005) um intervalo de confiança de 99,8% para um valor mínimo e máximo do recalque dados pelas Equações 19 e 20.

$$\rho_{max} = \frac{0,505 \cdot \sigma \cdot B \cdot 10^H}{N_{SPT,60}^{0,93}}$$

Equação 19

$$\rho_{min} = \frac{0,188 \cdot \sigma \cdot B}{N_{SPT,60}^{0,93} \cdot 10^H}$$

Equação 20

$$H = \sqrt{[\log(N_{SPT,60})]^2 - 2 \cdot [\log(N_{SPT,60})] + 1,11}$$

Equação 21

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o trabalho de Schulze e Sherif (1973) apresenta um método de previsão de recalques usando correlações estatísticas entre os recalques e os valores de SPT (Equação 22). Onde D é a profundidade de assentamento e B é a largura da fundação. O coeficiente S é obtido através de uma ábaco que correlaciona a relação L/B com a relação camada granular ( $d_s$ )/B.

$$\rho_s = \frac{s\sigma}{N_{SPT}^{0,87} \cdot \left[1 + \left(0,4 + \frac{D}{B}\right)\right]}$$

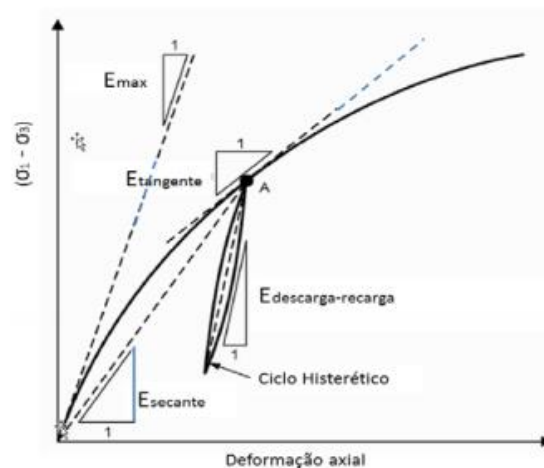
Equação 22

- Módulo de Deformabilidade

De acordo com Budhu (2006) o comportamento tensão-deformação típico de um solo não é nem elástico nem linear, pois o solo é um sistema de partículas não contínuas e com interfaces irregulares. Devido a isso, para descrever o comportamento do solo é necessário adotar hipóteses que sejam simplificadoras e coerentes. Para carregamentos constantes de média intensidade onde não ocorre a descarga, pode-se adotar a teoria da elasticidade como satisfatória para descrever o comportamento do solo.

Na Geotecnia, o módulo de deformabilidade é obtido de forma direta através do ensaio triaxial. Esse ensaio fornece como resultado o módulo secante ( $E_s$ ), o módulo tangente ( $E_t$ ), o módulo máximo e o módulo na carga e descarga, conforme a Figura 23.

Figura 23: Resultado do ensaio triaxial

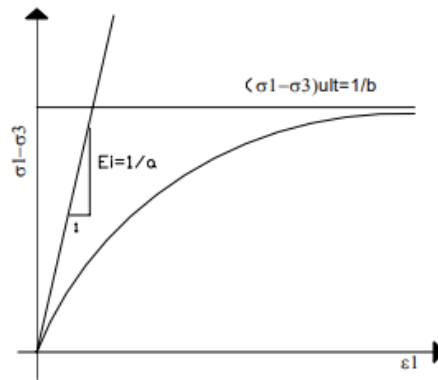


Fonte: Duncan e Bursey (2007)

O módulo de elasticidade também pode ser obtido através de dados de recalque medidos em campo. Com os valores de recalque medidos e as cargas atuantes traça-se a curva carga x recalque e a partir do trecho inicial da curva obtêm-se o módulo secante.

O modelo hiperbólico tem sido muito utilizado em projetos e trabalhos da engenharia geotécnica devido à simplicidade e a facilidade de obtenção dos parâmetros. Esse modelo pode ser usado para avaliar solos coesivos e não coesivos, saturados e secos, drenado ou não drenado. Esse modelo leva em conta a não linearidade do solo e a tensão de confinamento,  $\sigma_3$ .

Figura 24: Modelo Hiperbólico



Fonte: Nogueira (1998)

Portando o módulo de deformabilidade inicial pode ser definido como uma função exponencial da tensão de confinamento onde  $K$  e  $n$  são obtidos através de ensaios de laboratório e  $p_a$  é a pressão atmosférica (Equação 23).

$$E_i = K \cdot p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

Equação 23

De acordo com Teixeira e Godoy (1998), é possível calcular o módulo de elasticidade através da Equação 24.

$$E_s = \alpha * k * N_{spt}$$

Equação 24

Onde o coeficiente  $\alpha$  pode ser obtido em função do tipo de solo da camada de acordo com o Quadro 2a e o coeficiente  $k$  através do Quadro 2b.

Quadro 2: Coeficiente  $\alpha$  e coeficiente  $k$

Solo		$\alpha$	Solo	$k$ (MPa)	$kN/m^2$
Solo	Areia	3	Areia c/ pedregulho	1,10	1110
	Argila	5	Areia	0,90	900
	Silte	7	Areia Siltosa	0,70	700
			Areia Argilosa	0,55	550
			Silte Arenoso	0,45	450
			Silte	0,35	350
			Argila Arenosa	0,30	300
			Silte Argiloso	0,25	250
			Argila Siltosa	0,20	200

a)

b)

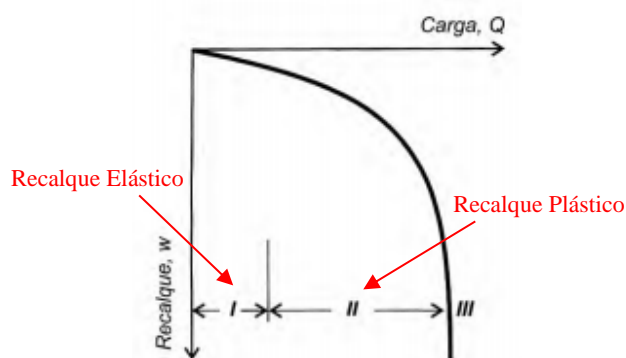


Embora a utilização comum dessa estimativa de recalque seja para camadas de solo homogêneas, é possível estimar os recalques para solos heterogêneos através da composição do recalque na superfície através da soma dos recalques das camadas do solo. O recalque em cada camada é calculado pela diferença entre os recalques do topo e da base de cada camada obtidos com a utilização dos parâmetros de cada camada.

É necessário para realizar os estudos relacionados ao solo estabelecer como ele se comporta frente às cargas. Uma das maneiras de estimar a resposta do solo à aplicação de cargas é através da curva carga-recalque.

Uma vez carregado o solo há um recalque, porém quando cessada essa carga apenas parte do deslocamento retorna, gerando assim uma parcela de recalque permanente com comportamento plástico e uma parcela de recalque que apresenta um comportamento elástico conforme observado na Figura 25.

Figura 25: Curva Carga - Recalque



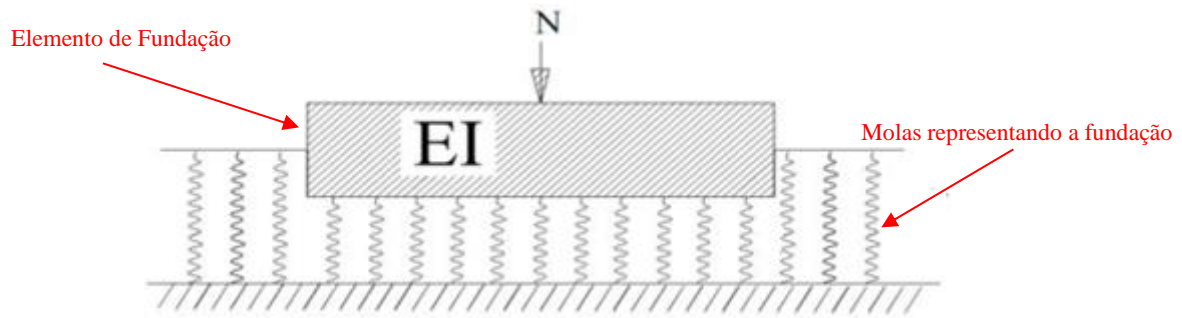
Fonte: Veloso e Lopes (2012)

O recalque de fundações deve ser estimado com cuidado para edifícios, pontes, torres, usinas de energia, e outras estruturas de alto custo. Para outros tipos de estruturas algum nível de erros no cálculo de recalques pode ser tolerado (BOWLES, 1996).

- Modelo de Winkler

O modelo de Winkler representa o solo como um conjunto de molas. Porém, considera apenas deslocamentos imediatamente abaixo da fundação onde a força é aplicada conforme a Figura 26. De acordo com Lopes (1998), esse modelo é o mais adotado no dia-a-dia dos escritórios de cálculo e dimensionamento, devido à complexidade de parâmetros ao lançar mão de métodos dos elementos finitos (MEF).

Figura 26: Representação esquemática do modelo de Winkler



Fonte: Farouk e Farouk (2015)

Essa consideração dos deslocamentos apenas abaixo da estrutura analisada, de acordo com Colares (2006), pode produzir grandes desvios nas respostas obtidas. A prática experimental, como o efeito de grupo, demonstra que essa hipótese pode não ser a mais adequada para a solução de alguns problemas.

Segundo Krishnaswamy (1994), diversos estudos sobre a interação solo-estrutura foram realizados com a consideração do solo como uma cama de molas. Em seu trabalho, o autor também cita o avanço computacional e a possibilidade de representar o solo como elementos tridimensionais prismáticos. A contribuição do autor foi a de realizar a comparação entre os dois modelos citados.

A conclusão obtida por Krishnaswamy (1994) foi que a utilização de molas proporciona valores de recalque absoluto e diferencial menor em comparação com os valores obtidos através da análise do solo por elementos prismáticos.

Um dos primeiros a entender o solo não mais como uma base rígida, mas sim como uma cama de molas flexíveis foi Terzaghi (1955), para ele o coeficiente de reação do solo pode ser obtido pela lei de Hooke através de simplificações. O autor também parte da premissa que em cada ponto de contato entre a base e o solo existe um mesmo valor para esse coeficiente.

O coeficiente de reação do solo pode ser obtido através do ensaio de placa, tabelas de correlação com os parâmetros do solo e através dos resultados de recalque medidos em campo conhecendo-se as cargas atuantes.

O teste de placa é feito através do carregamento de uma placa circular com diâmetro de 30 centímetros. Os valores obtidos através desse ensaio devem ser corrigidos através de coeficientes de forma, levando em conta as dimensões da fundação em questão.

Outra forma de obtenção do coeficiente de reação do solo é através de tabelas previamente compiladas que são elaboradas a partir das características do solo. Esse método deve ser adotado em caso de ausência de ensaios precisos ou quando não forem realizadas investigações no solo (ANTONIAZZI, 2011).

Terzaghi (1955) foi um dos primeiros a apresentar uma correção (Tabela 2) entre os tipos de solo e suas resistências à compressão não drenadas com valores de coeficientes de recalque em kN/m<sup>3</sup>. Esses valores foram obtidos a partir de ensaios de placa quadrada com dimensões 0,3x0,3m.

Tabela 2: Coeficientes de recalque propostos por Terzaghi (1955)

<i>Argilas</i>	<i>Rija</i>	<i>Muito Rija</i>	<i>Dura</i>
<i>q<sub>u</sub> (MPa)</i>	<i>0,1 a 0,2</i>	<i>0,2 a 0,4</i>	<i>&gt; 0,4</i>
<i>Faixa de valores</i>	<i>16.000 a 32.000</i>	<i>32.000 a 64.000</i>	<i>&gt; 64.000</i>
<i>Valor proposto</i>	<i>24.000</i>	<i>48.000</i>	<i>96.000</i>
<i>Areias</i>	<i>Fofas</i>	<i>Mediamente Compacta</i>	<i>Compacta</i>
<i>Faixa de valores</i>	<i>6.000 a 19.000</i>	<i>19.000 a 96.000</i>	<i>96.000 a 320.000</i>
<i>Areia acima NA</i>	<i>13.000</i>	<i>42.000</i>	<i>160.000</i>
<i>Areia submersa</i>	<i>8.000</i>	<i>26.000</i>	<i>96.000</i>

Fonte: Terzaghi (1955)

Moraes (1976) analisou os coeficientes de recalque através de testes de placa quadrada com dimensões de 0,45x0,45m e chegou a valores que estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Coeficientes de recalque propostos por Moraes (1976)

<i>Tipo de solo</i>	<i>k<sub>v</sub> (KN.m<sup>-3</sup>)</i>
<i>Turfa leve - solo pantanoso</i>	<i>5.000 a 10.000</i>
<i>Turfa pesada - solo pantanoso</i>	<i>10.000 a 15.000</i>
<i>Areia fina de praia</i>	<i>10.000 a 15.000</i>
<i>Aterro de silte, de areia e cascalho</i>	<i>10.000 a 20.000</i>
<i>Argila molhada</i>	<i>20.000 a 30.000</i>
<i>Argila úmida</i>	<i>40.000 a 50.000</i>
<i>Argila seca</i>	<i>60.000 a 80.000</i>
<i>Argila seca endurecida</i>	<i>100.000</i>
<i>Silte compactado com areia e pedra</i>	<i>80.000 a 100.000</i>
<i>Silte compactado com areia e muita pedra</i>	<i>100.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho miúdo com areia fina</i>	<i>80.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho médio com areia fina</i>	<i>100.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho grosso com areia grossa</i>	<i>120.000 a 150.000</i>
<i>Cascalho grosso com pouca areia</i>	<i>150.000 a 200.000</i>
<i>Cascalho grosso com pouca areia compactada</i>	<i>200.000 a 250.000</i>

Fonte: Moraes (1976)

Para obter a constante elástica do solo através da teoria da elasticidade tem-se:

- As solicitações devem crescer até certo ponto e estabilizar, não ocorrendo grandes acréscimos de carga;
- As tensões transmitidas ao solo devem ser bem menores que a capacidade de carga do solo;

Essas premissas garantem que o sistema irá funcionar no ramo elástico da curva carga x deslocamento, sendo possíveis diversas simplificações e a aplicação da lei de Hooke. Dessa forma, pela teoria de Winkler, o  $k_s$  é calculado pela Equação 25.

$$k_s = \frac{E_s}{B*(1-\nu^2)*I_s} \quad \text{Equação 25}$$

Para efeito de simulação numérica adota-se o coeficiente de mola, que é o coeficiente de Winkler multiplicado pela área de influência de cada mola (Equação 26).

$$K = \frac{E_s}{B*(1-\nu^2)*I_s} * A \quad \text{Equação 26}$$

### 2.3.2. Monitoramento de Recalques

Trabalhos de monitoramento de recalques são imprescindíveis para avaliar se o projeto está respondendo de acordo com o que o projetista espera. A norma ABNT NBR6122:2010 especifica que sejam realizadas medições de recalque em casos que:

- A carga variável é significativa em relação à carga total;
- Estruturas maiores que 60 metros de altura;
- Estruturas muito esbeltas (relação altura/largura maior que 4);
- Fundações e estruturas não convencionais;

Além dos recalques pode ser necessário que sejam feitas outras verificações como: deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade e tensões. Os monitoramentos necessários devem ser especificados pelo projetista indicando a referência do indelocável a ser utilizada, o aparelho de medida, a frequência da medida e o período no qual as leituras serão realizadas. Esses dados medidos são comparados com valores estabelecidos pelo projetista.

O monitoramento de edificações proporciona que sejam avaliados vários fatores que estejam envolvidos na interação solo-estrutura. Além de tornar possível verificar problemas na obra em que são medidos, também permitem que sejam realizadas melhorias em futuros projetos através de aprimoramento dos métodos de previsão.

Gusmão (1990) demonstrou através do monitoramento de 7 edificações alguns efeitos da interação solo-estrutura. O autor obteve o recalque absoluto médio medido através de regressão linear, a curva de iso-recalque, comparou o valor medido de recalque com o que foi previsto através do modelo tensão-deformação, verificou a tendência de uniformização de recalques devido a interação solo-estrutura e observou a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais devido ao arranjo proporcionado pelos recalques.

Cardozo (2002) analisou os recalques de edifícios da cidade de Santos/SP, sendo a maioria com fundações diretas assentadas na primeira camada superficial de areia que apresenta capacidade para suportar as cargas, porém está sobre a camadas de argilas muito compressíveis. Seu trabalho comparou a velocidade de recalques dos edifícios que tiveram fundações reforçadas com a velocidade de recalques daqueles que não tiveram suas fundações reforçadas. Dessa forma, analisou os parâmetros que influenciaram a velocidade de recalque e também a eficácia das soluções aplicadas. O autor observou que, esses edifícios estudados se encontram ainda em processo de recalque com exceção daqueles que tiveram suas fundações reforçadas

Danziger *et al.* (2005) apresentam o monitoramento de recalque de uma edificação com geometria não usual e balanços. O monitoramento foi realizado através da leitura de pinos de aço fixados nos 10 pilares mais carregados da estrutura. Foi realizada a estimativa de recalque por diversos métodos com avaliações também paramétricas. Com o monitoramento foi possível analisar a efetividade das diversas estimativas de recalque, chegando à conclusão que os métodos teóricos são em sua maioria conservadores. Através dos dados de recalque medidos os autores concluíram fatores ponderadores para o módulo de compressibilidade, tornando possível convergir os valores medidos com os métodos teóricos.

Cunha *et al.* (2014) apresentaram o monitoramento de recalques de 57 edificações no Distrito Federal. O trabalho fez uma análise qualitativa dos valores de recalques de diversos tipos de estruturas, alturas e assentadas sobre variados perfis de solo. Os autores compararam os valores de recalque, distorção angular e velocidade de recalque medidos com valores teóricos de forma genérica. O trabalho traz uma contribuição da importância

do monitoramento de edificações independente de sua altura ou complexidade, de forma a entender o comportamento dos mais diversos tipos de obras frente aos recalques.

Lopes e Oliveira (2017) apresentaram uma ampla verificação de recalques estimados através de dados medidos em campo, em um conjunto habitacional com 64 edificações. Foi analisado o desenvolvimento do recalque no tempo, os recalques absolutos, as distorções angulares e a velocidade de recalque. Observou-se que 50% das fundações apresentaram estabilização dos recalques, 36% apresentaram recalques ainda não estabilizados e 14% apresentaram características de levantamento. Verificou-se que 91% das fundações tiveram distorções abaixo de 1/500 e apenas 9% apresentaram valores que, de acordo com a literatura, correspondem a fissuras em alvenaria. Para os valores de recalque absoluto 93,75% das fundações tiveram valores menores que as estimativas. Com relação à velocidade de recalque, 75% edificações apresentaram valores menores que 200  $\mu$ /dia. Vale salientar que, as estimativas de recalque e distorção angular em projeto foram realizadas sem a consideração da interação solo-estrutura, devido a isso os valores medidos foram muito inferiores aos valores estimados.

O monitoramento de recalque é a medida dos deslocamentos verticais de uma estrutura. É indicado que se faça o acompanhamento desses deslocamentos para verificação do comportamento do maciço de solos frente às solicitações da estrutura.

As medições devem ser feitas em várias fases da execução da estrutura, comumente são feitas ao longo de anos para verificar se o maciço de solos se mantém estável, salvo em casos específicos em que a estrutura seja executada de forma rápida.

Gusmão (1990) afirma que o monitoramento das edificações é de extrema importância na observação do comportamento da interação solo-estrutura e também possibilita avaliar a eficácia do projeto e permite a adoção de melhorias para projetos futuros.

Segundo Gusmão (1990), deve-se observar dois pontos importante com relação à medição de recalques. O primeiro é em relação à obtenção de dados confiáveis e representativos, e outro ponto é em relação à interpretação desses dados.

A obtenção de dados confiáveis e representativos está ligada a cinco pontos a que se deve atenção e são indicados pela empresa responsável pela medição dos recalques na obra desse estudo de caso:

- É necessário manter os pontos indicativos pintados ao lado dos pinos, mesmo após chapiscar ou pintar;

- Deve-se cobrir o pino de recalque com um cano de PVC sempre que for feito algum serviço próximo ao pino;
- Manter uma distância de 70cm do pilar ao colocar materiais próximos;
- Não colocar caixas de eletricidade ou de outro tipo acima do pilar sob pena de impossibilitar a leitura de esse pilar;
- Caso o pino venha a ser coberto, deve-se escarificá-lo com cuidado para não o atingir.

Outro item que merece atenção é a necessidade de se estabelecer um ponto fixo para tomar como ponto de partida para medir os deslocamentos da estrutura, a esse ponto fixo dá-se o nome de R.N (Referência de Nível).

Essa referência deve ser estabelecida em um ponto do terreno em que seja possível com a utilização de equipamentos de topografia visualizar os pinos fixados na estrutura e assim ser feita a leitura do deslocamento vertical.

Com relação à interpretação correta dos dados Gusmão (1990) afirma que é comum serem disponibilizados dados que podem ser considerados confiáveis e que recebem uma interpretação equivocada.

Como se pode observar no estudo de Danzinger *et al.* (2015) uma edificação com três pavimento levou 262 dias para ter finalizadas sua estrutura e alvenarias (Tabela 4), diferente da tipologia estrutural desse estudo de caso (Tabela 5) onde em média 20 dias são necessários para ser feita a conclusão de oito pavimentos, alcançando assim 85% da carga total projetada.

Tabela 4: Fases de uma obra de três pavimentos convencionais

Fase	Data	Etapa da Obra
0	07/08/1998	Primeito teto concretado
1	04/09/1998	Segundo teto e pilares para o terceiro concretados
2	26/10/1998	Quarto teto concretado
3	19/01/1999	Alvenaria do primeiro à parte do terceiro concluídas
4	26/04/1999	Estrutura e alvenaria concluídos

Fonte: Adaptado de Danzinger *et al.* (2015)

Essa velocidade de execução demanda então um controle de recalques com datas próximas umas das outras, diferente de edificações convencionais onde se acompanha recalques por anos a fio devido à demora no carregamento do solo diretamente ligado à metodologia construtiva.

Tabela 5: Fases de uma obra de 8 pavimento em parede de concreto moldadas no local

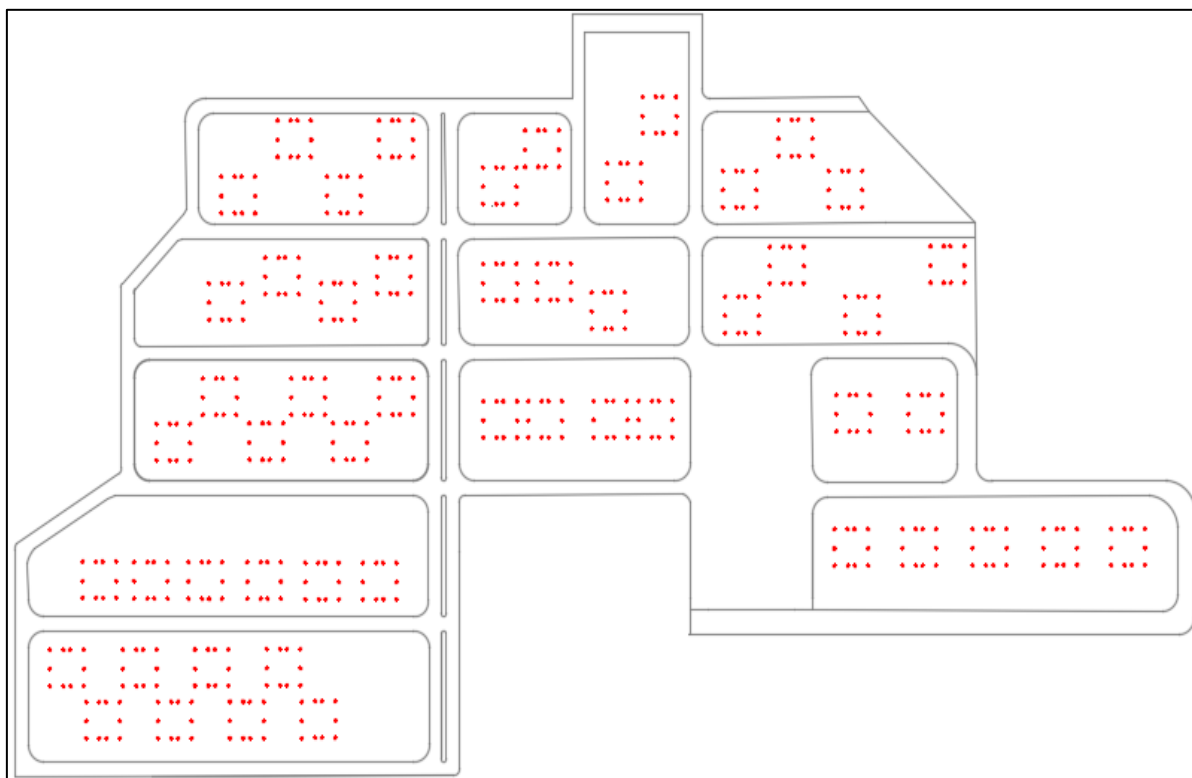
Data	Pavimento
07/10/2014	Térreo
09/10/2014	1º Pavimento
13/10/2014	2º Pavimento
15/10/2014	3º Pavimento
17/10/2014	4º Pavimento
20/10/2014	5º Pavimento
22/10/2014	6º Pavimento
24/10/2014	7º Pavimento
27/10/2014	Cobertura

Fonte: Do Autor

Esse estudo de caso, em média dispõe de 4 medições de recalque para cada edificação conforme indicado em projeto. Em alguns casos isolados onde se observou uma necessidade de mais medições elas foram executadas.

Os relatórios foram enviados à empresa responsável pela obra com: identificação dos pontos de medição (Figura 27), percentual da carga de projeto executada, valores dos recalques em relação a todas as medições anteriores, velocidade desses recalques e as distorções angulares máximas.

Figura 27: Locação dos pontos de monitoramento de recalque



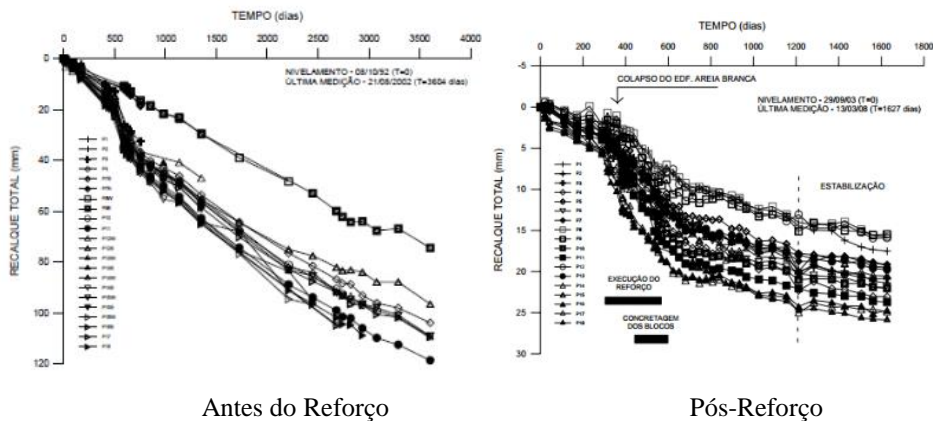
Fonte: Elaborado pelo autor



### 2.3.3. Curvas Recalque x Tempo

O trabalho de Cavalcanti, Gusmão e Sukar (2016) apresenta a comparação da curva recalque x tempo antes e após uma obra de reforço em uma edificação na Região Metropolitana do Recife já apresentada neste trabalho. Observou-se o alcance da estabilização após a execução do reforço (Figura 28).

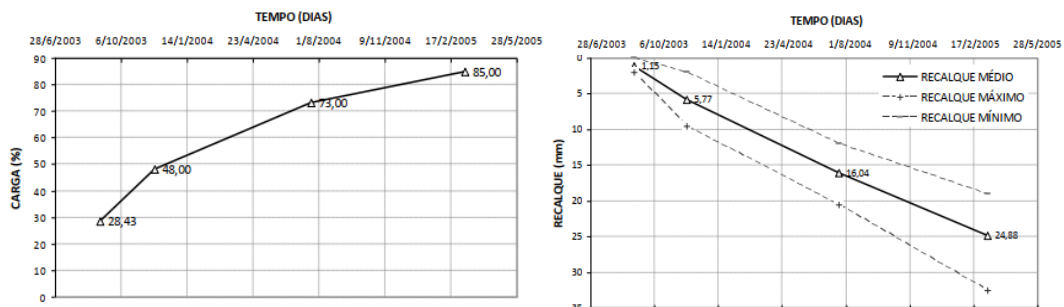
Figura 28: Curva Recalque x Tempo antes e após a execução do reforço



Fonte: Cavalcanti, Gusmão e Sukar (2016)

Oliveira, Gusmão e Ferreira (2012) apresentaram um estudo sobre uma fundação radier na Região Metropolitana de Recife. O objetivo do trabalho foi comparar os recalques medidos obtidos em campo com simulações através de elementos finitos e a Teoria da Elasticidade.

Figura 29: Curva recalque x tempo



Fonte: Oliveira, Gusmão e Ferreira (2012)

As medições de recalque foram realizadas em 13 pinos de observação nos pilares da estrutura, foram feitas quatro medições iniciando com 28% da carga aplicada até 85% da carga total aplicada. O radier tem dimensões 18x24m e recebe 28 pilares na projeção,

o prédio é composto por 8 pavimento e cobertura. A curva recalque x tempo bem como a curva carga x recalque dessa edificação analisada está apresentada na Figura 29.

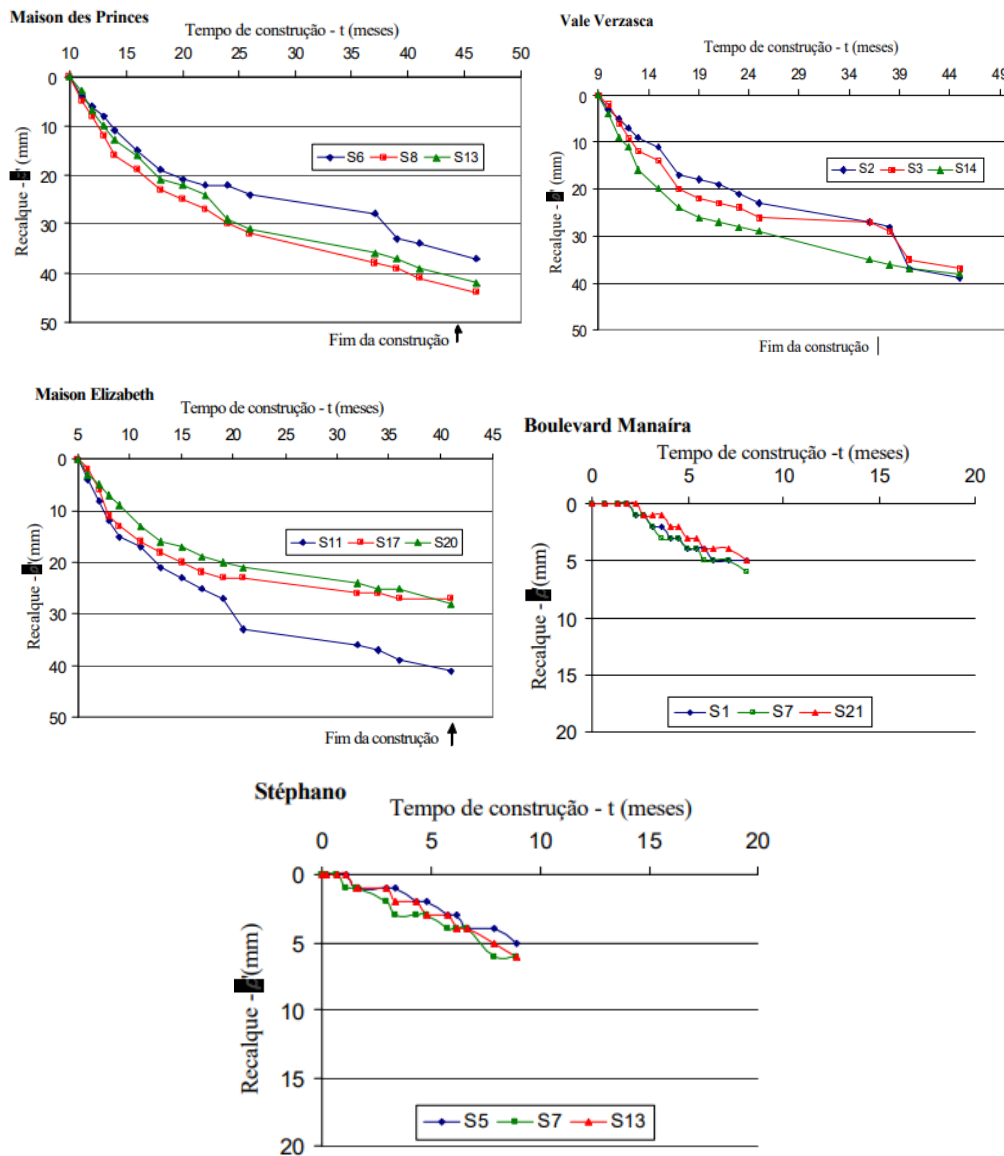
Soares (2005) analisou o monitoramento de recalques de cinco edificações, descritas abaixo:

- Maison des Princes: início do monitoramento em fevereiro de 2001 com 20 pavimentos e fim do monitoramento em fevereiro de 2004. O monitoramento se iniciou no 10º mês de construção, monitorado por 34 meses durante a construção e 2 meses após;
- Vale Verzasca: início do monitoramento em fevereiro de 2001 com 18 pavimentos e fim do monitoramento em fevereiro de 2004. O monitoramento se iniciou no 9º mês de construção, monitorado por 28 meses durante a construção e 8 meses após;
- Maison Elizabeth: início do monitoramento em fevereiro de 2001 com 10 pavimentos e fim do monitoramento em fevereiro de 2004. O monitoramento se iniciou no 5º mês de construção que se estendeu por 36 meses da construção;
- Boulevard Manaíra: início do monitoramento em outubro de 2004 com 2 pavimentos concretados e com monitoramento ainda não finalizado a época do trabalho. Início do monitoramento no 1º mês da construção e monitorado por 8 meses;
- Stéphanos: início do monitoramento em setembro de 2004 com a pavimento concretado e com monitoramento ainda não finalizado a época do trabalho. Início do monitoramento no primeiro mês de construção e monitorado por 9 meses;

Soares (2005) apresentou as curvas recalque x tempo para cada edificação monitorada, conforme a Figura 30.

Lopes e Oliveira (2017) apresentaram um estudo sobre o comportamento dos recalques em 64 edificações tipo em Paredes de Concreto Moldadas no Local e fundação em Radier na Região Metropolitana do Recife. As medições de recalque foram realizadas em média 4 vezes por edificação durante o período da construção da estrutura. Dentre as análises foram apresentadas considerações sobre as curvas recalque x tempo observadas. Segundo os autores, 32 edificações apresentaram curvas características com patamar de estabilização bem definidos. 23 edificações não apresentaram patamar de estabilização e outras 9 fundações apresentaram curvas que indicavam características de levantamento.

Figura 30: Curvas de recalque x tempo



Fonte: Soares (2005)

## 2.4. CONFIABILIDADE

Há uma busca incessante pela obtenção do comportamento último do sistema estrutural, enquanto o comportamento das estruturas em serviço é deixado em segundo plano. Esse panorama vem a cada dia se modificando, pois, a garantia da segurança quanto à falha estrutural do sistema é imprescindível e o seu desempenho tem recebido maior atenção do consumidor final, que não aceita mais conviver com pequenas fissuras e nem com comportamentos estruturais que provoquem desconforto. Portanto, pode-se definir que quando uma estrutura não consegue responder ao estado limite de serviço de uma forma adequada ela enfrenta um insucesso frente às expectativas projetadas.

