



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

EURICO DE LIRA ARAUJO JUNIOR

**IMPACTO DA INCERTEZA DA PREVISÃO DE RECALQUES NA
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E NA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS**

Recife

2022

EURICO DE LIRA ARAUJO JUNIOR

**IMPACTO DA INCERTEZA DA PREVISÃO DE RECALQUES NA
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E NA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Area de concentração: Engenharia Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira

Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão

Recife

2022

Catálogo na fonte
Bibliotecário Gabriel Luz CRB-4 / 2222

- A663i Araujo Junior, Eurico de Lira.
Impacto da incerteza da previsão de recalques na redistribuição de esforços e na segurança de fundações profundas / Eurico de Lira Araújo Junior. 2022.
274 f: figs., tabs.
Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.
Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão.
Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, 2022.
Inclui referências e apêndices.
1. Engenharia civil. 2. Comportamento de recalques. 3. Interação solo-estrutura. 4. Efeito de grupo em estacas. 5. Segurança em fundações profundas. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Gusmão, Alexandre Duarte (Coorientador). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG / 2022 - 432

EURICO DE LIRA ARAUJO JUNIOR

**IMPACTO DA INCERTEZA DA PREVISÃO DE RECALQUES NA
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E NA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Aprovada em 20/06/2022

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães
(Examinador Interno - UFPE)

Prof. Dr. Maurício Martines Sales
(Examinador Externo - UFG)

Prof. Dr. Paulo César de Almeida Maia
(Examinador Externo - UENF)

Prof. Dr. Fernando Artur Nogueira Silva
(Examinador Externo - UNICAP)

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
(Examinador Externo - UNICAP)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família: Aline Marques Araújo, Beatriz Marques Araújo e Heitor Marques Araújo, por haverem admitido minha ausência por prolongados períodos durante a confecção desta Tese.

A meus pais: Eurico de Lira Araújo (IN MEMORIAM), e Rosilda dos Santos Araújo, por serem para mim um exemplo de resiliência e perseverança.

À minha professora Maria Altair Farias Galvão, que me fez acreditar que eu poderia ser, e ter, mais do que a vida parecia haver destinado para mim.

Aos meus orientadores: professores Silvio Romero de Melo Ferreira e Alexandre Duarte Gusmão por haverem fomentado em mim a paixão pela Engenharia e pela Ciência.

À Universidade Federal de Pernambuco, pela confiança em mim depositada e por me ter possibilitado a chance de tentar contribuir com a evolução da Engenharia.

À Universidade de Pernambuco, que através de seus docentes, imprimiu em mim a vontade de ser engenheiro e de contribuir para o melhoramento da sociedade.

Às empresas ENSOLO – Engenharia e Consultoria de Solos, Gusmão Engenheiros Associados e Nassar Engenheiros Associados, por haverem moldado minha formação profissional.

Ao professor Dilson Lima Corrêa Teixeira (IN MEMORIAM), com quem tive o prazer de trabalhar, pelos incentivos, ensinamentos e conselhos, com os quais procurei pautar minha vida acadêmica e profissional.

A Heber de Oliveira Costa e Silva pelas valiosas dicas acerca de instrumentos de pesquisa, os quais enriqueceram grandemente a bibliografia desta Tese.

“A ciência moderna tem sido uma viagem para o desconhecido, com uma lição de humildade esperando em cada parada.” (SAGAN, 1996)

RESUMO

Mecanismos como Interação Solo-Estrutura (ISE) e Efeito Incremental Construtivo (EIC) são cada vez mais usados em detrimento de modelos que consideram os pilares como apoios fixos. Para uma correta análise da ISE e do EIC, é fundamental uma estimativa satisfatória dos recalques. No caso de fundações profundas, essa estimativa se torna ainda mais complexa pela interação da estaca com o solo, o que pode gerar efeito de grupo. Este trabalho objetiva: analisar os efeitos das incertezas das previsões de recalques de apoio na migração de esforços em edifícios de múltiplos pavimentos e seus impactos na segurança de fundações profundas; analisar o comportamento dos recalques medidos em edifícios de múltiplos pavimentos e propor um método estatístico que considera os recalques como variáveis aleatórias na construção de curvas de probabilidade de solicitação. Os métodos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980) e da NBR 6122 (2019) foram utilizados na estimativa de recalques de 2 edifícios de concreto armado (A e B) cujas fundações são constituídas por estacas hélice contínua. Os testes de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk foram aplicados às amostras de recalques medidos a fim de averiguar se esses valores pertenciam a distribuições normais. A análise de segurança nas fundações considerou as incertezas na previsão de recalques e foram avaliadas em termos de Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fator de segurança. Dois programas foram desenvolvidos na linguagem BASIC, possibilitando a análise de recalques em grupos de estacas e a construção de curvas de probabilidade de solicitação. As previsões de recalque dos diferentes métodos variaram de 1,40 mm a 20,38 mm em um pilar e de 1,17 mm a 15,57 mm em um outro. Em relação aos recalques medidos, verificou-se que nem sempre ocorre aumento na rigidez do conjunto solo-estrutura em pilares em condições menos rígidas em detrimento de pilares em condições mais rígidas. O emprego das ISE baseados nos diferentes métodos de estimativa de recalque revelou uma grande variabilidade tanto nas cargas axiais (redução de 38% e aumento de 48% em um mesmo pilar) quanto nos momentos próximos aos pilares (aumento de 160 vezes em um mesmo pilar) em relação ao modelo que considera os apoios como fixos. O teste de Shapiro-Wilk indicou que em mais de 90% das amostras de recalques avaliadas há indícios de que as populações provêm de uma distribuição normal. O método estatístico aplicado aos recalques medidos dos Edifícios A e B foram confirmados através de um teste de verificação, comprovando a validade da metodologia proposta para obtenção de recalques aleatórios. A consideração de aleatoriedade dos recalques impacta no Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fator de segurança das fundações.

Palavras-chave: comportamento de recalques; interação solo-estrutura; efeito de grupo em estacas; segurança em fundações profundas.

ABSTRACT

Mechanisms such as Soil Structure Interaction (SSI) and Construction Sequence (CS) are increasingly used to the detriment of models that consider columns as fixed node supports. For a correct analysis of SSI e CS it is fundamental a satisfactory prediction of settlements. In the case of mat foundations, this prediction becomes even more complex due the interaction of the pile and the soil, wich can generate group effect. This work aims to: analyse effects of support settlements predictions uncertainties on the migration of load in multi-story buildings and their impacts on the safety of mat foundations; analyze the behavior of measured settlements in multi-story buildings and to propose a statistical method that considers settlements as random variables in the construction of load probability curves. The methods of Meyerhof (1959), Aoki and Lopes (1975), Poulos and Davis (1980) and NBR 6122 (2019) were used to estimate the settlements of 2 reinforced concrete buildings (A and B) whose foundations are constituted by continuous flight auger piles. The Kolmogorov-Smirnov and Shapiro-Wilk tests were applied to the measured settlement samples in order to ascertain whether these values belonged to normal distributions. The foundation safety analysis considered the uncertainties in the settlement prediction and were evaluated in terms of Reliability Index, Failure Probability and Safety Factor. Two softwares were developed in the BASIC language, enabling the analysis of settlements in pile groups and the construction of load probability curves. Settlement predictions for the different methods ranged from 1.40 mm to 20.38 mm in one column and from 1.17 mm to 15.57 mm in another. Regarding the measured settlements, it was found that there is not always an increase in the stiffness of the soil-structure set in less rigid conditions columns to the detriment of columns more rigid conditions. The use of ISE based on different settlement estimation methods revealed a great variability both in axial loads (38% reduction and 48% increase in the same column) and in the moments close to the columns (160 times increase in the same column) in relation to the model that considers the supports as fixed. The Shapiro-Wilk test indicated that in more than 90% of the evaluated settlement samples there are indications that the populations come from a normal distribution. The statistical method applied to the measured settlements of Buildings A and B were confirmed through a verification test, proving the validity of the proposed methodology for obtaining random settlements. The consideration of settlement randomness impacts the Reliability Index, Failure probability and Foundation Safety Factor.

Keywords: settlement behavior; soil-structure interaction; group effect in piles; safety in mat foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Partes constituintes de uma edificação.....	28
Figura 2 – Representação do efeito incremental construtivo.....	33
Figura 3 – Contribuição da sequência construtiva na distribuição de recalques.....	35
Figura 4 – Comportamento de recalques médios e coeficientes de variação com o aumento da rigidez da estrutura.....	35
Figura 5 – Consequência do efeito incremental construtivo no coeficiente de variação dos recalques (CV).....	36
Figura 6 – Uniformização do coeficiente de variação (CV) ao longo do tempo.....	37
Figura 7 – Comportamento de viga parede.....	37
Figura 8 – Evolução do coeficiente de variação de recalques (CV) em paredes de concreto.....	38
Figura 9 – Comportamentos tensão-deformação do solo: (a) Linear elástico; (b) Não-linear elástico; (c) Plástico; (d) Rígido plástico; (e) Elastoplástico – (1) Perfeitamente plástico; (2) Com enrijecimento; (3) Com amolecimento..	39
Figura 10 – Comparação de recalque medido com previsões de recalque.....	42
Figura 11 – Disposições geométricas adotadas na ponta das estacas. a) vista em planta; b) vista em corte.....	45
Figura 12 – Disposições geométricas adotadas no fuste das estacas.....	47
Figura 13 – Disposições geométricas adotadas em Mindlin (1936).....	48
Figura 14 – Recalques medidos em estacas pré-moldadas comparadas a modelos de previsão de recalques baseados em redes neurais artificiais.....	49
Figura 15 – Considerações geométricas do efeito de grupo na NBR 6122 (2019).....	54
Figura 16 – Comparações de curvas carga-recalque.....	55
Figura 17 – Conceitos empregados nos métodos de verificação de segurança.....	57
Figura 18 – Curvas de funções de densidade de resistência e solicitação.....	58
Figura 19 – Função margem de segurança.....	60
Figura 20 – Pontos notáveis da curva de probabilidade de resistência.....	66
Figura 21 – Cenários envolvendo estimativas e medições de recalques.....	67
Figura 22 – Análise de probabilidade de ruína e fator de segurança.....	73
Figura 23 – Trecho do projeto geotécnico do Edifício A.....	78
Figura 24 – Pavimento Tipo do Edifício A.....	78

Figura 25 – Trecho do projeto geotécnico do Edifício B.....	80
Figura 26 – Pavimento Tipo do Edifício B.....	81
Figura 27 – Perfil de solo do Edifício A.....	82
Figura 28 – Perfil de solo do Edifício B.....	83
Figura 29 – Leitura de recalque realizada no Edifício B.....	84
Figura 30 – Percentagens das ações e seus coeficientes de variação (CVn) no Edifício A.....	89
Figura 31 – Percentagens das ações e seus coeficientes de variação (CVn) no Edifício B.....	89
Figura 32 – Esquema de descimbramento dos edifícios.....	90
Figura 33 – Leituras de recalques e lajes correspondentes no Edifício A.....	92
Figura 34 – Etapa construtiva x evolução construtiva do Edifício A.....	93
Figura 36 – Etapa construtiva x evolução construtiva do Edifício B.....	95
Figura 37 – Prova de carga realizada em estaca do Pilar P7A do Edifício A.....	99
Figura 38 – Prova de carga realizada em estaca do Pilar P25B do Edifício B.....	99
Figura 39 – Fator de influência na deformação vertical.....	107
Figura 40 – Correção devido ao embutimento das sapatas hipotéticas.....	109
Figura 41 – Representação gráfica de Z_j e do intervalo Δz	112
Figura 42 – Representação da Condição A.....	116
Figura 43 – Representação da Condição B.....	117
Figura 44 – Representação das ações verticais adotadas considerando o limite superior de 30%, 20% e 10% das ações superiores.....	119
Figura 45 – Fluxograma da metodologia empregada.....	120
Figura 46 – Recalques obtidos na Leitura La2 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	124
Figura 47 – Recalques obtidos na Leitura La3 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	124
Figura 48 – Recalques obtidos na Leitura La4 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	124
Figura 49 – Recalques obtidos na Leitura La5 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	125
Figura 50 – Recalques obtidos na Leitura Lb2 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	125

Figura 51 – Recalques obtidos na Leitura Lb3 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	125
Figura 52 – Recalques obtidos na Leitura Lb4 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	126
Figura 53 – Recalques obtidos na Leitura Lb5 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	126
Figura 54 – Recalques obtidos na Leitura Lb6 e coeficiente de variação (CV) correspondente.....	126
Figura 55 – Evolução dos coeficientes de variação (CV) no Edifício A.....	127
Figura 56 – Evolução dos coeficientes de variação (CV) no Edifício B.....	127
Figura 57 – Relações de carga entre o MODELO 3 (V0) e MODELO 1 (F0) e entre MODELO 4 (W0) e MODELO 1 (F0) no Edifício A.....	129
Figura 58 – Relações de carga entre o MODELO 3 (V0) e MODELO 1 (F0) e entre MODELO 4 (V0) e MODELO 1 (F0) no Edifício B.....	131
Figura 59 – Regressões lineares na relação carga <i>versus</i> recalque medido – Edifício A..	133
Figura 60 – Regressões lineares na relação carga <i>versus</i> recalque medido – Edifício B..	133
Figura 61 – Comparação entre recalques medidos e estimados no Edifício A.....	137
Figura 62 – Comparação entre recalques medidos e estimados no Edifício B.....	142
Figura 63 – Comparação de relações de carga entre MODELO 2 e MODELO 1 no Edifício A.....	145
Figura 64 – Comparação de momentos no pórtico P1A; P4A; P8A e P11A.....	148
Figura 65 – Comparação de momentos no pórtico P5A e P6A.....	149
Figura 66 – Comparação de momentos no pórtico P11A; P12A; P13A e P14A.....	150
Figura 67 – Comparação de relações de carga entre MODELO 2 e MODELO 1 no Edifício B.....	152
Figura 68 – Comparação de momentos no pórtico P1B e P2B.....	155
Figura 69 – Comparação de momentos no pórtico P5B e P6B.....	156
Figura 70 – Comparação de momentos no pórtico P7B e P12B.....	158
Figura 71 – Comparação de momentos no pórtico P11B; P14B e P19B.....	159
Figura 72 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados ao Edifício A...	162
Figura 73 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados ao Edifício B....	163
Figura 74 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados à Torre 2 do Edifício A.....	165

Figura 75 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados à Torre 1 do Edifício B.....	165
Figura 76 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Santos (2018).....	165
Figura 77 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Cabral (2018).....	166
Figura 78 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Savaris (2008).....	166
Figura 79 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Seixas et al. (2006).....	166
Figura 80 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Meyerhof (1959) – Edifício A.....	181
Figura 81 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Aoki e Lopes (1975) – Edifício A.....	182
Figura 82 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Poulos e Davis (1980) – Edifício A.....	182
Figura 83 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir da NBR 6122 (2019) – Edifício A.....	183
Figura 84 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Almeida et al. (2019) – Edifício A.....	183
Figura 85 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Meyerhof (1959) – Edifício B.....	184
Figura 86 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Aoki e Lopes (1975) – Edifício B.....	184
Figura 87 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Poulos e Davis (1980) – Edifício B.....	185
Figura 88 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir da NBR 6122 (2019) – Edifício B.....	185
Figura 89 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Almeida et al. (2019) – Edifício B.....	186
Figura 90 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A.....	188
Figura 91 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada	

por Alonso (1996) – Edifício A.....	188
Figura 92 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B.....	189
Figura 93 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B.....	189
Figura 94 – Influência do recalque médio e do coeficiente de variação de recalque no Índice de confiabilidade no Pilar P7A – Edifício A.....	190
Figura 95 – Influência do recalque médio e do coeficiente de variação de recalque no Índice de confiabilidade no Pilar P9+10B – Edifício B.....	190
Figura 96 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A.....	192
Figura 97 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A.....	192
Figura 98 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B.....	193
Figura 99 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B.....	193
Figura 100 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A.....	194
Figura 101 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A.....	195
Figura 102 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A.....	195
Figura 103 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A.....	196
Figura 104 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A.....	196
Figura 105 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores	

com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A.....	197
Figura 106 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B.....	197
Figura 107 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B.....	198
Figura 108 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B.....	198
Figura 109 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B.....	199
Figura 110 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B.....	199
Figura 111 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B.....	200

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Recalques médios e Coeficientes de Variação de recalques (CV).....	35
Tabela 2 – Valores médios de K para estacas sólidas.....	52
Tabela 3 – Parâmetros β_1 e β_2	63
Tabela 4 – Fatores de minoração de resistência.....	65
Tabela 5 – Valores mínimos recomendados para o Índice de confiabilidade.....	68
Tabela 6 – Valores de β e pf considerando custos de medidas de segurança e consequências da ruína.....	69
Tabela 7 – Valores de Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de ruína (pf).....	70
Tabela 8 – Valores de Índice de confiabilidade (β) para grupos de estaca e estacas isoladas.....	71
Tabela 9 – Datas em que ocorreram as leituras de recalque nos Edifícios A e B.....	85
Tabela 10 – Correções de área aplicadas os pilares P3A e P7A do Edifício A.....	87
Tabela 11 – Correções de área aplicadas os pilares P11B e P14B do Edifício B.....	87
Tabela 12 – Ações permanentes atuantes nos Edifícios A e B.....	88
Tabela 13 – Estágios considerados para modelagem do Efeito Incremental Construtivo (EIC) do Edifício A.....	92
Tabela 14 – Estágios considerados para modelagem do (EIC) do Edifício B.....	95
Tabela 15 – Valores do coeficiente de Poisson.....	101
Tabela 16 – Valores do Coeficiente K_s	102
Tabela 17 – Entrada de perfis de solo no programa adaptado de Aoki-Lopes (1975).....	103
Tabela 18 – Entrada de dados de pilares e estacas adaptado de Aoki-Lopes (1975).....	104
Tabela 19 – Leituras de recalques realizadas no Edifício A.....	121
Tabela 20 – Leituras de recalques realizadas no Edifício B.....	122
Tabela 21 – Resumo de cargas do MODELO 1, MODELO 3 e MODELO 4 (Edifício A).....	128
Tabela 22 – Resumo de cargas do MODELO 1, MODELO 3 e MODELO 4 (Edifício B).....	130
Tabela 23 – Estimativa de recalques por Meyerhof (1959) no Edifício A.....	135
Tabela 24 – Estimativa de recalques por Aoki e Lopes (1975) no Edifício A.....	136
Tabela 25 – Estimativa de recalques por Poulos e Davis (1980) no Edifício A.....	136
Tabela 26 – Estimativa de recalques pela ABNT NBR 6122 (2019) no Edifício A.....	137

Tabela 27 – Estimativa de recalques por Meyerhof (1959) no Edifício B.....	138
Tabela 28 – Estimativa de recalques por Aoki e Lopes (1975) no Edifício B.....	139
Tabela 29 – Estimativa de recalques por Poulos e Davis (1980) no Edifício B.....	140
Tabela 30 – Estimativa de recalques pela ABNT NBR 6122 (2019) no Edifício B.....	141
Tabela 31 – Recalque médio obtido de Almeida et al. (2019).....	143
Tabela 32 – Fator G obtido dos Edifícios A e B.....	144
Tabela 33 – Comportamento dos carregamentos verticais considerando o fator AR no Edifício A.....	160
Tabela 34 – Comportamento dos carregamentos verticais considerando o fator AR no Edifício B.....	161
Tabela 35 – Recalques da Torre 2 do Edifício A.....	163
Tabela 36 – Recalques da Torre 1 do Edifício B.....	164
Tabela 37 – Recalques estimados pela Equação 4.30 comparados aos recalques medidos em ordem crescente nos Edifícios A e B.....	168
Tabela 38 – Dados empregados na obtenção dos recalques aleatórios do Edifício A.....	169
Tabela 39 – Dados empregados na obtenção dos recalques aleatórios do Edifício B.....	169
Tabela 40 – Recalques aleatórios obtidos de Meyerhof (1959) e Aoki e Lopes (1975) – Edifício A.....	170
Tabela 41 – Recalques aleatórios obtidos de Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019) – Edifício A.....	171
Tabela 42 – Recalques aleatórios obtidos de Almeida et al. (2019) – Edifício A.....	172
Tabela 43 – Recalques aleatórios obtidos de Meyerhof (1959) – Edifício B.....	173
Tabela 44 – Recalques aleatórios obtidos de Aoki e Lopes (1975) – Edifício B.....	174
Tabela 45 – Recalques aleatórios obtidos de Poulos e Davis (1980) – Edifício B.....	175
Tabela 46 – Recalques aleatórios obtidos da NBR 6122 (2019) – Edifício B.....	176
Tabela 47 – Recalques aleatórios obtidos de Almeida et al. (2019) – Edifício B.....	177
Tabela 48 – Resumo de resistências e valores de R_k e v_R do Edifício A.....	178
Tabela 49 – Resumo de resistências e valores de R_k e v_R para a profundidade de 20,5 m (Edifício B).....	179
Tabela 50 – Resumo de resistências e valores de R_k e v_R para a profundidade de 24,5 m (Edifício B).....	179
Tabela 51 – Comparação das resistências totais obtidas pelos métodos semiempíricos com o método de extrapolação de curva de Van der Veen modificado por	

Aoki (1976).....	180
------------------	-----

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DO TEMA.....	23
1.2	OBJETIVOS.....	24
1.2.1	Objetivo geral	25
1.2.2	Objetivos específicos	25
1.3	HIPÓTESES DA PESQUISA.....	25
1.4	PREMISSAS.....	26
1.5	DELIMITAÇÕES.....	26
1.6	CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTADO DA ARTE.....	26
1.7	ESTRUTURA DA TESE.....	27
2	MECANISMOS PRESENTES NA RELAÇÃO ENTRE AS ESTRUTURAS E OS SOLOS	28
2.1	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	28
2.2	EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO.....	32
2.3	EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO E INTERAÇÃO SOLO- ESTRUTURA ASSOCIADOS AO COMPORTAMENTO DO SOLO.....	34
2.4	MODELAGEM DO SOLO PARA EMPREGO DA ISE.....	39
2.5	PREVISÃO DE RECALQUE EM ESTACAS ISOLADAS.....	42
2.6	EFEITO DE GRUPO EM ESTACAS.....	50
2.7	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO.....	55
3	SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES E FERRAMENTAS DE ANÁLISE ESTATÍSTICA	56
3.1	INCERTEZAS NA OBTENÇÃO DE RECALQUES E CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES.....	56
3.2	CONSTRUÇÃO DE CURVAS DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA - $f_R(R)$	62
3.3	CONSTRUÇÃO DE CURVAS DE PROBABILIDADE DE SOLICITAÇÃO - $f_S(S)$	66
3.4	NORMAS ACERCA DE ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DE PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	68
3.5	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DE	

	PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	72
3.6	FERRAMENTAS DE ANÁLISES ESTATÍSTICAS.....	74
3.6.1	Teste de Kolmogorov-Smirnov.....	74
3.6.2	Teste de Shapiro-Wilk.....	75
3.7	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO.....	76
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	77
4.1	SELEÇÃO DE EDIFÍCIOS.....	77
4.1.1	Edifício A.....	77
4.1.2	Edifício B.....	79
4.2	PROGRAMAÇÃO DE ANÁLISES.....	81
4.3	COLETA DE DADOS DOS RECALQUES.....	84
4.4	OBTENÇÃO DAS MODELAGENS ESTRUTURAIS DOS EDIFÍCIOS.....	85
4.4.1	Ações empregadas na modelagem dos edifícios e propriedades do concreto armado.....	87
4.4.2	Análise não linear dos efeitos construtivos.....	89
a)	Edifício A.....	91
b)	Edifício B.....	93
4.4.3	Obtenção das ISE nos edifícios.....	96
4.5	MÉTODOS EMPREGADOS NA ESTIMATIVA DE RECALQUES DAS FUNDAÇÕES.....	98
4.5.1	Meyerhof (1959).....	98
4.5.2	Aoki e Lopes (1975).....	99
4.5.3	Poulos e Davis (1980).....	104
4.5.4	ABNT NBR 6122 (2019).....	105
4.6	OBTENÇÃO DE RECALQUES MÉDIOS ESTIMADOS.....	109
4.7	VERIFICAÇÃO DAS INCERTEZAS NA PREVISÃO DE RECALQUES EM RELAÇÃO A REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DOS RECALQUES MEDIDOS.....	110
4.8	VERIFICAÇÃO DA NORMALIDADE DE RECALQUES MEDIDOS E DA LITERATURA.....	111
4.9	MÉTODO PROPOSTO PARA OBTENÇÃO DE RECALQUES ALEATÓRIOS.....	112
4.10	CONSTRUÇÃO DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA	

	$f_R(R)$	114
4.11	CONSTRUÇÃO DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE SOLICITAÇÃO $f_S(S)$	115
4.12	VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE, PROBABILIDADE DE RUÍNA E FATOR DE SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES.....	118
4.13	FLUXOGRAMA METODOLÓGICO.....	120
5	RESULTADOS	121
5.1	EVOLUÇÃO DE RECALQUES POR ETAPA CONSTRUTIVA.....	121
5.2	CARGAS VERTICAIS PERMANENTES OBTIDAS DOS MODELOS 1, 3 E 4.....	127
5.2.1	Edifício A	127
5.2.2	Edifício B	129
5.3	REGRESSÕES LINEARES APLICADAS E RECALQUE MEDIDO ($V_0 \times REC_{MED}$).....	132
5.4	RECALQUES ESTIMADOS NAS FUNDAÇÕES.....	135
5.4.1	Edifício A	135
5.4.2	Edifício B	138
5.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RECALQUES OBTIDOS POR MEYERHOF (1959), AOKI E LOPES (1975), POULOS E DAVIS (1980) E NBR 6122 (2019).....	142
5.6	OBTENÇÃO DO RECALQUE MÉDIO (Rec_{Mal}) POR ALMEIDA ET AL. (2019) E VERIFICAÇÃO DO FATOR G PARA OS EDIFÍCIOS A E B.....	143
5.7	COMPARAÇÃO DE CARGAS E MOMENTOS FLETORES OBTIDOS DOS MODELOS 2, 3 E 4 COM RESPEITO AO MODELO 1.....	145
5.7.1	Edifício A	145
5.7.2	Edifício B	152
5.8	VERIFICAÇÃO DO FATOR AR	160
5.9	VERIFICAÇÃO DA NORMALIDADE DE RECALQUES MEDIDOS NOS EDIFÍCIOS A E B E NA LITERATURA.....	162
5.10	RECALQUES ALEATÓRIOS OBTIDOS PELO MÉTODO PROPOSTO....	169
5.11	OBTENÇÃO DE DADOS DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA $f_R(R)$	177

5.12	COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS COM A EXTRAPOLAÇÃO DE CURVA DE VAN DER VEEN MODIFICADO POR AOKI (1976).....	180
5.13	OBTENÇÃO DE DADOS DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE SOLICITAÇÃO $f_s(S)$	181
5.14	AVALIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES....	187
5.15	AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA DAS FUNDAÇÕES.....	191
5.16	AVALIAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA ASSOCIADOS A CARGAS COM DIFERENTES PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA.....	194
6	CONCLUSÕES	202
	REFERÊNCIAS	206
	APÊNDICE A - VALORES DE α_F EM FUNÇÃO DE RELAÇÕES GEOMÉTRICAS, DA RELAÇÃO DE RIGIDEZ DA ESTACA E SOLO E DO COEFICIENTE DE POISSON DE ACORDO COM O MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980)	216
	APÊNDICE B – ROTINA COMPUTACIONAL PARA UTILIZAÇÃO DE ISE CONFORME ITEM 4.4.3	220
	APÊNDICE C – ROTINA COMPUTACIONAL PARA CÁLCULO DE RECALQUES POR AOKI E LOPES (1975)	232
	APÊNDICE D – RELAÇÃO RECALQUE MEDIDO (rec_{med}) EM FUNÇÃO DA CARGA (V_0) PARA CADA PILAR DOS EDIFÍCIOS A E B	258
	APÊNDICE E - CAPACIDADES DE CARGA DE CADA ESTACA, PARA CADA FURO DE SONDAGEM DOS EDIFÍCIOS A E B	263

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DO TEMA

Gusmão (1990) explica que o projeto estrutural é comumente desenvolvido admitindo-se a hipótese de os apoios da edificação serem indeslocáveis, de sorte que as cargas nas fundações e o dimensionamento dos elementos estruturais são considerados com base na referida hipótese. Apesar disso, instrumentos como Interação Solo Estrutura (ISE) e Efeito Incremental Construtivo (EIC) têm sido cada vez mais utilizados em detrimento de modelos que consideram os pilares como nós fixos. Ocorre que para uma adequada análise de ISE, é fundamental estimar satisfatoriamente as magnitudes e comportamento dos recalques.

