



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL

RENATO LIMA DA SILVA

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COM
FUNDAÇÕES EM SAPATAS

CAMPINA GRANDE

2018

RENATO LIMA DA SILVA

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COM
FUNDAÇÕES EM SAPATAS

Trabalho de Conclusão de Curso entregue à
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG,
como requisito para a conclusão da graduação em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. D.Sc. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena

Coorientador: M.Sc. Jonny Dantas Patricio

CAMPINA GRANDE – PB

2018

É concedida à Universidade Federal de Campina Grande permissão para reproduzir cópias desta monografia e emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste trabalho acadêmico pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Assinatura: _____

Silva, Renato Lima da.

Análise da Interação Solo-Estrutura de um Edifício com Fundações em Sapatas/ Renato Lima da Silva. - - Campina Grande, 2018.

92 p. : il.

Orientador: Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena.

Coorientador: Jonny Dantas Patricio.

TCC (Graduação – Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, 2018.

Trabalho de Conclusão de Curso. Centro de Ciências e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

1. Engenharia Civil. 2. Fundações. 3. Previsão de recalques. 4. Interação solo-estrutura. I. Lucena, Adriano Elísio de Figueiredo Lopes. II. Patricio, Jonny Dantas. III. Título.

RENATO LIMA DA SILVA

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COM
FUNDAÇÕES EM SAPATAS**

Trabalho de Conclusão de Curso entregue à
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG,
como requisito para a conclusão da graduação em
Engenharia Civil.

Aprovado em: _____ de _____ de _____.

BANCA EXAMINADORA

Nota _____

**Prof. D.Sc. – Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena – Universidade Federal de
Campina Grande
(Presidente – Orientador)**

Nota _____

**M.Sc. – Jonny Dantas Patricio – Universidade Federal de Pernambuco
(Coorientador)**

Nota _____

**Prof. D.Sc. – Ademir Montes Ferreira – Universidade Federal de Campina Grande
(1º Examinador)**

Nota _____

**Prof. M.Sc. – Pablo da Silva Araujo – Centro Universitário Maurício de Nassau
(2º Examinador)**

Dedico este trabalho à minha mãe, Damiana, que, com todo seu amor e dedicação, sempre esteve junto de mim em todos os desafios e conquistas.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, por ter estado junto a mim em todas as batalhas, sobretudo nesta, munindo-me de saúde e força.

Aos meus pais, Francisco e Damiana, às minhas irmãs, Raniza e Rayla, a minha tia-avó e segunda mãe, Francisca, e a toda minha família, por sempre terem depositado sua fé em mim e por todo o apoio ao longo desses anos.

Ao meu orientador, professor Adriano Lucena, por todo o conhecimento passado ao longo dos últimos anos e por ter sido sempre muito prestativo e incentivador durante a elaboração desse trabalho.

Ao meu coorientador, Jonny Patricio, pelo constante e dedicado auxílio, por suas valiosas sugestões e por todos os ensinamentos que foram fundamentais a esse trabalho.

Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP), pelo suporte técnico fornecido durante a realização dessa pesquisa.

À Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), que foi minha segunda casa ao longo desses anos, por todo investimento prestado.

A todos os professores, com os quais tive a oportunidade não só de evoluir meu conhecimento técnico, mas também de aprender lições para toda a vida.

À Comunidade Quilombola da Vaca Morta, à Sra. Lourdes Abílio, ao amigo e professor Reginaldo Basílio e a tantos outros que me ajudaram a chegar até aqui.

À memória do meu primo Ideoclênio, da minha tia Maria Concebida e do meu amigo Jailson, que, em vida, tanto acreditaram em mim e, infelizmente, não puderam compartilhar dessa alegria comigo.

Por fim, aos amigos e amigas: Raissa, Ariclênio, Antônio Fagner, Ana Carolina, Ramilli, Raoni, Luciene, Renally, Valônia, Matheus Franco, Jordan, Anne, Mila, João Vítor, Ingrid Silveira, Maria Alinne, Klayne, Vagner, João Maria, Paula Carolina, Mateus Rodrigues, Lucas, Joyce, Mateus Araújo, Rafaela, Izadora, Lays, Ingrid Vasconcelos. Estando próximos ou distantes, vocês proporcionaram muitas alegrias e ajudaram a tornar essa caminhada menos difícil.

Muito obrigado!

“O que fazemos para nós mesmos morre conosco. O que fazemos pelos outros e pelo mundo permanece e é imortal.”

Albert Pine

Geotecnia

Análise da Interação Solo-Estrutura de um Edifício com Fundações em Sapatas

Autor: Renato Lima da Silva

Orientador: Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena

Coorientador: M.Sc. Jonny Dantas Patricio

Examinadores: Ademir Montes Ferreira

Pablllo da Silva Araujo

RESUMO

Na prática convencional dos projetos de edifícios, é comum se adotar a hipótese dos apoios indeslocáveis, desconsiderando a ação da interação solo-estrutura ao longo da construção, que é responsável pela variação dos esforços em elementos estruturais e a uniformização dos recalques nas fundações. Nesse contexto, o objetivo deste trabalho foi avaliar os efeitos da interação solo-estrutura na redistribuição dos recalques em um edifício com fundações em sapatas. Para tanto, foi realizado um estudo comparativo entre os recalques medidos, obtidos a partir do monitoramento realizado por Lucena (2003), e os estimados por meio de modelagens numéricas do sistema solo-fundação no software ELPLA. À priori, foram considerados dois modelos: um com as sapatas atuando isoladamente no solo e o outro que considera a ação conjunta de todas as sapatas do edifício (neste texto, denominado como sistema de fundação). Após as primeiras análises, realizou-se uma modificação no modelo com o sistema de fundação, na qual foram desconsideradas as camadas abaixo dos bulbos de tensão. A avaliação dos resultados provenientes das medições foi conclusiva com relação a influência da interação solo-estrutura na uniformização dos recalques, das distorções angulares e da velocidade de recalque, durante a execução dos primeiros pavimentos. Com relação às estimativas de recalque, verificou-se que, ambos, o modelo de sapata isolada e o modelo de sistema de fundação modificado, apresentaram resultados satisfatórios, comprovando a eficácia desse tipo de previsão. Por outro lado, o primeiro modelo com o sistema de fundação apresentou recalques superestimados a partir de valores de tensão que variaram entre 60 kPa e 100 kPa, o que se comprovou estar associado aos critérios de cálculo do software. De maneira geral, verificou-se que as diferenças entre os recalques estimados e os medidos são influenciadas pela não consideração da interação solo-estrutura e por outros parâmetros, tais quais a variabilidade do solo ao longo do terreno e a distribuição de carga nas fundações.

Palavras-chave: Recalque, interação solo-estrutura, modelos numéricos.

Geotechnics

Analysis of the Soil-Structure Interaction of a Building on Spread Footing Foundations

Author: Renato Lima da Silva

Supervisor: Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena

Co-supervisor: M.Sc. Jonny Dantas Patricio

Examiners: Ademir Montes Ferreira

Pabllo da Silva Araujo

ABSTRACT

On the conventional practice of building projects, it is common to adopt the hypothesis of fixed supports, disregarding the action of the soil-structure interaction throughout the building period, which is responsible for the variation of efforts in structural elements and the uniformization of foundations settlements. In this context, the aim of this work was to evaluate the effects of the soil-structure interaction in settlements redistribution for a building on spread footing foundations. Therefore, it was made a comparative study between the measured settlements, which was obtained from the monitoring carried out by Lucena (2003), and the settlements predicted by numerical models of the soil-foundation system on ELPLA software. Firstly, it was considered two models: one with the footings aging alone on soil and another who considers the conjunct action from all footings of the building (in this text, denominated as foundation system). After the first analysis, it was made a modification on the foundation system model, in what the layers under the pressure bulbs were disregarded. The evaluation of the measurement results was conclusive about the influence of the soil-structure interaction on the homogenization of the settlements, angular distortions and the settlement velocity, during the construction of the first floors. In relation to the settlement predictions, it was verified that both, the isolated footing model and the modified foundation system model has presented satisfactory results, proving the effectiveness of this kind of prediction. On the other hand, the first foundation system model presented overpredicted settlements since stress values who varied between 60 kPa and 100 kPa, which was proven to be associated with the calculation criteriums of the software. In general manner, it was found that the differences between the predicted and measured settlements are influenced by the disregard of the soil-structure interaction and other parameters as the variation of the soil over the terrain and the loads distribution on foundations.

Keywords: Settlement, soil-structure interaction, numerical models

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de Fundação: a) Fundação Superficial; b) Fundação Profunda	4
Figura 2– Fundações Superficiais: a) Bloco; b) Sapata; c) Radier	5
Figura 3 – Blocos de Fundação: a) Tronco de Cone; b) Escalonado ou Pedestal	6
Figura 4 – Tipos de Sapatas: a) Isolada; b) Corrida; c) Associada; d) Divisa (Excêntrica)	8
Figura 5 – Tipos de Radiers: a) Lisos; b) Com pedestais ou cogumelos; c) Nervurados; d) Caixão	9
Figura 6 – Movimentos de Fundação: a) Recalque absoluto, recalque diferencial e rotação; b) Distorção angular e inclinação; c) Deflexão relativa	11
Figura 7 – Diagramas tensão x deformação: a) Elástico linear; b) elástico não linear; c) Linear não elástico	13
Figura 8 – Esquema de cálculo “indireto” de recalques	16
Figura 9 – (a) Cálculo de tensões em um retângulo carregado; (b) interação de tensões entre fundações adjacentes	17
Figura 10 – Curva tensão x recalque de ensaio de placa	25
Figura 11 – Distorções angulares associadas a danos estruturais	27
Figura 12 – Modelos para estimativa do recalque de edificações	31
Figura 13 – Planta de Locação dos pilares e sapatas	34
Figura 14 – Fase de conclusão das alvenarias	35
Figura 15 – Planta de locação dos furos de sondagem	36
Figura 16 – Perfil geotécnico de sondagem	36
Figura 17 – Parafuso (esquerda) e pino (direita)	37
Figura 18 – Parafuso instalado no pilar	37
Figura 19 – Instalação do pino	38
Figura 20 – Nível ótico	38
Figura 21 – Mira	39
Figura 22 – Referência de nível (RN)	39
Figura 23 – Fluxograma de modelagem	41
Figura 24 – Perfil geotécnico simplificado	42
Figura 25 – Tipo de análise	43
Figura 26 – Malha de Elementos Finitos	44
Figura 27 – Sistema solo-fundação	46

Figura 28 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 5	48
Figura 29 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 6	48
Figura 30 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 16	49
Figura 31 – Bulbos de tensões das sapatas 5, 6, 9, 10 e 16	50
Figura 32 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 5 (após modificação)	51
Figura 33 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 6 (após modificação)	51
Figura 34 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 16 (após modificação)	52
Figura 35 – Curvas de iso-recalques medidos (mm) para a 2ª medição (1º pavimento concretado)	53
Figura 36 – Curvas de iso-recalques estimados nas três modelagens (mm) para a 2ª medição (1º pavimento concretado).....	53
Figura 37 – Curvas de iso-recalques medidos (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento).....	54
Figura 38 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sapata isolada (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)	55
Figura 39 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)	56
Figura 40 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação modificado (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)	56
Figura 41 – Curvas de iso-recalques medidos (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento).....	58
Figura 42 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sapata isolada (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento).....	58
Figura 43 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento)	59

Figura 44 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação modificado (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento).....	59
Figura 45 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest (modelo de sapata isolada).....	61
Figura 46 – Evolução dos ARmáx e ARmín medidos ao longo da construção.....	62
Figura 47 – Evolução do desvio padrão dos recalques medidos	63
Figura 48 – Evolução do coeficiente de variação dos recalques medidos.....	63
Figura 49 – Comparação entre os valores de DRmed e DRest (modelo de sapata isolada).....	64
Figura 50 – Evolução dos DRmáx e DRmín medidos ao longo da construção.....	65
Figura 51 – Evolução dos recalques diferenciais médios (mm) ao longo da construção	66
Figura 52 – Valores médios e máximos das distorções angulares ao longo da construção	66
Figura 53 – Evolução do coeficiente de variação das distorções angulares	67
Figura 54 – Distorções angulares medidas no último dia de monitoramento	68
Figura 55 – Velocidades de recalque média, mínima e máxima ao longo da construção	69
Figura 56 – Velocidades de carregamento média, mínima e máxima ao longo da construção	70
Figura 57 – Velocidades de recalque em função da velocidade de carregamento	71
Figura 58 – Evolução do desvio padrão da velocidade de recalque	71
Figura 59 – Evolução do coeficiente de variação da velocidade de recalque	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de forma e rigidez, c_s , para o cálculo de recalques de pontos em áreas carregadas na superfície de um meio elástico de espessura infinita.....	14
Tabela 2 – Fatores de forma e rigidez, c_s , para o cálculo de recalques de pontos em áreas carregadas na superfície de um meio elástico de espessura finita.....	15
Tabela 3 – Parâmetros da equação de Teixeira e Godoy.....	22
Tabela 4 – Valores do coeficiente de Poisson	23
Tabela 5 – Peso específico de solos argilosos	23
Tabela 6 – Peso específico de solos arenosos.....	23
Tabela 7 – Velocidades de recalque admissíveis em edifícios.....	27
Tabela 8 – Dimensões de pilares e sapatas e cargas totais	33
Tabela 9 – Distribuição de cargas na estrutura.....	40
Tabela 10 – Etapas da obra: Edifício Irineu Catão.....	40
Tabela 11 – Evolução das cargas dos pilares durante a construção	41
Tabela 12 – Propriedades geotécnicas do solo	42
Tabela 13 – Propriedades da fundação	45
Tabela 14 – Recalques absolutos médios e desvios padrão medidos e estimados (modelo de sapata isolada).....	60
Tabela 15 – Distorções angulares máximas medidas e estimadas.....	68

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ISE	Interação solo-estrutura
NBR	Norma Brasileira Registrada
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
MEF	Método dos elementos finitos
CPT	Cone Penetration Test
SPT	Standard Penetration Test
MEH	Meio elástico homogêneo
MDF	Método das diferenças finitas
MEC	Método dos elementos de contorno
S	Recalque absoluto total
S_i	Recalque imediato
S_a	Recalque por adensamento
S_s	Recalque secular
\bar{S}	Recalque absoluto médio
s_i	Recalque absoluto no apoio i
ΔS	Recalque diferencial
θ	Rotação da fundação
ω	Inclinação da estrutura
β	Distorção angular
Δ	Deflexão relativa
Δ/L	Deflexão proporcional
E	Módulo de deformabilidade do solo
C_s	Fator de forma e rigidez da sapata
q	Magnitude do carregamento uniformemente distribuído

B	Menor dimensão da sapata
ν	Coefficiente de Poisson
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração dinâmica
k_S	Coefficiente de reação vertical
K_{SS}	Rigidez relativa estrutura-solo
E_C	Módulo de elasticidade do material da estrutura
I_V	Inércia à flexão das vigas da edificação
l	Vão entre pilares
AR	Fator de recalque absoluto
DR	Fator de recalque diferencial
CV	Coefficiente de variação dos recalques
σ_n	Desvio padrão dos recalques
f_{ck}	Resistência característica do concreto
$\gamma_{úmido}$	Peso específico do solo úmido
$\gamma_{saturado}$	Peso específico do solo saturado
CV_β	Coefficiente de variação das distorções angulares
$r(x, y)$	Coefficiente de correlação linear
x_i	I-ésimo valor da variável independente
y_i	I-ésimo valor da variável dependente
CVV	Coefficiente de variação da velocidade de recalque

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. OBJETIVO GERAL	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1. FUNDAÇÕES	4
3.2. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	5
3.2.1. Bloco	6
3.2.2. Sapata	6
3.2.3. Radier	8
3.3. RECALQUES	9
3.3.1. Conceitos e Definições.....	9
3.3.2. Métodos de Previsão de Recalques	12
3.3.3. Recalques Imediatos ou Elásticos: Teoria da Elasticidade.....	12
3.3.4. Previsão de Recalques por Métodos Numéricos	18
3.3.5. ELPLA	19
3.3.6. Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos do Solo	20
3.3.7. Métodos Semi-Empíricos.....	24
3.3.8. Prova de Carga sobre Placa	24
3.4. RECALQUES ADMISSÍVEIS	26
3.5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA.....	28
3.5.1. Considerações Gerais	28
3.5.2. Fatores que Influenciam a ISE	28
3.5.2.1. Rigidez Relativa Estrutura-Solo.....	28
3.5.2.2. Número de Pavimentos e Processo Construtivo.....	29
3.5.2.3. Forma em Planta.....	30
3.5.2.4. Edificações Vizinhas	30
3.5.3. Metodologia para Análise de Medições de Recalque.....	30
4. METODOLOGIA	33
4.1. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO.....	33
4.2. CARACTERÍSTICAS DO SOLO	35
4.3. MONITORAMENTO DOS RECALQUES.....	37

4.4.	ESTIMATIVAS DE CARGA.....	40
4.5.	MODELO NUMÉRICO	41
4.5.1.	Determinação dos Parâmetros Geotécnicos do Solo	42
4.5.2.	Modelagem do Sistema Solo-Fundação no ELPLA.....	43
5.	RESULTADOS.....	47
5.1.	MEDIÇÕES DE RECALQUE E MODELO NUMÉRICO	47
5.2.	PARÂMETROS DE ANÁLISE DE ISE	60
5.3.	RECALQUE DIFERENCIAL E DISTORÇÃO ANGULAR.....	65
5.4.	VELOCIDADE DE RECALQUE.....	69
6.	CONCLUSÃO	73
	SUGESTÕES	75
7.	REFERÊNCIAS	76
	ANEXO A – PERFIS DE SONDAAGEM SPT	79
	APÊNDICE A – RECALQUES ABSOLUTOS MEDIDOS E ESTIMADOS	82
	APÊNDICE B – TENSÕES DE CONTATO NAS SAPATAS	85
	APÊNDICE C – CURVAS TENSÃO X RECALQUE.....	86
	APÊNDICE D – COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO LINEAR (VELOCIDADE DE CARREGAMENTO X VELOCIDADE DE RECALQUE)	91

1. INTRODUÇÃO

Na prática convencional do cálculo estrutural, tem-se adotado a hipótese de que as edificações são suportadas por apoios indeslocáveis, sejam eles rótulas ou engastes. Naturalmente, essa hipótese está atrelada a uma consideração de que o solo, elemento que suporta as fundações da edificação, se comporta como um maciço indeformável, que não sofre alterações após a aplicação do carregamento ao longo do tempo (FERRO et al., 2016).

Partindo dessa hipótese, costuma-se dividir a edificação em três partes: superestrutura (sistema formado por lajes, vigas e pilares), infraestrutura (elementos de fundação) e o solo de fundação. Assim, no projeto estrutural, são dimensionados todos os elementos componentes da superestrutura, bem como são determinadas as cargas que devem ser transmitidas ao solo pelas fundações. Por sua vez, no projeto de fundações, se faz o dimensionamento desses elementos e a previsão da capacidade de carga e dos recalques, com base nas propriedades do solo, avaliando se esses podem ser tolerados pela estrutura, sem que haja o comprometimento da segurança e do funcionamento da edificação.

Apesar de não condizer com a realidade, haja vista que todo solo de fundação recalca sob a aplicação de cargas, a consideração dos apoios indeslocáveis possibilitou notórios avanços, sobretudo em uma época anterior ao desenvolvimento dos microcomputadores (SOUZA E REIS, 2008). Por outro lado, atualmente, mesmo com as facilidades ocasionadas pela evolução constante das ferramentas computacionais, ainda se vê persistência por parte dos engenheiros estruturais em considerar essa hipótese simplificada (PAVAN et al, 2014).

Em muitos casos, essa consideração, pode levar a notáveis inconsistências físicas, tendo em vista que ela desconsidera os efeitos do fenômeno denominado interação solo-estrutura (ISE). Um destes efeitos é, justamente, a redistribuição dos esforços nos elementos da estrutura, especialmente das cargas nos pilares, que pode ocasionar a fissuração de lajes e vigas, além do esmagamento de pilares (AOKI, 1987; GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1990 apud GUSMÃO 1994,1990). Outro efeito de grande importância é a redução dos recalques diferenciais observados em relação aos estimados convencionalmente, o que ocorre devido ao fato de que a solidariedade entre os elementos estruturais confere uma rigidez considerável à estrutura, restringindo o movimento entre os apoios (GUSMÃO, 1994,1990).

Em termos de análise estrutural, a consideração da ISE depara-se com uma série de obstáculos que tornam difícil sua modelagem, até mesmo para os sofisticados programas de cálculo da atualidade. Com relação a estrutura destaca-se: sequência construtiva, propriedades

reológicas dos materiais e tipo de carregamento externo. Para os elementos de fundação: transferência de carga ao solo e aspectos de execução. Já, para o solo de fundação: heterogeneidade vertical e horizontal, representatividade dos ensaios e a influência do tempo nos parâmetros geotécnicos (ANTONIAZZI, 2011).

Uma das formas de se avaliar os efeitos da interação solo-estrutura nas edificações é através do acompanhamento dos recalques no período da construção, que, além disso, possibilita a estimativa dos parâmetros de deformabilidade do solo (LUCENA et al., 2004). Entretanto, nas construções convencionais, exceto quando da ocorrência de patologias nas fundações, costuma-se relegar essa prática em função da preocupação dos construtores com a redução de custos e pela ausência de uma cultura de monitoramento de recalques (SAVARIS, 2008). De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), o desempenho das fundações é verificado por meio de, pelo menos, o monitoramento de recalques medidos na estrutura, sendo o mesmo obrigatório para casos onde:

- a) As estruturas apresentam carga variável significativa em relação à carga total, tais quais silos e reservatórios;
- b) As estruturas possuem altura, medida do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável, superior a 60 m;
- c) A relação altura/largura (menor dimensão) é superior a quatro;
- d) As fundações ou estruturas não são convencionais.

Nesse contexto, este trabalho avaliou os efeitos da interação solo-estrutura na redistribuição dos recalques de um edifício com fundações em sapatas, através de um estudo comparativo entre os recalques medidos e os estimados por meio de modelagem numérica. No caso, foi analisado o edifício Irineu Catão, localizado na zona litorânea da cidade de João Pessoa-PB, cujos dados de medição de recalque são provenientes de Lucena (2003). Para a previsão dos recalques, foram desenvolvidos, inicialmente, dois modelos: um considerando as sapatas atuando de forma isolada no solo e outro que apresenta o sistema de fundação, levando em conta a influência das sapatas adjacentes nos acréscimos conjuntos de tensão. Após as primeiras análises dos recalques estimados, foi elaborado um segundo modelo com o sistema de fundação, no qual o solo foi considerado apenas até a profundidade limite dos bulbos de tensão. No trabalho, foi utilizado o software ELPLA, que faz análises tridimensionais do sistema solo-fundação por meio do método dos elementos finitos (MEF), assumindo o solo como um material elásto-plástico.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho foi analisar os efeitos da interação solo-estrutura na redistribuição dos recalques de um edifício com fundações em sapatas utilizando o software ELPLA.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

De forma a atingir o objetivo geral do trabalho, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar a influência da interação solo-estrutura na uniformização dos recalques durante a construção;
- b) Analisar o comportamento de parâmetros associados à segurança da edificação, como as distorções angulares e a velocidade de recalques;
- c) Identificar e analisar possíveis correlações entre os parâmetros associados aos recalques;
- d) Analisar as possíveis causas de divergências entre os modelos e os resultados do monitoramento.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. FUNDAÇÕES

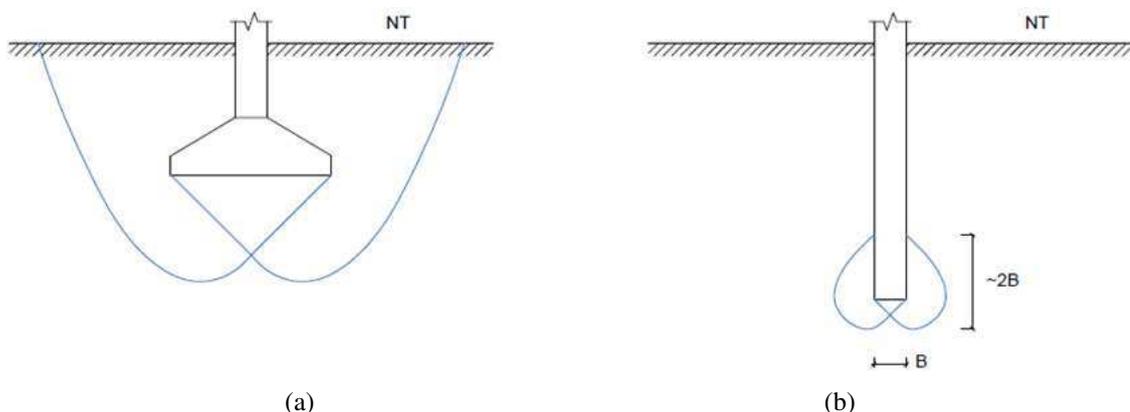
As fundações são os elementos que compõem a infraestrutura de uma edificação, tendo a função de “apoios” para a superestrutura, que, por sua vez, é o sistema formado pela associação de lajes, vigas e colunas. Dessa forma, as fundações são responsáveis por transmitir as cargas finais da estrutura ao solo de tal forma que as tensões aplicadas não excedam a capacidade de suporte do mesmo e que as deformações deste (recalques) não comprometam a segurança, e o funcionamento da edificação (ARAÚJO, 2010; AZEREDO, 1997 apud COELHO, 2016).

Convencionalmente, as fundações são classificadas em dois grupos:

- a) Fundações superficiais, “diretas” ou rasas;
- b) Fundações profundas ou “indiretas”.

Segundo Velloso e Lopes (2011), essas duas categorias se diferenciam com base no critério de que o mecanismo de ruptura de base para uma fundação profunda não atinja a superfície do terreno, o qual, em geral, atinge acima da base uma altura de aproximadamente duas vezes a menor dimensão desta (Figura 1). Com base nesse critério, a NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece que as fundações profundas sejam aquelas cuja base esteja implantada a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e no mínimo 3,0 m de profundidade.

Figura 1 – Tipos de Fundação: a) Fundação Superficial; b) Fundação Profunda



Fonte: Autor (2018)

3.2. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

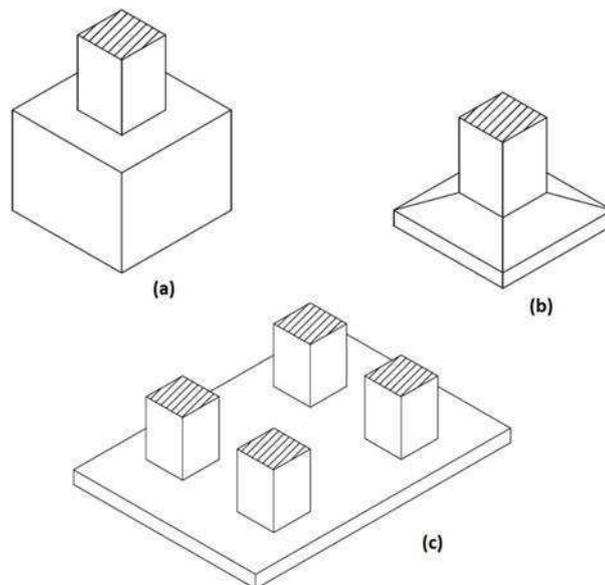
A NBR 6122 (ABNT, 2010, p. 2), define fundação superficial (rasa ou direta) como:

Elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sobre a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Tendo em vista que as cargas provenientes da estrutura são transmitidas ao terreno “diretamente” pela base da fundação, é fundamental, como afirma Rabello (2008), que as primeiras camadas de solo abaixo da mesma tenham resistência suficiente para suportá-las. Em outros casos, os custos atrelados ao processo de escavação tendem a inviabilizar o uso de fundações rasas.

Basicamente, existem três tipos de fundações superficiais: blocos, sapatas e radier (Figura 2).

Figura 2– Fundações Superficiais: a) Bloco; b) Sapata; c) Radier



Fonte: Autor (2018)

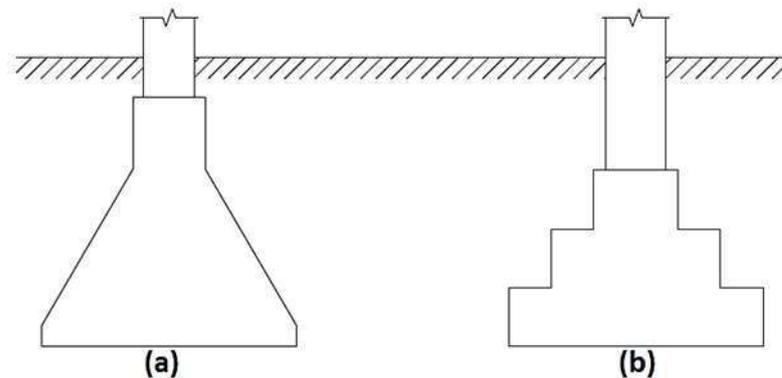
3.2.1. Bloco

O bloco de fundação é, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010, p. 3), um “elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura”. Normalmente, esses elementos possuem uma altura relativamente elevada, o que aumenta sua rigidez e reduz as tensões de tração internas a valores inferiores a resistência à tração do concreto, a qual equivale a cerca de 10% da resistência a compressão.

Velloso e Lopes (2011) enfatizam que, embora não haja nenhuma restrição ao uso de blocos quanto ao valor da carga aplicada, para cargas elevadas, as alturas dos blocos podem requerer escavações profundas ou elevados volumes de concreto, que os tornam menos vantajosos em comparação às sapatas.

Os blocos podem ser executados na forma de tronco de cone (a), ou de bloco escalonado ou pedestal (b), como mostra a Figura 3.

Figura 3 – Blocos de Fundação: a) Tronco de Cone; b) Escalonado ou Pedestal



Fonte: Autor (2018)

3.2.2. Sapata

A NBR 6122 (ABNT, 2010, p. 2) define sapata como:

Elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

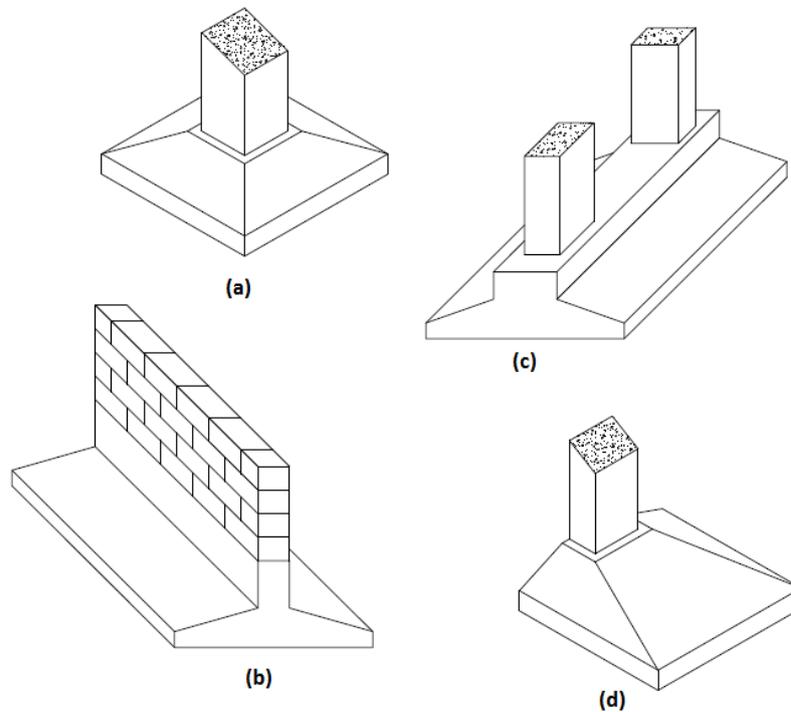
As sapatas também são caracterizadas por possuir altura reduzida em relação às dimensões da base (ALONSO, 1983), a qual pode ser constante ou variável. De acordo com Velloso e Lopes (2011), “a adoção de altura variável proporciona uma economia considerável de concreto nas sapatas maiores”. A altura das sapatas também é um fator relevante no que concerne ao cálculo estrutural, visto que a rigidez do elemento está associada à relação entre altura e dimensões da base, e, por meio desse parâmetro, elas são classificadas em rígidas ou flexíveis. Araújo (2010) explica que as sapatas flexíveis têm a vantagem de exigir menor consumo de concreto e de serem mais leves, se adequando melhor a solos menos resistentes, e em contrapartida apresentam um consumo maior de armadura em relação às sapatas rígidas que, embora necessitem de solos de melhor qualidade, podem ser executadas com concreto de menor resistência.

Quanto à sua forma em planta, as sapatas podem ser quadradas, retangulares, circulares ou até mesmo poligonais. Elas também podem ser classificadas com isoladas, corridas, associadas ou de divisa (Figura 4).