Do ponto de vista de confiabilidade é necessário atribuir uma probabilidade de ocorrência a um evento, no caso das estruturas o evento pode ser a ruína ou o insucesso. A análise probabilística se faz necessária em ambos os casos devido à grande variabilidade de fatores que podem influenciá-los. Um desses fatores é a variabilidade geotécnica, tanto do maciço quanto da obtenção dos dados desse maciço, também há a interação solo-estrutura, que quando levada em conta pode mudar totalmente a configuração de esforços e deformações do sistema.

O estudo da mecânica dos solos parte de princípios deterministas, aqueles onde são estabelecidos critérios de partida no início e no fim têm-se resultados decorrentes desses critérios. É possível afirmar que essa visão quando se trata de comportamento de fundações não contempla as diversas variabilidades inerentes, pois mesmo atualmente, com o amplo desenvolvimento das técnicas de obtenção dos parâmetros do solo ainda não é possível, e dificilmente será, mensurar o seu comportamento real (SILVA, 2003).

Bronowski (1977) traz uma análise histórica relacionada à ciência de modo geral que acrescenta ao entendimento do porquê de serem realizadas análises probabilísticas quando se trata de fundações.

Isaac Newton foi o precursor da junção do pensamento racional com o empirismo, quando formulou que o movimento dos planetas e a manutenção de suas órbitas é produzido por um equilíbrio de forças de atração. Porém, esse entendimento de Newton não é capaz de explicar todos os fenômenos, restando assim lacunas que geram discussões. Albert Einstein por sua vez, demonstrou através do relativismo que o tempo e o espaço estão interligados e interferem na realidade. Um exemplo clássico da ineficiência da teoria newtoniana está na física quântica, onde se observa que a visão newtoniana de causa e efeito não é capaz de prever o comportamento no passado nem no futuro de uma simples partícula. Quem primeiro postulou formalmente esse princípio foi Heisenberg (1927) e o denominou “Princípio da Incerteza”. Esse princípio demonstra que, toda interpretação de fenômenos da natureza tem atrelado a si uma incerteza, portanto não é possível simplesmente descrevê-lo como algo de causa e efeito.

Para tanto, entendendo a existência de incertezas na interpretação de um fenômeno natural a ciência atualmente trabalha com o princípio da previsão, onde o futuro é idealizado desde o início, mas não pode ser completamente determinado e sim determinado dentro de uma área de incertezas (BRONOWSKI, 1977).

Nos problemas geotécnicos há de se observar que os modelos utilizados são representações muitas vezes imperfeitas da realidade, logo há uma série de incertezas que

precisam ser levadas em conta. Portanto, não se deve esperar através de análises determinísticas que são comumente empregadas chegar a um valor exato, mas sim a uma ordem de grandeza (BERNARDO, 1999).

Azevedo e Diniz (2007) demonstram que do ponto de vista da confiabilidade estrutural é necessário garantir que uma resistência (Suprimento) seja superior a uma solicitação (Demanda). Como o processo para obter as resistências e as solicitações é repleto de incertezas então a confiabilidade apenas pode ser avaliada de forma probabilística.

A análise de estruturas com vida útil diferente das correntes, de estruturas já existentes, estruturas submetidas a ações variáveis e estruturas reforçadas não pode dispensar a utilização de modelos probabilísticos, uma vez que sua complexidade é grande. Diversas são as causas que podem reduzir a vida útil de uma edificação, desde erros de projeto, passando por erros na execução até um aumento de cargas não previsto. Portanto define-se durabilidade como o desempenho dos materiais componentes do sistema frente às ações ambientais ao longo do tempo. É fácil observar que a probabilidade de uma estrutura sofrer com as ações externas está intimamente ligada com o tempo com que essa estrutura está em funcionamento (NEVES E CRUZ, 2001).

O “*Probabilistic Model Code (PMC)*” apresentado pelo JCSS (Joint Committee on Structural Safety) em 2000 aborda a elaboração do projeto de estruturas do ponto de vista puramente probabilístico.

Estruturas e elementos estruturais devem ser projetados, construídos e mantidos de forma que apresentem comportamento considerado adequado durante o tempo para o qual foi projetado e ainda da forma mais econômica possível. Portanto, as estruturas e os elementos estruturais devem estar aptos para a função para qual foram designados, também suportar aumentos de cargas e ciclos de carga ocorrendo durante a construção e antes do uso e por fim não devem ser danificadas por eventuais eventos extremos como fogo, explosões, impactos ou erros humanos (JCSS, 2000).

É preciso entender que, para diferentes situações tem-se um grau apropriado de confiabilidade que está intimamente associado às consequências de uma possível falha ou insucesso do sistema. Deve se levar em conta que, falhas de uma estrutura podem acarretar perdas de vidas ou acidentes, perdas econômicas e impactos sociais. Portanto, o grau de confiabilidade mais adequado é aquele que consegue balancear os riscos associados a problemas em estruturas e possíveis perdas que possam ser acarretados por esses problemas (JCSS, 2000).

Do ponto de vista da durabilidade a estrutura submetida às ações do ambiente deve responder de forma adequada durante toda sua vida útil, e isso pode ser garantido de quatro maneiras diferentes (JCSS, 2000):

- Utilizando materiais que não irão se alterar com as ações do ambiente;
- Utilizando dimensões nos elementos estruturais que mesmo com as ações dos agentes ambientais terão sua função mantida de acordo com o que foi projetado;
- Através da substituição de elementos estruturais durante a vida útil;
- Através de inspeções e correções em possíveis falhas observadas;

Os estados limites das estruturas podem ser entendidos como limites que separam respostas esperadas de uma estrutura com alguma ou nenhuma consequência de respostas não desejadas com alguma consequência associada. O estado limite último é responsável por fornecer a máxima carga a qual uma estrutura pode ser submetida e a máxima deformação decorrente. O estado limite de serviço está associado à garantia da boa utilização da estrutura. Ultrapassar um desses limites pode ser reversível ou irreversível, no primeiro caso, cessada a ação que ocasiona o ultrapasse do limite estabelecido tem-se o retorno do sistema ao estado normal. Já no segundo caso são necessárias intervenções para a reparação da consequência do ultrapasse de certo limite (JCSS, 2000).

O ultrapasse do estado limite último quase sempre ocasiona a falha generalizada do sistema logo em sua primeira ocorrência. São associadas ao estado limite último as seguintes consequências à estrutura:

- A perda do equilíbrio da estrutura; alcance das máximas resistências das seções, membros ou conexões devido a rupturas ou deformações excessivas;
- Ruptura de membros causadas por fadiga ou outro efeito decorrente do tempo;
- Mudança do sistema estrutural projetado para outro sistema.;

O alcance do estado de serviço ocasiona situações de comportamento da estrutura que não levam diretamente à falha da estrutura, mas sim a um insucesso de desempenho comprometendo seu funcionamento. Podem ser associados ao ultrapasse do estado limite de serviço:

- Danos locais, como fissuras que possam se tornar porta de entrada para agentes agressivos que venham a reduzir a vida útil da estrutura;
- Danos observáveis causados por fadiga ou outro efeito relacionado ao tempo;
- Deformações não aceitáveis que afetem o uso ou a aparência de elementos estruturais e não estruturais ou ainda o funcionamento de equipamentos;

Estão associadas variáveis a cada um desses limites que podem ser caracterizadas como:

- Ações e agentes ambientais;
- Propriedades dos materiais e dos solos;
- Parâmetros relacionados à geometria;

Essas variáveis devem ser escritas em função do tempo. Dentro de cada um desses dois limites devem ser estabelecidos modelos que descrevem as estruturas. Esses modelos podem ser mecânicos, para descrever o comportamento estrutural, ou ainda físicos e químicos, para descrever o comportamento do ambiente e das propriedades dos materiais (JCSS, 2000).

Portanto, quando existem modelos capazes de descrever o problema estudado, o estado limite (g) deve ser escrito em função das variáveis do modelo e quando atendida a Equação 27, tem-se a função do estado limite

$$X(t) = X_1(t), X_2(t), \dots, X_n(t), \text{ variáveis do modelo}$$

$$g(X(t)) = 0 \quad \text{Equação 27}$$

Quando atendida a Equação 28 tem-se que ocorreu um ultrapasse do estado limite.

$$g(X(t)) < 0 \quad \text{Equação 28}$$

Para atribuir índices de insucesso dentro do estado limite de serviço (ELS) deve-se observar que há efeitos reversíveis e irreversíveis. O Quadro 3 apresenta valores para casos irreversíveis que estão associados ao custo do aumento da segurança, portanto é de

esperar que os índices para casos reversíveis sejam menores, pois consequentemente os custos associados serão menores (NEVES E CRUZ, 2001).

Quadro 3: Índices para ELS irreversíveis

Custo Relativo à Medida de Segurança	Índice Associado (ELS irreversível)
Alto	$\beta=1,3 (p_i \approx 10^{-1})$
Normal	$\beta=1,7 (p_i \approx 5 \cdot 10^{-2})$
Baixo	$\beta=2,3 (p_i \approx 10^{-2})$

Fonte: JCSS (2000)

Prenninger e Schueler (1989) buscaram associar distribuição de probabilidade de velocidades de vento a determinados intervalos dentro do estado limite de serviço. Foram adotados pelos autores dois intervalos dentro do estado limite de serviço, o primeiro diz respeito ao ultrapasse da fase linear do comportamento reológico de membros estruturais e foi escolhido devido à característica que a carga de vento apresenta de ser cíclica, podendo afetar os elementos por fadiga ocasionando grandes deformações já no estado plástico. Já o segundo limite adotado foi o de conforto humano, uma vez que processos de aceleração podem ser sentidos facilmente por moradores de edifícios mais altos mesmo para valores com ordem de grandeza menores. Para esse trabalho específico os autores buscavam entender e comprovar que o efeito do vento ocasionava perturbações não apenas podendo levar à ruptura, mas também dificultando ou impossibilitando o uso da edificação. Observa-se que os limites foram arbitrados de acordo com o entendimento dos autores quanto à necessidade da análise.

O “*Código Técnico de la edificación (CTE)*” do ministério de habitação de Madrid traz uma abordagem similar aos código do ASCE estabelecendo limites para níveis de confiabilidade de uma edificação, porém com uma abordagem mais bem estabelecida no caso do estado limite de serviço. De acordo com o CTE, as consequências associadas aos eventos são classificadas como reversíveis e irreversíveis. A visão do insucesso associado a gastos com os reparos ou com as consequências também é utilizada no CTE assim como no PMC e pode ser observado na Tabela 6. Observa-se no Quadro 4 a associação entre os índices de confiabilidade e a probabilidade de insucesso.

- Reversíveis –  $\beta=0$ ;
- Irreversíveis –  $\beta=1,5$ ;



Tabela 6: Valores referidos ao período de serviço para o índice de confiabilidade

Custo relativo para aumentar a confiabilidade	Consequências de um insucesso estrutural			
	Reversíveis	Pequenas	Moderadas	Grandes
Elevado	0	1,5	2,3	3,1
Moderado	1,3	2,3	3,1	3,8
Baixo	2,3	3,1	3,8	4,3

Fonte: Código Técnico de la Edificación (2009)

Quadro 4: Probabilidade de insucesso x índice de confiabilidade

$P_i$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

Fonte: Código Técnico de la Edificación (2009)

É demonstrada em um dos anexos deste mesmo código uma introdução probabilística ao método implícito e explícito.

De acordo com o *CTE*, são três os tipos de incertezas associados às variáveis básicas: variabilidade aleatória inerente ao modelo, incertezas devido à falta de conhecimento e as incertezas estatísticas.

A variabilidade aleatória pode ser devido à ação humana ou não. Já as incertezas devido à falta de conhecimento podem ser devido às ações sobre a estrutura como a ação do vento e a carga de neve, ou ainda alguns parâmetros de resistência como o do solo.

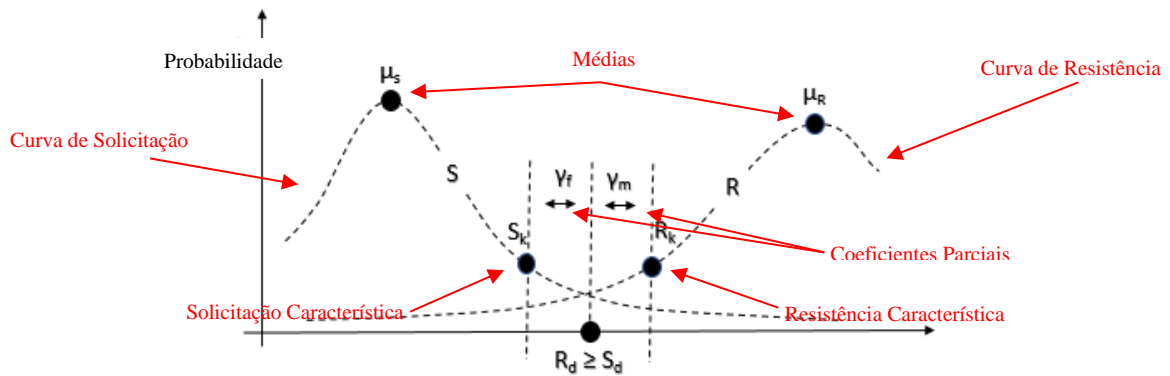
Já as incertezas estatísticas estão associadas à avaliação estatística dos resultados dos ensaios, das medições e outras observações e podem ser reduzidas através de um maior número de ensaios e observações. Elas se devem à:

- Falta de identificação e distinção entre diferentes populações estatísticas;
- Número limitado de resultados que conduzem a incertezas na obtenção dos *parâmetros* estatísticos;
- A não consideração de variações sistemáticas das variáveis analisadas;
- A não consideração de possíveis correlações;
- O emprego de distribuições estatísticas para descrever as incertezas cujo a origem não é estatística no todo só em parte;

Aoki (2005) demonstrou que a ABNT NBR6122:2010 busca a confiabilidade de uma fundação através dos coeficientes de segurança. Para o estado limite último são

aplicados fatores de segurança à resistência dos materiais ou à resistência do solo e para o estado limite de serviço verificam-se as deformações e os deslocamentos. Da convolução das curvas de resistência e solicitação é possível obter a curva de densidade de probabilidade para a probabilidade de falha (Figura 31).

Figura 31: Convolução das curvas de Resistência e Solicitação



Fonte: Aoki (2018)

A probabilidade de falha pode também ser descrita como:

$$p_f = \frac{1}{10^\beta} \quad \text{Equação 29}$$

Onde:  $\beta$  – índice de confiabilidade

É possível, através da integração da curva de densidade de probabilidade da  $p_f$  encontrar a probabilidade de falha acumulada pela equação abaixo:

$$F_s^2 \cdot (\beta^2 \cdot v_r^2 - 1) + 2 \cdot F_s + \beta^2 \cdot v_s^2 - 1 = 0 \quad \text{Equação 30}$$

Onde:  $F_s$  - Fator de segurança

$v_{s,r}$  - variação das solicitações e resistências

Através da manipulação da equação 30 em função do índice de confiabilidade, tem-se a Equação 31.

$$\beta = \frac{(1 - \frac{1}{F_s})}{\sqrt{v_r^2 + (\frac{1}{F_s})^2 \cdot v_s^2}} \quad \text{Equação 31}$$

A Equação 31 proporciona uma observação de que, quando se tem um fator de segurança extremamente grande não necessariamente tem-se uma probabilidade de falha baixa, mas sim uma função inversa da variação que vai de zero a um, sendo 0 nenhuma variação em torno da média. Para uma variação de 20% tem-se um índice de confiabilidade de 5 e uma probabilidade de falha de um em cada cem mil. Para uma variação de 30% o índice de confiabilidade é 3,33 e a probabilidade de falha salta para um em cada dois mil e cem. Conclui-se que um fator de segurança alto não necessariamente fornece condições de segurança satisfatórias, mas sim o controle e mensuração das variáveis envolvidas.

De acordo com Elishakoff (2001), um termo melhor para o fator de segurança seria o de fator de desconhecimento, seja ele das incertezas quanto aos carregamentos, das variações das resistências, imprecisões de geometria e teoria e ainda das consequências ocasionadas pela falha de certas estruturas. O autor enfatiza que o uso do fator de segurança não é excludente ao uso de conceitos probabilísticos e em alguns casos os fatores de segurança poderiam ser bem expressos por níveis de confiabilidade, o entendimento da relação que os dois conceitos apresentam abre um campo de racionalização dos fatores de segurança embasados pela teoria da confiabilidade.

Para Teixeira *et al.* (2012) e Teixeira, Correa e Henriques (2011) a avaliação da confiabilidade em estruturas é um importante aspecto que deve ser levado em conta na fase de projetos, durante a construção e durante a vida útil da estrutura. A análise através de métodos convencionais utilizados na engenharia geotécnica (fatores de segurança) para suprir as incertezas não proporciona o entendimento da influência da variabilidade dos parâmetros no projeto. As análises de confiabilidade têm como objetivo avaliar a probabilidade de que se atinja um determinado limite pré-estabelecido, um de seus principais benefícios é fornecer informações sobre quais parâmetros mais influenciam o comportamento na análise e isso proporciona o entendimento do risco.

Para Beloni *et al.* (2016) a determinação do nível de confiabilidade de uma obra tem relação direta com uma criteriosa avaliação das incertezas. As incertezas podem ser na fase de projeto com os parâmetros adotados e também durante a avaliação do desempenho após o término da obra e sua utilização.

De acordo com Folle *et al.* (2008), o engenheiro de projetos tende a superestimar os fatores de segurança da resistência do solo quando as informações geotécnicas são inadequadas ou incompletas, e usam como justificativa garantir mais segurança ao projeto. Na falta de investigações geotécnicas completas são utilizados artifícios de

interpolação para inferir valores a áreas não amostradas, porém não é apresentado o erro ou desvio padrão associado, portanto não são indicados para fazer a extrapolação de dados geológicos e geotécnicos.

Sayão *et al.* (2012) pondera que em uma análise determinística da estabilidade de um talude há a observação da média para todas as variáveis no cálculo do fator de segurança que deve ser maior que um valor pré-estabelecido. A análise determinista não leva em conta a variabilidade das propriedades nem as incertezas associadas à obtenção dessas variáveis. Entretanto, cada variável tem associada a si uma distribuição de prováveis valores dos quais é possível retirar uma média e um desvio padrão.

Salahudeen e Kaura (2017) realizaram uma análise dos recalques de uma estrutura e verificaram que conforme as variabilidades dos parâmetros geotécnicos ficam maiores ocorrem valores de recalque mais altos e com maiores probabilidades de ocorrência. As análises foram feitas para 425 furos de sondagem SPT (Standart Penetration Test), os recalques foram estimados através do método de *Burland and Burbidge* para diversas profundidades e valores de cargas de forma a obter uma nuvem de dados que proporcionasse a avaliação estatística dos dados.

A variação nas propriedades do maciço de solos faz com que as tensões na fundação e dos deslocamentos sejam difíceis de serem previstos em análises que consideram o solo como um material homogêneo (Niandou e Breysse, 2006).

Dado um mesmo problema é possível obter diferentes soluções de diferentes projetistas, umas com maior e outras com menor grau de segurança. Portanto a questão do quão confiável é o projeto deve ser observada utilizando os conceitos probabilísticos (SAYÃO *et al.*, 2012).

#### **2.4.1. Conceito de Probabilidade**

De acordo com Fernandes (1999), a estatística tem por objetivo fornecer informações através de quantidades numéricas, e se subdivide em três áreas: a obtenção dos dados, a estatística descritiva e a estatística de inferência.

Tendo a estatística de inferência uma importância maior, pois as duas primeiras necessitam de conclusões como complemento e por si só não teriam função.

A estatística se baseia na ideia de avaliar parte do todo e assim obter conclusões acerca do todo, uma vez que avaliar o todo muitas vezes não é possível.

As tabelas de frequência e os gráficos são ferramentas para transmitir a estatística de forma didática. Define-se frequência como o número de vezes que o valor de uma variável ocorre nos dados analisados. A frequência pode ser também demonstrada em intervalos de valores das variáveis. A frequência simples é escrita na forma da simples contagem da quantidade de ocorrência de cada variável, já a frequência relativa é comumente apresentada na forma percentual.

Para o cálculo do tamanho dos intervalos de uma frequência pode-se adotar a regra de Sturges (Equação 32), um dos métodos mais consagrados de obtenção da quantidade de classes da distribuição de frequência. Esse método fornece valores mais baixos para pequenas amostras.

$$k = 1 + 3,32 \log_{10} n \quad \text{Equação 32}$$

Os gráficos são formas de apresentar os dados resumidamente. Os gráficos de barras quase sempre são utilizados para comparar as frequências simples ou relativas e passam a ser chamados de histogramas de frequência. Traçando uma curva suavizada pelos pontos médios do histograma de frequência temos a curva de distribuição normal que tem por objetivo demonstrar a distribuição amostral de uma determinada estatística (Figura 32).

Figura 32: Histograma e Curva Normal

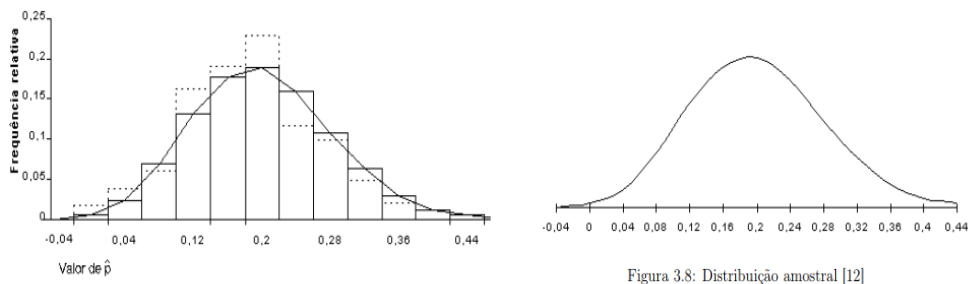


Figura 3.8: Distribuição amostral [12]

Fonte: Fernandes (1999)

A regressão múltipla é utilizada quando a reta ajustada não descreve bem o comportamento do conjunto de dados, e devido a isso leva-se em consideração as variáveis independentes do problema que influenciam no comportamento da variável dependente. Para realizar a análise da melhor curva para representar o comportamento das distorções angulares para os dados de campo medidos foi utilizado o software livre R desenvolvido pelo departamento de estatística de Auckland. Ele possui inúmeros pacotes

de extensão que permitem diversas análises complexas, e seu código é constantemente atualizado por um grupo de estatísticos que utilizam o software.

Como as distorções são medidas positivas e, para muitos prédios analisados, sua distribuição apresenta assimetria a direita, considerou-se o modelo Gamma por se adequar bem a dados com essas características. Como existe diferença entre os prédios (devido a diferenças no solo) não seria adequado considerar uma única distribuição para modelar as distorções de todos os prédios conjuntamente. Assim, foi considerado um modelo de regressão com resposta Gamma, utilizando como variáveis explicativas variáveis indicadoras do prédio em que a distorção foi medida. Deste modo, ajustou-se para cada prédio um modelo Gamma com diferentes parâmetros. A partir desse ajuste é possível analisar a probabilidade de dano. O código utilizado para as análises está no Anexo 1.

#### **2.4.2. Confiabilidade Aplicada ao Estado Limite de Serviço**

Para Aoki (2002) as curvas que definem a distribuição de probabilidade de uma estrutura são específicas de cada caso, porém existem alguns modelos usuais pelos quais se pode iniciar uma análise como: normal, beta, weibull, log-normal, gamma dentre outras. Esses modelos são escritos em função da média e do desvio padrão da amostra e quanto maior o número de dados conhecidos maior a representatividade da curva obtida em relação à população. A escolha da curva está intimamente ligada com a aderência que a curva apresenta em relação aos dados reais que pode ser medida por vários métodos, dentre eles o método do qui-quadrado.

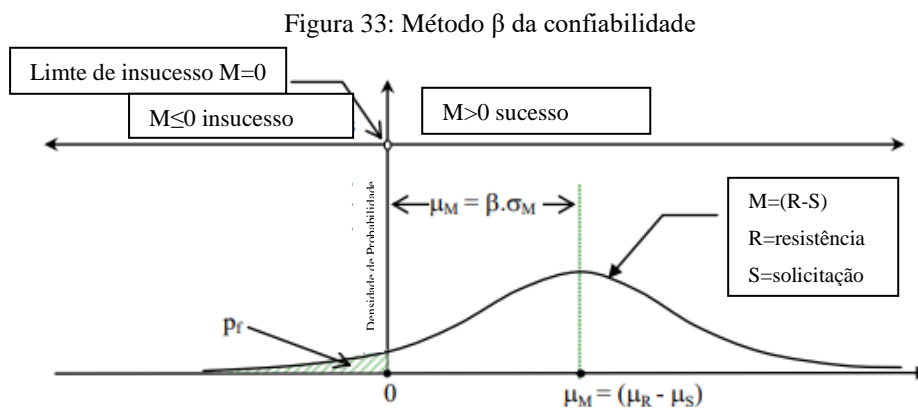
Existem diversos fatores que influenciam a variabilidade das curvas de solicitação e resistência. Como exemplo tem-se os recalques que por sua vez são influenciados pela variabilidade das propriedades do solo como ângulo de atrito, coesão, tensão de pré-adensamento e nível d'água. De acordo com Silva Neto e Oliveira (2018), é fundamental conhecer quais valores mais influenciam na capacidade de carga de uma fundação para realizar um projeto que leve em conta o cenário mais desfavorável quanto à confiabilidade e risco. Nos problemas geotécnicos observa-se que os modelos utilizados são representações muitas vezes imperfeitas da realidade, logo há uma série de incertezas que precisam ser levadas em conta. Portanto não se deve esperar através de análises determinísticas que são comumente empregadas chegar a um valor exato e sim a uma ordem de grandeza (Bernardo, 1999).

A teoria de Cornell (1968) de índice de confiabilidade fornece a motivação para esse trabalho. A formulação se baseia na elaboração de uma distribuição denominada margem ( $M$ ) que é resultado da associação entre as curvas de solicitação e resistência conforme a Figura 33. Nela fica demonstrado o estabelecimento de um limite definido como fronteira de ruína onde para valores menores que zero tem-se uma área, que integrada fornece a probabilidade de ruína. De acordo com Wang e Kulhawy (2008), a obtenção da média e desvio padrão para curva  $M$  se dão pela Equações 33, 34 e índice de confiabilidade pela Equação 35 que se traduzem graficamente na Figura 33.

$$\mu_M = (\mu_R - \mu_S) \quad \text{Equação 33}$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad \text{Equação 34}$$

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad \text{Equação 35}$$



Fonte: Aoki (2008)

Zang e Ng (2005) apresentam uma análise probabilística de recalques e distorções angulares na tentativa de definir parâmetros da curva de probabilidade para casos toleráveis e intoleráveis quanto aos danos observados em casos gerais de diversas obras. Os autores avaliaram o comportamento de recalques para cento e setenta e uma pontes e noventa e cinco edificações, com relação às distorções angulares foram avaliadas duzentas e quatro pontes e duzentos e cinco edificações. O objetivo dos autores foi apresentar uma proposição de tolerabilidade do comportamento das curvas de probabilidade de recalque e distorção angular. Foram apresentadas médias e desvios padrão para pontes de aço e concreto, prédios sobre fundações superficiais e prédios sobre fundações profundas conforme ilustra a Tabela 7.

Tabela 7: Parâmetros de distribuição de probabilidade de recalques e distorção angular

Estatística	Todas as Fundações		Fundações Superficiais		Fundações profundas	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Recalque intolerável (mm)	403	334	399	323	404	384
Recalque tolerável (mm)	123	73	129	72	96	56
Distorção angular intolerável	0,0116	0,0143	0,0119	0,0138	0,0107	0,0155
Distorção angular tolerável	0,0028	0,0024	0,0030	0,0015	0,0025	0,0022

Fonte: Zang e Ng (2005)

Um ponto importante a ser observado na análise de Zang e Ng (2005) é a forma da curva de probabilidade para as distorções angulares. Os autores propõem uma curva log-normal como sendo a mais representativa no comportamento tanto para recalques quanto para distorções angulares.

Os parâmetros apresentados por esses autores são gerais e englobam diferentes tipologias construtivas. Do ponto de vista de confiabilidade quando maior a variabilidade dos parâmetros menor o índice de confiabilidade e consequentemente maior a probabilidade de falha.

Nascimento e Oliveira (2017, 2018) empregando a metodologia de Freudenthal (1945, 1956) e o Método  $\beta$  de Cornell (1968) fizeram uma abordagem de confiabilidade para validar o uso dessa teoria para a análise de recalques. Os autores analisaram a problemática das edificações em alvenaria resistente (utilização de blocos de vedação com função estrutural) na Região Metropolitana de Recife. Demonstraram que diversas edificações se encontram interditadas e algumas ruíram devido a problemas de recalque excessivo nas fundações.

Nascimento e Oliveira (2017, 2018) adaptaram a probabilidade de ruína para a análise da edificação no estado limite de serviço (ELS) e a chamaram de probabilidade de ocorrência de danos ( $p_f$ ). Através das medições de recalque *in loco* os autores puderam calcular as distorções angulares de cada caso específico. De posse dos parâmetros probabilísticos propostos por Zang e Ng (2005) para distorções angulares toleráveis os autores aplicaram a Teoria da Margem e obtiveram a curva **M** da qual é possível retirar a probabilidade de falha integrando o trecho da curva que apresenta valores negativos. A análise dos recalques medidos foi realizada em um grupo de cinco edificações que se encontravam desabitadas e interditadas pela iminência de uma tragédia, portanto era esperado que a análise de confiabilidade fornecesse índices baixos e/ou negativos e foi exatamente o que ocorreu.



Essa análise comprova a eficácia da utilização dessas teorias para avaliar probabilidade de falha e confiabilidade em relação ao estado limite de serviço, porém os parâmetros relacionados à tolerabilidade utilizados pelos autores apresentam grande variância.

Uma forma de avaliar o índice de confiabilidade obtido é a qualitativa que é dada por Clemens (1983) e ampliada por Aoki (2011). Ela associa a probabilidade de falha a uma escala subjetiva de efeitos, conforme a Tabela 8.

Tabela 8: Efeitos associados à probabilidade de insucesso

$\beta$	Ocorrência	Frequência	1/pf	pf
-7,94	Certeza	dia	1	1
0,00	50% de chance	dias	2	0,5
1,07	Frequente	semanas	7	0,143
1,83	Provável	meses	30	0,033
2,78	Ocasional	anos	365	0,003
3,46	Remota	decênios	3650	$3 \cdot 10^{-4}$
4,03	Muito remota	séculos	36500	$3 \cdot 10^{-5}$
4,55	Improvável	milênios	$4 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^{-6}$
7,27	Nunca	Bigbang	$5 \cdot 10^{12}$	$2 \cdot 10^{-13}$

Fonte: Clemens, 1983 ampliada por Aoki (2011)

### 2.4.3. Parâmetros das Curvas de Tolerabilidade

Para realização das análises de confiabilidade através do método da margem é necessário definir duas curvas, uma de solicitação e outra de resistência. Para analisar o estado limite de serviço sob a ótica do conceito de confiabilidade é necessário definir essas duas curvas. A curva de solicitação é derivada dos dados de distorção angular, sejam eles medidos ou calculado. A curva de resistência representa o quanto a estrutura tolera com relação às distorções. O desafio, portanto, é a definição dos parâmetros estatísticos dessa curva.

No estado limite de serviço, conforme visto anteriormente, a cada dano à estrutura pode-se associar um nível de distorção angular. Pela abordagem determinista, garantindo que não ocorra uma distorção específica isso garante que o dano associado não irá ocorrer.

A abordagem estatística demonstra que mesmo que a distorção média não ocorra, há a probabilidade de ocorrência do dano. Portanto, foram utilizados os valores para

distorções angulares da literatura, porém, associou-se a eles uma curva de distribuição de probabilidade.

Tabela 9: Compilação dos parâmetros estatísticos das edificações estudadas

Grupo	Prédios	$\mu_c$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	CV <sub>c</sub> (%)
H	1	31,53	3,44	10,91%
	2	30,41	3,20	10,53%
	3	32,49	3,05	9,39%
	4	30,44	2,77	9,11%
F	1	36,78	1,48	4,01%
	2	32,36	1,98	6,12%
	3	35,86	4,76	13,28%
G	1	35,88	2,75	7,67%
	2	35,61	2,60	7,30%
	3	36,57	4,12	11,27%
	4	33,16	3,47	10,45%
E	1	31,55	3,81	12,09%
	2	36,70	2,84	7,75%
	3	36,87	2,92	7,91%
J	1	31,63	4,48	14,18%
	2	27,31	1,72	6,29%
	3	26,63	1,72	6,46%
	4	27,20	1,95	7,18%
	5	23,73	1,56	6,57%
I	1	32,37	3,96	12,22%
	2	32,24	4,05	12,55%
K	1	25,37	1,78	7,03%
	2	24,85	1,80	7,26%
	3	24,38	1,87	7,67%
	4	25,22	1,99	7,89%
	5	23,98	1,70	7,09%
	6	26,04	1,62	6,24%
L	1	25,56	3,08	12,04%
	2	23,95	3,53	14,74%
	3	25,96	2,56	9,88%
	4	24,23	3,41	14,08%
	5	28,21	3,42	12,14%
	6	23,80	3,40	14,27%
	7	29,23	3,67	12,55%
	8	29,78	2,91	9,78%
M	1	26,93	1,97	7,32%
	2	26,69	2,08	7,78%
	3	26,05	1,89	7,24%
	4	27,21	2,15	7,90%
	5	27,03	1,78	6,59%

Fonte: do Autor

No estado limite de serviço o foco das análises se concentra nos deslocamentos da estrutura e seus efeitos quando diferentes pontos da estrutura se deslocam de forma diferencial. Em peças de concreto os deslocamentos decorrentes da aplicação de uma carga são calculados em função da carga aplicada, do comprimento da peça e sua inércia e também pelo módulo de elasticidade do concreto conforme a Equação 36 de forma genérica.

Dentre esses parâmetros as dimensões da peça e a carga aplicada não apresentam variabilidade significativa. O parâmetro que apresenta maior variabilidade é o módulo de elasticidade devido à variação das resistências do concreto utilizado uma vez que todos os elementos da estrutura são em concreto armado. Devido a isso avaliou-se a variabilidade do módulo de elasticidade do concreto utilizado na edificação através dos dados de resistência à compressão medidos em corpos de prova e estão apresentados na Tabela 9. O cálculo do módulo de elasticidade concreto é apenas dependente da resistência à compressão, portanto apresentam a mesma variabilidade. Foram analisadas quarenta edificações devido à indisponibilidade de alguns dados.

$$\delta = C \frac{QL^n}{EI} \quad \text{Equação 36}$$

## 2.5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

De acordo com Tchegotarioff (1978), as fundações apresentam uma tendência natural de acompanhar os recalques do solo que as sustentam, e a superestrutura por sua vez acompanha também esse recalque. Porém, a fundação e a superestrutura tendem a resistir à essas deformações gerando assim uma distribuição de cargas para as partes da estrutura menos influenciadas por recalques.

Haberfield (2017) apresenta uma reflexão sobre a ISE que avança por uma breve trajetória histórica, desafios de se avaliar, e alguns exemplos de aplicação. O autor demonstra em seu trabalho que que análises de interação solo-estruturas bem feitas proporcionam projetos mais prudentes, robustos e econômicos para as mais diversas estruturas, como torres altas, edifícios históricos, sistemas de contenção e suportes de escavação, túneis, represas e pontes.

De acordo com Haberfield (2017), as ferramentas para a análise da ISE se desenvolveram de forma rápida na última década. Há algum tempo os engenheiros

projetistas entenderam a importância de entender o comportamento vertical e lateral das fundações que transferem a carga das edificações, isso se dá devido a influência que o desempenho das fundações exerce ações internas dos elementos estruturais. O comportamento do solo é levado em conta por projetistas através da modelagem do solo como um grupo de molas com rigidez constante, rigidez essa fornecida por avaliações geotécnicas. Entretanto, segundo o autor, isso fornece um modelo inadequado do comportamento do solo, e ainda ignora qualquer interação que possa ocorrer entre os elementos de fundação.