A necessidade de melhorar a predição de cargas transmitidas às fundações de edifícios de múltiplos pavimentos obriga os engenheiros a observar aspectos como ISE e EIC, uma vez que os mencionados mecanismos influenciam a redistribuição de esforços com consequentes efeitos no índice de confiabilidade (β) e na probabilidade de ruína (pf) dos elementos de fundação. Uma vez que os métodos de previsão de recalque podem variar consideravelmente de um para outro, é necessário inserir essas incertezas na avaliação da segurança das fundações.

O Tema ganha ainda mais relevância quando se considera a implantação de edifícios de múltiplos pavimentos em áreas de centros urbanos cujos solos possuem formação sedimentar, o que conduz à inserção de mais incertezas ao comportamento dos recalques, visto que o referido tipo de solo, não raro, constitui-se em múltiplas camadas com diferentes atributos geotécnicos.

De acordo com Farias (2018), o emprego de uma metodologia que permita acoplar a superestrutura, a infraestrutura e o maciço do solo em um único modelo, pode produzir resultados mais representativos da estrutural real. No entanto, o referido modelo ainda exige elevado tempo de processamento computacional, uma vez que deverá considerar mecanismos tais como ISE e EIC, assim como o comportamento do solo ante a esses mecanismos.

Para uma correta análise de ISE é preciso entender o comportamento do solo, sobretudo na previsão de recalques. No caso de fundações profundas, essa análise se torna ainda mais

complexa, uma vez que as estacas interagem entre si em um mecanismo conhecido como efeito de grupo.

De acordo com Holanda Junior (1998), tratando de EIC, as deformações sofridas pelas edificações geram uma alteração no fluxo de cargas da estrutura, o que modifica os valores dos esforços nos elementos estruturais. Dessa forma, o desempenho estrutural de um edifício é função da interação entre seus elementos assim como do maciço de solo subjacente.

Para Cintra e Aoki (2010), tratando sobre segurança das fundações, é um conceito ultrapassado considerar que fatores de segurança prescritos em norma garantam a ausência de risco de ruína. Os autores também declaram que o mito do risco zero de ruína de uma fundação faz o leigo supor que, nas edificações sem erros de projeto ou de execução, haja 100% de segurança.

Silva Neto (2019) afirma que para projetos e obras com maior segurança, é importante analisar a variabilidade a qual o sistema de fundação está sujeito por meio da análise de probabilidade de ruína e probabilidade de danos, como forma de obter maior confiabilidade no desempenho das fundações de uma edificação.

É nesse contexto que a consideração das incertezas na previsão de recalques ganha importância, uma vez os recalques frequentemente servem de base para os cálculos de ISE (o que impacta na redistribuição de esforços), atuando em conjunto com a EIC. Ademais, as referidas incertezas devem ser levadas em conta quando da quantificação do grau de segurança de determinada fundação, e conseqüentemente, de uma obra como um todo.

Considerando que as previsões de recalques estão eivadas de incertezas, utilizar uma única estimativa de recalque para realização de ISE e adotá-la como representante do comportamento real do solo em uma edificação pode conduzir a erros consideráveis tanto no dimensionamento dos elementos estruturais quanto no dimensionamento das fundações.

1.2 OBJETIVOS

Apresentam-se a seguir o objetivo geral e os objetivos específicos da Tese.

1.2.1 Objetivo geral

Analisar os efeitos das incertezas das previsões de recalques de apoio na redistribuição de esforços em edifícios de múltiplos pavimentos e seus impactos no Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fator de segurança de fundações profundas.

1.2.2 Objetivos específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- Comparar esforços permanentes advindos dos seguintes modelos estruturais: a) Pilares perfeitamente engastados; b) Consideração de ISE baseada em métodos estimativos de recalque em grupos de estacas; c) Pilares engastados em que se considera somente o EIC; e d) Consideração do EIC em associação com deslocamentos prescritos dos pilares;
- Avaliar o comportamento da função definida pelas cargas verticais dos pilares em relação aos recalques medidos;
- Comparar o comportamento de recalques calculados por diferentes métodos estimativos, considerando o efeito de grupo em estacas, com o comportamento de recalques obtidos de edifícios constituídos por múltiplos pavimentos;
- Verificar, partindo de dados experimentais, se recalques medidos em edifícios de múltiplos pavimentos obedecem a uma distribuição normal;
- Propor um método estatístico que contemple a estimativa de recalques (considerando-os como variáveis aleatórias pertencentes a uma distribuição normal), assim como a construção de curvas de probabilidade de solicitação;
- Avaliar, com o auxílio da ISE, os efeitos da incerteza na previsão de recalques no Índice de confiabilidade (β); na Probabilidade de ruína (pf) e nos Fatores de segurança de edifícios com múltiplos pavimentos.

1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA

É pressuposição desta pesquisa que diferentes métodos de previsão de recalques conduzirão a diferentes comportamentos de migração de esforços nos elementos estruturais e fundações de edificações constituídas por múltiplos pavimentos. Ademais, pressupõe-se que os recalques

medidos em edificações de múltiplos pavimentos pertençam a distribuições do tipo normal (curva Gaussiana).

1.4 PREMISSAS

A incerteza na estimativa de recalques impossibilita determinar com precisão a intensidade e distribuição de esforços nos elementos estruturais, uma vez que desempenha destacado papel na compatibilização de cargas e deslocamentos em uma estrutura. Em adição, caracterizado o conjunto dos recalques de uma edificação como pertencentes a distribuições normais, é possível estabelecer um método estatístico para prever suas intensidades, assim como os seus efeitos na segurança das fundações.

1.5 DELIMITAÇÕES

As fundações dos edifícios analisados e modelados foram concebidas em estacas hélice contínua. As provas de carga foram realizadas em um único diâmetro de estaca em cada obra, tendo seus resultados utilizados na análise de outros diâmetros. Os modelos que levam em conta o efeito incremental construtivo não consideram os efeitos do tempo no concreto, como retração, fluência e envelhecimento. A variação de solicitações nos pilares leva em conta somente o efeito dos recalques. A probabilidade de ruína de grupos de estacas é tratada como sendo igual a de estacas isoladas. Não foram consideradas plastificações na estrutura devido aos recalques das fundações.

1.6 CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTADO DA ARTE

Dada a importância da previsibilidade para a Engenharia, o presente estudo lança luz sob o comportamento dos recalques em edifícios de múltiplos pavimentos e amplia a importância da utilização do mecanismo da interação solo-estrutura, associando as incertezas na previsão de recalques aos conceitos de Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fator de segurança nas fundações.

1.7 ESTRUTURA DA TESE

Apresentam-se os capítulos que compõem a estrutura da Tese:

CAPÍTULO I – Trata da importância da consideração dos efeitos de interação solo-estrutura, do efeito incremental construtivo e da estimativa de recalques no dimensionamento estrutural. Apresenta a justificativa da Tese e elenca o objetivo geral e os objetivos específicos;

CAPÍTULO II – Discorre sobre a fundamentação teórica da Tese que serviu como base para o desenvolvimento da metodologia utilizada, abordando fatores intervenientes na interação solo-estrutura e efeito incremental construtivo. Ademais, trata de recalques de estacas isoladas e em grupo;

CAPÍTULO III – Aborda os conceitos de Fator de segurança das fundações, Índice de confiabilidade e Probabilidade de ruína; apresenta ferramentas de análises estatísticas para verificação de normalidade de amostras;

CAPÍTULO IV – Descreve a metodologia utilizada a fim de cumprir os objetivos elencados; apresenta as características de 2 obras estudadas; explica os diversos modelos estruturais empregados e ações envolvidas; apresenta os métodos empregados nas estimativas de recalque e na obtenção de recalques aleatórios e explica como se deu a realização das interações solo-estrutura;

CAPÍTULO V – Apresenta o acompanhamento dos recalques medidos com verificação de sua normalidade, assim como comparações de esforços obtidos dos diversos modelos estruturais, estimativas de recalques e análise de seu comportamento em relação aos recalques medidos. Contempla os resultados dos recalques aleatórios obtidos do método proposto, assim como da elaboração de curvas probabilísticas para resistências e solicitações. Finalmente, apresenta os resultados obtidos para o Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fatores de segurança quando da consideração da assunção de aleatoriedade dos recalques;

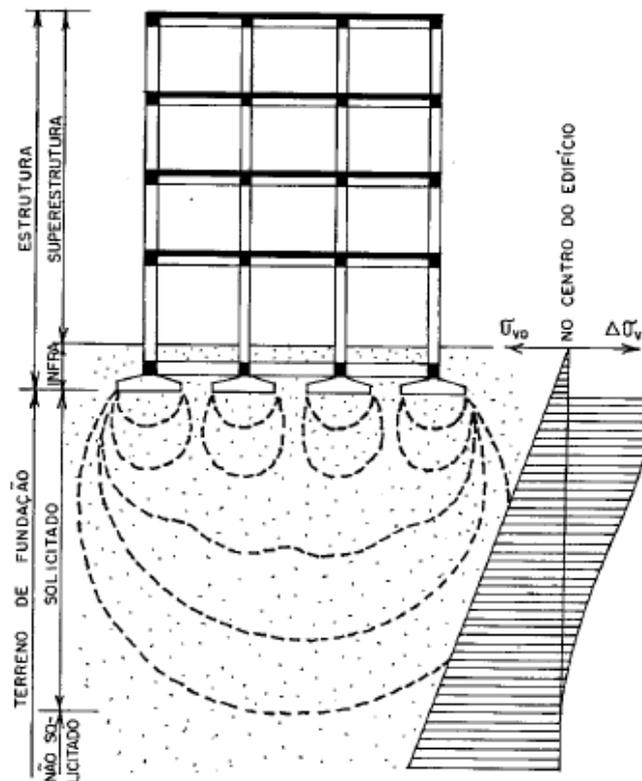
CAPÍTULO VI – Apresenta conclusões e considerações acerca dos resultados obtidos no Capítulo V.

2 MECANISMOS PRESENTES NA RELAÇÃO ENTRE AS ESTRUTURAS E OS SOLOS

2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Gusmão (1990), tratando da migração de esforços (um dos efeitos da interação solo-estrutura), explica que a solidariedade existente entre os elementos da estrutura confere à mesma elevada rigidez, restringindo o movimento relativo entre os apoios e fazendo com que os recalques diferenciais sejam menores que os estimados convencionalmente, o que resulta numa bacia de recalques com uma curvatura menor que a prevista. Para o referido autor, as modernas teorias de análise estrutural consideram as edificações como constituídas por três partes: superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, e que o desempenho de uma edificação é governado pela interação dessas três partes, conforme demonstra a Figura 1.

Figura 1 – Partes constituintes de uma edificação



Fonte: Gusmão (1990)

Meyerhof (1953) formulou uma maneira de estimar a contribuição da superestrutura nas interações. O autor propôs a consideração de uma viga de rigidez à flexão equivalente, de sorte que um edifício com estrutura em pórtico de concreto e painéis de fechamento de alvenaria pode ser representado pela Equação 2.1. Concluiu que os recalques totais eram pouco afetados pela rigidez da estrutura. No entanto, os recalques diferenciais eram dependentes dos fatores responsáveis pelos recalques totais, rigidez da estrutura e compressibilidade do solo.

$$E_c I = \sum E_c I_v + \sum E_a I_a \quad (2.1)$$

Sendo:

$E_c I$ - rigidez da viga equivalente;

$\sum E_c I_v$ - somatório da rigidez das vigas da estrutura;

$\sum E_a I_a$ - somatório da rigidez dos painéis de alvenaria;

Poulos (1975) desenvolveu um método com auxílio de cálculo matricial em que se considerava a interação solo-estrutura. Dessa forma, preparando-se as matrizes da estrutura e do solo, o problema era equacionado de maneira que, para o conjunto superestrutura-fundação, estabelecia-se Equação 2.2. Por sua vez, para o conjunto fundação-macizo dos solos, o vetor de recalques na base da estrutura (d), podia ser obtido pela Equação 2.3. Combinando-se as Equações (2.2) e (2.3), fica determinada a interação solo-estrutura (Equação 2.4). A solução da Equação (2.4) fornece as reações $\{V\}$, o que permite obter, por meio da Equação (2.3), os deslocamentos $\{d\}$.

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]\{d\} \quad (2.2)$$

$$d = [FM]\{V\} \quad (2.3)$$

$$\{V_0\} = (I - [SM][FM])\{V\} \quad (2.4)$$

Em que:

$\{V\}$ - vetor de reações na base da estrutura;

$\{V_0\}$ - vetor de reações na base da estrutura considerando o apoio indeslocável;

[SM] - matriz de rigidez, obtida pela imposição de deslocamentos unitários nas três direções de cada apoio;

[FM] - matriz de flexibilidade da fundação, determinada pela imposição de forças unitárias nas três direções de cada apoio.

I – matriz identidade.

Procurando simplificar o mecanismo de transferência de carga axial de estaca isolada para o solo, e mais tarde para um grupo de estacas, Aoki (1997) propôs o seguinte método iterativo:

- As cargas nos pilares são calculadas considerando os apoios como indeslocáveis;
- De posse das cargas, estimam-se os recalques correspondentes;
- Obtêm-se os coeficientes de reação vertical de cada fundação (relação carga/recalque), e recalculam-se as cargas para os coeficientes de reação vertical encontrados;
- De posse das novas cargas, calculam-se novos recalques e novos coeficientes de reação vertical;
- O processo prossegue até atingir a tolerância estipulada.

Cabral (2016) ressalta que a metodologia acima descrita é válida apenas quando se dispõe de um comportamento elástico linear do solo, cujas características são mais próximas de solos arenosos longe de tensões de ruptura. Para o caso de solos argilosos, o autor afirma que é necessário utilizar modelo que leve em conta não só a grandeza do recalque, mas também, sua velocidade.

Jordão (2003) verificou que ao considerar a superestrutura, a infraestrutura e o maciço do solo como um único sistema, pode-se avaliar o comportamento dos recalques na redistribuição de esforços solicitantes e na estabilidade global da estrutura. O autor concluiu que a ISE influencia na estabilidade global do edifício. Já Colares (2006) observou que a desconsideração da ISE no projeto estrutural é uma atitude contra a segurança e a economia.

De acordo com Mota (2009), a análise tridimensional completa do edifício objeto de seu estudo apresentou resultados de recalques que fogem do comportamento clássico bidimensional do

efeito da ISE, ocasionando aumento dos esforços axiais nos pilares periféricos e diminuição dos esforços nos pilares centrais.

Bahia (2015) observou um aumento dos valores concernentes aos recalques diferenciais quando consideradas análises que envolviam ISE. Porém, apesar de uma série de ajustes em seu modelo, admitiu que a técnica de previsão de recalques é muito complexa, não alcançando resultados satisfatórios nesse sentido.

O Estudo da ISE em duas torres de concreto armado assentes em solo rochoso realizada por Santos (2018), revelou a influência desse mecanismo na redistribuição de esforços axiais. No entanto, o autor relata que nem sempre os pilares de extremidade aumentaram esforços, assim como nem sempre os pilares centrais foram aliviados.

Gusmão, Silva e Sales (2020) fizeram uso do processo iterativo com emprego de ISE para avaliar edifícios altos. Os autores provaram a importância de se considerar a interação entre os diferentes elementos de fundação na predição de recalques de edifício. Além disso, concluíram que o cálculo de superestruturas, considerando os apoios como rígidos, não representam o comportamento dos edifícios em termos de distribuição de cargas nos pilares.

Algumas normas também tratam da questão da interação solo-estrutura. O EUROCODE EN 1992 (2004) afirma que quando esse mecanismo tem influência significativa nas ações da estrutura, as propriedades do solo e os efeitos da interação devem ser levados em conta. A referida norma diz que em fundações profundas com blocos de coroamento, a interação solo-estrutura pode ser normalmente ignorada. No entanto, quando o bloco de coroamento é rígido, o EUROCODE EN 1992 (2004) estabelece que a depender da condição de rotação do bloco, pode ser assumida uma variação linear dos recalques baseadas em estacas individuais. Normas como a ASCE 7-10 (2010) lidam com a ISE com foco em ações dinâmicas, notadamente, as ações sísmicas.

A NBR 6122 (2019) determina que em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação fundação-estrutura, sendo essa análise obrigatória nos seguintes casos:

- Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- Estruturas com mais de 55 metros de altura, medida do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- Estruturas com relação altura/largura (menor dimensão) superior a 4;
- Fundações ou estruturas não convencionais.

2.2 EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO

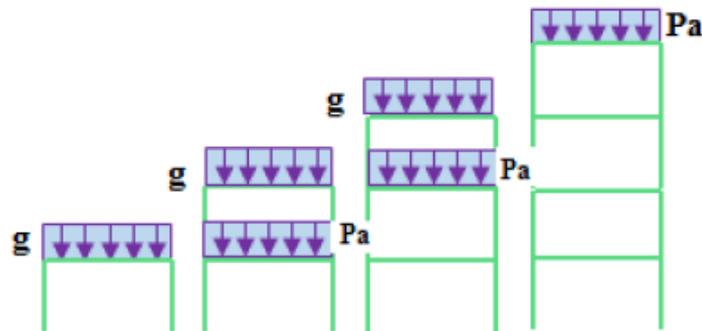
Chakrabarti, Nayak e Agarwala (1978) observaram em sua simulação de sequência construtiva de um pórtico plano com 11 níveis, que a consideração desse mecanismo conduz a variações consideráveis nos momentos de cálculo em relação à análise convencional, que é aquela que avalia a estrutura em uma única etapa construtiva. Conclusão similar foi obtida por Kripka (1990), em um estudo que envolveu estruturas com diferentes números de pilares e com dimensões e formas variadas. Destaca-se que no estudo de Chakrabarti, Nayak e Agarwala (1978), somente o pórtico de concreto foi considerado à medida que os pavimentos eram acrescentados, com as demais cargas aplicadas quando todos os pavimentos foram adicionados.

Os resultados obtidos por Prado (1999) evidenciaram que ao levar em conta o fato de as ações de peso próprio serem introduzidos de forma incremental, ou seja, considerando o desenvolvimento da construção, tem-se valores de esforços solicitantes e deslocamentos diferentes daqueles obtidos convencionalmente com o pavimento isolado. O autor observou que quando as ações eram aplicadas de uma só vez, na estrutura inteira e com todos os pavimentos, as diferenças tendiam a aumentar. Gorza (2000) observou que durante as etapas intermediárias de construção, os esforços desenvolvidos podiam, inclusive, trocar de sinal em relação aos esforços finais.

Leite (2015) considerou em seu trabalho o efeito incremental construtivo associado aos efeitos de tempo (retração, fluência e envelhecimento do concreto). A autora verificou que a consideração dos referidos efeitos ocasiona um maior deslocamento vertical da estrutura, e consequente redistribuição ao longo dos andares, de momentos fletores, esforços cortantes e normais.

Menon e Nogueira (2015) pontuam que a análise sequencial considera as fases cronológicas da construção, as quais levam em conta as tensões residuais de cada andar da estrutura, separadamente, e passo a passo. A Figura 2 explica graficamente o conceito do efeito incremental construtivo, sendo o peso próprio representado por “g” e a carga acidental, representada por “Pa”;

Figura 2 – Representação do efeito incremental construtivo



g – peso próprio; Pa – carga acidental.

Fonte: Menon e Nogueira (2015)

Silva et al. (2016), comparando diversos modelos de representação estrutural de um edifício fictício e simétrico de 20 pavimentos, verificou que o modelo que considerava o efeito incremental construtivo, indicou a migração de cargas do pilar central para os periféricos ao longo do tempo. O fenômeno foi atribuído à fluência do concreto nos pilares de canto.

O estudo apresentado por Panigrahi et al. (2019) revelou que os esforços axiais em pilares aumentaram de 30 a 80%, em comparação ao método convencional, quando considerado o efeito incremental construtivo. Mahadik et al. (2019) observou que os esforços axiais e os momentos fletores apresentaram comportamento crescente até cerca da metade dos estágios construtivos, ponto em que começaram a decrescer quando comparados à análise convencional.

Patrício (2019), analisando 63 blocos de apartamentos residenciais com 8 pavimentos por meio de diversos modelos numéricos, concluiu que o modelo que englobava os mecanismos de interação solo-estrutura e efeito incremental construtivo explicava o levantamento das placas de radier de alguns blocos quando do monitoramento desses últimos. Fonte, Jucá e Pontes Filho (1994) já haviam concluído que modelos que consideravam a ISE com a aplicação gradual de elementos estruturais (combinação da ISE com o EIC) eram os que mais se aproximavam dos valores reais de cargas efetivamente atuantes nas estruturas.

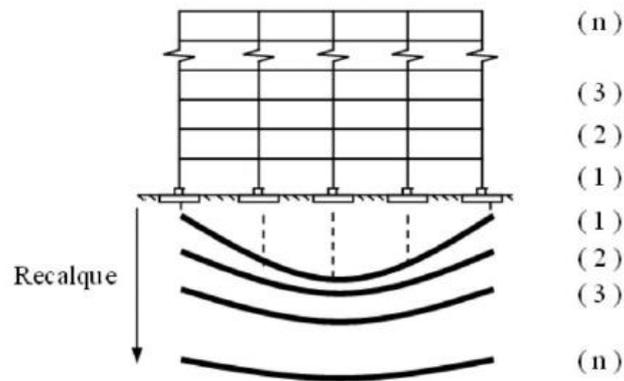
2.3 EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO E INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA ASSOCIADOS AO COMPORTAMENTO DO SOLO

A sequência construtiva exerce forte influência no mecanismo de interação solo-estrutura. Lopes e Gusmão (1991) concluíram que à medida que cresce o número de pavimentos de uma edificação, ocorre uma tendência à uniformização dos recalques devido ao aumento da rigidez da estrutura. No entanto, foi observado que tal rigidez não cresce linearmente com o número de pavimentos. Na realidade, a contribuição de rigidez devida ao número de pavimentos é tal que passado determinado valor, o acréscimo de novos pavimentos passa a adicionar muito pouca rigidez ao sistema. Infere-se, portanto, que existe uma rigidez limite, que quando atingida, faz com que o aumento do número de pavimentos não altere o valor da parcela de carga no apoio em função da interação solo-estrutura. Os acréscimos de carga passam então a ser os responsáveis pelas alterações nos valores dos recalques.