- a) Sapata Isolada: É a denominação usada para as sapatas que suportam cargas pontuais ou concentradas, como as cargas de pilares e as reações de vigas baldrame e cujas dimensões em planta são da mesma ordem de grandeza (REBELLO, 2008).
- b) Sapata Corrida: É o tipo de sapata cujo comprimento prevalece em relação à largura. Ela tem como função distribuir no solo carregamentos lineares. As paredes são exemplos de cargas linearmente distribuídas. Da mesma forma, uma linha de pilares próximos, pode ser considerada uma carga linear (REBELLO, 2008).
- c) Sapata Associada: São as sapatas que recebem a carga de dois ou mais pilares da edificação. Segundo Teixeira e Godoy (1998), elas têm seu uso em casos onde, devido à proximidade de pilares, não se é possível projetar uma sapata isolada para cada pilar.
- d) Sapata de Divisa ou Excêntrica: São as denominações usadas para sapatas que suportam cargas excêntricas ao seu centro de gravidade. De acordo com Teixeira e Godoy (1998), elas são aplicadas no caso de pilares localizados nas divisas do terreno, onde não é possível utilizar uma sapata centrada. Segundo

Rebello (2008), em casos de grandes excentricidades, se faz necessário o uso de vigas alavanca ou de equilíbrio.

Figura 4 – Tipos de Sapatas: a) Isolada; b) Corrida; c) Associada; d) Divisa (Excêntrica)



Fonte: Autor (2018)

De acordo com Teixeira e Godoy (1998), a primeira etapa no dimensionamento de uma fundação direta consiste no dimensionamento geométrico e no seu posicionamento em planta, o que é feito para uma tensão admissível estimada previamente. Alonso (1983) explica que, para o caso de sapatas isoladas, conhecida a área da base, as dimensões dessa devem ser escolhidas de forma que: os centros de gravidade da sapata e do pilar coincidam, nenhuma dimensão seja menor que 60 cm, a relação entre os lados da sapata seja menor do que 2,5 e os balanços da sapata em relação às faces do pilar sejam iguais. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as sapatas e blocos de fundação não devem apresentar dimensões inferiores a 60 cm e a profundidade de assentamento deve ser, no mínimo, 1,5 m, salvo quando forem previstos elementos com dimensões inferiores a 1,0 m ou em fundações sobre rocha.

3.2.3. Radier

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), o radier é definido como um “elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares da estrutura”. É importante notar que embora a norma considere atualmente que uma fundação que recebe parte dos pilares da

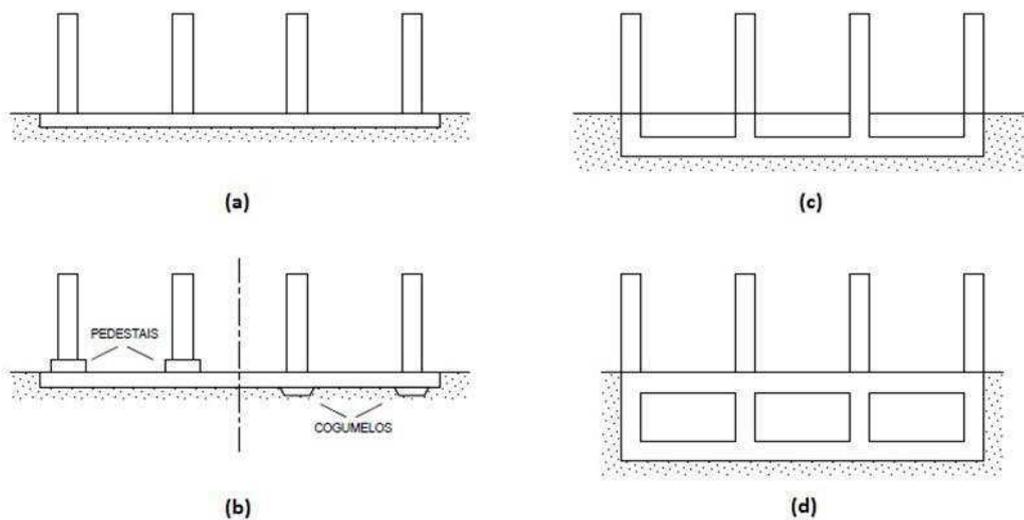
edificação deve ser chamada de radier, em versões anteriores usavam-se as nomenclaturas sapata associada para esse tipo de fundação e radier para o elemento de fundação que abrange todos os pilares, as quais são extremamente difundidas no meio técnico.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o radier é adotado quando:

- a) Devido à ocorrência de cargas muito elevadas nos pilares e/ou tensões de trabalho baixas, as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou se sobrepõem;
- b) Quando a área das sapatas for maior que a metade da área construída;
- c) Deseja-se a uniformização os recalques.

Com relação à forma, os raders são classificados em quatro tipos: raders lisos, raders com pedestais ou cogumelos, raders nervurados e raders em caixão (Figura 5).

Figura 5 – Tipos de Raders: a) Lisos; b) Com pedestais ou cogumelos; c) Nervurados; d) Caixão



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (1998a)

3.3. RECALQUES

3.3.1. Conceitos e Definições

Na geotecnia, entende-se recalque como a deformação vertical do solo provocada por tensões de compressão advindas de algum tipo de carregamento em sua superfície ou de causas especiais, tais quais: o rebaixamento do lençol freático, a saturação de solos colapsíveis, a ocorrência de infiltrações, dentre outras (REBELLO, 2008). A origem destes carregamentos é bastante ampla, podendo ser desde uma edificação até uma camada de aterro.

Os recalques, quando excessivos, podem acarretar em sérios danos às obras assentes sobre o solo.

Teixeira e Godoy (1998) explicam que existem três tipos de recalques que podem ocorrer no solo: os imediatos, por adensamento ou os seculares.

Os recalques imediatos (elásticos) correspondem a uma distorção do elemento de solo abaixo da fundação, ou seja, uma mudança de forma sem diminuição de volume. Isso é possível quando as tensões cisalhantes induzidas são suficientemente menores que a resistência ao cisalhamento do solo, o que faz com que as deformações sejam proporcionais às tensões (CINTRA et al., 2011).

Os recalques por adensamento, predominantes em solos argilosos saturados, são divididos em *primários* e *secundários*. Os recalques primários se processam pela dissipação gradual das sobrepressões neutras e podem levar alguns anos para sua consolidação. Por outro lado, os recalques secundários, predominantes em solos turfosos e orgânicos, ocorrem quando as sobrepressões neutras são aproximadamente nulas e o solo continua a reduzir de volume, podendo levar séculos para sua consolidação, o que leva ao uso do nome recalque secular.

Portanto, o recalque total é o resultado da junção dos recalques elástico (imediato), por adensamento (primário) e secular, conforme expressa a Equação 1:

$$S = S_i + S_a + S_s \quad (1)$$

Onde:

S – Recalque absoluto total;

S_i – Recalque imediato;

S_a – Recalque por adensamento;

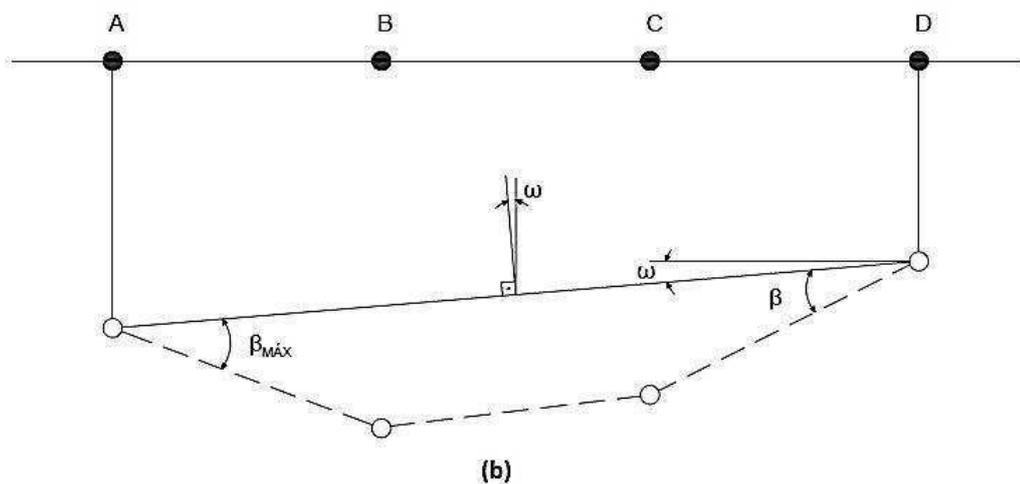
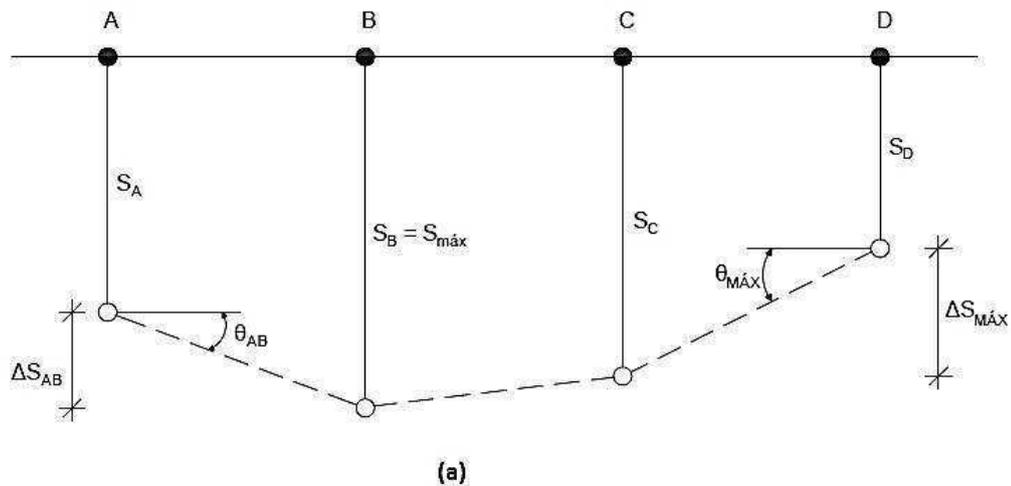
S_s – Recalque secular.

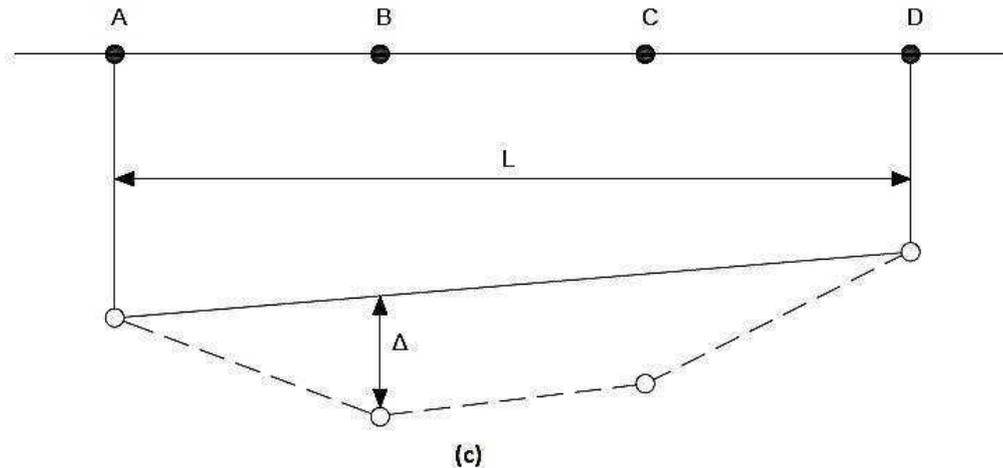
Além desse tipo de classificação, costuma-se definir os movimentos de fundação associados aos recalques com base na intensidade e modo de deformação pelos os seguintes termos:

- a. Recalque absoluto (S): Deslocamento vertical descendente total de um elemento de fundação (Figura 6a);
- b. Recalque diferencial (ΔS): Diferença entre os recalques absolutos de dois pontos diferentes (Figura 6a);

- c. Rotação (θ): Ângulo que representa a mudança de direção da reta que une dois pontos da fundação (Figura 6a);
- d. Inclinação (ω): Ângulo que representa a rotação da estrutura ou de uma parte bem definida dela (Figura 6b);
- e. Distorção angular (β): Representa a rotação da reta que une dois pontos da fundação em relação à sua inclinação (Figura 6b);
- f. Deflexão relativa (Δ): É o deslocamento vertical máximo em relação a uma reta que une dois pontos de referência (Figura 6c);
- g. Deflexão proporcional (Δ/L): Razão ente a deflexão relativa e o comprimento da reta que liga os dois pontos de referência.

Figura 6 – Movimentos de Fundação: a) Recalque absoluto, recalque diferencial e rotação; b) Distorção angular e inclinação; c) Deflexão relativa





Fonte: Adaptado de Gusmão (1990)

3.3.2. Métodos de Previsão de Recalques

De acordo com Velloso e Lopes (2011), os métodos de previsão de recalques podem ser divididos em três grandes categorias:

- a) Métodos racionais;
- b) Métodos semi-empíricos;
- c) Métodos empíricos.

Para os métodos racionais, é feita a combinação de parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou “in situ” (ensaio pressiométrico ou de placa), com modelos teóricos para previsão de recalques.

Nos métodos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade do solo, obtidos por correlação com ensaios “in situ” de penetração (CPT ou SPT), são combinados a modelos teóricos ou adaptações deles.

Os métodos empíricos não fornecem valores de recalques, no entanto, constam do uso de tabelas de tensões admissíveis para diferentes solos, as quais estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

3.3.3. Recalques Imediatos ou Elásticos: Teoria da Elasticidade

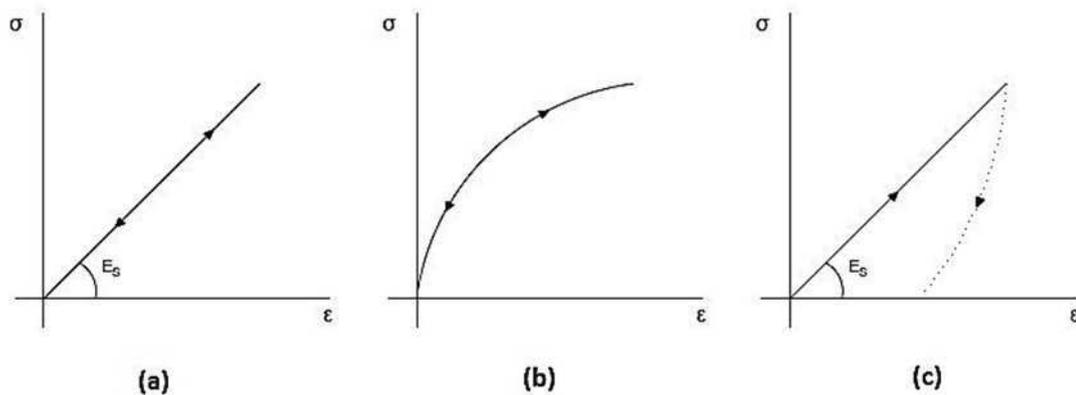
Dentre os métodos “racionais” ou “teóricos” aplicados para o cálculo direto de recalques imediatos, os mais tradicionais são aqueles que utilizam a solução da Teoria da Elasticidade, o que leva ao uso da denominação recalque elástico. No entanto, sabe-se que o solo não é um material elástico, tendo em vista que os recalques imediatos não são totalmente reversíveis com o descarregamento, sendo possível apenas uma recuperação parcial da

deformação (CINTRA et al., 2011). Por essa razão, costuma-se usar na mecânica dos solos o termo Módulo de Deformabilidade ao invés de Módulo de Elasticidade.

Na verdade, o que justifica o uso da Teoria da Elasticidade na previsão dos recalques imediatos é o comportamento aproximadamente linear da curva carga recalque até níveis de tensão suficientemente distantes da ruptura (CINTRA et al., 2011). Com relação à linearidade física, entende-se que os materiais podem ter um comportamento elástico-linear, elástico não linear ou linear não elástico (Figura 7).

Em casos de comportamento linear, o módulo de deformabilidade (E_s) equivale numericamente ao coeficiente angular do trecho reto no gráfico tensão x deformação, enquanto para materiais de comportamento não linear, como o concreto, calcula-se os módulos secante e tangente.

Figura 7 – Diagramas tensão x deformação: a) Elástico linear; b) elástico não linear; c) Linear não elástico



Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2011)

A variabilidade do módulo de deformabilidade também é um fator de fundamental importância na aplicação da Teoria da Elasticidade. Quando o módulo pode ser considerado aproximadamente constante em todo o substrato, o que pode ser visto em solos coesivos totalmente ou parcialmente saturados, obtém-se a configuração denominada “meio elástico homogêneo” (MEH). De acordo com Cintra et al. (2011), nos casos onde o módulo varia com a profundidade, comum nos solos não coesivos (areias), tem-se o “meio elástico não homogêneo” que também é denominado “meio linearmente não homogêneo” quando a variação do módulo (E_s) com a profundidade (z) puder ser representada pela Equação (2):

$$E_s = E_0 + kz \quad (2)$$

Sendo E_0 e k são constantes.

Para o caso mais simples, em que a sapata pode ser representada por uma placa retangular ou circular aplicando um carregamento uniformemente distribuído na superfície de uma camada admitida como sendo um MEH, o recalque pode ser previsto pela Equação (3):

$$S_i = C_s \sigma B \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) \quad (3)$$

Onde:

S_i – Recalque imediato;

C_s – Fator de forma e rigidez da sapata (no caso de flexível, depende da posição do ponto: centro, borda, etc);

σ – Magnitude da tensão aplicada no solo;

B – Menor dimensão da sapata;

ν – Coeficiente de Poisson;

E – Módulo de deformabilidade.

Valores do coeficiente C_s propostos por Holtz (1991) são apresentados na Tabela 1, para o caso de carregamentos na superfície de um meio elástico de espessura infinita, e na Tabela 2, para o caso de um meio elástico de espessura finita.

Tabela 1 – Fatores de forma e rigidez, c_s , para o cálculo de recalques de pontos em áreas carregadas na superfície de um meio elástico de espessura infinita

Forma e Rigidez	Centro	Vértice	Borda	Média
Círculo (flexível)	1,00		0,64	0,85
Círculo (rígido)	0,79		0,79	0,79
Quadrado (flexível)	1,12	0,56	0,76	0,95
Quadrado (rígido)	0,82	0,82	0,82	0,82
Retângulo (flexível)				
Largura/Comprimento				
2	1,53	0,76	1,12	1,30
5	2,10	1,05	1,68	1,82
10	2,56	1,28	2,10	2,24
Retângulo (rígido)				
Largura/Comprimento				
2	1,12	1,12	1,12	1,12
5	1,60	1,60	1,60	1,60
10	2,00	2,00	2,00	2,00

Fonte: Holtz (1991)

Tabela 2 – Fatores de forma e rigidez, cs , para o cálculo de recalques de pontos em áreas carregadas na superfície de um meio elástico de espessura finita

H/B	Círculo rígido (centro)	Retângulo flexível (vértice)				
		L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10	L/B = ∞
$\nu = 0,50$						
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,14	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04
1,0	0,35	0,15	0,12	0,10	0,10	0,10
1,5	0,48	0,23	0,22	0,18	0,18	0,18
2,0	0,54	0,29	0,29	0,27	0,26	0,26
3,0	0,62	0,36	0,40	0,39	0,38	0,37
5,0	0,69	0,44	0,52	0,55	0,54	0,52
10,0	0,74	0,48	0,64	0,78	0,77	0,73
$\nu = 0,33$						
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,20	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08
1,0	0,40	0,19	0,18	0,16	0,16	0,16
1,5	0,51	0,27	0,28	0,25	0,25	0,25
2,0	0,57	0,32	0,34	0,34	0,34	0,34
3,0	0,64	0,38	0,44	0,46	0,45	0,45
5,0	0,70	0,46	0,56	0,60	0,61	0,61
10,0	0,74	0,49	0,56	0,80	0,82	0,81

Fonte: Holtz (1991)

Existe uma gama extensa de equações baseadas na Teoria da Elasticidade para previsão de recalques de fundações superficiais em MEH. Trabalhos como os de Teixeira e Godoy (1998) e Lutenegger e Degroot (1995) apresentam uma série dessas equações, inclusive, aquelas aplicáveis a solos de baixa coesividade.

Entretanto, a hipótese do MEH não condiz com a realidade de muitos casos práticos, onde é mais comum a ocorrência de solos com várias camadas de propriedades diferentes. Ainda assim, existem procedimentos baseados na Teoria da Elasticidade aplicáveis a esses casos, como, por exemplo, o proposto pelo Canadian Foundation Manual (1975, 1985, 1992 apud LUTENEGGER E DEGROOT, 1995). Segundo esse procedimento, o recalque da sapata é obtido pelo somatório dos recalques de cada camada, os quais são calculados por meio da tensão no centro da camada e de um módulo de elasticidade equivalente do solo.

Velloso e Lopes (2011) apresentam uma metodologia mais detalhada para o cálculo de recalques em solos de múltiplas camadas, denominada de cálculo por meio “indireto”, cujos procedimentos são exemplificados na Figura 8 e seguem o roteiro descrito abaixo:

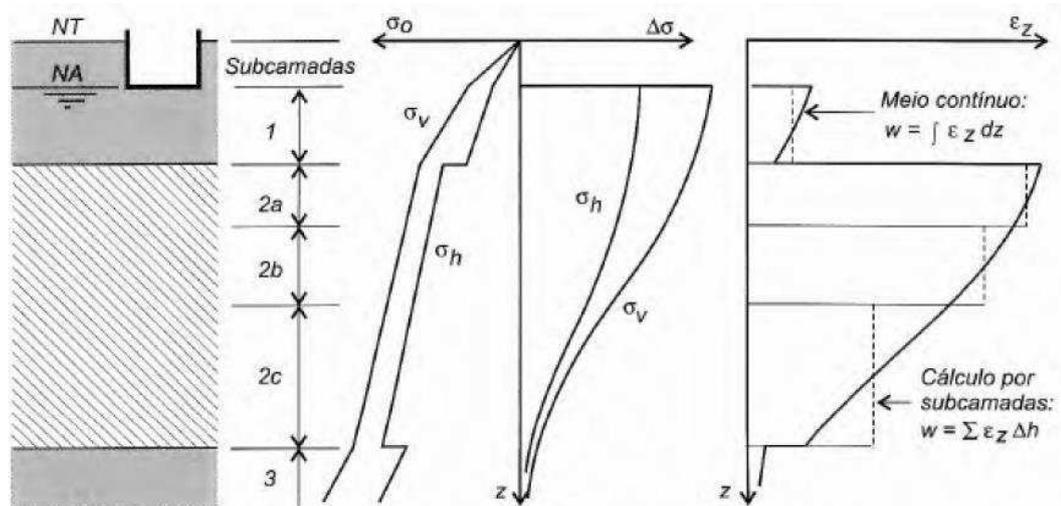
- Divisão do terreno em subcamadas em função das propriedades dos materiais e da variação do estado de tensão (subcamadas menos espessas onde ocorrem grandes variações nas tensões atuantes);
- Cálculo, no ponto médio da subcamada e na vertical do ponto onde se deseja conhecer o recalque, das tensões geostáticas e do acréscimo de tensão, por meio de solução da Teoria da Elasticidade;
- Cálculo da deformação específica da subcamada (ε_z) a partir de suas propriedades de deformabilidade e das tensões no ponto médio. A parcela de recalque da camada é igual ao produto da sua espessura (Δh), conforme a Equação 4:

$$\Delta s = \varepsilon_z \Delta h \quad (4)$$

- O recalque total é obtido pelo somatório das parcelas de recalque de cada subcamada, conforme a Equação 5:

$$S = \sum \Delta s \quad (5)$$

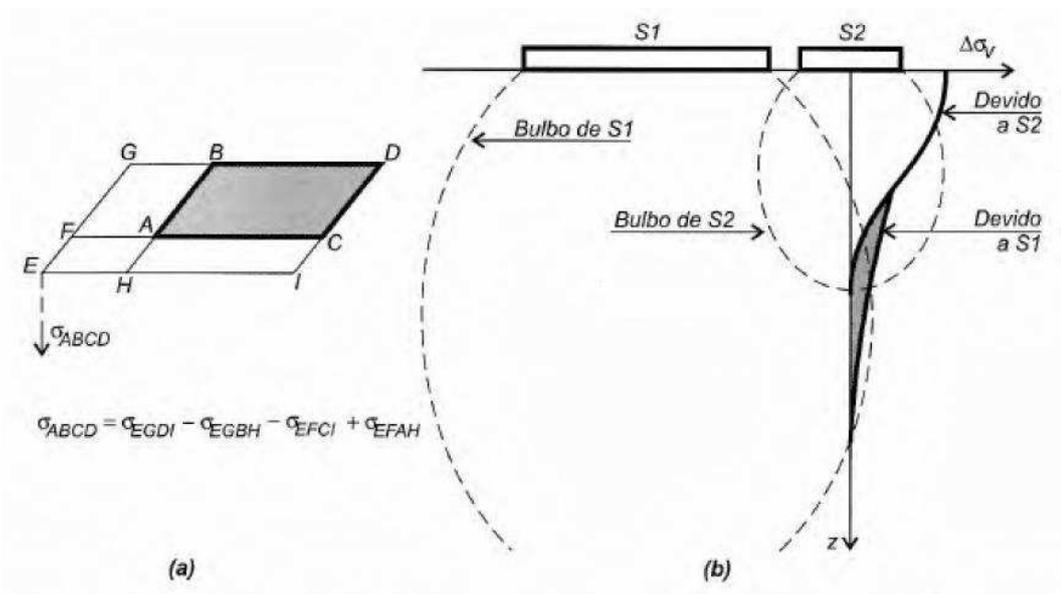
Figura 8 – Esquema de cálculo “indireto” de recalques



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Como explicam Velloso e Lopes (2011), o cálculo dos acréscimos de tensão pode ser feito a partir de soluções da Teoria da Elasticidade, baseadas nas equações de Boussinesq ou de Mindlin. Para o caso de carregamentos retangulares, normalmente são usados ábacos que fornecem apenas as tensões nos vértices do retângulo. Dessa forma, para a obtenção das tensões no centro, deve-se dividir a placa em quatro e o resultado obtido deverá ser, então, multiplicado por quatro. Já para o caso de áreas fora do retângulo carregado, usa-se o princípio da superposição de cargas (Figura 9).

Figura 9 – (a) Cálculo de tensões em um retângulo carregado; (b) interação de tensões entre fundações adjacentes



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

O cálculo das tensões fora da área carregada permite verificar a influência entre fundações vizinhas com relação aos acréscimos de tensão e, conseqüentemente, aos recalques. Na Figura 9 são representados os bulbos de tensão para duas sapatas adjacentes, que representam a região do solo submetida a um acréscimo de tensões de pelo menos 10 % da pressão aplicada na base da fundação (Velloso e Lopes, 2011). Normalmente, a profundidade do bulbo de tensão é considerada como sendo igual ao dobro da menor dimensão do elemento de fundação superficial. Como observa Rebello (2008), em decorrência disso, é possível projetar uma fundação superficial em solos que apresentam uma camada de baixa resistência sob uma camada mais resistente, desde que a profundidade dessa camada resistente seja, no mínimo, igual a profundidade do bulbo de tensões. Entretanto, a interação entre bulbos de tensão de fundações adjacentes pode acarretar em recalques excessivos ou mesmo na ruptura do solo, quando as tensões resultantes atingem valores muito elevados em relação a capacidade de suporte do mesmo.

3.3.4. Previsão de Recalques por Métodos Numéricos

Os métodos numéricos, tais quais os métodos baseados na Teoria da Elasticidade, são uma alternativa para o cálculo direto de recalques, sobretudo em situações mais complexas como a de solo estratificado. Seu maior diferencial está na discretização do domínio do problema (nesse caso o conjunto solo x fundação), o que permite a simplificação das equações que o regem e fornece a solução em alguns pontos do domínio. Dessa forma, “a solução obtida será tão mais exata quanto maior for o número de pontos na solução numérica” (VELLOSO et al., 1998b). Por outro lado, como a aplicação desses métodos é prioritariamente feita com o auxílio de softwares, o aumento do número de pontos discretizados solicita maior capacidade de processamento do computador, o que, por muitos anos, inviabilizou o uso desses métodos.

Atualmente, com a evolução contínua das ferramentas computacionais, o seu uso não só se tornou possível e viável, como vem ganhando espaço frente aos métodos tradicionais. Segundo Soares (2004), isso representa uma nova era em termos de análise e projeto, onde problemas mais complexos da geotecnia (não-linearidades, cargas dinâmicas, descontinuidades e heterogeneidade) podem ser considerados.

Os principais métodos numéricos aplicados a problemas de engenharia são:

- a) Método das Diferenças Finitas (MDF);
- b) Método dos Elementos Finitos (MEF);
- c) Método dos Elementos de Contorno (MEC).

No MDF, a equação diferencial que rege o fenômeno é substituída por uma equação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em quatro pontos vizinhos, posicionados sobre duas linhas ortogonais (VELLOSO; et al., 1998b). A grande desvantagem desse método, como explica Soares (2004), está na necessidade de nova malha para cada ponto estudado.

A ideia do MEF, segundo Almeida (2000), é a de modelar um meio contínuo analiticamente, subdividindo-o em regiões interconectadas (os elementos finitos) e expressando seu comportamento através de funções de interpolação em cada região. De forma mais simples, pode-se entender que esse tipo de análise consiste em substituir uma solução contínua por outra discreta, ou seja, em alguns pontos de interesse, que seja uma boa aproximação do comportamento real. Em relação ao MDF, o MEF tem a vantagem de usar

elementos de forma variada e com propriedades individuais, o que possibilita a análise de problemas de geometria complexa e de meios heterogêneos, respectivamente. Todos esses aspectos positivos fazem com que esse método tenha uma larga aplicação nos problemas de engenharia atualmente, sobretudo na geotecnia.

Já o MEC difere do MEF por realizar a subdivisão apenas da fronteira do domínio (o que explica o nome). De acordo com Velloso et al. (1998b), esse método tem vantagens por apresentar um número de equações reduzido quando comparado ao MEF, por facilitar o tratamento de domínios semi-infinitos e por gerar bons resultados em regiões de concentração de tensões. Por outro lado, quando comparado ao MEF, o MEC agrega diversas simplificações no comportamento do solo em aspectos tais quais heterogeneidade, anisotropia e não linearidade (SOUZA, 2010 apud BAHIA, 2015).

Devido às vantagens expostas anteriormente, o MEF é hoje o mais aplicado na grande maioria dos softwares profissionais. Na análise de problemas geotécnicos destacam-se os programas SIGMA/W, PLAXIS e ELPLA.

3.3.5. ELPLA

O programa ELPLA, originalmente desenvolvido por M. Kany, M. El Gendy e A. El Gendy, é parte do pacote de programas GEOTEC Office. Esse software possibilita análises numéricas bidimensionais e tridimensionais pelo MEF para os mais variados tipos de fundações e com a consideração do solo distribuído em várias camadas irregulares.

O programa utiliza em suas análises a teoria da plasticidade, que se desenvolveu com base nos princípios físicos que levam em conta a ocorrência de deformações irreversíveis (COELHO, 2016).

Para a modelagem de um problema no ELPLA é necessário definir uma série de parâmetros de análise:

- a) Tipo de Análise (*Analysis Type*): Permite a escolha do tipo fundação ou sistema estrutural a ser estudado (sapatas isoladas, radier, grupo de estacas ou sapatas, etc).
- b) Método de Cálculo (*Calculation Method*): Apresenta uma série de modelos para a simulação do comportamento solo-fundação. Para o caso de fundações superficiais são apresentadas opções como: pressão de contato linear, módulo

de reação vertical constate ou variável, módulo de compressibilidade obtido por interações, etc.

- c) Simetria do Sistema (*System Symmetry*): Define se a fundação possui simetria com relação a algum eixo, o que facilita o processamento da solução do problema.
- d) Opções (*Options*): Determina alguns parâmetros adicionais para o a análise do modelo, como: apoios elásticos (additional springs), profundidade limite (determining limit depth), influência da temperatura (influence of temperature change on raft), etc.
- e) Malha de Elementos Finitos (*FE-Net Data*): Define-se a geometria e a malha de elementos finitos da fundação.
- f) Propriedades do Solo (*Soil Properties*): Para o caso de solo com várias camadas (layered soil) é possível definir os perfis de sondagem (boring logs), com sua localização, profundidade, nível de água e as propriedades do solo como: módulo de deformabilidade, peso específico, coeficiente de Poisson, ângulo de atrito interno, etc.
- g) Propriedades da Fundação (*Foudation properties*): Para o caso de fundações superficiais, permite definir propriedades como o Módulo de Elasticidade, coeficiente de Poisson, espessura, bem como a profundidade de assentamento.
- h) Cargas (*Loads*): São definidos os tipos de carregamentos (cargas pontuais ou distribuídas, momentos, etc), seu valor e localização.

Feita a modelagem do problema, o ELPLA pode processar os cálculos necessários para sua resolução por meio da ferramenta “*Solver*”. Em seguida os resultados da análise (recalques, pressões de contato, etc) podem ser visualizados graficamente com os comandos da aba “Resultados” (Results Tab) na forma de linhas de contorno, vistas isométricas, deformadas, dentre outros.

3.3.6. Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos do Solo

Como foi visto anteriormente, os métodos ditos “racionalis”, sejam eles obtidos de formulações da teoria da elasticidade ou os que usam o MEF em análises computacionais, necessitam fundamentalmente dos parâmetros de deformabilidade do solo. Levando em conta o fato de que o solo não é um material contínuo, mas sim composto por partículas, que

apresenta um comportamento anisotrópico e cujos parâmetros variam em função do histórico de tensões e das condições de carregamento e confinamento do solo, é evidente que uma “correta” determinação desses parâmetros não se configura como uma tarefa simples.