Haberfield (2017) demonstra que a utilização de uma rigidez única para representar o maciço de solos é inadequada do ponto de vista de projetos. O autor exemplifica através de um estudo de caso de um projeto de uma torre no oriente médio com fundação em radier estacado.

O dimensionamento das estruturas de fundações e os cálculos dos recalques são comumente feitos em série com o projeto estrutural das edificações. O calculista faz o dimensionamento das vigas, lajes e pilares e passa ao engenheiro geotécnico os valores das cargas solicitantes que devem ser suportadas pelas fundações, muitas vezes o projetista de fundações sequer sabe com que tipo de superestrutura está lidando. Esse por sua vez faz o dimensionamento dos elementos da fundação e estima os recalques fazendo a checagem de admissibilidade com a norma. Iwamoto (2000) mostra que a consideração dos apoios indesejáveis no dimensionamento das estruturas pode levar a erros, pois quando ocorrem os recalques a estrutura sofre esforços que não foram considerados, transmitindo assim valores de carregamento diferentes aos elementos estruturais e consequentemente ao solo.

Holanda Júnior (1998) também demonstra que deve ser levada em conta a interação entre estrutura, fundação e solo que é comumente conhecida no meio técnico como ISE. Fazer o dimensionamento das fundações e da estrutura bem como estimar os recalques levando em conta essa interação representa um avanço em relação à consideração de um solo rígido (base indesejável).

Gusmão (1990) através da observação do comportamento de diversas obras e da análise teórica concluiu que a consideração do ISE nos projetos pode levar a resultados mais seguros e econômicos.

Sendo um tema bem difundido a ISE já é unanimidade no meio científico como maneira eficaz no dimensionamento das estruturas e análise de seu comportamento com a influência dos recalques. Tendo isso em vista, verifica-se a necessidade de

aprimoramento dos métodos que levam a consideração dessa interação. Há estudos que analisam a interação da estrutura com sapatas isoladas, já outros analisam também a interação entre sapatas e a estrutura. Algumas linhas tratam sobre o comportamento do sistema quando utilizadas soluções de fundações profundas.

Quando considerada a Interação solo-estrutura as cargas finais, deformações e deslocamentos obtidos são aqueles com um incremento da parcela decorrente da redistribuição dos esforços gerados pelos deslocamentos nos apoios. Segundo Iwamoto (2000), isso torna os projetos mais eficientes e confiáveis.

Segundo Farouk e Farouk (2015), a fundação de projetos complexos se apresentam como um desafio geotécnico onde a interação solo-estrutura desempenha um importante papel para alcançar um projeto mais econômico satisfazendo as condições de segurança e desempenho em serviço.

De acordo com Saha, Haldar e Dutta (2015), no caso do dimensionamento de estruturas em radier em áreas sísmicas também é feito em grande maioria com a consideração de apoios fixos na base. Ainda de acordo com o autor, essa interação entre solo e estrutura tem sido um elo perdido também para solicitações dinâmicas.

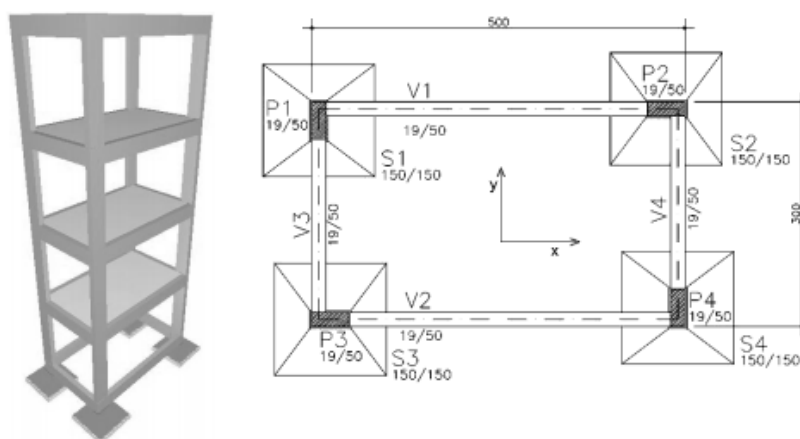
Diversos autores afirmam que as análises feitas com a consideração do ISE demandam uma maior capacidade computacional e um amplo conhecimento teórico sobre as novas variáveis que são introduzidas.

Meyerhof em seu trabalho em 1953 trouxe uma das primeiras abordagens em relação à Interação solo-estrutura. De acordo com Gusmão (1999), não dispomos de muitos dados a respeito do modelo que ele propôs. Sabe-se que há a adoção de um modelo elástico tanto para o solo como para a estrutura.

Chamecki (1955) propôs uma análise interativa que é amplamente adotada até os dias de hoje em obras de maior complexidade. É feito o dimensionamento da estrutura considerando a estrutura sob apoios indeslocáveis. As forças transmitidas e os coeficientes de transferência são iterados até que haja convergência dos valores das reações de apoio e dos recalques.

Souza e Reis (2008) analisaram através do software CAD/TQS uma edificação apoiada sobre sapatas conforme a Figura 34.

Figura 34: Edificação analisada no trabalho de Souza e Reis (2008)



Fonte: Souza e Reis (2008)

No trabalho de Souza e Reis (2008) foram realizadas três análises com variações dos coeficientes do maciço de solo. No primeiro caso todos os pilares foram considerados apoiados sobre base com rigidez infinita. No segundo caso o pilar P4 foi considerado sobre uma rigidez baixa e os demais sobre uma rigidez média. Já para a terceira análise para o pilar P1 a rigidez foi considerada média e para os demais baixa.

As diferenças para os momentos fletores na base analisados ficaram em média 18% maiores do caso 1 para o 2. Já quando comparados o caso com o 3 as diferenças ficaram entre 20 e 29%.

Os autores concluíram que a consideração da ISE para uma estrutura de pórtico com quatro pavimentos pode levar a um acréscimo de esforços nos pilares em média superiores a 20%. Essa diferença, que não seria levada em conta pelo método convencional de base rígida, em casos em que as cargas atuantes são elevadas poderia levar a problemas como o aparecimento de fissuras nos componentes estruturais. Em casos mais extremos poderia levar à ruína da estrutura, pois alguns pilares poderiam ter sua carga limite ultrapassada sendo esmagados e perdendo sua função estrutural.

Bahia (2015) realizou uma retro-análise em uma edificação no Distrito Federal (Figura 35), buscando a integração entre um software de dimensionamento estrutural (CAD/TQS) e outro de estimativa de recalques em radiers estaqueados (GARP) para representar o comportamento real da estrutura com relação aos deslocamentos verticais. Conhecidos previamente o comportamento real dos recalques que foram medidos na estrutura e também os resultados de prova de carga foram feitas análises interativas.

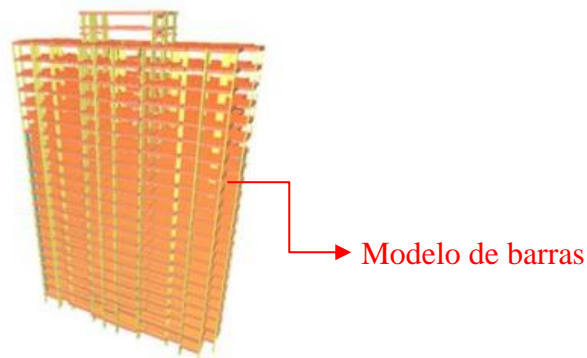
Figura 35: Torres em fase de construção e finalizadas analisadas por Bahia (2015)



Fonte: Bahia (2015)

Em sua análise Bahia (2015) realizou uma modelagem da estrutura no software CAD/TQS para obter os esforços para o carregamento máximo. Após obter os esforços foi realizada a transferência para o software GARP (Geotechnical Analysis of Raft with Piles) que realiza a análise de recalques para radiers estaqueados obtendo assim os deslocamentos para cada pilar da edificação. Foram realizadas Interações de forma a obter os coeficientes de mola à translação em z. Foram inseridos esses dados no software CAD/TQS com a finalidade de fazer uma flexibilização dos apoios. Buscou-se com isso a convergência da carga e do recalque na edificação.

Figura 36: Modelo da estrutura do trabalho de Bahia (2015)



Fonte: Bahia (2015)

Os resultados obtidos demonstraram um aumento de 1,91% na média em relação ao carregamento vertical. Se considerarmos uma estrutura dimensionada para seus limites, porém dentro da norma esse aumento pode significar a instabilidade e ruína da estrutura. Para o caso do estado limite de serviço, o mesmo pode ser ultrapassado com esse acréscimo de solicitação gerado pelos deslocamentos através dos recalques.

De acordo com Bahia (2015), a ISE é muitas vezes negligenciada devido à independência na realização dos projetos de estrutura e fundação, porém a autora também afirma que alguns modelos de ISE se mostram ineficientes na análise.

Como exemplo há a hipótese de Winkler que considera o solo apoiado sobre molas, esse modelo tem como ponto central a utilização de coeficientes de rigidez de mola que são obtidos de forma aproximada, visto que o principal enfoque nessa análise é o comportamento da estrutura frente a determinados níveis de deformação da sua base. Gerando assim resultados para o comportamento do maciço do solo distantes da realidade.

Antoniazzi (2011) afirma que para as modelagens com consideração da interação solo – estrutura é possível perceber que ocorre uma suavização na deformada de recalques. Isso se dá devido à redistribuição das cargas e consequentemente os recalques totais e diferenciais são menores.

Antoniazzi (2011) realizou análises com consideração de pórticos planos, pórticos espaciais, com consideração das etapas construídas no software CAD/TQS com e sem a consideração da ISE. Nas três primeiras avaliações observou-se um alívio de cargas nos pilares de centrais e um acréscimo para os pilares de periferia.

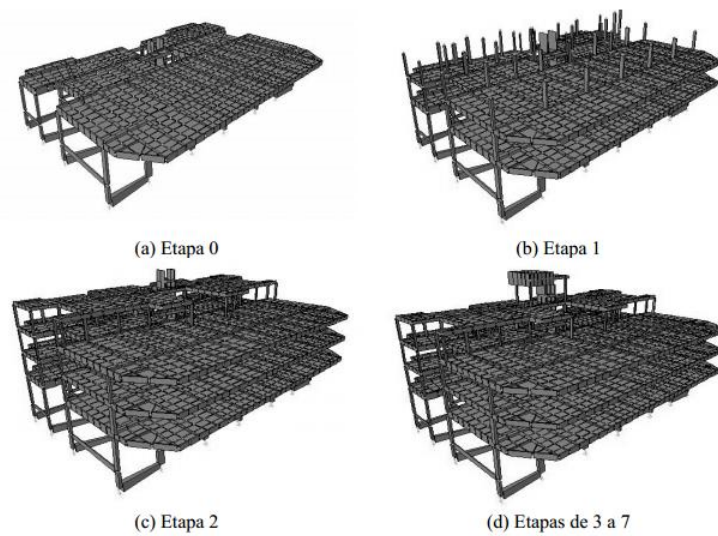
No quarto caso analisado por Antoniazzi (2011) de um edifício real observou-se acréscimos de momento fletor em um dos pilares de 47,62%, com média de acréscimos de 20,29%. Os gráficos de momento fletor que demonstravam os pavimentos deixou claro que os maiores acréscimos ocorrem nos primeiros pavimentos, assim como observado por diversos autores.

Danzinger *et al.* (2005) afirmam que a consideração da ISE dependendo de alguns fatores do solo e da estrutura podem modificar de forma significativa o desempenho da estrutura. Isso foi concluído através da análise de uma obra na cidade do Rio de Janeiro que teve seus recalques monitorados. Esses valores obtidos em campo foram comparados com valores analisados computacionalmente através do MEF.

Dez dos trinta e seis pilares dessa obra tiveram seus recalques monitorados, logo apenas foram feitas comparações entre valores reais e estimados para esses pilares. Foram realizadas sete medições, abrangendo desde a concretagem do primeiro teto até que todo carregamento projetados estivesse atuante na estrutura conforme a Figura 37.



Figura 37: Modelagem da estrutura analisada por Dazinger *et al.* (2005)



Fonte: Dazinger *et al.* (2005)

A análise de Dazinger *et al.* (2005) foi dividida em sete etapas conforme demonstrado no Quadro 5.

Quadro 5: Análises realizadas por Dazinger *et al.* (2005)

Análises	Etapa da obra
0	Primeiro teto concretado com escoramento
1	Segundo teto e pilares para o terceiro teto concretados
2	Quarto teto concretados
3	Estrutura e alvenaria do primeiro e do segundo concluídos e do terceiro parcialmente concluído
4	Estrutura concluída, alvenaria e emboço concluídos até o segundo pavimento.
5	Em acabamento, com revestimento de fachada e pisos em andamento.
6	Em acabamento final
7	Todo o carregamento permanente projetado atuando

Fonte: Adaptado de Dazinger *et al.* (2005)

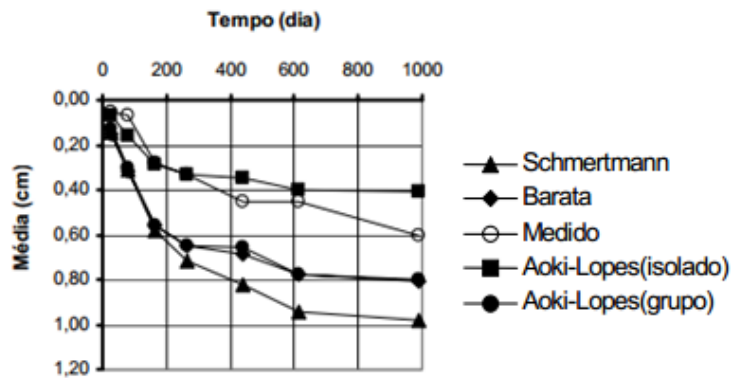
O procedimento de cálculo embasou-se na consideração primeira dos apoios indeslocáveis e dessa forma foram obtidos valores de coeficiente de rigidez para a mola. O processo foi refeito diversas vezes buscando a estabilização e convergência dos resultados.

Um dos pontos observados por Dazinger *et al.* (2005) foi que a redistribuição com maiores valores ocorreu nas análises para os primeiros pavimentos nas etapas zero e um. Isso, segundo os autores, se confirma através das análises que foram realizadas por

outros autores onde as maiores variações de solicitação ocorrem nos primeiros pavimentos quando considerada a ISE.

Já para os recalques os autores traçaram um gráfico para os valores medidos e também estimados através de diferentes métodos. O objetivo dessa avaliação foi de calibrar os modelos de forma a obter a convergência dos valores de recalque estimados nas demais etapas. O ajuste foi feito no módulo de elasticidade através da curva carga x recalque que está demonstrado na Figura 38.

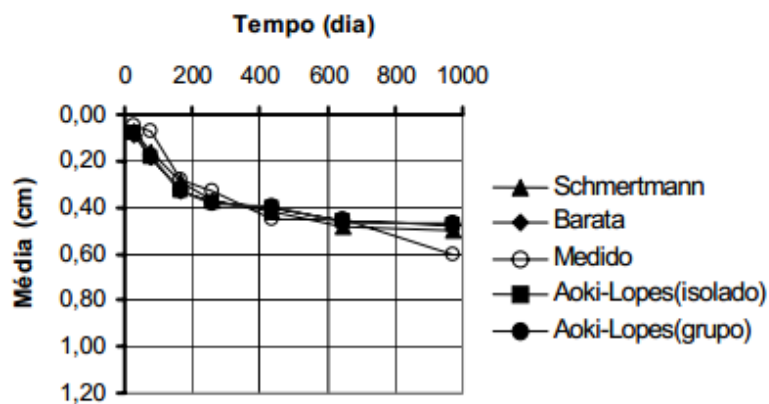
Figura 38: Estimativas de recalque sem a ISE e valores medidos



Fonte: Adaptado de Dazinger *et al.* (2005)

Após a calibração do módulo de elasticidade do solo foi possível prosseguir com as análises, pois se obteve uma convergência das estimativas com os dados reais como pode ser visto na Figura 39.

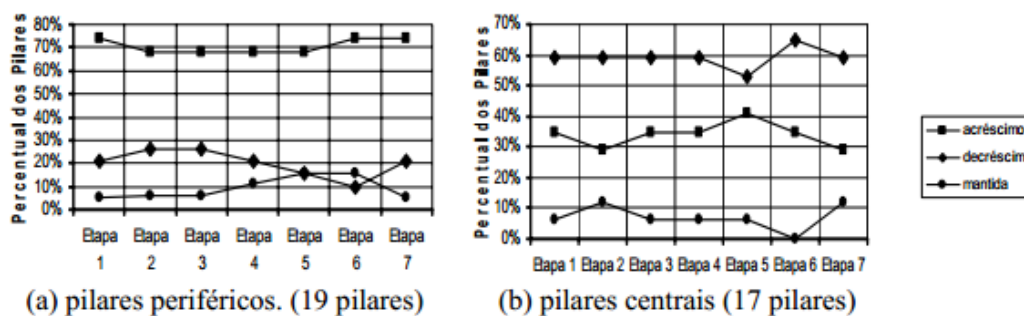
Figura 39: Estimativas de recalque sem a ISE e valores medidos após calibração do módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado de Dazinger *et al.* (2005)

Com a obtenção dos parâmetros do solo prosseguiu-se para a análise da interação solo estrutura onde se verificou a variação das cargas nos pilares conforme a Figura 40. Para os pilares centrais em média 60% dos pilares apresentaram acréscimo de carga entre as etapas. Já para os pilares de periferia foi observada uma média de 70% de acréscimo de carga.

Figura 40: Acréscimo de carga na análise de ISE de Danzinger *et al.* (2005)



Fonte: Danzinger *et al.* (2005)

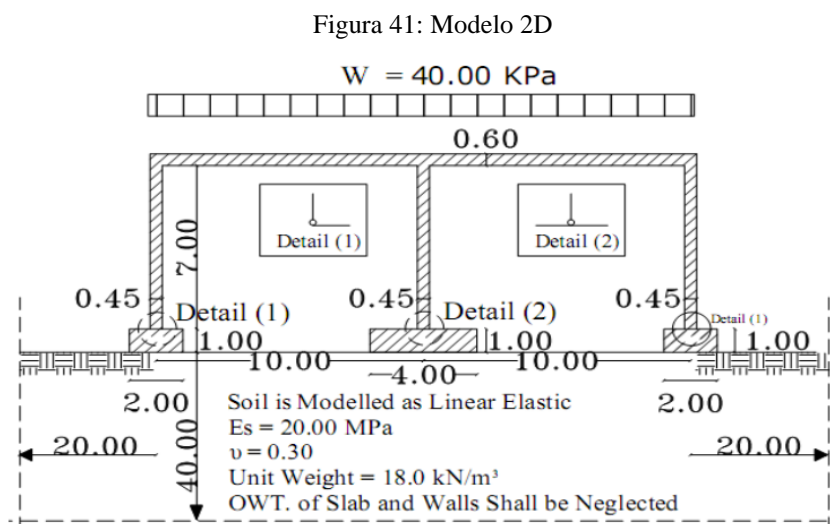
As conclusões apresentadas pelos autores foram que a consideração de apoios rígidos para essa estrutura forneceu valores para as cargas bem diferentes dos encontrados após a ISE. Isso se deu, de acordo com os autores, pela arquitetura atípica da edificação e os modelos simplificados não fornecerem resultados próximos à realidade.

Para os recalques os autores observaram que os valores estimados se mostraram bastante conservativos, porém há a possibilidade de calibração dos modelos através de fatores corretivos.

Farouk e Farouk (2015) demonstraram a influência da interação solo estrutura no módulo de reação da base. Os autores defendem que as equações utilizadas para se obter os coeficientes de mola que representam o solo não são uniformes ao longo da fundação, e devido a isso há a necessidade de se avaliar a contribuição da interação solo-estrutura na obtenção desses coeficientes.

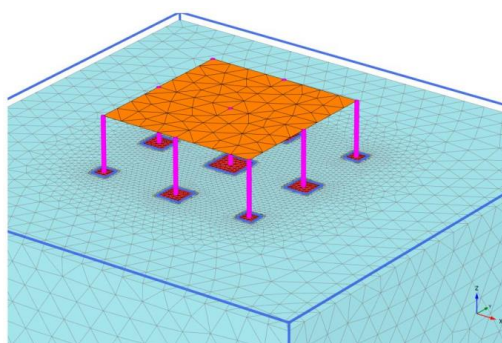
Farouk e Farouk (2015) afirmam que devido à complexidade matemática os modelos de solos mais elaborados não são amplamente adotados, em detrimento da consideração de molas, porém afirmam que esse modelo mais simplificado não transmite tensões de cisalhamento. É sabido que o coeficiente de reação vertical não é constante e varia de acordo com uma série de fatores. Se a fundação é mais flexível se concentram maiores abaixo dos pilares, e quando a fundação é mais rígida se concentram no entorno dos pilares e não abaixo.

Os autores analisaram a influência da interação solo-estrutura no coeficiente de reação do solo através de dois modelos, um bi-dimensional (Figura 41) e um tri-dimensional (Figura 42).



Fonte: Farouk e Farouk (2015)

Figura 42: Modelo 3D



Fonte: Farouk e Farouk (2015)

Os autores concluíram que aumentar a rigidez da superestrutura diminui os recalques diferenciais. Também observaram que não considerar a ISE leva a um aumento das cargas nos pilares de centro e a uma redução nas cargas dos pilares de canto. Usar um módulo de reação vertical médio obtido através do teste de placa sem considerar a ISE é inadequado.

Savaris, Hallak e Maia (2011) apresentam uma contribuição à base de dados da I.S.E para contribuir com os projetos de estruturas, e para que esse método não seja subestimado ou mal interpretado. Os autores apresentam um estudo de caso de um edifício residencial localizado em Campo dos Goitacazes – RJ com 12 pavimentos. A

estrutura é aporcionada com duas vigas de transição de concreto protendido. A fundação em sapatas assentadas à uma profundidade de 1,80m em uma camada de areia compactada, melhorada com cimento.

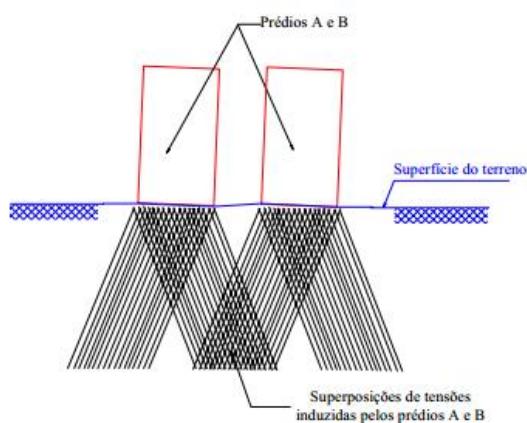
Os autores concluíram que a simulação numérica da edificação tanto com base rígida e com base deslocável proporcionam uma avaliação da influência dos recalques. Os pequenos recalques que usualmente são desconsiderados causam distúrbios na estrutura, o que resulta na redistribuição dos esforços pelos pilares e conseqüentemente recalques mais uniformes.

Através das análises de ISE observa-se que a transferência dos esforços se dá dos recalques que tendem a recalcar mais para os pilares que tendem a recalcar menos.

## 2.6. EFEITO DE GRUPO

O comportamento de uma fundação frente às cargas transmitidas por outra nas proximidades é chamado de efeito de grupo. Uma fundação distribui no solo as cargas que recebe da estrutura de forma a manter o sistema em funcionamento. Como as cargas não se dissipam de forma horizontal em relação à fundação podem ocorrer casos em que haja a sobreposição de tensões no solo e conseqüentemente uma maior solicitação nos pontos onde ela ocorre, conforme a Figura 43.

Figura 43: Sobreposição de tensões em fundações



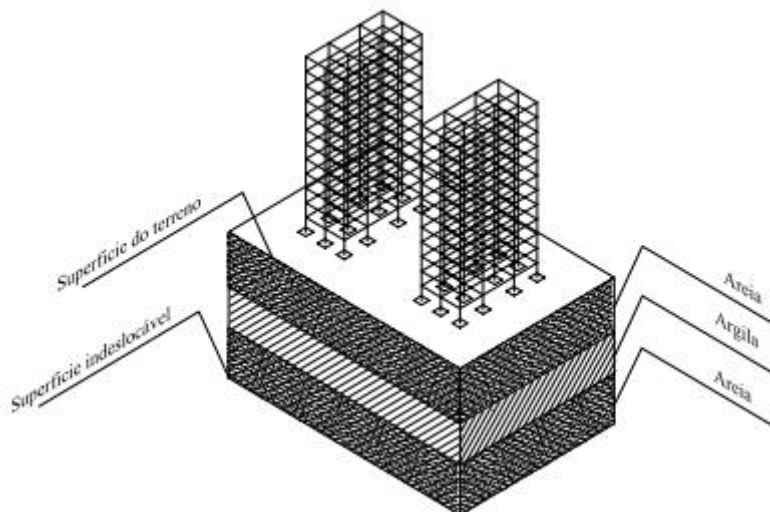
Fonte: Reis (2000)

Esse comportamento, mesmo sendo de conhecimento geral ainda é pouco explorado. Esse efeito pode fazer com que algumas edificações apresentem recalques

excessivos decorrentes de edificações vizinhas e até entre as fundações de uma mesma edificação.

Reis (2000) analisou a interação entre duas edificações e a influência do efeito de grupo nos recalques. A modelagem adotada está apresentada na Figura 44.

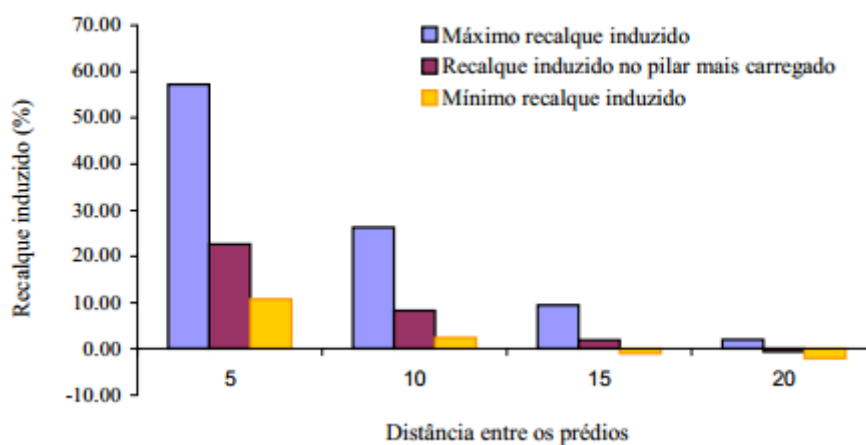
Figura 44: Caracterização do efeito de grupo analisado



Fonte: Reis (2000)

Foram analisados os recalques nas edificações através da variação da distância entre elas. Foram utilizadas distâncias de 5, 10, 15 e 20 metros e traçadas curvas de isorecalques das estruturas isoladas e com efeito da edificação vizinhas. A Figura 45 mostra o percentual relativo dos recalques induzidos pelo efeito de grupo.

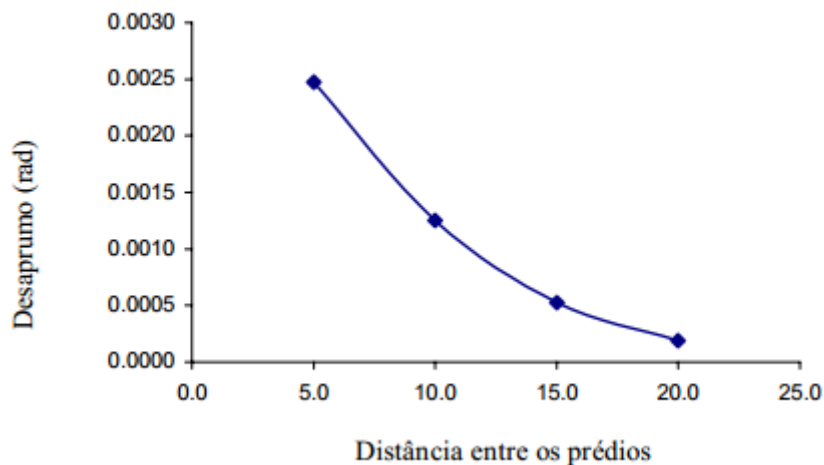
Figura 45: Percentual de recalques devido à indução da edificação vizinha



Fonte: Reis (2000)

Outro ponto analisado foi o desaprumo da edificação após a consideração do efeito de grupo. Pode ser observado através da Figura 46 que quanto menor a distância entre as edificações maior a influência nos recalques.

Figura 46: Desaprumo devido ao efeito de grupo



Fonte: Reis (2000)

As análises realizadas por Reis (2000) tornaram possível observar que para a distância de cinco metros os recalques absolutos sofreram aumento entre 50% e 60%. Porém, para distâncias maiores a influência diminui sobre os recalques da edificação vizinha e conseqüentemente sobre os desaprumos.

Portanto pode-se afirmar que para pequenas distâncias há a necessidade de fazer a consideração da influência de uma edificação sobre outra.



### 3. METODOLOGIA

#### 3.1. CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

Neste capítulo serão apresentados os dados de campo, a obra do estudo de caso e os métodos pelos quais se busca alcançar resultados que contribuam para o tema em estudo.

Esse estudo de caso tem como objeto de análise o comportamento das edificações de um bairro planejado de edificações em parede de concreto que podem ser observadas na Figura 47.

Figura 47: Edificações do estudo de caso



Fonte: Empresa Incorporadora

Estão disponíveis para análise os dados de sessenta e quatro edificações de oito pavimentos cada. A tipologia estrutural é composta por paredes de concreto moldadas no local e fundação do tipo radier. Essas tipologias foram adotadas devido à necessidade de velocidade de execução e também de construir com um custo reduzido.

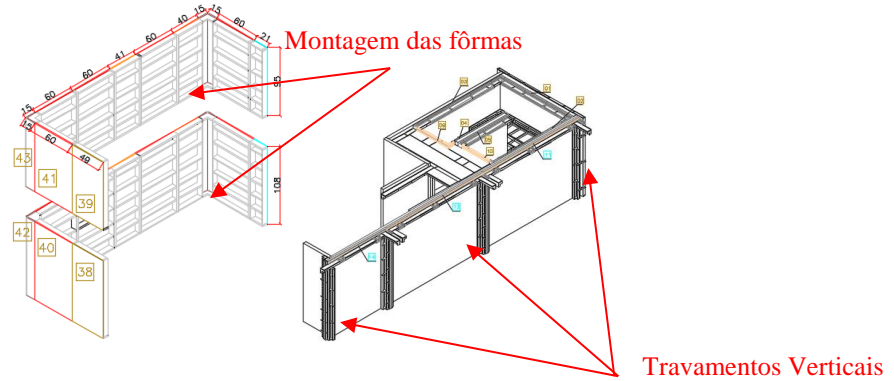
##### 3.1.1. Superestrutura

A superestrutura é composta por paredes de concreto moldadas no local. As fôrmas são plásticas e possibilitavam alta quantidade de reuso.

Cada edificação é composta por trinte e dois apartamentos, destes apenas um no térreo apresenta planta não uniforme. Também na edificação existe um elevador com capacidade para oito pessoas e uma rota de fuga através da escada. A planta baixa do pavimento tipo está apresentada na Figura 48.



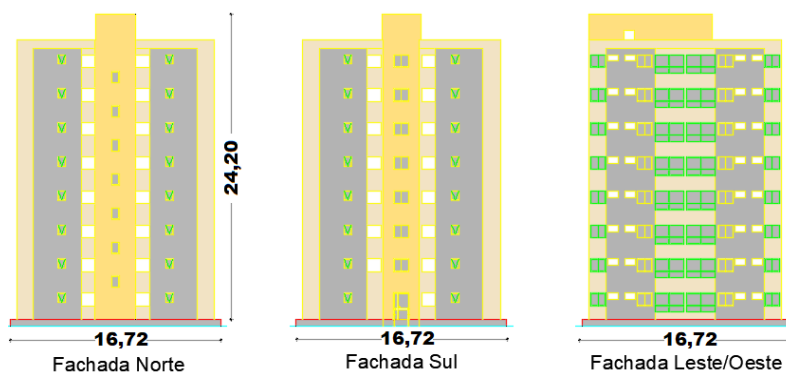
Figura 48: Detalhes das fôrmas



Fonte: Empresa incorporadora

Cada edificação apresenta oito pavimentos e uma área de cobertura para as caixas d'água. A tubulação é passada através de shafts em cada um dos apartamentos e dois shafts no hall de entrada, portanto não há tubulações embutidas na parede, apenas os eletrodutos. A Figura 49 apresenta uma edificação em construção mais à frente, uma ao lado com a estrutura finalizada, porém sem acabamento e outra pronta para entrega ao fundo.

Figura 49: Edificação tipo do estudo de caso

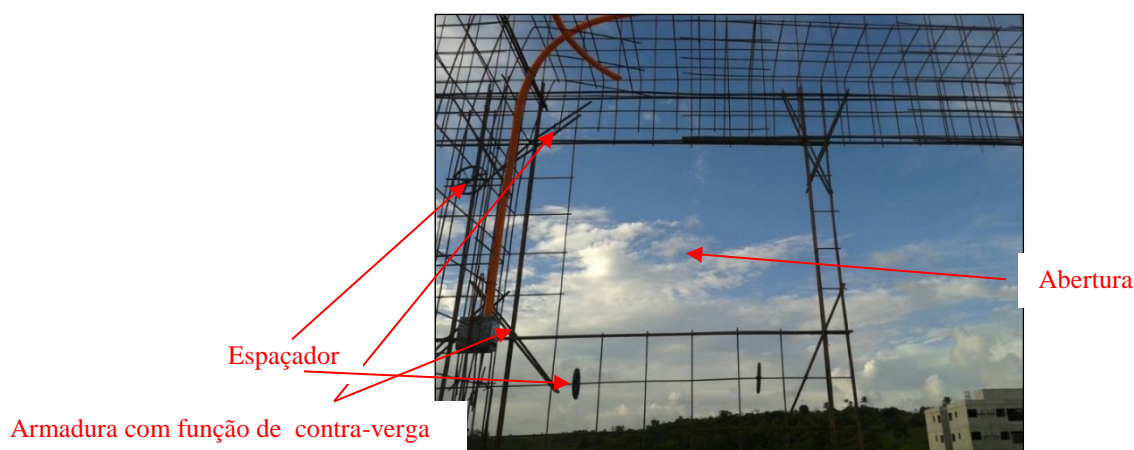


Fonte: Empresa incorporadora

Cada edificação recebia em média na superestrutura 576 m<sup>3</sup> de concreto nas paredes, lajes, escadas, platibandas e caixa d'água. Cada pavimento tem um pé direito de 2,70 m com laje de 0,10m. A platibanda no último pavimento tem altura de 1,5m e a caixa d'água tem altura de 2,6m.

A armação nos planos das paredes e das lajes é feita com telas soldadas no centro das paredes. Nas aberturas é feito um reforço com barras isoladas de forma a evitar a fissuração conforme a Figura 50.