Como pontuou Gusmão Filho (1998), durante a construção, a carga média dos pilares cresce, por conseguinte, ocorre o aumento do recalque médio (\bar{S}). Por outro lado, quando a estrutura aumenta sua rigidez, ocorre uma tendência de uniformização dos recalques, o que é percebido por uma redução no Coeficiente de Variação dos recalques (CV). Esse efeito está esquematizado nas Figuras 3 e 4. O autor explica que o monitoramento de recalques em obras permite o conhecimento de grandezas como \bar{S} , CV e AR (fator de recalque absoluto), tornando possível a avaliação dos efeitos da ISE ao longo da construção. O autor acompanhou o desenvolvimento das referidas grandezas em 7 blocos de edifícios idênticos, construídos em uma mesma localidade, constituídos de concreto armado e compostos por 18 lajes e 30 pilares.

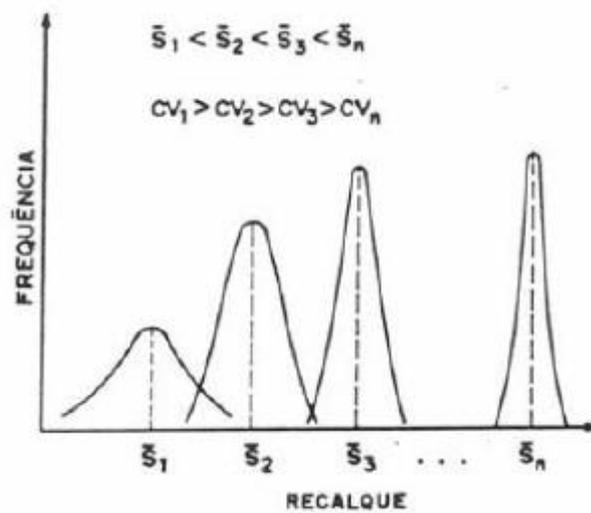
As fundações dos referidos edifícios foram confeccionadas em estacas pré-moldadas, variando de 30 a 42 metros, em um perfil de terreno estratificado começando com cerca de 5 metros de areia argilosa, passando por uma camada variável de argila siltosa com cerca de 20 metros (dentro da qual existiam ocasionais camadas de areia), e terminando em uma camada de areia compacta com N_{SPT} na ordem de 30 golpes/0,3 m. O autor explica que o comportamento de recalque diferente em cada bloco (o que é refletido na obtenção do CV), era esperado pelo fato do perfil do terreno ser bastante variável, especialmente devido à presença ocasional de camadas de areia dentro da camada espessa de argila, assim como pela profundidade da camada de areia compacta ao final do perfil. A Tabela 1 resume os resultados obtidos dos 7 blocos, os quais foram nomeados de A a G.

Figura 3 – Contribuição da sequência construtiva na distribuição de recalques



Fonte: Gusmão Filho (1998)

Figura 4 – Comportamento de recalques médios e coeficientes de variação com o aumento da rigidez da estrutura



\bar{s} – recalque médio; CV – coeficiente de variação

Fonte: Gusmão Filho (1998)

Tabela 1 – Recalques médios e Coeficientes de Variação de recalques (CV)

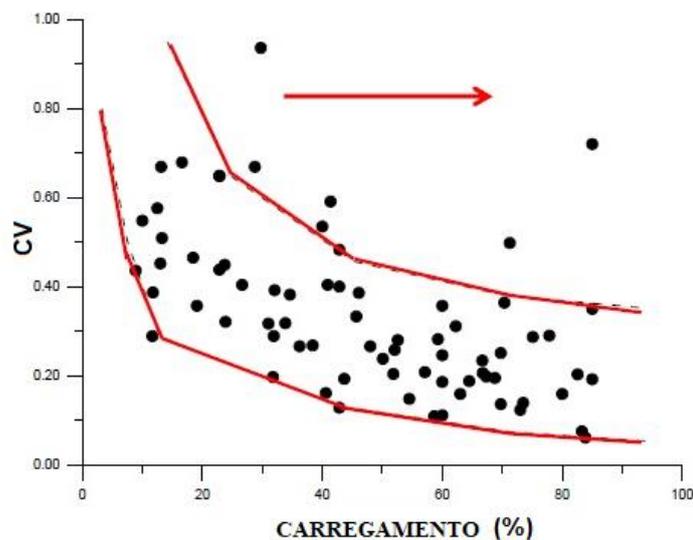
Bloco	Recalque médio (mm)	CV estimado	CV medido
A	23,7	0,52	0,293
B	34,3	0,52	0,165
C	16,4	0,52	0,479
D	19,0	0,52	0,406
E	23,2	0,52	0,374
F	34,4	0,52	0,249
G	25,5	0,52	0,225

Fonte: Gusmão Filho (1998)

Da Tabela 1 percebe-se que o CV estimado era de 0,52 para todos os blocos. No entanto os valores obtidos variaram de um mínimo de 0,165 para um máximo de 0,479. Fica claro que para o valor estimado do CV, não foi possível prever a variabilidade da interação entre a estrutura, os elementos de fundação e o solo.

Gusmão, Gusmão Filho e Calado (2003) documentaram a tendência de diminuição do CV nos recalques de alguns edifícios, resumindo suas análises na Figura 5, na qual se observa a tendência de queda do CV à medida que o carregamento dos edifícios aumenta. Os referidos autores monitoraram 20 edifícios utilizando a percentagem de carregamento em substituição ao número de pavimentos.

Figura 5 – Consequência do efeito incremental construtivo no coeficiente de variação dos recalques (CV)

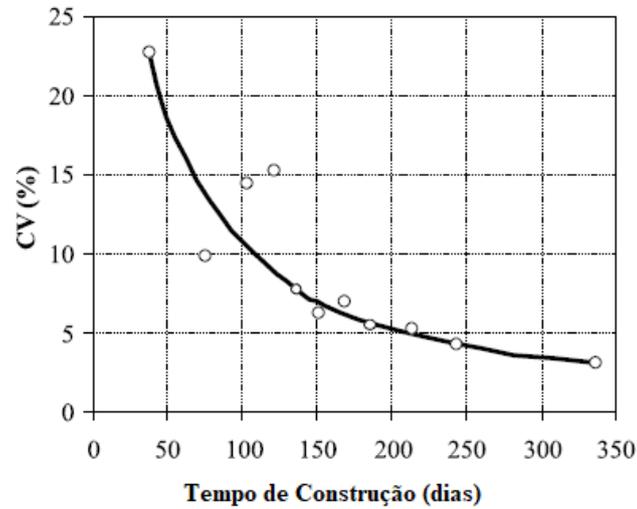


Fonte: Gusmão, Gusmão Filho e Calado (2003)

A utilização da ISE por Danziger et al. (2005), revelou que a distribuição mais sensível de esforços axiais entre pilares se deu nas etapas iniciais da obra, chegando a ser 40% do esforço axial em comparação ao modelo que considerava os apoios indeslocáveis. Nas etapas seguintes, ocorreu menor distribuição de cargas, o que comprovou que os primeiros pavimentos são os responsáveis pela maior redistribuição de esforços.

O estudo de um edifício de 12 andares por Savaris, Hallak e Maia (2010), o qual considerava mecanismos como ISE e EIC, comprovou a tendência de uniformização de recalques através do comportamento do CV ao longo da construção (Figura 6). Observa-se que no início da construção o CV é cerca de 23%, chegando a 4% próximo 350º dia.

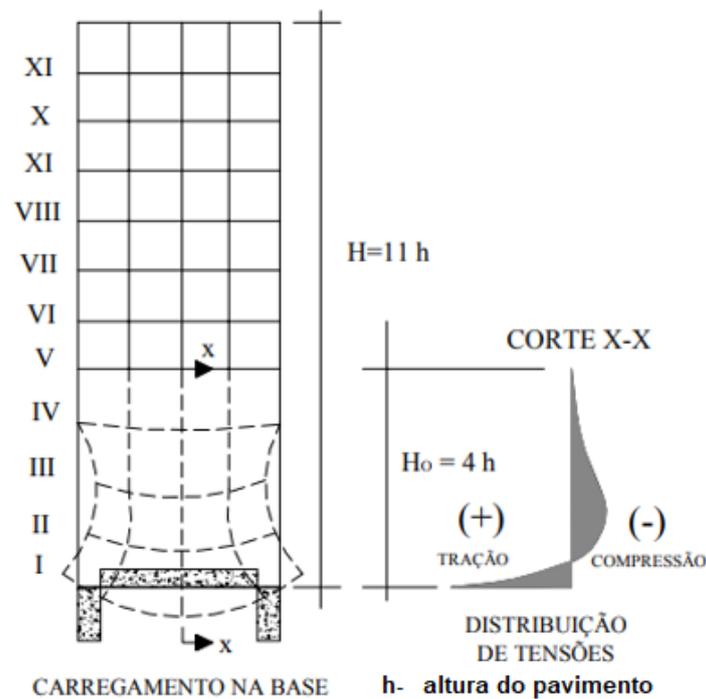
Figura 6 – Uniformização do coeficiente de variação (CV) ao longo do tempo



Fonte: Savaris, Hallak e Maia (2010)

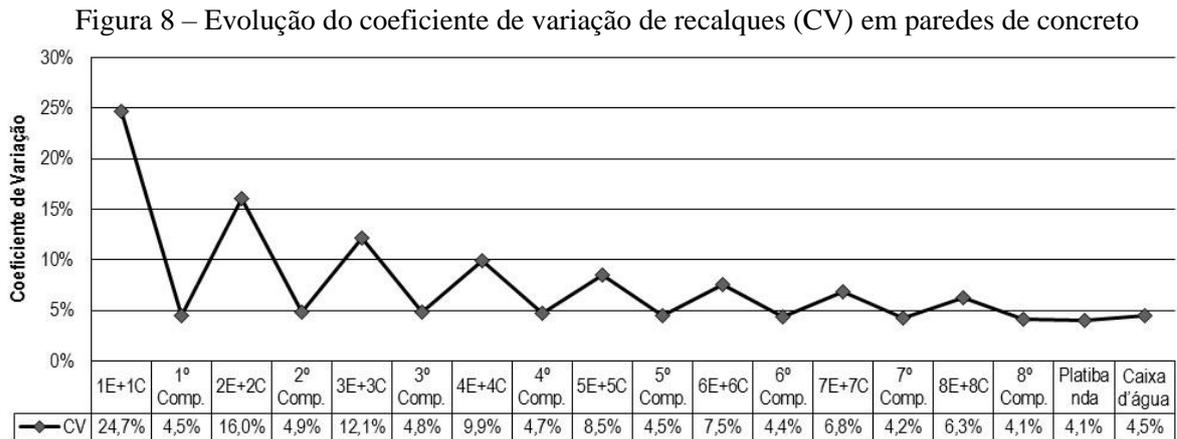
Uma análise do comportamento das estruturas revela porque há maior influência dos primeiros pavimentos na distribuição de esforços. Como observou Goschy (1978), o fenômeno pode ser explicado pelo fato de estruturas abertas como painéis, considerando-se planos verticais, apresentarem comportamento de vigas paredes. O resultado é que as partes mais baixas da edificação tendem a sofrer apenas deformação de flexão, como representa a Figura 7.

Figura 7 – Comportamento de viga parede



Fonte: Goschy (1978)

Patrício (2019) detectou variações no CV à medida que paredes de concreto eram construídas em um conjunto de edifícios cujas fundações eram constituídas por radier. O autor observou que a execução parcial dos pavimentos provocava um aumento do CV, embora a tendência fosse a diminuição dessa grandeza à medida que a rigidez das edificações aumentava (Figura 8).



Fonte: Patrício (2019)

Gusmão (1990) define alguns parâmetros para avaliar a redistribuição de cargas nos pilares e a tendência à uniformização dos recalques provocada pela interação solo-estrutura. Um deles é o fator de recalque absoluto AR, definido abaixo:

$$AR_i = \frac{S_i}{w} \quad (2.5)$$

Em que:

S_i - recalque absoluto do apoio i ;

w - recalque absoluto médio.

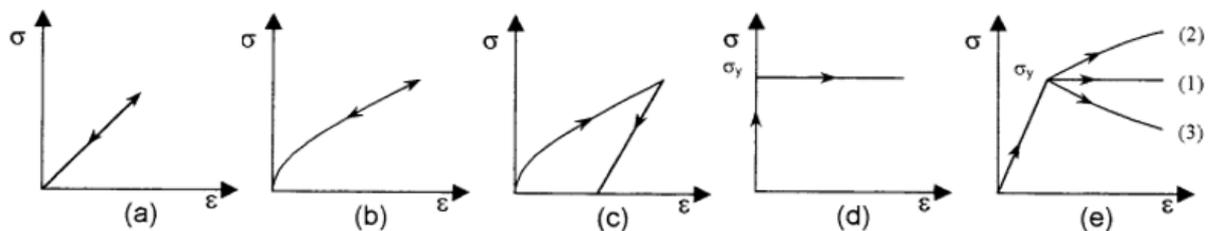
Assim, os pilares com recalque estimado superior ao médio ($AR_{\text{previsto}} > 1$), tendem a ter alívio de carga. Nos pilares com $AR_{\text{previsto}} < 1$, ocorre o oposto, ou seja, tendência ao acréscimo de carga.

2.4 MODELAGEM DO SOLO PARA EMPREGO DA ISE

Desai e Christian (1977) classificam, conforme indicado na Figura 9, alguns comportamentos de tensão-deformação obtidos em ensaios de compressão em solos:

- Elástico – quando a ação aplicada é removida, o material geológico retorna a sua configuração original. Pode ser de forma linear ou não-linear (Figura 9a e 9b);
- Plástico – quando alguma parcela de deformação não é recuperada no descarregamento (Figura 9c);
- Rígido plástico – quando não acontecem deformações elásticas recuperáveis (Figura 9d);
- Elastoplástico – quando apresenta comportamento elástico até atingir uma tensão de plastificação (Figura 9e).

Figura 9 – Comportamentos tensão-deformação do solo: (a) Linear elástico; (b) Não-linear elástico; (c) Plástico; (d) Rígido plástico; (e) Elastoplástico – (1) Perfeitamente plástico; (2) Com enrijecimento; (3) Com amolecimento



Fonte: Desai e Christian (1977)

Como explicam Desai e Zaman (2014), o material geológico apresenta descontinuidades devidas a modificações microestruturais quando da atuação das ações. Essas descontinuidades podem se dar desde o início da atuação das ações assim como durante as deformações. Modelos elásticos e plásticos, por exemplo, têm uma validade limitada, pois assumem que entre as partículas do material geológico haja continuidade.

Para Velloso e Lopes (2004), existem dois modelos principais de modelagem do solo em uma análise de ISE: Hipótese de Winkler (meio discreto) e Meio contínuo. Explicam os autores que a Hipótese de Winkler considera as pressões de contato “q” proporcionais aos recalques “w” (Equação 2.6).

$$q = k_v w \quad (2.6)$$

Em que:

k_v – Coeficiente de reação vertical (normalmente denominado “coeficiente de mola”).

Dessa forma, o modelo de Winkler admite que as ações aplicadas ao solo gerem deslocamentos somente no ponto de aplicação desses últimos, desconsiderando a continuidade do meio. O maciço do solo é então considerado como um sistema de molas com rigidez equivalente (ANTONIAZZI, 2011).

O meio contínuo considera o solo como uma estrutura interligada, podendo ser elástico ou elastoplástico. Velloso e Lopes (2004) admitem que modelos de meio contínuo elastoplástico dificilmente se justificam em projetos correntes e requerem soluções numéricas como Método dos Elementos Finitos, por exemplo.

Desai e Zaman (2014) afirmam que considerar o solo como possuindo um comportamento tensão-deformação elástico é uma suposição grosseira. No entanto, De acordo com Dutta e Roy (2002), a Hipótese de Winkler, apesar de suas limitações, e para propósitos práticos, deveria ser empregada no lugar de análises que consideram simplesmente as bases das estruturas como sendo fixas.

A modelagem do solo tem sido representada das mais variadas formas em estudos que incorporaram a ISE. Gusmão Filho (1998) realizou estudo paramétrico em um pórtico bidimensional em que apoiou a estrutura em uma viga sobre base elástica. O autor explica que escolheu a viga para modelar o solo porque molas individuais não transmitem os recalques para os demais pilares através da fundação. Asadi-Ghoozhdi e Attarnejad (2020) também utilizaram uma viga em seu estudo, no entanto, atribuíram a esse elemento um comportamento não linear.

Savaris (2008) avaliou a influência da deformabilidade do terreno e da quantidade de pavimentos da estrutura sobre o valor final das cargas dos pilares. Foi utilizada a hipótese de Winkler, e concluiu-se que o coeficiente de mola está relacionado à rigidez da estrutura e ao tipo de fundação adotada. Deck e Singh (2010) também utilizaram a hipótese de Winkler em seu estudo, simplificando a rigidez da estrutura com a utilização de uma viga equivalente.

Concluíram que algumas discrepâncias identificadas no modelo eram devidas ao fato da hipótese de Winkler não levar em conta a interação entre os coeficientes de mola.

Antoniazzi (2011) utilizou o programa de computador desenvolvido por Alva (2010), o qual emprega o método de Aoki e Lopes (1975), assim como o SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura), programa computacional comercial desenvolvido pela empresa TQS Informática. O referido programa permite que a estrutura e a fundação sejam representadas em um único modelo estrutural. A autora observou que as redistribuições de esforços poderiam conduzir a mudanças significativas no dimensionamento dos elementos estruturais, uma vez que em alguns pontos de vigas foram detectados, inclusive, inversão nos momentos fletores atuantes. Resultados semelhantes foram obtidos por Holanda (1998).

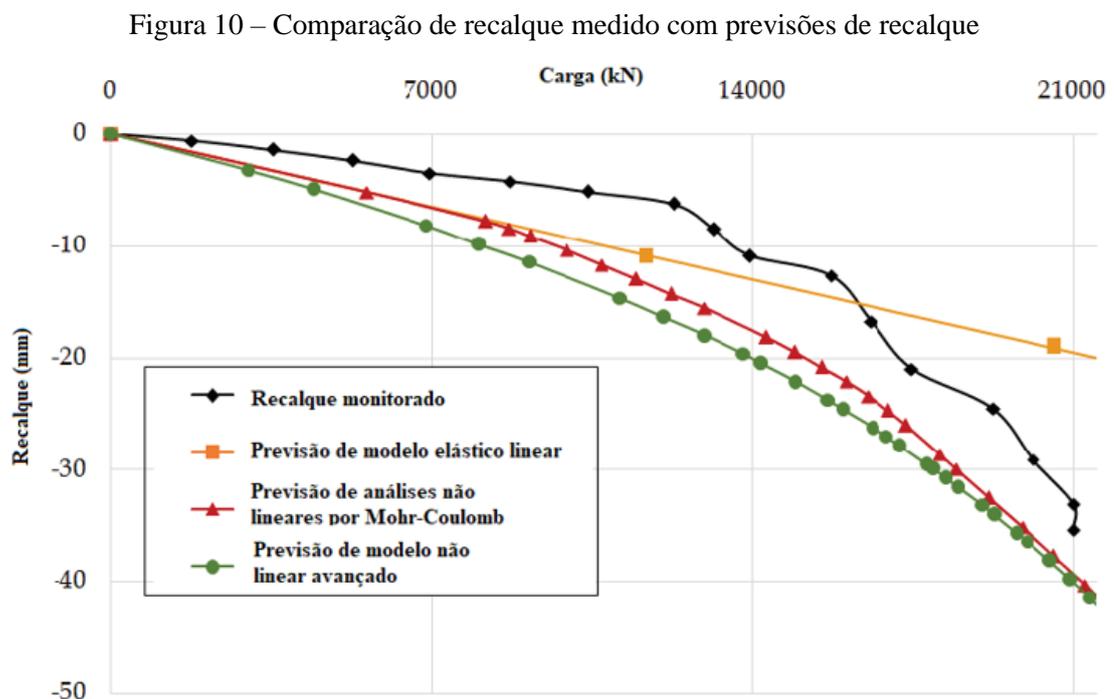
Os efeitos da variação do índice de plasticidade foram levados em conta por Fatahi e Tabatabaiefar (2014) na avaliação do comportamento sísmico de uma estrutura. Uma modelagem numérica foi realizada com o programa FLAC 2D, simulando o solo como um meio bidimensional formado por uma malha de elementos quadrilaterais.

Ferro et al. (2016) empregaram o meio contínuo na modelagem do solo com auxílio do programa computacional SAP 2000. O objetivo era analisar o comportamento de uma estrutura metálica levando em conta a ISE. Foi verificado que os deslocamentos nos nós da estrutura, bem como os esforços e tensões nas barras aumentava à medida que a ISE era computada. O trabalho deixa claro que suas conclusões dizem respeito a uma estrutura metálica com forma circular, não atirantada e com pilares metálicos treliçados.

Homaei, Shakib e Soltani (2017) realizaram análise numérica tridimensional incluindo estrutura, fundação e solo em um modelo único com o auxílio do programa computacional OPenSees. Os autores avaliaram diversas irregularidades devidas à variação de peso ao longo da estrutura, ao mesmo tempo em que consideravam a ISE. Qaftan et al. (2020) modelaram o solo utilizando elementos finitos e compararam seu comportamento com uma maquete da estrutura na escala 1:50. Verificaram que a comparação entre o modelo numérico e o experimental tinham concordância quando submetidos a ações sísmicas.

Dhadse, Ramtekkar e Bhatt (2020) concluíram que o Método dos Elementos Finitos é mais adequado para modelagens de problemas complexos como é o caso da ISE. Destacaram que as

dificuldades em análises de ISE surgem principalmente quando o solo apresenta comportamento não linear, em que se faz necessário utilizar modelos que incorporam o real comportamento dos diferentes tipos de solo. No entanto, Gowthaman, Nasvi e Krishnya (2017), comparando o recalque medido de uma estaca, com previsões de recalque de diversos modelos de representação do solo, verificaram que mesmo análises não lineares não predizem com exatidão o comportamento dos recalques em estacas, sobretudo quando não se leva em conta as variações dos fatores influentes no módulo de deformabilidade do solo (Figura 10).



Fonte: adaptado de Gowthaman, Nasvi e Krishnya (2017).

2.5 PREVISÃO DE RECALQUE EM ESTACAS ISOLADAS

De acordo com Velloso e Lopes (2002), modernamente, os métodos de previsão de recalques podem ser agrupados em:

- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade;
- Métodos numéricos; e
- Métodos semiempíricos.

Tendo como base a Teoria da Elasticidade, citam-se Poulos e Davis (1980), que a princípio, obtiveram a solução para o caso de uma estaca incompressível e em meio elástico semi-infinito com coeficiente de Poisson igual a 0,50 (Equação 2.7).

$$w = \frac{QI_0}{E_s D} \quad (2.7)$$

Em que:

w – recalque da estaca;

Q – carga aplicada na cabeça da estaca;

I_0 – fator de influência (função das características geométricas da estaca);

E_s – módulo de deformabilidade do solo; e

D – diâmetro da estaca.

Posteriormente os autores aventaram uma solução em que se contemplavam estacas compressíveis, solo de espessura finita com ponta em material resistente, outros valores para o coeficiente de Poisson e ponta da estaca assente em solo mais rígido. Tratava-se de correções aplicadas ao fator de influência I_0 , de maneira que para estacas com contribuição de resistência de ponta:

$$I = I_0 R_{el} R_h R_v R_b \quad (2.8)$$

Em que:

R_{el} – fator de correção para compressibilidade da estaca;

R_h – fator de correção para espessura finita de solo compressível;

R_v – fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

R_b – fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido;

No campo dos métodos numéricos, Aoki e Lopes (1975) apresentaram uma solução de obtenção de recalques para estacas isoladas ou para grupo de estacas imersas em solo, utilizando

superposições dos efeitos das ações por intermédio da solução de Mindlin (1936). O método leva em conta a contribuição da carga na base da estaca discretizada em subáreas $n_1 \times n_2$, em que n_1 é o número de divisões da circunferência e n_2 o número de divisões do raio da base. Sendo P_b a carga total aplicada na base da estaca, as cargas aplicadas nas subáreas podem ser encontradas através da Equação 2.9.