Existem vários ensaios, realizados em laboratório ou em campo, que fornecem esses parâmetros de deformabilidade, além de determinar os parâmetros de resistência. Com relação às condições de carregamento, eles podem ser do tipo drenado (lento), indicado para a estimativa de recalques totais, ou não drenado (rápido), que se aplicam à previsão de recalques imediatos. Dentre os ensaios de laboratório, destacam-se os ensaios de compressão triaxial e de adensamento. Já os ensaios de campo (in situ) mais difundidos são: ensaio de placa, Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) e o ensaio pressiométrico.

O ensaio de SPT, é uma das sondagens para investigação do subsolo mais utilizada tanto no Brasil como em muitos outros países (LUCKIANTCHUKI, 2012 apud COSTA, 2015). Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), o índice de resistência à penetração dinâmica (N_{SPT}) é determinado pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm. Apesar do ensaio de SPT ser, simplesmente, um ensaio de reconhecimento do solo, que não fornece nenhum parâmetro de deformabilidade, sua ampla difusão impulsionou pesquisas que buscam determinar correlações entre o N_{SPT} e outros parâmetros do solo.

Costa (2015) apresenta algumas das equações propostas na literatura que correlacionam o módulo de deformabilidade com o N_{SPT} e o tipo solo.

a) Mitchell e Gardner (1975 apud COSTA, 2015):

$$\text{Para areias: } E = 4,88(N_{SPT} + 15) \quad (6)$$

$$\text{Para argilas: } E = 2,93(N_{SPT} + 5) \quad (7)$$

Onde,

E: módulo de deformabilidade (kgf/cm²);

N_{SPT} : índice de resistência à penetração.

b) Schmertmann (1970 apud COSTA, 2015):

$$\text{Para siltes: } E = 4N_{SPT} \quad (8)$$

Onde,

E: módulo de deformabilidade (kgf/cm²);

N_{SPT} : índice de resistência à penetração.

c) Décourt (1995 apud COSTA, 2015):

$$\text{Para areias: } E = 3,5N_{SPT} \quad (9)$$

$$\text{Para solos intermediários: } E = 3,0N_{SPT} \quad (10)$$

$$\text{Para argilas saturadas: } E = 2,5N_{SPT} \quad (11)$$

Onde,

E: módulo de deformabilidade (kgf/cm²);

N_{SPT} : índice de resistência à penetração.

d) Teixeira e Godoy (1996 apud COSTA, 2015):

$$E = j \times w \times N_{SPT} \quad (12)$$

Onde,

j e w são constantes que dependem do tipo de solo conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Parâmetros da equação de Teixeira e Godoy

Solo	j	w (MPa)
Areia pedregulhosa		1,10
Areia	3	0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso		0,45
Silte	5	0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7	0,30
Argila siltosa		0,20

Fonte: Teixeira e Godoy, 1996 apud Costa, 2015

Com relação ao coeficiente de Poisson, Teixeira e Godoy (1998) apresentam alguns valores típicos, os quais são expostos na Tabela 4:

Tabela 4 – Valores do coeficiente de Poisson

Solo	v
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 a 0,5
Argila saturada	0,4 a 0,5
Argila não saturada	0,1 a 0,3

Fonte: Texeira e Godoy, 1998

Além dos parâmetros de deformabilidade, existem correlações para a determinação do peso específico do solo. As Tabelas 5 e 6 (GODOY, 1972 apud CINTRA et al, 2011) apresentam as aproximações do peso específico em função da consistência das argilas e da compactidade das areias, respectivamente, e do índice de resistência à penetração.

Tabela 5 – Peso específico de solos argilosos

N_{SPR}	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy, 1972 apud Cintra et al.

Tabela 6 – Peso específico de solos arenosos

N_{SPR}	Compactidade	Peso Específico (kN/m³)		
		Seco	Úmido	Saturado
≤ 5	fofo			
5 a 8	pouco compacto	16	18	19
9 a 18	medianamente compacto	17	19	20
19 a 40	compacto	18	20	21
≥ 40	muito compacto			

Fonte: Godoy, 1972 apud Cintra et al.

3.3.7. Métodos Semi-Empíricos

São chamados de “semi-empíricos” os métodos de previsão de recalque que se baseiam em correlações diretas com os resultados de ensaios que não medem propriedades de deformação do solo. Dentre esses ensaios, destacam-se o ensaio de SPT e CPT.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), essas correlações podem ser estabelecidas entre os resultados dos ensaios de penetração e:

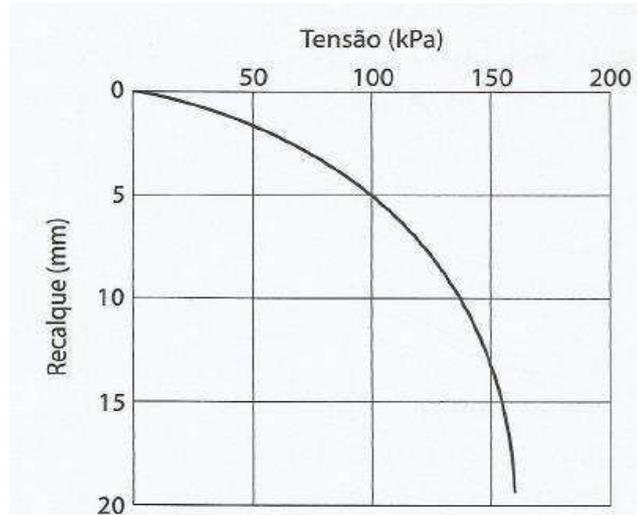
- a) Propriedades de deformação obtidas em ensaios tensão x deformação executados em amostras extraídas nas proximidades do local onde foi realizado o ensaio de penetração;
- b) Propriedades de deformação obtidas por retroanálise de medições de recalque em fundações.

Há uma vastidão de métodos semi-empíricos desenvolvidos ao longo dos anos, cuja apresentação e explicação não fazem parte do escopo desse trabalho. Uma apresentação detalhada de vários desses métodos pode ser vista em Cintra et al. (2011), Lutenecker e Degroot (1995), Teixeira e Godoy (1998) e Velloso e Lopes (2011).

3.3.8. Prova de Carga sobre Placa

Além dos métodos racionais e semi-empíricos para previsão de recalques imediatos, existe também o procedimento experimental, baseado nos resultados de provas de cargas sobre placa. De acordo com a NBR 6489 (ABNT, 1984), essa placa deverá ser rígida, com área não inferior a 0,5 m², bem como a cota de aplicação terá que ser igual à da base da sapata em questão. No Brasil, esse ensaio é tradicionalmente realizado com placas circulares, de aço, e diâmetro de 80 cm. Os resultados do ensaio são apresentados na forma de um gráfico Tensão x Recalque, conforme se pode observar na Figura 10.

Figura 10 – Curva tensão x recalque de ensaio de placa



Fonte: Cintra et al. (2011)

Cintra et al. (2011) ressaltam que as equações baseadas na teoria da elasticidade são aplicáveis somente até a tensão equivalente à metade da capacidade de carga do solo, tendo em vista o comportamento não linear da curva tensão x recalque para tensões superiores a esse valor. Nesse trecho inicial, de comportamento aproximadamente linear, é possível definir uma constante conhecida como coeficiente de reação vertical do solo (k_s), que equivale ao coeficiente angular da reta e é expressa pela Equação 13.

$$k_s = \frac{\sigma}{S_i} \quad (13)$$

Onde,

σ : magnitude da tensão aplicada no solo;

S_i : recalque imediato.

Essa constante, também denominada como coeficiente de recalque ou coeficiente de mola, correlaciona a tensão aplicada ao solo com o recalque imediato. Entretanto, Cintra et al. (2011) advertem que, de acordo com o tipo de solo, o valor de k_s pode variar conforme a relação dimensional entre placa e sapata. As Equações 14 e 15, apresentadas por Antoniazzi (2011), expressam a relação entre os coeficientes de recalque da placa e da fundação, com base nas suas dimensões.

a) Para solos arenosos:

$$(k_S)_{fundação} = (k_S)_{placa} \left(\frac{B_{fundação} + B_{placa}}{2B_{fundação}} \right)^2 \quad (14)$$

b) Para solos argilosos rijos a muito rijos

$$(k_S)_{fundação} = (k_S)_{placa} \frac{A_{placa}}{A_{fundação}} \quad (15)$$

Onde,

B: menor dimensão da fundação ou da placa;

A: área da fundação ou da placa.

3.4. RECALQUES ADMISSÍVEIS

De acordo com Milititsky et al. (2008), o conhecimento do tema recalques admissíveis é importante em duas situações:

- a) Etapa de análise do projeto de fundações: após a estimativa dos recalques para a fundação adotada, se faz necessário decidir sobre como adequar os resultados obtidos com o comportamento pretendido para a estrutura.
- b) Controle de recalques na execução: quando é necessário definir um limite a partir do qual os recalques observados podem ser considerados um problema para a segurança e o desempenho da estrutura.

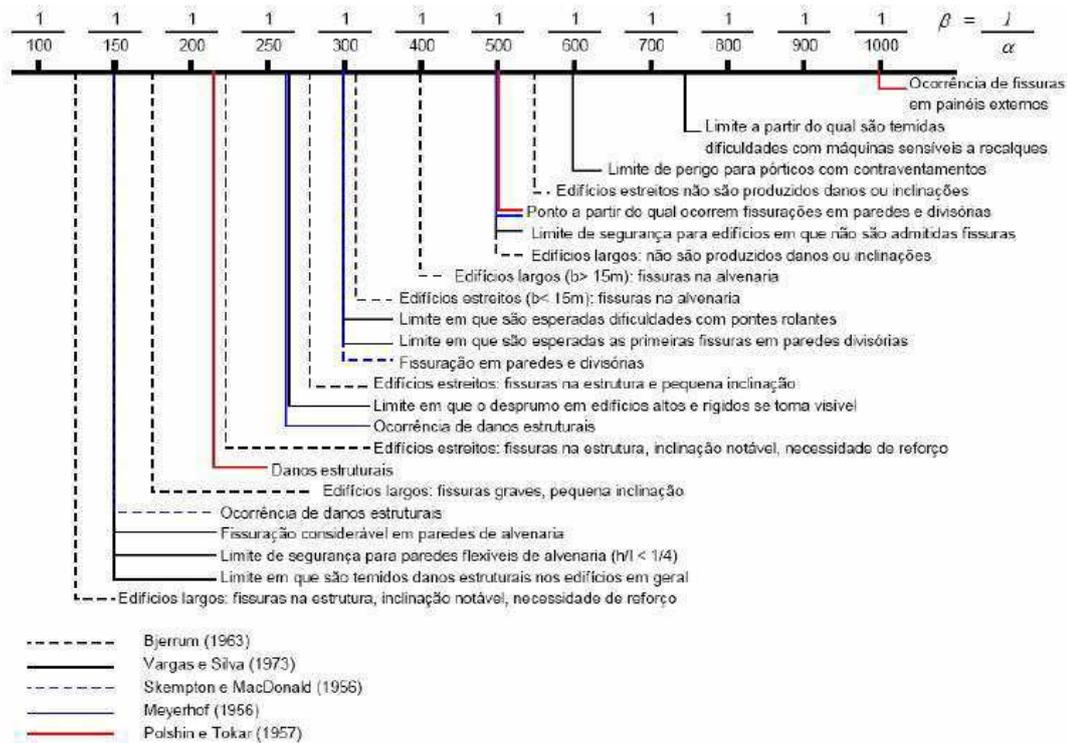
Milititsky et al. (2008) também explicam que, devido à complexidade do comportamento tanto do solo como da estrutura, não existe uma solução para esse problema no âmbito teórico ou mesmo uma regra empírica, porém apenas algumas recomendações técnicas.

Por meio da observação de cerca de cem edifícios, Skempton e MacDonald (1956 apud CINTRA et al, 2011) associam a ocorrência de danos às estruturas a valores limites para a distorção angular (β) que, de forma resumida são:

- a) $\beta = 1/300$ – trincas em paredes de edifícios;
- b) $\beta = 1/150$ – danos estruturais em vigas e colunas.

Diversos outros autores também propuseram valores limites para a distorção angular (β), relacionados à ocorrência de um determinado dano estrutural, conforme é apresentado na Figura 11.

Figura 11 – Distorções angulares associadas a danos estruturais



Fonte: Barros (2005, apud SAVARIS, 2008)

Outro parâmetro muito associado a segurança da edificação é a velocidade de recalque. A análise de seu comportamento durante a execução da obra fornece indícios do desempenho das fundações, bem como pode auxiliar no diagnóstico e prevenção de patologias associadas aos recalques, antes que essas venham a causar danos severos. Alguns autores propõem valores admissíveis, comumente expressos em micras/dia ($\mu\text{m}/\text{dia}$), de acordo com a idade da obra e o tipo de fundações (Tabela 7).

Tabela 7 – Velocidades de recalque admissíveis em edifícios

Situação da edificação	Velocidade Admissível
Prédios com mais de 5 anos	Menor que 10 $\mu\text{m}/\text{dia}$
Prédios entre 1 e 5 anos	Entre 10 e 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$
Prédios em fundações diretas, fase construtiva	Até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$
Prédios em fundação profunda, fase construtiva	Até 80 $\mu\text{m}/\text{dia}$

Fonte: Milititsky et al. (2008)

3.5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

3.5.1. Considerações Gerais

Tradicionalmente, os projetos estruturais de edifícios são elaborados com base na hipótese que os apoios no solo são indeslocáveis, o que resulta em um conjunto de cargas que é passado ao engenheiro de fundações para que ele às dimensione, com base nos resultados obtidos em ensaios de campo, limitando os deslocamentos em função dos danos que estes podem causar à edificação (SAVARIS, 2008).

Apesar de não condizer com a realidade, haja vista que todo solo de fundação recalca sob a aplicação de cargas, essa hipótese possibilitou notórios avanços, sobretudo em uma época anterior ao desenvolvimento dos microcomputadores (SOUZA; REIS, 2008). Por outro lado, atualmente, mesmo com as facilidades causadas pela evolução constante das ferramentas computacionais, ainda se vê uma persistência por parte dos engenheiros estruturais em considerar essa hipótese simplificada (PAVAN et al., 2014).

Na prática, o que acontece é que, conforme a estrutura vai sendo executada, ela passa a transferir cargas ao terreno que a suporta, o que dá início ao fenômeno da interação solo-estrutura (FERRO et al., 2016). De acordo com Savaris (2008), por meio da ISE, ocorre a transferência de cargas dos pilares que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos. Esse efeito pode acarretar o surgimento de fissuras em lajes e vigas, além do esmagamento de pilares (AOKI, 1987; GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1990 apud GUSMÃO 1994,1990).

Segundo Gusmão (1990, 1994), outro efeito inerente a ISE é a redução dos recalques observados em relação aos estimados convencionalmente, o que ocorre devido ao fato de que a solidariedade entre os elementos estruturais confere uma rigidez considerável à estrutura, restringindo o movimento entre os apoios.

3.5.2. Fatores que Influenciam a ISE

As várias pesquisas desenvolvidas ao longo dos anos têm mostrado que existem muitas variáveis e fatores que influenciam o comportamento da interação solo-estrutura. Alguns deles são:

3.5.2.1. Rigidez Relativa Estrutura-Solo

De acordo com Antoniazzi (2011), “A vinculação física entre lajes, vigas e pilares promove considerável rigidez ao edifício, tornando os recalques diferenciais mais amenos,

bem como, sua deformada mais suave”. Gusmão (1990) avaliou o efeito da interação solo-estrutura nos recalques absolutos e diferenciais por meio da análise de um pórtico plano para alguns valores da rigidez relativa estrutura-solo (K_{SS}), a qual é definida pela Equação 16 proposta por Poulos (1975 apud GUSMÃO, 1990).

$$K_{SS} = \frac{E_c I_v}{El^4} \quad (16)$$

Onde,

E_c : Módulo de elasticidade do material da estrutura;

I_v : Inércia à flexão das vigas da edificação;

E : Módulo de deformabilidade do solo;

l : Vão entre pilares.

Por meio dessa análise, Gusmão (1990) verificou que, para um modelo estrutural que considere a ISE, o aumento de K_{SS} implica na redução dos recalques absolutos e diferenciais, enquanto, para um modelo convencional, ambos independem do valor de K_{SS} . Gusmão também observou que o recalque diferencial é muito mais influenciado pela ISE que o recalque absoluto.

3.5.2.2. Número de Pavimentos e Processo Construtivo

Segundo Savaris (2008), embora se admita a hipótese de que a estrutura recebe todo o carregamento no final da construção, o que ocorre na prática é um aumento uniforme da carga durante a construção, o que acarreta em um processo contínuo de recalque e, portanto, de transferência de cargas.

Fonte et al. (1994, apud BAHIA, 2015) demonstram nos seus estudos que não considerar a rigidez da estrutura condiciona uma previsão superestimada dos recalques, enquanto que, considera-la sem levar em conta a sequência construtiva conduz à uma previsão subestimada.

Com relação ao número de pavimentos, Gusmão (1990) observou que, para um valor constante de K_{SS} , à medida que o número de pavimentos aumenta, a taxa de recalques diferenciais diminui. Entretanto, Gusmão (1990) explica que essa tendência de uniformização não é linear com relação ao número de pavimentos e, por meio de análises, confirmou a hipótese de que a influência dos 4 ou 5 primeiros pavimentos é muito maior que a dos demais.

3.5.2.3. Forma em Planta

Vários estudos mostram que o formato da edificação em planta influencia o processo de uniformização dos recalques (BARATA, 1986; GUSMÃO, 1990 apud BAHIA 2015). Esses estudos mostraram que, quanto mais o formato da planta do edifício se aproxima de um quadrado, maior é a tendência para a uniformização desses recalques (BAHIA, 2015).

3.5.2.4. Edificações Vizinhas

Costa Nunes (1956 apud MENDES, 2016) foi um dos pioneiros no estudo da influência de edificações vizinhas na ISE. Em seus estudos, ele avaliou o comportamento de uma edificação para quatro situações diferentes de carregamentos provenientes das edificações vizinhas. Para todas elas, ele verificou que os recalques aumentam.

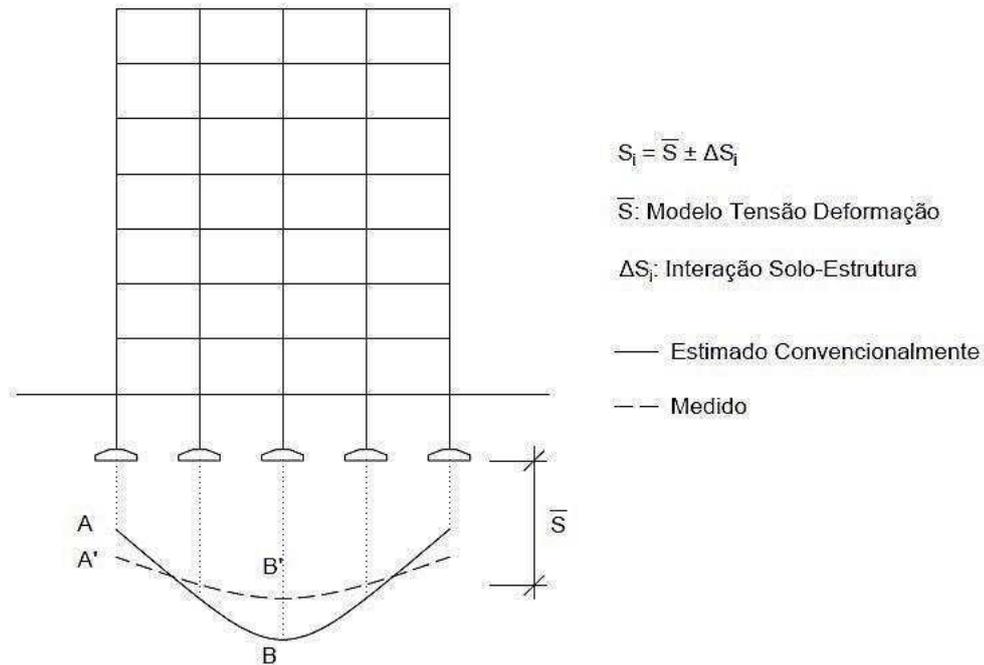
Reis (2000 apud BAHIA, 2015) analisou a ISE para um grupo de três edificações na cidade de Santos, onde ele também verificou que o recalque, considerando a presença das edificações vizinhas são maiores que os estimados convencionalmente.

3.5.3. Metodologia para Análise de Medições de Recalque

Uma das formas de se avaliar os efeitos da interação solo-estrutura nas edificações é por meio do acompanhamento dos recalques no período da construção, que, além disso, possibilita a estimativa dos parâmetros de deformabilidade do solo (LUCENA; BEZERRA; GUSMÃO, 2004).

Gusmão (1990,1994) explica que existem duas deformadas de recalques distintas associadas a uma edificação qualquer sujeita a um determinado carregamento, uma delas correspondente aos recalques estimados e outra correspondente aos recalques medidos. Por meio da análise dessas deformadas sob a consideração de curvas de frequências associadas a elas, Gusmão (1990, 1994) propôs uma forma de análise para o desempenho de uma edificação por meio de dois modelos: um representando o valor médio dos recalques (tensão-deformação do terreno) e outro representado sua dispersão (interação solo-estrutura), conforme apresenta a Figura 12.

Figura 12 – Modelos para estimativa do recalque de edificações



Fonte: Adaptado de Gusmão (1994)

Levando em consideração que a simples comparação entre os recalques medidos e estimados pode conduzir a erros, quando estes não tiverem a mesma ordem de grandeza, Gusmão (1990, 1994) definiu três parâmetros que permitem avaliar os efeitos da redistribuição de carga nos pilares e a uniformização dos recalques.

O primeiro deles, o fator de recalque absoluto (AR), é representado matematicamente pela Equação 17:

$$AR = \frac{s_i}{\bar{S}} \quad (17)$$

Onde,

s_i : Recalque absoluto no apoio i ;

\bar{S} : Recalque absoluto médio

Gusmão (1990, 1994) observou que, quando os pilares apresentam recalque absoluto estimado maior que o recalque médio ($AR_{est} > 1$), existe uma tendência para que o valor de AR estimado seja maior que o valor AR medido ($AR_{est} > AR_{med}$), em face do alívio de carga dos pilares mais carregados. Por outro lado, quando os pilares apresentam recalque absoluto estimado menor que o recalque médio ($AR_{est} < 1$), há uma tendência para o valor de AR

estimado seja menor que o valor AR medido ($AR_{est} < AR_{med}$), em face do efeito de sobrecarga dos pilares menos carregados.

Outro parâmetro proposto, o fator de recalque diferencial (DR), é representado pela Equação 18:

$$DR = \frac{|s_i - \bar{S}|}{\bar{S}} \quad (18)$$

Onde,

s_i : Recalque absoluto no apoio i ;

\bar{S} : Recalque absoluto médio

Também foi observado por Gusmão (1990,1994) que, quando os recalques médios estimados e medidos tem a mesma ordem de grandeza, normalmente os recalques diferenciais estimados são maiores que os recalques diferenciais medidos. Dessa forma, há uma tendência para que o valor de DR medido seja menor que o valor de DR estimado ($DR_{med} < DR_{est}$), evidenciando a suavização da deformada de recalques.

Por fim, o terceiro parâmetro proposto, o coeficiente de variação dos recalques (CV), é representado pela Equação 19:

$$CV = \frac{\sigma_n}{\bar{S}} \quad (19)$$

Onde,

σ_n : Desvio padrão dos recalques;

\bar{S} : Recalque absoluto médio.

Segundo Gusmão (1990,1994), comparar as dispersões, representadas pelos desvios padrão dos recalques absolutos estimados e medidos, pode acarretar erros de interpretação se os valores médios não tiverem a mesma ordem de grandeza. Com base nisso, ele sugeriu a adoção do coeficiente de variação (CV) ao invés do desvio padrão na avaliação da ISE. Gusmão (1990,1994) explica que, em uma estimativa convencional de recalques, o valor CV medido deve ser sempre menor que o valor de CV estimado ($CV_{med} < CV_{est}$), independentemente da representatividade do modelo de tensão deformação adotado para o terreno de fundação.

4. METODOLOGIA

4.1. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO

Nessa pesquisa, foi estudado o edifício residencial Irineu Catão, localizado no bairro do Bessa, na cidade de João Pessoa-PB. O mesmo possui estrutura em concreto armado convencional com fundações em sapatas situadas a 2 m de profundidade e utiliza no fechamento alvenaria de tijolos cerâmicos. Construído sobre pilotis com 9 pavimentos, sua área em planta é de cerca de 230 m².

Nas medições de recalque feitas por Lucena (2003) foram monitorados 12 dos 16 pilares que compõem a lâmina principal, desde o início da obra até a fase de conclusão da alvenaria. A Tabela 8 apresenta as informações relativas às dimensões dos pilares e sapatas, bem como os valores das cargas de projeto. Além dos quatro pilares da lâmina principal, que não foram monitorados devido às dificuldades advindas de sua localização, haviam outros 11 pilares de menor dimensão nas divisas do terreno. Na Figura 13 é apresentada a planta de locação dos pilares e sapatas.

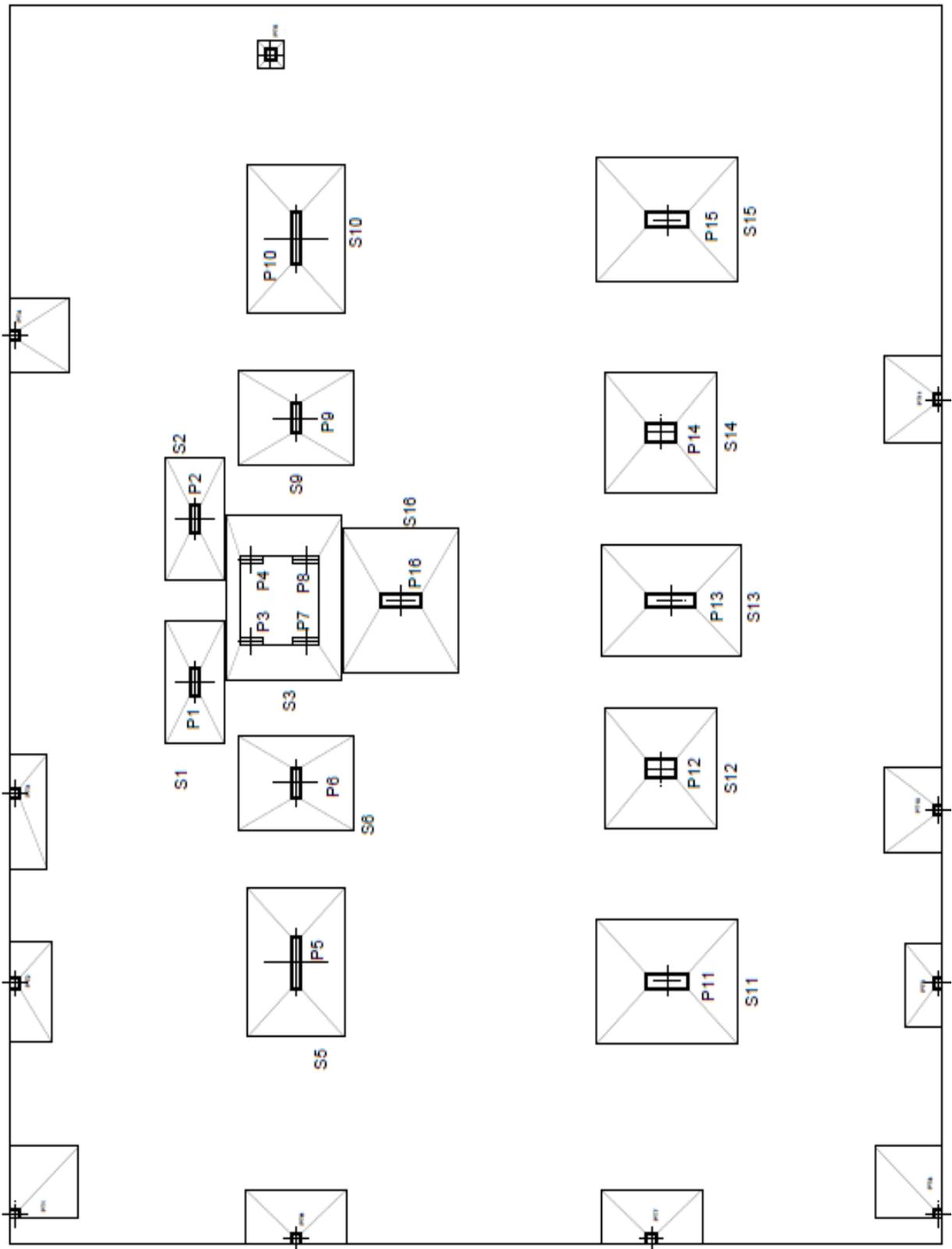
Tabela 8 – Dimensões de pilares e sapatas e cargas totais

Pilar	Sapata	Carga Total de Projeto (kN)	Dimensões dos Pilares (m x m)	Dimensões das sapatas (m x m)
P1	S1	930,8	0,20 x 0,60	1,50 x 3,00
P2	S2	971,9	0,20 x 0,60	1,50 x 3,00
P3*	S3	664,8	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
P4*	S3	659,3	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
P5	S5	2166,0	0,20 x 0,70	2,50 x 3,60
P6	S6	1581,0	0,20 x 0,70	2,30 x 3,00
P7*	S3	849,6	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
P8*	S3	849,2	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
P9	S9	1589,0	0,20 x 0,70	2,30 x 3,00
P10	S10	1948,5	0,20 x 0,70	2,50 x 3,60
P11	S11	2544,2	0,20 x 0,70	3,00 x 3,60
P12	S12	1981,6	0,30 x 0,60	2,90 x 2,90
P13	S13	2328,0	0,20 x 1,00	2,70 x 3,60
P14	S14	1983,0	0,30 x 0,80	2,90 x 2,90
P15	S15	2258,8	0,20 x 0,70	3,00 x 3,60
P16	S16	2438,2	1,00 x 0,30	3,50 x 3,00

* Pilares que não foram monitorados

Fonte: Adaptado de Lucena (2003)

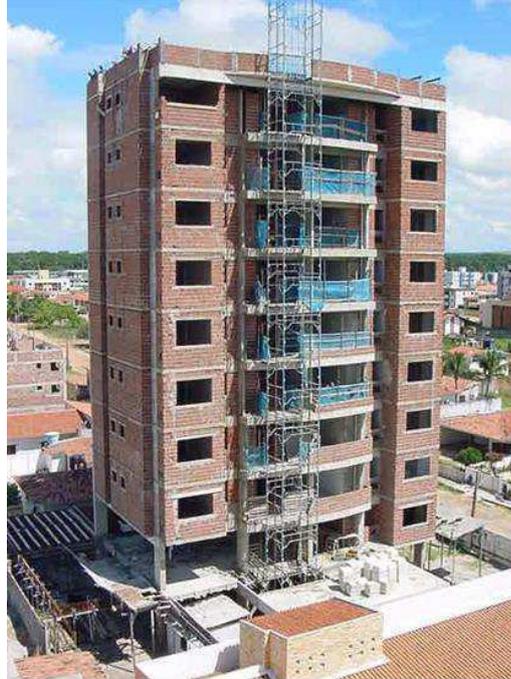
Figura 13 – Planta de Localização dos pilares e sapatas



Fonte: Lucena (2003)

A Figura 14 mostra o edifício na etapa de finalização das alvenarias, quando foram realizadas as últimas medições de recalques.

Figura 14 – Fase de conclusão das alvenarias



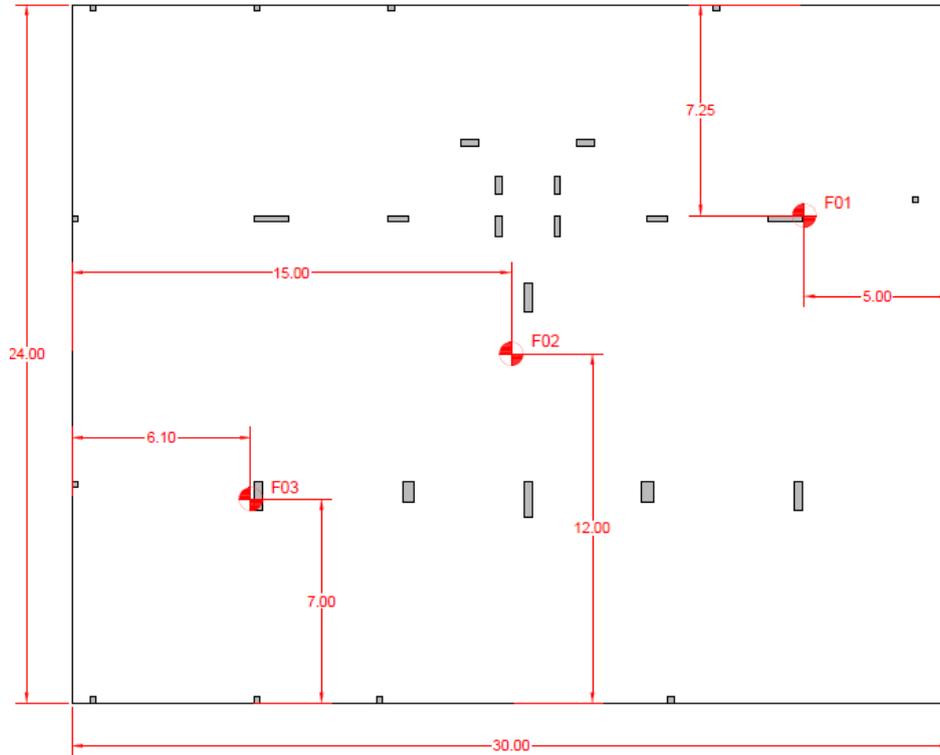
Fonte: Lucena (2003)

4.2. CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Para a análise do solo de fundação, foram realizados três furos de sondagens de simples reconhecimento, de acordo com a NBR 6484:2001 (Anexo A) cuja localização em planta seguiu o apresentado na Figura 15. O perfil geotécnico do solo, obtido pelos relatórios de sondagem SPT, está representado na Figura 16. O subsolo é composto por três camadas, sendo duas de solo arenoso mediadas por uma extensa faixa de silte. O horizonte arenoso inicial, que se estende até cerca de 7,0 m de profundidade, é subdividido em duas frações de granulometria (fina e média), sendo que a primeira se encontra na região mais superficial, variando de fofa a medianamente compacta e a segunda varia de medianamente compacta a compacta, com N_{SPT} de 36 na profundidade de 6,0 m.