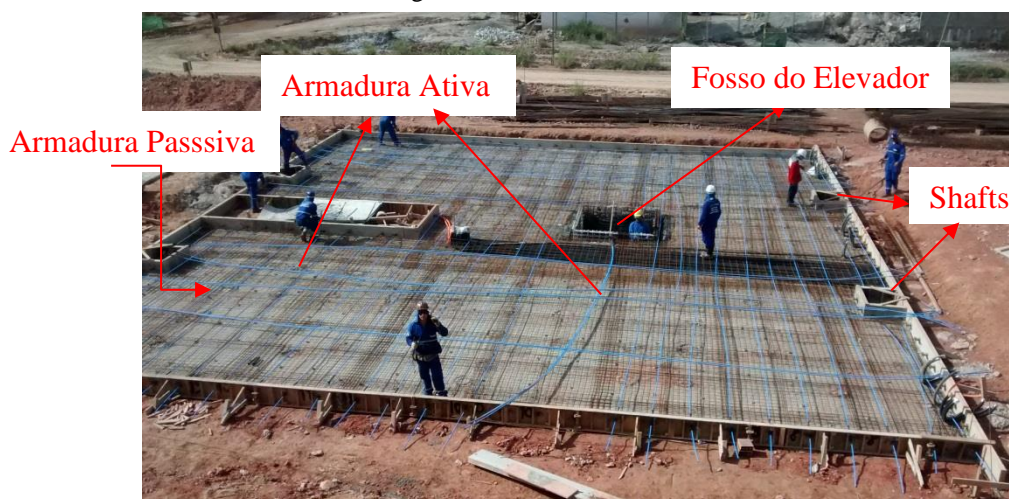
Figura 50: Armação das paredes



Fonte: Do Autor (2015)

### 3.1.2. Fundação

Figura 51: Radier do estudo de caso



Fonte: Do Autor (2015)

A fundação de todas as edificações é do tipo radier plano. Algumas lajes apenas com armaduras convencionais foram realizadas nas dimensões: 16,35m x 16,70m e altura de 0,5m. Já nos casos onde foi utilizada a protensão as dimensões foram: 16,35m x 16,70m e altura de 0,30m conforme a Figura 51.

No perímetro dessa laje com 0,4m de profundidade e 0,2m de espessura foi feita uma parede de forma a evitar que o solo abaixo do radier sofresse com o *pipping*<sup>1</sup>.

## 3.2. DADOS DISPONÍVEIS

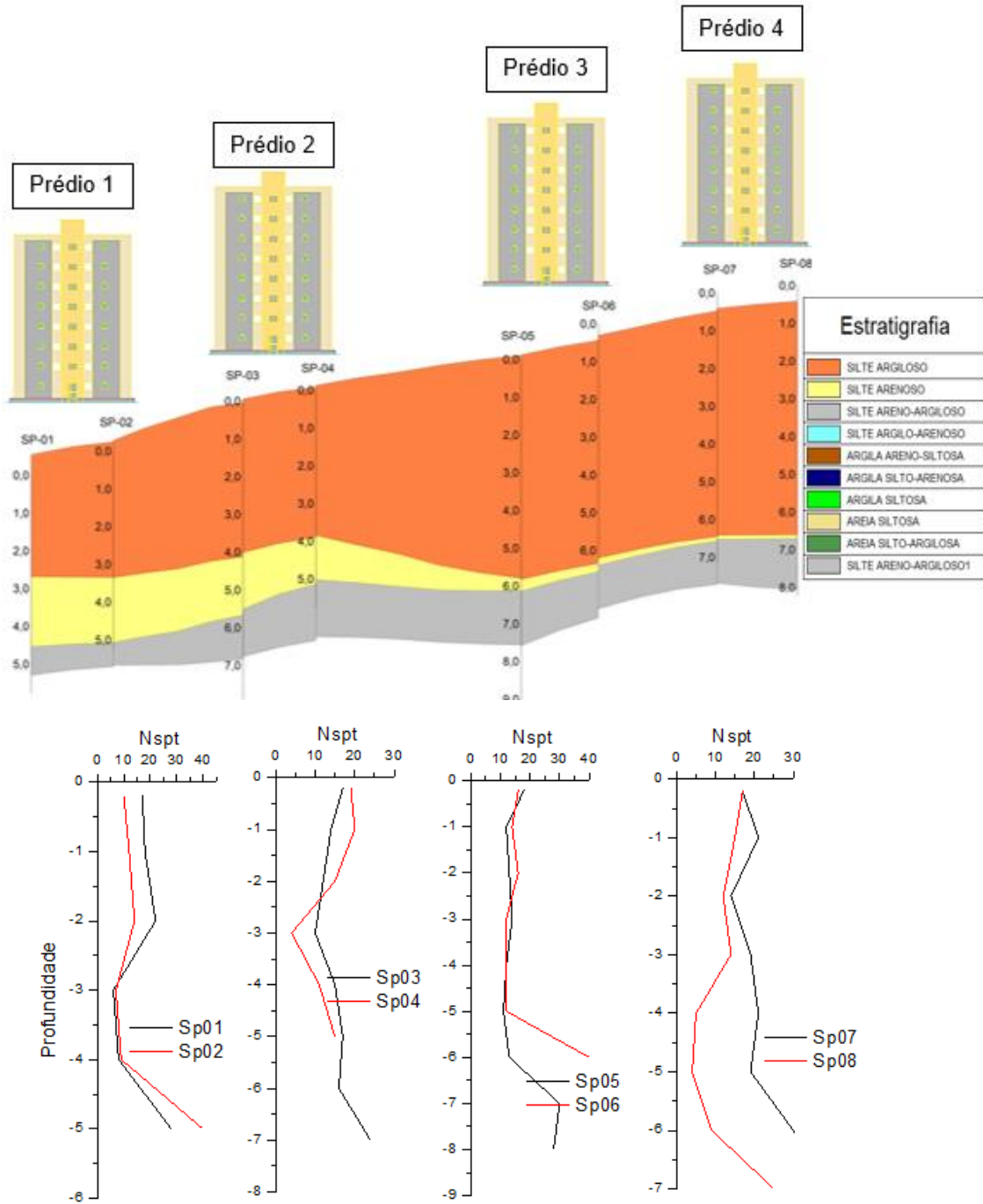
### 3.2.1. Caracterização do Maciço de Solo

Foram realizados para cada edificação 2 furos de sondagem de simples reconhecimento (SPT). As sondagens estão apresentadas a seguir. A sondagem SPT consiste na medida através de um sistema padronizado da quantidade de golpes necessários para atravessar 45cm de uma camada de solo. Em cada camada é retirada uma amostra de solo deformada para análise do tipo de solo predominante. As medidas são feitas a cada metro do solo e o índice obtido desse ensaio é o NSPT. Esse índice representa a quantidade de golpes necessários para cravar o amostrador padrão nos últimos 30cm dos 45cm avaliados de cada camada.

---

<sup>1</sup> Carreamento das partículas de solo durante a passagem da água nos poros do solo.

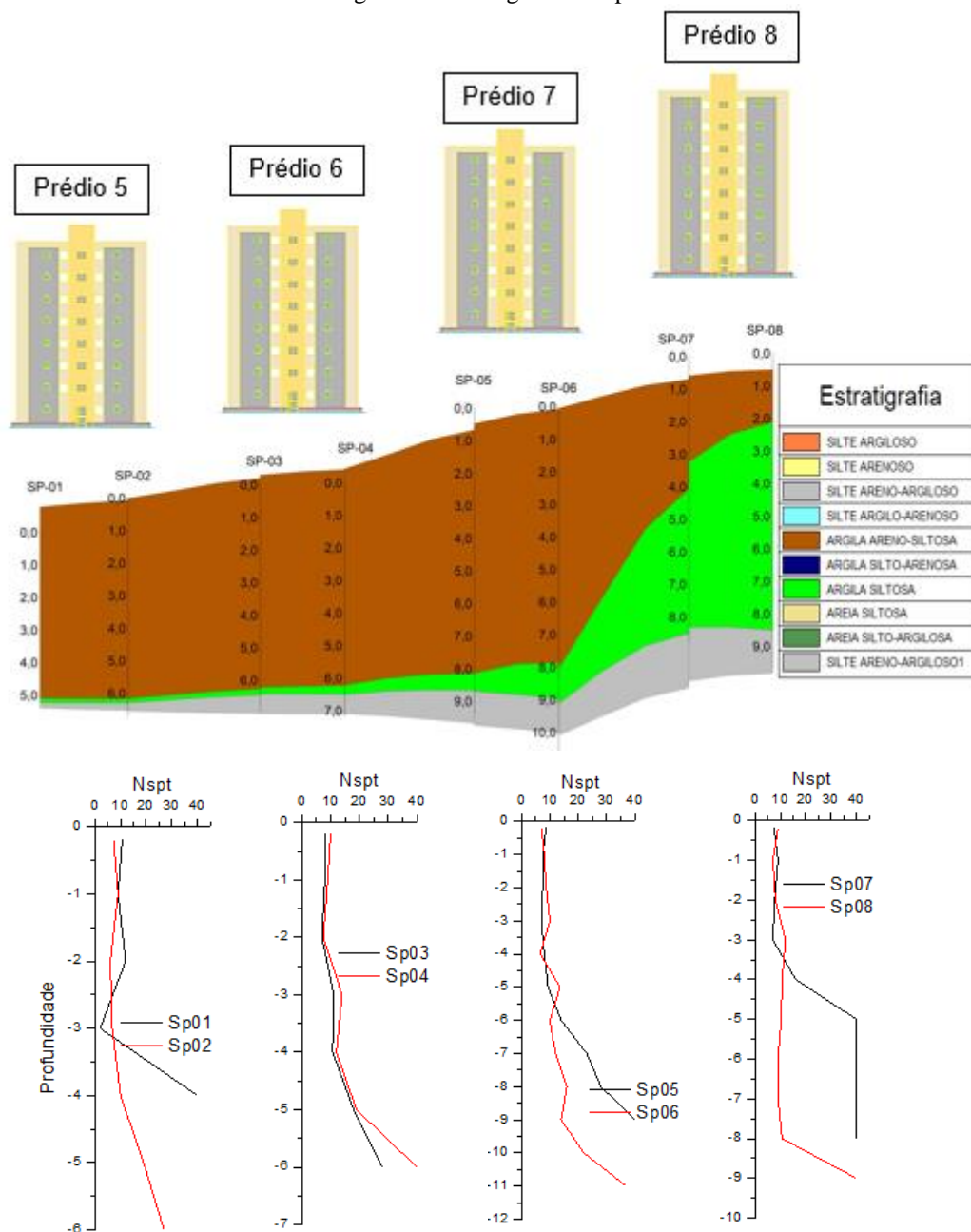
Figura 52: Geologia do Grupo A



Fonte: Do Autor

O grupo A apresenta três camadas bem definidas, a primeira composta por silte-argiloso seguida por uma fina camada de silte arenoso e um última camada de silte arenoso-argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 66,11, 66,76, 68,08, 68,37, 69,18, 70,12, 70,94, 71,14. A profundidade máxima em metros na ordem das sondagens são: 5,78, 5,30, 7,90, 5,75, 9,10, 6,25, 7,15, 8,23. Não foi encontrado nível d'água nas sondagens.

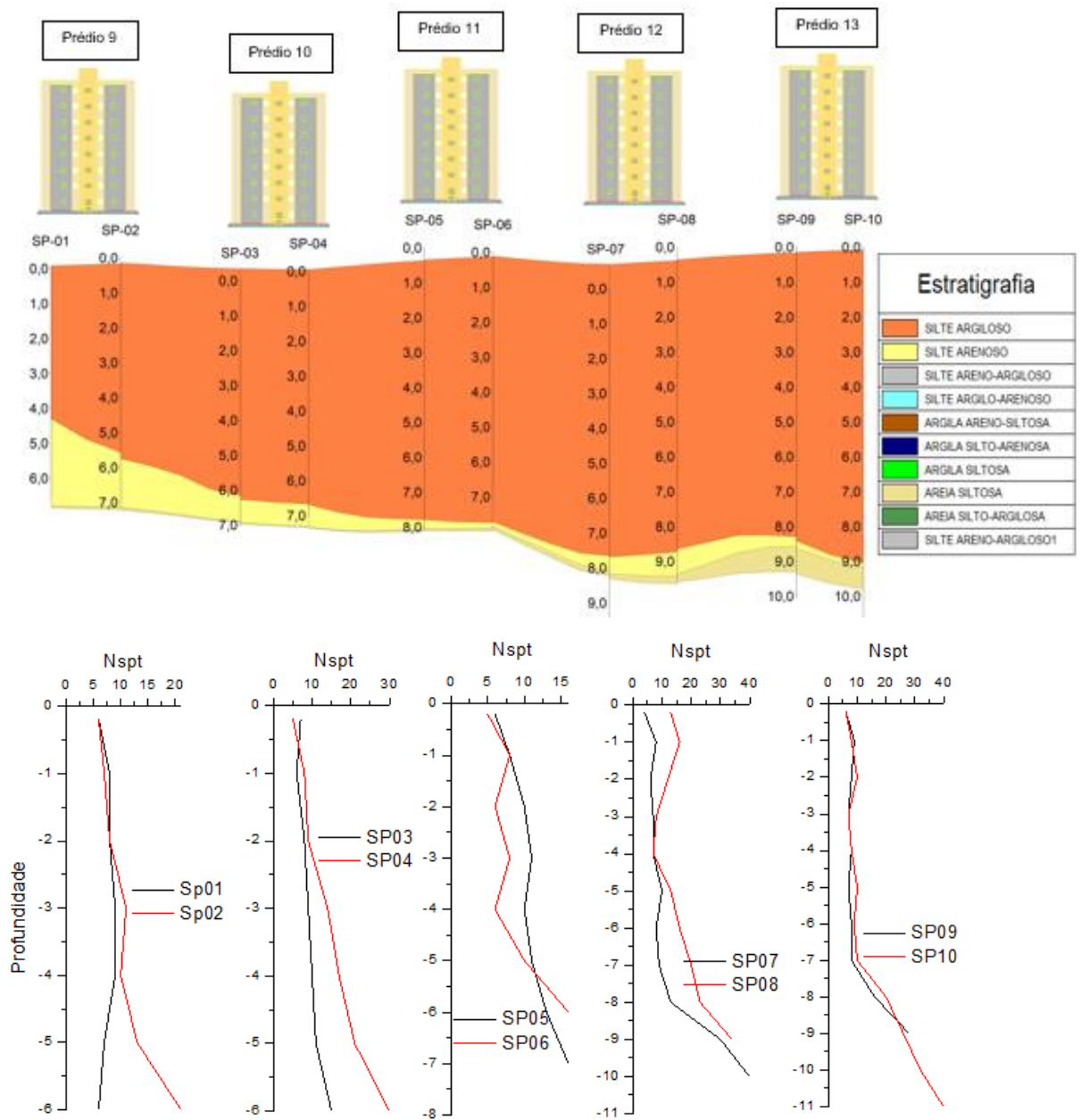
Figura 53: Geologia do Grupo B



Fonte: Do Autor

O grupo B apresenta a primeira camada composta por argila areno-siltosa, a segunda camada em argila-siltosa e a terceira camada em silte areno-argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 66,59,67,65, 68,05, 68,12, 70,41, 70,45, 71,99, 72,09. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 5,16, 6,71, 6,92, 7,18, 9,39, 11,64, 8,81, 9,67. A sondagem 2 não apresentou nível d'água, as sondagens, 1, 3, 4, 5, 6, 7, 8 apresentaram nível d'água em metros na ordem: 2,98, 4,19, 4,92, 5,84, 5,72, 6,21, 4,76.

Figura 54: Geologia do Grupo M

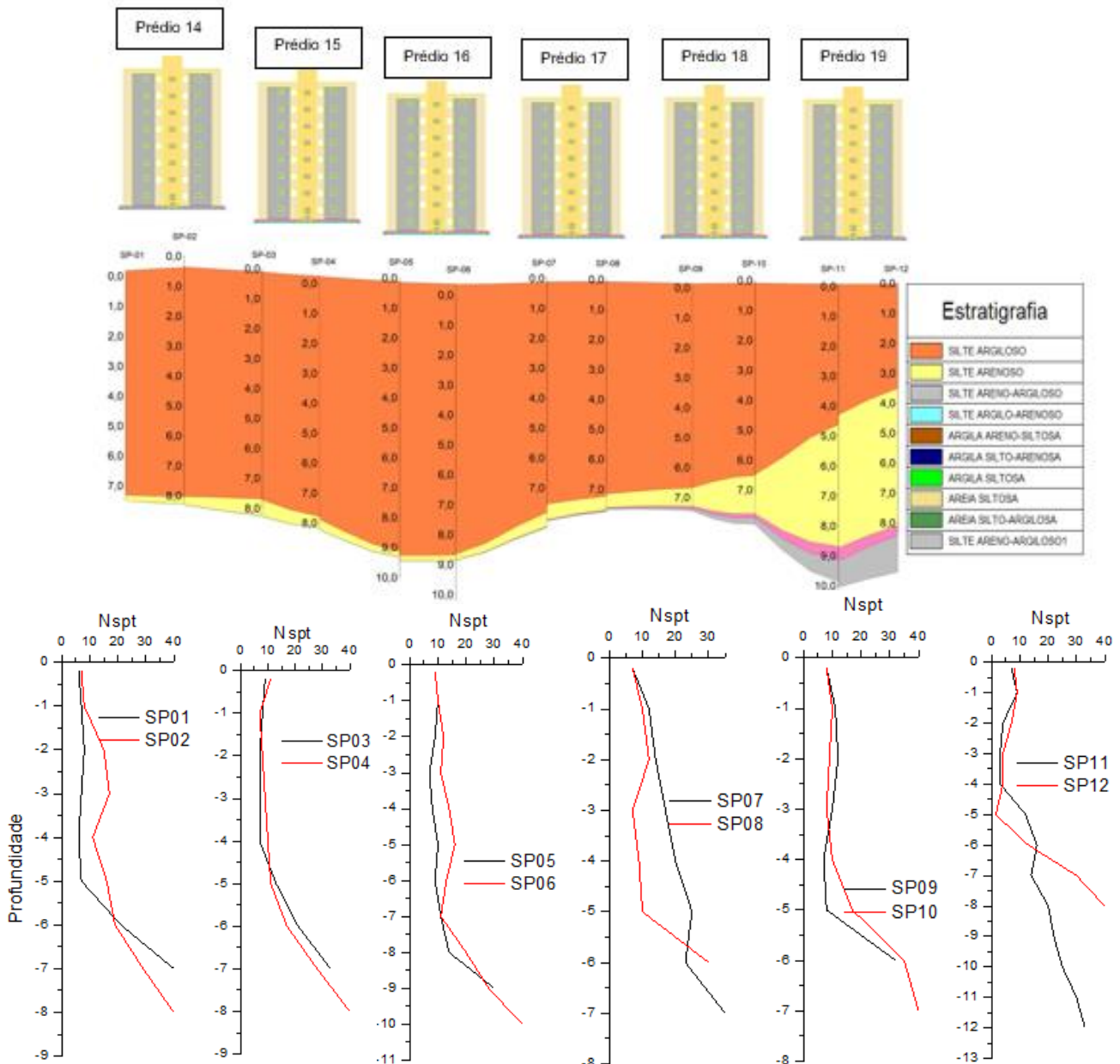


Fonte: Do Autor

O grupo M apresenta a primeira camada em silte argiloso, a segunda camada em silte arenoso e a terceira camada em areia siltosa. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 67,38, 67,69, 67,04, 67,31, 67,98, 67,85, 66,81, 66,15, 66,64, 66,19. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 6,57, 7,03, 7,05, 7,01, 8,05, 7,05, 10,18, 9,56, 10,05, 11,35. Os níveis d'água em metros na ordem são: 4,20, 4,25, 4,10, 4,25, 4,20, 4,20, 4,35, 4,30, 4,35, 4,40.



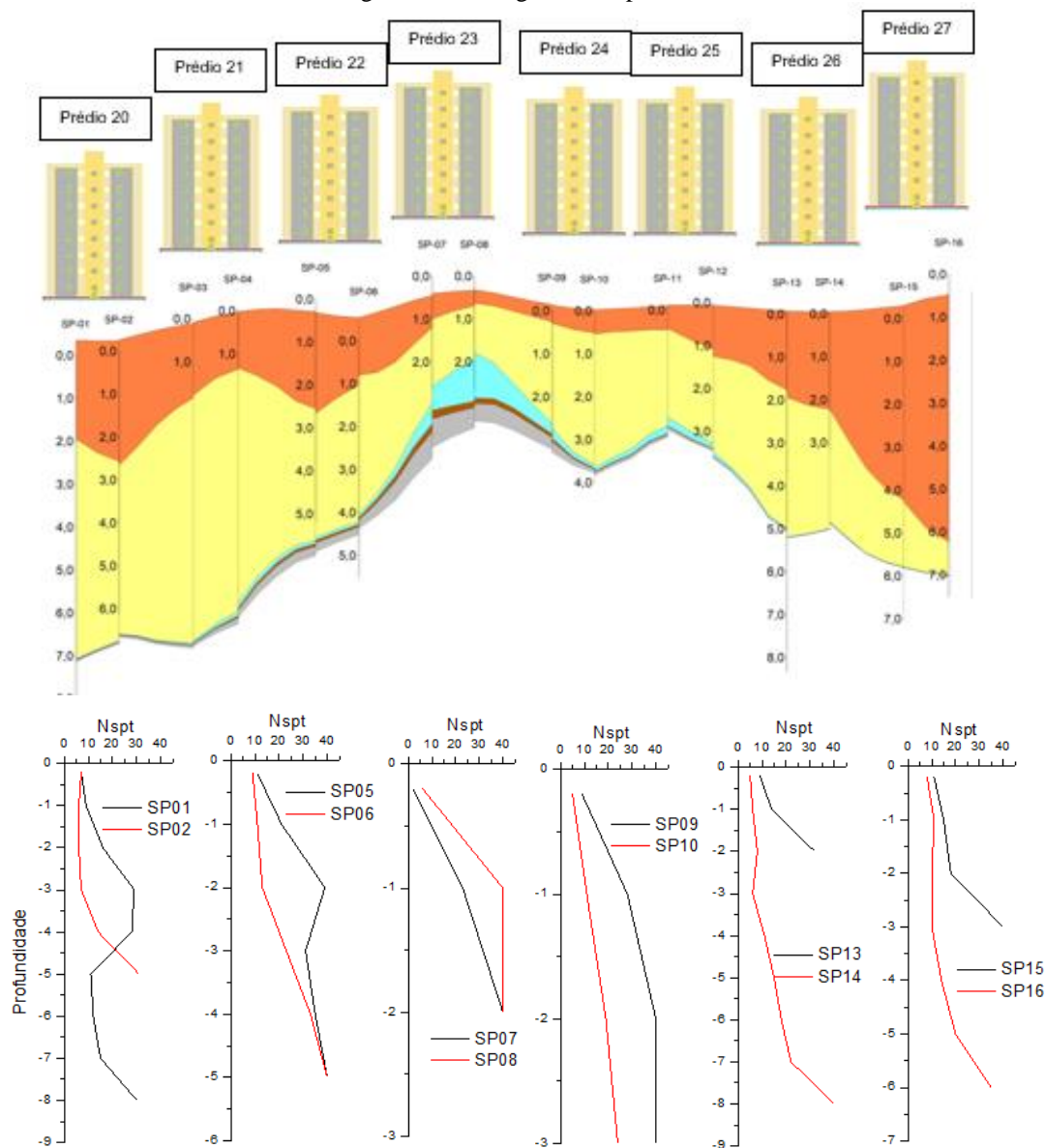
Figura 55: Geologia do grupo K



Fonte: Do Autor

A primeira camada do grupo K é espessa e composta por silte areno argiloso, a segunda por silte arenoso, a terceira por areia siltosa e a quarta por silte argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 69,64, 69,31, 68,89, 68,40, 68,58, 68,01, 68,57, 68,53, 68,25, 68,50, 68,30, 68,40. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 7,16, 8,16, 8,01, 8,17, 10,05, 10,21, 7,57, 7,05, 7,02, 7,18, 13,02, 8,33. As sondagens 3, 4, 5, 6, 7, 11 e 12 apresentaram nível d'água, na ordem são: 2,25, 2,28, 3,40, 3,42, 3,10, 3,85, 3,80.

Figura 56: Geologia do Grupo L

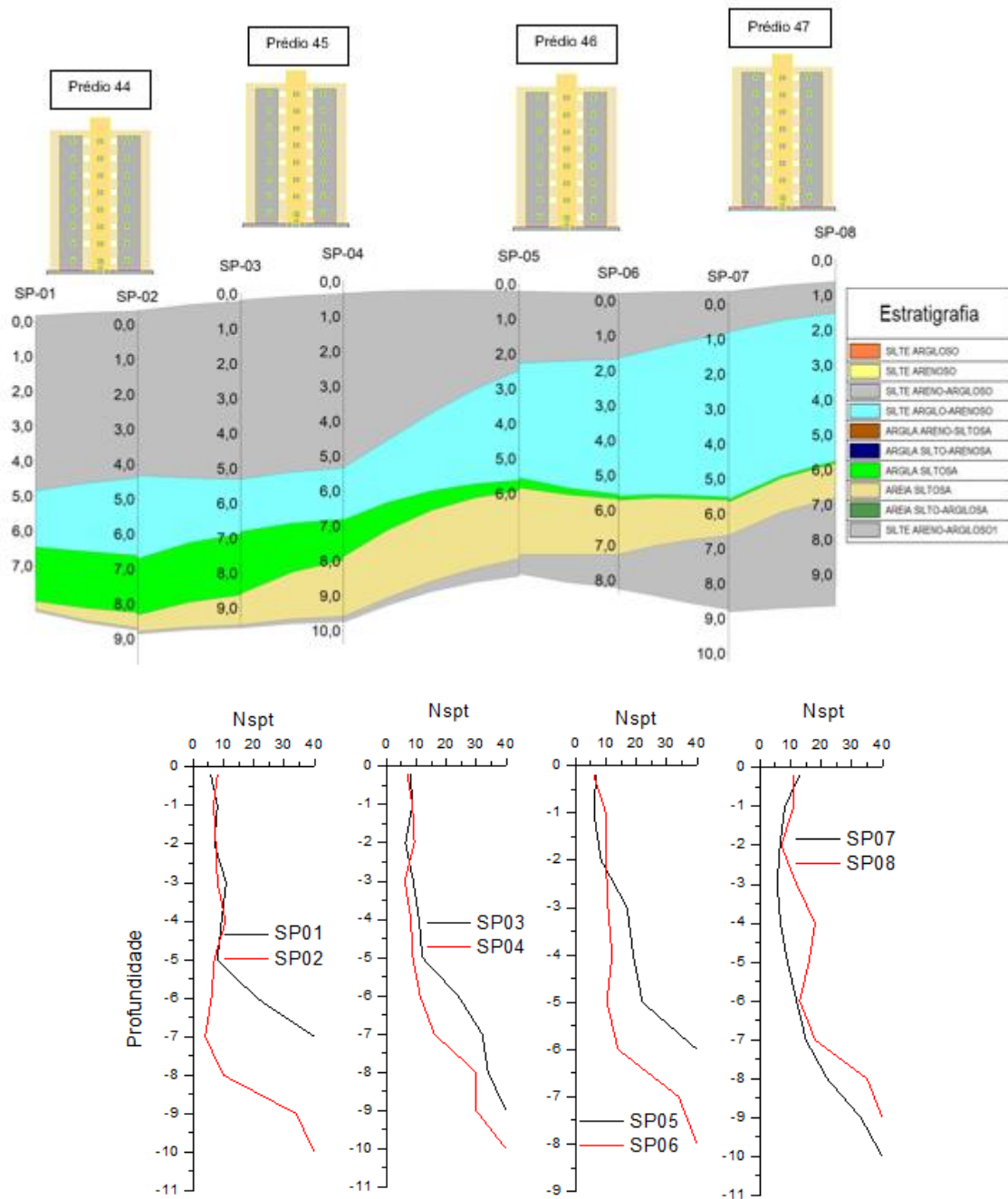


Fonte: Do Autor

A primeira camada do grupo L é de silte areno-argiloso, a segunda é de silte arenoso, uma fina camada de silte argilo-arenoso e outra de argila areno-siltosa outra de silte areno-argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 68,01, 68,11, 68,86, 69,05, 69,32, 68,35, 69,86, 69,86, 69,05, 69,05, 69,07, 69,24, 68,97, 68,98, 68,87, 69,90. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 8,57, 6,15, 1,16, 1,35, 5,20, 5,52, 2,60, 2,63, 2,93, 4,06, 0,44, 3,02, 8,35, 3,17, 7,01, 7,52. As sondagens 13, 15 e 16 apresentaram nível d'água e nessa ordem em metros são: 2,10, 1,65, 1,60.



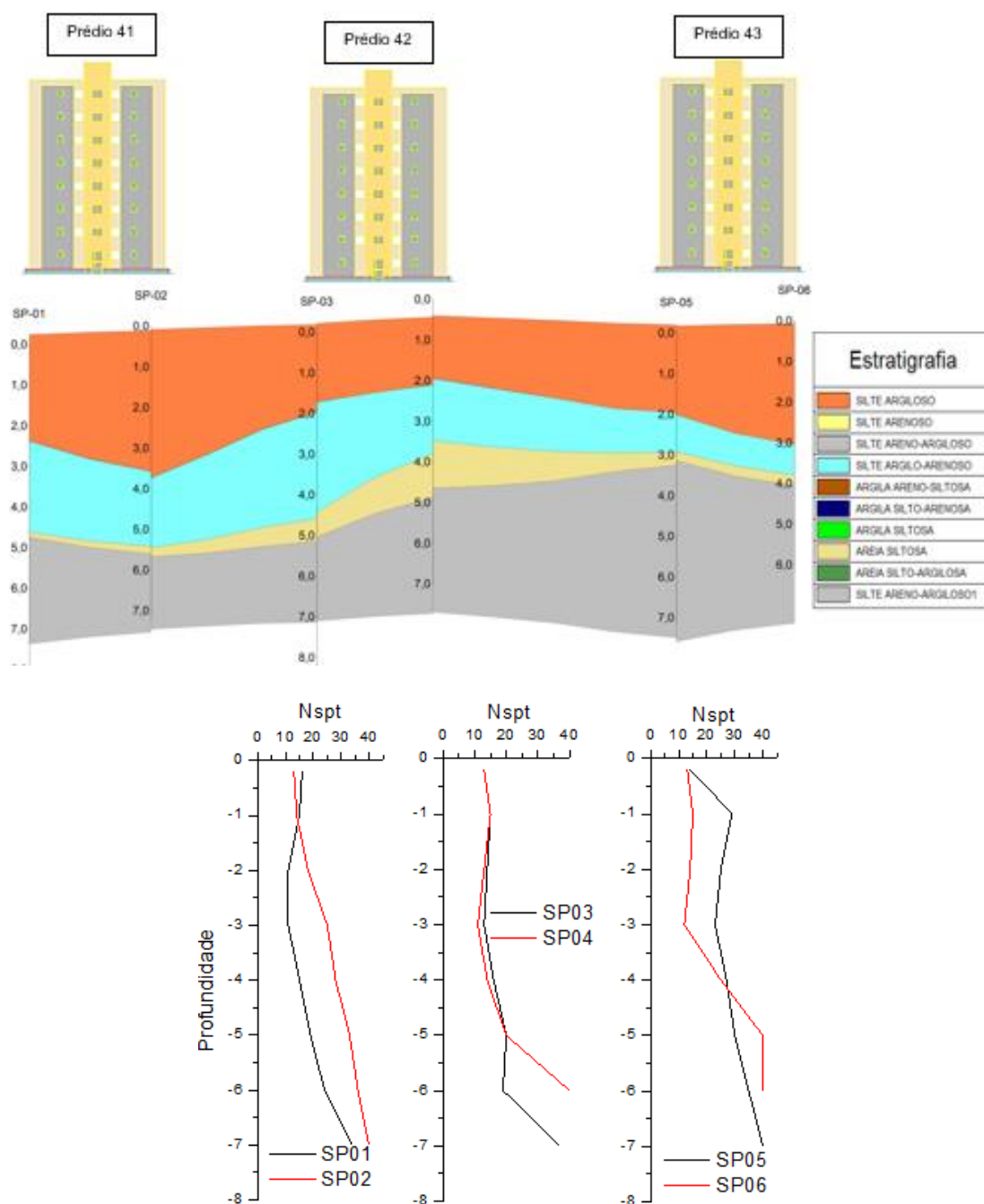
Figura 57: Geologia do Grupo H



Fonte: Do Autor

O grupo H apresenta a primeira camada de silte argiloso, a segunda camada de silte areno-argiloso, a terceira camada de argila siltosa, a quarta camada de areia siltosa e a última camada em silte areno-argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 71,74, 71,65, 72,53, 72,88, 72,81, 72,33, 72,23, 73,49. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 7,30, 10,25, 9,31, 10,38, 6,23, 8,40, 10,23, 9,33. A maioria das sondagens apresentaram final de sondagem seco.

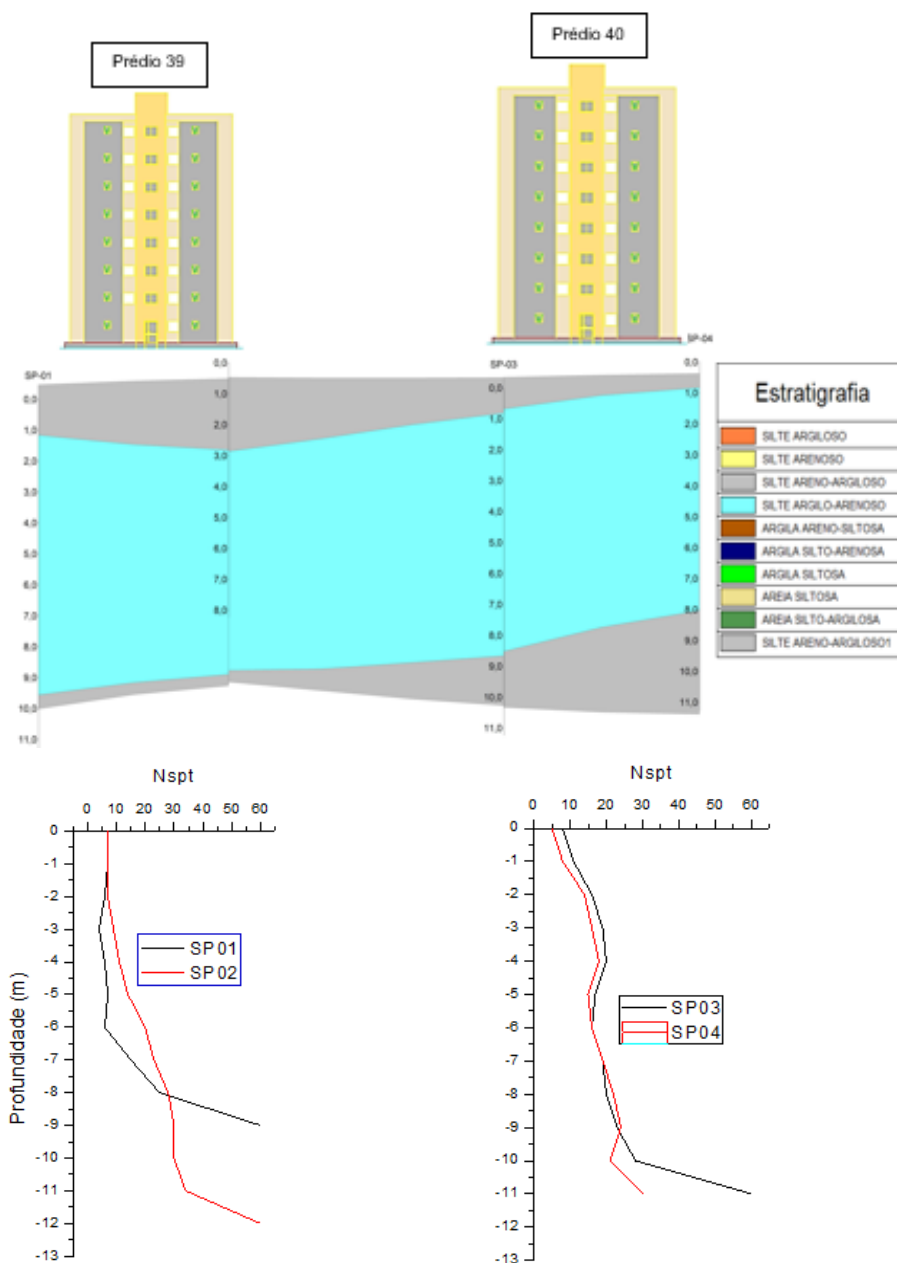
Figura 58: Geologia do Grupo F



Fonte: Do Autor

O grupo F apresenta uma primeira camada em silte argiloso, a segunda em silte argilo-arenoso, a terceira em areia siltosa e a quarta camada em silte argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 73,27, 73,72, 73,57, 74,38, 73,55, 73,85. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 8,03, 7,21, 9,05, 7,02, 7,20, 6,20. A sondagem 1 e 4 apresentaram em metros os respectivos níveis d'água: 5,85 e 5,70.