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 n_2} \quad (2.9)$$

Em que:

$P_{i,j}$ - cargas aplicadas nas subáreas, em que os índices i e j indicam as coordenadas de cada subárea;

Sabendo que o ponto B apresentado na Figura 11 é o ponto onde se quer conhecer o recalque, é possível determiná-lo com o auxílio das medidas geométricas indicadas na referida figura e dadas pelas Equações 2.10 a 2.15.

$$R_1 = \sqrt{R_{i,j}^2 + (z - c)^2} \quad (2.10)$$

$$R_{i,j} = (R_0^2 + \rho_{i,j}^2 - 2R_0\rho_{i,j} \cos\beta_i)^{1/2} \quad (2.11)$$

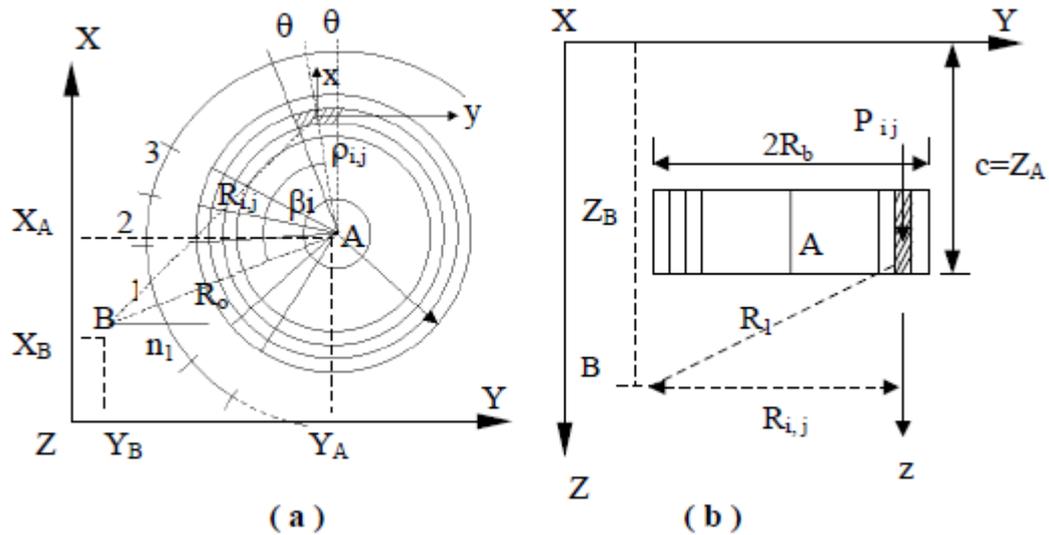
$$R_0 = [(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2]^{1/2} \quad (2.12)$$

$$\rho_{i,j} = \frac{2\text{sen}\theta}{3\theta} \frac{R_b}{\sqrt{n_2}} [j\sqrt{j} - (j-1)\sqrt{j-1}] \quad (2.13)$$

$$\beta_i = \frac{180^\circ}{n_1} (2i - 1) \quad (2.14)$$

$$\theta = \frac{180^\circ}{n_1} = \left(\frac{\pi}{n_1}\right) rd \quad (2.15)$$

Figura 11 – Disposições geométricas adotadas na ponta das estacas. a) vista em planta; b) vista em corte



A – centro geométrico da estaca; B – ponto onde se quer conhecer o recalque; X_A e Y_A – coordenadas do centro geométrico da estaca; X_B e Y_B – coordenadas cartesianas do ponto onde se quer conhecer o recalque; θ – formado pela bissetriz do ângulo das subáreas $n_1 \times n_2$; ρ_{ij} – distância do ponto A ao centro geométrico das subáreas $n_1 \times n_2$; β_i – ângulo formado pelo segmento de reta AB e pelos segmentos de reta ρ_{ij} ; R_0 – distância entre os pontos A e B; $R_{i,j}$ – distância entre os centros geométricos das subáreas $n_1 \times n_2$ e o ponto B; R_b – raio da base da estaca; $c = Z_A$ – profundidade da ponta da estaca; Z_B – profundidade do ponto em que se quer conhecer o recalque; R_1 – distância entre as coordenadas de Z_A e Z_B para cada subárea $n_1 \times n_2$;

Fonte: Aoki e Lopes (1975)

Para a contribuição do fuste, o método também prevê a divisão do perímetro da estaca em n_1 segmentos iguais, mas desta feita, em conjunto com subdivisões do fuste (n_3) de trechos associados a camadas do solo em estudo. Em cada subdivisão atua uma força $P_{i,k}$ expressa pela Equação 2.16.

$$P_{i,k} = \frac{(D_2 - D_1)}{2n_3} \left[2f_1 - \frac{2k - 1}{n_3} (f_1 - f_2) \right] \quad (2.16)$$

Os índices i e k são relativos à determinada posição da superfície considerada do fuste. Os fatores f_1 e f_2 , presentes na Equação 2.16, são obtidos em função de propriedades geométricas das estacas e das camadas analisadas, assim como do formato da distribuição da resistência lateral, podendo ser determinados através das Equações 2.17 e 2.18.

$$f_1 = \chi f_2 \quad (2.17)$$

$$f_2 = \frac{2P_s}{n_1(1 + \chi)(D_2 - D_1)} \quad (2.18)$$

Em que:

f_1 - fator de forma da parte superior das camadas do solo;

f_2 - fator de forma da parte inferior das camadas do solo;

P_s - carga de atrito lateral na camada de solo considerada; e

χ - forma da distribuição lateral, podendo ser determinado como se segue:

- $\chi = 1$ para diagrama constante da camada do fuste;
- $\chi = 0$ para diagrama triangular da camada do fuste;

A Figura 12 esclarece disposições geométricas da contribuição do fuste. As Equações 2.19 a 2.21 são empregadas no cálculo das medidas geométricas.

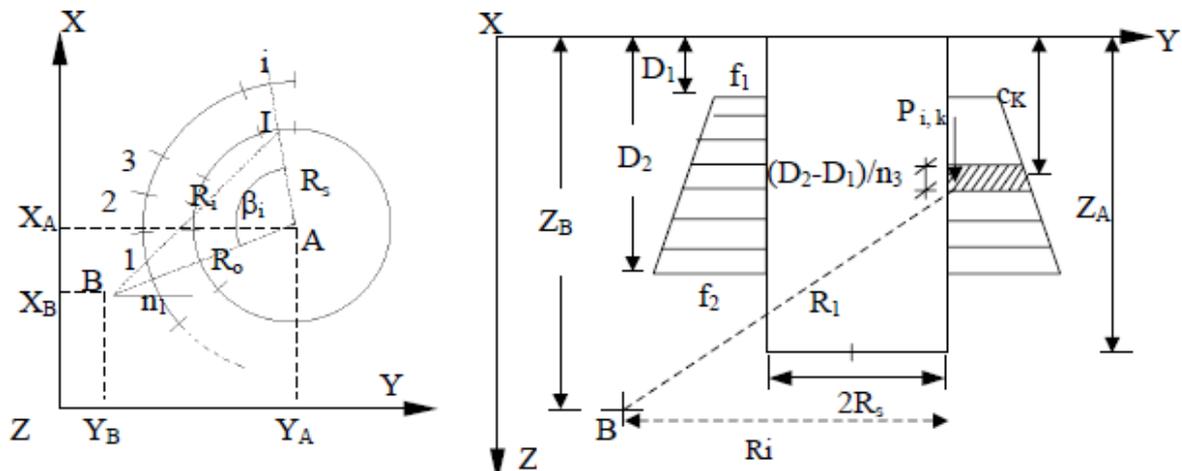
$$c_k = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{n_3}(k - 1) + \frac{\frac{D_2 - D_1}{n_3} [f_1 + (f_1 - f_2) \frac{1 - 3k}{3n_3}]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \frac{2k - 1}{n_3}} \quad (2.19)$$

$$R_1 = \sqrt{R_i^2 + (z - c_k)^2} \quad (2.20)$$

$$R_i = (R_0^2 + R_s^2 - 2R_0R_s \cos\beta_i)^{1/2} \quad (2.21)$$

Através da solução de Mindlin (1936), é possível superpor os efeitos das ações das camadas de solo para obtenção do recalque imediato final das estacas. Como explica Iwamoto (2000), a referida solução considera o solo como semi-infinito, homogêneo e isótropo. A Figura 13 apresenta disposições geométricas e esforços considerados na solução. Mais abaixo se encontram as Equações 2.22 a 2.24, necessárias ao cálculo.

Figura 12 – Disposições geométricas adotadas no fuste das estacas



A – centro geométrico da estaca; **B** – ponto onde se quer conhecer o recalque; **X_A** e **Y_A** – coordenadas do centro geométrico da estaca; **X_B** e **Y_B** - coordenadas do ponto onde se quer conhecer o recalque; **β_i** – ângulo formado pelo segmento de reta **AB** e pelos segmentos de reta **ρ_{i,j}**; **R_i** - distância entre cada subdivisão **n₁** e o ponto em que se quer conhecer o recalque; **n₃** – número de divisões de cada camada de solo; **D₁** – profundidade superior de cada camada de solo em relação ao topo da estaca; **D₂** – profundidade inferior de cada camada de solo em relação ao topo da estaca; **f₁** - fator de forma da parte superior das camadas do solo; **f₂** = fator de forma da parte inferior das camadas do solo; **ck** – distância entre o topo da estaca e cada centro de gravidade das subdivisões **n₃** das camadas; **R₁** – distância entre **ck** e o ponto em que se quer conhecer o recalque.

Fonte: Aoki e Lopes (1975)

$$r_z = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6zc(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (2.22)$$

Em que:

r_z – recalque vertical do ponto escolhido;

z – distância vertical do topo do terreno ao ponto em que se quer conhecer o recalque;

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2} \quad (2.23)$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2} \quad (2.24)$$

Dessa forma, supondo a base dividida em $n_1 \times n_2$ ações concentradas e o fuste em $n_1 \times n_3$ ações concentradas, tem-se:

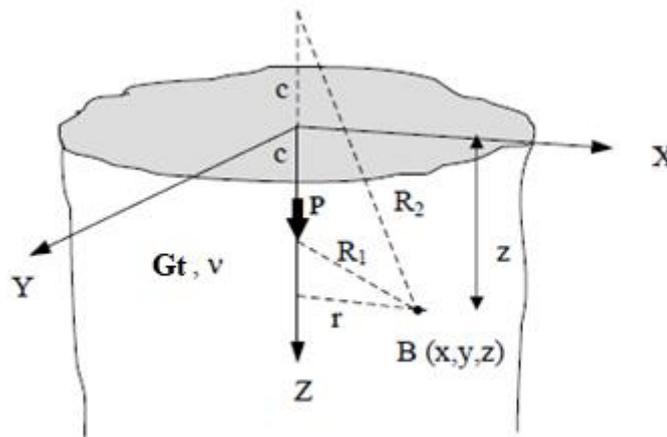
$$w = \sum_{i=1}^{n1} \sum_{j=1}^{n2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{n1} \sum_{k=1}^{n3} w_{i,k} \quad (2.25)$$

Em que:

$w_{i,j}$ – recalques induzidos pelas ações concentradas devidas à base;

$w_{i,k}$ – recalques induzidos pelas ações equivalentes devidas ao fuste.

Figura 13 – Disposições geométricas adotadas em Mindlin (1936)



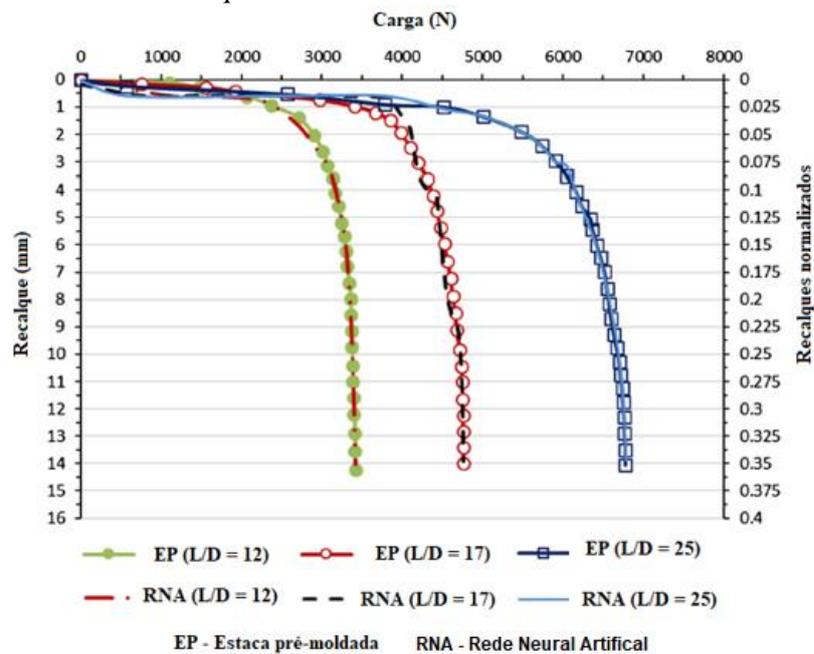
P – carga aplicada dentro do meio contínuo; Gt – módulo de elasticidade transversal do solo; v – coeficiente de Poisson; c – distância entre o topo da estaca ao ponto de aplicação da carga; B – ponto em que se deseja conhecer o recalque; r – distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga e o ponto em que se quer conhecer o recalque; z – distância vertical do topo do terreno ao ponto em que se quer conhecer o recalque; $R1$ – distância entre o ponto de aplicação de carga e o ponto em que se quer conhecer o recalque; $R2$ – distância entre o topo da estaca e o ponto em que se quer conhecer o recalque.

Fonte: Iwamoto (2000)

Um modelo em escala reduzida de uma estaca foi construído por Chung e Yang (2016) para suportar uma ação estática axial em solo não saturado e comparar seu comportamento a um modelo analisado em um programa computacional de elementos finitos. Todos os parâmetros utilizados na análise de elementos finitos foram obtidos em testes de laboratório, incluindo ensaio de cisalhamento direto. Os resultados das análises numéricas conduzidas em modelo 2D no Plaxis V8, mostraram-se razoavelmente consistentes com os resultados do modelo em escala reduzida.

Jebur, Atherton e Loffil (2018) utilizaram redes neurais artificiais para simular o recalque de estacas isoladas, obtendo assim um modelo preditivo em solos arenosos. Os autores analisaram estacas pré-moldadas com relação comprimento / diâmetro (L/D) de 12, 17 e 25. Foi empregado o algoritmo Levenberg-Marquardt, que é um método computacional que pode ser empregado quando os parâmetros de entrada e saída do modelo são não lineares (NGUYEN-TRUONG; LE, 2015). De acordo com os resultados estatísticos obtidos do estudo, a carga aplicada à cabeça da estaca, o ângulo de atrito da areia junto à estaca, a rigidez axial da estaca, a relação L/D da estaca e o comprimento da estaca foram identificados como os mais importantes dados de entrada no modelo. A Figura 14 mostra os resultados medidos em comparação aos resultados obtidos por redes neurais artificiais.

Figura 14 – Recalques medidos em estacas pré-moldadas comparadas a modelos de previsão de recalques baseados em redes neurais artificiais



Fonte: Jebur, Atherton e Loffil (2018)

Utilizando um método de aproximação não linear baseado no método t - z , Cui et al. (2019) analisaram o comportamento de uma estaca isolada em termos de carga *versus* deslocamento. Os autores consideraram a influência da tensão na deformação não linear do solo e em seu módulo de elasticidade transversal. Concluíram que o parâmetro que determina o formato da curva de degradação do módulo de elasticidade transversal, dado em função da tensão do solo, têm grande influência na curva carga-deslocamento.

2.6 EFEITO DE GRUPO EM ESTACAS

De acordo com Velloso e Lopes (2002), caracteriza-se um grupo de estacas pela ligação estrutural em seu topo, geralmente através de um bloco de coroamento. Os autores explicam que há uma diferença entre a capacidade de carga, assim como de recalque, de estacas isoladas e um grupo de estacas devido à interação entre as estacas próximas através do solo que as circunda. Esta diferença é chamada efeito de grupo.

Alguns métodos empíricos, como os de Skempton (1953) e Meyerhof (1959) definem uma razão entre o recalque de um grupo de estacas e uma estaca isolada (ξ). As Equações 2.26 e 2.27 apresentam a formulação dos referidos autores, respectivamente. Observa-se que as considerações são meramente geométricas.

$$\xi = \left(\frac{4B_g + 3}{B_g + 4} \right)^2 \quad (2.26)$$

$$\xi = \zeta \frac{\left(5 - \frac{\zeta}{3}\right)}{\left(1 + \frac{1}{n_r}\right)^2} \quad (2.27)$$

Em que:

B_g – dimensão transversal do grupo de estacas (em metros);

ζ – relação entre espaçamento de estacas do bloco e o diâmetro das estacas;

n_r – número de linhas de estacas em um bloco quadrado.

O método de Aoki e Lopes (1975) pode ser estendido para comportar o efeito de grupo em um conjunto de estacas. Nesse caso, os efeitos de cada estaca são superpostos em um determinado ponto em que se quer conhecer o recalque. O procedimento é o mesmo utilizado para estacas individuais, mas considerando-se a somatória da influência de um número “n” de estacas conforme indicado na Equação 2.28.

$$w = \sum_{n=1}^{n \text{ est}} \sum_{i=1}^{n1} \sum_{j=1}^{n2} w_{i,j} + \sum_{n=1}^{n \text{ est}} \sum_{i=1}^{n1} \sum_{k=1}^{n3} w_{i,k} \quad (2.28)$$

Em que:

$n \text{ est}$ – número de estacas consideradas no cálculo de efeito de grupo.

O método de Poulos e Davis (1980) também estendeu a metodologia proposta para a estimativa de recalques em estacas isoladas para o problema do recalque em grupo de estacas. A referida metodologia consiste em avaliar a interação entre estacas para obtenção do recalque do grupo, que para um arranjo qualquer, pode ser obtido da Equação 2.29, considerando estacas com características iguais.

$$w_i = \psi_1 \left[\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n (Q_j \alpha_{Fij}) + Q_i \right] \quad (2.29)$$

Em que:

w_i – recalque de uma estaca “i” que sofre a influência de carregamento das demais estacas do grupo; ψ_1 – recalque da estaca isolada sob carregamento unitário; Q_j – carga na estaca “j”; α_{Fij} – fator de interação entre as estacas “i” e “j”, que é a relação entre o recalque adicional provocado por uma estaca adjacente e o recalque individual de uma estaca sob sua própria carga; Q_i - carga de uma estaca “i” que sofre a influência de carregamento das demais estacas do grupo.

O fator de interação α_{Fij} é obtido em função de algumas características das estacas e do solo, a saber: diâmetro, espaçamento, rigidez da estaca e do solo, coeficiente de Poisson, espessura finita do meio, alargamento de base, variação do módulo de Young com a profundidade e presença de solo mais rígido no nível da base. Dessa forma, são encontradas “n” equações de recalques, e considerando mais uma equação de equilíbrio de forças verticais, as “n+1” equações obtidas podem ser resolvidas para duas condições: a) Cargas iguais em todas as estacas do grupo e b) Recalques iguais em todas as estacas do grupo.

Como destacam Velloso e Lopes (2002), o recalque médio de um grupo de estacas igualmente carregadas é aproximadamente igual ao recalque do grupo em conjunto com o bloco do coroamento rígido. Dessa forma, a condição “a” seria mais adequada na maioria dos casos quando calculada para estacas representativas do grupo de estacas. O Apêndice A (itens *a* a *d*) apresenta valores de α_F em função de relações geométricas, da relação de rigidez entre estaca e solo (K) e do coeficiente de Poisson (ν). Já os itens *e* a *i* do referido apêndice apresentam as correções de α_F em função do coeficiente de Poisson (N_ν), espessura finita do meio (N_h), alargamento da base da estaca (N_{ab}), módulo de Young variável (N_{es}) e presença de solo mais rígido na base (N_r). O fator de interação corrigido (α'_F) está representado na Equação 2.30. Os valores de K são apresentados na Tabela 2.

$$\alpha'_F = \alpha_F N_h N_\nu N_{es} N_{ab} \quad (2.30)$$

Tabela 2 – Valores médios de K para estacas sólidas

Tipo do solo	Material da estaca		
	Aço	Concreto	Madeira
Argila média	20.000	2.000	1.000
Argila rija	3.000	300	150
Areia fofa	15.000	1.500	750
Areia compacta	5.000	500	250

Fonte: Adaptado de Poulos e Davis (1980)

El Sharnouby e Novak (1990) afirmam que alguns fatores de Poulos e Davis (1980) são superestimados, especialmente os que consideram estacas com a ponta em camadas rígidas. Os autores explicam que isso se dá por dois motivos: o primeiro é que o método de Poulos e Davis (1980) considera duas estacas do grupo por vez, ignorando o efeito do enrijecimento causado pelas outras estacas. O segundo é que o número de elementos por estacas foi limitado a 10, o que pode induzir a erro quando comparado a uma discretização maior.

De acordo com Gusmão (2018), é possível mensurar o efeito de grupo em fundações profundas comparando-se os recalques de estacas isoladas, obtidos do desempenho de provas de carga estáticas, com os recalques do grupo de estacas (em um mesmo bloco de coroamento) obtidos da medição de recalques das edificações. Dessa forma, define-se um Fator de Grupo G , tal que:

$$G = \frac{\delta_{grupo}}{\delta_{isolado}} \quad (2.31)$$

Em que:

δ grupo – Recalque de grupo de estacas pertencentes a um bloco de coroamento obtido das medições de recalque de um dado edifício;

δ isolado – Recalque de uma estaca obtido da verificação de desempenho na prova de carga estática.

Almeida et al. (2019) aplicou a Equação 2.31 a 16 prédios localizados na cidade do Recife, cujas fundações eram compostas por estacas tipo hélice-contínua (10 obras) e estacas metálicas (6 obras). Para as obras cujas estacas eram do tipo hélice-contínua, os referidos autores descreveram os perfis geotécnicos, de uma forma geral, como formados predominantemente por areias siltosas, intercaladas com lentes de argilas silto-arenosas e terminando em areia argilosa muito compacta. Os autores destacaram, no entanto, que em algumas obras as estacas não atingiram a camada resistente final, uma vez que a magnitude do atrito lateral, nesses casos, permitia obter a carga estrutural prevista para as estacas antes de chegar à camada mais resistente.

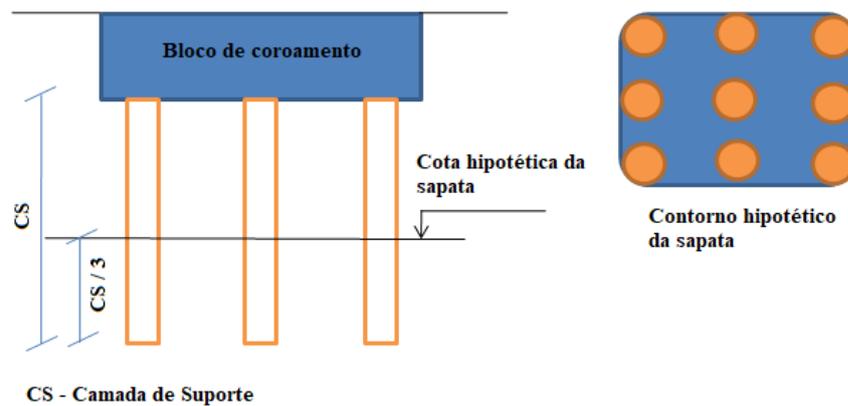
No caso das obras com fundações em estacas metálicas, Almeida et al (2019) descrevem os perfis de solo como iniciando em camadas rasas de areia siltosa, seguidas por uma espessa camada de argila mole a muito mole, intercaladas por curtas camadas de areia silto-argilosas, até atingir, por fim, uma camada de areia siltosa muito compacta. Os autores destacam que devido à presença do solo mole, que pouco contribui para a resistência total do solo, as estacas foram cravadas na camada final, de forma a obter resistência de ponta.

Os autores concluem que para os casos em que o G apresenta convergência, ou seja, esteja mais próximo de 1, as deformações ocorridas são provenientes das características do elemento de fundação, nesse caso, devido ao encurtamento elástico das estacas. Por outro lado, quando não ocorre a convergência, as deformações são devidas ao encurtamento elástico e ao recalque do solo em volta das estacas. A análise de G ao longo do tempo, de acordo com o estudo, demonstrou que as estacas metálicas apresentaram uma tendência a convergência, chegando ao

final das medições de recalque, a valores médios de 2,07. As estacas hélice-contínua, por sua vez, apresentaram valores médios de 5,97 para o G .

A ABNT NBR 6122 (2019) estabelece um procedimento para considerar o efeito de grupo em estacas. A referida norma determina que a carga admissível ou força resistente de cálculo de um grupo de estacas não pode ser superior à de uma sapata hipotética assim definida: deve ter contorno igual ao do grupo e estar apoiada numa cota superior à da ponta das fundações, sendo a diferença de cotas igual a $1/3$ do comprimento de penetração das fundações na camada de suporte (CS) (Figura 15). Dada a geometria imposta pela norma, pode-se empregar alguma metodologia de previsão de recalques em sapatas e assim mensurar o efeito de grupo.