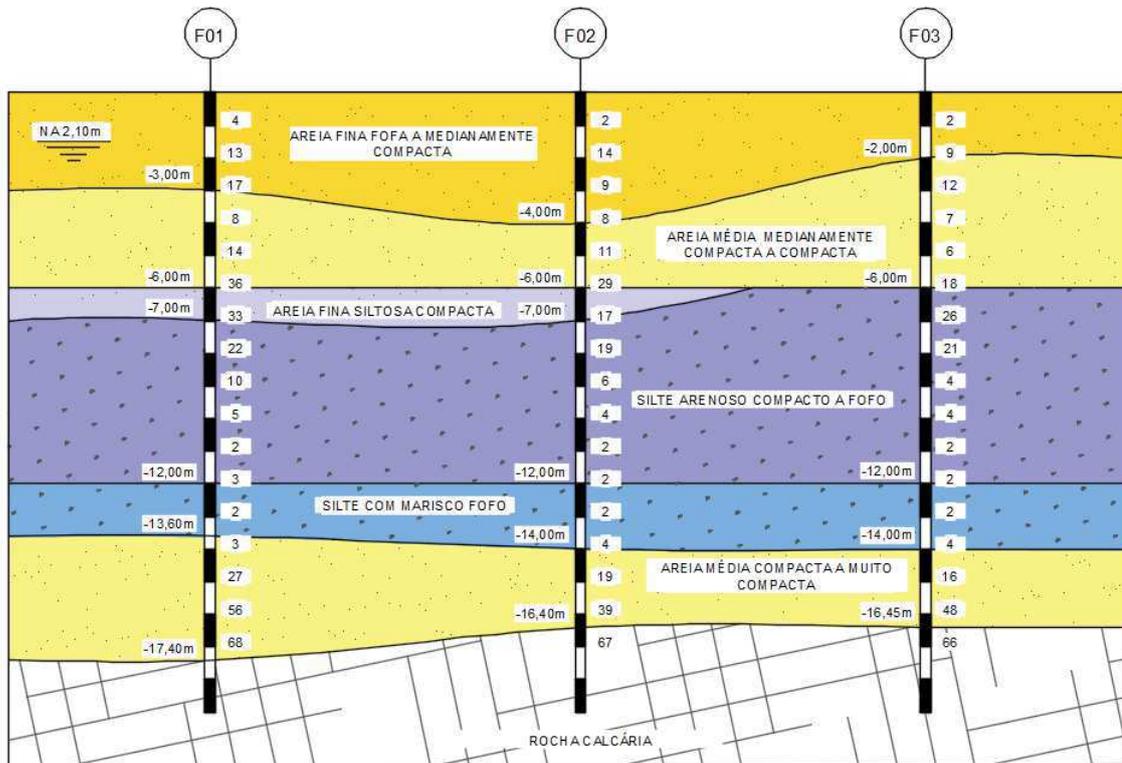
Em parte do terreno, no limite entre as camadas de areia e silte, há uma estreita faixa de areia siltosa compacta. A primeira camada de silte, com cerca de 5,0 m de extensão, reduz sua compactidade significativamente com a profundidade, apresentando N_{SPT} de 2 em seu limite inferior. Em seguida, até a profundidade de 14,0 m, há outra camada de silte fofo, que apresenta matéria orgânica animal (mariscos) em sua composição. Por fim, há um horizonte de areia muito compacta, até que se atinge o impenetrável (rocha calcária).

Figura 15 – Planta de localização dos furos de sondagem



Fonte: Adaptado de Lucena (2003)

Figura 16 – Perfil geotécnico de sondagem



Fonte: Autor (2018)

4.3. MONITORAMENTO DOS RECALQUES

A metodologia usada por Lucena (2003) para o monitoramento dos recalques foi a de topografia de precisão com emprego de nível ótico e pinos metálicos acoplados aos pilares. Segundo Lucena (2003), o nível ótico topográfico possui vantagens em relação a outros equipamentos de leitura, como o nível de Terzaghi, em virtude de seu fácil manuseio e da sensibilidade considerável. Além dos pinos e do nível, foram utilizados nesse processo: parafusos, mira e referência de nível (RN).

À priori, realizava-se a perfuração dos pilares para a instalação de buchas nas quais os parafusos de aço, com 1 cm de diâmetro e 8 cm de comprimento (Figura 17), eram fixados por meio de rosca (Figura 18). Quando se desejava realizar a medição de recalque, retirava-se o parafuso e fazia-se a instalação do pino, de mesmo diâmetro e com 10 cm de comprimento (Figura 17), em seu lugar (Figura 19).

Figura 17 – Parafuso (esquerda) e pino (direita)



Fonte: Lucena (2003)

Figura 18 – Parafuso instalado no pilar



Fonte: Lucena (2003)

Figura 19 – Instalação do pino

Fonte: Lucena (2003)

O nível ótico utilizado foi o Pentax, modelo AL – 240, n° 423.961 (Figura 20) e a mira era de alumínio, com 1 m de comprimento, da marca Miratec (Figura 21). Para a referência de nível, foram construídos dois blocos com base de 40 cm x 40 cm e 60 cm de altura, sendo 30 cm abaixo do nível do terreno, que possuíam um tubo de concreto de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro em seu topo e estavam suficientemente afastados da zona sujeita a tensões (Figura 22).

Figura 20 – Nível ótico

Fonte: Lucena (2003)

Figura 21 – Mira

Fonte: Lucena (2003)

Figura 22 – Referência de nível (RN)

Fonte: Lucena (2003)

Com todos os equipamentos instalados, em cada campanha de medição eram determinadas as cotas de todos os pinos instalados nos pilares do pavimento térreo, por meio da leitura da mira com o nível ótico e tomando como base na cota do RN, a qual permanecia fixa em função da rigidez do bloco e de sua localização no terreno. Após as medições, determinavam-se os recalques parciais de cada pilar com base na variação de sua cota em relação à leitura na primeira medição.

4.4. ESTIMATIVAS DE CARGA

Durante o período de monitoramento dos recalques, foi possível realizar uma estimativa da evolução do carregamento atuante nas fundações. Para isso, tomou-se como base a distribuição de cargas proposta por Gusmão e Calado Jr. (2002 apud LUCENA et al, 2004), apresentada na Tabela 9. As cargas foram estimadas exclusivamente para o período da medição de recalques, levando em consideração os quantitativos da obra e a quantidade de serviços concluídos em cada etapa, conforme mostra a Tabela 10. A Tabela 11 apresenta a evolução das cargas em cada pilar em função dos dias monitorados.

Tabela 9 – Distribuição de cargas na estrutura

Tipo	Carregamento Parcial (%)
Estrutura de concreto armado	40,0
Alvenarias	20,0
Revestimento externo	7,5
Revestimento interno	7,5
Pisos	10,0
Sobrecargas	15,0
Total	100,0

Fonte: Gusmão e Calado Jr. (2002, apud LUCENA et al, 2004)

Tabela 10 – Etapas da obra: Edifício Irineu Catão

Data da medição	Número de dias	% Carga total	Etapas da obra
25/10/02	0	1,6	Pilares do térreo concretados
25/11/02	31	4,0	1º pavimento concretado
12/12/02	48	8,0	2º pavimento concretado
16/01/03	83	13,0	3º pavimento concretado, início das alvenarias no 2º pavimento
01/02/03	99	19,0	4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento
15/02/03	113	25,0	5º pavimento concretado, alvenarias no 4º pavimento
08/03/03	134	31,0	6º pavimento concretado, alvenarias no 5º pavimento
01/04/03	158	36,0	7º pavimento concretado, alvenarias no 5º pavimento
19/04/03	176	42,0	8º pavimento concretado, alvenarias no 6º pavimento
19/05/03	207	44,0	9º pavimento concretado, alvenarias no 7º pavimento
15/08/03	295	59,0	Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento

Fonte: Lucena (2003)

Tabela 11 – Evolução das cargas dos pilares durante a construção

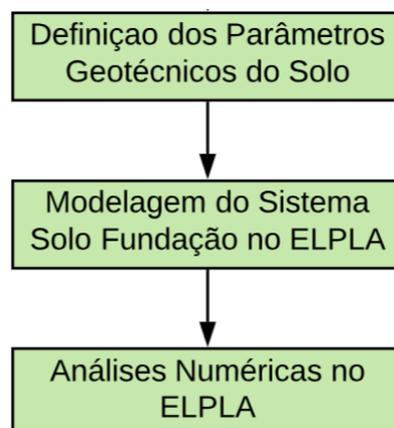
Dia Pilar	Cargas (kN)										
	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295
P1	14,9	37,2	74,5	121,0	176,9	232,7	288,5	335,1	390,9	409,6	549,2
P2	15,6	38,9	77,8	126,3	184,7	243,0	301,3	349,9	408,2	427,6	573,4
P3	10,6	26,6	53,2	86,4	126,3	166,2	206,1	239,3	279,2	292,5	392,2
P4	10,5	26,4	52,7	85,7	125,3	164,8	204,4	237,3	276,9	290,1	389,0
P5	34,7	86,6	173,3	281,6	411,5	541,5	671,5	779,8	909,7	953,3	1277,9
P6	25,3	63,2	126,5	205,5	300,4	395,3	490,1	569,2	664,0	695,6	932,8
P7	13,6	34,0	68,0	110,4	161,4	212,4	263,4	305,9	356,8	373,8	501,3
P8	13,6	34,0	67,9	110,4	161,3	212,3	263,3	305,7	356,7	373,6	501,0
P9	25,4	63,6	127,1	206,6	301,9	397,3	492,6	572,0	667,4	699,2	937,5
P10	31,2	77,9	155,9	253,3	370,2	487,1	604,0	701,5	818,4	857,3	1149,6
P11	40,7	101,8	203,5	330,7	483,4	636,1	788,7	915,9	1068,6	1119,4	1501,1
P12	31,7	79,3	158,5	257,6	376,5	495,4	614,3	713,4	832,3	871,9	1169,1
P13	37,2	93,1	186,2	302,6	442,3	582,0	721,7	838,1	977,8	1024,3	1373,5
P14	31,7	79,3	158,6	257,8	376,8	495,8	614,7	713,9	832,9	872,5	1170,0
P15	36,1	90,4	180,7	293,6	429,2	564,7	700,2	813,2	948,7	993,9	1332,7
P16	39,0	97,5	195,1	317,0	463,6	609,6	755,8	877,8	1024,0	1072,8	1438,5

Fonte: Autor (2018)

4.5. MODELO NUMÉRICO

Os procedimentos usados nessa pesquisa para modelagem do sistema solo fundação no software ELPLA serão descritos nesse tópico, e estão apresentados no fluxograma da Figura 23.

Figura 23 – Fluxograma de modelagem

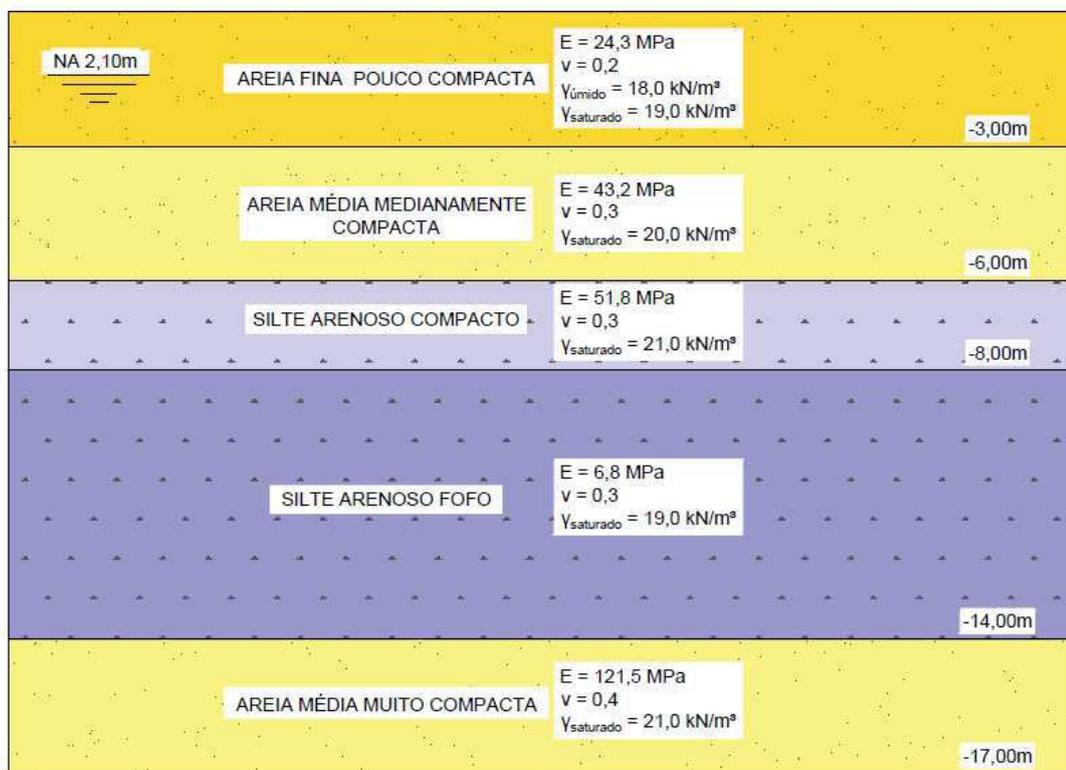


Fonte: Autor (2018)

4.5.1. Determinação dos Parâmetros Geotécnicos do Solo

A partir do perfil geotécnico de sondagem apresentado na Figura 16, definiu-se um perfil simplificado com cinco camadas de solo de espessura uniforme, conforme se pode visualizar na Figura 24. Na estimativa dos módulos de deformabilidade, foi utilizada a Equação 12 e a Tabela 3, apresentadas na seção 3.3.6, e o valor do N_{spt} médio de cada camada. Por sua vez, o coeficiente de Poisson e o peso específico foram determinados por meio das Tabelas 4 e 6, respectivamente. A Tabela 12 apresenta os parâmetros geotécnicos estimados para cada camada.

Figura 24 – Perfil geotécnico simplificado



Fonte: Autor (2018)

Tabela 12 – Propriedades geotécnicas do solo

Profundidade (m)	N_{spt} (médio)	Tipo de Solo	Compacidade	E (MPa)	ν	$\gamma_{úmido}$ (kN/m ³)	$\gamma_{saturado}$ (kN/m ³)
0,0 a 3,0	9	Areia fina	Pouco compacto	24,3	0,2	18	19
3,0 a 6,0	16	Areia média	Medianamente compacto	43,2	0,3	19	20
6,0 a 8,0	23	Silte arenoso	Compacto	51,8	0,3	20	21
8,0 a 14,0	3	Silte arenoso	Fofo	6,8	0,3	18	19
14,0 a 17,0	45	Areia média	Muito compacto	121,5	0,4	20	21

Fonte: Autor (2018)

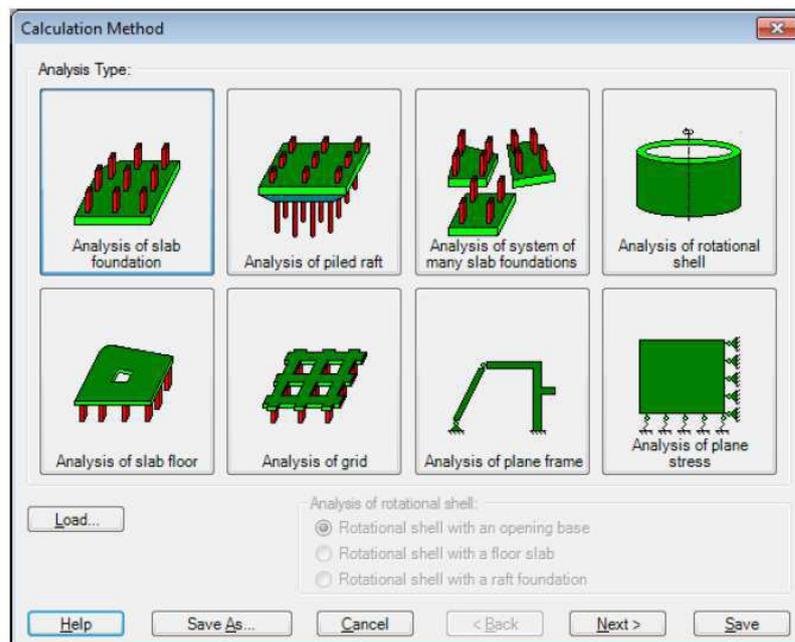
4.5.2. Modelagem do Sistema Solo-Fundação no ELPLA

Após a definição dos carregamentos e das propriedades do solo, iniciou-se, de fato, a modelagem no software ELPLA. Como foi explicado na seção 3.3.5, o programa requer em suas análises a definição de uma série de condições. Abaixo, estão descritos os parâmetros adotados nesse procedimento.

a) Tipo de Análise:

Nessa etapa é definido o tipo de fundação que será estudado, conforme as opções fornecidas pelo software (Figura 25). Para essa pesquisa foram adotados dois tipos de análise: fundação em placa isolada (slab foundation) e sistema de fundações em placa (system of many slab foundations). No primeiro caso, cada sapata foi analisada sem a influência das sapatas adjacentes, enquanto que no segundo caso, avaliou-se todo o sistema de fundação.

Figura 25 – Tipo de análise



Fonte: ELPLA 11

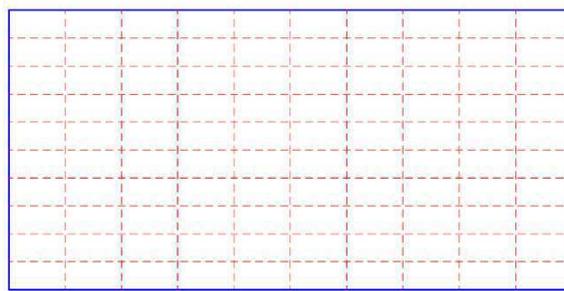
b) Método de Cálculo:

Dentre os modelos fornecidos pelo software para simulação do comportamento solo-fundação, foi adotado nesse trabalho o método 8, que considera as sapatas como sendo fundações rígidas apoiadas sobre solo compressível. A escolha desse modelo se deve ao fato de as sapatas serem elementos de fundação com dimensões relativamente pequenas.

c) Malha de Elementos Finitos:

Como todas as sapatas analisadas apresentam uma geometria simples (retangular), com pequenas dimensões e estão submetidas apenas a carregamentos pontuais, pôde-se adotar, em todos os casos, uma malha de elementos finitos bastante simples, composta por 100 elementos retangulares planos, conforme o exemplo apresentado na Figura 26.

Figura 26 – Malha de Elementos Finitos



Fonte: Autor (2018)

d) Propriedades dos Solo:

As propriedades do solo para a modelagem são o módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson e peso específico. Além disso, foram definidas as profundidades de cada camada e a cota do nível de água. Todas as informações referentes a esses parâmetros estão dispostas no item 4.5.1.

e) Profundidade Limite:

No ELPLA é possível limitar a profundidade do solo que será considerada no cálculo dos recalques a partir do critério da profundidade limite (*limit depth*), que segue um conceito similar ao do bulbo de tensões, representando o nível no maciço onde os acréscimos de tensões não provocam recalques significantes. No entanto a determinação da profundidade limite (z_g) segue uma metodologia diferente. Assim, ela é definida como um nível, abaixo da superfície do solo, onde os acréscimos de tensões devido as fundações (σ_U) atingem uma parcela (ξ) da tensão efetiva do solo (σ_V), conforme a Equação 20.

$$\sigma_U = \xi \sigma_V \quad (20)$$

Onde,

$\sigma_U = \sigma_E + \sigma_D$: Tensão devido ao conjunto de fundações;

σ_E : Tensão devido a carga da fundação analisada;

σ_D : Tensão devido às fundações adjacentes;

σ_V : Tensão efetiva do solo.

Com relação ao valor de ξ , o software apresenta um coeficiente padrão ($\xi = 0,2$) determinado pela norma alemã DIN 4019. Assim, nesta pesquisa adotou-se esse valor bem como determinou-se que as profundidades limites de cada sapatas fossem calculadas com base nas tensões abaixo dos seus respectivos centros e as interações fossem realizadas a cada 0,5 m de profundidade.

f) Propriedades da Fundação:

As propriedades da placa de fundação são basicamente: espessura, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e peso específico. As espessuras foram definidas pelo projeto de fundação e os demais parâmetros estão dispostos na Tabela 13. Adotou-se $\gamma_c = 0$, para desconsiderar o efeito do peso próprio das fundações. Como as fundações foram executadas em concreto armado com $f_{ck} = 15$ MPa, definiu-se o módulo de elasticidade por meio da Equação 21, proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 13 – Propriedades da fundação

Módulo de Elasticidade (E)	22,0 GPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,25
Peso Específico (γ_c)	0*

*O peso próprio foi desconsiderado

Fonte: Autor (2018)

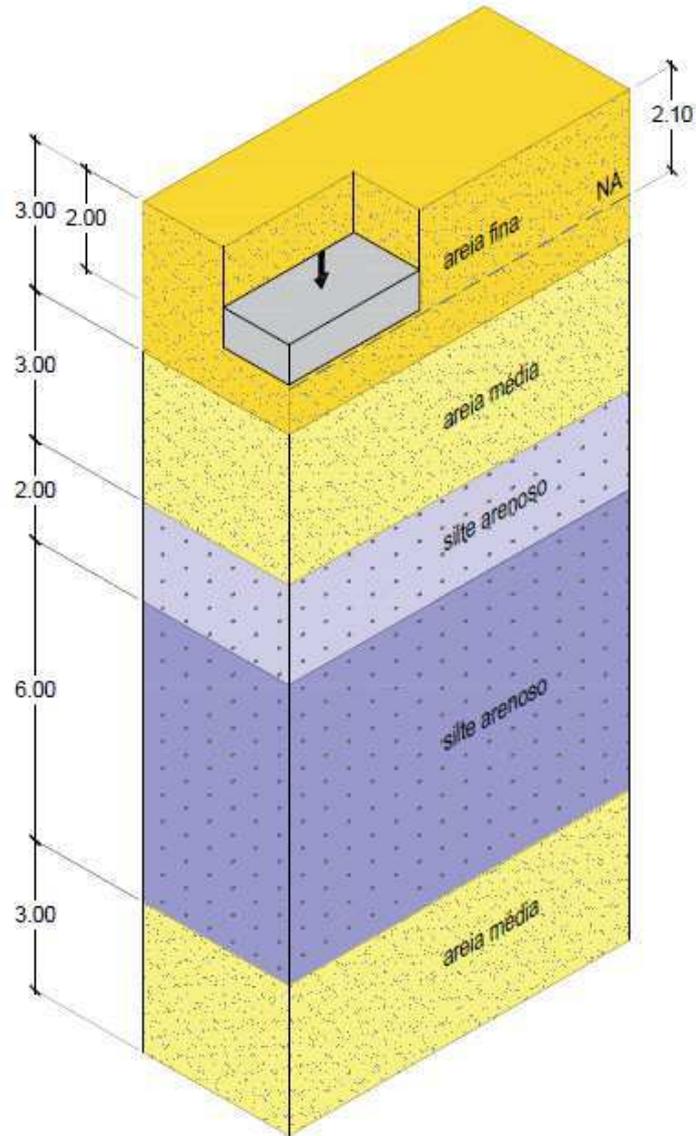
$$E = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (MPa) \quad (21)$$

g) Cargas:

Por fim, foram definidos os carregamentos atuantes nas fundações e seu posicionamento. Os valores de carga foram estabelecidos para cada período de tempo com base nas estimativas apresentadas na Tabela 11 da seção 4.4. Por sua vez, o posicionamento das cargas, aqui adotadas como pontuais, foi definido com base no projeto de fundações.

A Figura 27 traz uma representação esquemática do sistema solo-fundação modelado.

Figura 27 – Sistema solo-fundação



Fonte: Autor (2018)

5. RESULTADOS

Este capítulo apresenta a análise conjunta dos resultados obtidos por Lucena (2003), a partir do monitoramento dos recalques ao longo da construção, e por meio da previsão de recalques resultante dos modelos numéricos solo-fundação, sob as hipóteses de sapatas isoladas e sistema de fundação, realizados no software ELPLA. São avaliados diversos aspectos referentes aos recalques absolutos, recalques diferenciais, distorções angulares e velocidade de recalque, com enfoque nos efeitos da interação solo-estrutura na uniformização desses parâmetros.

5.1. MEDIÇÕES DE RECALQUE E MODELO NUMÉRICO

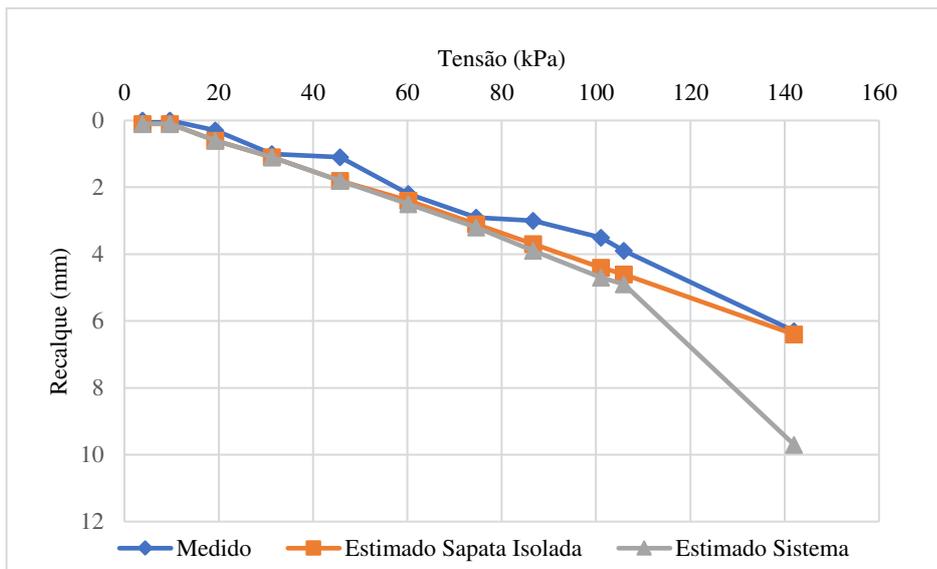
Por meio do monitoramento de recalques e das modelagens numéricas, foram determinados os recalques imediatos dos pilares, para cada uma das etapas de medição (Apêndice A). É importante salientar que, para efeito de comparação, os recalques dos pilares não monitorados (P3, P4, P7 e P8) foram desconsiderados no cálculo dos recalques médios estimados.

Com o cálculo das tensões de contato nas sapatas em cada dia de monitoramento (Apêndice B), determinaram-se suas respectivas curvas de tensão x recalque (Apêndice C). Par fins de análise representativa, foram escolhidas três sapatas localizadas em diferentes regiões da edificação. As Figuras 28 e 29 apresentam as curvas referentes às sapatas S5 (pilar 5) e S6 (pilar 6), respectivamente, que estão localizadas nas bordas de um pórtico da edificação, sendo que a S6 está mais próxima do centro. Já a Figura 30 apresenta o comportamento tensão x recalque da sapata S16 (pilar 16), localizada na região central da estrutura.

A análise da curva tensão x recalque apresentada na Figura 28 indica que os dois modelos apresentam recalques próximos aos medidos até valores de tensão da ordem de 100 kPa. Essa proximidade indica, de forma geral, a boa representatividade dos modelos adotados, bem como das estimativas das cargas atuantes e dos parâmetros de deformabilidade do solo. Entretanto, nota-se que, para valores de tensão superiores a 100 kPa, ocorre um aumento muito significativo nos recalques estimados pelo modelo do sistema de fundação. Tal fato, como visto na seção 3.3.8, pode estar associado a ocorrência de tensões superiores à metade da capacidade de suporte do solo, devido aos acréscimos de tensão provocados pelas sapatas adjacentes.

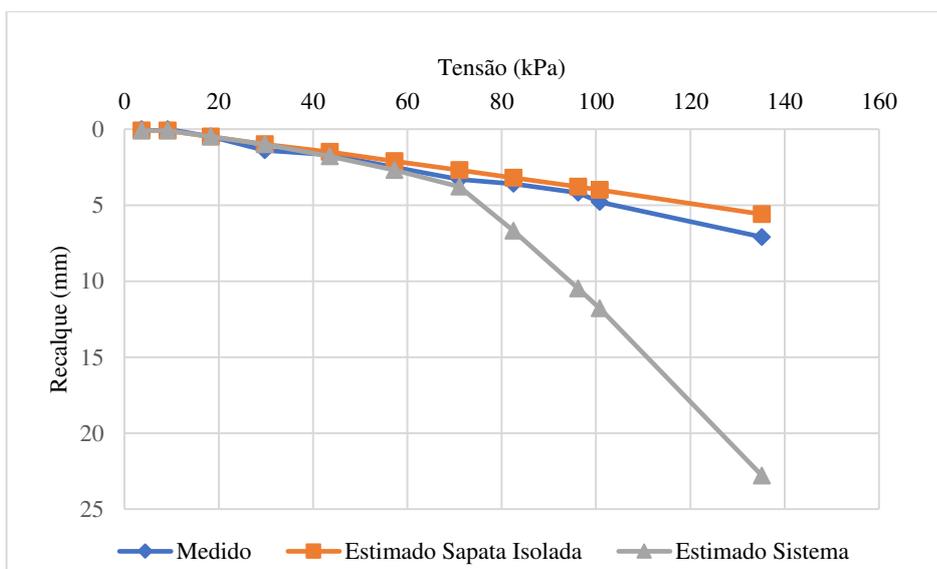
Também é importante observar que, apesar das estimativas se apresentarem próximas dos valores medidos até tensões da ordem 100 kPa, ambas apresentam recalques maiores que os medidos. Esse comportamento pode indicar que o pilar 5 sofreu um alívio de carga em decorrência da interação solo-estrutura, tendo em vista que, embora o mesmo se localize na região mais periférica do pórtico, sua carga é superior à de pilares mais próximos do centro, como o pilar 6.

Figura 28 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 5



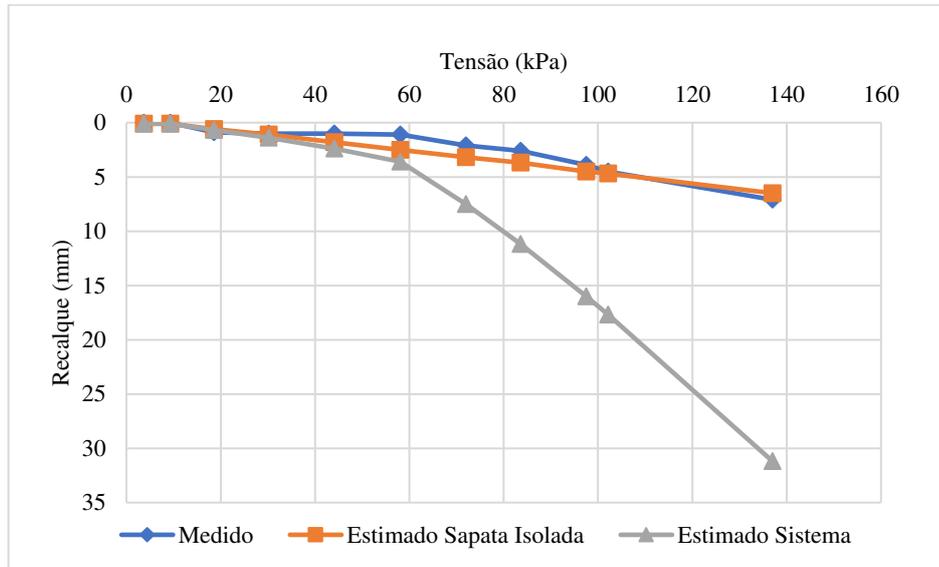
Fonte: Autor (2018)

Figura 29 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 6



Fonte: Autor (2018)

Figura 30 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 16



Fonte: Autor (2018)

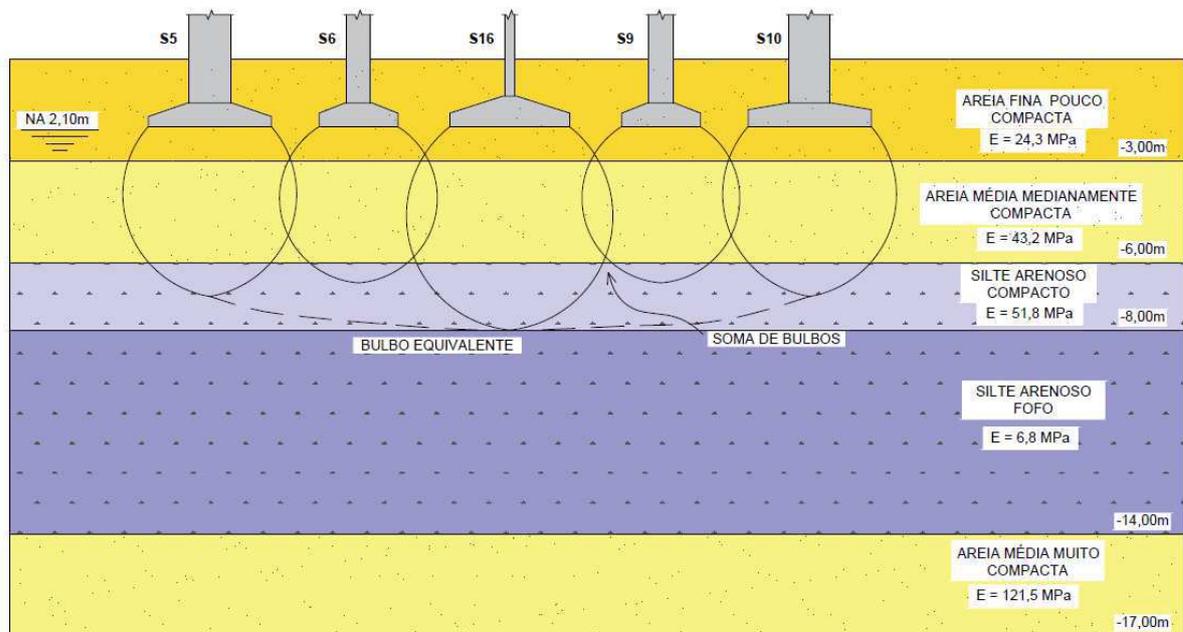
Pôde-se observar na análise das curvas tensão x recalque indicadas nas Figuras 29 e 30 que as sapatas 6 e 16 apresentaram comportamento similar ao observado na sapata 5. Para tensões até 60 kPa os recalques obtidos nos modelos numéricos e os medidos foram próximos. Após esta tensão, a curva do sistema de fundação sofre um desvio significativo em relação às demais. É importante observar que, na sapata 6 esse desvio ocorre para uma tensão de aproximadamente 70 kPa (Figura 29), que é menor do que o apresentado pela sapata 5 (100 kPa), como visto na Figura 28. Já na sapata 16 (Figura 30), o mesmo comportamento ocorre para tensões ainda menores, próximos a 60 kPa. Assim, torna-se evidente que esses desvios estão associados à interação entre as sapatas vizinhas, com relação aos acréscimos de tensão, que é mais significativa nas regiões centrais da edificação.