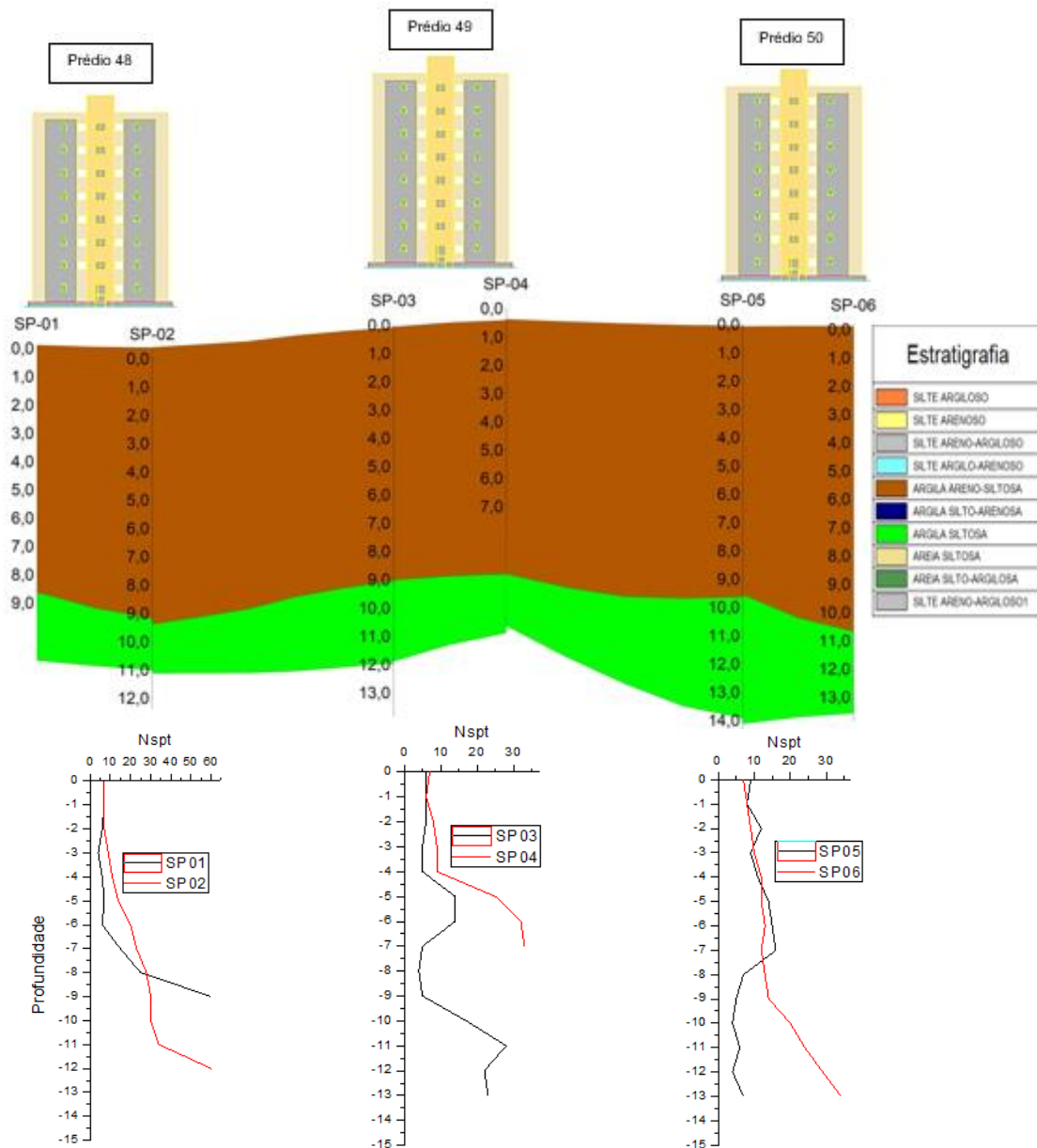
Figura 59: Geologia do grupo C



Fonte: Do Autor

A primeira camada do grupo C é composta por silte argiloso, a segunda camada é composta por silte argilo-arenoso e a terceira camada por silte areno-argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 72,70, 73,87, 73,06, 73,90. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 11,32, 8,23, 11,24, 11,28. Não foi encontrado o nível d'água.

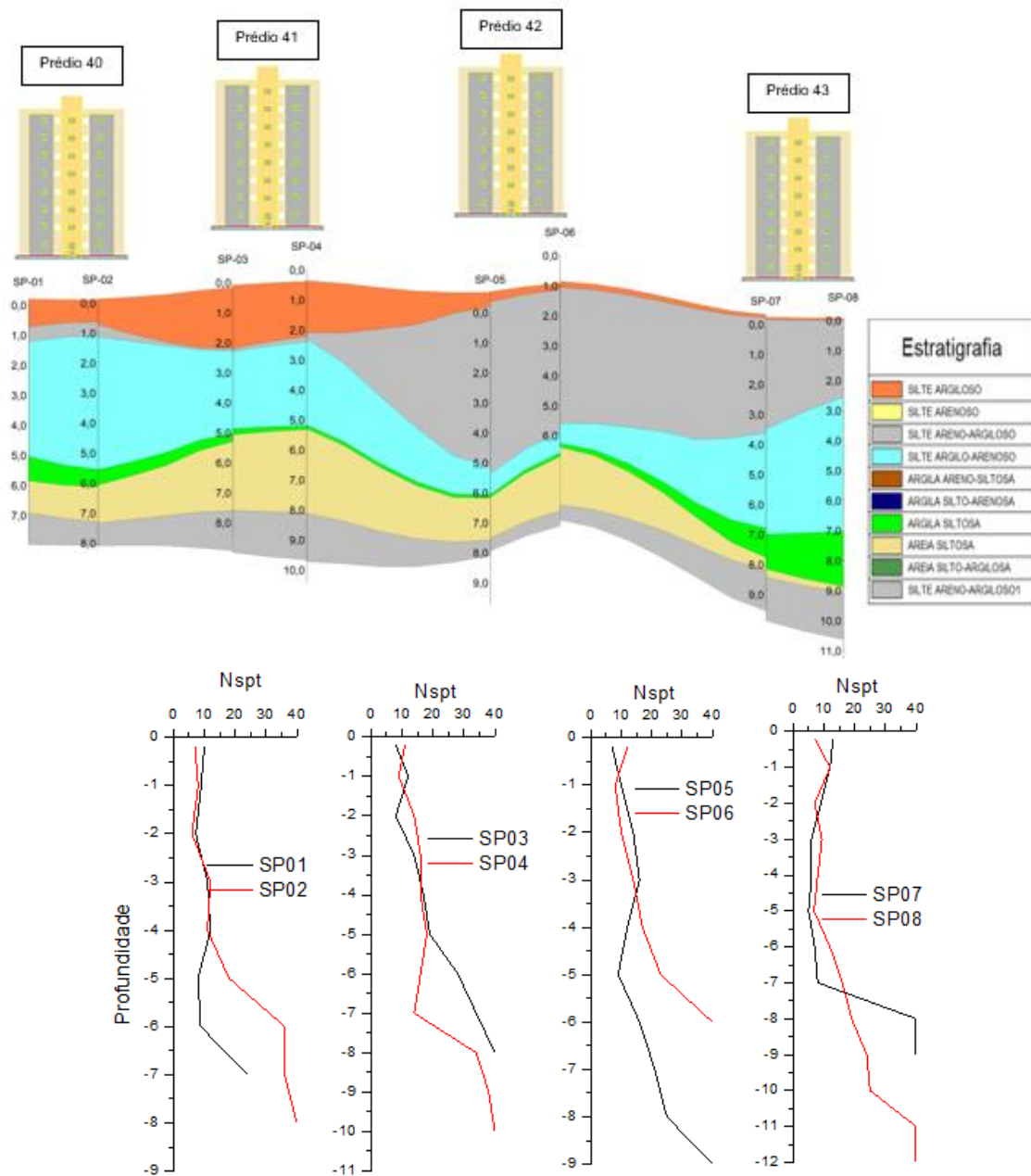
Figura 60: Geologia do Grupo D



Fonte: Do Autor

O grupo D tem uma primeira camada em argila areno-siltosa e uma segunda camada de argila siltosa. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 73,45, 73,08, 74,27, 74,86, 74,30, 74,11. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 9,35, 12,40, 13,85, 7,76, 15,67, 13,89. Foi identificado nível d'água nas sondagens 2, 4, 5 e 6 e estão apresentadas em metros nessa ordem: 3,94, 4,02, 7,16, 6,99.

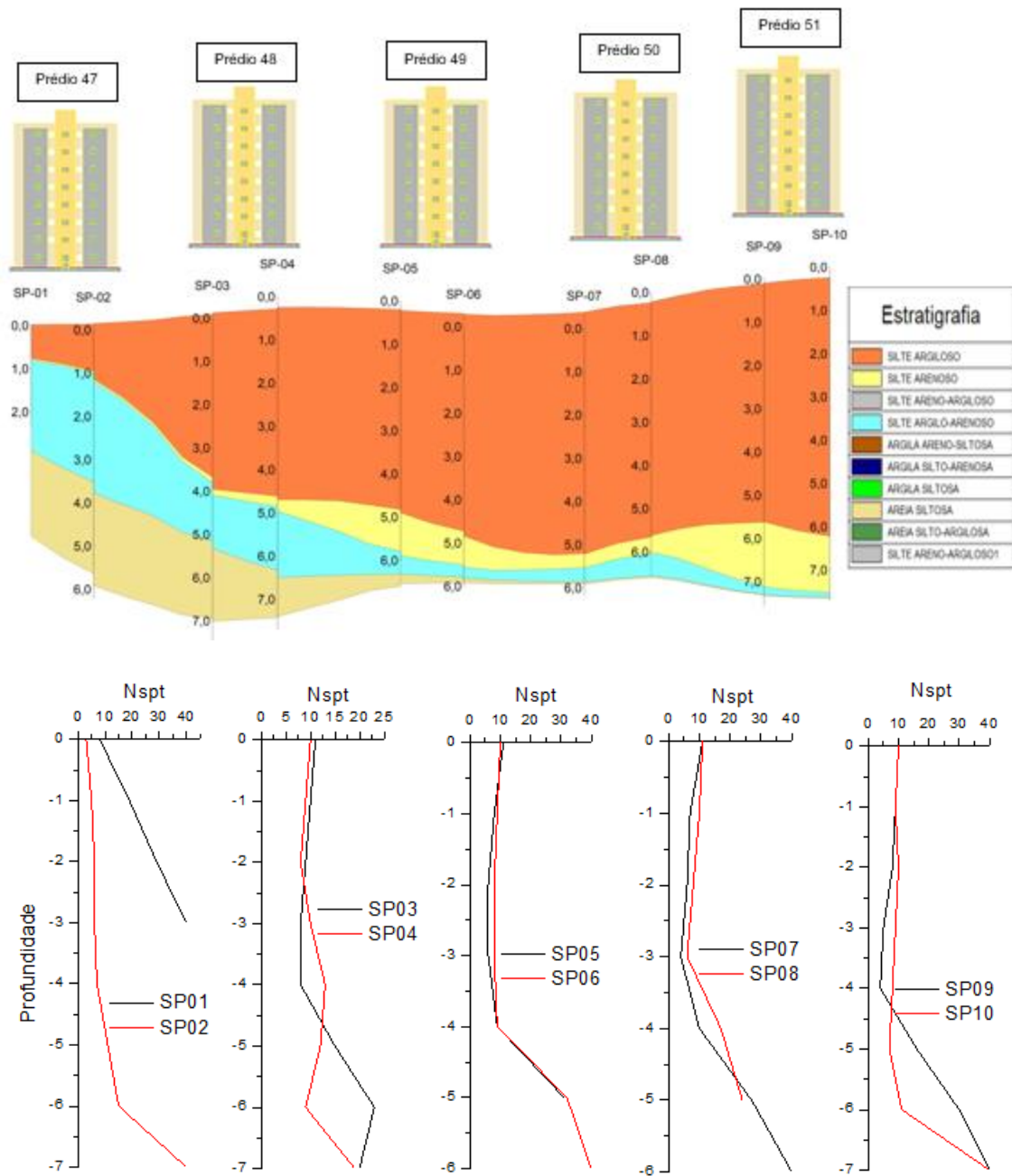
Figura 61: Geologia do grupo G



Fonte: Do Autor

Para o grupo G a primeira camada é composta por argila silto arenosa, a segunda camada é composta por silte argiloso, a terceira camada é composta por silte argilo-arenoso, a quarta camada é composta por argila siltosa, a quinta camada é composta por areia siltosa e a última camada é composta por silte areno-argiloso. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 74,34, 74,42, 75,09, 75,52, 74,09, 76,00, 73,70, 73,83. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 7,83, 8,13, 8,30, 10,40, 9,72, 6,40, 9,38, 12,15. Não foi encontrado o nível d'água.

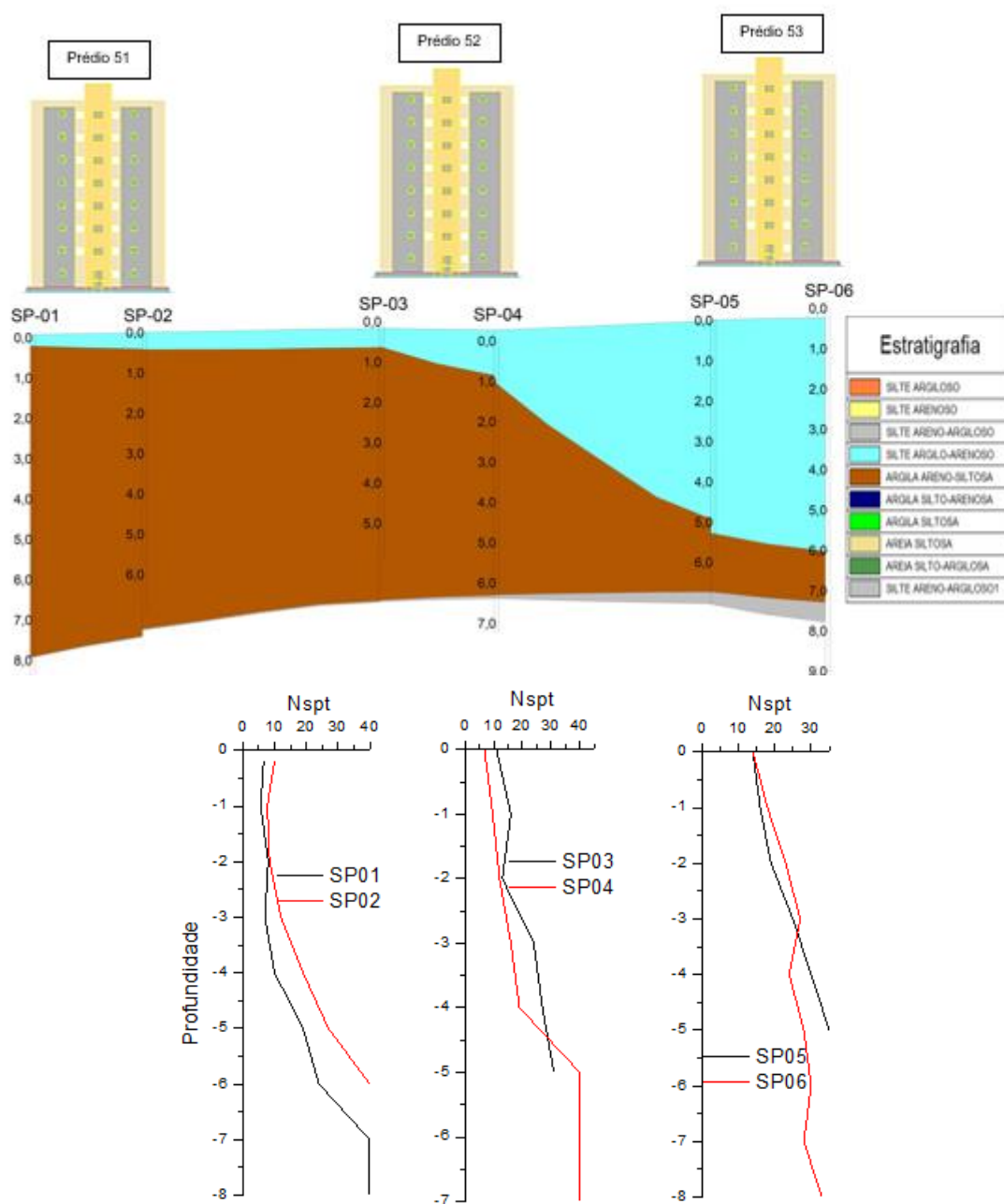
Figura 62: Geologia do Grupo J



Fonte: Do Autor

A primeira e espessa camada é composta por silte areno-siltoso, a segunda camada é composta por silte arenoso, a terceira camada é composta por silte argilo-arenoso e a última camada é de areia siltosa. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 74,30, 74,20, 74,47, 74,97, 74,87, 74,27, 74,23, 75,07, 75,37, 75,65. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 2,33, 6,22, 7,52, 7,71, 6,01, 6,03, 6,17, 6,05, 7,57, 7,71. As sondagens 4, 7, 8, 9 e 10 apresentaram nível d'água em metros apresentados na mesma sequência: 3,70, 4,70, 4,78, 4,60, 4,55.

Figura 63: Geologia do Grupo E

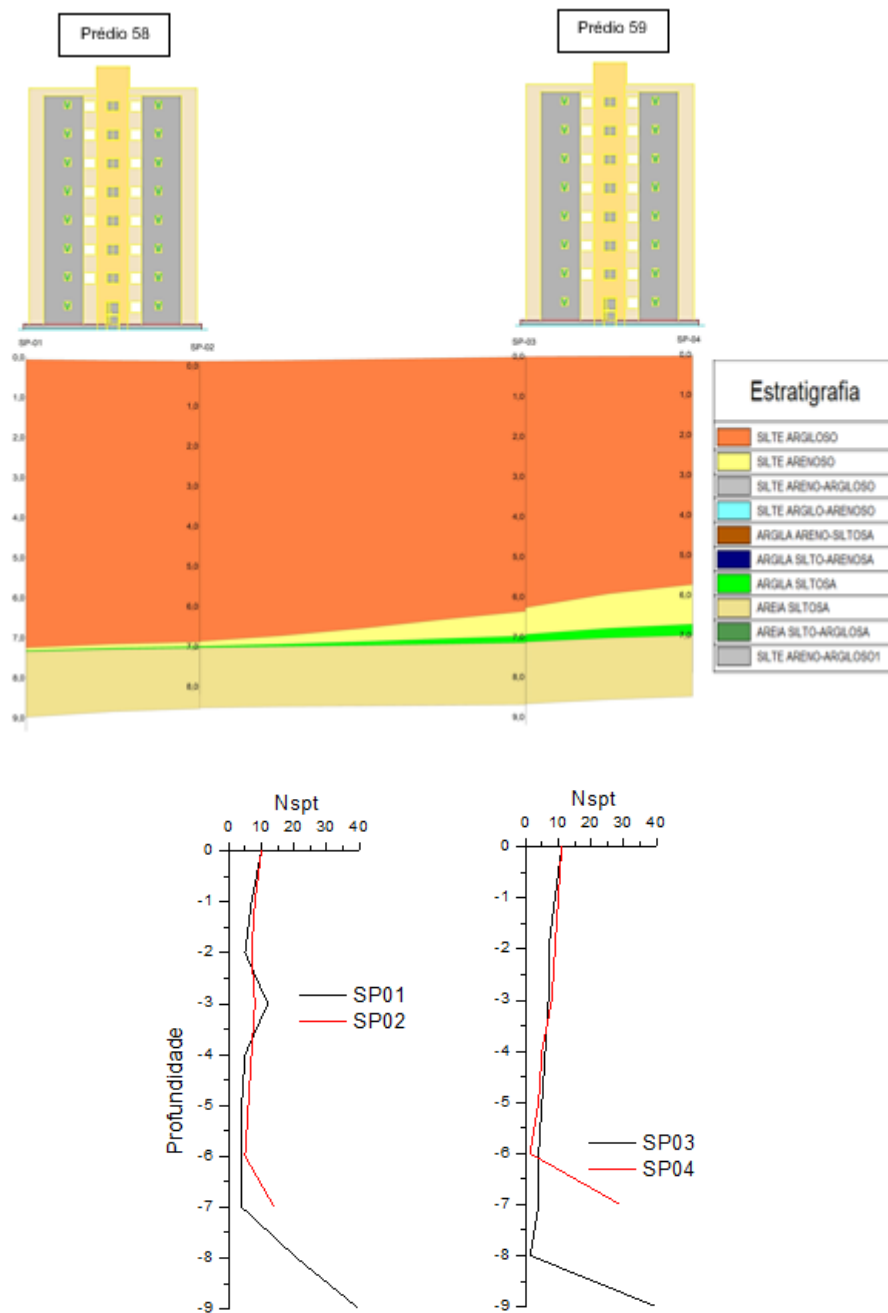


Fonte: Do Autor

A primeira camada do grupo E é composta por siltos areno-argilosos, a segunda camada é composta por siltos argilo-arenosos, a terceira camada é composta por argila areno-siltosa e a quarta camada é composta por argila siltosa e a quinta camada é composta por siltos areno-argilosos. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 75,49, 75,62, 75,89, 75,41, 75,92, 76,22. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 8,89, 6,94, 5,91, 7,25, 6,05, 9,02. Na ordem das sondagens os níveis d'água em metros são: 3,67, 4,71, 3,96, 4,69, 3,55, 5,85.



Figura 64: Geologia do Grupo I



Fonte: Do Autor

A primeira camada do grupo I é composta por siltos argilosos, a segunda camada é composta por silte arenoso, a terceira camada é composta por argila siltosa e a quarta camada é composta por areia siltosa. As cotas de topo em metros na ordem das sondagens são: 75,76, 75,55, 75,79, 75,83. As profundidades máximas em metros na ordem das sondagens são: 9,33, 8,20, 9,20, 7,94. Na ordem das sondagens os níveis d'água em metros são: 3,10, 3,15, 6,05, 3,40.



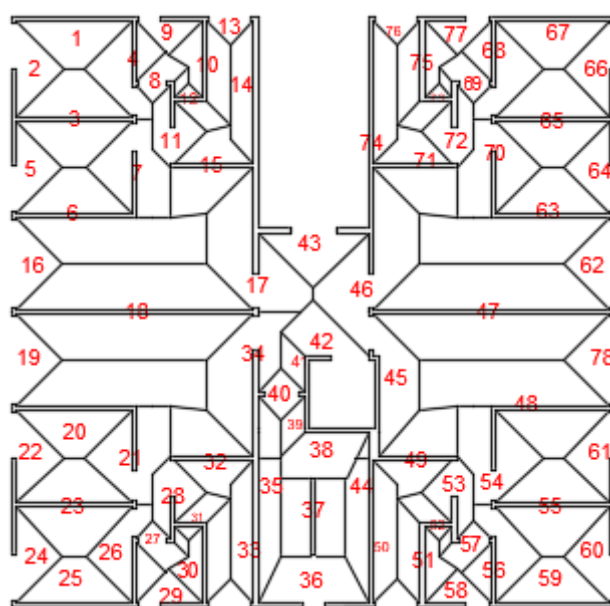
### 3.3. ANÁLISES ESTRUTURAIS

Foram realizadas análises manuais que consistiram em quantificar as cargas atuando no plano de cada painel a cada pavimento, para assim comparar com as cargas de projeto e prosseguir com as análises. Essa quantificação foi feita analisando a área de influência de cada laje sobre as paredes e também a carga de um pavimento sobre o outro. As cargas consideradas nessa fase foram apenas as cargas de peso próprio da estrutura e revestimentos, pois não foram realizadas medições após ocupação das edificações pelos moradores.

Após ser realizada a quantificação de carga por painel é possível comparar de maneira geral com as cargas projetadas e analisar se a distribuição está adequada.

As análises manuais consistiram na resolução das cargas da estrutura de forma manual pelo caminhamento das cargas. As áreas de influência sobre cada painel estão demonstradas na Figura 65.

Figura 65: Croqui das áreas de influência sobre cada painel de parede



Fonte: Elaborado pelo autor

A edificação contém platibandas e algumas paredes na cobertura, conforme é possível observar na Figura 66. As cargas geradas por esses elementos estão incluídas nos resultados da Tabela 10. Optou-se por modelar a estrutura inteira por MEF em software de forma a comparar as cargas totais que chegam à fundação.

Figura 66: Modelagem da edificação



Fonte: ROBOT/Autodesk-2017

Tabela 10: Área de Influência de cada laje sobre o painel

Painel	Área (m <sup>2</sup> )	Painel	Área (m <sup>2</sup> )	Painel	Área (m <sup>2</sup> )	Painel	Área (m <sup>2</sup> )
1	2,16	21	3,29	41	0,58	61	1,49
2	1,54	22	1,49	42	1,72	62	1,44
3	4,34	23	4,34	43	2,10	63	7,45
4	2,38	24	1,49	44	3,69	64	1,44
5	1,44	25	2,16	45	3,47	65	4,34
6	7,46	26	2,41	46	5,55	66	1,54
7	3,32	27	0,76	47	11,93	67	2,18
8	0,76	28	1,52	48	7,48	68	2,46
9	0,73	29	0,73	49	2,90	69	0,76
10	2,01	30	2,01	50	0,36	70	3,24
11	1,52	31	0,70	51	2,01	71	2,99
12	0,70	32	2,99	52	0,70	72	1,52
13	0,36	33	0,36	53	1,52	73	0,70
14	1,84	34	5,15	54	3,29	74	1,84
15	2,98	35	3,74	55	4,33	75	2,01
16	1,44	36	2,71	56	2,41	76	0,36
17	4,77	37	3,18	57	0,76	77	0,73
18	11,87	38	2,16	58	0,73	78	1,44
19	1,44	39	0,58	59	2,16		
20	7,48	40	0,77	60	1,49		

Fonte: Elaborado pelo autor

Já de posse das áreas de influência de carga das lajes nas paredes é possível quantificar para cada pavimento a carga que cada painel recebe perpendicularmente à seção. Isso está demonstrado na Tabela 11.

Tabela 11: Carga/painel/pavimento (kN/m)

Andar	7	6	5	4	3	2	1	Térreo
1	7,83	19,94	32,06	44,17	56,29	68,40	80,52	92,63
2	7,71	17,82	27,94	38,05	48,16	58,27	68,39	78,50
3	4,34	17,27	30,19	43,11	56,04	68,96	81,88	94,80
4	2,89	12,69	22,50	32,30	42,11	51,91	61,72	71,53
5	7,65	17,64	27,63	37,62	47,61	57,60	67,58	77,57
6	7,46	23,50	39,53	55,57	71,61	87,65	103,69	119,72
7	4,15	15,14	26,13	37,12	48,10	59,09	70,08	81,07
8	2,26	7,61	12,96	18,31	23,66	29,01	34,36	39,71
9	7,13	17,53	27,93	38,32	48,72	59,11	69,51	79,91
10	3,11	15,58	28,05	40,52	52,99	65,46	77,93	90,39
11	2,29	10,91	19,53	28,16	36,78	45,40	54,03	62,65
12	2,54	13,65	24,77	35,88	47,00	58,12	69,23	80,35
13	6,75	13,89	21,03	28,17	35,31	42,45	49,59	56,73
14	6,90	17,77	28,63	39,50	50,36	61,23	72,09	82,96
15	4,14	16,87	29,59	42,32	55,04	67,76	80,49	93,21
16	7,65	13,96	20,27	26,58	32,89	39,19	45,50	51,81
17	11,24	22,83	34,41	46,00	57,59	69,18	80,77	92,35
18	5,77	20,12	34,47	48,82	63,17	77,52	91,87	106,22
19	7,65	13,96	20,27	26,58	32,89	39,19	45,50	51,81
20	7,48	23,54	39,60	55,66	71,72	87,78	103,84	119,90
21	4,11	15,06	26,01	36,96	47,91	58,85	69,80	80,75
22	7,71	17,76	27,81	37,86	47,91	57,96	68,01	78,06
23	4,35	17,27	30,20	43,12	56,05	68,97	81,90	94,82
24	7,65	17,70	27,75	37,81	47,86	57,91	67,96	78,02
25	7,82	19,94	32,05	44,16	56,27	68,39	80,50	92,61
26	2,92	12,76	22,60	32,44	42,28	52,12	61,96	71,80
27	2,26	7,61	12,96	18,31	23,66	29,01	34,36	39,71
28	2,29	10,91	19,53	28,15	36,78	45,40	54,02	62,64
29	7,13	17,53	27,92	38,32	48,71	59,11	69,51	79,90
30	3,11	15,58	28,05	40,51	52,98	65,45	77,92	90,39
31	2,53	13,65	24,76	35,87	46,99	58,10	69,21	80,33
32	4,15	16,88	29,60	42,33	55,06	67,79	80,52	93,24
33	6,75	13,89	21,03	28,17	35,31	42,44	49,58	56,72
34	13,52	25,42	37,31	49,20	61,10	72,99	84,89	96,78
35	12,42	24,85	37,27	49,70	62,12	74,55	86,97	99,39
36	12,95	25,16	37,38	49,60	61,82	74,04	86,26	98,48
37	4,65	18,67	32,68	46,69	60,71	74,72	88,74	102,75
38	3,91	16,41	28,90	41,39	53,89	66,38	78,87	91,37
39	1,86	13,08	24,30	35,52	46,75	57,97	69,19	80,41

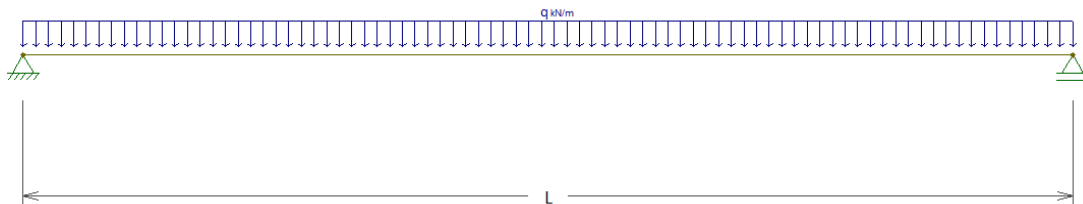
Andar	7	6	5	4	3	2	1	Térreo
40	1,86	7,83	13,80	19,78	25,75	31,72	37,69	43,66
41	1,87	13,09	24,32	35,54	46,77	58,00	69,22	80,45
42	3,11	10,54	17,98	25,41	32,84	40,28	47,71	55,14
43	10,75	18,63	26,51	34,40	42,28	50,16	58,04	65,92
44	12,78	25,57	38,35	51,13	63,92	76,70	89,48	102,26
45	11,79	22,17	32,55	42,92	53,30	63,68	74,06	84,44
46	11,87	24,09	36,31	48,53	60,75	72,97	85,19	97,41
47	5,80	20,18	34,56	48,94	63,32	77,70	92,08	106,47
48	7,48	23,54	39,60	55,66	71,72	87,78	103,84	119,90
49	4,02	16,63	29,23	41,83	54,44	67,04	79,64	92,25
50	0,90	8,04	15,18	22,32	29,46	36,60	43,74	50,88
51	3,92	17,97	32,03	46,09	60,14	74,20	88,26	102,31
52	2,53	13,65	24,76	35,87	46,99	58,10	69,22	80,33
53	2,29	10,91	19,53	28,15	36,77	45,39	54,01	62,63
54	4,11	15,06	26,01	36,96	47,91	58,86	69,81	80,76
55	4,33	17,24	30,14	43,05	55,96	68,87	81,78	94,68
56	8,77	18,61	28,45	38,29	48,13	57,97	67,81	77,65
57	2,26	7,61	12,96	18,31	23,67	29,02	34,37	39,72
58	7,13	17,53	27,92	38,32	48,72	59,11	69,51	79,91
59	7,82	19,94	32,05	44,16	56,27	68,39	80,50	92,61
60	7,65	17,70	27,76	37,81	47,86	57,91	67,97	78,02
61	7,71	17,76	27,81	37,86	47,91	57,96	68,01	78,06
62	7,65	13,96	20,27	26,58	32,89	39,20	45,51	51,82
63	7,45	23,49	39,52	55,56	71,59	87,63	103,66	119,70
64	7,65	17,64	27,63	37,62	47,61	57,60	67,59	77,58
65	4,34	17,26	30,19	43,11	56,03	68,95	81,87	94,80
66	7,71	17,82	27,94	38,05	48,16	58,27	68,39	78,50
67	6,86	23,48	40,11	56,73	73,35	89,98	106,60	123,22
68	2,98	12,88	22,78	32,68	42,59	52,49	62,39	72,29
69	2,26	7,61	12,96	18,31	23,66	29,02	34,37	39,72
70	4,05	14,94	25,83	36,72	47,61	58,50	69,39	80,28
71	4,15	16,88	29,61	42,34	55,08	67,81	80,54	93,27
72	2,28	10,90	19,51	28,13	36,74	45,36	53,97	62,59
73	2,53	13,64	24,75	35,86	46,97	58,07	69,18	80,29
74	6,91	17,78	28,64	39,51	50,38	61,25	72,12	82,98
75	3,11	16,35	29,60	42,85	56,09	69,34	82,58	95,83
76	6,75	13,89	21,03	28,17	35,31	42,45	49,59	56,73
77	7,13	17,53	27,92	38,32	48,72	59,11	69,51	79,91
78	7,65	13,96	20,27	26,58	32,89	39,20	45,51	51,82

Fonte: Elaborado pelo autor

A análise da distribuição dos esforços da estrutura para a fundação depende do correto posicionamento das cargas sobre o radier. Devido a essa necessidade optou-se por dividir a placa em elementos finitos quadrados com 0,1m de lado, assim obtendo para cada trecho de parede uma carga pontual que no somatório do comprimento da parede fosse equivalente ao valor calculado na Tabela 11. A metodologia da aplicação de cargas pontuais está demonstrada abaixo.

Tendo uma viga bi-apoiada de vão  $L(m)$  e carga distribuída uniforme  $q(kN/m)$  deseja-se obter cargas pontuais nos nós quando houver uma divisão do vão em  $n$  partes conforme Figura 67.

Figura 67: Viga bi-apoiada



Fonte: Elaborado pelo autor

Sabe-se que:

$$F = q * L \quad \text{Equação 37}$$

onde:  $q \rightarrow$  carregamento distribuído

$L \rightarrow$  comprimento da viga

$F =$  Força resultante do carregamento

Logo, discretiza-se a viga em elementos de tamanho  $l=L/n$  tem-se que cada elemento é solicitado por um carregamento distribuído e cada elemento tem uma resultante desse carregamento, então a resultante total será:

$$F = f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_{n-2} + f_{n-1} + f_n$$

$$F = \sum_{i=1}^n f_n \quad \text{Equação 38}$$

Convencionando que cada elemento tenha o mesmo comprimento, tem-se que:

$$f_1 = f_2 = f_3 = f_{n-2} = f_{n-1} = f_n$$

$$F = N * f_n$$

Onde:

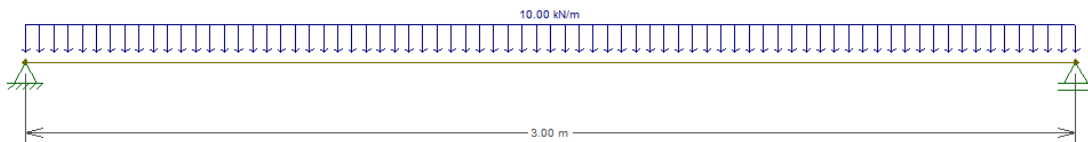
$$N = \frac{L}{l} + 1 \quad \text{Equação 39}$$

Logo, pode-se afirmar que a força em cada nó ao longo da viga corresponde a:

$$f_n = \frac{F}{N} \quad \text{Equação 40}$$

Tomando a viga da Figura 68 com vão de 3 metros e carregamento distribuído uniforme de 10kN/m.