Figura 15 – Considerações geométricas do efeito de grupo na NBR 6122 (2019)



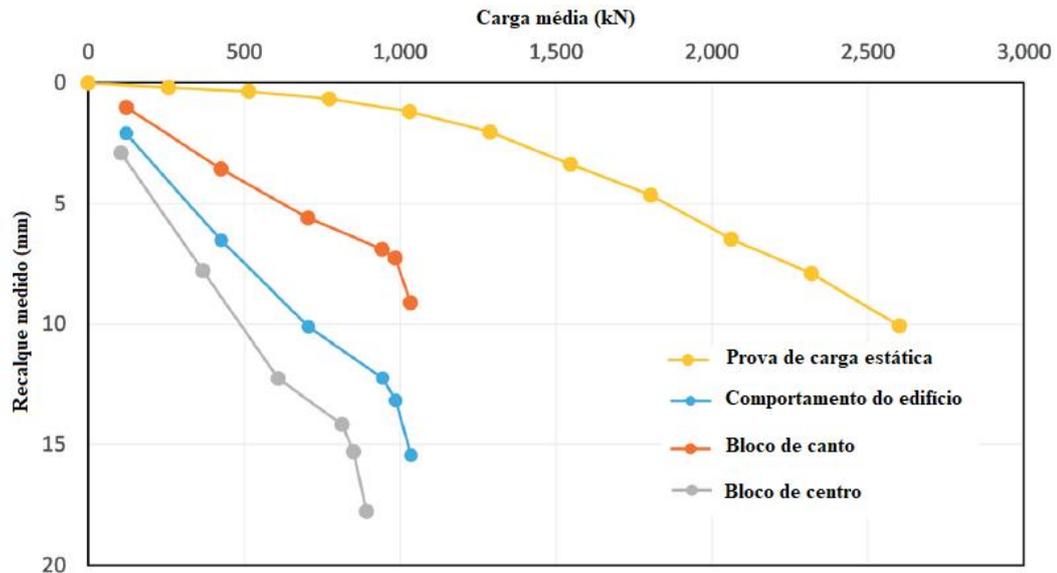
Fonte: Autor (2022)

As considerações da ABNT NBR 6122 (2019) colocam a cota da sapata hipotética em um patamar fixo ($CS/3$), ao contrário de outros autores como Tomlinson (2001), o qual leva em conta as condições de apoio das estacas conforme 3 possíveis condições: a) grupo de estacas suportadas principalmente por atrito lateral ($1/3$ CS); b) grupo de estacas cravadas em camadas de argila mole, suportadas por atrito lateral e por resistência de ponta em densa camada de solo granular ($2/3$ CS); c) grupo de estacas suportadas por resistência de ponta em camada incompressível (CS).

Gusmão, Silva e Sales (2020) compararam os resultados de curvas carga-recalques de provas de carga estáticas em estacas isoladas, com curvas carga-recalque de grupos de estacas posicionadas no canto e no centro de edifícios, assim como com curvas carga-recalque do prédio como um todo, considerando a média de cargas e de recalques (Figura 16). O trabalho

permitiu inferir que os resultados obtidos em provas de carga estática não podem ser diretamente comparados aos recalques medidos durante a construção dos edifícios, uma vez que esses últimos representam todo o processo de interação entre os elementos estruturais e o solo.

Figura 16 – Comparações de curvas carga-recalque



Fonte: adaptado de Gusmão, Silva e Sales (2020)

2.7 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

O capítulo tratado permite apresentar os seguintes pontos-chave:

- O desempenho de uma edificação é governado pela interação entre superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação;
- A consideração de apoios rígidos em edificações não representa adequadamente a distribuição de carga nos pilares;
- Quando da consideração da ISE, observa-se que a previsão de recalques é complexa e não implica necessariamente em aumento de esforços em pilares periféricos, assim como não implica necessariamente em diminuição de esforços em pilares centrais. Ao mesmo tempo, a sequência construtiva exerce forte influência na ISE;
- Verifica-se uma tendência na diminuição do CV dos recalques à medida que o carregamento das edificações aumenta;
- Existe diferença entre recalques de estacas isoladas e de grupos de estacas.

3 SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES E FERRAMENTAS DE ANÁLISE ESTATÍSTICA

3.1 INCERTEZAS NA OBTENÇÃO DE RECALQUES E CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES

Ferson e Ginzburg (1996) distinguem dois tipos de incerteza: a que advém da variabilidade de um sistema estocástico (presença de variáveis aleatórias) e a epistêmica (resultado da incompletude de informações sobre um dado sistema). Os autores explicam que a incerteza epistêmica pode ser reduzida através de estudos adicionais ou melhoramento nas técnicas de medição, ao mesmo tempo em que análises detalhadas podem conduzir a uma melhor estimativa da magnitude da variabilidade, sem que, no entanto, haja necessariamente uma redução desta última.

Uma vez que a engenharia geotécnica obtém dados das características dos solos realizando correlações com uma finita (e muitas vezes diminuta) quantidade de ensaios de campo e de laboratório, é possível afirmar que a incerteza epistêmica está sempre presente na previsão de recalques. De maneira similar, mesmo baseando-se em modelos refinados, como os que integram o comportamento da estrutura, fundações e solo, inexistem um determinismo matemático e físico no cálculo de recalques, podendo-se, pois, considerá-los como variáveis aleatórias.

Como visto no Capítulo II, os recalques têm um papel central nos mecanismos de interação entre estrutura e solo, visto que irão participar na definição das magnitudes dos esforços nos elementos estruturais e no solo, assim como na sua distribuição. Faz parte do trabalho do engenheiro verificar se esses esforços estão dentro dos limites aceitáveis tanto para os Estados Limites Últimos (ELU) quanto para os Estados Limites de Serviço (ELS). No Brasil, considerando a elaboração de projetos geotécnicos, geralmente se utiliza o conceito de fator de segurança global quando se verifica o ELU. O Método dos Valores Admissíveis, presente na ABNT NBR 6122 (2019) e especificado na Equação 3.1, utiliza o referido conceito.

$$P_{adm} = \frac{R_k}{FS_g} \quad (P_{adm} \geq S_k) \quad (3.1)$$

Em que:

P_{adm} – carga admissível em estacas ou tensão admissível em sapatas e tubulões;

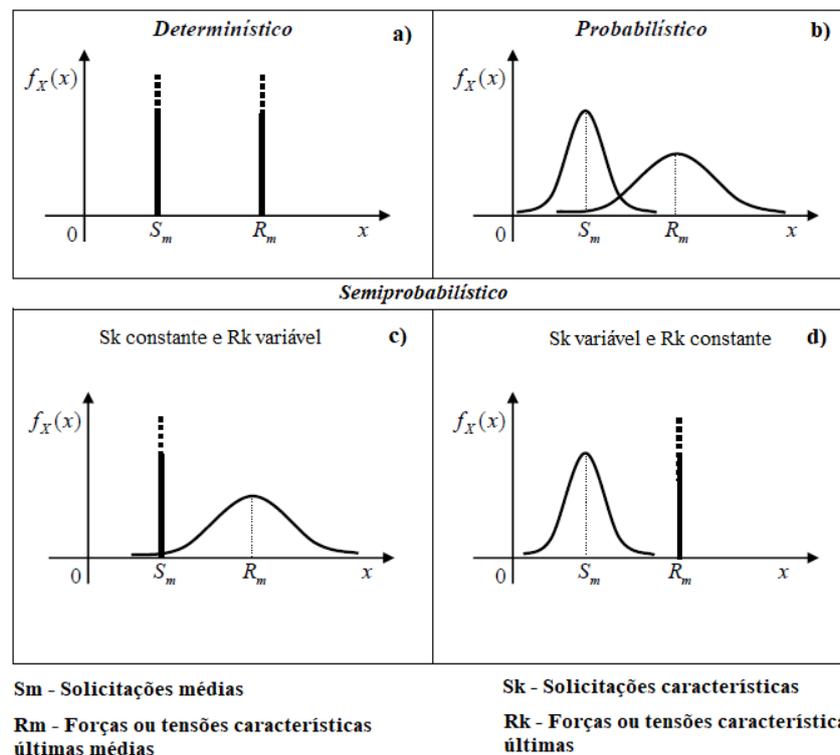
R_k – forças ou tensões características últimas;

S_k – solicitações características;

FS_g – fator de segurança global.

Silva (2006) apresenta 4 possibilidades de conceitos possíveis de serem incorporados por métodos de verificação de segurança (Figura 17). O autor esclarece que nos métodos que utilizam o FS_g , os quais têm natureza determinística (Figura 17a), ao contrário de métodos probabilísticos (Figura 17 b) e semiprobabilísticos (Figura 17c e 17d), não se consideram as curvas de solicitação e de resistência (forças ou tensões características últimas), de maneira que a variabilidade é desprezada.

Figura 17 – Conceitos empregados nos métodos de verificação de segurança

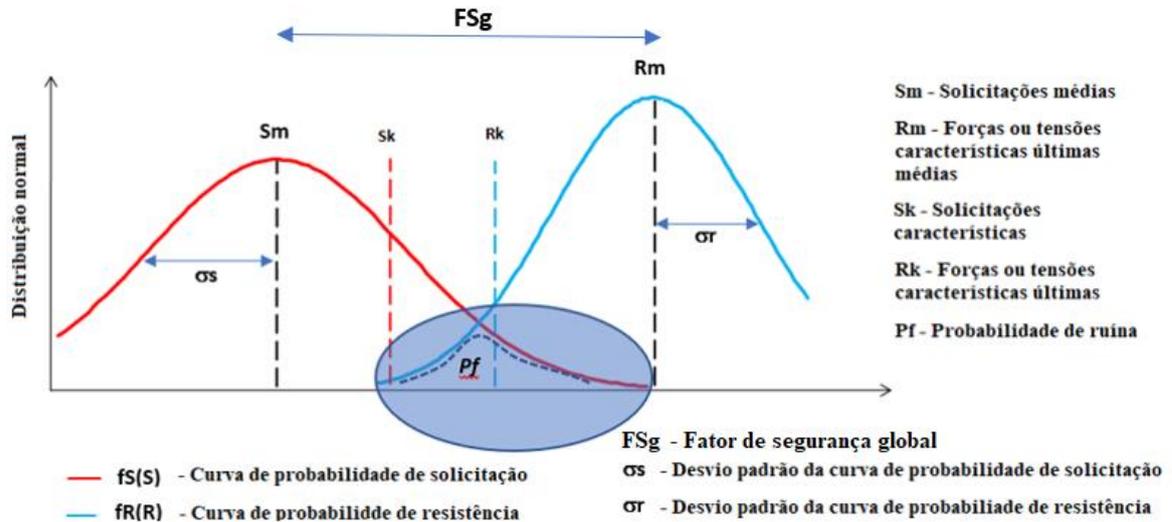


Fonte: adaptado de Silva (2006)

Cintra e Aoki (2010) complementam que dada a variabilidade tanto em R_k quanto em S_k , é possível fazer uma análise estatística e construir as curvas das funções de densidade de

probabilidade de resistência $f_R(R)$ e de solicitação $f_S(S)$, conforme apresentado na Figura 18 para o caso de uma distribuição normal simétrica.

Figura 18 – Curvas de funções de densidade de resistência e solicitação



Fonte: Autor (2022)

Os valores médios (S_m ; R_m) representam o valor mais provável de cada variável e os desvios padrões são pontos de inflexão das curvas, servindo como medida de dispersão (variabilidade) em torno dos valores médios. A variabilidade das curvas de probabilidade de solicitação e de resistência também pode ser obtida em função dos coeficientes de variação, conforme Equações 3.2 e 3.3.

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_m} \quad (3.2)$$

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_m} \quad (3.3)$$

Em que:

v_S – coeficiente de variação da curva de probabilidade de solicitação;

v_R – coeficiente de variação da curva de probabilidade de resistência;

Cintra e Aoki (2010) destacam que sempre há variabilidade nos valores de S_k e R_k . Os autores chamam a atenção para o fato de que o FS_g (R_m/S_m) indica não só o afastamento entre os valores médios de resistência e de solicitação como também o próprio afastamento entre as

curvas. Dessa forma, quanto maior o FS_g , maior a distância entre as curvas. Na Figura 18 verifica-se que existe uma região destacada com uma elipse em que os valores de S_k podem superar os valores de R_k , o que caracteriza uma situação de ruína. A linha pontilhada presente nesta região, representa, pois, a curva de densidade de probabilidade de ruína (pf). A referida linha se situada abaixo das curvas $f_S(S)$ e $f_R(R)$ devido a uma convolução das funções $f_S(S)$ e $F_R(S)$, sendo $F_R(S)$ a distribuição acumulada de $f_R(R)$, condicionada por valores de $f_S(S)$, de maneira que a probabilidade de ruína pode ser dada por:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S)F_R(S) dS \quad (3.4)$$

A variabilidade de R_k é devida às incertezas já tratadas anteriormente. Montoya e Assis (2011) elencam algumas delas:

- Quantidade insuficiente de ensaios (quanto menor o número de ensaios, maior a probabilidade de obter parâmetros diferentes daqueles presentes em campo);
- Dados tendenciosos, sendo o comportamento real alterado pelos ensaios resultantes das diferenças de condições dos ensaios em relação ao campo;
- Erros de ensaio associados a calibração e medições, exatidão de leituras, entre outros;
- Variabilidade espacial dos parâmetros (diferença real de características do comportamento devido a diferenças de composição, intemperismo e história de tensões de um ponto para outro).

Contribuem para as incertezas presentes em S_k :

- O desconhecimento das exatas magnitudes e distribuição das ações na estrutura;
- O desconhecimento das magnitudes e distribuição dos recalques das fundações;

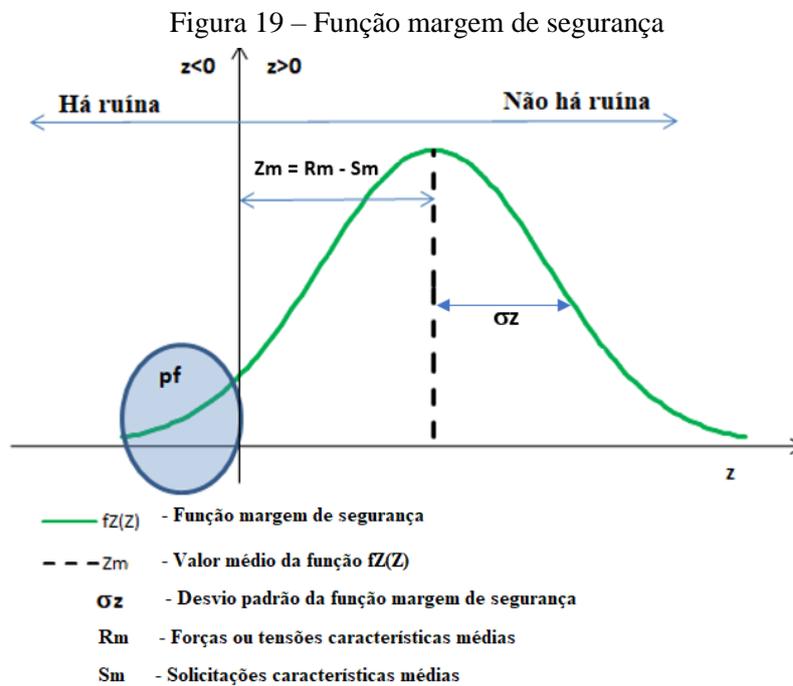
De acordo com Barros (2012), uma forma de se verificar a segurança em termos de solicitação e resistência, é estabelecer uma relação entre eles (Equação 3.5). Consequentemente, a diferença entre R_k e S_k define uma variável denominada Margem de segurança (Z), de maneira que para não haver ruína, Z deve ser maior que zero (Equação 3.6). É possível ainda definir uma função margem de segurança – $f_Z(Z)$ – formada pela diferença entre as curvas $f_R(R)$ e $f_S(S)$,

conforme Equação 3.7. A Figura 19 dá significado à função $f_Z(Z)$, na qual se observa que a região destacada equivale à probabilidade de ruína da fundação.

$$\frac{R_k}{S_k} > 1 \quad (3.5)$$

$$Z = (R_k - S_k) > 0 \quad (3.6)$$

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad (3.7)$$



Fonte: adaptado de Cintra e Aoki (2010)

De posse da Equação 3.1, e igualando P_{adm} a S_m e R_k a R_m (valores mais prováveis para essas variáveis admitindo-se uma distribuição normal), obtém-se a Equação 3.8. Observando o valor médio de $F_Z(Z)$ na Figura 19 (Z_m), deduz-se que seu valor pode ser dado em função da Equação 3.9. A probabilidade de ruína depende da relação entre seu valor médio e seu desvio padrão. Essa relação é denominada Índice de Confiabilidade (β) (Equação 3.10). O referido índice é uma medida relativa à segurança do projeto. Quando se comparam 2 ou mais projetos, o mais confiável será o que tiver o maior β (ALVES, 2014). O valor de σ_z pode ser obtido em função dos desvios padrões de $f_R(R)$ e $f_S(S)$, conforme Equação 3.11. Combinando-se as Equações 3.2; 3.3; 3.9 e 3.10, é possível estabelecer uma relação entre FS_g , Z e β (Equação 3.12).

$$FS_g = \frac{R_m}{S_m} \quad (3.8)$$

$$Z_m = S_m(FS_g - 1) \quad (3.9)$$

$$\beta = \frac{Z_m}{\sigma_Z} \quad (3.10)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_r)^2 + (\sigma_s)^2} \quad (3.11)$$

$$FS_g = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2} \quad (3.12)$$

Cintra e Aoki (2010) concluem que quando determinadas as formas das curvas de solicitação e resistência por intermédio de seus desvios padrões, o FS_g se torna dependente do β , o que faz com que a segurança e a confiabilidade sejam inseparáveis do ponto de vista matemático. Cardoso e Fernandes (2001), estudando a probabilidade de ruína de sapatas e diques, colocaram o β em evidência considerando distribuições normais (Equação 3.13), ao passo que Whitman (1984) fez o mesmo para distribuições log-normais (Equação 3.14):

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{FS_g}}{\sqrt{v_R^2 + \left(\frac{1}{FS_g}\right)^2 v_S^2}} \quad (3.13)$$

$$\beta = \frac{\ln \left[FS_g \sqrt{\frac{1 + v_S^2}{1 + v_R^2}} \right]}{\sqrt{\ln[(1 + v_S^2)(1 + v_R^2)]}} \quad (3.14)$$

De acordo com Whitman (1984), se $f_R(R)$ e $f_S(S)$ pertencem a distribuições normais ou log-normais, a probabilidade de ruína (pf) pode ser conhecida em função de β :

$$pf = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.15)$$

Em que Φ é a distribuição padrão normal acumulativa.

3.2 CONSTRUÇÃO DE CURVAS DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA - $f_R(R)$

Tendo em vista a escassez de ensaios de laboratório e de campo concernente a projetos geotécnicos, é necessário lançar mão de instrumentos que possibilitem a construção de uma curva $f_R(R)$. No caso de fundações profundas, o principal ensaio de verificação do R_k das estacas, é o ensaio de capacidade de carga (estático ou dinâmico). Muitas vezes ocorre a necessidade de se complementar os ensaios de capacidade de carga com métodos de extrapolação da curva carga-recalque a fim de prever o valor de R_k . É o caso dos métodos de Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976); Chin (1970) e Décourt (1996).

É possível, porém, estimar o valor de R_k nas estacas através de métodos semiempíricos cujas variáveis são obtidas de ensaios de prospecção do solo como o *Standard Penetration Test* (SPT) e *Cone Penetration Test* (CPT). Nesses métodos, o R_k é geralmente obtido pela soma de parcelas de resistências últimas advindas do atrito lateral (R_L) no fuste da estaca e de sua ponta (R_P) (Equação 3.16).

$$R_k = R_L + R_P \quad (3.16)$$

Diferentes métodos semiempíricos utilizam a Equação 3.16 na previsão de capacidade de carga de estacas, incorporando fatores como o tipo do solo, sua resistência à penetração, assim como características e processo construtivo das estacas. Décourt, Albieiro e Cintra (1998) afirmam que os dois métodos mais utilizados para o dimensionamento de fundações em estacas são os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978). A Equação 3.17 apresenta a formulação do método de Antunes e Cabral (1996) para a previsão de capacidade de carga em estacas hélice contínua. Ressalta-se que o valor do produto de β_2 por N_{SPT} deve ser menor ou igual a 4000 kPa. A Tabela 3 apresenta os valores de β_1 e β_2 .

$$R_k = U \sum (N_{SPT} \beta_1) \Delta L + A_b \beta_2 N_{SPT} \quad (3.17)$$

Em que:

U – perímetro da estaca;

N_{SPT} – índice de penetração do ensaio SPT;

β_1 – coeficiente de atrito lateral dependente do tipo do solo;

ΔL – comprimento considerado da estaca;

A_b – área da base da estaca;

β_2 – coeficiente de resistência de ponta dependente do tipo do solo;

Tipo do solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: adaptado de Antunes e Cabral (1996)

No método de Alonso (1996), utilizado também na obtenção da capacidade de carga de estacas hélice contínua, as parcelas R_L e R_P são obtidas originalmente em função de ensaios SPT-T. Na ausência dos referidos ensaios, no entanto, é possível realizar correlações com ensaios SPT (Equação 3.18).

$$R_k = \sum U \left[\alpha \left(\frac{1,2N_{SPT}}{0,18} \right) \Delta L \right] + A_b \beta_{A1} \left(\frac{T_{min1} + T_{min2}}{2} \right) \quad (3.18)$$

Em que:

α – coeficiente de correção da adesão referente ao torque máximo e à penetração total do amostrador de SPT-T;

β_{A1} – coeficiente dado em função do tipo do solo;

T_{min1} – média aritmética dos valores de torque mínimo do trecho representado por 8 vezes o diâmetro da estaca acima da ponta desta. Os valores de T_{min1} são nulos quando o comprimento considerado da estaca for menor que 8 vezes seu diâmetro;

T_{min2} – média aritmética dos valores de torque mínimo do trecho representado por 3 vezes o diâmetro da estaca, medido para baixo da ponta desta.

De acordo com Alonso (1996), para efeito de cálculo dos valores de torque mínimo ($T_{\min1}$ e $T_{\min2}$) pode-se aplicar um fator corretor igual à unidade às médias dos valores dos ensaios de SPT (N_{SPT}) correspondentes aos comprimentos de cada torque mínimo considerado (8 vezes ou 3 vezes o diâmetro da estaca, conforme o caso). O autor também limita os valores e $T_{\min1}$ e $T_{\min2}$ a 0,4 kNm.

O EUROCODE EN 1997 (2004) permite dar uma abordagem estatística à obtenção de R_k , tanto para ensaios de provas de carga quanto para ensaios de campo. A ABNT NBR 6122 (2019) também recepciona essa ideia. Para ensaios de prova de carga estáticos, especificados na fase de projeto e executadas antes do início da obra com carga no mínimo duas vezes a carga admissível em projeto, a referida norma permite que o R_k seja obtido pela Equação 3.19. Para ao caso de resistência determinada por métodos semiempíricos, o R_k pode ser obtido pela Equação 3.20.

$$R_k = \min \left[\frac{(Rse)med}{\xi3}; \frac{(Rse)min}{\xi4} \right] \quad (3.19)$$

$$R_k = \min \left[\frac{(Rse)med}{\xi1}; \frac{(Rse)min}{\xi2} \right] \quad (3.20)$$

Em que:

(Rse)med – resistência determinada com os valores médios dos resultados dos ensaios de campo ou das provas de carga estáticas, conforme estabelecido pela ABNT NBR 6122 (2019);

(Rse)min – resistência determinada com os valores mínimos dos resultados dos ensaios de campo ou das provas de carga estáticas, conforme estabelecido pela ABNT NBR 6122 (2019);

$\xi1$; $\xi2$; $\xi3$; $\xi4$ – fatores de minoração de resistência (Tabela 4).

A ABNT NBR 6122 (2019) permite que, quando utilizado o Método dos Valores Admissíveis (Equação 3.1), a carga admissível nas estacas seja determinada com um FS_g igual a 1,4. As abordagens estatísticas presentes no EUROCODE EN 1997 (2004) e na ABNT NBR 6122 (2019) possibilitam a construção da curva de resistência $f_R(R)$, uma vez que se considere a referida curva como pertencente a uma distribuição normal. Aoki (2008) tratou dessa forma a curva $f_R(R)$, caracterizada com o auxílio de 12 ensaios de SPT. Explica o referido autor, que

nesse caso, a curva de densidade de probabilidade é definida por 2 pontos notáveis: $(R_{se})_{med}$ e pelo ponto de inflexão caracterizado pelo desvio padrão (σ_r), o que permite definir o valor R_k por intermédio de uma probabilidade de ocorrência (Equação 3.21).

$$R_k = (R_{se})_{med} - z \cdot \sigma_r \quad (3.21)$$

Em que “z” é o número de desvios padrão em relação à média.