Na análise referente ao sistema de fundação, é possível perceber que, mesmo com o aumento significativo dos recalques após o desvio das curvas, elas ainda apresentaram um comportamento linear, entretanto com maior inclinação. Assim, é possível que o aumento nos recalques esteja associado à uma variação brusca no módulo de deformabilidade do solo. Como visto na seção 4.5.2, o cálculo dos recalques no ELPLA está associado ao critério da profundidade limite que, diferentemente da profundidade dos bulbos de tensões, pode variar em função da influência de fundações vizinhas. Na Figura 31 estão representados os bulbos de tensões das sapatas 5, 6, 9, 10 e 16, bem como o perfil simplificado adotado na modelagem.

Observa-se na Figura 31 que, devido à proximidade entre as sapatas, ocorrem interseções entre os bulbos, que acarretam em zonas de acréscimo de tensão. No entanto, percebe-se que os acréscimos provocados pelos bulbos menores não provocam um aumento

na profundidade dos maiores. Nota-se, também, que o bulbo da sapata 16 tem uma profundidade de 6,0 m ($B = 3,0$ m) e, como todas as sapatas têm suas bases posicionadas à 2,0 m de profundidade, o mesmo atinge a cota -8,0 m, correspondente ao final da camada de silte arenoso compacto.

Figura 31 – Bulbos de tensões das sapatas 5, 6, 9, 10 e 16



Fonte: Autor (2018)

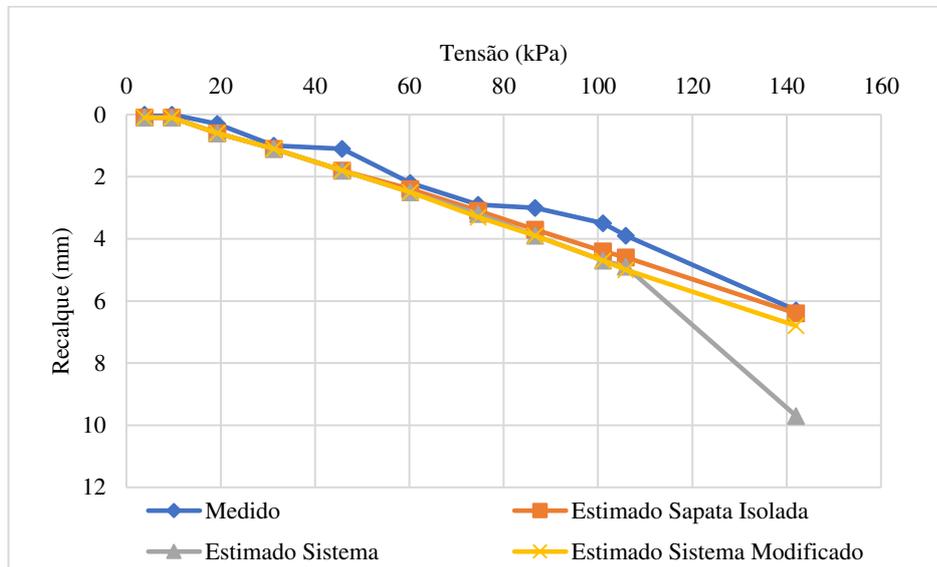
Com base nas dimensões das sapatas, apresentadas na Tabela 8 do Capítulo 4, verifica-se que os bulbos de tensão mais profundos são os das sapatas 3 e 16, ambos atingindo a cota -8,0 m. Sendo assim, a camada de silte arenoso fofo pode não ter influência nos recalques das sapatas, podendo assim, juntamente com a camada abaixo da mesma, ser desconsiderada no modelo.

A partir desta análise foi realizada um novo modelo de sistema de fundação, ainda com o critério da profundidade limite, porém considerando o solo apenas com as três camadas iniciais, ou seja, até a profundidade máxima dos bulbos de tensão (-8,0 m). Para fins de comparação, são apresentadas nas Figuras 32, 33 e 34 as curvas de recalque medidos e estimados, em função da tensão, para as três sapatas analisadas anteriormente (S5, S6 e S16).

À priori, analisando o comportamento destas sapatas, pode-se observar que o modelo do sistema de fundação modificado apresenta um comportamento tensão x recalque similar ao dos recalques medidos e estimados pelo modelo de sapata isolada, independentemente da magnitude da tensão aplicada. Tal observação evidencia que os aumentos nos recalques no

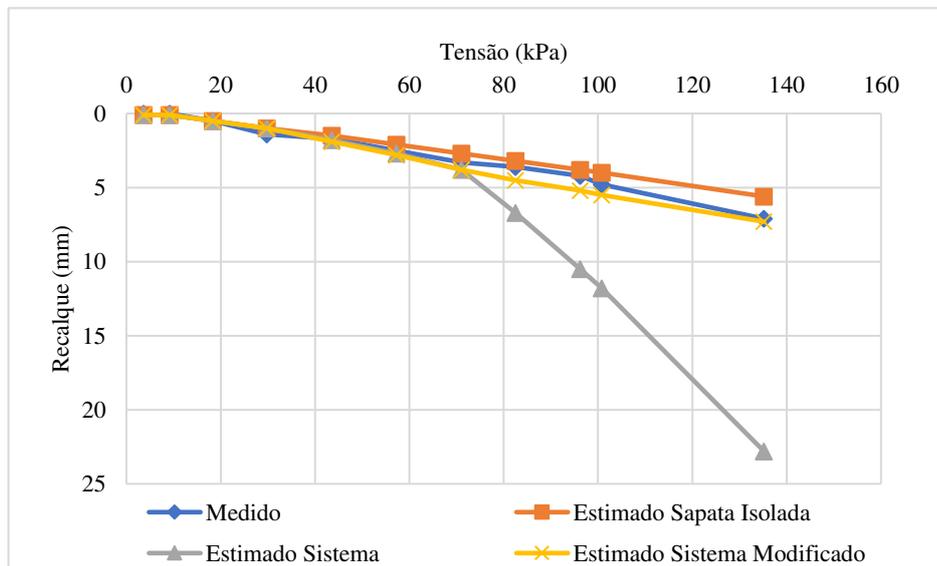
modelo de sistema de fundação foram relacionados à camada de silte arenoso fofo por meio do critério de profundidade limite utilizado pelo software.

Figura 32 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 5 (após modificação)



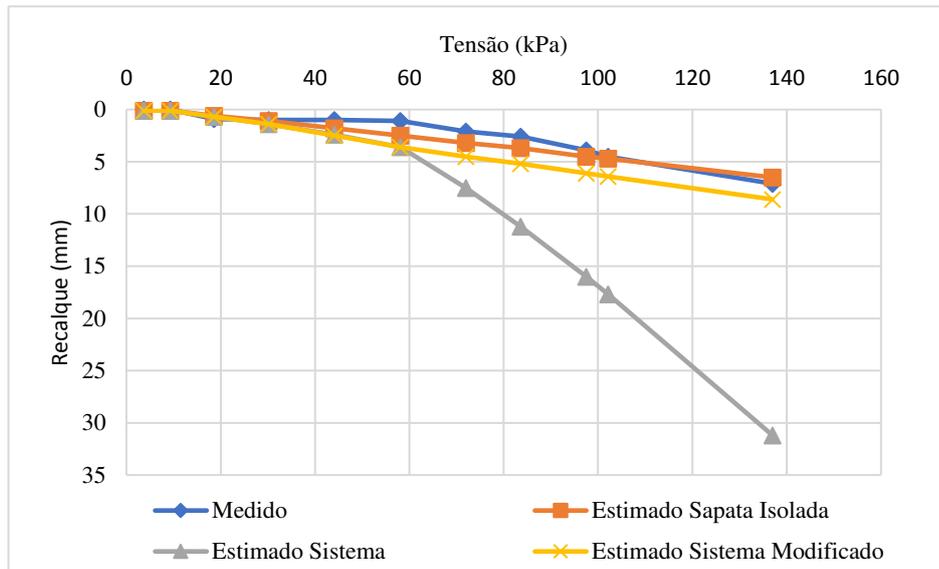
Fonte: Autor (2018)

Figura 33 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 6 (após modificação)



Fonte: Autor (2018)

Figura 34 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 16 (após modificação)



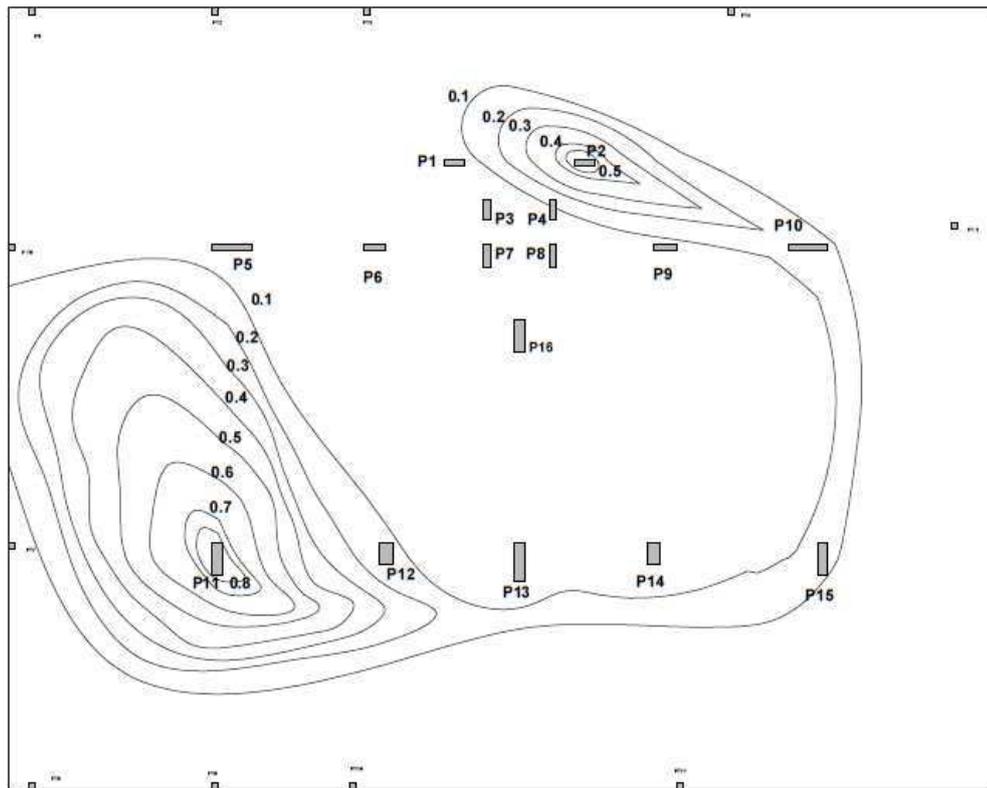
Fonte: Autor (2018)

Observando as curvas de tensão x recalque para os modelos de sapata isolada e sistema modificado, percebe-se que a diferença entre os recalques aumenta conforme o aumento da tensão e é mais evidente para as sapatas centrais, o que, está relacionado aos acréscimos de tensão provocados pelas sapatas vizinhas. Percebe-se também, que as sapatas submetidas a maiores cargas (S5 e S16) apresentam recalques medidos mais próximos dos estimados pelo modelo de sapata isolada, enquanto que a sapata 6, de menor carga, tem seus recalques mais próximos do modelo de sistema modificado. Esse comportamento indica a influência dos efeitos de alívio e sobrecarga, característicos da interação solo-estrutura.

A partir dos recalques medidos e estimados para cada pilar, foram traçadas curvas de iso-recalque para as etapas correspondentes a 2ª (Figuras 35 e 36), a 5ª (Figuras 37 a 40) e a 11ª medição (Figuras 41 a 44). Essas etapas representam, respectivamente, a fase inicial, a fase intermediária e o final das medições.

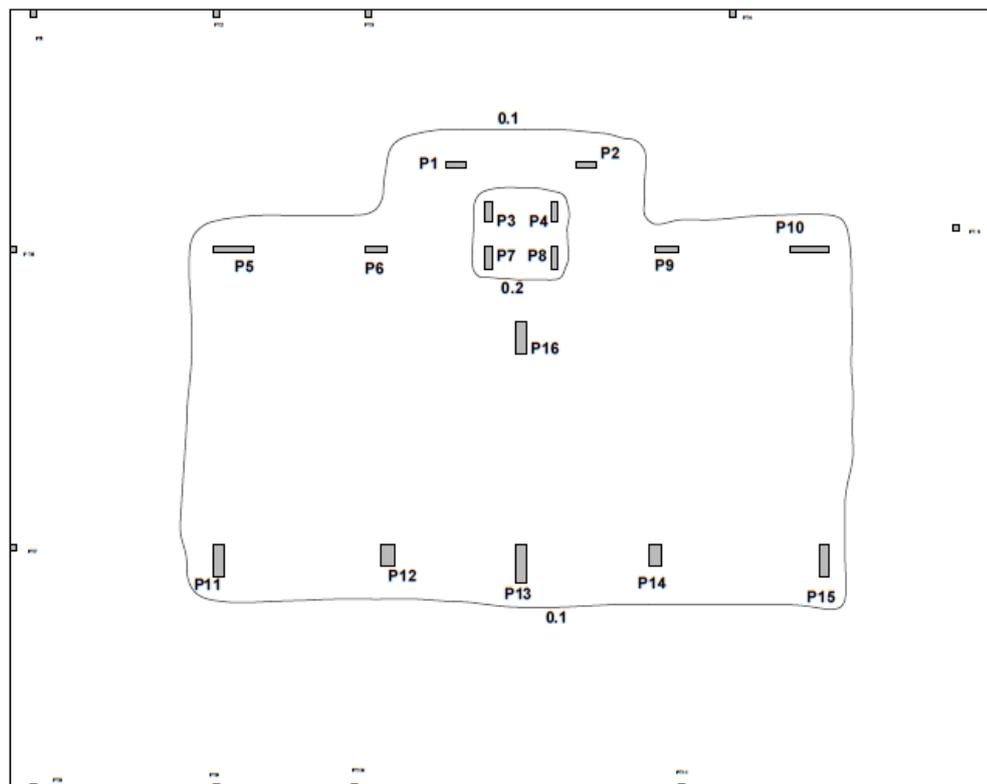
Observa-se na Figura 35 que, no início da construção, com a concretagem do primeiro pavimento, ocorrem recalques bastante irregulares, com a formação de bacias de recalque nos pilares 2 e 11. Portanto, percebe-se que a rigidez da estrutura nessa fase não é suficiente para uniformizar os recalques.

Figura 35 – Curvas de iso-recalques medidos (mm) para a 2ª medição (1º pavimento concretado)



Fonte: Autor (2018)

Figura 36 – Curvas de iso-recalques estimados nas três modelagens (mm) para a 2ª medição (1º pavimento concretado)

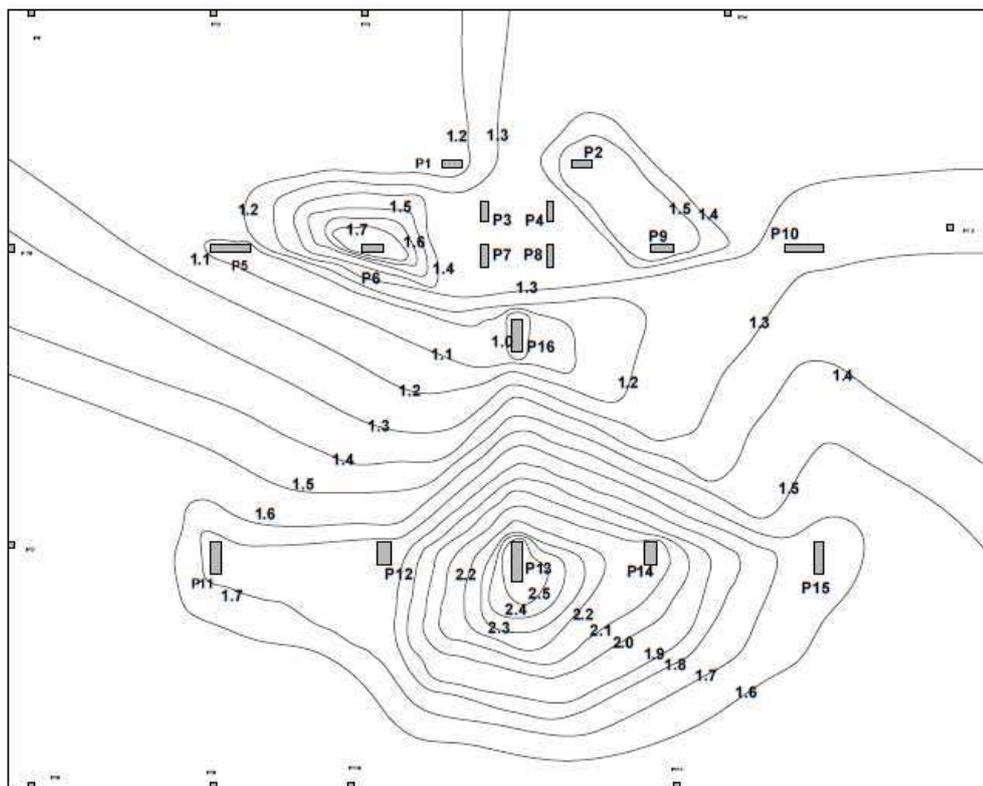


Fonte: Autor (2018)

Na Figura 36, que apresenta as curvas de iso-recalques estimados da 2ª medição, observa-se que todos os modelos apresentaram recalques bastante uniformes e de baixa magnitude (0,1 mm). Além disso, há também a formação de uma bacia de recalques (0,2 mm) na região dos pilares P3, P4, P7 e P8, que não foram monitorados e correspondem a sapata S3.

Na quinta medição, o comportamento dos recalques medidos é bastante semelhante ao observado no último dia, apresentando uma tendência de desaprumo do edifício em direção ao pórtico composto pelos pilares 11 a 15, como pode ser visto nas Figuras 37 e 41. Entretanto, nessa fase, ainda se observa uma concentração significativa de recalque no pilar 13, em relação aos demais pilares desse pórtico. É possível supor que a influência das sapatas adjacentes nesse pilar central é superior ao efeito de uniformização da interação solo-estrutura, devido à baixa rigidez nessa região (pilares mais distantes).

Figura 37 – Curvas de iso-recalques medidos (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)

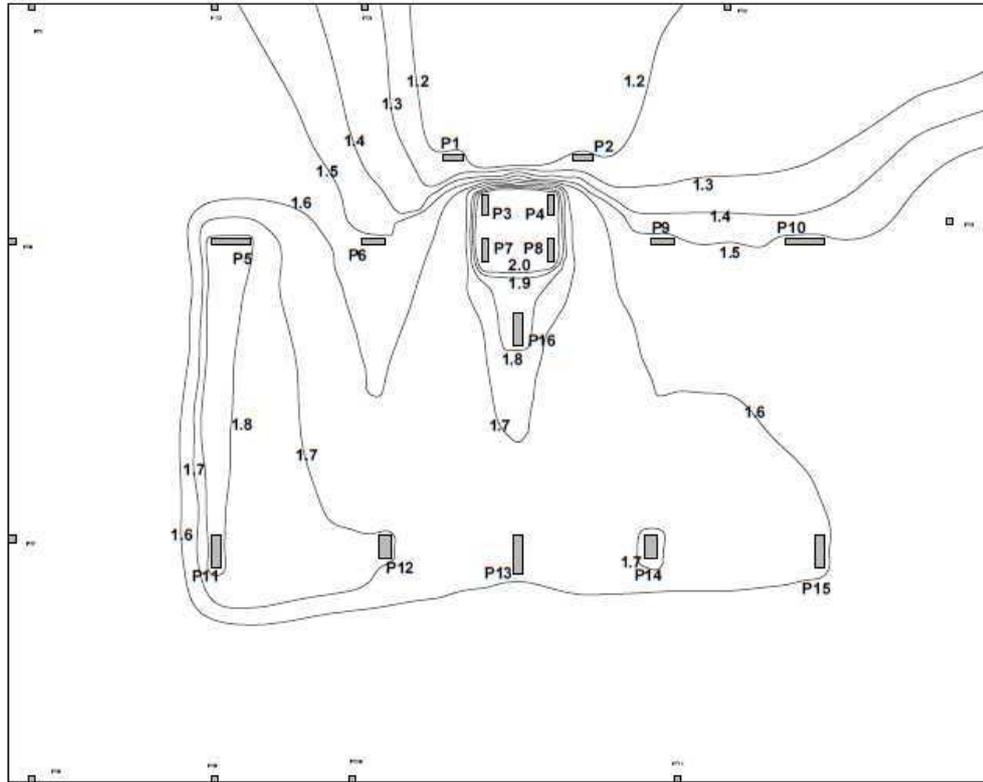


Fonte: Autor (2018)

Em virtude da adoção de um perfil geotécnico simplificado para o terreno, que confere rigidez uniforme ao solo, os recalques estimados para o modelo de sapata isolada são proporcionais as tensões aplicadas por cada sapata. Analisando, portanto, o pórtico anteriormente citado (P11 a P15) com a iso-curva da Figura 38, observa-se que os pilares 11,

12 e 14 deveriam apresentar recalques maiores do que o pilar 13, devido ao fato de suas sapatas aplicarem tensões mais elevadas ao solo.

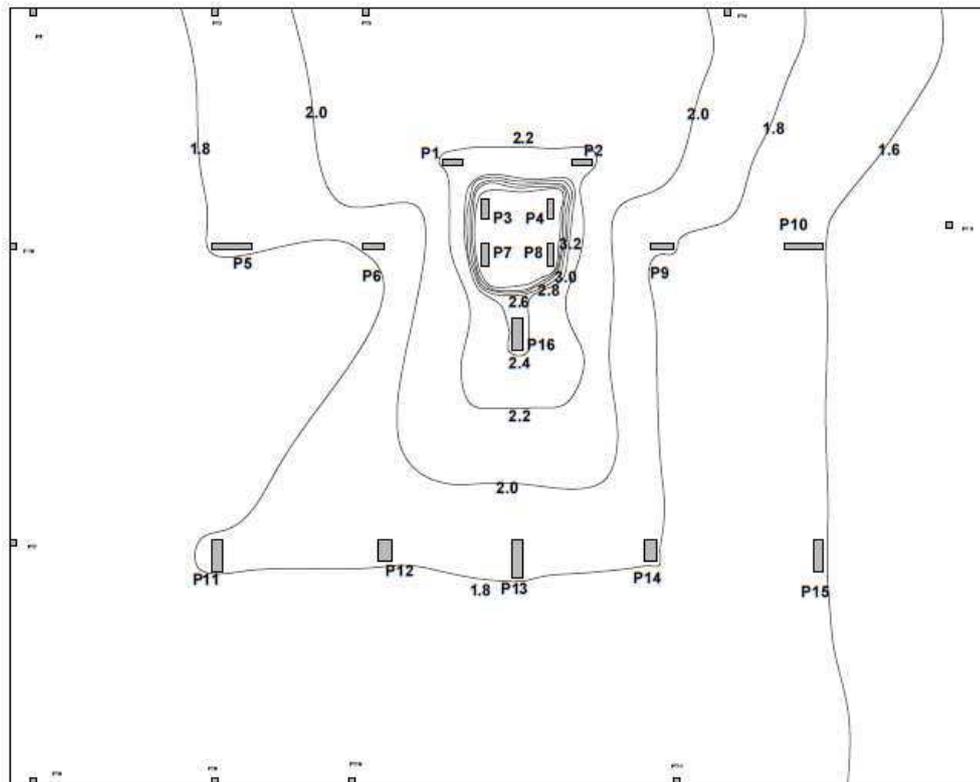
Figura 38 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sapata isolada (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)



Fonte: Autor (2018)

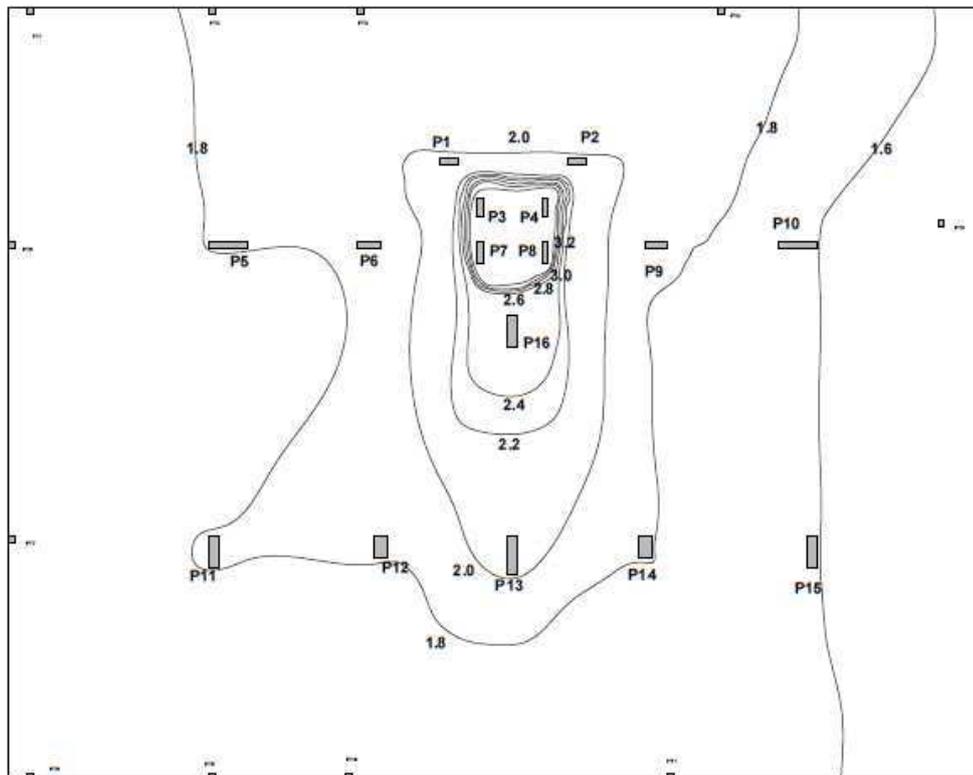
Já na Figura 39, referente ao modelo do sistema de fundação (não modificado), percebe-se que os quatro pilares apresentam recalques iguais (1,8 mm), em virtude da influência mútua de tensões entre as sapatas. Assim, pode-se deduzir que a configuração dos recalques medidos apresentada na Figura 37 é decorrente do efeito da interação solo-estrutura, que provoca o alívio dos pilares 11, 12 e 14 e a sobrecarga no pilar 13, em conjunto com a influência das sapatas adjacentes que provocam acréscimos de tensão no solo nas regiões mais centrais do pórtico. Observando a Figura 40, que apresenta as curvas de iso-recalques estimados para o modelo de sistema de fundação modificado, percebe-se que o comportamento das curvas, bem como os valores dos recalques são praticamente iguais aos observados no modelo inicial do sistema (Figura 39).

Figura 39 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)



Fonte: Autor (2018)

Figura 40 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação modificado (mm) para a 5ª medição (4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento)



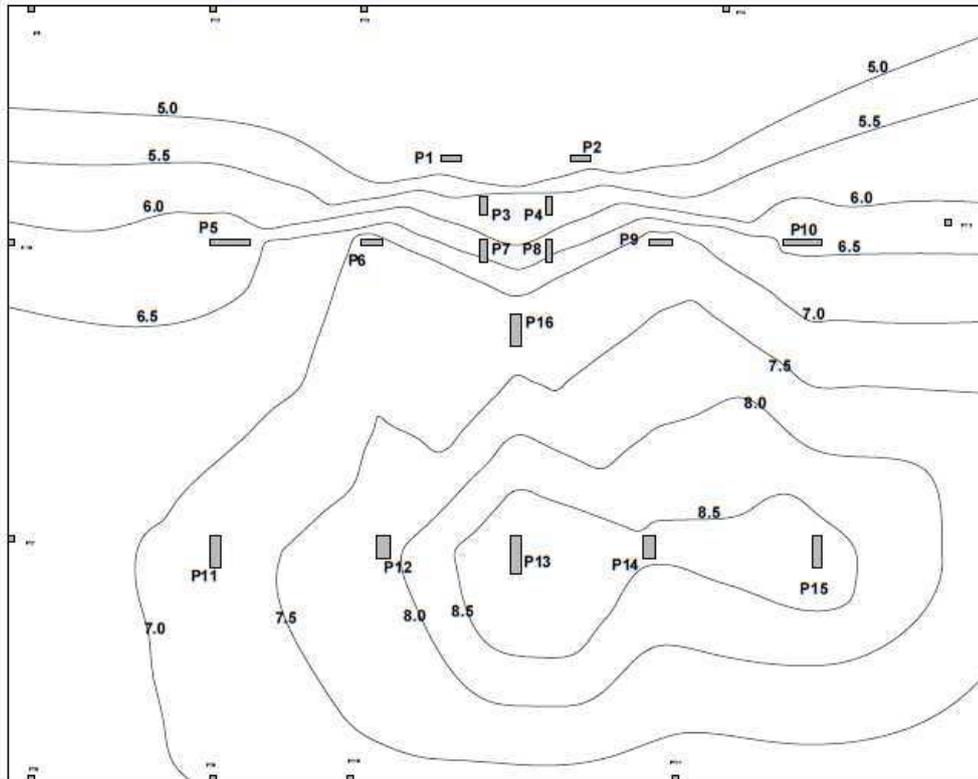
Fonte: Autor (2018)

Analisando em conjunto as curvas de iso-recalques apresentadas nas Figuras 37 a 40, na região superior do edifício, composta pelos pilares 1 a 10 e o pilar 16, percebe-se uma maior uniformização dos recalques medidos em relação aos estimados para os pilares 1, 5, 10 e 16, apesar da formação de bacias de recalque no P6 e entre o P2 e o P9. Observando as Figuras 38 a 40, correspondentes as iso-curvas dos três modelos, nota-se que os maiores recalques estimados ocorrem na região do poço do elevador, onde estão os pilares 3, 4, 7 e 8. Observa-se também que a tendência de desaprumo para ambos os modelos de sistema de fundação ocorre no sentido inverso ao observado no monitoramento, direcionando-se ao poço do elevador e aos pilares adjacentes (Figuras 39 e 40). A redução dos recalques medidos na região próxima ao poço do elevador pode estar relacionada à uma preponderância da interação solo-estrutura em relação a influência dos acréscimos de tensão, em face da maior rigidez dessa região.

Analisando a curva de iso-recalques medidos para a 11ª leitura (Figura 41), observa-se que, apesar do comportamento ser bastante similar ao que foi visto na 5ª medição, algumas regiões apresentam recalques mais uniformes. No pórtico inferior ocorre uma considerável sobrecarga no pilar 15, que passa a apresentar um recalque aproximadamente igual ao dos pilares 13 e 14. Como, em todos os modelos de previsão, esse pilar apresentou os menores recalques do pórtico, pressupõe-se que esse efeito de sobrecarga é, sobretudo, decorrente da interação solo-estrutura.