Figura 68: viga bi-apoiada – exemplo



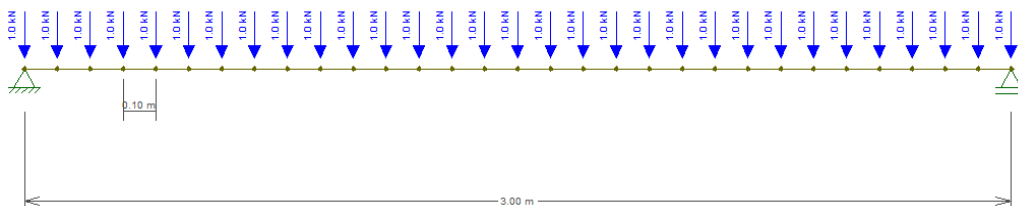
Fonte: Elaborado pelo autor

Dividindo-se a viga em elementos de 0,1m observa-se que pela Equação 39,  $N$  vale 31 e pela Equação 40  $F$  vale 30, logo:

$$f_n = \frac{30}{31} \therefore f_n = 0,968 \cong 1kN$$

Com isso, pode-se modelar o problema da viga com cargas pontuais nos nós, conforme a Figura 69.

Figura 69: Modelagem da viga com cargas aplicadas nos nós a cada 0,1m



Fonte: Elaborado pelo autor

Para validar o modelo observa-se através da Tabela 12 os valores máximos e mínimos dos esforços na viga, o caso 1 para a viga resolvida com o carregamento distribuído e o caso 2 para a viga resolvida para o carregamento pontual equivalente nos nós.

Tabela 12: Comparativo dos esforços

Casos	Esforços		
	Cortante Máximo (kN)	Cortante Mínimo (kN)	Fletor Máximo(kN.m)
Caso 1	15	-15	11,3
Caso 2	14,5	-14,5	11,2

Fonte: Elaborado pelo autor

É possível observar que para a força cortante há uma diferença de 3,33% e para o momento fletor de 0,88%.

Essa análise propiciou distribuir as cargas transmitidas pela estrutura de forma correta sobre a fundação. Pois cada painel corresponde a uma carga distribuída sobre a laje de fundação, e foi possível fazer essa distribuição de cargas através dos, que foi discretizada com elemento quadrados de 0,1m de lado. Os carregamentos distribuídos apresentados na Tabela 11 foram convertidos em cargas nodais que estão apresentadas na Tabela 13.

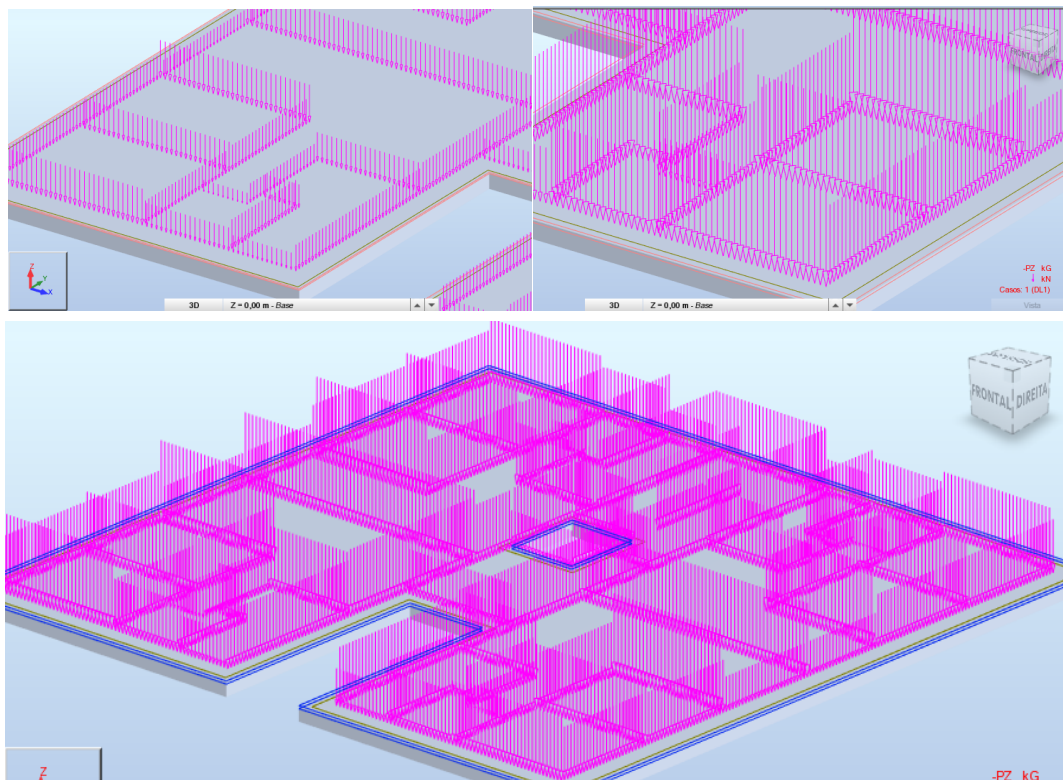
Tabela 13: Cargas nodais por painel

Painel	Nodal (kN)	Painel	Nodal (kN)	Painel	Nodal (kN)	Painel	Nodal (kN)
1	9,97	21	8,41	41	8,11	61	8,28
2	8,34	22	8,28	42	5,61	62	5,41
3	10,00	23	10,01	43	6,92	63	12,41
4	7,54	24	8,29	44	10,83	64	8,23
5	8,23	25	9,97	45	9,03	65	10,00
6	12,42	26	7,57	46	10,24	66	8,34
7	8,44	27	3,89	47	11,32	67	12,13
8	3,89	28	6,57	48	12,43	68	7,61
9	8,41	29	8,41	49	9,64	69	3,90
10	9,49	30	9,49	50	5,27	70	8,36
11	6,57	31	7,93	51	10,56	71	9,73
12	7,94	32	9,73	52	7,93	72	6,56
13	5,81	33	5,81	53	6,57	73	7,93
14	8,99	34	10,18	54	8,41	74	8,99
15	9,73	35	10,59	55	9,99	75	10,08
16	5,41	36	10,43	56	8,13	76	5,81
17	9,75	37	10,69	57	3,90	77	8,41
18	11,30	38	9,43	58	8,41	78	5,41
19	5,41	39	8,11	59	9,97		
20	12,43	40	4,42	60	8,29		

Fonte: Elaborado pelo autor

De posse das cargas nodais é possível distribuir nos nós da discretização da placa pelo método de Milovic e Djogo (1997) no software ROBOT/Autodesk-17. Algumas adaptações foram necessárias na distribuição das cargas, conforme é possível observar comparando o croqui com a distribuição da Figura 70.

Figura 70: Distribuição das cargas nodais sobre o radier



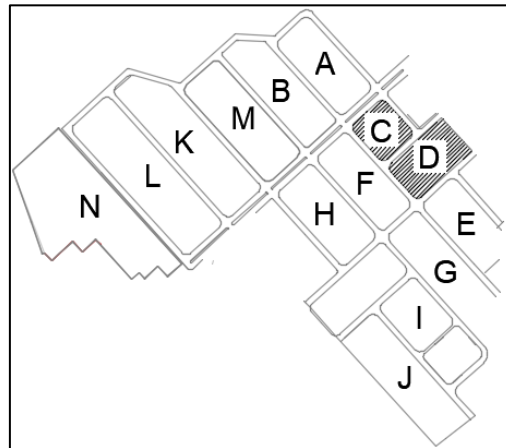
Fonte: ROBOT/Autodesk-2017

### 3.4. EFEITO DE GRUPO

As edificações foram construídas próximas umas das outras em alguns casos. Conforme observado no referencial teórico, essa proximidade entre as fundações pode ocasionar o efeito de grupo. Neste trabalho serão analisadas as edificações de acordo com sua distribuição na obra.

As edificações foram posicionadas dentro do empreendimento de acordo com os grupos da Figura 71, e distribuídas dentro de cada grupo de acordo com as condições de topografia do terreno e outras questões arquitetônicas.

Figura 71: Distribuição dos grupos



Fonte: Elaborado pelo autor

Foram escolhidos dois grupos para análise, o primeiro com menores dispersões de recalques (Grupo C) e um segundo com maiores dispersões (Grupo D).

O objetivo dessas análises é demonstrar a influência que uma fundação exerce em outra nas vizinhanças e qual a relação dessa influência com a distância com que os prédios estão posicionados e com as camadas de solo abaixo de cada fundação. Os pontos de medição estão apenas na estrutura, porém através da extrapolação das curvas é possível uma visão do comportamento do maciço entre as edificações.

Para a análise do efeito de grupo foi utilizado o software Surfer/Golden versão estudante para elaboração das curvas de iso-recalque. O software produz gráficos de elevação em 2D e 3D através de dados como coordenadas e cotas altimétricas e utiliza diversos métodos como: o inverso da distância à potência, inverso do quadrado da distância, mínima curvatura e o *krigage*.

O método *krigage* é aplicado em diversas análises como agricultura de precisão, cartografia, engenharia florestal, geotecnia, pedologia, dentre outros. Esse método é baseado na teoria das variáveis regionalizadas (VR), que tem como premissa estudar e representar as VR para resolver problemas de estimativa partindo de dados experimentais medidos sobre bases que não abrangem totalmente o domínio estudado. Portanto deve-se existir continuidade espacial, permitindo que dados amostrais possam ser utilizados para extrapolação e interpolação de comportamento onde o valor não é conhecido.

Ao contrário do método geométrico que utiliza distâncias euclidianas o método *krigage* as distâncias são baseadas na análise variográfica e além de relacionar os pontos estimadores e estimados existe também a relação entre o agrupamento dos pontos. Portanto leva-se em conta as distâncias dos pontos e seu agrupamento.



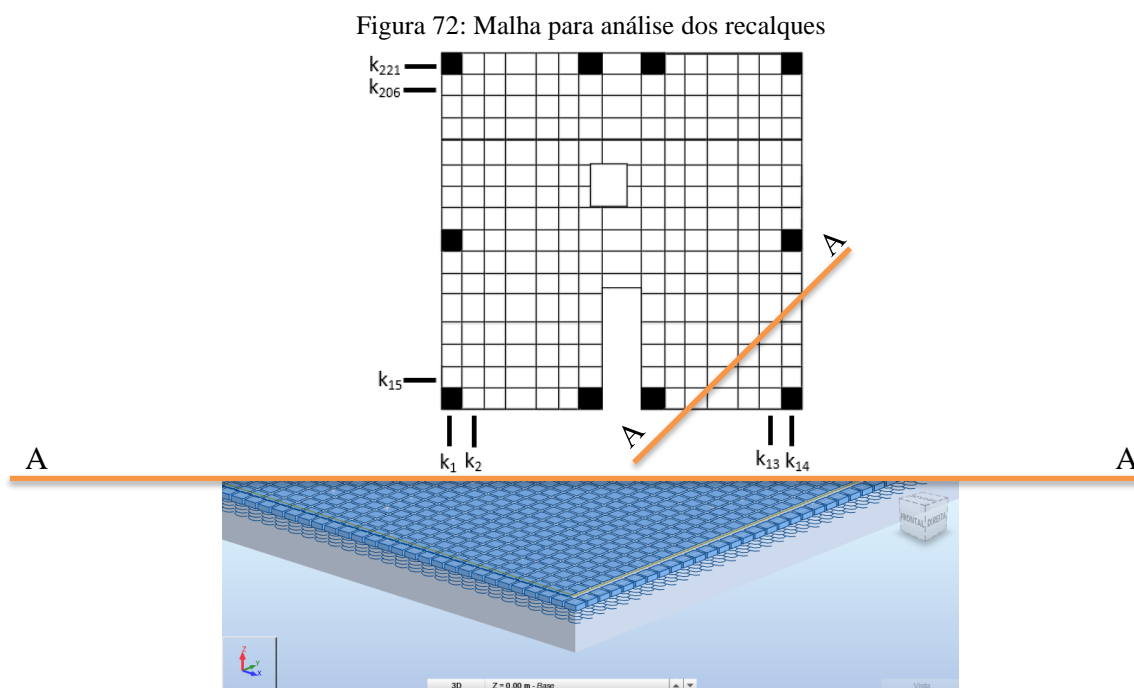
Primeiro estima-se uma combinação linear ponderada através da Equação 41, sempre buscando que a esperança seja zero e variância mínima.

$$[Z(x_a)] = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i) \quad \text{Equação 41}$$

### 3.5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS RECALQUES

O software Robot foi utilizado na resolução da fundação radier, pois permitia uma variação dos coeficientes de reação vertical, aplicação das cargas nó a nó e também tem uma demanda de cálculo relativamente menor quando comparado a softwares comumente utilizado na análise de elementos finitos na engenharia. Para a resolução do radier o software utiliza o método numérico da Decomposição de Cholesky.

O objetivo principal é validar a modelagem numérica do comportamento de um radier com uma configuração de recalque com baixa distorção angular a partir dos dados de recalque medido em campo. A modelagem do radier foi feita com uma malha de elementos finitos real para a aplicação das cargas pontualmente e uma malha de elementos imaginários situando o centro da malha no ponto de avaliação do recalque real em campo e a cada malha atribuiu-se um coeficiente de mola calculado, a malha está demonstrada na Figura 72.



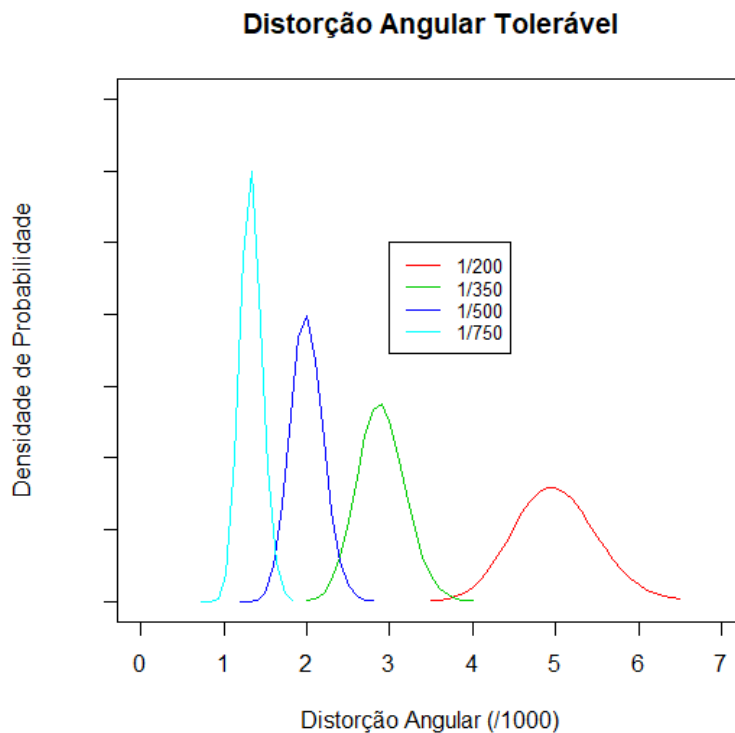
Fonte: Elaborado pelo autor

Com essa malha foram calculados os recalques através da Equação 10 com a calibração através dos módulos de elasticidade para todos os pontos da malha identificados na Figura 72 verificando-se a convergência. Foi escolhida a edificação 1 do grupo C para simular o comportamento dos recalques, pois a mesma apresentou graficamente menor influência devido ao efeito de grupo. Com os dados da sondagem é possível calcular o módulo de Young para cada camada do solo através da Equação 23, Quadro 2.

### 3.6. ANÁLISES DE CONFIABILIDADE

Para adotar a teoria da Margem é necessária uma curva de distribuição de probabilidade das distorções medidas e uma curva de tolerância a distorções angulares. Foram definidos quatro cenários de análise, em cada cenário variou-se a média para a tolerabilidade das distorções quanto ao estado limite de serviço de acordo com a literatura observada (Figura 73).

Figura 73: Representação esquemática das curvas de Tolerabilidade



Fonte: do autor

### Cenário 1:

No primeiro cenário adotou-se uma distorção média (1/200) responsável pela perda quase total da função da edificação e necessidade de verificações estruturais e eventuais reforços.

- Curva de distorções angulares medidas: distribuição gamma, médias, desvios padrão e coeficiente de variação obtidos através dos dados medidos em campo de distorção angular através da regressão linear;
- Curva de distorções angulares toleráveis: distribuição normal, média de  $5.10^{-3}$  correspondente, na literatura, à um comportamento de necessidade de intervenção pois são observados danos que comprometem o desempenho estrutural e desvio padrão obtido através da variabilidade do concreto utilizado em cada edificação;

### Cenário 2:

No segundo cenário adotou-se uma distorção média (1/350) correspondente à abertura de fissuras de acordo com a literatura. Na literatura esse valor também corresponde de certa forma à abertura de fissura, porém em elementos de vedação.

- Curva de distorções angulares medidas: distribuição gamma, médias, desvios padrão e coeficiente de variação obtidos através dos dados medidos em campo de distorção angular através da regressão linear;
- Curva de distorções angulares toleráveis: distribuição normal, média de  $2,86.10^{-3}$  após o estudo dos ensaios em painéis estruturais, desvios padrão obtidos através da multiplicação do coeficiente de variação, obtido na análise dos corpos de prova de concreto representativos do concreto utilizado em cada edificação.

### Cenário 3:

No primeiro cenário adotou-se uma distorção média (1/500) correspondente à tolerabilidade de edificações onde não é permitida a abertura de fissuras em nenhuma hipótese.

- Curva de distorções angulares medidas: distribuição gamma, médias, desvios padrão e coeficiente de variação obtidos através dos dados medidos em campo de distorção angular através da regressão linear;
- Curva de distorções angulares toleráveis: distribuição normal, média de  $2.10^{-3}$  correspondente a um nível de distorções seguro em edificações onde não são toleradas fissuras de acordo com a literatura observada e desvio padrão obtido através da variabilidade do concreto utilizado em cada edificação.

#### Cenário 4:

No primeiro cenário adotou-se uma distorção média (1/750) correspondente à casos onde existem máquinas que podem sofrer pouco ou nenhuma influência do comportamento dos recalques.

- Curva de distorções angulares medidas: distribuição gamma, médias, desvios padrão e coeficiente de variação obtidos através dos dados medidos em campo de distorção angular através da regressão linear;
- Curva de distorções angulares toleráveis: distribuição normal, média de  $1,33.10^{-3}$  correspondente a um nível de distorções limítrofe em caso de máquinas sensíveis à recalques e desvio padrão obtido através da variabilidade do concreto utilizado em cada edificação.

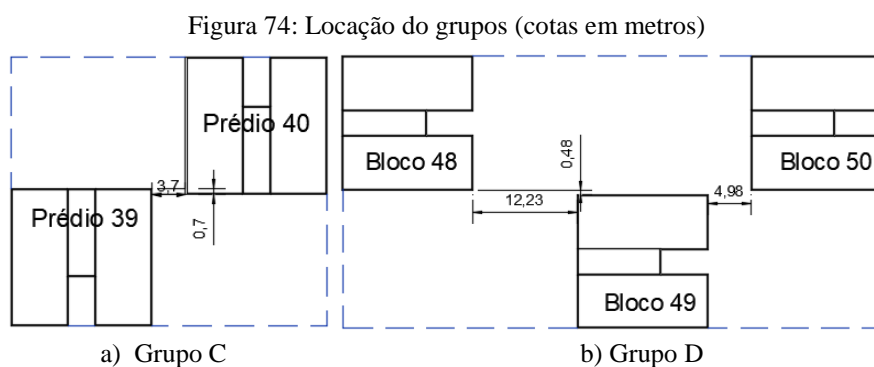
## 4. RESULTADOS E ANÁLISES

Nesta seção estão apresentados os resultados obtidos no presente trabalho.

### 4.1. EFEITO DE GRUPO

Este trabalho avaliou o comportamento de grupos de edifícios dentro de um conjunto habitacional. Esses grupos podem ser formados por 2, 3, 4, 5, 6, 7 ou 8 prédios. Optou-se pela análise detalhada de um grupo formado por 2 prédios (Grupo C) e de um grupo formado por 3 prédios (Grupo D). O grupo C foi escolhido por apresentar menor dispersão dos valores de recalque nas edificações e entre edificações. O grupo D foi escolhido por apresentar uma dispersão grande de recalques nas edificações e principalmente entre as edificações.

A disposição dos dois grupos analisados estão apresentadas na Figura 74. A Figura 74a apresenta em planta o grupo C, a distância entre os prédios 39 e 40 é de 3,70m na horizontal e de 0,7m metros na vertical, a menor distância entre eles é de 3,76m. A Figura 74b apresenta em planta o grupo D, a distância entre o prédio 48 e 49 é de 12,23m na horizontal e 0,48m na vertical sendo a menor distância entre eles de 12,24m. A distância entre o prédio 49 e 50 é de 4,98m na horizontal e 0,48m na vertical sendo a menor distância entre eles de 5m.



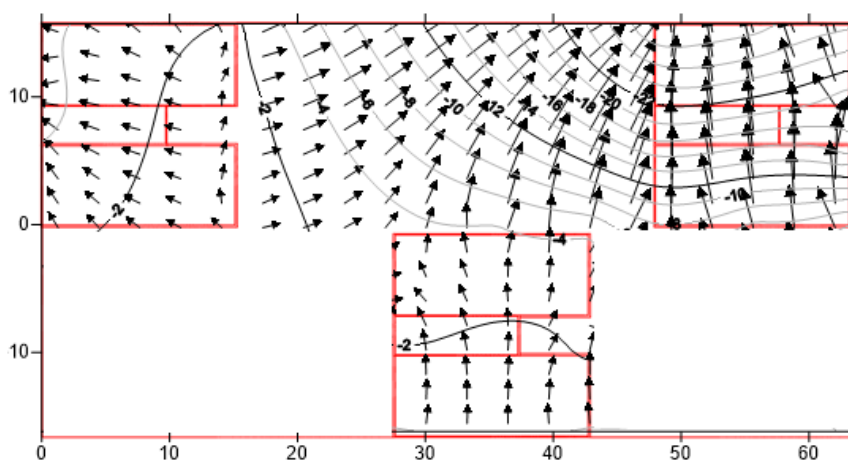
Fonte: Elaborado pelo autor

As curvas de iso-recalque apresentadas na Figura 76 e Figura 75 representam o comportamento dos recalques das áreas tracejadas da Figura 74. Pode-se observar nos recalques do grupo D que o solo se comporta de forma similar a um tecido elástico, quando aplicadas cargas em um ponto, a depender da rigidez do entorno há também uma deformação do maciço na direção do deslocamento inicial. As duas primeiras edificações

foram construídas em simultâneo, porém a terceira edificação foi iniciada um mês após a conclusão das outras o que pode ser um fator de influência para o comportamento observado.

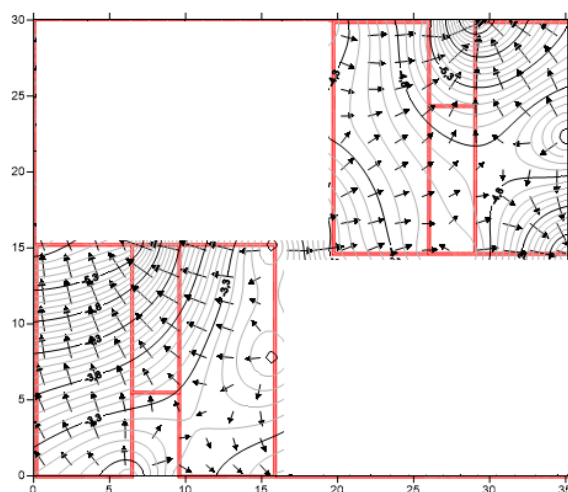
Outro fator preponderante é o solo abaixo da edificação. Para os dois primeiros prédios o solo apresenta menor deformabilidade e menor espessura da camada compressível, já para o terceiro prédio a camada compressível é maior e a compressibilidade também.

Figura 75: Análise do efeito de grupo – D (eixos em metros, recalques em milímetros)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 76: Análise do efeito de grupo – C (eixos em metros, recalques em milímetros)



Fonte: Elaborado pelo autor

Já para o grupo C a não influência nos recalques absolutos entre as edificações pode ser explicada pela sequência construtiva, os dois prédios foram construídos praticamente em simultâneo. Também há a influência da compressibilidade do solo, que

nesse caso é menor, gerando recalques com menor ordem de grandeza e também consequentemente com menor influência nas edificações vizinhas.

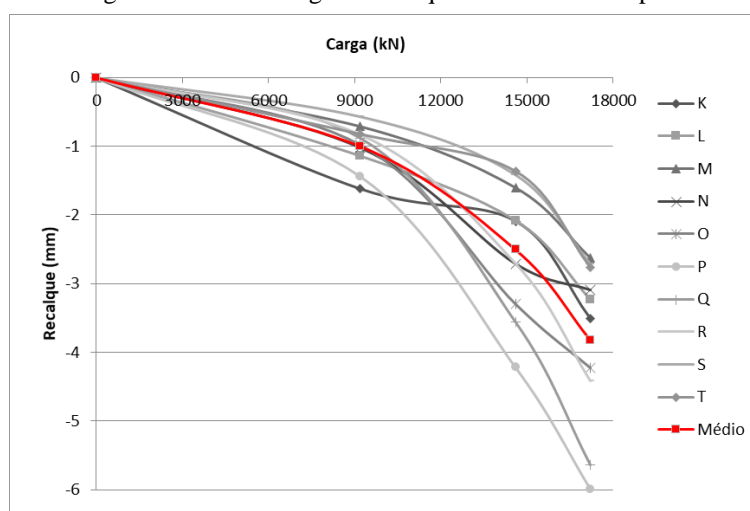
## 4.2. ANÁLISE DOS RECALQUES

A simulação dos recalques se iniciou com o levantamento das cargas da estrutura e a sua disposição na fundação. Utilizou-se o software Robot/Autodesk para realizar a interação solo-estrutura, através da disposição no radier das cargas distribuídas correspondentes aos painéis de parede.

Optou-se pela simulação dos recalques da edificação 39 do grupo C, pois a mesma apresentou baixa variabilidade nos recalques com pouca influência do efeito de grupo.

Em cada medição de recalque foi também quantificada a carga aplicada ao solo. Com isso construiu-se a curva carga x recalque do bloco 39 do grupo C (Figura 77) com os dados de recalque das 4 medições e com as suas respectivas cargas nos 10 pontos de medição do recalque e também um valor médio.

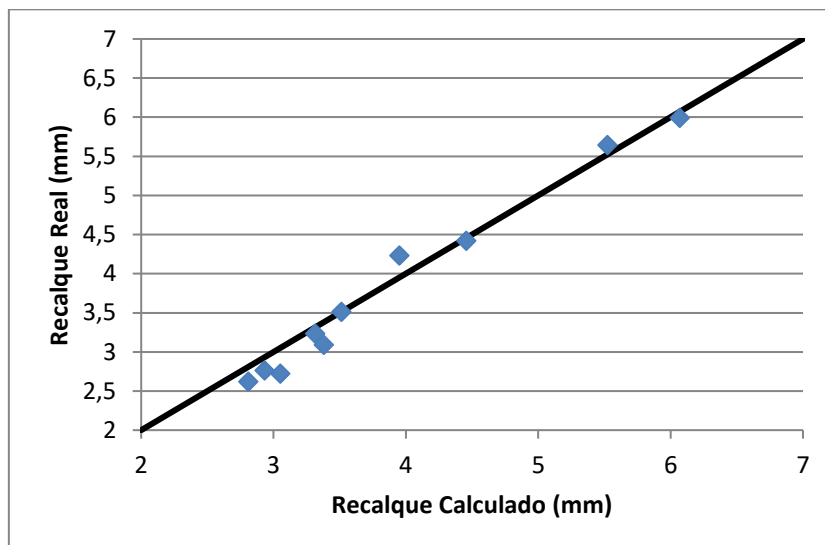
Figura 77: Curva Carga x Recalque – Bloco 1 – Grupo C



A partir da curva carga x recalque foi possível obter um módulo de deformabilidade para ponto de avaliação do recalque e com isso obteve-se um coeficiente de mola, que inserido no software retornou a configuração de deslocamentos dos pontos da placa.

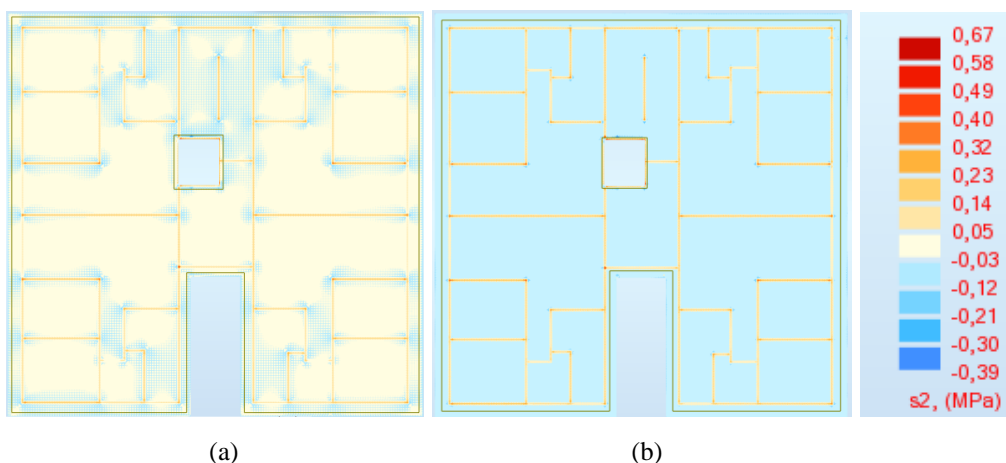
A verificação de convergência estão apresentados na Figura 78, de forma que os recalques medidos na última leitura estão representados no eixo vertical e os recalques simulados no eixo horizontal.

Figura 78: Análise dos recalques



Com a análise é possível afirmar que é possível retratar a configuração de recalques do radier e conseqüentemente sua distribuição de esforços devido a esse recalque. Essas distribuições de tensões estão apresentadas na Figura 79a antes da análise com ISE e a Figura 79b após a inserção dos coeficientes de recalque representando os recalques reais medidos na última leitura em campo. Observa-se que a configuração deformada do radier faz com que as tensões apresentem inversão de sinais, locais tracionados do radier passam a ser comprimidos.

Figura 79: Configuração de tensões na análise





### 4.3. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Os resultados da análise de confiabilidade foram apresentados nesta seção para cada grupo de edificações contendo:

- Os valores máximos e mínimos para o recalque na última medição em forma de tabela;
- Os valores máximos, médios e mínimos para a distorção angular em forma de tabela;
- Os valores encontrados nos quatro cenários de análise de confiabilidade em forma de tabela com o valor do índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e com a probabilidade de dano ( $p_d$ );
- A planta de locação das edificações com as distâncias em metros e sem escala;
- As curvas de iso-recalque do grupo com os valores da curva em milímetros, os eixos vertical e horizontal em metros sem escala. Os losangos na cor laranja representam o ponto de medição do recalque em cada edificação;
- As curvas de distribuição de probabilidade das distorções angulares de cada edificação com os valores do eixo horizontal multiplicados por  $10^4$ .

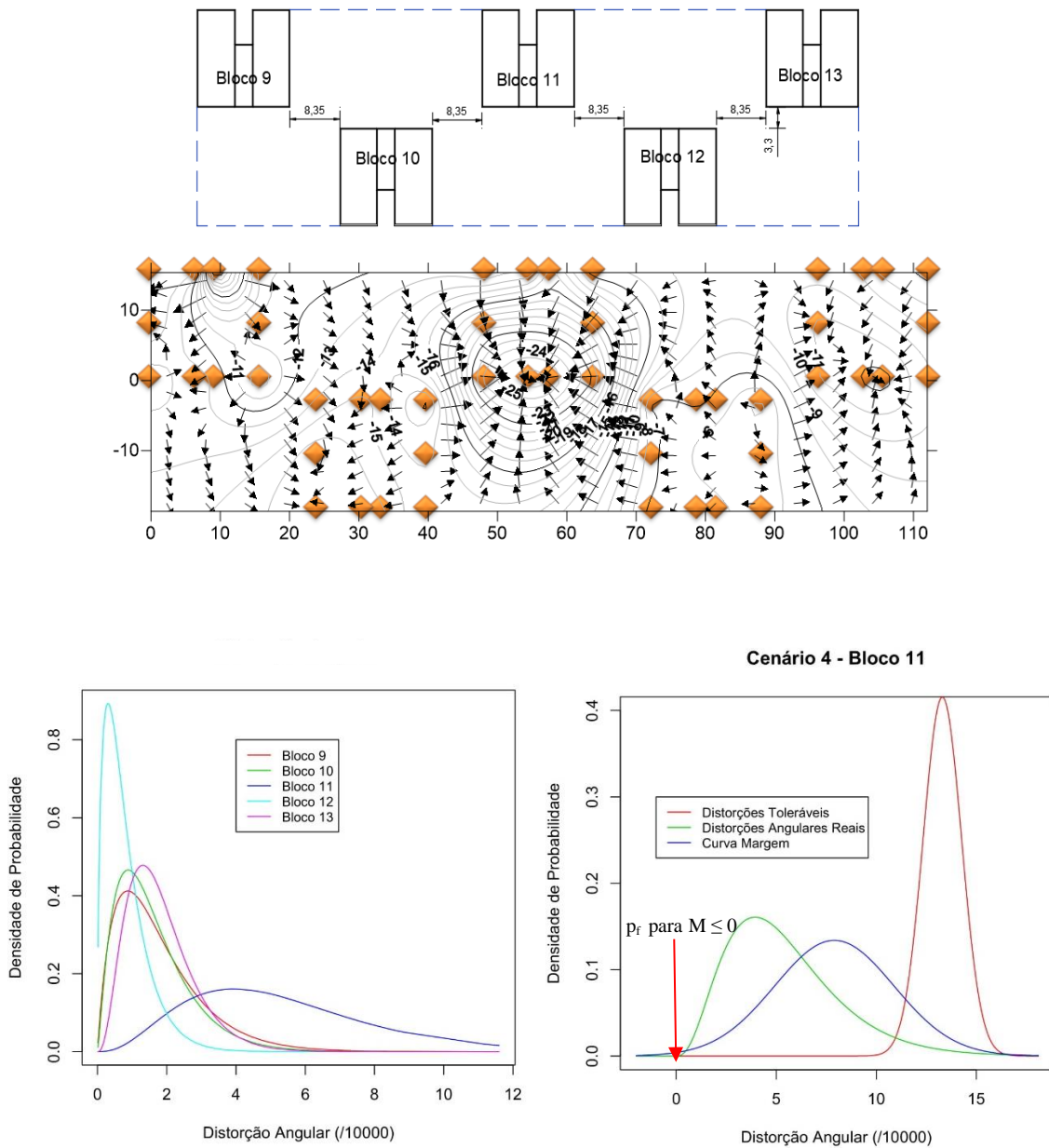
Tabela 14: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo M

		Recalques e Distorções							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
M	9	14,73	9,19	0,000566	0,000008	0,000178			
	10	16,99	11,57	0,000478	0,000003	0,000161			
	11	26,52	11,36	0,001159	0,000041	0,000541			
	12	7,38	4,66	0,000324	0,000002	0,000081			
	13	12,41	6,66	0,000369	0,000007	0,000181			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
M	9	12,45	0,00%	10,95	0,00%	9,40	0,00%	7,20	0,00%
	10	11,99	0,00%	10,92	0,00%	9,71	0,00%	7,82	0,00%
	11	9,72	0,00%	6,63	0,00%	4,60	0,00%	2,65	0,23%
	12	12,29	0,00%	11,83	0,00%	11,26	0,00%	10,15	0,00%
	13	14,04	0,00%	12,69	0,00%	11,19	0,00%	8,89	0,00%

Observou-se na Tabela 14 que, para o grupo M o maior recalque para o prédio 9 se deu no ponto T e o menor no ponto P, para o prédio 10 o maior recalque se deu no ponto N e o menor recalque no ponto S, para o prédio 11 o maior recalque se deu no ponto R e o menor recalque no ponto N, para o prédio 12 o maior valor de recalque se deu no ponto O e o menor recalque no ponto S e por fim para o prédio 13 o maior valor de recalque se deu no ponto Q e o menor valor de recalque se deu no ponto N.