Tabela 4 – Fatores de minoração de resistência

Fator de minoração de resistência	Número de provas de carga estáticas com as mesmas características ou número de perfis de ensaios de campo utilizados em métodos semiempíricos por região representativa do terreno (n)						
	1	2	3	4	5 ^(b)	6	≥ 10
$\xi_1^{(a)}$	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
$\xi_2^{(a)}$	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11
ξ_3	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00	-	-
ξ_4	1,14	1,10	1,05	1,02	1,00	-	-

(a) – os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares aos ensaios de campo; (b) – Para os fatores ξ_3 e ξ_4 considerar como valores máximos aqueles correspondentes a $n=5$ para $n \geq 5$;

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6122 (2019)

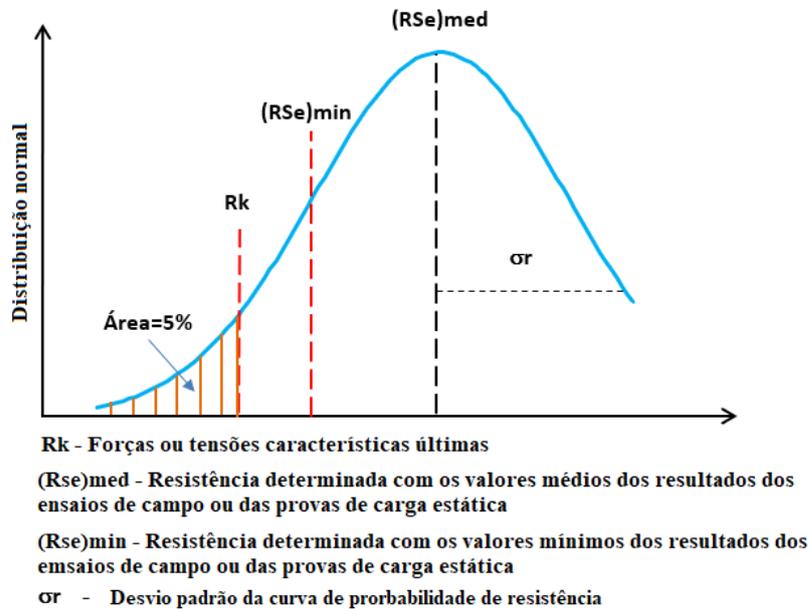
Quando a probabilidade de ocorrência desejada é de 5%, “z” assume o valor de 1,645. A Figura 20 apresenta os pontos notáveis da curva de probabilidade de resistência, considerada como pertencente a uma distribuição normal, com a correspondente área equivalente a 5% de probabilidade de ocorrência.

Considerando que o valor de $(R_{se})_{med}$ seja obtido de ensaios de campo como o do SPT e que R_k pode ser determinado pela Equação 3.20, é possível determinar o valor de σ_r utilizando a Equação 3.21, admitindo uma probabilidade de ocorrência de 5% (Equação 3.22). Com o valor de σ_r , obtém-se o valor do coeficiente de variação da curva – v_R (Equação 3.23).

$$\sigma_r = \frac{[(R_{se})_{med} - R_k]}{1,645} \quad (3.22)$$

$$v_R = \frac{\sigma_r}{(Rse)med} \quad (3.23)$$

Figura 20 – Pontos notáveis da curva de probabilidade de resistência



Fonte: Autor (2022)

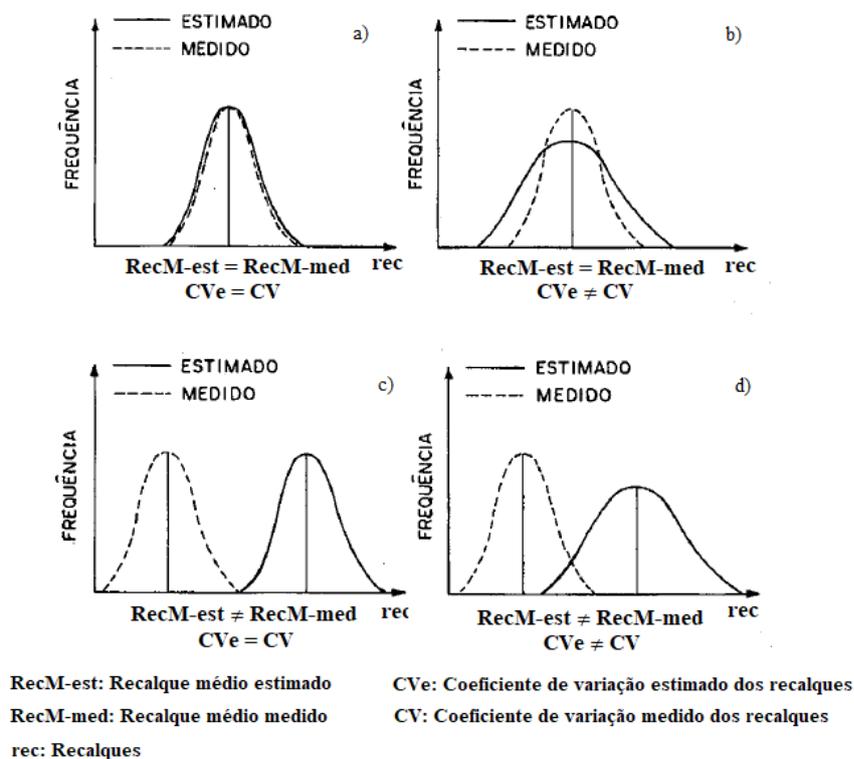
3.3 CONSTRUÇÃO DE CURVAS DE PROBABILIDADE DE SOLICITAÇÃO - $f_s(S)$

As solicitações são geralmente tratadas nos projetos como determinísticas, e, portanto, com coeficiente de variação v_s igual a zero. Phoon e Retief (2016), no entanto, admitem que considerando apenas a variabilidade dos esforços nas estruturas, o v_s assume o valor de cerca de 10%. De acordo com Cintra e Aoki (2010), considerando a distribuição de esforços nas estacas dos blocos de coroamento, existe pelo menos duas causas para variação dos esforços de solicitação: a primeira é o arredondamento do cálculo de estacas do grupo, ou seja, diferentes blocos irão impor diferentes solicitações às estacas quando se divide os esforços dos pilares pelo número de estacas em cada bloco. A segunda causa é que a própria distribuição de esforços em um dado bloco de coroamento não é homogênea. Os referidos autores consideram plausível que as duas causas citadas de variação ocasionem um valor de v_s da ordem de 10%.

Outra fonte de variabilidade de solicitações é a presença de recalques nas fundações, uma vez que obriga a estrutura a compatibilizá-los em sua matriz de rigidez, provocando redistribuições de esforços na própria estrutura e na fundação. Nesse sentido, as incertezas já tratadas na

estimativa de recalques tendem a aumentar os valores de v_s propostos por Phoon e Retief (2016) e Cintra e Aoki (2010). Gusmão (1990) tratou de 4 possíveis cenários envolvendo estimativas e medições de recalques comparando-os em curvas de distribuição normal (Figura 21). O autor explica que no cenário “a” (Figura 21a) existe um acerto total na estimativa de recalques. No cenário “b” (Figura 21b), existe um acerto no valor da estimativa do recalque médio (RecM-est), embora haja erro no coeficiente de variação estimado dos recalques (CVe). No cenário “c” (Figura 21c), o RecM-est não coincide com os recalques médios medidos enquanto ocorre o acerto de CVe. Por fim, no cenário “d” (Figura 21d), nenhuma das estimativas são assertivas.

Figura 21 – Cenários envolvendo estimativas e medições de recalques



Fonte: adaptado de Gusmão (1990)

Considerando que o valor do recalque médio (RecM) não se modifica sob a ação da ISE e do EIC, pois como já tratado, o que ocorre é uma tendência à uniformização dos recalques, e, conseqüentemente, uma redução do CV, seu valor tem uma destacada importância, pois quando assertivamente estimado, incorpora os mencionados mecanismos ISE e EIC, os quais estão presentes nos recalques medidos.

As curvas $f_s(S)$, de acordo com o que foi tratado, podem então ser construídas em função da variabilidade admitida nas estruturas, nos grupos de estacas e na variabilidade da previsão dos recalques, a qual pode ser obtida das estimativas de CV e RecM. A ABNT NBR 8681 (2003)

determina que o valor característico para ações permanentes é dado pelo valor médio correspondente ao quantil de 50%, tanto para efeitos favoráveis, quanto para efeitos desfavoráveis. Ou seja, trata as solicitações permanentes como sendo determinísticas.

3.4 NORMAS ACERCA DE ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DE PROBABILIDADE DE RUÍNA

O EUROCODE EN:1990 (2002) recomenda o Índice de confiabilidade (β) em função de classes de consequências (CC) associadas a classes de confiança (CR), considerando as consequências da ruína ou do mal funcionamento das estruturas conforme descritas na Tabela 5. Da referida tabela, observa-se que quanto maior a importância da edificação em termos de perdas humanas, sociais e ambientais, maior a exigência do β . A referida norma define assim as classes de consequência:

- CC3 – Consequência **alta** considerando perda de vidas humanas; Consequência **muito alta** considerando perdas econômicas, sociais ou ambientais. Exemplo: estádios;
- CC2 – Consequência **média** considerando perda de vidas humanas; Consequência **considerável** considerando perdas econômicas, sociais ou ambientais. Exemplo: edifícios residenciais e comerciais;
- CC1 – Consequência **baixa** considerando perda de vidas humanas; Consequência **negligenciável** considerando perdas econômicas, sociais ou ambientais. Exemplo: prédios agrícolas;

Tabela 5 – Valores mínimos recomendados para o Índice de confiabilidade

Classe de consequência	Classe de confiabilidade	Valores mínimos de β	
		Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
CC3	RC3	5,2	4,3
CC2	RC2	4,7	3,8
CC1	RC1	4,2	3,3

Fonte: adaptado do EUROCODE EN: 1990 (2002)

Os valores admissíveis para probabilidade de ruína das estruturas também são tratados no EUROCODE EN:1990 (2002) por intermédio da Equação 3.15, a qual relaciona o pf ao β .

De maneira similar, o JCSS (2000), indica β em função de correspondências entre os custos relativos das medidas de segurança e o grau de consequência advindo de uma eventual ruína. O referido comitê estabelece relação entre classes de custos relativos das medidas de segurança e classes de consequências. A Tabela 6 apresenta as classes mencionadas traduzindo as relações em termos de β e pf referentes aos Estados Limites Últimos (ELU) no tempo de referência de 1 ano.

Tabela 6 – Valores de β e pf considerando custos de medidas de segurança e consequências da ruína

Custo relativo das medidas de segurança	Classes de consequências		
	Pequena	Moderada	Grande
Grande (A)	$\beta=3,1$ ($pf \approx 10^{-3}$)	$\beta=3,3$ ($pf \approx 5 \cdot 10^{-4}$)	$\beta=3,7$ ($pf \approx 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta=3,7$ ($pf \approx 10^{-4}$)	$\beta=4,2$ ($pf \approx 10^{-5}$)	$\beta=4,4$ ($pf \approx 5 \cdot 10^{-6}$)
Pequeno (C)	$\beta=4,2$ ($pf \approx 10^{-5}$)	$\beta=4,4$ ($pf \approx 5 \cdot 10^{-6}$)	$\beta=4,7$ ($pf \approx 10^{-6}$)

β – Índice de confiabilidade; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: adaptado do JCSS (2000)

Para o JCSS (2000), o custo relativo das medidas de segurança está associado, sobretudo, ao coeficiente de variação de $f_S(S)$ e $f_R(R)$:

- Pequeno (C) – coeficientes de variação v_S ou $v_R < 10\%$ - Exemplo: maioria das cargas estáticas e situações em que a variação da resistência é reconhecidamente pequena;
- Normal (B) – coeficientes de variação v_S ou v_R entre 10% e 30% - Considerada a mais comum entre as situações de projeto.
- Grande (A) – coeficientes de variação v_S ou $v_R > 40\%$ - Exemplo: cargas de impacto e cargas sísmicas;

As classes de consequência são baseadas no coeficiente ρ , o qual representa a relação entre o custo total da obra (custo da construção com adição do custo de ruína, por exemplo) e custo da construção, de maneira que são classificadas como:

- Pequena – $\rho < 2$ – O risco de vida e as consequências econômicas são de pequenas a negligenciáveis – Exemplo: estruturas agrícolas;

- Moderada – ρ entre 2 e 5 – O risco de vida é médio e as consequências econômicas são consideráveis – Exemplo: prédios residenciais e comerciais;
- Grande – ρ entre 5 e 10 – O risco de vida é alto e as consequências econômicas são significativas – Exemplo: grandes pontes, hospitais.

É importante ressaltar que os índices apresentados na Tabela 6 são referentes a estruturas ou elementos estruturais em fase de projeto. Ruína ocorrida devido a erro humano ou devido a causas não estruturais não estão cobertos pela referida tabela. O U.S Army Corps Engineers (1997) também estabelece valores de β e pf para diferentes níveis de desempenhos esperados (Tabela 7).

Tabela 7 – Valores de Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de ruína (pf)

Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de ruína (pf)	Nível esperado de desempenho
1,0	0,16	Perigoso
1,5	0,07	Insatisfatório
2,0	0,023	Pobre
2,5	0,006	Abaixo da média
3,0	0,001	Acima da média
4,0	3×10^{-5}	Bom
5,0	3×10^{-7}	Alto

Fonte: adaptado do U.S. Army Corps Engineers (1997)

De acordo com a ISO 2394 (2015), o nível escolhido do β e/ou pf deveria depender das consequências e da natureza da ruína, das perdas econômicas, dos inconvenientes sociais, dos efeitos no meio ambiente, do uso sustentável de recursos naturais e dos custos e esforços para reduzir a probabilidade de ruína. A referida norma procura estabelecer uma consistência entre projetos estruturais e geotécnicos, identificando e caracterizando elementos críticos presentes no projeto geotécnico, enquanto considera a diversidade da prática da engenharia geotécnica.

Como explicam Phoon e Retief (2016), os níveis de β da fundação como um todo e de seus componentes são frequentemente diferentes. Os componentes da fundação devem ser então projetados de forma que a fundação como um todo satisfaça β . Nesse sentido, Zhang, Tang e Ng (2001) basearam seu estudo de confiabilidade de estacas em ensaios de prova de cargas

estáticas e dinâmicas realizados em estacas isoladas e grupos de estacas. Seu estudo incluía grupos maiores ou iguais a 4 estacas, cujos espaçamentos variavam de 2 a 6 diâmetros. Os autores também diferenciaram seus cálculos em função da consideração, ou não, da influência da superestrutura. A Tabela 8 apresenta os valores de β calculados pelos autores para grupos de estacas, em comparação a estacas isoladas, considerando 2 tipos de previsão de capacidade de carga.

Tabela 8 – Valores de Índice de confiabilidade (β) para grupos de estaca e estacas isoladas

Tipo de teste de capacidade de carga	Referência	(β_g) - spr ^(a)	(β_g) ^(b)	(β_s) ^(c)
Dinâmico	McVay et al. (2000)	5,03	3,76	3,11
Dinâmico	Paikowsky e Stenersen (2000)	4,09	2,96	2,39
Estático	Orchant et al. (1988); Barker et al. (1991)	3,99	2,67	1,98
Estático	McVay et al. (2000)	3,99	2,81	2,21

(a) – Índice de confiabilidade de grupos de estacas considerando os efeitos da superestrutura; (b) – Índice de confiabilidade de grupos de estacas sem os efeitos da superestrutura; (c) – Índice de confiabilidade de estacas isoladas.

Fonte: adaptado de Zhang, Tang e Ng (2001)

Ressalta-se que Zhang, Tang e Ng (2001) fizeram uma coletânea de diversos trabalhos que reuniram dados de estacas assentes em solos sem coesão e com blocos de coroamento em contato com o terreno. Observa-se que para todas as referências elencadas na Tabela 8, assim como para todos os tipos de teste de capacidade de carga, o valor de β , quando se considera a influência da superestrutura, é maior que o β quando esta última não é considerada, sendo ambos os casos maiores que o β para estacas isoladas.

Cintra e Aoki (2010) esclarecem que a norma brasileira de projeto e execução de fundações não estabelece valores máximos para a probabilidade de ruína, cabendo ao projetista determinar o valor da probabilidade de ruína implícita na utilização dos fatores de segurança normatizados, e discutir com o proprietário da obra sobre o risco aceitável na fundação. Lumb (1966), considerando as argilas marinhas de Londres, sugeriu que um valor adequado para a probabilidade de ruína, na fase de projeto, deveria estar entre 1/10.000 e 1/100.000. Whitman (1984), por sua vez, correlacionou probabilidades de ruína a consequências de ruínas (perdas humanas e financeiras), classificando como aceitável para fundações, um valor compreendido

entre 1/100 e 1/1.000 para o período de 1 ano. Entretanto, Cintra e Aoki (2010) sugerem que o valor da probabilidade de ruína seja determinado em função da quantidade total de estacas da obra e que esteja situado entre 1/100 e 1/10.000.

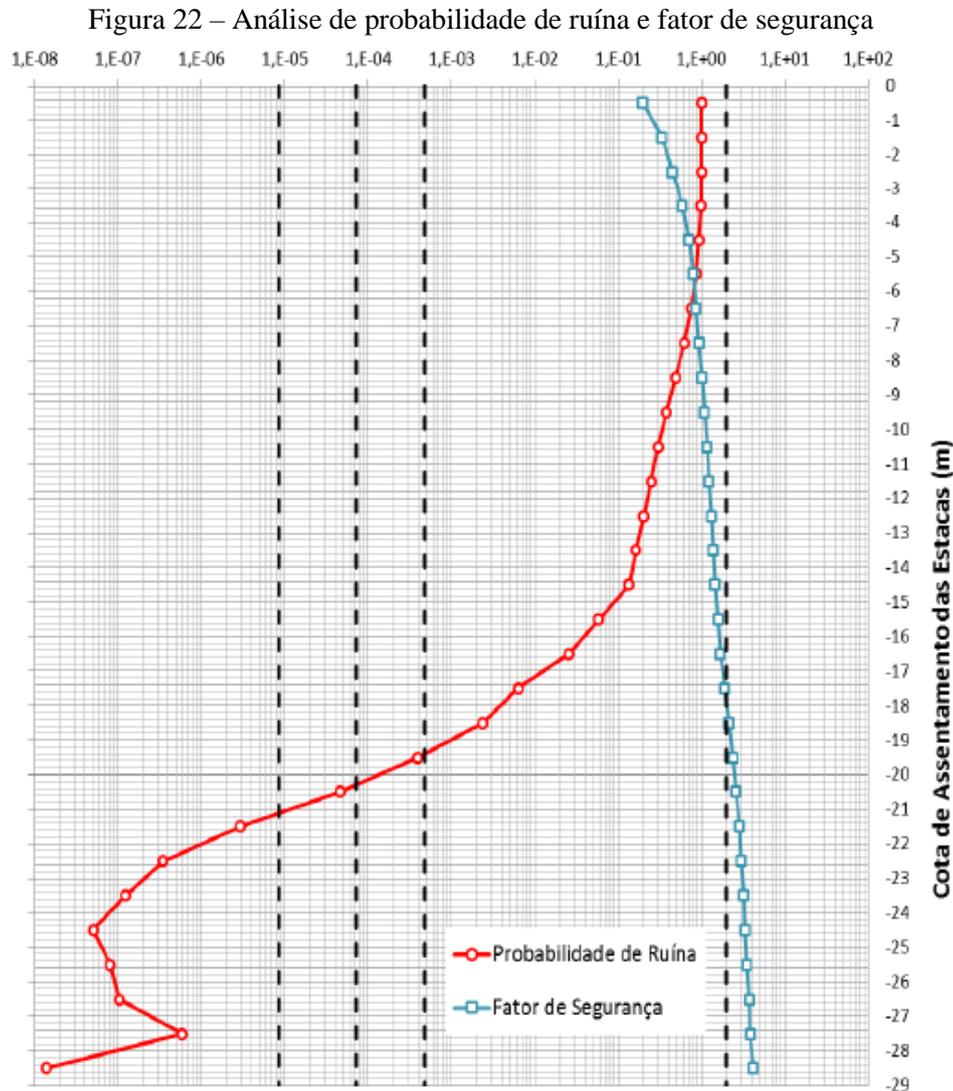
3.5 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DE PROBABILIDADE DE RUÍNA

Oliveira (2013) analisou um edifício comercial situado em terreno de 201.710 m² constituído por estrutura pré-moldada com 1.283 pilares, apoiados em cerca de 4.000 estacas hélice contínua de 400 mm, 500 mm e 600 mm. Os valores de R_k das estacas foram baseados em 68 ensaios de SPT através dos métodos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), assim como por meio de 40 provas de carga estáticas. O autor estabeleceu a probabilidade de ruína das estacas de 500 mm para atuação conjunta de ações permanentes e variáveis acidentais, observando seu comportamento ao longo do comprimento das estacas em uma análise generalizada do terreno (Figura 22). O autor pontua que entre as cotas 19,0 e 20,0 m o FS_g atinge o valor de 2,00, ao passo que a probabilidade de ruína ainda não satisfaz os critérios estabelecidos pelo EUROCODE EN: 1990 (2002).

A análise de confiabilidade realizada por Cabral (2016) envolveu um edifício residencial com 12 pavimentos, cuja fundação é composta por 362 estacas do tipo hélice contínua de 500 e 600 mm de diâmetro com comprimento de 18 m. A resistência do solo foi caracterizada por 16 ensaios SPT e 5 provas de carga estáticas. As incertezas presentes na previsão de capacidade de carga das estacas foram consideradas através de relações entre capacidades de carga calculadas e provas de carga estáticas realizadas. As previsões de capacidade de carga foram realizadas pelos métodos de Aoki e Velloso (1975), Velloso (1981), Decourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996) e Alonso (1996). As extrapolações de curvas carga-recalque obtidas das provas de carga estáticas foram obtidas pelos métodos de Van der Veen (1953), Chin (1970) e Decourt (2008). O autor concluiu que é importante que as provas de carga sejam levadas a cabo com o máximo nível de deslocamento e carga, pois provas de carga interrompidas com pequenos deslocamentos podem levar a uma interpretação errônea quanto à segurança do projeto.

Ramalho, Freitas e Jesus (2016) avaliaram a probabilidade de ruína de 46 estacas, aventando 4 condições de integridade das mesmas: contaminação de 0%, 10%, 20% e 50% do volume de

concreto. Os autores utilizaram simulações de Monte Carlo para obtenção de curvas normais de $f_S(S)$ e $f_R(R)$ e verificaram um aumento significativo na probabilidade de ruína nas estacas à medida que o índice de contaminação aumentava.



Fonte: Oliveira (2013)

Neves e Reis (2017) realizaram estudo acerca da probabilidade de ruína de estacas helicoidais que davam sustentação a torres de transmissão. Os autores destacam que esses tipos de obra, por se estenderem por vários quilômetros, estão submetidas a diferentes microclimas, o que pode provocar variação nas ações solicitantes. Em adição, estão submetidas a diversas variações de solo, o que causa variação no R_k . Verificou-se que a probabilidade de ruína aumenta de forma expressiva quando não há controle de torque na instalação das estacas.

O trabalho realizado na cidade de Cuiabá (MT) por Romanini (2019) envolveu 2 edificações de concreto armado com alturas entre 76 e 84 m, cujas fundações eram compostas por estacas hélice contínua de 30 m de comprimento com diâmetros variando entre 400 e 800 mm. Ao todo, foram realizadas 8 provas de carga estáticas, as quais serviram de base para a realização de análises probabilísticas. O autor comprovou que o FS_g não deve ser a única medida de análise de confiabilidade de uma fundação, visto que, mesmo para valores altos de FS_g , por vezes não se encontram valores aceitáveis para a probabilidade de ruína.

Silva Neto (2019) estudou o desempenho de fundações assentes em solo colapsível em alguns municípios do estado de Pernambuco, assim como em estacas executadas nos campos experimentais da Universidade de Brasília (UnB) e da Universidade de São Paulo (USP). Foram realizadas análises de confiabilidade com nível de rigor zero, I, II e III, concluindo-se que o desempenho dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga das estacas varia com o nível do rigor de confiabilidade utilizado na análise.

3.6 FERRAMENTAS DE ANÁLISES ESTATÍSTICAS

Como observado em Gusmão (1990), o comportamento dos recalques (tanto medidos quanto estimados), é frequentemente associado a curvas de distribuições normais (ou gaussianas). Existem ferramentas de análise estatística que permitem verificar se uma dada amostra advém de uma população com uma distribuição específica. É o caso dos testes idealizados por Kolmogorov (1933); Smirnov (1939) e Smirnov (1948) – conhecido como teste de Kolmogorov-Smirnov, assim como o teste de Shapiro e Wilk (1965).

3.6.1 Teste de Kolmogorov-Smirnov

Como explicam Fávero e Belfiore (2017), o teste Kolmogorov-Smirnov é um teste de aderência, em que se compara a distribuição de frequências acumuladas de um conjunto de valores amostrais com uma distribuição teórica. Dessa forma, compara-se os valores amostrais oriundos de uma população com respeito a uma suposta distribuição esperada, nesse caso, a distribuição normal. Para a aplicação do método é preciso conhecer a média e o desvio-padrão da amostra, de forma a assumir as seguintes hipóteses:

- H_0 – a amostra provém de uma distribuição normal;

- H_1 – a amostra não provém de uma distribuição normal.

A estatística do teste (D_{cal}) é dada pela Equação 3.24.

$$D_{cal} = \max\{|F_{esp}(X_i) - F_{obs}(X_i)|; |F_{esp}(X_i) - F_{obs}(X_{i-1})|\} \quad (3.24)$$

Em que:

$F_{esp}(X_i)$ – frequência relativa acumulada esperada na categoria “i”;

$F_{obs}(X_i)$ – frequência relativa acumulada observada na categoria “i”;

$F_{obs}(X_{i-1})$ – frequência relativa acumulada observada na categoria “i-1”;

i – valores inteiros no intervalo de 1 a “n” correspondente a ordem crescente em que se encontram os valores esperados e observados da amostra;

n – número de elementos da amostra.