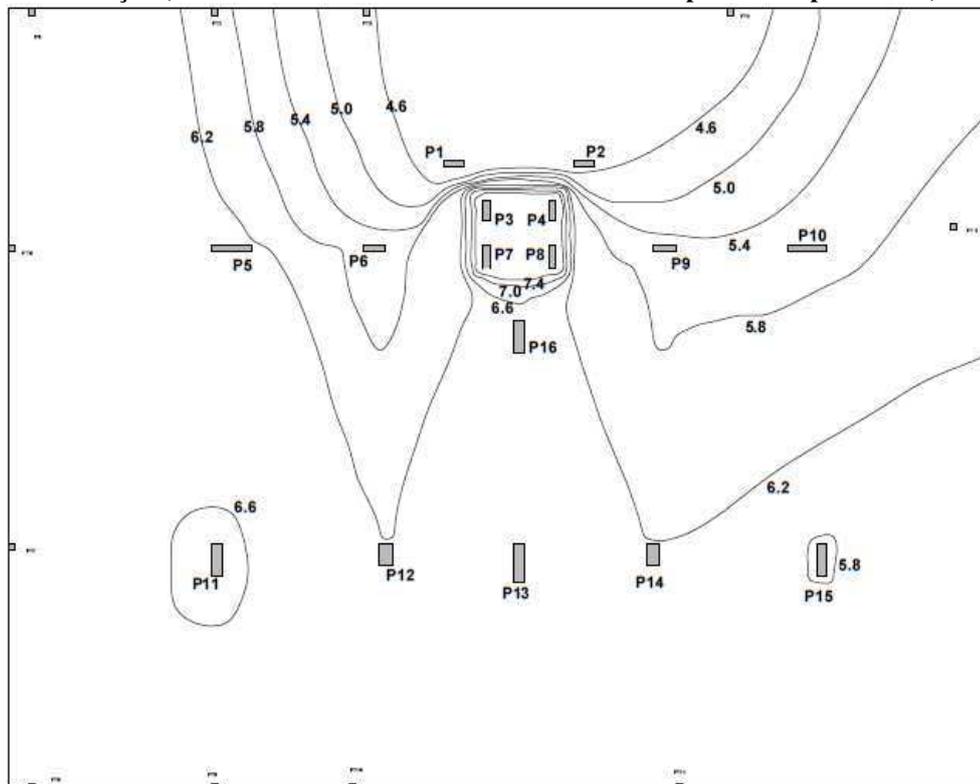
Da comparação entre as curvas das Figuras 41 a 44, percebe-se também uma considerável uniformização dos recalques medidos entre os pilares 5, 6, 9, 10 e 16. Nota-se nas Figuras 43 e 44, correspondes aos modelos de sistema de fundação, que devido a influência das tensões provocadas pela sapata do elevador, o pilar 16 deveria sofrer recalques acentuados, sobretudo quando comparado aos demais pilares supracitados, que se encontram mais distantes. Entretanto, o que se observou no monitoramento foi o comportamento de rotação de corpo rígido, pelo qual o referido pilar tem seu recalque reduzido em decorrência da ligação entre os elementos estruturais. Comparando as iso-curvas para os modelos de sistema de fundação nas Figuras 43 e 44, nota-se que o comportamento é similar, porém, o modelo de sistema após a modificação apresenta recalques menores e de valor mais próximo do medido.

Figura 41 – Curvas de iso-recalques medidos (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento)



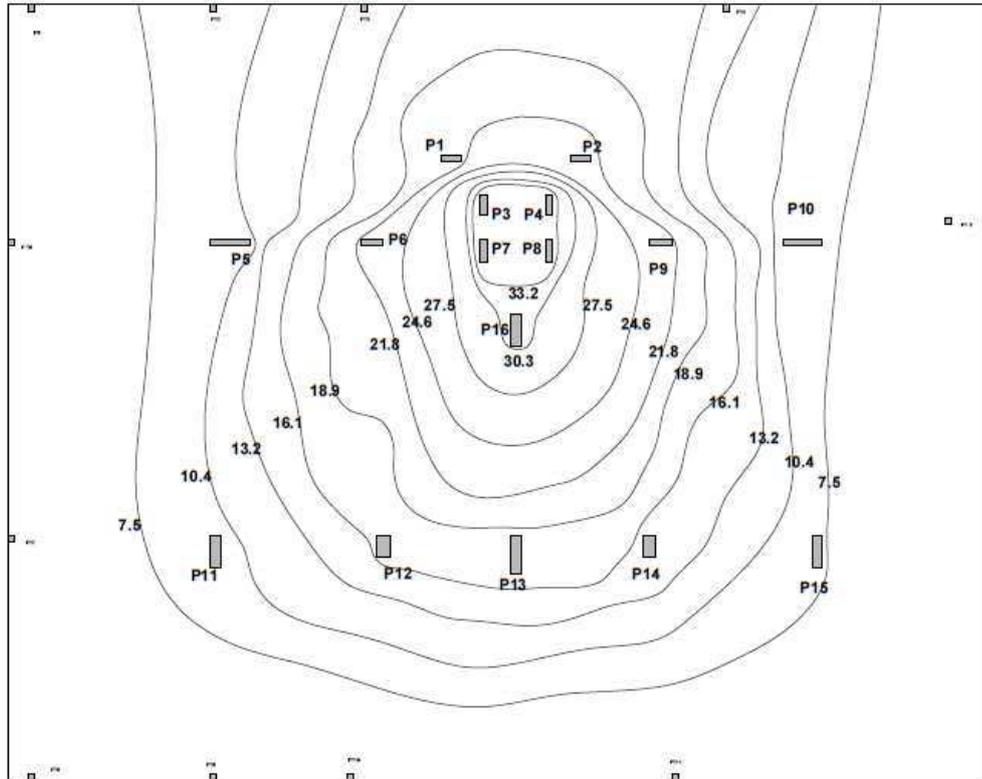
Fonte: Autor (2018)

Figura 42 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sapata isolada (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento)



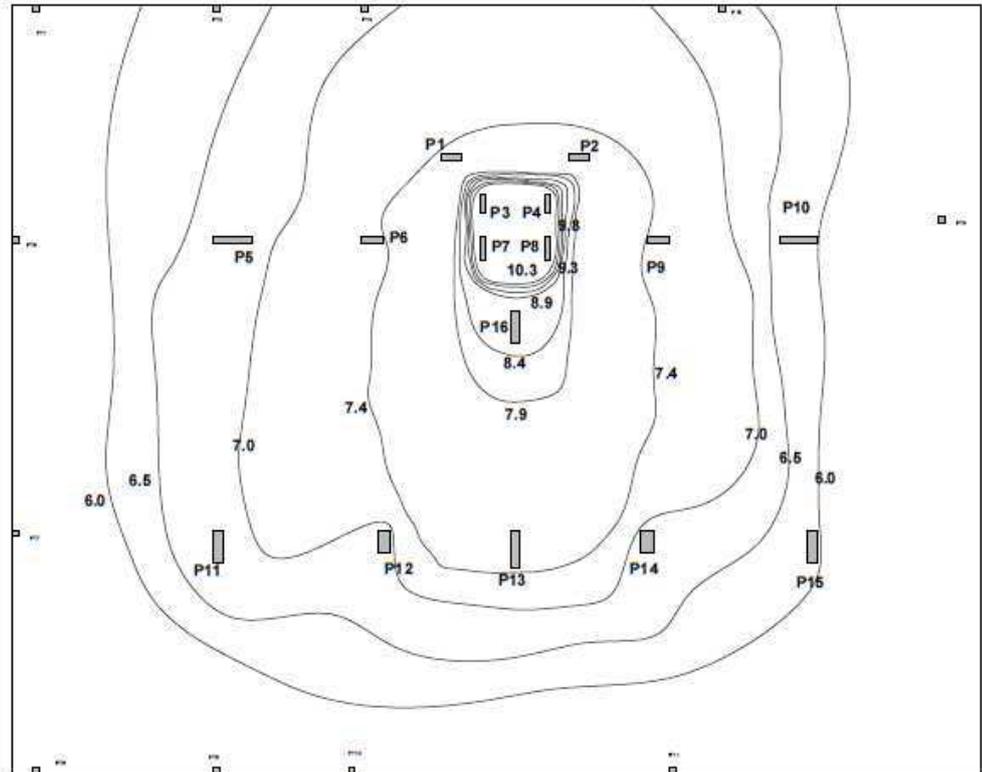
Fonte: Autor (2018)

Figura 43 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento)



Fonte: Autor (2018)

Figura 44 – Curvas de iso-recalques estimados segundo o modelo de sistema de fundação modificado (mm) para a 11ª medição (Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento)



Fonte: Autor (2018)

5.2. PARÂMETROS DE ANÁLISE DE ISE

Para a análise dos parâmetros de interação solo-estrutura, conforme o proposto por Gusmão (1990), foram determinados os recalques absolutos médios e os desvios padrão dos recalques a partir dos dados provenientes do monitoramento e do modelo de sapata isolada, conforme apresenta a Tabela 14. Salienta-se que as análises comparativas não envolveram os modelos de sistema de fundação, tendo em vista que esses parâmetros foram estabelecidos para métodos clássicos de previsão, os quais não consideram a influência de fundações adjacentes.

Tabela 14 – Recalques absolutos médios e desvios padrão medidos e estimados (modelo de sapata isolada)

Dia	Recalque Médio (mm)		Desvio Padrão (mm)	
	Medido	Estimado	Medido	Estimado
0	0,00	0,10	0,00	0,00
31	0,13	0,10	0,24	0,00
48	0,79	0,53	0,43	0,07
83	1,32	0,98	0,26	0,12
99	1,58	1,58	0,40	0,20
113	2,12	2,18	0,61	0,27
134	2,74	2,82	0,62	0,34
158	3,47	3,33	0,72	0,41
176	4,13	3,98	0,82	0,51
207	4,78	4,18	0,77	0,52
295	7,07	5,83	1,39	0,73

Fonte: Autor (2018)

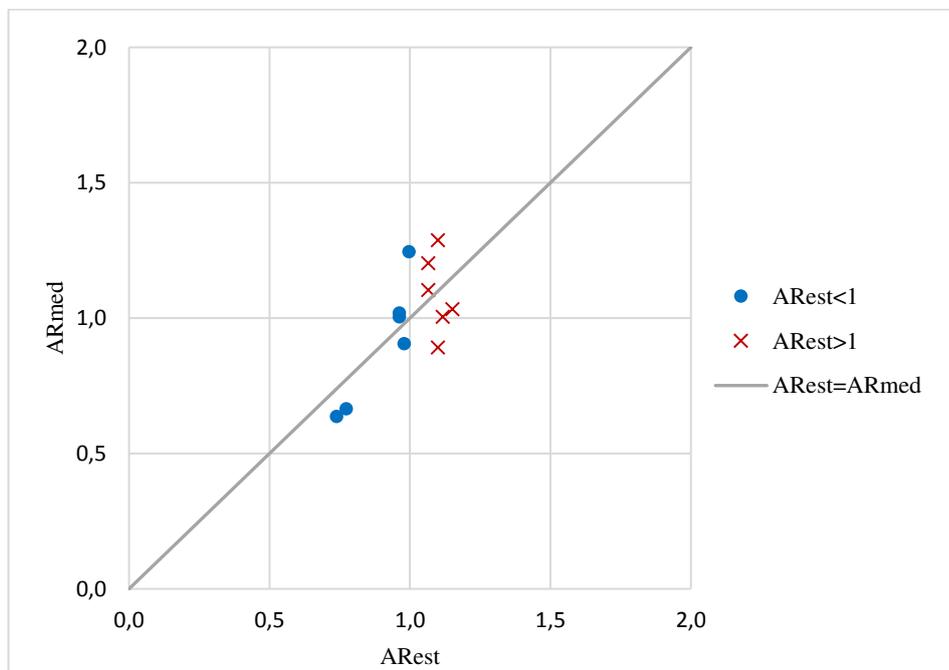
Os efeitos da interação solo-estrutura nos recalques absolutos, são avaliados por meio do fator de recalque absoluto (AR), que corresponde a razão entre o recalque de um apoio e o recalque médio. A Figuras 45 apresenta a comparação entre os AR medidos (AR_{med}) e os AR estimados (AR_{est}), pelo modelo de sapata isolada, referentes ao último dia de medição.

Observando a Figura 45, percebe-se que apenas metade dos pontos se localizam nas regiões de “alívio” ($AR_{med} < AR_{est}$ quando $AR_{est} > 1$) e “sobrecarga” ($AR_{med} > AR_{est}$ quando $AR_{est} < 1$) do gráfico, que caracterizam o comportamento típico da interação solo-estrutura nos recalques. Por outro lado, os demais pontos apresentam $AR_{med} > AR_{est}$ quando o AR_{est} é maior que a unidade, indicando sobrecargas adicionais nos pilares mais carregados, e $AR_{med} < AR_{est}$ quando o AR_{est} é menor que a unidade, o que indica alívio nos pilares de

menor carga. Embora essa observação aparentemente seja contraditória com o que seria esperado em virtude dos efeitos da interação solo-estrutura, deve-se ressaltar que outros fatores possuem também grande influência nos recalques medidos, como fora observado na análise das iso-curvas. Como exemplo, tem-se o pilar 13, que está entre os pilares de maior carga do edifício ($AR_{est} > 1$), e por se localizar na região central de um pórtico, normalmente seria o mais carregado dentre os pilares que o compõe. Nessas condições, devido aos efeitos de redistribuição de cargas da interação solo-estrutura, o mesmo sofreria um considerável alívio e a redução do AR_{med} em relação ao AR_{est} .

No entanto, observou-se que, devido as concepções de projeto, as sapatas de pilares laterais exerciam maiores tensões no solo do que a sapata do pilar 13, o que, aparentemente acarretou no alívio desses pilares e na sobrecarga do P13, que ainda teve seus recalques amplificados pelos acréscimos de tensão das sapatas adjacentes. Além desses aspectos já citados, percebe-se que a consideração de um perfil geotécnico simplificado para o terreno pode acarretar em uma maior uniformização dos recalques estimados em comparação com os medidos, tendo em vista que, na prática, a heterogeneidade do solo tende a intensificar a variabilidade dos recalques.

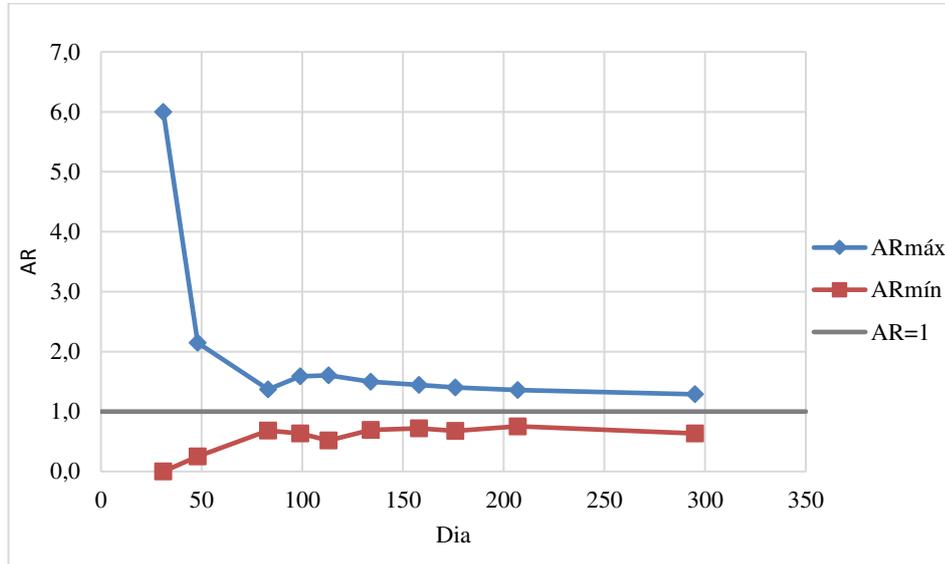
Figura 45 – Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} (modelo de sapata isolada)



Fonte: Autor (2018)

Na Figura 46 é possível visualizar a evolução dos AR medidos máximos e mínimos ao longo da construção do edifício.

Figura 46 – Evolução dos $AR_{máx}$ e $AR_{mín}$ medidos ao longo da construção

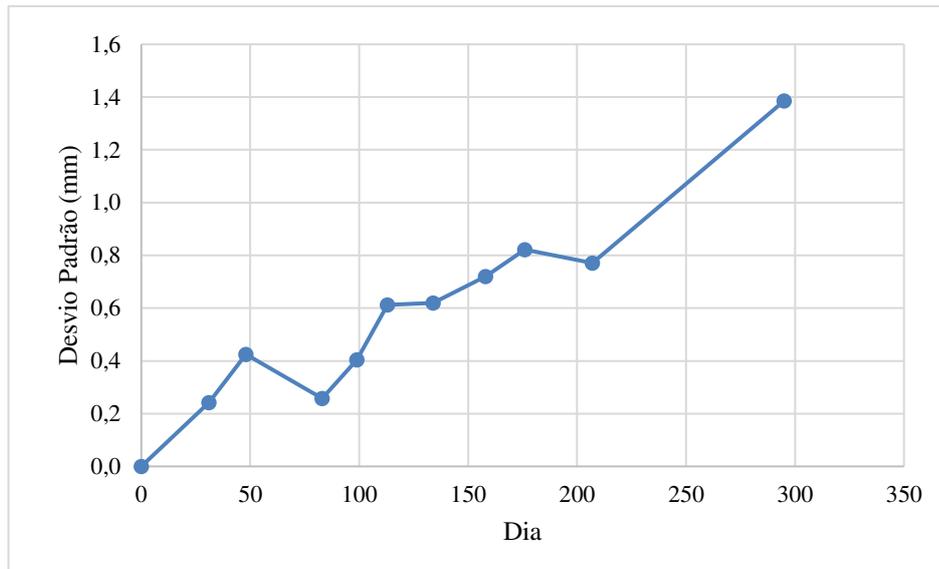


Fonte: Autor (2018)

No início da construção, com a concretagem da primeira laje, observam-se o maior valor de $AR_{máx}$ e o menor valor de $AR_{mín}$, o que demonstra a grande dispersão dos recalques medidos em relação à sua média e corrobora com a análise feita anteriormente para as isocurvas da Figura 35. Com a progressão da obra, observa-se uma redução do $AR_{máx}$ e um aumento no $AR_{mín}$, que se aproximam da unidade, indicando uma tendência de uniformização dos recalques. Entretanto, nota-se também que essa tendência de uniformização tem um limite, pois ambas as curvas seguem um comportamento praticamente constante a partir da 5ª medição, quando a quarta laje havia sido concretada e as alvenarias estavam no terceiro pavimento. Esse comportamento está de acordo com as observações feitas por Gusmão (1990, 1994) a respeito da maior influência da rigidez dos primeiros pavimentos na uniformização dos recalques.

A dispersão dos recalques absolutos medidos também pode ser observada por meio da análise de seu desvio padrão e do coeficiente de variação dos recalques (CV). Na Figura 47, onde é apresentada a evolução do desvio padrão em função do tempo, percebe-se que o mesmo cresce quase que gradativamente com a evolução da obra, o que, em primeira análise, poderia indicar um aumento da dispersão dos recalques.

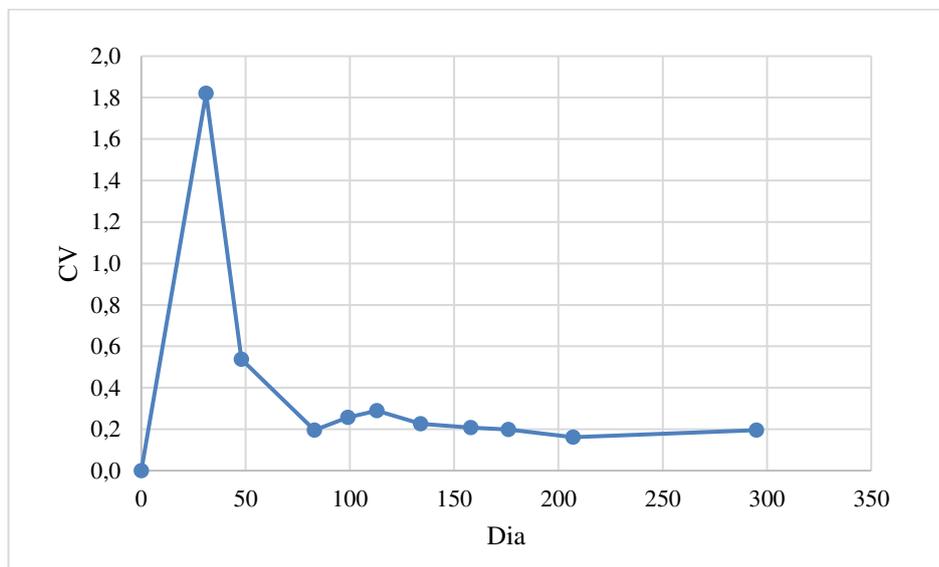
Figura 47 – Evolução do desvio padrão dos recalques medidos



Fonte: Autor (2018)

No entanto avaliando a evolução do *CV* na Figura 48, percebe-se que apesar do desvio padrão crescer em valor absoluto, ele sofre uma redução em relação ao recalque médio conforme a construção progride, o que também explicita o efeito da interação solo-estrutura na uniformização dos recalques absolutos.

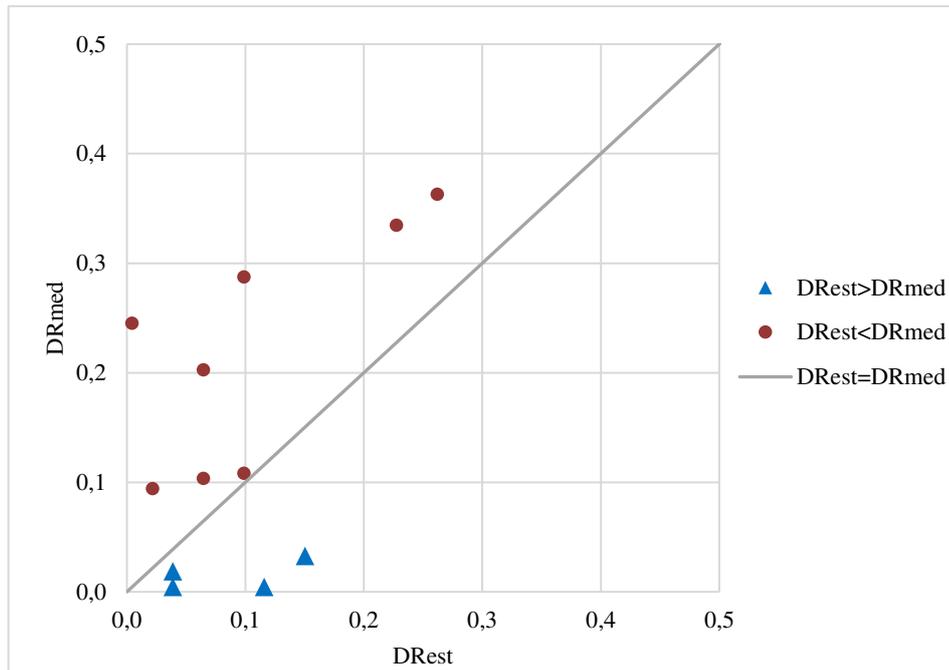
Figura 48 – Evolução do coeficiente de variação dos recalques medidos



Fonte: Autor (2018)

Para o caso dos recalques diferenciais, a análise dos efeitos de uniformização da ISE pode ser feita por meio do fator de recalque diferencial (*DR*). Na Figura 49 é apresentada a relação entre os *DR* medidos (DR_{med}) e os *DR* estimados (DR_{est}) na última data de monitoramento.

Figura 49 – Comparação entre os valores de DR_{med} e DR_{est} (modelo de sapata isolada)



Fonte: Autor (2018)

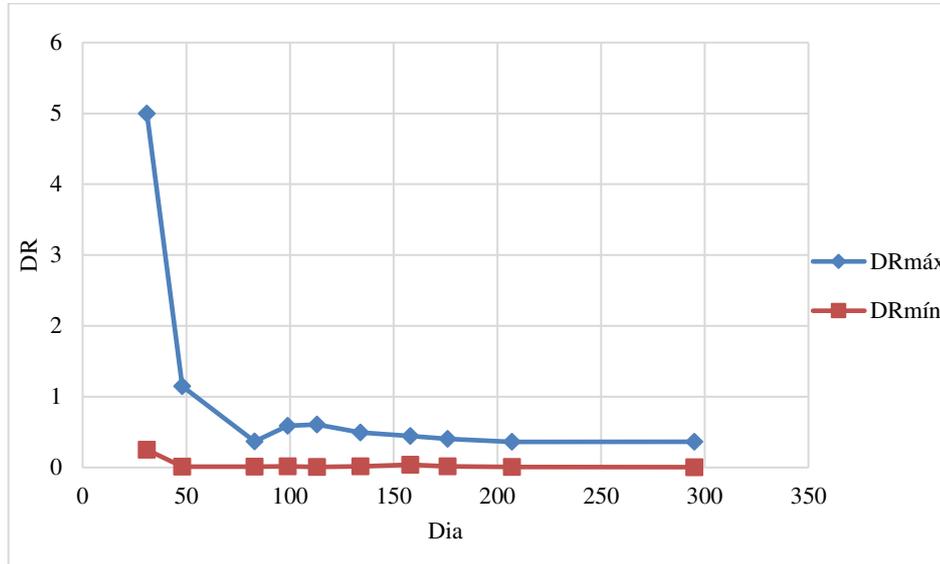
Com relação a esse parâmetro, a tendência esperada, conforme as observações de Gusmão (1990), é que os valores de DR medidos sejam, em sua maioria, inferiores aos DR estimados, indicando o efeito de uniformização na deformada de recalques. No entanto, de forma similar ao que se observou na análise dos AR , percebe-se que a estimativa pelo modelo de sapata isolada apresenta recalques diferenciais mais uniformes do que os medidos, tendo em vista que, na Figura 49 a maioria dos pontos situam-se acima da reta de igualdade ($DR_{med} > DR_{est}$).

Como já foi explicado, esse fato pode estar ligado à não consideração da variabilidade do solo ao longo do terreno e dos acréscimos de tensão provocado pelas sapatas adjacentes, bem como à distribuição das tensões aplicadas pela estrutura ao solo. Portanto, seria interessante desenvolver um modelo que apresente cada um dos perfis de sondagem, com suas respectivas propriedades geotécnicas, espessuras de camadas e localização (o que é possível no software ELPLA), de forma a verificar os efeitos da variabilidade do solo na distribuição dos recalques estimados.

Se a análise comparativa entre os DR estimados e medidos pode induzir algumas dúvidas a respeito do efeito da interação solo-estrutura na uniformização dos recalques diferenciais, a avaliação dos valores de DR máximos e mínimos, exclusivamente para os

recalques medidos, pode gerar melhores esclarecimentos. Na Figura 50 são apresentadas as curvas de evolução para os $DR_{máx}$ e $DR_{mín}$ durante o período de construção.

Figura 50 – Evolução dos $DR_{máx}$ e $DR_{mín}$ medidos ao longo da construção



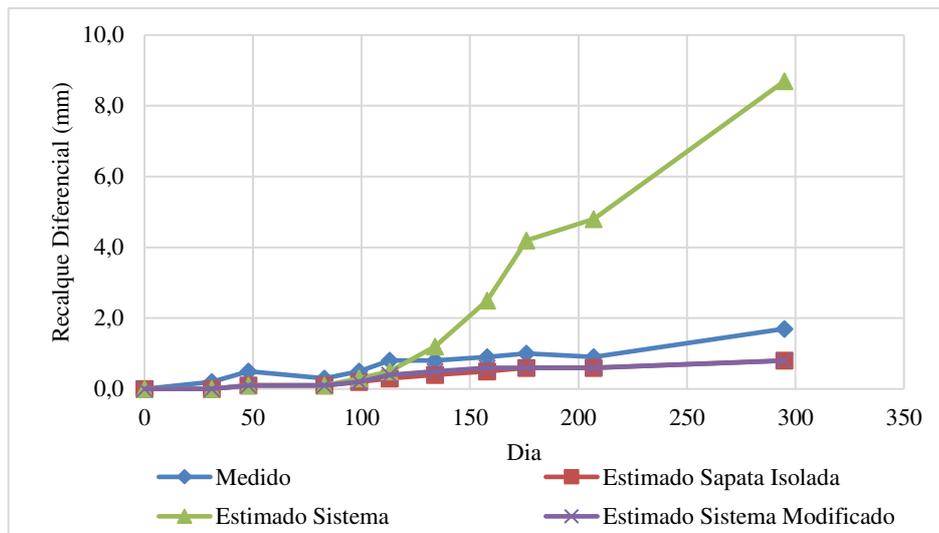
Fonte: Autor (2018)

Observando a Figura 50, percebe-se que o $DR_{mín}$ segue um comportamento praticamente constante durante o período da construção, apresentando valores bem próximos à zero. Já os valores de $DR_{máx}$ apresentam uma grande elevação na segunda medição e, em seguida, diminuem consideravelmente até apresentar um comportamento praticamente estável a partir da 5ª medição, tal qual o que foi observado para o $AR_{máx}$. Esse comportamento já era esperado, em virtude das análises feitas anteriormente, onde se constatou a maior dispersão dos recalques logo no início da construção e um comportamento estável após a execução da estrutura nos primeiros pavimentos e início da alvenaria.

5.3. RECALQUE DIFERENCIAL E DISTORÇÃO ANGULAR

A Figura 51 mostra a evolução dos recalques diferenciais médios, medidos e estimados, ao longo da construção. Observou-se a ocorrência de crescimento dos recalques diferenciais conforme o avanço da construção. A relação entre as estimativas é similar ao observado para os recalques absolutos, tendo em vista que os modelos com sapatas isoladas e o sistema modificado apresentaram recalques diferenciais ligeiramente menores que o médio, enquanto que o primeiro modelo de sistema de fundação os superestimou de forma exagerada.

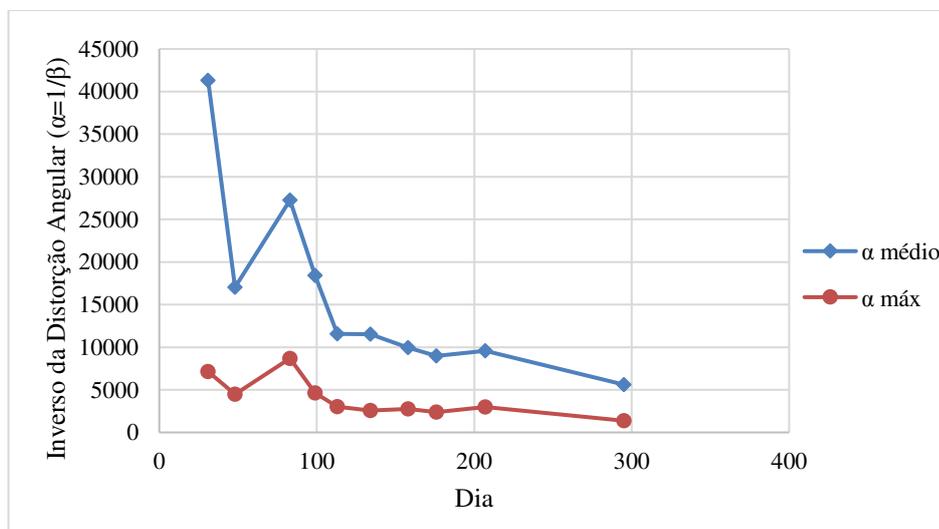
Figura 51 – Evolução dos recalques diferenciais médios (mm) ao longo da construção



Fonte: Autor (2018)

Na Figura 52, é apresentada a evolução dos valores máximos e médios das distorções angulares medidas (expressas pelo seu valor inverso $\alpha = 1/\beta$) ao longo do período de construção. Observa-se que as distorções máximas sofrem variações muito suaves no início da construção e permanecem praticamente constantes após a quinta medição. Por outro lado, as distorções médias apresentam grandes oscilações até a sexta medição (5º pavimento concretado e alvenarias no 4º pavimento), com uma tendência de crescimento ao longo da construção. Nota-se também que, após essa data, os valores das distorções médias se encontram consideravelmente próximos dos valores máximos, bem como a sua taxa de crescimento permanece praticamente constante e muito reduzida em relação às observadas anteriormente, indicando uma tendência de uniformização.

Figura 52 – Valores médios e máximos das distorções angulares ao longo da construção

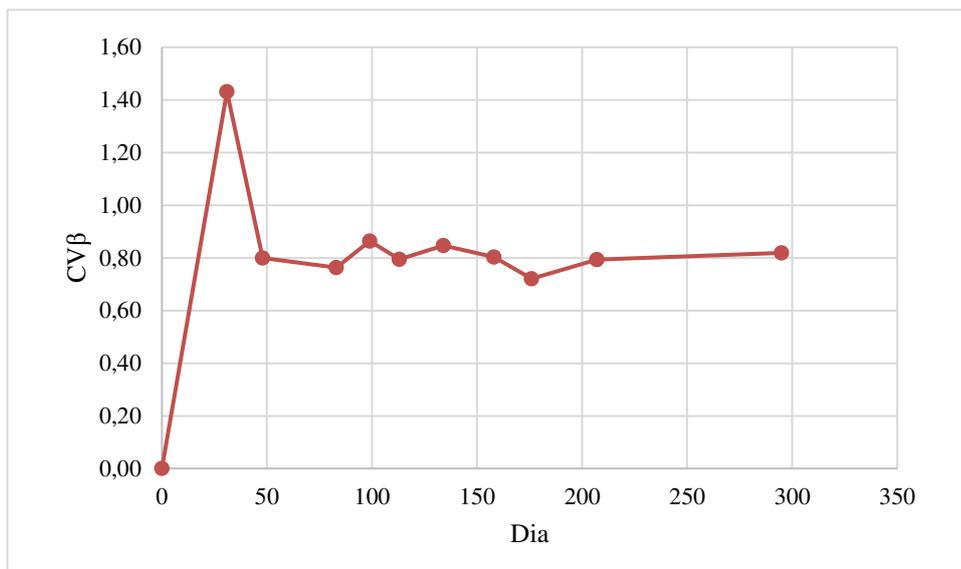


Fonte: Autor (2018)

Uma forma para se avaliar esse efeito de uniformização nas distorções angulares é por meio da análise do coeficiente de variação das distorções angulares (CV_{β}), que, de forma análoga ao coeficiente proposto por Gusmão (1990) para os recalques absolutos, representa a razão entre o desvio padrão e o valor médio do parâmetro.