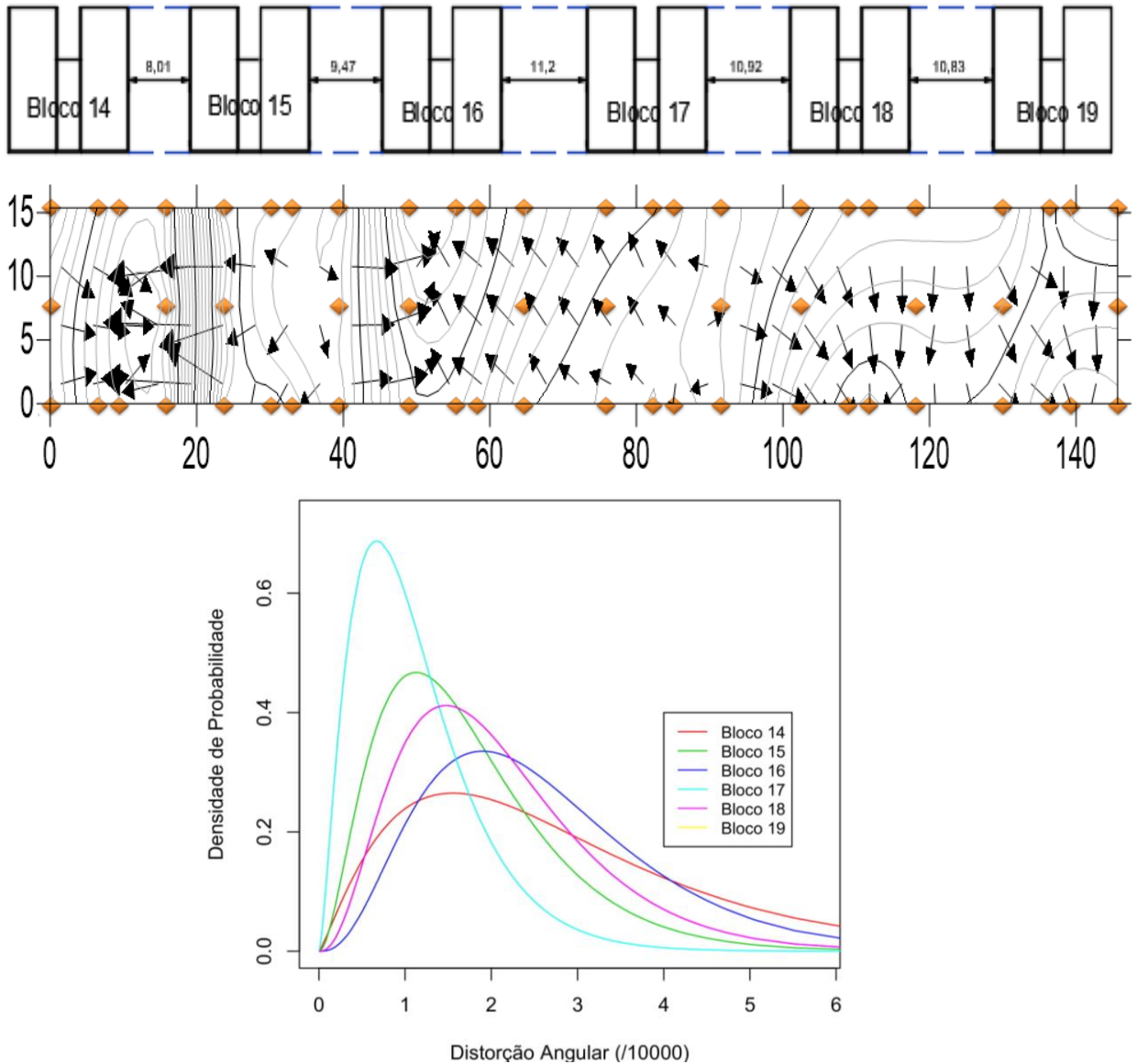
Para a análise de confiabilidade observou-se que o prédio 11 apresentou alguma probabilidade de ocorrência do cenário 4 analisado.

Figura 80: Localização, curvas de iso-recalque e curvas de probabilidade dos prédios do grupo M



Observa-se através da Figura 80 que os prédios 9, 10 e 12 apresentaram histogramas convergentes com a distribuição gamma. Observa-se também a locação das edificações bem como suas curvas de iso-recalque com pouca influência de uma edificação na outra.

Figura 81: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo K



Observa-se na Figura 81 que para o prédio 14 o maior recalque se deu no ponto O e o menor no ponto K, para o prédio 15 o maior valor no ponto T e o menor em N, para o prédio 16 o maior valor se deu no ponto K e o menor em P, para o prédio 17 o maior valor se deu em K e o menor em N, para o prédio 18 o maior valor se deu em R e o menor em K, para o prédio 19 o maior valor se deu em Q e o menor em T e por fim para o prédio 19 o maior valor se deu em Q e o menor em K.

Tabela 15: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo K

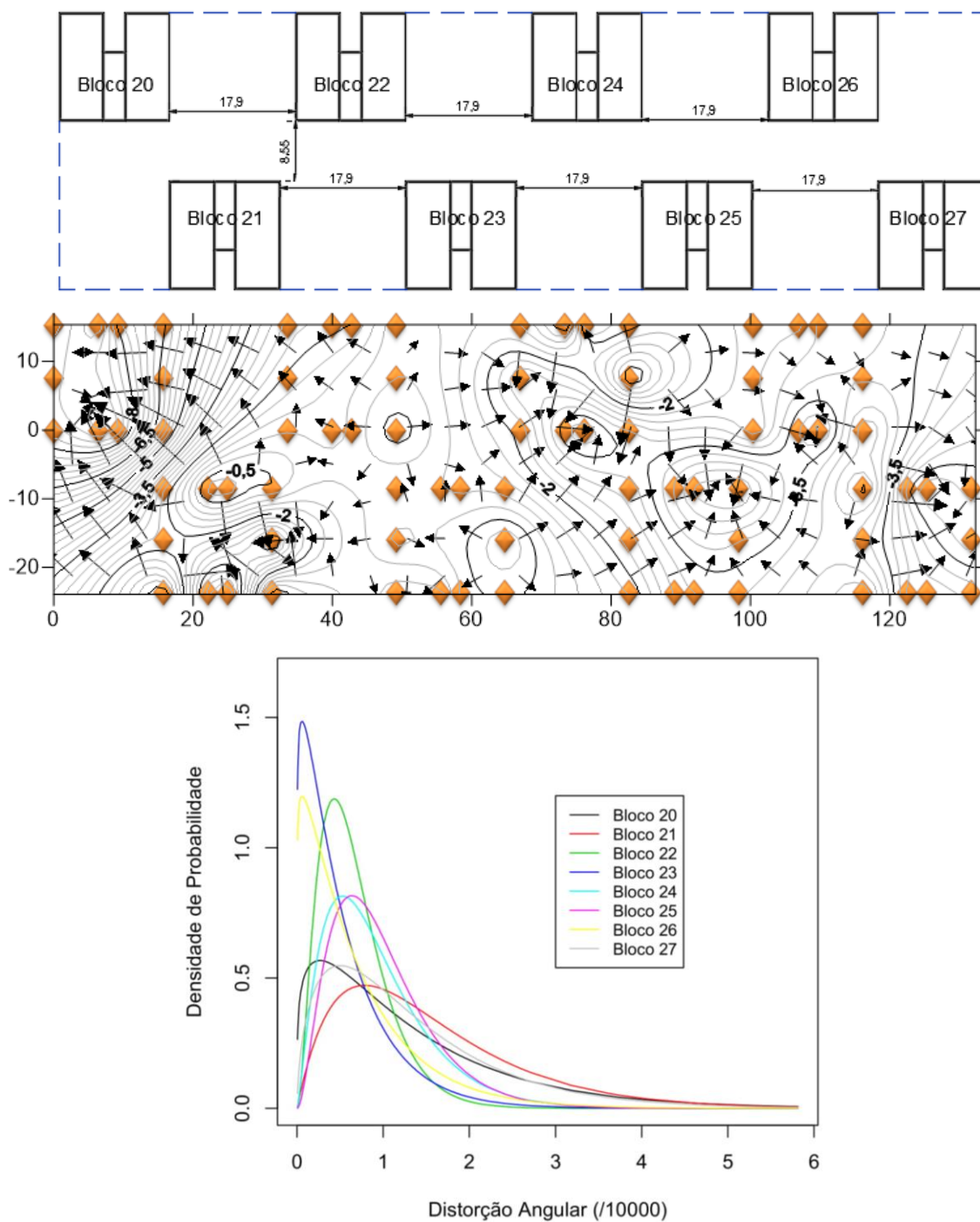
		Recalques e Distorções							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
K	14	28,05	19,13	0,000755	0,000003	0,000283			
	15	9,85	5,50	0,000385	0,000001	0,000172			
	16	18,14	9,2	0,000506	0,000002	0,00026			
	17	9,84	6,51	0,000315	0,000002	0,000112			
	18	15,40	8,51	0,000396	0,000003	0,000207			
	19	17,89	10,36	0,000662	0,000006	0,000253			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
K	14	11,81	0,00%	9,32	0,00%	7,27	0,00%	4,95	0,00%
	15	12,82	0,00%	11,66	0,00%	10,35	0,00%	8,30	0,00%
	16	11,66	0,00%	10,09	0,00%	8,52	0,00%	6,33	0,00%
	17	12,20	0,00%	11,62	0,00%	10,91	0,00%	9,62	0,00%
	18	12,91	0,00%	11,49	0,00%	9,98	0,00%	7,73	0,00%
	19	13,68	0,00%	11,13	0,00%	8,89	0,00%	6,23	0,00%

Com relação à análise de confiabilidade não se observou probabilidade relevante de ocorrência de nenhum dos cenários do grupo K.

Tabela 16: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo L

		Recalques e Distorções							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
L	20	9,53	5,91	0,000581	0,000007	0,000134			
	21	4,85	0,5	0,000462	0,00001	0,000156			
	22	2,48	0,27	0,000187	0,000003	0,000067			
	23	1,61	-0,12	0,000272	0,000001	0,000055			
	24	4,07	1,38	0,000257	0	0,000093			
	25	5,1	1,75	0,000216	0,000003	0,000098			
	26	4,25	2,32	0,000317	0,000003	0,00007			
	27	5,58	1,81	0,000525	0,000003	0,000132			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
L	20	7,93	0,00%	7,48	0,00%	6,94	0,00%	5,98	0,00%
	21	6,50	0,00%	6,21	0,00%	5,86	0,00%	5,22	0,00%
	22	9,96	0,00%	9,79	0,00%	9,59	0,00%	9,20	0,00%
	23	7,00	0,00%	6,91	0,00%	6,79	0,00%	6,56	0,00%
	24	8,04	0,00%	7,85	0,00%	7,62	0,00%	7,17	0,00%
	25	6,85	0,00%	6,70	0,00%	6,53	0,00%	6,21	0,00%
	26	7,81	0,00%	7,64	0,00%	7,43	0,00%	7,00	0,00%
27	9,73	0,00%	9,14	0,00%	8,42	0,00%	7,18	0,00%	

Figura 82: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo L



Na Figura 82 observa-se que a maioria das curvas de distribuição de probabilidade apresentam comportamento aderido à distribuição gamma. Observa-se a locação das edificações no grupo L e suas curvas de iso-recalque que demonstram pouca presença do efeito de grupo, os prédios desse grupo apresentaram baixos valores de recalque.

Observa-se na Tabela 16 que para o prédio 20 o máximo valor de recalque se deu no ponto L e o menor no ponto P, no prédio 21 o maior valor de recalque se deu em Q e o menor em N, para o prédio 22 o maior valor se deu em K e o menor em P, para o 23 o maior valor se deu em N e o menor em T, para o 24 o maior valor se deu em Q e o menor em K, para o 25 o maior valor foi em S e o menor em N, para o 26 o maior valor se deu em Q e o menor em S e por fim para o 27 o maior valor se deu em R e o menor em P.

Com relação às análises de confiabilidade não se observou nenhuma probabilidade relevante de ocorrência de nenhum dos 4 cenários. Isso se deve ao fato de baixos valores de recalque e com baixa dispersão entre esses valores. Portanto, observa-se altos valores de índice de confiabilidade.

Figura 83: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo F

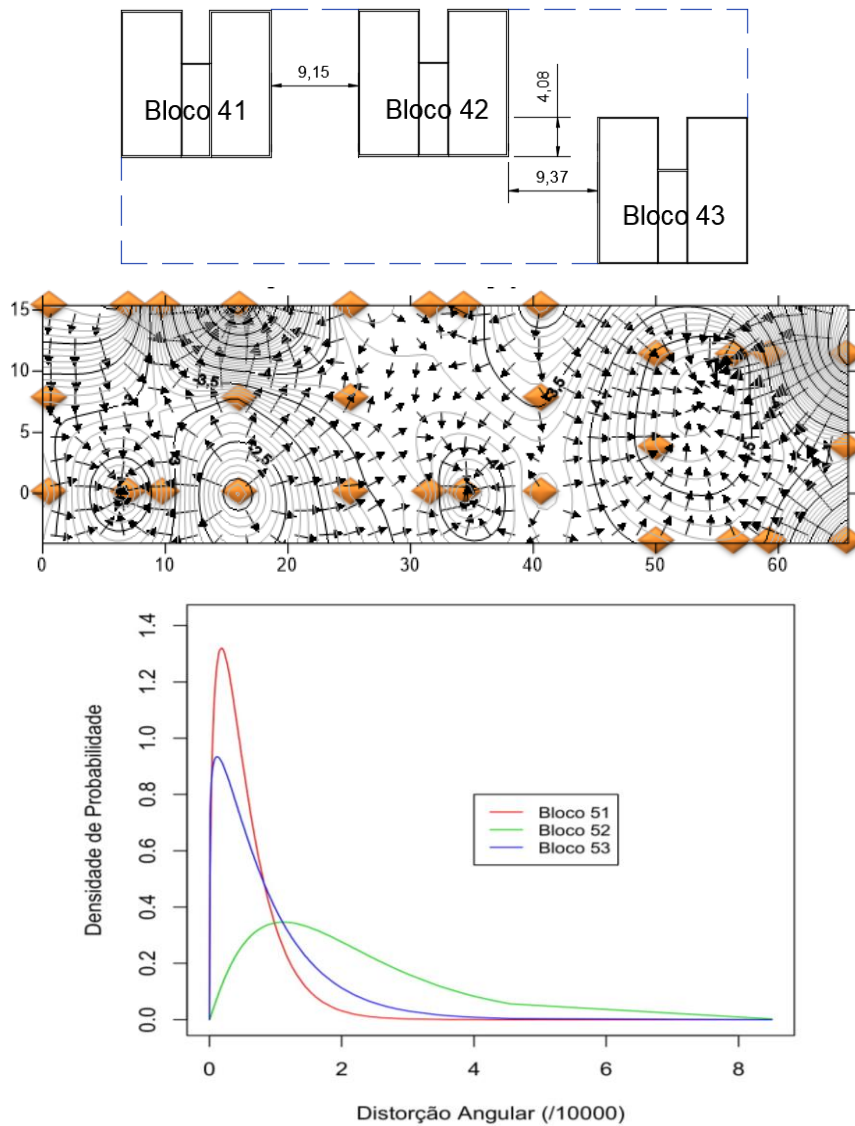


Tabela 17: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo F

		Recalques e Distorções Medidos							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
F	41	6,9	1,42	0,000651	0,000001	0,000159			
	42	4,57	2,69	0,000296	0,000002	0,000049			
	43	4,82	1,84	0,000339	0,000001	0,00008			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
F	41	18,92	0,00%	13,78	0,00%	10,34	0,00%	6,99	0,00%
	42	15,90	0,00%	15,27	0,00%	14,45	0,00%	12,90	0,00%
	43	7,34	0,00%	7,12	0,00%	6,84	0,00%	6,30	0,00%

Na Figura 83 e Tabela 17 observa-se a locação das edificações do grupo F bem como suas curvas de iso-recalque também com baixos valores de recalque. As curvas de distribuição de probabilidade das distorções angulares apresentaram grande aderência do histograma real com a proposição de distribuição gamma. As análises de confiabilidade não apresentaram probabilidade relevante de ocorrência de nenhum dos 4 cenários propostos.

Também é possível observar que o maior valor de recalque para o prédio 41 observa-se se deu no ponto N e o menor valor de recalque se deu no ponto L, para o prédio 42 o maior valor se deu no ponto Q e o menor no ponto N e para o prédio 43 o maior valor se deu no ponto L e o menor no ponto P.

Tabela 18: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo H

		Recalques e Distorções Medidos							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
H	44	38,24	31,17	0,00063	0,00001	0,000244			
	45	41,51	6,25	0,002378	0,000146	0,00114			
	46	19,39	4,05	0,000961	0,000007	0,000552			
	47	20,04	3,86	0,000956	0,000003	0,000527			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
H	44	8,45	0,00%	7,67	0,00%	6,80	0,00%	5,43	0,00%
	45	4,81	0,00%	2,54	0,29%	1,34	4,58%	0,30	49,58%
	46	7,75	0,00%	5,42	0,00%	3,81	0,02%	2,20	0,63%
	47	8,32	0,00%	6,03	0,00%	4,35	0,00%	2,59	0,26%

Figura 84: Análises de Confiabilidade do grupo H

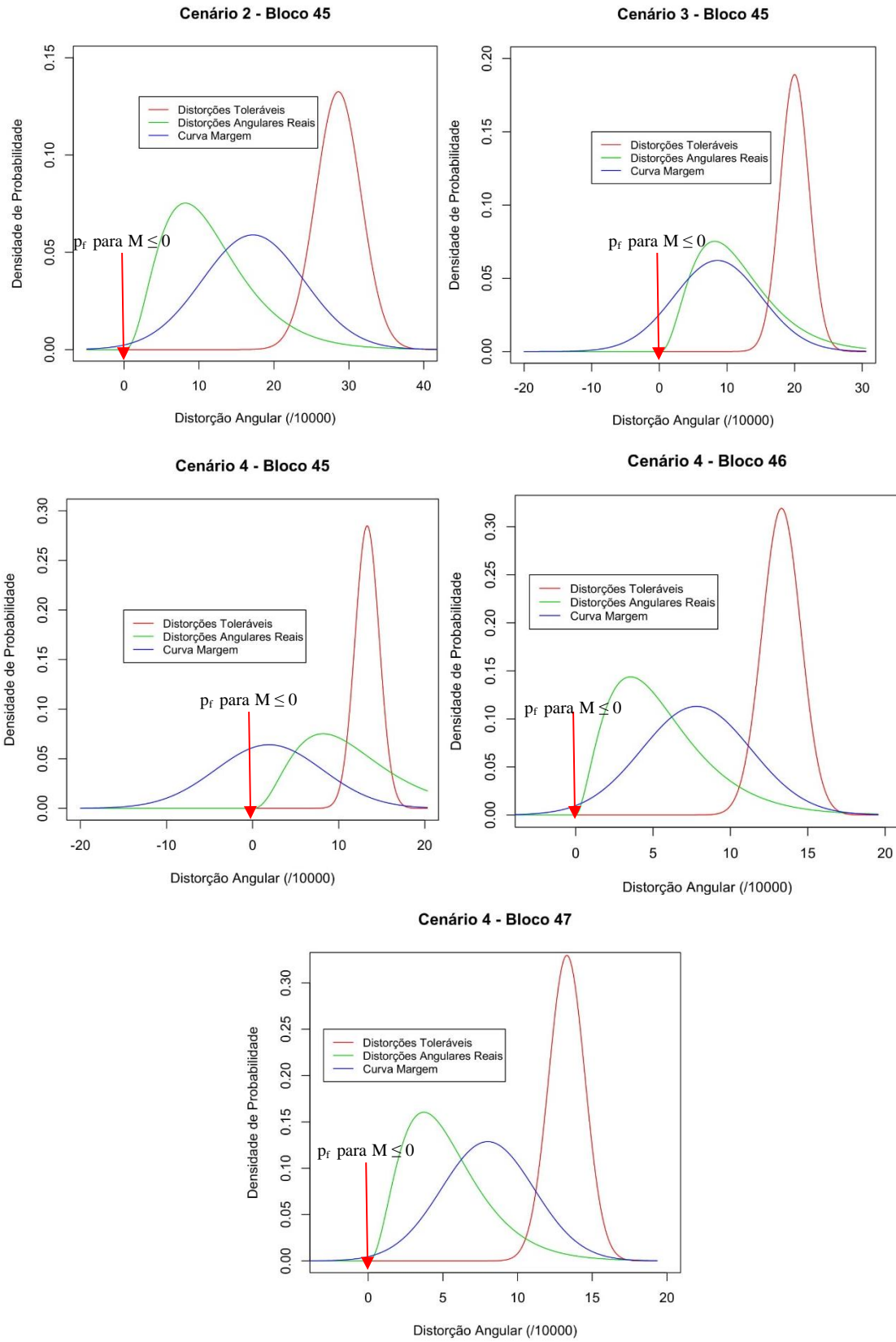
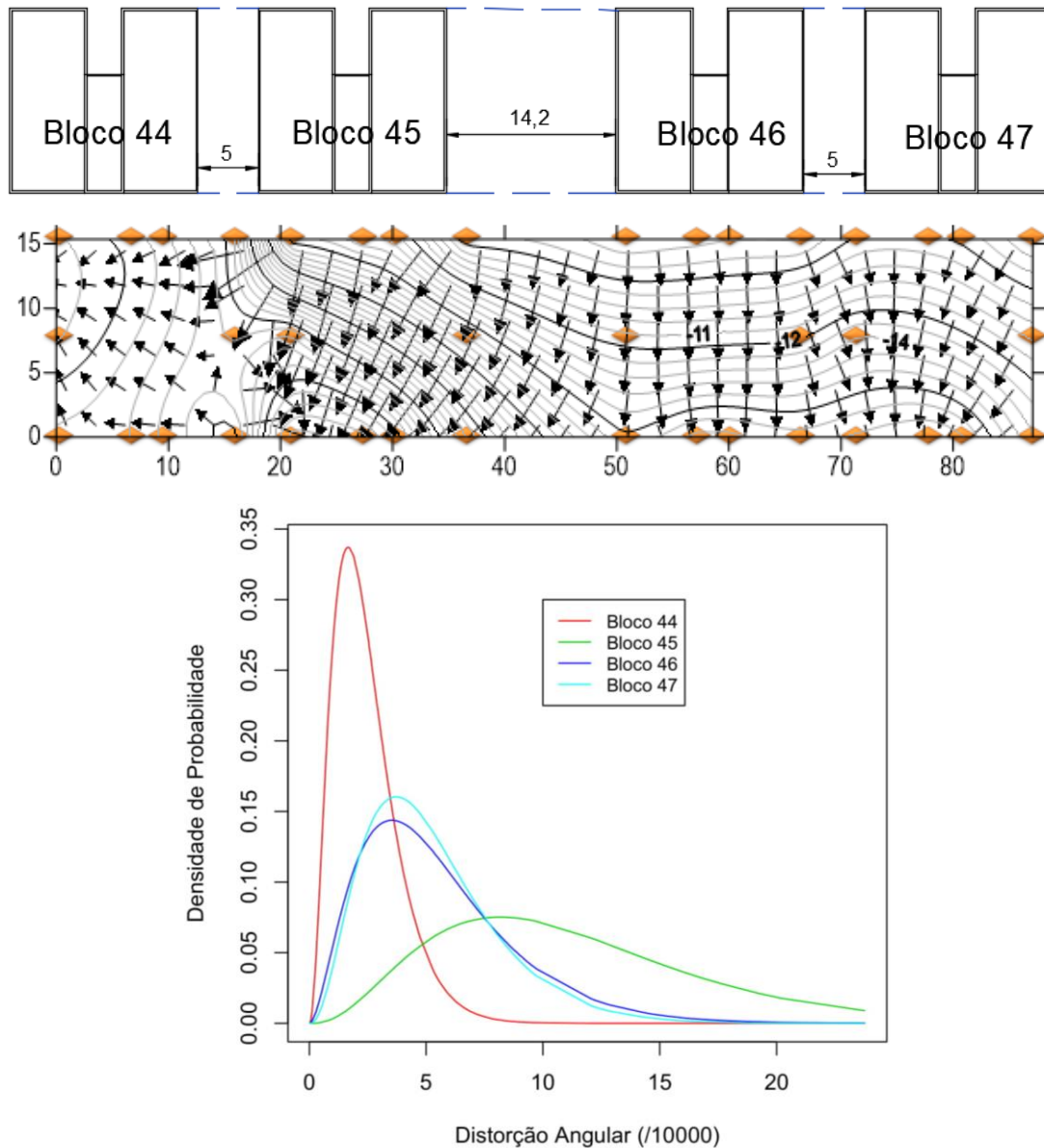




Figura 85: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo H



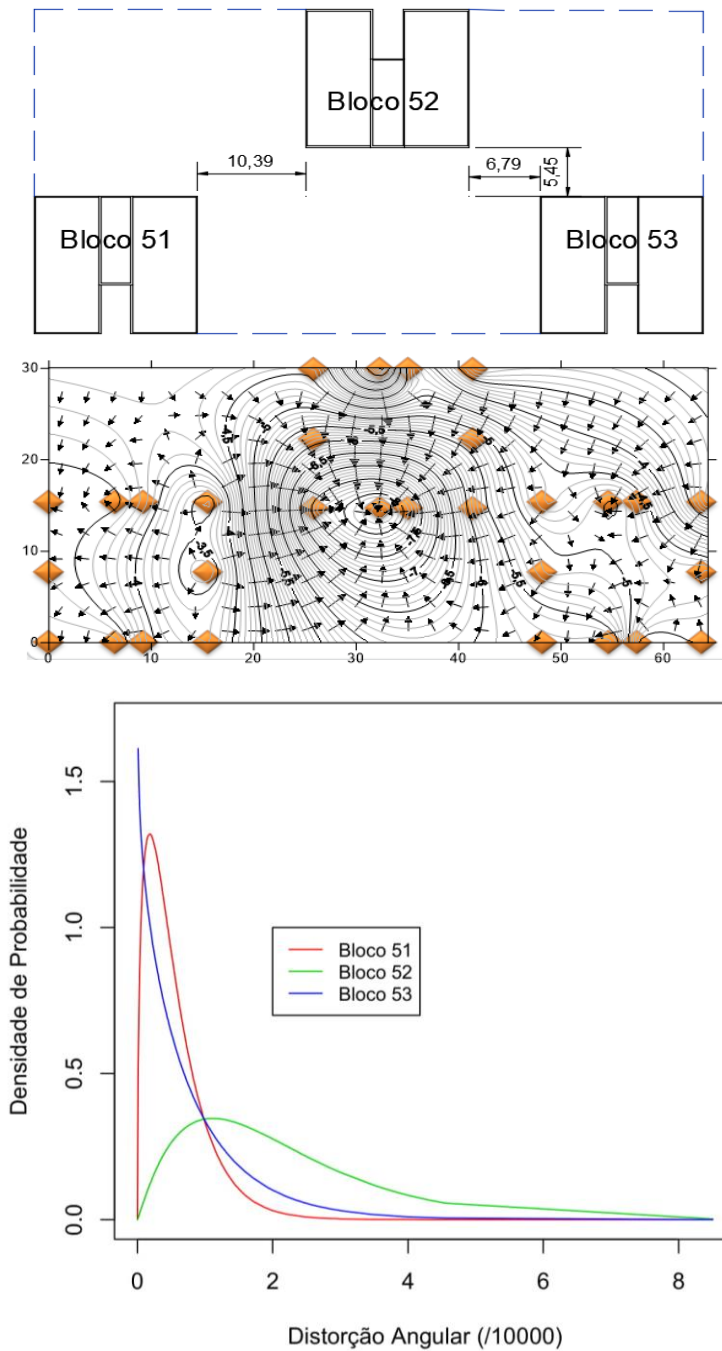
Na Figura 85 observa-se que para o prédio 44 o maior recalque se deu no ponto K e o menor no ponto P, para o prédio 45 o maior recalque se deu no ponto S e o menor no ponto N, para o 46 o maior valor se deu no ponto Q e o menor no ponto K, para o prédio 47 o maior valor se deu no ponto R e o menor no ponto N.

É possível observar a locação dos prédios no grupo H e também sua curva de iso-recalques. Não se observa a aderência pelos gráficos de distribuição de probabilidade para os prédios 46 e 47 devido aos baixos valores de distorção angular, já nos outros dois prédios se observa um comportamento similar ao da distribuição gamma.

Para a análise de confiabilidade o prédio 44 não apresentou nenhuma probabilidade de ocorrência relevante para nenhum dos 4 cenários. Os prédios 46 e 47

apresentaram probabilidade de ocorrência relevante de ocorrência do quarto cenário. Já o prédio 45 apresentou alta probabilidade de ocorrência do cenário quatro com  $\beta$  próximo de 0 e mediana probabilidade de ocorrência do cenário 2 e 3. (Figura 84)

Figura 86: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo E



A Figura 86 apresenta a locação das edificações do grupo E e também suas curvas de iso-recalque. É possível observar que há um efeito proporcionado pelo prédio 52 fazendo com que haja uma convergência dos recalques do prédio 53 em sua direção.

Observa-se também que os histogramas de distorções angulares se apresentam de forma condizente com a distribuição gamma.

Tabela 19: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo E

		Recalques e Distorções Medidos							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
E	51	4,78	3,3	0,000219	0,000001	0,000055			
	52	8,94	1,83	0,00085	0,000001	0,000214			
	53	5,75	3,02	0,000455	0	0,000079			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
E	51	8,16	0,00%	8,04	0,00%	7,91	0,00%	7,63	0,00%
	52	11,54	0,00%	9,93	0,00%	8,34	0,00%	6,19	0,00%
	53	12,18	0,00%	11,54	0,00%	10,75	0,00%	9,33	0,00%

Através da Tabela 19 nota-se que para o prédio 51 o valor máximo de recalque se deu no ponto K e o menor valor se deu no ponto P, para o prédio 52 o maior valor de recalque se deu no ponto S e o menor valor no ponto N, para o prédio 53 o maior valor de recalque se deu no ponto Q e o menor valor no ponto K e por fim para o prédio 54 o maior valor se deu no ponto R e o menor valor no ponto N.

Com relação à análise de confiabilidade, nenhuma das edificações apresentaram probabilidade de ocorrência para nenhum dos cenários analisados.

Nota-se na Figura 87 e a locação e as curvas de iso-recalque dos prédios do grupo G. Devido as maiores valores de recalque absoluto no prédio 57 é possível observar graficamente que ocorre uma convergência dos recalque das outras edificações na direção deste prédio. Destaca-se as curvas de distribuição de probabilidade com boa aderência gráfica entre o histograma e a distribuição gamma.

Observa-se que o maior de recalque para o prédio 54 se deu no ponto M e o menor valor de recalque se deu no ponto S, para o prédio 55 o maior valor de recalque se deu no ponto Q e o menor valor no ponto K, para o prédio 56 o maior valor de recalque se deu no ponto K e o menor valor de recalque se deu no ponto P e por fim para o prédio 57 o maior valor de recalque se deu no ponto R e o menor valor se deu no ponto K.

Com relação às análises de confiabilidade nota-se que os prédios 54, 55 e 56 não apresentaram probabilidade relevante de ocorrência de nenhum dos 4 cenários. O prédio 57 apresentou 1,13% de probabilidade de ocorrência do quarto cenário.

Figura 87: Curvas de iso-recalque e probabilidade, recalques e distorções, e confiabilidade do grupo G

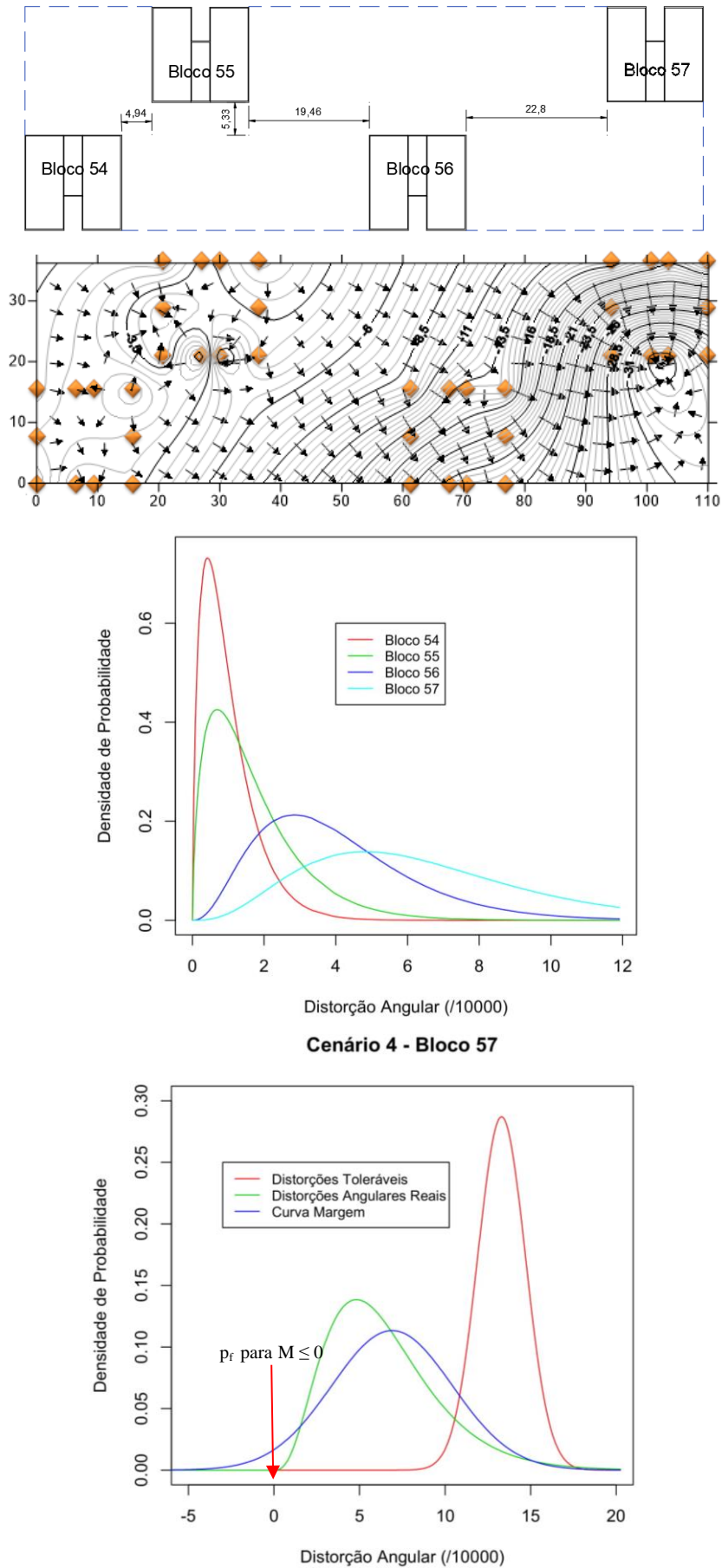


Tabela 20: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo G

		Recalques e Distorções Medidos							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
G	54	3,65	0,92	0,000421	0,000005	0,000099			
	55	7,31	1,63	0,000555	0,000004	0,00017			
	56	22,57	9,33	0,000738	0	0,0004			
	57	33,92	15,43	0,001191	0,000003	0,000645			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
G	54	12,55	0,00%	11,91	0,00%	11,13	0,00%	9,71	0,00%
	55	12,45	0,00%	10,90	0,00%	9,32	0,00%	7,10	0,00%
	56	7,63	0,00%	6,35	0,00%	5,14	0,00%	3,55	0,03%
	57	7,09	0,00%	5,03	0,00%	3,52	0,03%	1,95	1,13%

Na Figura 88 e Tabela 21 observa-se a locação das edificações do grupo J e sua curva de iso-recalque, mesmo com a grande distância entre os prédios é possível notar entre algumas edificações a tendência de convergência no sentido de outra edificação. Nota-se uma convergência entre os histogramas e a curva de distribuição de probabilidade gamma. A análise de confiabilidade não demonstrou probabilidade significativa de ocorrência em nenhum dos cenários escolhidos.