De posse do valor de D_{cal} , é realizada a comparação com os valores críticos D_c , de maneira que para $D_{cal} < D_c$, a hipótese nula (H_0) não é rejeitada, ou seja, a distribuição é normal. Os valores de D_c são tabelados em função de níveis de significância escolhidos.

3.6.2 Teste de Shapiro-Wilk

O teste de Shapiro-Wilk se presta a verificar uma amostra completa quanto à normalidade. É obtido ao se dividir o quadrado de uma combinação linear adequada por uma estimativa de variância simétrica usual. Dessa forma, o teste fornece um valor estatístico (W_{cal}), o qual é comparado com valores críticos tabelados (W_a). O valor de W_{cal} pode ser obtido da Equação 3.25.

$$W_{cal} = \frac{b^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3.25)$$

Em que:

n – número de elementos da amostra;

x_i – valores dos elementos da amostra em ordem crescente;

\bar{x} – média dos valores da amostra;

b – valor encontrado em função de “n”

Os valores de W_a são considerados limites de normalidade obtidos de acordo com o número de elementos que compõem a amostra e com o nível de significância adotado. De acordo com o método, quando $W_{cal} > W_a$, a amostra advém de uma distribuição normal para aquele nível de significância.

3.7 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Dado o que foi tratado nesse capítulo, é possível elencar alguns pontos-chave:

- Não existe um determinismo matemático e físico no cálculo de recalques, o que permite considerá-los como variáveis aleatórias;
- Considerando a variabilidade das forças ou tensões características últimas (R_k) e das solicitações características (S_k), é possível realizar análise estatística e construir curvas de probabilidade de resistência $f_R(R)$ e de solicitação $f_S(S)$;
- Uma vez que o valor do recalque médio (RecM) não se modifica sob a ação de mecanismos como ISE e EIC, conhecer essa grandeza tem grande relevância, já que sua estimativa tem incorporados os referidos mecanismos;
- O comportamento dos recalques é frequentemente associado a curvas de distribuições normais (ou gaussianas). Ferramentas como o teste de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro Wilk permitem a verificação do referido comportamento.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Apresentam-se os dados dos edifícios selecionados para a realização da pesquisa, assim como suas modelagens estruturais; os métodos empregados na estimativa dos recalques e na verificação da normalidade dos recalques medidos; método proposto para obtenção de recalques aleatórios e de curvas de probabilidade de solicitação; a obtenção da curva de probabilidade de resistência; a verificação do Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fator de segurança das fundações.

4.1 SELEÇÃO DE EDIFÍCIOS

Foram selecionados 2 edifícios, chamados doravante de “A” e “B”, localizados em Pernambuco e no Ceará, respectivamente, cujas soluções de fundação foram elaboradas em estacas hélice contínua. Ambos os projetos selecionados foram concebidos como estruturas reticuladas de concreto armado.

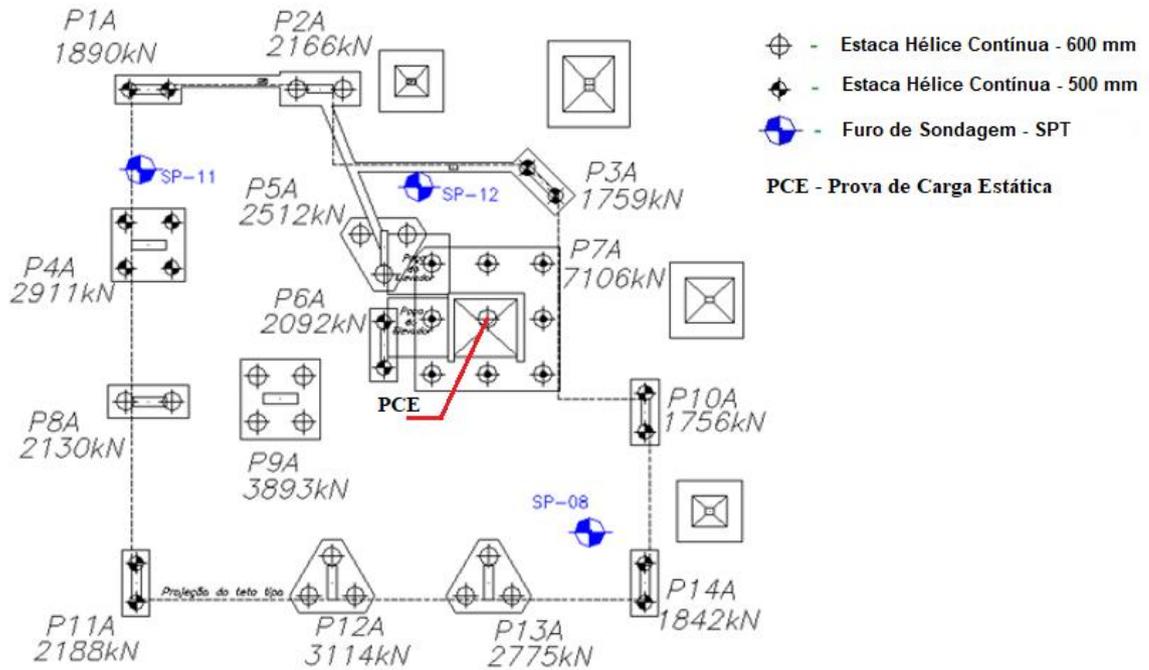
4.1.1 Edifício A

Localizado na Avenida Parnamirim, no Recife, o Edifício A é parte de um empreendimento com 2 torres de 20 pavimentos, em um total de 60 m. A lâmina dos pavimentos tipo foi projetada com 14 pilares, os quais suportam lajes nervuradas bidirecionais. A Figura 23 traz o destaque do trecho do projeto geotécnico relativo aos pilares de lâmina da Torre 1 (torre analisada). É possível observar que o bloco com maior número de estacas é o bloco do Pilar P7A, o qual possui nove estacas. Destaca-se que as cargas indicadas são as cargas de projeto, ou seja, incluem ações variáveis. A Figura 24 apresenta o pavimento Tipo do edifício. O edifício apresenta forte assimetria com respeito ao posicionamento dos pilares, com o Pilar P7A possuindo destacada rigidez quando comparado aos demais. No 1º pavimento os pilares P4A; P8A; P11A e P13A não formam pórtico com nenhum outro pilar.

O perfil do solo se apresentou bastante heterogêneo até os 12 m, intercalando camadas de areia siltosa e silte arenoso com N_{SPT} médio de 10 golpes/0,3 m. Em seguida, apresenta uma alta significativa na resistência no trecho de 12 a 21 m, com N_{SPT} médio de 40 golpes/0,3 m. A partir

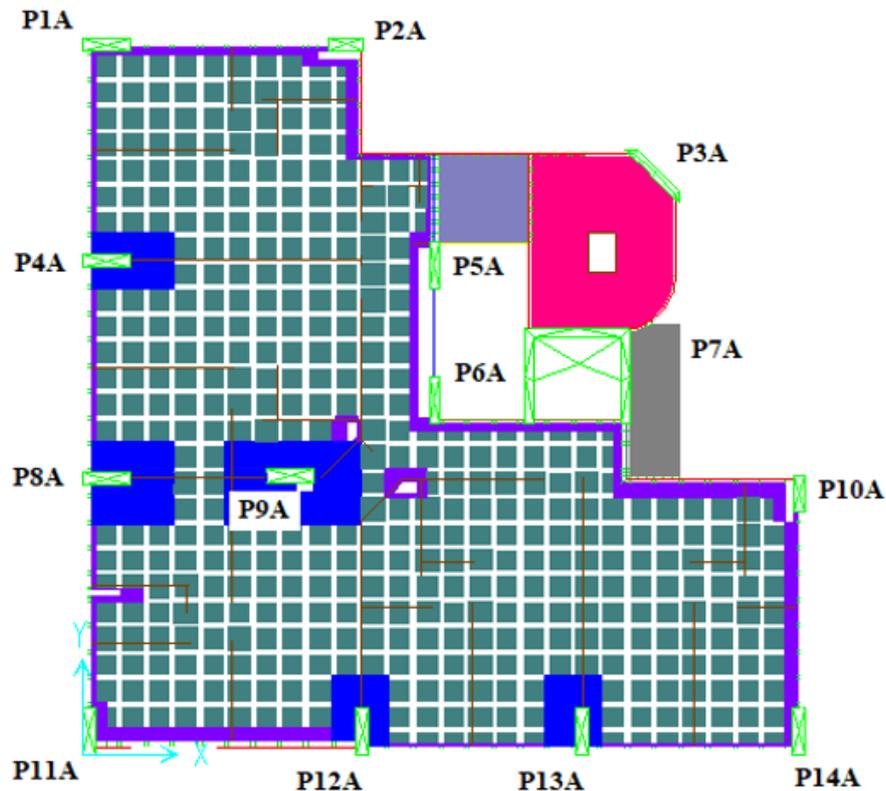
dos 25 m, existe camada extensa de areia muito compacta, chegando-se a obter índices de penetração de 30 golpes /0,03 m. A Figura 27 exibe o perfil de solo do Edifício A.

Figura 23 – Trecho do projeto geotécnico do Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 24 – Pavimento Tipo do Edifício A



Fonte: Autor (2022)

A solução de fundação consistiu, considerando apenas a lâmina, em 42 estacas hélice contínua, das quais 16 estacas com diâmetro 500 mm e 26 estacas com diâmetro 600 mm. As cotas de ponta das estacas variaram entre 16,0 e 17,0 m. As estacas de 500 mm possuíam carga admissível de 1.300 kN, e as de 600 mm, 1.800 kN. Foi realizada prova de carga estática na estaca central do bloco de coroamento do Pilar P7A.

4.1.2 Edifício B

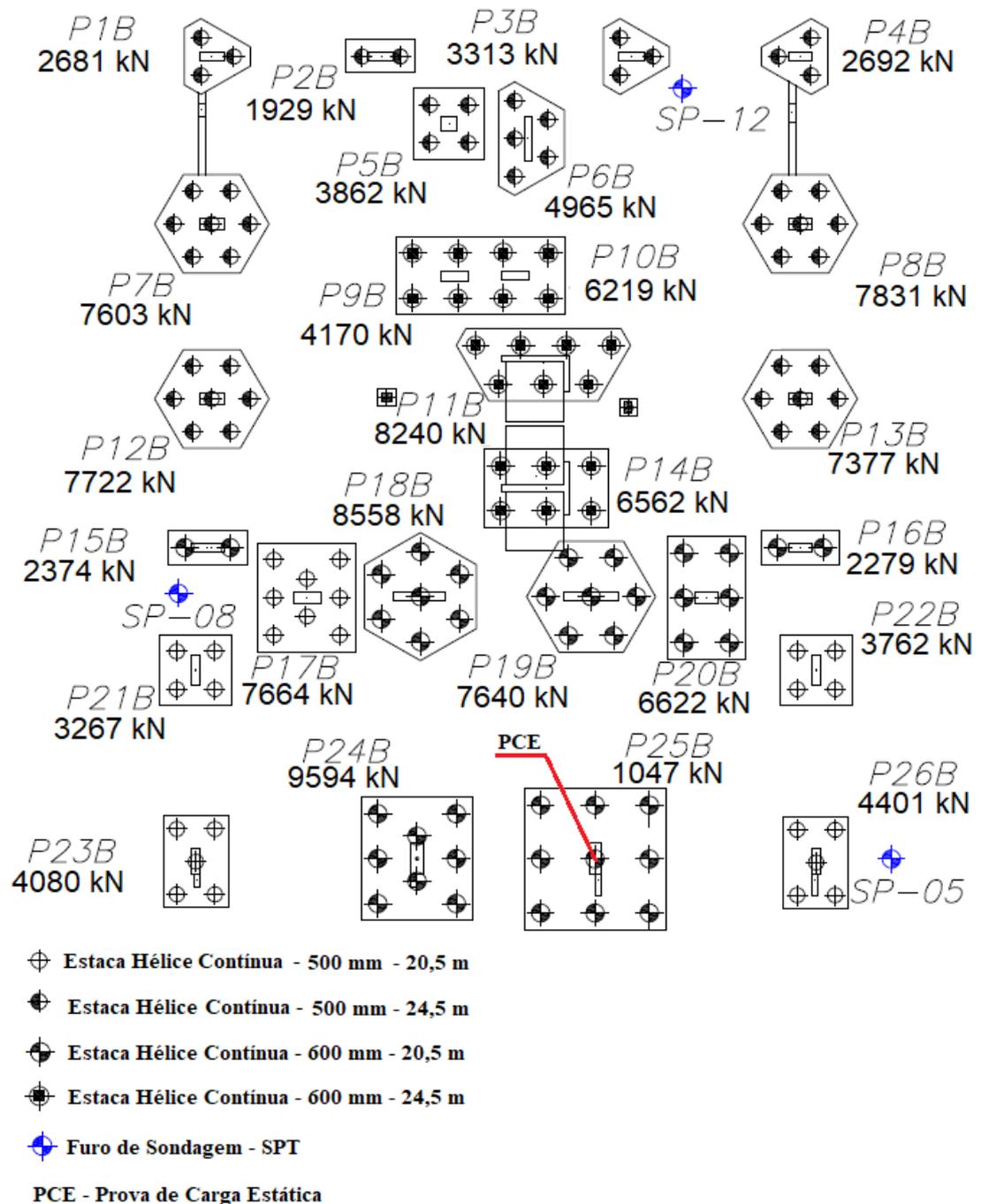
O Edifício B, localizado em Fortaleza - Ceará, faz parte de um empreendimento com 3 torres (1, 2 e 3) de 22 pavimentos, cada qual com altura total de 75 m. O projeto estrutural previu 26 pilares, considerando somente a lâmina, que sustentam lajes lisas protendidas. A Figura 25 traz o destaque do trecho do projeto geotécnico relativo aos pilares de lâmina da Torre 2 (torre analisada). Observa-se que o pilar com maior número de estacas é o P25B, com 9 estacas. As cargas indicadas são as cargas de projeto, incluindo ações variáveis, às quais aplicaram-se reduções conforme Tabela 4 da NBR 6120 (1980). O edifício foi calculado antes da atualização da referida norma, em 2019. A Figura 26 apresenta o aspecto do teto Tipo do edifício. É possível notar que o Edifício B não possui assimetria acentuada quando comparado com o Edifício A. Os pilares P1B, P2B, P3B e P4B não formam pórtico no primeiro pavimento.

O perfil do solo do Edifício B é homogêneo, com camada de areia fina até cerca de 13 m de profundidade, seguida por uma camada de areia argilosa com cerca de 2 m e de uma camada de argila arenosa (Figura 28). A camada de areia apresentou N_{SPT} médio de 3 golpes/0,3 m. A camada de areia argilosa apresentou resistência média de 19 golpes/0,3 m e a camada de argila arenosa, resistência média de 42 golpes/0,3 m.

A solução de fundação foi projetada, considerando apenas a lâmina o Edifício B, para estacas hélice contínua de 500 mm e 600 mm, variando em profundidade de 20,5 m a 24,5 m. Foram executadas 26 estacas de 500 mm com profundidade de 20,5 m; 48 estacas de 500 mm com 24,5 m; 41 estacas de 600 mm com 20,5 m e 21 estacas de 600 mm com 24,5 m, em um total de 136 estacas. As estacas de 500 mm foram projetadas para suportar cargas permanentes admissíveis de 1.050 kN e 1.250 kN e as estacas de 600 mm, 1.300 kN e 1.500 kN, sendo que as estacas mais profundas respondiam pelas maiores capacidades de carga. Foi realizada prova de carga estática na estaca central do bloco de coroamento do Pilar P25B.

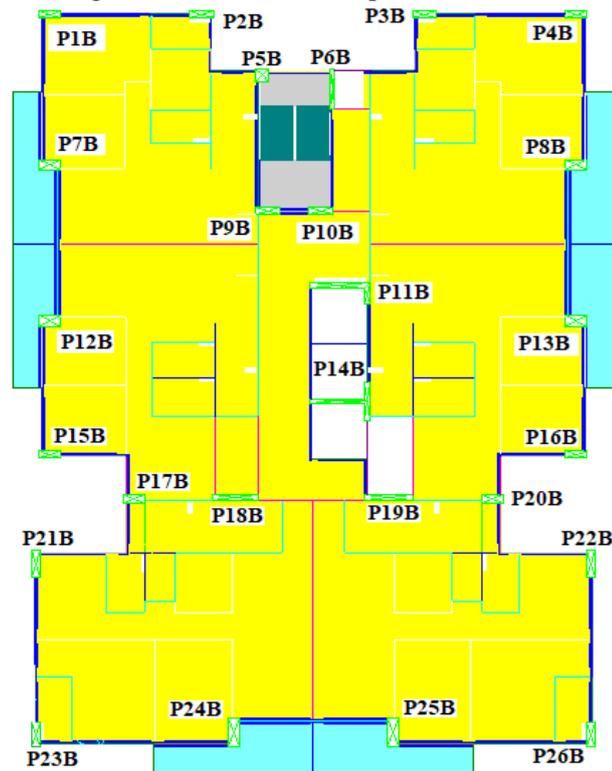
Ressalta-se que os Edifícios A e B foram projetados à época em que estava em vigor a ABNT NBR 6122 (2010), e, portanto, foram elaborados segundo seus preceitos.

Figura 25 – Trecho do projeto geotécnico do Edifício B



Fonte: Autor (2022)

Figura 26 – Pavimento Tipo do Edifício B



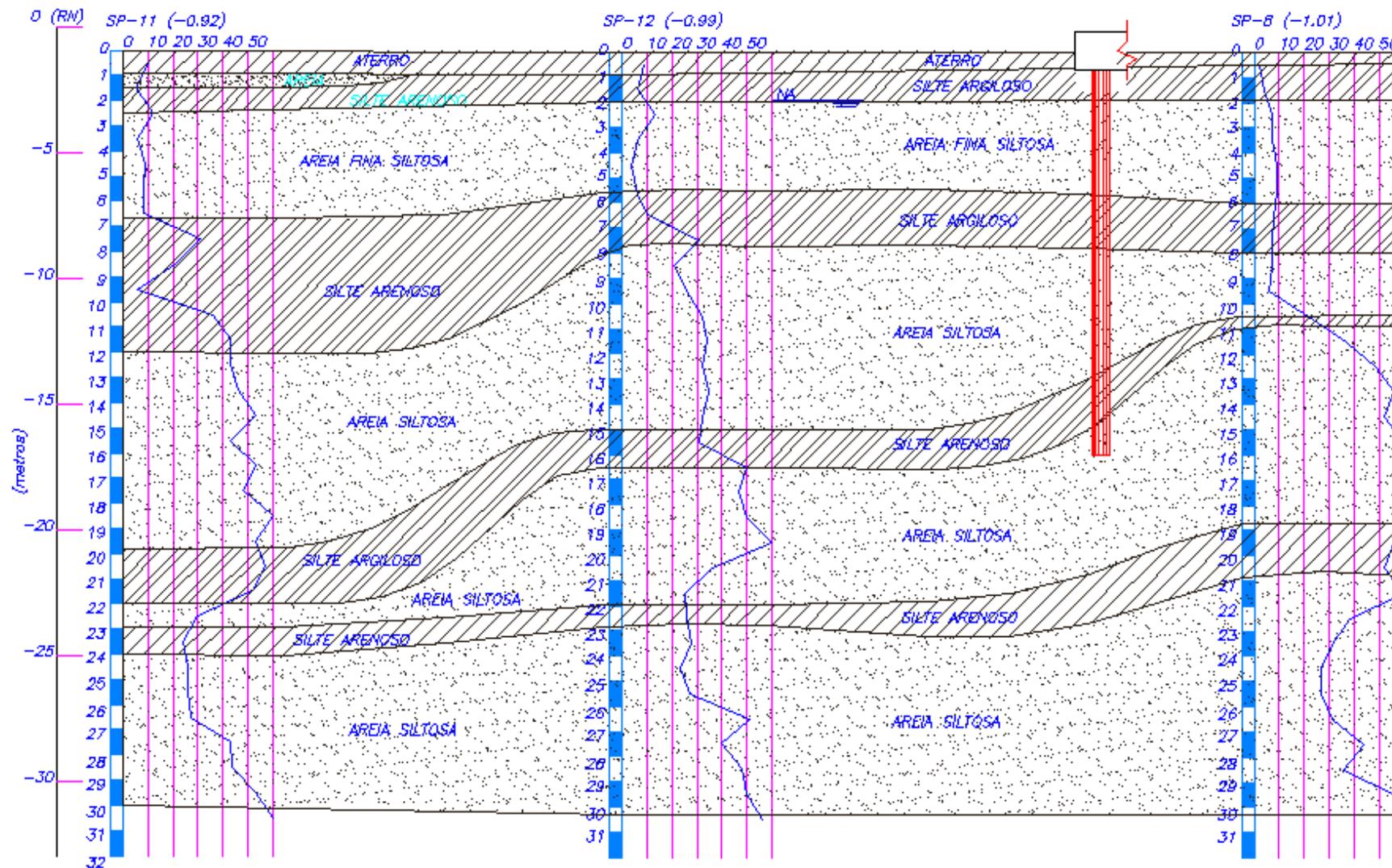
Fonte: Autor (2022)

4.2 PROGRAMAÇÃO DE ANÁLISES

A programação de análises contempla os seguintes aspectos:

- Modelagem computacional dos edifícios através do Método dos Elementos Finitos;
- Avaliação da evolução dos recalques por etapa construtiva e do comportamento da função definida pelas cargas verticais dos pilares em relação aos recalques medidos;
- Estimativa de recalques por intermédio de métodos clássicos e pela norma ABNT NBR 6122 (2019) considerando o efeito de grupo nas estacas;
- Comparação entre cargas estáticas e momentos fletores considerando-se as diferentes condições de apoio adotadas para os edifícios;
- Verificação do comportamento de recalques estimados e medidos e da normalidade dos recalques medidos;
- Proposição de método para obtenção de recalques aleatórios;
- Construção de curvas de probabilidade de resistência $f_R(R)$;
- Proposição de método para construção de curvas de probabilidade de solicitação $f_S(S)$;
- Avaliação da segurança dos edifícios em termos de Índice de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fator de segurança.

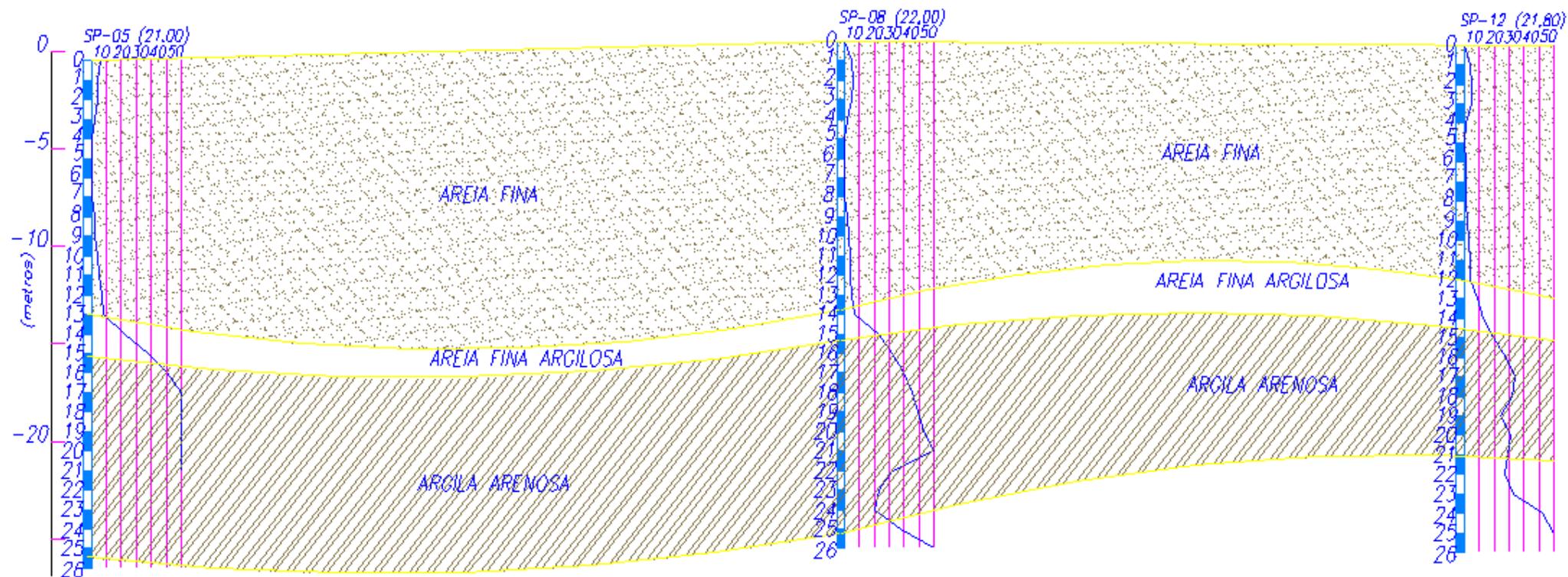
Figura 27 – Perfil de solo do Edifício A



ESCALA: 1/125

Fonte: Autor (2022)

Figura 28 – Perfil de solo do Edifício B



ESCALA: 1/230

Fonte: Autor (2022)

4.3 COLETA DE DADOS DOS RECALQUES

As leituras de recalque, em ambos os edifícios, foram contratadas pelas construtoras. Os pinos foram instalados no pavimento térreo, em todos os pilares da lâmina, sendo chumbados diretamente na estrutura. As leituras foram realizadas com o instrumento de nível ótico WILD-Na2. A fim de suprir eventuais leituras que não puderam ser realizadas, foi utilizado o programa computacional SURFER Versão 13, o qual permite realizar interpolação de dados topográficos para obtenção de curvas de isorecalque. Os recalques medidos foram denominados rec_{med} .