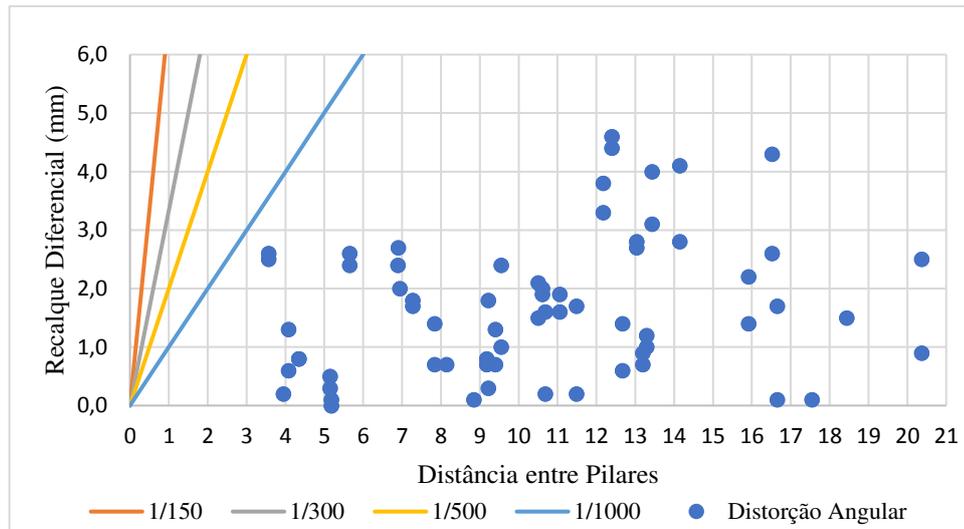
A Figura 53 apresenta a variação desse coeficiente durante o período de monitoramento. Percebe-se que há uma constância na dispersão das distorções angulares desde a terceira medição, pois os valores do CV_{β} seguem praticamente constantes a partir dessa data. Isso pode indicar que a variabilidade nas distorções é equilibrada logo após a concretagem do primeiro pavimento, embora a sua taxa de crescimento sofra uma uniformização apenas com um maior avanço na execução da estrutura e a inserção da alvenaria.

Figura 53 – Evolução do coeficiente de variação das distorções angulares



Fonte: Autor (2018)

Com relação à ocorrência de danos à edificação, é importante avaliar se as distorções angulares medidas encontram-se dentro dos valores admissíveis estabelecidos na literatura, como foi visto na seção 3.4. A Figura 54 apresenta as distorções angulares medidas no último dia de monitoramento, bem como as retas que representam alguns dos valores limites.

Figura 54 – Distorções angulares medidas no último dia de monitoramento

Fonte: Autor (2018)

Observa-se na Figura 54 que todos os valores se encontram fora das faixas associadas à ocorrência de danos à edificação. Esse fato foi confirmado com as observações de Lucena (2003), que não constatou nenhum dano durante o período de monitoramento. Com base nas análises sobre o comportamento das distorções máximas e a tendência de uniformização, pode-se supor que os carregamentos adicionais da construção também não acarretaram em maiores distorções.

Com relação as previsões pelos modelos numéricos, a Tabela 15 apresenta uma comparação entre as distorções angulares máximas medidas e estimadas. Observa-se que a estimativa pelo modelo de sapata isolada apresenta valores máximos consideravelmente menores, com uma redução de 46,5 % em relação ao valor medido, enquanto que o modelo inicial do sistema de fundação resultou em distorções extremamente maiores que as medidas, com um aumento de 367 %. Por outro lado, após a modificação, o modelo do sistema de fundação apresentou as menores distorções angulares máximas, com uma redução de 62,1 % em relação ao medido. Naturalmente, esses resultados já eram esperados em virtude das análises anteriores.

Tabela 15 – Distorções angulares máximas medidas e estimadas

Modelo	Distorção angular máxima estimada ($1/\beta$)	Distorção angular máxima medida ($1/\beta$)
Sapata Isolada	1/2571	
Sistema de Fundação	1/294	1/1374
Sistema de Fundação Modificado	1/3625	

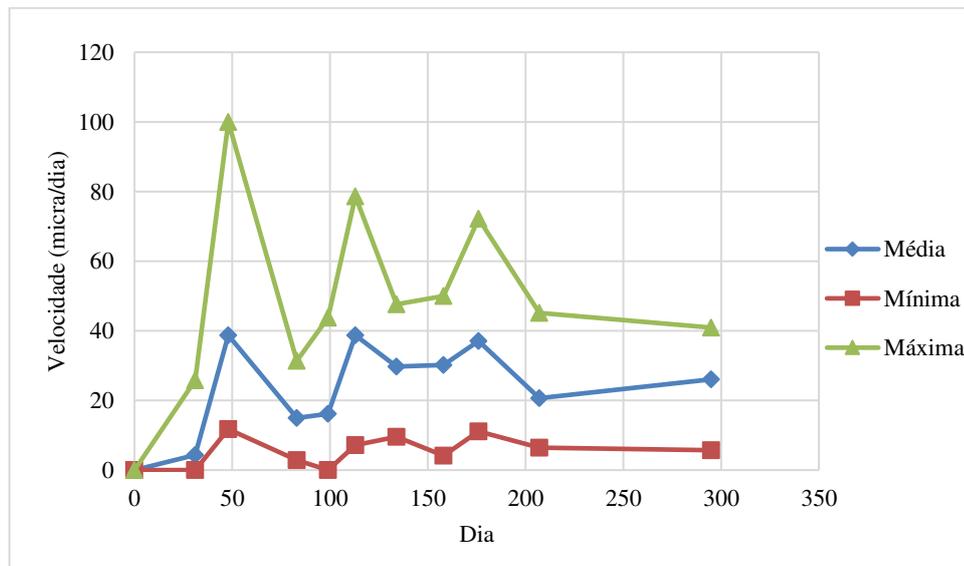
Fonte: Autor (2018)

5.4. VELOCIDADE DE RECALQUE

A Figura 55 apresenta a evolução das velocidades de recalque média, mínima e máxima medidas durante a execução da obra.

Observa-se que as velocidades mínimas apresentaram pouca variação, oscilando entre 0 e 12,0 $\mu\text{m}/\text{dia}$, enquanto que as velocidades máxima e média expressam uma tendência de redução com o tempo, apesar da notável ocorrência de picos de velocidade em etapas intermediárias da obra. A maior velocidade observada foi de 100,0 $\mu\text{m}/\text{dia}$ (Pilar 13), na terceira medição, após a concretagem da laje do segundo pavimento. Os outros picos ocorreram na sexta (78,6 $\mu\text{m}/\text{dia}$) e na nona medição (72,2 $\mu\text{m}/\text{dia}$), referentes a concretagem das lajes do quinto e do oitavo pavimento, respectivamente, com alvenaria em andamento. Apesar dos valores serem relativamente elevados, todos encontram-se dentro da faixa admissível para etapa de construção (menor que 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$), conforme foi apresentado na Tabela 7.

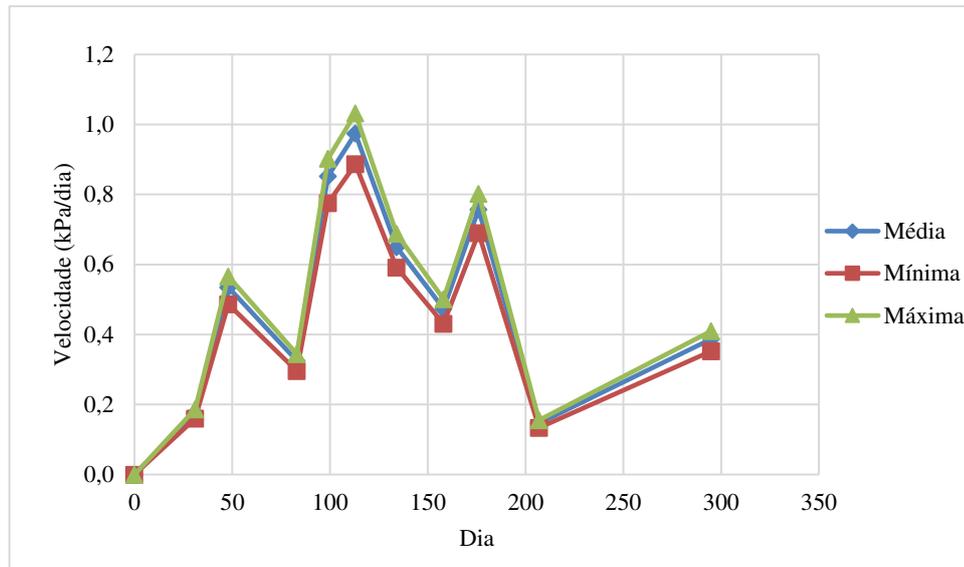
Figura 55 – Velocidades de recalque média, mínima e máxima ao longo da construção



Fonte: Autor (2018)

No entanto, em virtude da ocorrência desses valores elevados, buscou-se analisar também a evolução da velocidade de carregamento durante a etapa de medições. Os valores de carga foram obtidos a partir da estimativa apresentada na Tabela 11 do capítulo 4, e as velocidades foram expressas em termos de tensão aplicada por dia (kPa/dia), conforme pode ser visualizado na Figura 56.

Figura 56 – Velocidades de carregamento média, mínima e máxima ao longo da construção

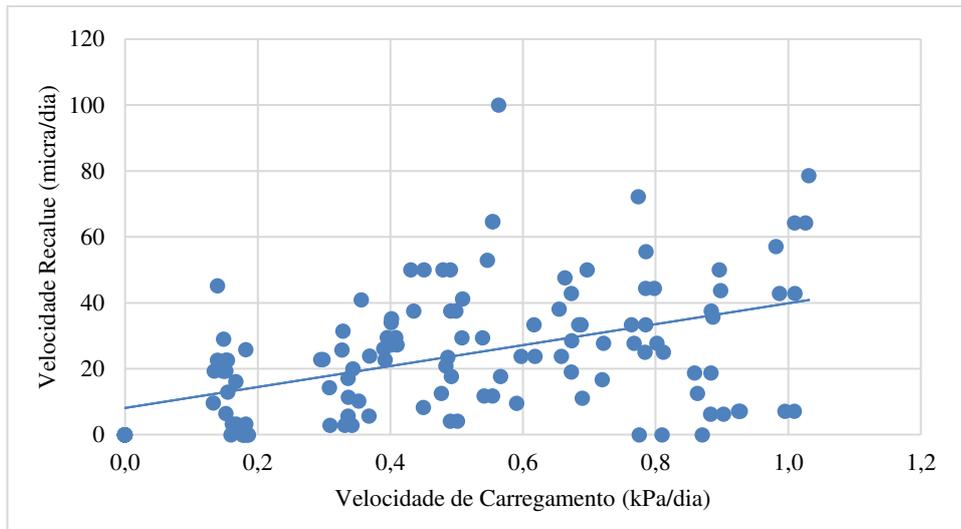


Fonte: Autor (2018)

Comparando as duas figuras, verifica-se que há uma relação clara entre os aumentos e quedas da velocidade de recalque com o comportamento da velocidade de carregamento. Pode-se observar que todos os picos na velocidade de recalque estão associados a valores máximos da velocidade de carregamento, bem como há uma relação igual com os valores mínimos. No entanto, percebe-se que essa relação não é exatamente proporcional, tendo em vista, por exemplo, que a velocidade de recalque máxima não corresponde a máxima velocidade de carregamento. Esse fato indica que existem outras variáveis que influenciam na velocidade de recalques além da carga.

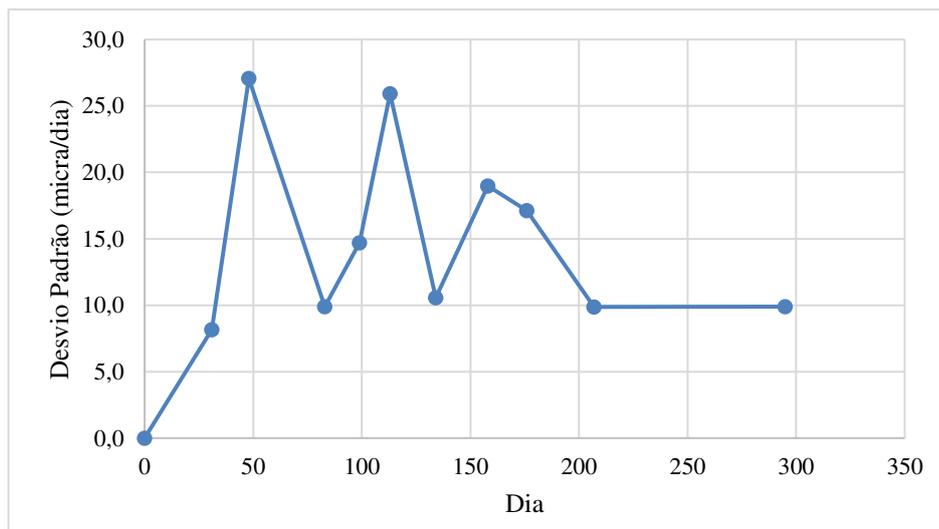
Apesar da última constatação, buscou-se avaliar a relação entre as duas variáveis, por meio de análise estatística. Assim, usou-se o coeficiente de correlação linear, conforme a equação apresentada em Morettin e Bussab (2004), como parâmetro de análise. O coeficiente de correlação pode variar entre -1 e 1, de acordo com o grau de relação entre as variáveis. Quanto mais distante de 0 for esse valor, mais “forte” é a correlação, seja ela diretamente proporcional (próximo de 1) ou inversamente proporcional (próximo de -1).

O cálculo de $r(x, y)$, apresentado no Apêndice D, resultou em um valor de 0,48, que indica a existência de uma fraca correlação diretamente proporcional e corrobora com a observação feita anteriormente. Observando a Figura 57, que apresenta a relação gráfica entre as duas variáveis, percebe-se que há de fato uma tendência de crescimento da velocidade de recalques com o aumento da velocidade de carregamento, entretanto, com grande dispersão em relação a linha de tendência do gráfico.

Figura 57 – Velocidades de recalque em função da velocidade de carregamento

Fonte: Autor (2018)

A evolução do desvio padrão também se configura como um aspecto relevante na análise da velocidade de recalque, podendo expressar de forma mais clara tendências de uniformização. Como pode ser visto na Figura 58, o desvio padrão apresenta um comportamento similar ao da velocidade de recalque. Observa-se que há um crescimento expressivo até a terceira medição, seguido por uma tendência de redução, com dois outros picos na sexta e sétima medição. Nos últimos dois dias de monitoramento, pode-se notar uma constância do desvio padrão no valor de 10,0 $\mu\text{m}/\text{dia}$.

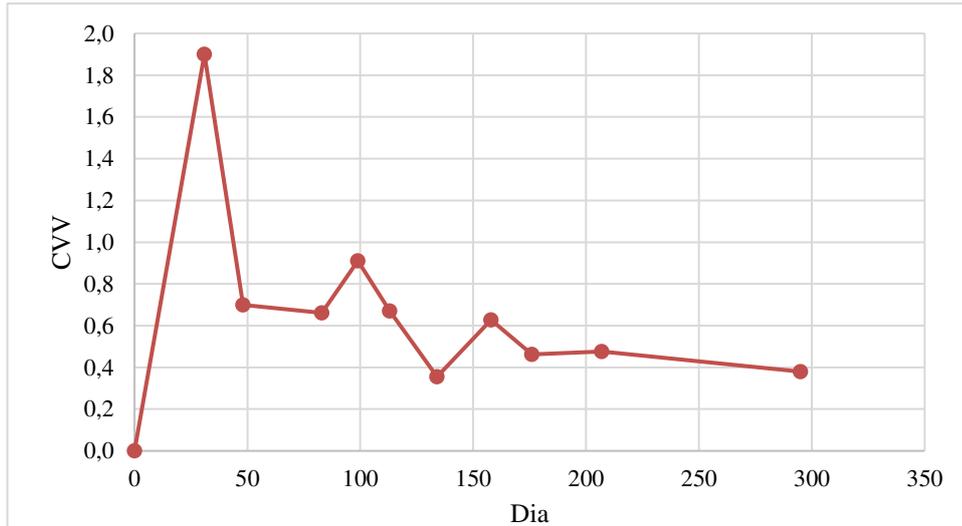
Figura 58 – Evolução do desvio padrão da velocidade de recalque

Fonte: Autor (2018)

Em virtude desse comportamento similar e seguindo a mesma linha de raciocínio das análises dos recalques absolutos e das distorções angulares, avaliou-se também o coeficiente de variação da velocidade de recalque (CVV).

A Figura 59 apresenta o comportamento desse coeficiente conforme o decorrer da obra. Como se pode observar, há uma drástica redução do CVV logo após a segunda medição, que se propaga até à última medição com oscilações cada vez menores, o que expressa de forma clara a uniformização da velocidade com a evolução da obra. Dessa forma, constata-se a influência significativa da interação solo-estrutura nesse parâmetro.

Figura 59 – Evolução do coeficiente de variação da velocidade de recalque



Fonte: Autor (2018)

Tendo em vista essa última observação, é possível supor que a correlação entre as velocidades de recalque e carregamento seja maior do que a estimativa feita anteriormente. Isso se deve ao fato de que, naquela análise, as velocidades de carregamento foram calculadas com base nas cargas de projeto. Como se sabe, a interação solo-estrutura influencia diretamente na redistribuição dessas cargas pelos pilares do edifício. Dessa forma, as verdadeiras velocidades de carregamento que ocorrem no solo de fundação podem ser significativamente diferentes das estimadas e, portanto, tal análise pode conduzir a equívocos.

6. CONCLUSÃO

Nesse trabalho, foram avaliados os efeitos da interação solo-estrutura em diversos parâmetros associados aos recalques de fundações em sapata, bem como, o comportamento das previsões obtidas por modelos numéricos solo-fundação.

As análises por meio dos coeficientes de variação e dos fatores de recalques (absoluto e diferencial) máximos e mínimos mostraram que os efeitos da interação solo-estrutura provocam uma significativa uniformização nos recalques absolutos e diferenciais, nas distorções angulares e na velocidade de recalque. Em todos os casos, percebeu-se que esse efeito é mais significativo durante a execução dos elementos estruturais e alvenarias dos primeiros pavimentos, o que entra em acordo com as observações feitas em diversos estudos da interação solo-estrutura.

Com relação à segurança estrutural do edifício, constatou-se que tanto as distorções angulares como as velocidades de recalque medidas foram, razoavelmente, menores do que os valores admissíveis propostos na literatura consultada. Observou-se também, que as distorções angulares médias apresentaram uma tendência de crescimento ao longo da construção. No entanto, a partir da quinta medição, as taxas com que esse aumento ocorreu apresentaram-se praticamente constantes, indicando uma estabilização próxima aos valores máximos observados, que apresentaram pouca variação durante o período de monitoramento. A velocidade de recalque, por sua vez, apresentou uma tendência de redução ao longo da obra, muito embora com uma grande oscilação em boa parte do monitoramento. No entanto, como se comprovou, esse comportamento, esteve associado às variações da velocidade de carregamento.

Embora tenha se constatado que a velocidade de recalque está diretamente associada com a velocidade de carregamento estimada, promovida pelas fundações, verificou-se que a correlação linear entre as duas variáveis é baixa. Esse resultado indica a existência de outros parâmetros que influenciam significativamente em seu comportamento. Por outro lado, em virtude dos efeitos da interação solo-estrutura, as velocidades de carregamento reais são diferentes das estimadas e, portanto, a correlação real entre as variáveis pode ser consideravelmente diferente da que foi calculada nessa análise.

Por meio da comparação entre os resultados obtidos com os modelos numéricos e as monitoramento de recalques, observou-se que o método com as sapatas atuando de forma isolada apresentou recalques com valores próximos aos medidos para todos os carregamentos

corresponde ao período de monitoramento. Naturalmente, esse fato expressa a adequabilidade desse modelo, bem como das estimativas usadas para as cargas e parâmetros de deformabilidade do solo. Por outro lado, o primeiro modelo com o sistema de fundação apresentou recalques superestimados a partir de valores de tensão que variaram entre 60 kPa e 100 kPa. Já o modelo de sistema modificado, no qual se considerou o solo até o limite dos bulbos de tensão, apresentou resultados satisfatórios quando comparados às medições, indicando que as divergências na primeira modelagem estavam associadas ao critério de cálculo usado pelo software e que a consideração de camadas de solo abaixo dos maiores bulbos de tensão pode, em alguns casos, conduzir a estimativas de recalque equivocadas, sobretudo quando as mesmas são mais deformáveis que as camadas superiores.

Como foi observado, as diferenças apresentadas por cada modelo em relação aos recalques reais podem estar associadas a diversos aspectos, tais quais: a não consideração dos efeitos da estrutura, a adoção de um perfil geotécnico único para todo o terreno, a distribuição de cargas das fundações ou mesmo a divisão de camadas de solo adotada. O modelo de sapatas isoladas, devido a sua relação linear de tensão x deformação, é mais sensível à variabilidade dos parâmetros geotécnicos ao longo do terreno, podendo apresentar recalques mais uniformes do que os medidos quando se considera um único perfil. Já os modelos com o sistema de fundação, por levarem em conta o acréscimo de tensão provocado pelas sapatas adjacentes, são muito susceptíveis a influência da rigidez da estrutura, pois, como visto na análise das curvas de nível, mesmo em regiões de grande concentração de carga, os efeitos da interação solo-estrutura podem ser superiores à interação entre bulbos de tensão. Além disso, viu-se que distribuição do solo adotada, sobretudo ao longo da profundidade, é um fator muito mais crítico nesse tipo de modelagem do que em um modelo de sapata isolada.

SUGESTÕES

Com base nas análises feitas nesse trabalho, sugere-se para as pesquisas futuras:

- a) Realizar o monitoramento da evolução das cargas nos pilares simultaneamente às medições de recalque;
- b) Avaliar os parâmetros que influenciam na velocidade de recalque, buscando o desenvolvimento de relações matemáticas que expressem sua relação;
- c) Estudar os efeitos da variação das propriedades geotécnicas do solo, tanto ao longo do terreno como em sua profundidade, em previsões de recalque com modelos numéricos;
- d) Desenvolver, por meio de modelos numéricos, análises integradas de interação solo-estrutura, avaliando-se a equivalência entre os recalques e esforços estimados com os dados de monitoramento.

7. REFERÊNCIAS

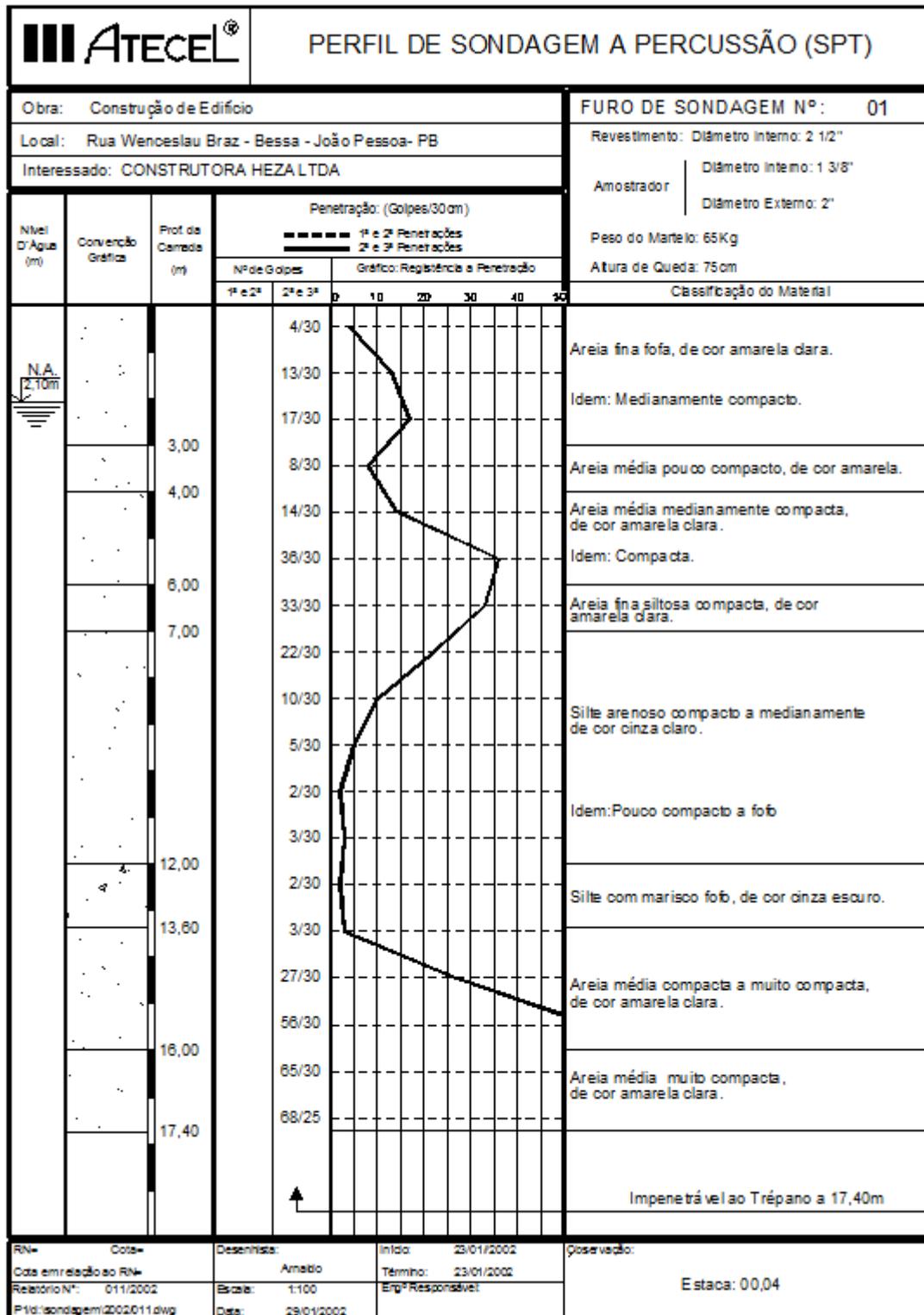
1. ALMEIDA, Mario Sergio de Souza. **Análise Numérica de uma prova de carga direta em solo residual de gnaissé.** 2000. 118 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2000.
2. ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações.** São Paulo: Edgard Blucher, 1983. 201 p.
3. ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais.** 2011. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
4. ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado:** volume 4. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. 323 p.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2010. 91 p.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Abnt, 2001. 17 p.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489:** Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: Abnt, 1984. 2 p.
9. BAHIA, Gabriela de Athayde Duboc. **Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura.** 2015. 245 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.
10. CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas:** projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.
11. COELHO, Vinicius de Oliveira. **Análise paramétrica de fundação superficial do tipo radier.** 2016. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Joiville, 2016.

12. COSTA, Stephanny Conceição Farias do Egito. **Estudo da viabilidade do uso do cone de penetração dinâmica e do light weight deflectometer em projetos de fundações superficiais.** 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2015.
13. FERRO, F. L. de B.; SIMPLÍCIO, M. A. de S.; ASSIS, W. S. de; CARVALHO, E. N. de. Interação solo-estrutura em galpões metálicos treliçados com cobertura em arco circular. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 16, n. 1, p. 203-219, jan./mar. 2016.
14. GUSMÃO, Alexandre Duarte. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. 1, p.47-55, abr. 1994.
15. GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações.** 1990. 165 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990.
16. HOLTZ, Robert D.. Stress Distribution and Settlement of Shallow Foundations. In: FANG, Hsai Yang (Ed.). **Foudation Engineering Handbook.** 2. ed. New York: van Nostrand Reinhold, 1991. Cap. 5. p. 166-222.
17. LUCENA, Adriano Elísio de F. L.. **Monitoramento de Recalques de Edifícios e Avaliação da Interação Solo-Estrutura.** 2003. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2003.
18. LUCENA, Adriano Elísio de F. L.; BEZERRA, Raimundo Leidimar; GUSMÃO, Alexandre D.. Monitoramento de Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas desde o Início da Construção e Avaliação da Interação Solo-Estrutura. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 27, n. 3, p.212-229, jan. 2004.
19. LUTENEGGER, Alan J.; DEGROOT, Don J.. **Settlement of shallow foundations on granular soils.** Amherst: University of Massachusetts Transportation Center, 1995. 222 p.
20. MENDES, Eduardo José. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura.** 2016. 153 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.
21. MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 207 p.

22. MORETTIN, Pedro A.; BUSSAB, Wilton de O.. **Estatística básica**. 5. ed. São Paulo: Saraiva, 2004. 526 p.
23. PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERE, G.. Soil-structure interaction for frame structures on shallow foundations. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 7, n. 2, p.273-285, abr. 2014.
24. REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008. 240 p.
25. SAVARIS, Gustavo. **Monitoração de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura**. 2008. 177 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2008.
26. SOARES, José Moura. **Estudo numérico-experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do distrito federal**. 2004. 265 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.
27. SOUZA, Rafael Alves de; REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum. Technology**, Maringá, v. 30, n. 2, p.161-171, 20 out. 2008.
28. TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, Projeto e execução de fundações rasas. In: WALDEMAR HACHICH et al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7. p. 227-264.
29. VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações, volume 1: Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 225 p.
30. VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Concepção de obras de fundações. In: WALDEMAR HACHICH (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998a. Cap. 6. p. 211-226.
31. VELLOSO, Dirceu de Alencar; MARIA, Paulo Eduardo Lima de Santa; LOPES, Francisco de Rezende. Princípios e modelos básicos de análise. In: WALDEMAR HACHICH (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998b. Cap. 4. p. 163-196.