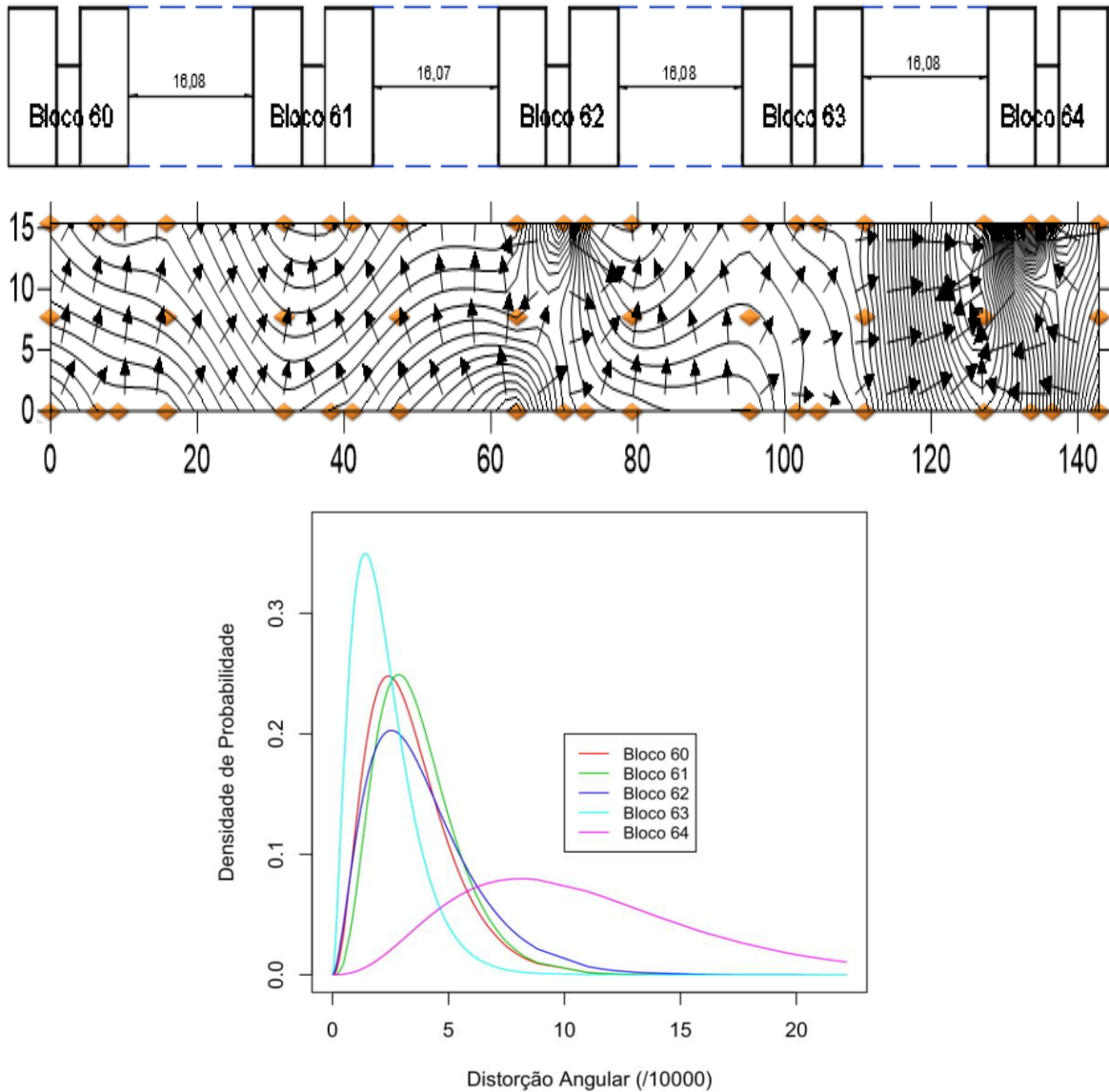
Tabela 21: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo J

		Recalques e Distorções Medidos							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
J	60	12,38	1,8	7,38	0	3,41			
	61	19,41	7,4	6,7	0,14	3,71			
	62	21,22	10,57	7,66	0,14	3,93			
	63	21,02	12,95	6,39	0,05	2,25			
	64	47,49	13,74	22,16	0,95	11,03			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
J	60	6,36	0,00%	5,65	0,00%	4,90	0,00%	3,74	0,02%
	61	12,81	0,00%	9,83	0,00%	7,47	0,00%	4,88	0,00%
	62	11,56	0,00%	8,28	0,00%	6,02	0,00%	3,77	0,02%
	63	12,43	0,00%	10,67	0,00%	8,94	0,00%	6,61	0,00%
	64	5,96	0,00%	2,95	0,11%	1,54	2,86%	0,40	40,18%

Os valores máximos de recalque no prédio 60 se deu no ponto M e o menor valor de recalque se deu no ponto S, para o prédio 61 o maior valor de recalque se deu no ponto L e o menor em P, no prédio 62 o maior valor se deu no ponto N e o menor valor no ponto

R, para o prédio 63 o mais valor se deu em N e o menor em S e por fim para o prédio 64 o mais valor de recalque se deu em K e o menor em P.

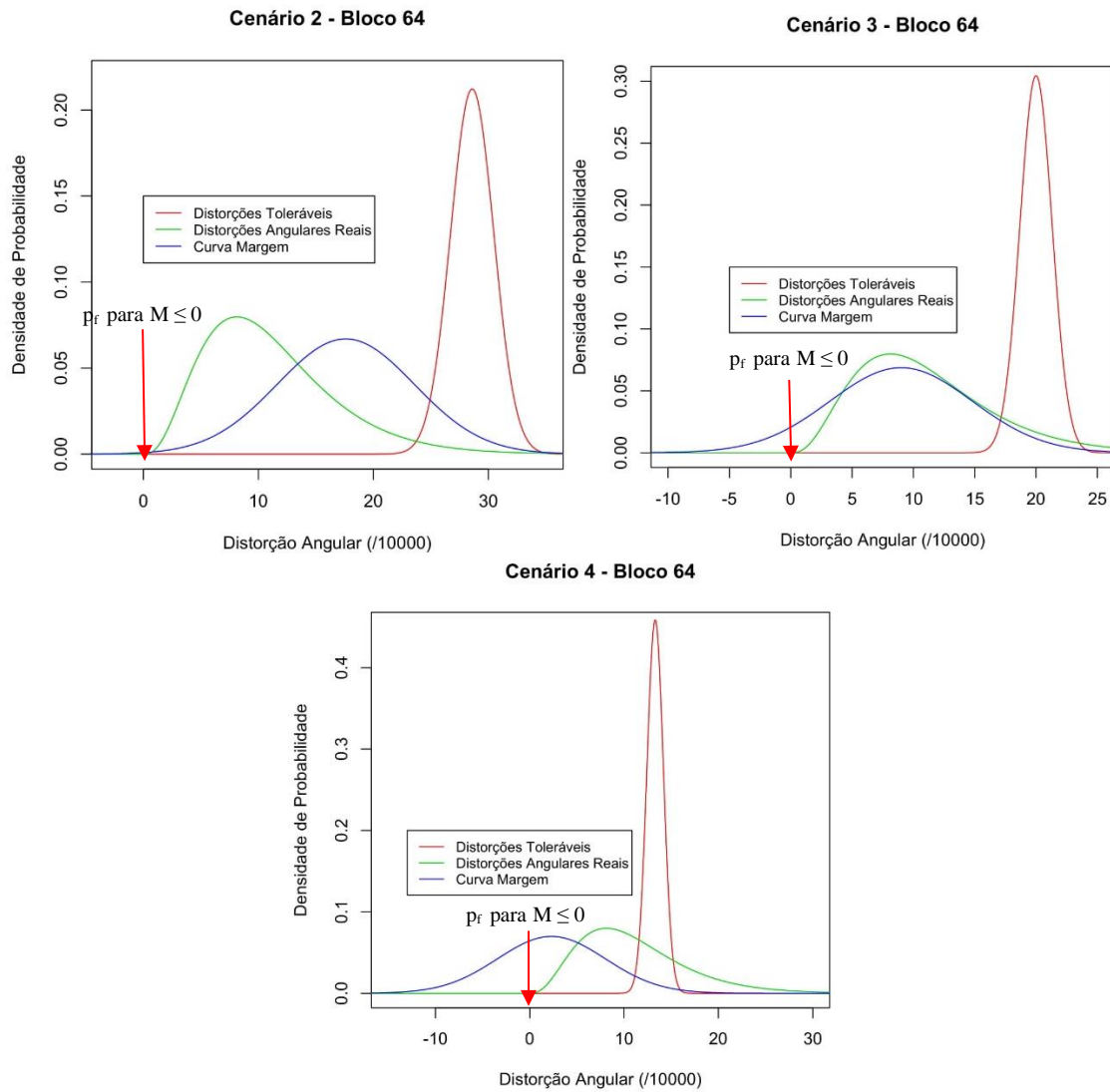
Figura 88: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo J



Na Figura 90 e Tabela 22 observa-se a locação das edificações do grupo I, bem como sua curva de isorecalques. Os histogramas não apresentaram aderência gráfica à curva de distribuição gamma.

Na análise de confiabilidade a edificação 58 apresentou probabilidade de ocorrência pequena em relação ao cenário 4. A edificação 59 apresentou probabilidade de ocorrência nos cenários 2, 3 e 4.

Figura 89: Análises de Confiabilidade do grupo J

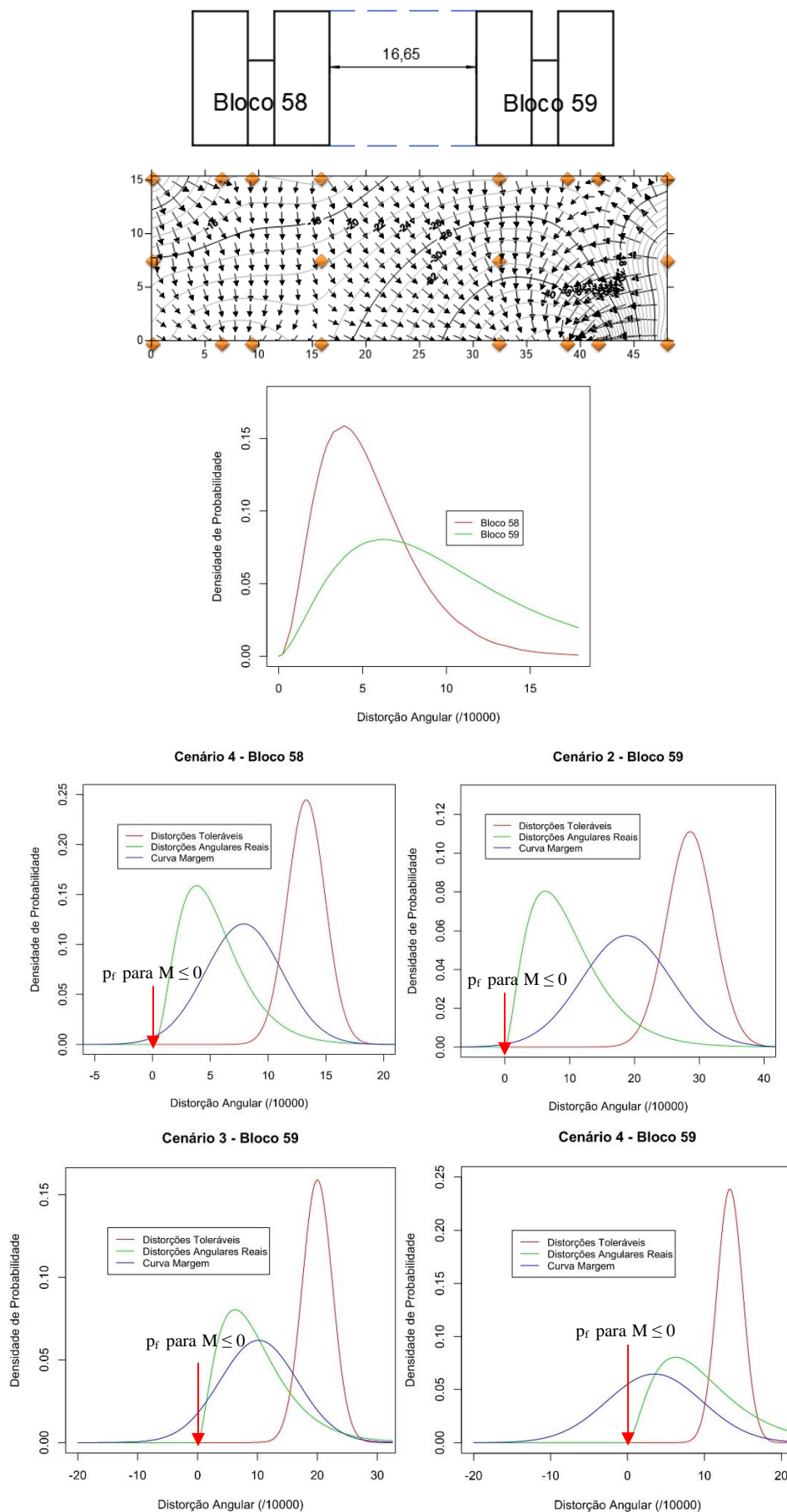


Para a edificação 58 o máximo valor de recalque foi observado no ponto Q e o menor valor de recalque foi observado no ponto N, no prédio 59 o maior valor de recalque se deu no ponto R e o menor valor de recalque foi observado no ponto K.

Tabela 22: Recalques, distorções e análise de confiabilidade para o grupo I

		Recalques e Distorções Medidos							
Grupo	Prédio	Recalque (mm)		Distorção Angular					
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Média			
I	58	27,6	13,1	0,001069	0	0,000536			
	59	47,89	21,37	0,001786	0,00002	0,000983			
		Análise de Confiabilidade							
Grupo	Prédio	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
		$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$	$\beta$	$p_d$
I	58	6,61	0,00%	5,13	0,00%	3,88	0,01%	2,40	0,40%
	59	4,65	0,00%	2,70	0,20%	1,58	2,66%	0,56	27,45%

Figura 90: Curvas de iso-recalque e de probabilidade do Grupo I





## 5. CONCLUSÕES

As análises de confiabilidade proporcionaram um novo panorama frente ao entendimento do estado limite de serviço. Observou-se que uma análise determinista implicaria em dizer que as edificações não terão problemas no que diz respeito as distorções angulares observadas, pois em nenhuma edificação constatou-se a presença de valores que pudessem causar algum problema.

Porém, do ponto de vista da confiabilidade essa afirmação pode não ser válida, uma vez que a configuração dos recalques pode mudar de acordo com eventos que venham a ocorrer na estrutura. Então, faz-se necessária a análise do ponto de vista probabilístico, observando o panorama medido de recalques e a partir da tolerância da estrutura qual a probabilidade de ultrapasse de determinados limites de serviço da estrutura.

Analisando os resultados quanto a probabilidade de ocorrência dos danos de forma subjetiva através dos conceitos de Clemens (1983) da Tabela 8, tem-se:

Observa-se que para níveis distorcionais mais severos a probabilidade de ocorrência de algum dano é considerada como improvável na maioria dos casos.

Para os níveis de distorção que teoricamente seriam responsáveis pela abertura de fissuras pronunciadas decorrentes de distorções angulares provenientes do solo a probabilidade de ocorrência na maioria das edificações é considerada improvável. Porém, os prédios 45, 59 e 64 apresentaram uma probabilidade ocasional de ocorrência.

Para uma situação com menor tolerabilidade a fissuras a probabilidade de ocorrência já é maior e atinge uma maior quantidade de edificações. Os prédios 46, 57 e 58 apresentam uma situação remota de ocorrência, já os prédios 45, 59 e 64 apresentam uma probabilidade frequente de ocorrência do cenário 3.

Já para o quarto cenário, onde ocorrem as distorções que influenciam no funcionamento de máquinas sensíveis observou-se que os prédios 45, 59 e 64 apresentam uma ocorrência de 50% de chance. Já os prédios 11, 46, 47, 57 e 58 demonstram uma provável ocorrência, os prédios 56, 60 e 62 apresentam uma chance remota e o 61 e 63 apresentam uma chance muito remota.

As demais edificações não citadas não apresentaram probabilidade de ocorrência significativa em nenhum dos cenários analisados. Essa constatação não significa que os cenários não possam ocorrer nessas edificações, pois a análise probabilística não é determinista, apenas demonstra que esses cenários dificilmente ocorrerão.

O monitoramento de recalques se mostrou uma ferramenta indispensável na observação do comportamento da estrutura. A norma brasileira ABNT NBR6122:2010 exige que seja feito esse monitoramento apenas em alguns casos específicos, e isso muitas vezes torna difícil o entendimento de edificações convencionais onde o construtor não observa a necessidade de monitorar o comportamento. Portanto os dados apresentados demonstraram que diferente do que é comumente observado, os recalques em fundações radier não se desenvolvem de forma uniforme em todos os casos. Dessa forma, é necessária uma análise de recalques diferenciais mesmo para fundações mais rígidas, observado assim as distorções angulares e seus possíveis danos.

O conhecimento dos valores de recalque permite entender como a estrutura responde à movimentação do maciço de solos. A I.S.E é a ferramenta comumente utilizada para interpretar esse comportamento e fornecer as ações estruturais a serem tomadas para que os recalques não interfiram no desempenho da edificação. Observou-se que devido à alta rigidez do radier as distorções angulares proporcionam uma mudança de panorama das tensões primeiro no radier, e depois nos painéis estruturais das paredes. Vale salientar que as edificações analisadas não tiveram a I.S.E considerada na fase de projetos.

Observou-se além da influência da interação entre o solo e estrutura a influência entre as edificações, o efeito de grupo. Devido aos diferentes níveis de adensamento do solo, quando colocadas edificações muito próximas umas das outras a concentração de tensões em pontos intermediários devido à interpenetração dos bulbos de tensão e proporciona um aumento dos recalques nesses pontos. Foi constatado com os dados de recalque a ocorrência do efeito de grupo em alguns grupos estudados. Observou-se também que o nível do efeito de grupo está condicionado ao tipo de solo abaixo do grupo de edificações. Quando a resistência do maciço varia muito dentro de um mesmo grupo de edificações observa-se que os prédios assentados sobre o solo com menor resistência do grupo tendem a apresentar maiores valores de recalque absoluto. Com isso as edificações vizinhas apresentam maiores recalques quanto maior for a proximidade com a edificação vizinha.

Por fim, o uso da Teoria da Margem tende a abrir o leque de possibilidades para avaliar o comportamento de edificações no estado limite de serviço. Foi o objetivo desse trabalho iniciar a discussão sobre a utilização da confiabilidade também para a verificação do estado limite de serviço além do estado último onde já é bastante empregado. Conclui-

se, portanto, que a avaliação determinista deixa de lado as diversas variabilidades do sistema que, por sua vez, são captadas pela análise probabilística.

Sugere-se que, trabalhos similares sejam realizados para a análise do comportamento de outras tipologias construtivas e outros tipos de solo para tentar chegar a valores de média e desvio padrão que possam ser transformados em valores normativos de tolerabilidade a distorções angulares. Também é sugerido a verificação da influência da rigidez do conjunto fundação-estrutura na tolerabilidade ao recalque através da comparação entre o comportamento de estruturas de tipologia construtiva similares e rigidezes diferentes. Também se avaliou que do ponto de vista normativo é necessário, para acompanhar a boa engenharia realizada em outros países, que sejam abertas discussões da inserção da análise confiabilística para projeto de estruturas em geral.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTONIAZZI, J. P. Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 139. 2011.

AOKI, N. **Segurança e Confiabilidade de Fundações Profundas**. Anais do Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. v.1. p.1-15. 2005.

\_\_\_\_\_. **Dogma do fator de Segurança**. Palestra no centro de convenções FECOMERCIO. SEFE VI. São Paulo. 2008

\_\_\_\_\_. **A probabilidade de ruína e os fatores de segurança em fundações**. 7ª. Palestra ABMS, Recife, Brasil. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16055:2012. **Parede de concreto moldada no local para construção de edificações – requisitos e procedimentos**.

\_\_\_\_\_.NBR 6122:2010. **Projeto e execução de fundações**.

\_\_\_\_\_.NBR NM 67:1998. **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**

\_\_\_\_\_.NBR 15823-2:2017. **Concreto Autoadensável**

\_\_\_\_\_.NBR 6118-2014. **Projeto de Estruturas de Concreto**

AZEVEDO, C. P. B.; DINIZ, S. M. C. **Avaliação da confiabilidade de fundações de torres estaiadas em linhas de transmissão**. APMTAC, Portugal. 2007

BAHIA, G. D. A. D. Avaliação do Desempenho de Fundações em Edificações no DF com a Utilização de Técnicas de Interação Solo-Estrutura. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília. Brasília, p. 266. 2015.

BARROS, R. A. Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalque. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Estadual do Norte Fluminense, 118p. 2005.

BELONI, A. de V.; MAGALHÃES, F. C.; ALVES, A. M. de L.; REAL, M. de V. Análise probabilística da capacidade de carga de estacas do cais do porto novo do Rio Grande (RS) empregando metodologia bayesiana. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Belo Horizonte. 2016.

BERNARDO, T. R. R. Contribuição à análise da confiabilidade em edifícios de concreto armado. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1999

BOWLES, J. E. **Foudation Analysis and Design**. The McGraw-Hill Companies. Fifth Edition. 1996

BRAGUIM, T.C; BITTENCOURT, T.N. **Dimensionamento de paredes de concreto armado moldadas no local para a máxima tensão normal de compressão**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. v. 7. p. 498-533. 2014

BRONOWSKI J. O. Senso Comum da Ciência. Editora: Itatiaia Villa Rica. 1977

BUDHU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. 2nd ed. ed.: Willey & Sons, Incorporated, John, 2006. 656 p.

CABRAL, E. V.; DANZIGER, B. R.; PACHECO, M. Confiabilidade de estacas cravadas: estudo de vaso com aplicação da teoria bayesiana. Revista Geotecnia. n. 122. p. 3-29. 2011.

CAVALCANTI, C. S.; GUSMÃO, A. D.; SUKAR, S. F. Estudo da Interação Solo-Estrutura em um Edifício com Patologias de Fundações na Região Metropolitana do Recife. Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada. v. 2. n. 1. 2016.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina dos Textos. 2011.

CLEMENS, P. L. **Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882.** Jacobs Sverdrup, Handbook 6000-8. Journal of the System Safety Society. 1983.

CORNELL, C.A. **Engineering Seismic Risk Analysis.** Bull. Seism. Soc. Am. v. 58. pp. 1583-1606. 1968.

CUNHA, H. L. R.; OLIVEIRA, R. A. P. A. L.; BAHIA, G. A. D.; MOTA, N. M. B. **Controle de Recalque durante a execução de Edifícios no Distrito Federal.** COBRAMSEG 2014. Goiânia. 2014.

DANZINGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L.; COSTA, R. V.; DANZINGER, F. A.B. **Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura.** Porto: Revista de Engenharia da Universidade do Minho. 2005.

DÓRIA, L. E. S.; LIMA, F. B. Análise de fundação tipo radier empregando o modelo de analogia de grelha. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50., 2008, Salvador. Anais... Salvador, 2008.

DUNCAN, J. M.; BURSEY, A. **Soil and Rock Modulus Correlations for Geotechnical Engineering:** Virginia Tech, 2007, 71 p. Report

ELISHAKOFF, I. **Interrelation Between Safety Factors and Reliability.** Part of Non-Deterministic Methods Development Activity – NASA. Boca Raton, Florida. 2001.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C. Estudo Numérico de Fundações Superficiais sobre Sistema de Dupla Camada. Revista de Engenharia Civil IMED. v. 1. p. 18-28. 2014.

FAROUK, H; FAROUK, M. **Validation os Using Modulus of Subgrade Reaction to Consider the Soil Structure Interaction.** ASCE. 638-650. 2015.

FERNANDES, E. M. da G. P. Estatística Aplicada. Reprografia e Publicações da Universidade do Minho. Braga. 1999.

FERREIRA, S. R. M; GUSMÃO. A. D; OLIVEIRA; P. E. S. Estudo de Caso de Fundação em Radier na Região Metropolitana do Recife. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA, 16., 2012, Porto de Galinhas.

FOLLE, D.; COSTA, J. F. C. L.; KOPPE, J. C.; ZINGANO, A. C. A procedure to quantify the variability of geotechnical properties. Soils and Rocks. v. 31(3). pp. 127-135. September-December. São Paulo. 2008.

FREUDENTHAL, A. M. **The safety of structures.** Transactions of ASCE. 1945.

FREUDENTHAL, A. M. **Safety and the probability of structural failure.** Transactions of ASCE. v. 121. pp. 1137-1197. 1956.

GILBERT, R. I. The Serviceability Limit States in Reinforced Concrete Design. Procedia Engineering v. 14. p. 385-395. 2011.

GUSMÃO, A. D. Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações, Rio de Janeiro, 1990.

HABERFIELD, C. **Practical application of soil structure interaction analysis.** Proceedings of 19<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul. 2017.

HACHICH, W. C. Fatores parciais e confiabilidade: por que (ainda) não?. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA, 19., 2018, Salvador.

HASSANLI, R.; ELGAWADY, M. A.; MILLS J. E. **Experimental Investigation of In-Plane Cyclic Response of Unbonded Posttensioned Masonry Walls.** Journal of Structural Engineering. v. 142(5). 2016.

HONFI, D.; MARTENSSON, A.; THELANDERSSON, S. **Reliability of beams according to Eurocodes in serviceability limit state.** Engineering Structures. v. 35. pp. 48-54. 2011.

HOLANDA JR, O. G.; Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 1998

IWAMOTO, R. K. Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2000

JOINT COMMITTEE OF STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code, Part 1 – Basis of Design.** 12<sup>th</sup> draft. 2000.

JOHNSON, L. D.; **Design and construction of mat foundations.** Department of the army. Mississippi. 1989

KRISHNASWAMY, N, R. Investigations on Soil-Raft-Superstructure Interaction. **XIII ICSMFE.** New Delhi. India.pag. 583-586. 1994.

LIU,Y.P; CHAN, S.L; ZHOU, Z. H; SO, D; YU, R. **Second-order analysis an design of wall-framed structures allowing for imperfections.** Advances in structural engineering. v. 13. p. 513-524. 2010.

LIU. Y.; SOON, S. **Experimental study of concrete masonry infills bounded by steel frames.** Canadian Journal of Civil Engineering. v. 39. pp. 180-190. 2012.



LOPES, L. F. A.; OLIVEIRA, J. T. R. **Análises de Recalques em Fundações Radier**. Revista Fundações e Obras Geotécnicas. São Paulo. 2017.

MILOVIC, D. M.; DJOGO, M. B. Rectangular raft of any rigidity on the layer of limited thickness. 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Hamburgo. 1997

MINISTERIO DE VIVIENDA; **Código Técnico de la Edificación**. Madrid. 2009

MORAES, M, C. **Estrutura de Fundações**. São Paulo: MCGRAW-HILL. 1976

NASCIMENTO, N. P. S.; OLIVEIRA, J. T. R. **Probabilidade de danos através de recalques estimados emonitorados em edificações construídas em alvenaria resistente no Recife**. XIX Cobramseg. Salvador. 2018.

NASCIMENTO, N. P. S.; OLIVEIRA, J. T. R. **Probabilidade de danos em um conjunto habitacional construído em alvenaria resistente na cidade do Recife**. Revista Fundações e Obras Geotécnicas. v. 84. pp. 22-27. 2017.

NEVES, L. A. C.; CRUZ, P. J. S. **Introdução à análise probabilística simplificada da segurança estrutural**. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Guimarães, Portugal. 2001.

NIANDOU, H.; BREYSSE, D. Realiability analysis of a piled raft accounting for soil horizontal variability. Computers and Geotechnics. v. 34. pp. 71-80. 2006.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. p. 152. 2011.

OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, P. E. S. **Interação solo-estrutura em fundação tipo radier de rigidez variável**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotécnica: Recife. 2012

OLIVEIRA, P. E. S.; GUSMÃO, A. D.; FERREIRA, S. R. M. **Estudo paramétrico de fundação tipo radier por meio do método dos elementos finitos.** Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotécnica: Recife. 2012.

PHOON, K. K. et al. Why Consider Reliability Analysis for Geotechnical Limit State Design?. International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice. World Scientific Publishing Company. 2003.

PRENNINGER, P. H. W.; SCHUELLER, G. I. **Reliability of tall buildings under wind excitation: considering coupled modes and soil-structure interaction.** Probabilistic Engineering Mechanics. Innsbruck, Austria. 1989.

POPESCU, C.; SAS, G.; BLANKSVARD, T.; TALJSTEN, B. **Concrete walls weakened by openings as compression members: a review.** Engineering Structures. v.89. p. 172-190. 2015

R Core Team (2018). R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. URL <https://www.R-project.org/>.

REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 2000.

ROBERTS, L. A.; MISRA, A. **Reliability-based design of deep foundations based on differential settlement criterion.** Canadian Geotechnical Journal. v. 46. pp. 168-176. 2009.

ROBINSON, P. G; PALMERI, A.; AUSTIN, S. A. **Design methodologies for one way spanning eccentrically loaded minimally or centrally reinforced pre-cast RC panel.** New York: Journal of Structural Engineering. vol. 56. p. 1945-1956. November. 2013.

RUVER, C. A. Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

SAHA, R.; HALDAR, S.; DUTTA, S. C. **Influence of Dynamic Soil-Pile Raft-Structure Interaction: an Experimental Approach**. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 14, December 2015. 625-645.

SAHEB, M. S.; DESAYI, P. **Ultimate strenght of RC wall panels with openings**. New York: Journal of Structural Engineering. vol. 166(6). pp. 1565-1577. june. 1990.

SALAHUDEEN, A. B.; KAURA, J. M. Reliability based analysis of foundation settlement. Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies. v.30. pp. 127-148. 2017.

SANTOS, M. G. C. Análise estrutural dos efeitos dos deslocamentos dos apoios de edifícios de paredes de concreto moldadas no local. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2016.

SANTOS, M. J. C. Contribuição ao projeto de fundações em radier. 1987. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SAVARIS, P. H.; HALLAK, P. C. A. Maia Understanding the Mechanism of Static Soil-Structure Interaction - A Case Study G. Soils and Rocks, São Paulo, n. 34(3). p. 177-194, September-December, 2011.

SAYÃO, A. S. F. J.; SANDRONI, S.S.; FONTOURA, S.A.B.; RIBEIRO, R.C.H. Considerations on the probability of failure of mine slopes. Soils and Rocks. v. 35(1). pp. 31-37, January-April. São Paulo. 2012.

SCHULZE, W. E.; SIMMER, K. Cimentaciones. Tradução: José Maria Rodrigues Ortiz. Madri: Blume, 1970. Original alemão.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012, 223 p.

SHEDID, M. T.; DRYSDALE, R. G.; EL-DAKHAKHNI, W. W. **Behavior of Fully Grouted Reinforced Concrete Masonry Shear Walls Failing in Flexure: Experimental Results.** Journal of Structural Engineering. v. 134(11). pp. 1754-1767. 2008.

SILVA, F. C. Análise de segurança e confiabilidade de fundações profundas em estacas. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. v.1. 2003.

SOARES, W. C. Análise de recalques em edificios em solos melhorados com estacas de compactação. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade Federal de São Paulo. São Carlos, 2005.

SON, M.; CORDING, E.J. **Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. v. 131 (2). pp. 162-177. 2005.

SOUZA, R. A. D.; REIS, J. H. C. D. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundação rasa. Acta Scientiarum Technology, Maringá, 30, n. 2, 161-171.2008.

Technical Committee on Risk Assessment and Manegament. **Glossary of Risk Assessment Terms. v.1.**

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** São Paulo: Pini, 1998.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction.** Geotechnique, London.v.5, n. 4, 297-326, 1955.

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

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação.** Ed. IPT. 1979

VARGAS, M.; SILVA, F. R. **O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos.** In: Conferência Sul-Americana sobre edifícios altos, ASCE\IABSE, Porto Alegre, p. 307-316. 1973

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

WANG, Y.; KULHAWY, F. H. Reliability Index for Serviceability Limit State of Buildings Foundations. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering. ASCE. v. 134(11). pp. 1587-1594. 2008.

YAN, Z.; FENGLAI W. **Experimental studies on behavior of fully grouted reinforced-concrete masonry shear walls.** Earthquake Engineering And Engineering Vibration. v. 14(4). pp. 743-757. 2015.

ZANG, L. M.; NG, A. M. Y. **Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations.** Géotechnique. 55(2). pp.151-161. 2005.

## Anexo 1 – Código – R – Regressão Linear

```
rm(list=ls())
setwd('DIRETÓRIO')

dados <- read.table('dados.txt', h=T)
dados$bloco <- factor(dados$bloco)

### Descriptive statistics
mi <- aggregate(distorcao ~ bloco, dados, min)[,2]
ma <- aggregate(distorcao ~ bloco, dados, max)[,2]
md <- aggregate(distorcao ~ bloco, dados, median)[,2]
me <- aggregate(distorcao ~ bloco, dados, mean)[,2]
dp <- aggregate(distorcao ~ bloco, dados, sd)[,2]
si <- aggregate(distorcao ~ bloco, dados, length)[,2]
tab1 <- data.frame(cbind(1:64, mi, me, md, ma, dp, si))
names(tab1) <- c('Bloco', 'Mínimo', 'Média', 'Mediana', 'Máximo', 'DP', 'N')
write.xlsx(tab1, 'Tabelas.xlsx', sheetName='Descritiva', row.names=F, append=T)

### Gamma regression model
y <- dados$distorcao+10**-5
x <- dados$bloco
fit <- glm(y~x, family=Gamma(link='log'))
summary(fit)

data <- cbind(pred=fit$fit, bloco=dados$bloco)
me <- aggregate(pred~bloco, data, mean)[,2] ; va <- summary(fit)$dispersion*me**2
sh <- 1/summary(fit)$dispersion ; sc <- va/me

### Probability of distortion greater than 25/33
```

```

p25 <- rep(0,64)
p33 <- rep(0,64)

P25 <- rep(0,64)
P33 <- rep(0,64)

for(i in 1:64) {
  ### Probability that each distortion is greater than 25/33
  p25[i] <- pgamma(25, shape=sh, scale=sc[i], lower.tail=F)
  p33[i] <- pgamma(33, shape=sh, scale=sc[i], lower.tail=F)
  ### Probability that at least one distortion is greater than 25/33
  P25[i] <- 1-pgamma(25, shape=sh, scale=sc[i])**si[i]
  P33[i] <- 1-pgamma(33, shape=sh, scale=sc[i])**si[i]
}
tab <- cbind(1:64, p25, p33, P25, P33)
write.xlsx(tab, 'Tabelas.xlsx', sheetName='Probabilidades', row.names=F)

```