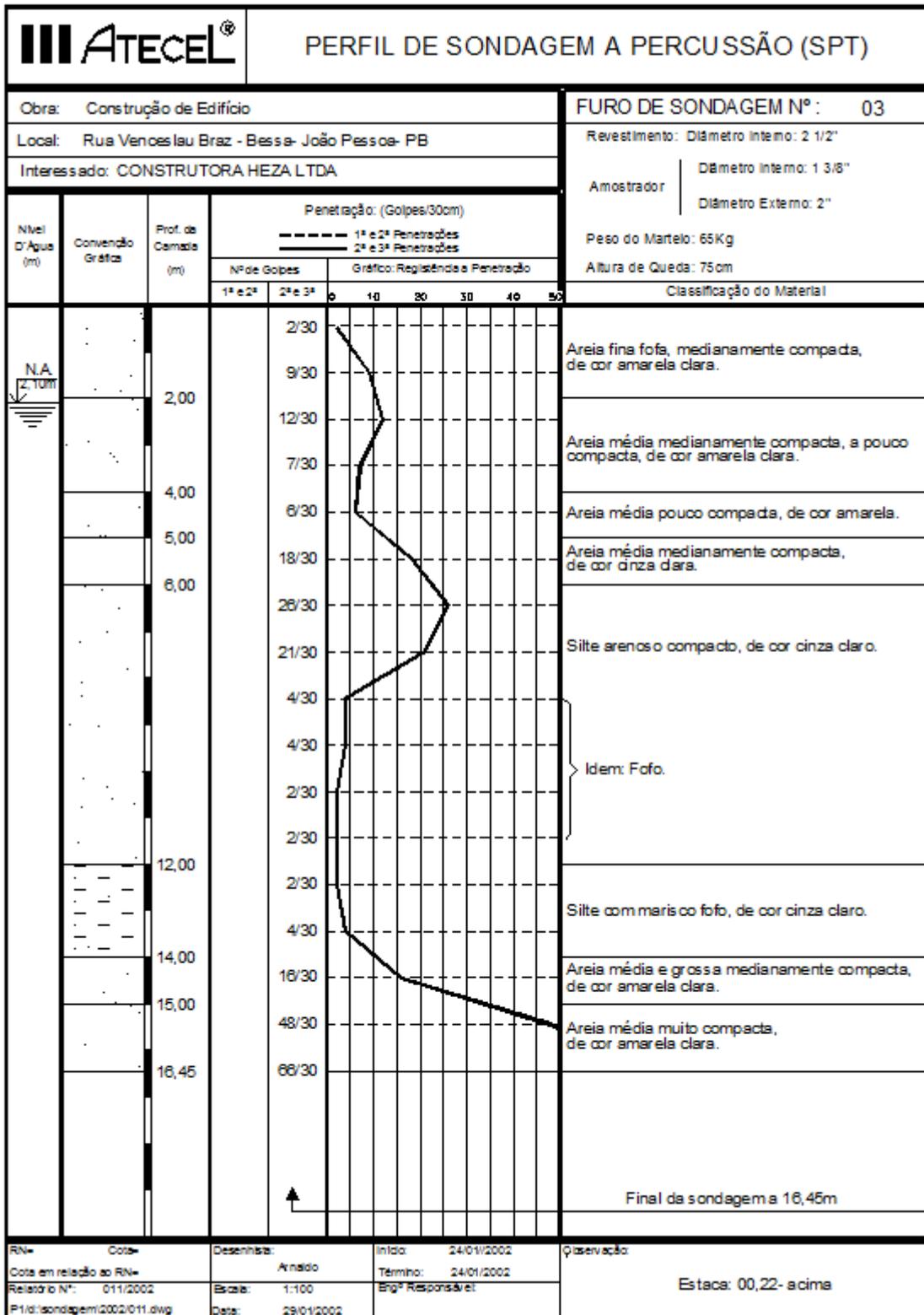
ANEXO A – PERFIS DE SONDAGEM SPT

Anexo A.1 – Perfil de sondagem SPT (Furo 1)



Fonte: Lucena (2003)

Anexo A.3 – Perfil de sondagem SPT (Furo 3)



Fonte: Lucena (2003)

APÊNDICE A – RECALQUES ABSOLUTOS MEDIDOS E ESTIMADOS

Apêndice A.1 – Evolução dos recalques absolutos medidos durante a construção

		Recalques Absolutos (mm)										
Pilar	Dia	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295
	P1		0,0	0,0	0,4	1,2	1,2	1,7	1,9	3,1	3,3	3,6
P2		0,0	0,5	1,0	1,5	1,5	1,6	2,3	2,5	2,8	4,2	4,7
P3		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
P4		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
P5		0,0	0,0	0,3	1,0	1,1	2,2	2,9	3,0	3,5	3,9	6,3
P6		0,0	0,0	0,5	1,4	1,7	2,5	3,3	3,6	4,2	4,8	7,1
P7		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
P8		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
P9		0,0	0,0	0,2	1,3	1,5	2,1	2,6	3,8	4,3	5,2	7,2
P10		0,0	0,1	0,8	0,9	1,3	1,4	1,9	3,1	3,6	4,3	6,4
P11		0,0	0,8	1,0	1,6	1,7	1,8	2,7	2,8	3,6	4,3	7,3
P12		0,0	0,1	1,2	1,4	1,7	2,6	3,0	4,2	4,8	5,4	7,8
P13		0,0	0,0	1,7	1,8	2,5	3,4	4,1	5,0	5,8	6,5	9,1
P14		0,0	0,0	1,1	1,5	2,1	2,7	3,3	4,2	5,2	5,4	8,5
P15		0,0	0,1	0,4	1,2	1,6	2,3	2,8	3,7	4,6	5,2	8,8
P16		0,0	0,0	0,9	1,0	1,0	1,1	2,1	2,6	3,9	4,5	7,1
Média		0,0	0,1	0,8	1,3	1,6	2,1	2,7	3,5	4,1	4,8	7,1

* Não monitorado

Fonte: Autor (2018)

Apêndice A.2 – Evolução dos recalques absolutos estimados (sapata isolada) durante a construção

		Recalques Absolutos (mm)										
Pilar	Dia	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295
	P1		0,1	0,1	0,4	0,7	1,2	1,6	2,1	2,4	2,9	3,1
P2		0,1	0,1	0,4	0,8	1,2	1,7	2,2	2,6	3,1	3,2	4,5
P3*		0,1	0,2	0,7	1,3	2,0	2,8	3,6	4,3	5,1	5,4	7,8
P4*		0,1	0,2	0,7	1,3	2,0	2,8	3,6	4,3	5,1	5,4	7,8
P5		0,1	0,1	0,6	1,1	1,8	2,4	3,1	3,7	4,4	4,6	6,4
P6		0,1	0,1	0,5	1,0	1,5	2,1	2,7	3,2	3,8	4,0	5,6
P7*		0,1	0,2	0,7	1,3	2,0	2,8	3,6	4,3	5,1	5,4	7,8
P8*		0,1	0,2	0,7	1,3	2,0	2,8	3,6	4,3	5,1	5,4	7,8
P9		0,1	0,1	0,5	1,0	1,5	2,1	2,7	3,2	3,8	4,1	5,6
P10		0,1	0,1	0,5	1,0	1,5	2,1	2,8	3,3	3,9	4,1	5,7
P11		0,1	0,1	0,6	1,1	1,8	2,5	3,2	3,8	4,6	4,8	6,7
P12		0,1	0,1	0,6	1,0	1,7	2,3	3,0	3,5	4,2	4,4	6,2
P13		0,1	0,1	0,5	0,9	1,6	2,3	3,0	3,6	4,4	4,6	6,4
P14		0,1	0,1	0,6	1,0	1,7	2,3	3,0	3,5	4,2	4,4	6,2
P15		0,1	0,1	0,5	1,0	1,6	2,2	2,8	3,4	4,0	4,2	5,8
P16		0,1	0,1	0,6	1,1	1,8	2,5	3,2	3,7	4,5	4,7	6,5
Média**		0,1	0,1	0,5	1,0	1,6	2,2	2,8	3,3	4,0	4,2	5,8

* Não monitorado

** Pilares não monitorados foram desconsiderados

Fonte: Autor (2018)

Apêndice A.3 – Evolução dos recalques absolutos estimados (sistema de fundação) durante a construção

		Recalques Absolutos (mm)										
Pilar	Dia	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295
	P1		0,1	0,1	0,5	1,1	2,2	3,1	4,3	7,0	10,4	11,6
P2		0,1	0,1	0,5	1,1	2,2	3,2	4,5	7,4	11,2	12,5	23,1
P3*		0,1	0,1	0,9	1,9	3,2	5,7	9,8	13,6	18,4	20,0	33,2
P4*		0,1	0,1	0,9	1,9	3,2	5,7	9,8	13,6	18,4	20,0	33,2
P5		0,1	0,1	0,6	1,1	1,8	2,5	3,2	3,9	4,7	4,9	9,7
P6		0,1	0,1	0,5	1,0	1,8	2,7	3,8	6,7	10,5	11,8	22,8
P7*		0,1	0,1	0,9	1,9	3,2	5,7	9,8	13,6	18,4	20,0	33,2
P8*		0,1	0,1	0,9	1,9	3,2	5,7	9,8	13,6	18,4	20,0	33,2
P9		0,1	0,1	0,5	1,0	1,8	2,8	3,9	6,8	10,8	12,1	23,3
P10		0,1	0,1	0,5	1,0	1,6	2,2	2,9	3,5	4,2	4,5	8,5
P11		0,1	0,1	0,6	1,1	1,8	2,6	3,3	3,9	4,7	5,0	9,2
P12		0,1	0,1	0,5	1,1	1,8	2,6	3,4	4,2	6,7	7,6	16,1
P13		0,1	0,1	0,4	1,0	1,8	2,7	3,7	4,6	7,8	8,9	18,4
P14		0,1	0,1	0,6	1,1	1,8	2,6	3,5	4,2	6,5	7,5	15,9
P15		0,1	0,1	0,5	1,0	1,6	2,2	2,9	3,5	4,2	4,4	7,6
P16		0,1	0,1	0,7	1,4	2,4	3,6	7,5	11,2	16,0	17,7	31,2
Média**		0,1	0,1	0,5	1,1	1,9	2,7	3,9	5,6	8,1	9,0	17,3

* Não monitorado

** Pilares não monitorados foram desconsiderados

Fonte: Autor (2018)

APÊNDICE B – TENSÕES DE CONTATO NAS SAPATAS

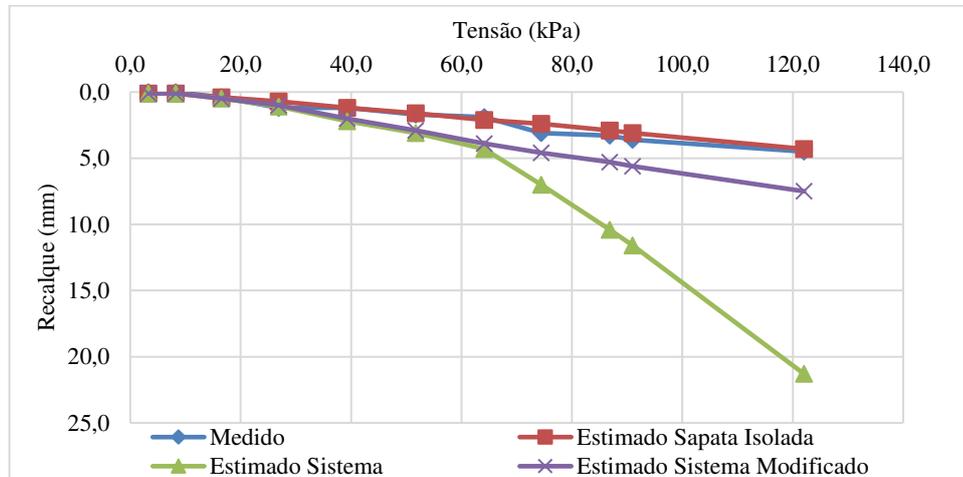
Apêndice B.1 – Evolução das tensões de contato atuantes nas sapatas

		Tensões de Contato (kPa)										
Dia Sapata	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295	
S1	3,3	8,3	16,5	26,9	39,3	51,7	64,1	74,5	86,9	91,0	122,0	
S2	3,5	8,6	17,3	28,1	41,0	54,0	67,0	77,8	90,7	95,0	127,4	
S3	4,0	10,1	20,2	32,8	47,9	63,0	78,1	90,7	105,8	110,8	148,6	
S5	3,9	9,6	19,3	31,3	45,7	60,2	74,6	86,6	101,1	105,9	142,0	
S6	3,7	9,2	18,3	29,8	43,5	57,3	71,0	82,5	96,2	100,8	135,2	
S9	3,7	9,2	18,4	29,9	43,8	57,6	71,4	82,9	96,7	101,3	135,9	
S10	3,5	8,7	17,3	28,1	41,1	54,1	67,1	77,9	90,9	95,3	127,7	
S11	3,8	9,4	18,8	30,6	44,8	58,9	73,0	84,8	98,9	103,7	139,0	
S12	3,8	9,4	18,8	30,6	44,8	58,9	73,0	84,8	99,0	103,7	139,0	
S13	3,8	9,6	19,2	31,1	45,5	59,9	74,2	86,2	100,6	105,4	141,3	
S14	3,8	9,4	18,9	30,7	44,8	58,9	73,1	84,9	99,0	103,7	139,1	
S15	3,3	8,4	16,7	27,2	39,7	52,3	64,8	75,3	87,8	92,0	123,4	
S16	3,7	9,3	18,6	30,2	44,1	58,1	72,0	83,6	97,5	102,2	137,0	
Média	3,7	9,2	18,3	29,8	43,5	57,3	71,0	82,5	96,3	100,8	135,2	

Fonte: Autor (2018)

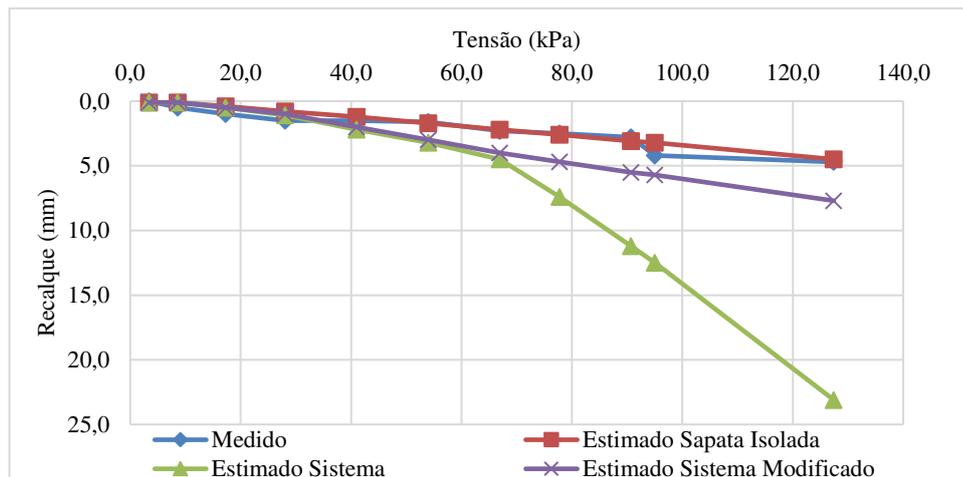
APÊNDICE C – CURVAS TENSÃO X RECALQUE

Apêndice C.1 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 1



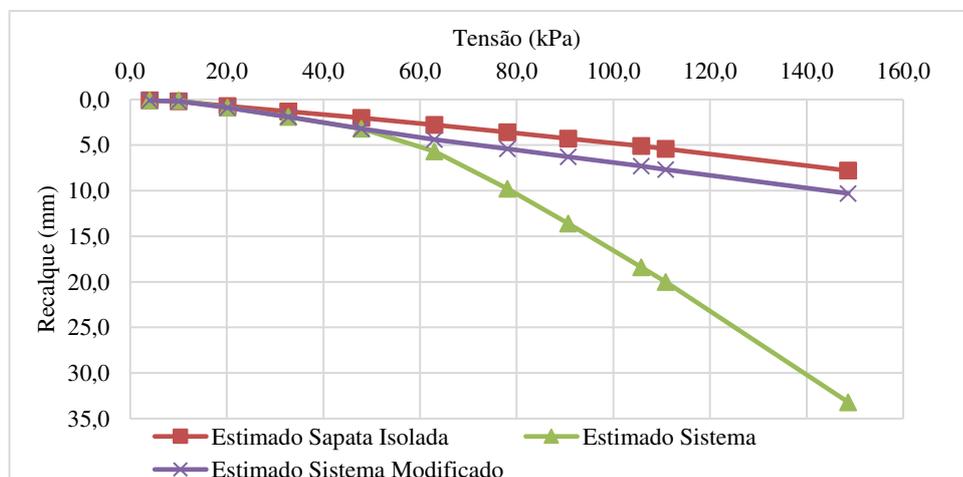
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.2 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 2



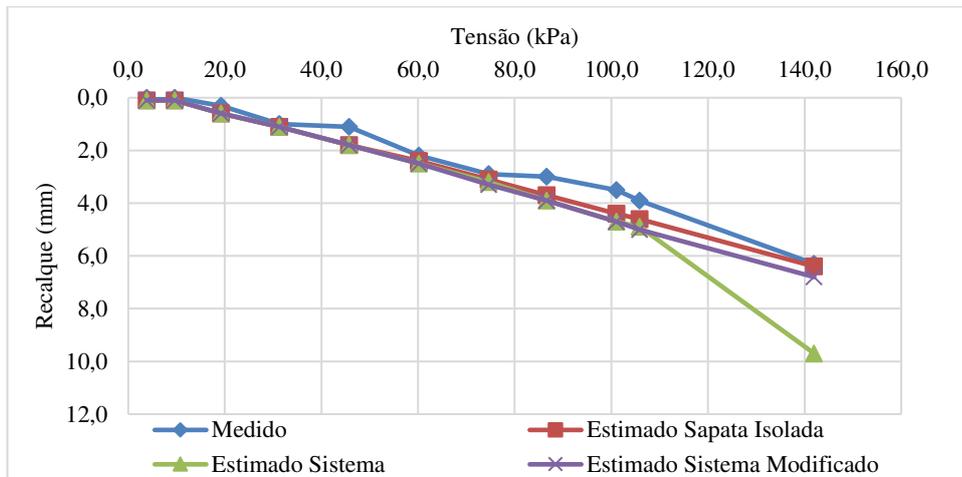
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.3 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 3



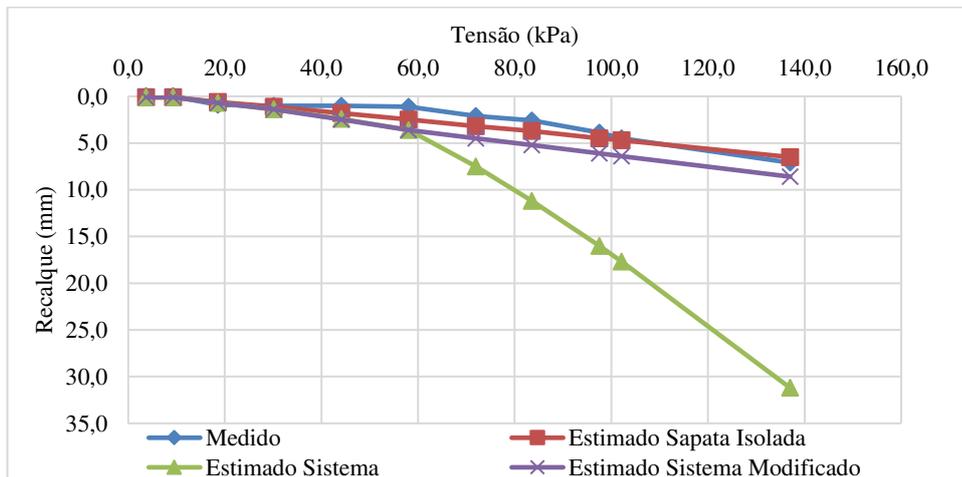
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.4 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 5



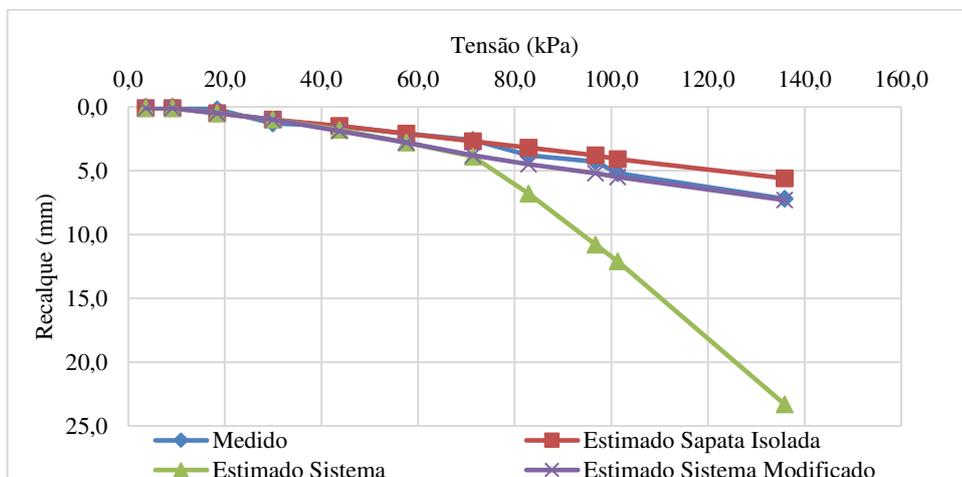
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.5 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 6



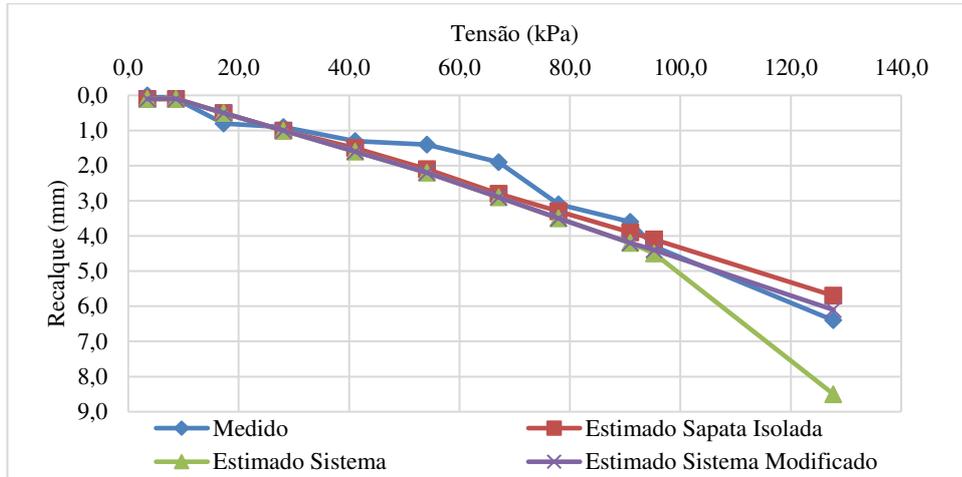
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.6 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 9



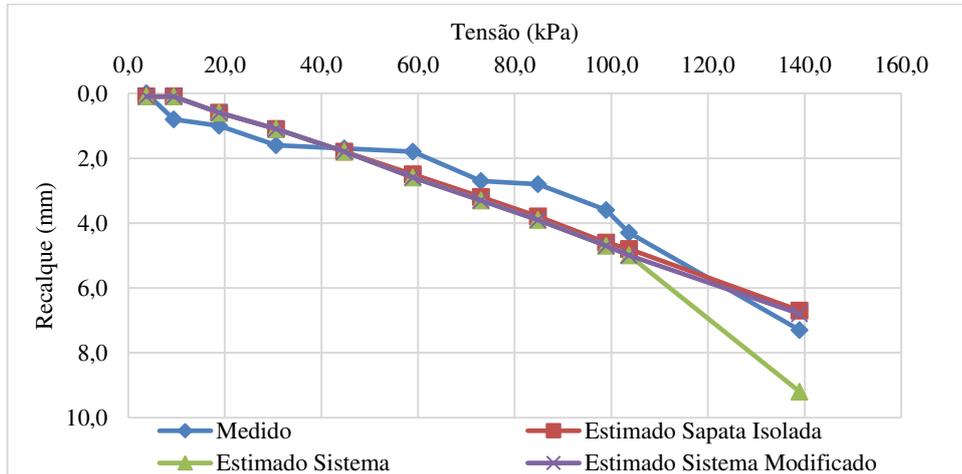
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.7 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 10



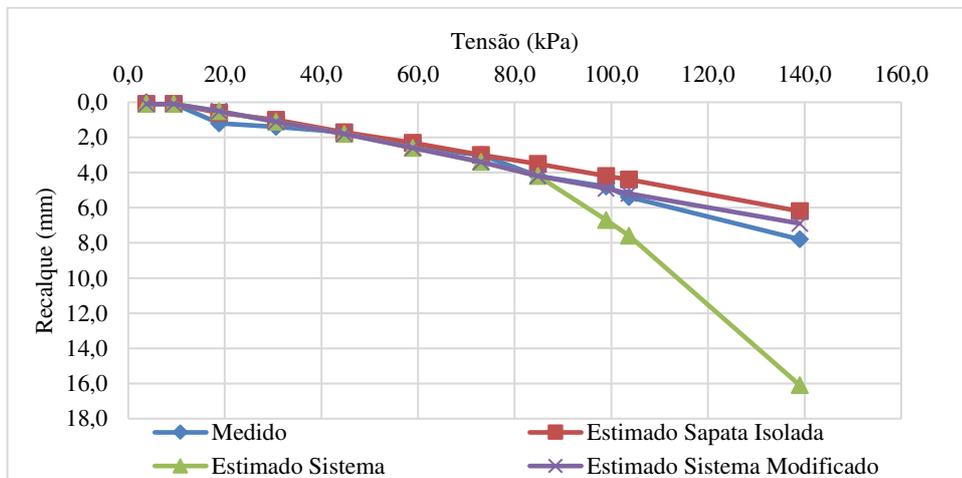
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.8 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 11



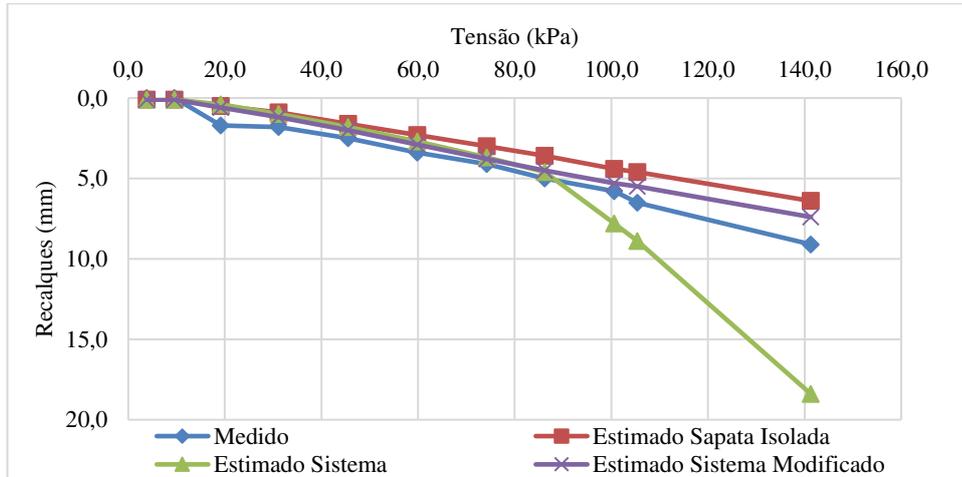
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.9 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 12



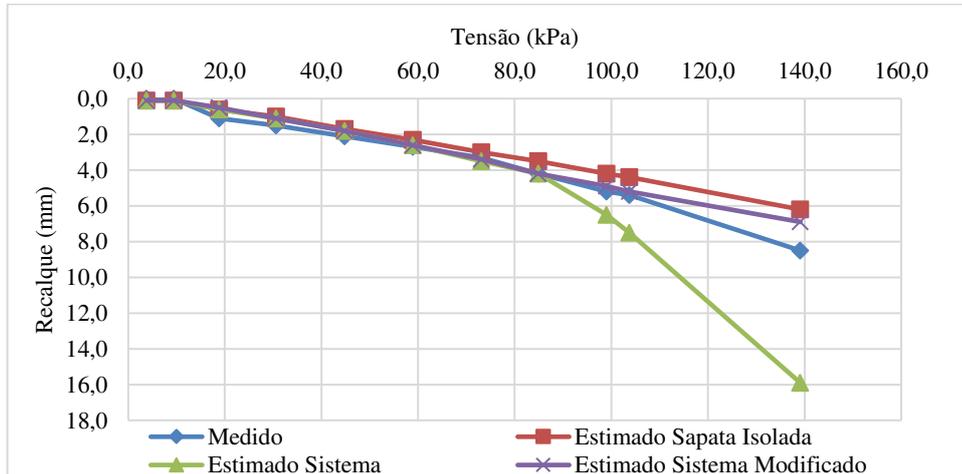
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.10 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 13



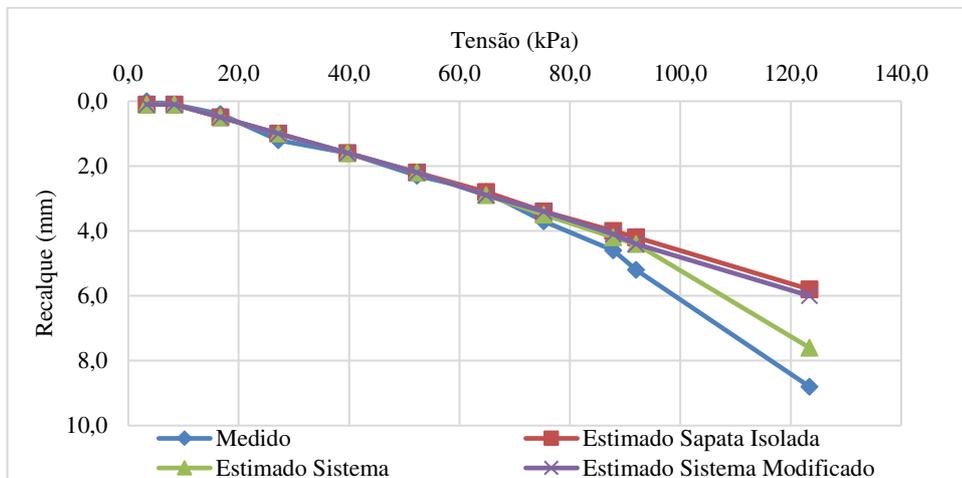
Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.11 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 14

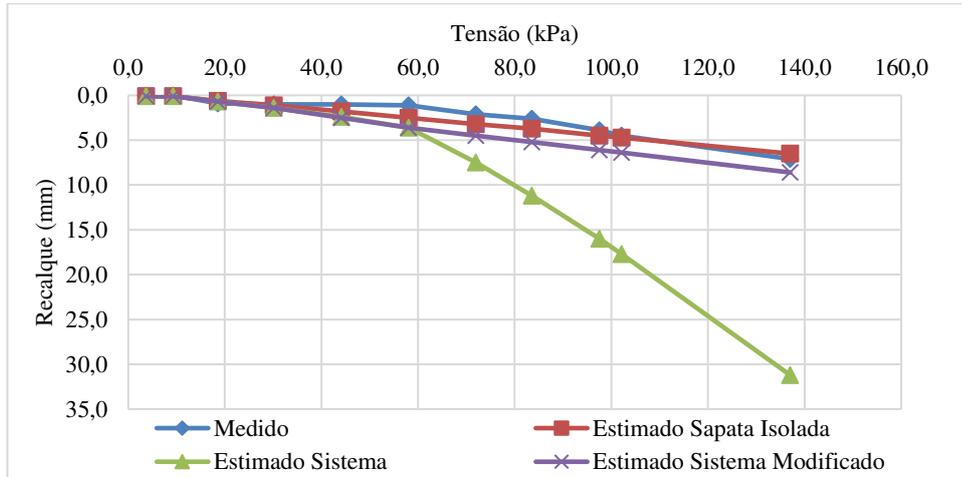


Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.12 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 15



Fonte: Autor (2018)

Apêndice C.13 – Curvas de recalques absolutos (mm) em função da tensão de contato para a sapata 16

Fonte: Autor (2018)

**APÊNDICE D – COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO LINEAR
(VELOCIDADE DE CARREGAMENTO X VELOCIDADE DE
RECALQUE)**

$$r(x, y) = \frac{\sum x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{\sqrt{(\sum x_i^2 - n \bar{x}^2)(\sum y_i^2 - n \bar{y}^2)}}$$

Onde,

x_i : i-ésimo valor da variável independente (velocidade de carregamento);

y_i : i-ésimo valor da variável dependente (velocidade de recalque);

n : número de pares (x_i, y_i) da amostra.

Apêndice D.1 – Evolução das velocidades de carga nas sapatas

		Velocidade de Carregamento (kPa/dia)										
Dia Sapata	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295	
S1	0,00	0,16	0,49	0,30	0,78	0,89	0,59	0,43	0,69	0,13	0,35	
S2	0,00	0,17	0,51	0,31	0,81	0,93	0,62	0,45	0,72	0,14	0,37	
S3*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
S5	0,00	0,19	0,57	0,34	0,90	1,03	0,69	0,50	0,80	0,16	0,41	
S6	0,00	0,18	0,54	0,33	0,86	0,98	0,65	0,48	0,76	0,15	0,39	
S9	0,00	0,18	0,54	0,33	0,86	0,99	0,66	0,48	0,77	0,15	0,39	
S10	0,00	0,17	0,51	0,31	0,81	0,93	0,62	0,45	0,72	0,14	0,37	
S11	0,00	0,18	0,55	0,34	0,88	1,01	0,67	0,49	0,79	0,15	0,40	
S12	0,00	0,18	0,55	0,34	0,88	1,01	0,67	0,49	0,79	0,15	0,40	
S13	0,00	0,19	0,56	0,34	0,90	1,03	0,68	0,50	0,80	0,15	0,41	
S14	0,00	0,18	0,55	0,34	0,88	1,01	0,67	0,49	0,79	0,15	0,40	
S15	0,00	0,16	0,49	0,30	0,78	0,90	0,60	0,44	0,70	0,13	0,36	
S16	0,00	0,18	0,55	0,33	0,87	1,00	0,66	0,48	0,77	0,15	0,40	

* Não monitorado

Fonte: Autor (2018)

Apêndice D.2 – Evolução das velocidades de recalque nas sapatas

		Velocidade de Recalque (micra/dia)										
Sapata	Dia	0	31	48	83	99	113	134	158	176	207	295
	S1		0,00	0,00	23,53	22,86	0,00	35,71	9,52	50,00	11,11	9,68
S2		0,00	16,13	29,41	14,29	0,00	7,14	33,33	8,33	16,67	45,16	5,68
S3*		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
S5		0,00	0,00	17,65	20,00	6,25	78,57	33,33	4,17	27,78	12,90	27,27
S6		0,00	0,00	29,41	25,71	18,75	57,14	38,10	12,50	33,33	19,35	26,14
S9		0,00	0,00	11,76	31,43	12,50	42,86	23,81	50,00	27,78	29,03	22,73
S10		0,00	3,23	41,18	2,86	25,00	7,14	23,81	50,00	27,78	22,58	23,86
S11		0,00	25,81	11,76	17,14	6,25	7,14	42,86	4,17	44,44	22,58	34,09
S12		0,00	3,23	64,71	5,71	18,75	64,29	19,05	50,00	33,33	19,35	27,27
S13		0,00	0,00	100,00	2,86	43,75	64,29	33,33	37,50	44,44	22,58	29,55
S14		0,00	0,00	64,71	11,43	37,50	42,86	28,57	37,50	55,56	6,45	35,23
S15		0,00	3,23	17,65	22,86	25,00	50,00	23,81	37,50	50,00	19,35	40,91
S16		0,00	0,00	52,94	2,86	0,00	7,14	47,62	20,83	72,22	19,35	29,55

* Não monitorado

Fonte: Autor (2018)

$$\sum x_i y_i = 1845,61; \sum x_i^2 = 41,97; \sum y_i^2 = 123549,66$$

$$\bar{x} = 0,48; \bar{y} = 23,33; n = 132$$

$$r(x, y) = \frac{1854,61 - 132 * 0,48 * 23,33}{\sqrt{(41,91 - 132 * 0,48^2)(123549,66 - 132 * 23,33^2)}}$$

$$r(x, y) = 0,48$$