No Edifício A foram realizadas 5 medições de recalques (La1, La2, La3, La4 e La5). No Edifício B foram realizadas 6 medições de recalque (Lb1, Lb2, Lb3, Lb4, Lb5 e Lb6). As primeiras leituras (La1 e Lb1) serviram de referência para as demais. O programa SURFER foi empregado em La2 (Pilar P3A); La3 (Pilares P3A e P7A); La4 (Pilar P3A) e La5 (Pilares P3A e P9A) devido a deslocamentos acidentais dos pinos no Edifício A. No Edifício B não houve necessidade de utilização do referido programa. O comportamento da evolução dos coeficientes de variação (CV) foi verificado ao longo das leituras de recalque de ambos os prédios. A Figura 29 apresenta o ato de uma das leituras de recalque no Edifício B.

Figura 29 – Leitura de recalque realizada no Edifício B



Fonte: Autor (2022)

As leituras foram realizadas em relação a uma referência de nível (Benchmark) materializado através de pinos instalados em locais protegidos. Os serviços foram executados respeitando o que preconiza a ABNT NBR 13133 (1994). A Tabela 9 apresenta os períodos de execução das leituras e respectivas lajes construídas. O acompanhamento de leituras de recalques se desenvolveu ao longo de 15 meses no Edifício A e ao longo de 25 meses no Edifício B.

Tabela 9 – Datas em que ocorreram as leituras de recalque nos Edifícios A e B

Edifício A			Edifício B		
Leitura	Data	Laje	Leitura	Data	Laje
La1	Novembro/2016	2 ^a	Lb1	Agosto/2018	1 ^a
La2	Fevereiro/2017	6 ^a	Lb2	Fevereiro/2019	7 ^a
La3	Maio/2017	16 ^a	Lb3	Maio/2019	13 ^a
La4	Agosto/2017	Reservatório	Lb4	Agosto/2019	17 ^a
La5	Fevereiro/2018	Reservatório	Lb5	Fevereiro/2020	Reservatório
-	-		Lb6	Setembro/2020	Reservatório
Tempo:	15 meses		Nº Dias:	25 meses	

Fonte: Autor (2022)

Ressalta-se que a empresa que realizou as medições de recalque no Edifício B não considerou a parte fracionária das medições, ou seja, os resultados foram arredondados de forma a se obter somente números inteiros.

4.4 OBTENÇÃO DAS MODELAGENS ESTRUTURAIS DOS EDIFÍCIOS

As modelagens estruturais do edifício foram obtidas por meio do programa computacional SAP 2000, em sua versão 14.0. O referido programa é baseado no Método dos Elementos Finitos e permite representar a estrutura em 3 dimensões, possibilitando ainda levar em conta a análise não linear dos efeitos construtivos (“Nonlinear Staged Construction”). Nesse estudo foi considerado o efeito incremental construtivo (EIC).

Foram contemplados 4 tipos de modelos estruturais, os quais são função das condições de apoio e da forma como as ações são introduzidas nas estruturas (se imediatas ou incrementais). As ações consideradas nos modelos são todas permanentes, não se considerando, portanto, ações variáveis como, por exemplo, cargas acidentais e efeito de vento. Os modelos utilizados são descritos a seguir:

- **MODELO 1** – processamento considerando os apoios dos pilares perfeitamente engastados com as ações na estrutura aplicadas de forma imediata. As cargas nas fundações oriundas desse modelo são denominadas F0;
- **MODELO 2** – processamento considerando os apoios dos pilares com comportamento linear elástico em que os coeficientes de reação verticais (kv) foram obtidos de

estimativas de recalques através de métodos clássicos e da NBR 6122 (2019) em conjunto com a Equação 2.6. As cargas do MODELO 1 (F0) foram empregadas em conjunto com os referidos métodos, servindo de ponto de partida para realização de ISE até obtenção da tolerância mínima de 5,0 kN. As cargas advindas das ISE foram denominadas em função do método de previsão de recalques adotados. Considerou-se somente a translação vertical. A translação horizontal e as rotações são impedidas.

- MODELO 3 – processamento considerando os apoios dos pilares perfeitamente engastados com as ações na estrutura aplicadas de forma incremental (consideração de EIC). As cargas nas fundações oriundas desse modelo são denominadas V0.
- MODELO 4 – processamento considerando aplicação de deslocamentos prescritos aos apoios dos pilares, de acordo com as medições de recalques realizadas, em conjunto com as ações na estrutura aplicadas de forma incremental (consideração de EIC). As cargas nas fundações oriundas desse modelo são denominadas W0. Os valores de recalques atribuídos aos estágios em que não houve leituras de recalques foram determinados por interpolação com auxílio das cargas obtidas do MODELO 3. O MODELO 4 representa o comportamento medido do conjunto solo-estrutura dos edifícios. Considerou-se somente a translação vertical. A translação horizontal e as rotações são impedidas.

Ressalta-se que as translações e rotações dos apoios dos pilares nos modelos foram considerados nulos, exceto no MODELO 2, em que a translação vertical estava sujeita a um coeficiente de reação vertical (mola); e no MODELO 4, em que a translação vertical estava sujeita a deslocamento prescrito. Pilares com formato de “U” ou “L” foram transformados em barras com inércia e deslocamentos axiais compatíveis com a geometria original. É o caso dos pilares P3A e P7A do Edifício A, e dos pilares P11B e P14B do Edifício B. As Tabelas 10 e 11 apresentam, para os Edifícios A e B, respectivamente, os valores reais de área e inércia nas direções x e y dos eixos globais dos pilares, assim como as dimensões das barras empregadas em substituição aos formatos “U” ou “L” e os coeficientes utilizados para corrigir suas áreas.

A consideração de deslocamentos prescritos no MODELO 4 se deu por se tratar de uma análise estática em que os recalques foram efetivamente medidos.

Tabela 10 – Correções de área aplicadas os pilares P3A e P7A do Edifício A

Pilar	Área real (cm ²)	Inércia x (cm ⁴)	Inércia y (cm ⁴)	Dimensão x da barra empregada (cm)	Dimensão y da barra empregada (cm)	Coefficiente de correção de área
P3A	3.135	2,101 x 10 ⁵	2,101 x 10 ⁵	39,85	39,85	2,00
P7A	12.988	2,868 x 10 ⁷	2,583 x 10 ⁷	138,03	130,95	0,52

Fonte: Autor (2022)

Tabela 11 – Correções de área aplicadas os pilares P11B e P14B do Edifício B

Pilar	Área real (cm ²)	Inércia x (cm ⁴)	Inércia y (cm ⁴)	Dimensão x da barra empregada (cm)	Dimensão y da barra empregada (cm)	Coefficiente de correção de área
P11B	6.400	3,556 x 10 ⁷	4,194 x 10 ⁶	187,75	64,48	0,53
P14B	5.640	3,832 x 10 ⁷	9,371 x 10 ⁶	174,63	86,35	0,64

Fonte: Autor (2022)

4.4.1 Ações empregadas na modelagem dos edifícios e propriedades do concreto armado

As ações empregadas nas estruturas dos Edifícios A e B levaram em conta as tabelas de peso específico dispostas na ABNT NBR 6120 (2019), assim como as espessuras e dimensões dos variados elementos. O SAP 2000 realiza o cálculo automático do Peso Próprio de elementos estruturais (pilares, vigas e lajes), mediante fornecimento do peso específico do concreto. O módulo de elasticidade do concreto foi obtido através das Equações 4.1 e 4.2, as quais fornecem os valores do módulo de elasticidade tangencial (E_{ci}) e secante (E_{cs}), respectivamente, conforme indicado pela ABNT NBR 6118 (2014). Nas modelagens empregou-se o E_{cs} . O coeficiente de Poisson adotado do concreto foi 0,2, em conformidade com a referida norma. As propriedades de fluência e retração do concreto não foram levadas em conta.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.1)$$

$$E_{cs} = \left(0,80 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80}\right) E_{ci}; \text{ com } \left(0,80 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80}\right) \leq 1,0 \quad (4.2)$$

Em que:

α_E - correção devido ao agregado graúdo utilizado no concreto, que para o caso de granito, (utilizado nos Edifícios A e B), assume o valor de 1,0;
 f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto.

No Edifício A, o f_{ck} de projeto foi de 35 MPa para todos os pavimentos. Já para o Edifício B, foi de 40 MPa no pavimento Térreo e 35 MPa nos demais pavimentos. As espessuras dos revestimentos de pisos e paredes foram consideradas com seus valores médios de acordo com levantamentos realizados durante a execução das obras. A Tabela 12 apresenta os dados de espessuras e pesos específicos de diversos elementos que compõem as ações permanentes atuantes nos Edifícios A e B. As Figuras 30 e 31 resumem as percentagens das referidas ações atuantes nos Edifícios A e B, respectivamente, e de seus coeficientes de variação para as últimas leituras de recalques (La5 e Lb6).

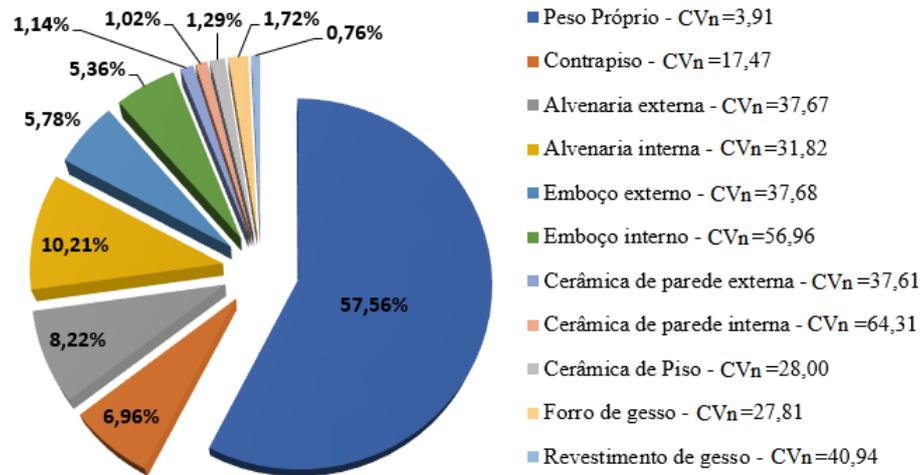
Tabela 12 – Ações permanentes atuantes nos Edifícios A e B.

Ação	Espessura (cm)	Peso específico (kN/m³)
Peso próprio das estruturas de concreto	-	25,0
Carga de contrapiso	3,20	21,0
Carga de alvenaria	9,00	12,0
Carga de emboço externo	4,00	19,0
Carga de emboço interno	2,50	19,0
Carga de cerâmica externa e interna	0,65	23,0
Carga de forro de gesso	2,00	7,50
Carga de revestimento de gesso	0,50	15,0

Fonte: Autor (2022)

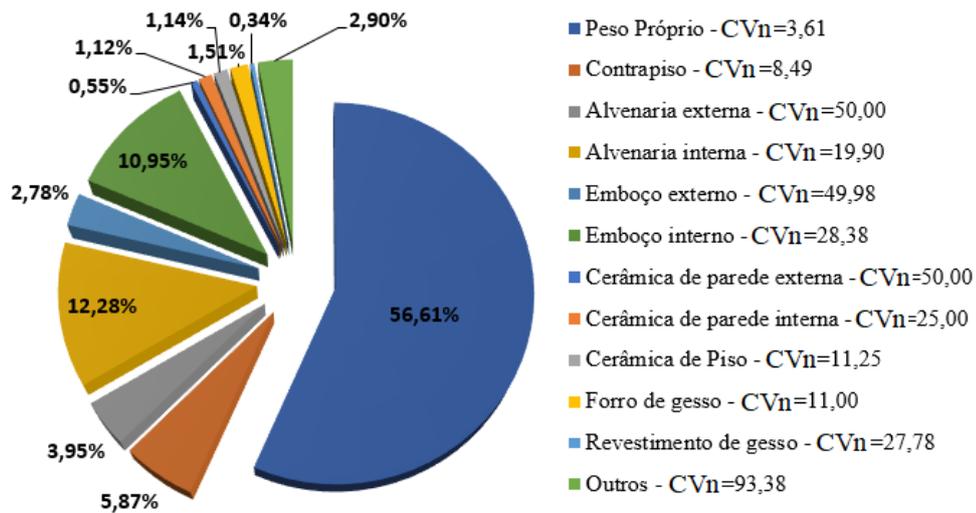
Ressalta-se que as percentagens das ações permanentes foram obtidas da média das respectivas ações em cada pilar, considerando a contribuição das parcelas do peso de cada elemento constituinte (Tabela 12) em relação ao peso total do pilar. Observa-se que o Peso Próprio é a ação que possui o menor coeficiente de variação e corresponde a cerca de 57% das referidas ações.

Figura 30 – Percentagens das ações e seus coeficientes de variação (CVn) no Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 31 – Percentagens das ações e seus coeficientes de variação (CVn) no Edifício B



Fonte: Autor (2022)

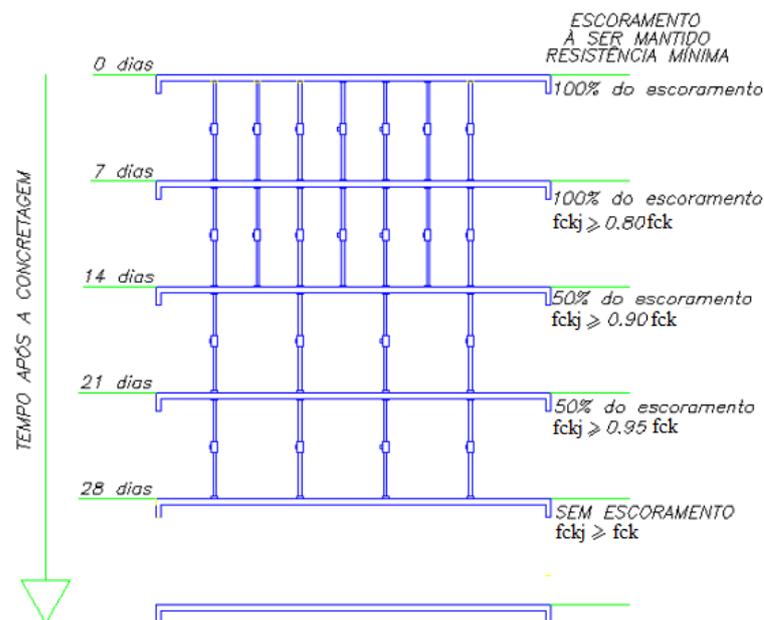
4.4.2 Análise não linear dos efeitos construtivos

Para a análise não linear dos efeitos incrementais construtivos, lançou-se mão de um recurso disponível no programa computacional SAP 2000: o “Nonlinear Staged Construction”, que permite a inserção das ações (cargas) na estrutura de acordo com determinada etapa construtiva do edifício. A partir do diagrama tempo-caminho obtido dos edifícios, estabeleceu-se uma relação entre o percentual atuante de cada carga e o estágio de construção. As cargas consideradas foram as elencadas na Tabela 12.

A estrutura foi adicionada de forma sequencial por intermédio da atribuição de grupos representados pelo conjunto de cargas, pilares, vigas, lajes e escadas de cada pavimento. As cargas consideradas na Tabela 12 foram adicionadas através de frações de fatores determinados através dos diagramas tempo-caminho dos edifícios, cujo somatório coincide com a percentagem dos carregamentos atuantes nas Leituras La5 e Lb6. Dessa forma, O SAP analisa as mudanças na estrutura em conjunto com a aplicação do carregamento em cada estágio separadamente, na ordem em que os estágios são definidos.

Os edifícios analisados obedeceram, quando de suas execuções, ao plano de descimbramento fornecido pelos projetos estruturais e indicados na Figura 32. Observa-se no plano de descimbramento, que a partir dos 28 dias ocorre a retirada completa das escoras para o caso de a resistência do concreto ter atingido ou superado a resistência de projeto ($f_{ckj} \geq f_{ck}$). Para a consideração dos efeitos construtivos, consideraram-se ciclos de 28 dias em que se aplicavam as cargas permanentes conforme informações disponibilizadas nos diagramas tempo-caminho de cada edifício. O início do primeiro ciclo é coincidente com o início da concretagem dos primeiros pavimentos. As idades do concreto aos 21, 14, 7 e 0 dias não foram consideradas. Os elementos estruturais foram admitidos como tendo idade inicial de 28 dias à medida que as ações de Peso Próprio eram adicionadas.

Figura 32 – Esquema de descimbramento dos edifícios.



f_{ckj} - Resistência característica à compressão do concreto aos "j" dias

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias

Fonte: Autor (2022)

As datas em que foram realizadas as leituras de recalques foram consideradas como etapas construtivas. No entanto, para efeito de diminuição do número de etapas, considerou-se que leituras de recalques realizadas entre o período de 21 a 28 dias após determinada etapa construtiva, foram realizadas aos 28 dias, na etapa subsequente. Essas correções de tempo foram realizadas na Leitura La5 do Edifício A e em todas as leituras do Edifício B.

a) Edifício A

O Edifício A possui 31 etapas construtivas correspondendo a cerca de 2,5 anos de obra. As cargas de apoios indeslocáveis V0 foram obtidas através da consideração do EIC ao longo de 22 etapas construtivas baseadas no acompanhamento da evolução das cargas permanentes ao longo do tempo. A Leitura La5, realizada quando o reservatório superior já estava executado, corresponde ao 22º estágio de obra, no qual se obtiveram as cargas F0, V0 e W0. A Tabela 13 apresenta as 22 etapas construtivas de EIC empregadas na análise, assim como o tempo acumulado e a laje construída equivalente ao estágio em que se encontrava a obra. Observa-se que quando da realização da 5ª Leitura (La5), o edifício encontrava-se com 81% do carregamento permanente atuando.

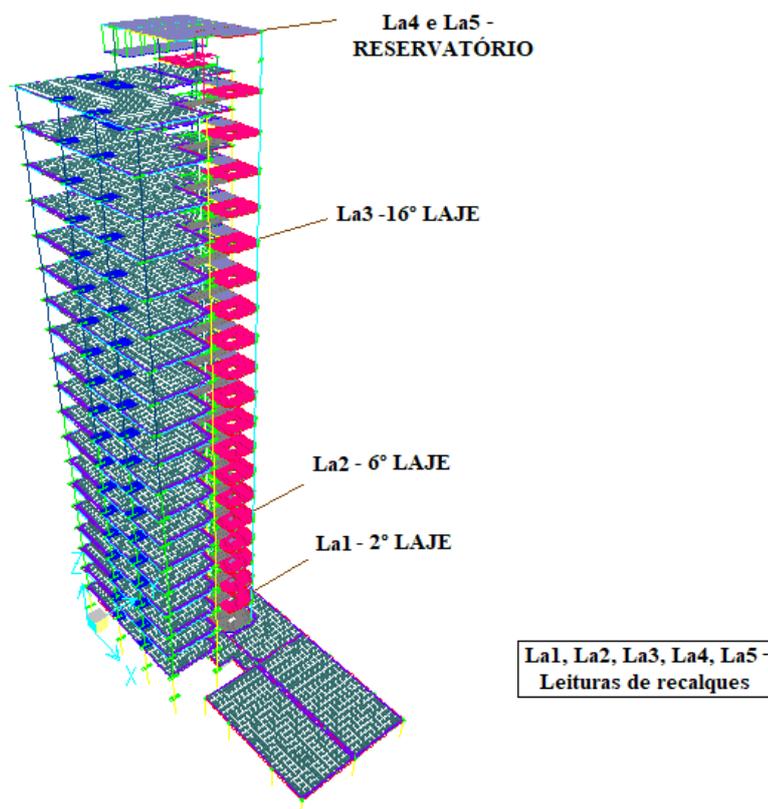
Verifica-se que as etapas construtivas 2, 6, 10 e 15 correspondem ao tempo em que foram realizadas as Leituras de recalque La1, La2, La3 e La4. Para uma melhor visualização da Tabela 13, a Figura 33 apresenta o modelo do Edifício A em 3D indicando as lajes em que foram executadas as leituras de recalque. A Figura 34 mostra a evolução construtiva dos diversos elementos em relação a cada etapa construtiva. Observa-se que na 2ª leitura só atuavam o peso próprio e alvenaria externa, com 40% e 10% executados, respectivamente. Já na 5ª leitura, restavam executar 5% do emboço, 10% do contrapiso, 8% da cerâmica externa, 35% do forro de gesso e 65% da cerâmica interna.

Tabela 13 – Estágios considerados para modelagem do Efeito Incremental Construtivo (EIC) do Edifício A

Etapa	Tempo	Observação
Construtiva	acumulado	
1	28	1ª LAJE
2	45	1ª LEITURA (La1) / 2ª LAJE
3	56	2ª LAJE
4	84	2ª LAJE
5	112	3ª e 4ª LAJE
6	129	2ª LEITURA (La2) / 5ª e 6ª LAJE
7	140	7ª LAJE
8	168	8ª; 9ª e 10ª LAJE
9	196	11ª; 12ª e 13ª LAJE
10	213	3ª LEITURA (La3) / 14ª ;15ª e 16ª LAJE
11	224	17ª LAJE
12	252	18ª; 19ª e 20ª LAJE
13	280	RESERVATÓRIO
14	308	RESERVATÓRIO
15	325	4ª LEITURA (La4) / RESERVATÓRIO
16	336	RESERVATÓRIO
17	364	RESERVATÓRIO
18	392	RESERVATÓRIO
19	420	RESERVATÓRIO
20	448	RESERVATÓRIO
21	476	RESERVATÓRIO
22	504	5ª LEITURA (La5) /81% CARREGAMENTO

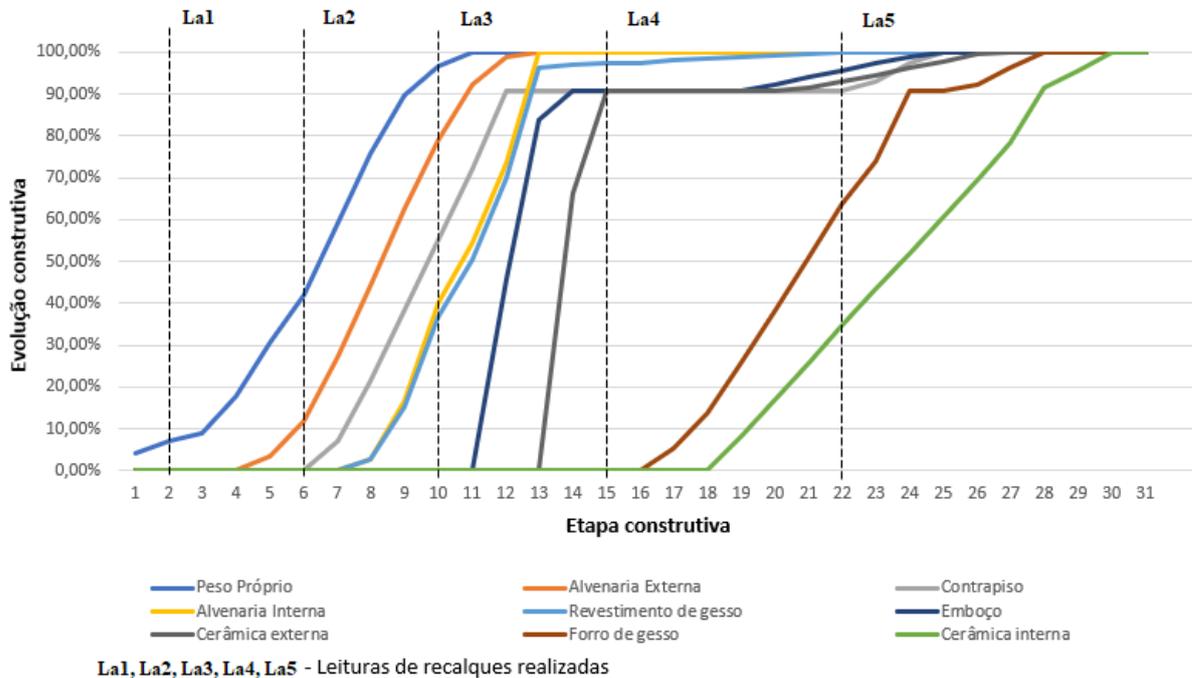
Fonte: Autor (2022)

Figura 33 – Leituras de recalques e lajes correspondentes no Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 34 – Etapa construtiva x evolução construtiva do Edifício A



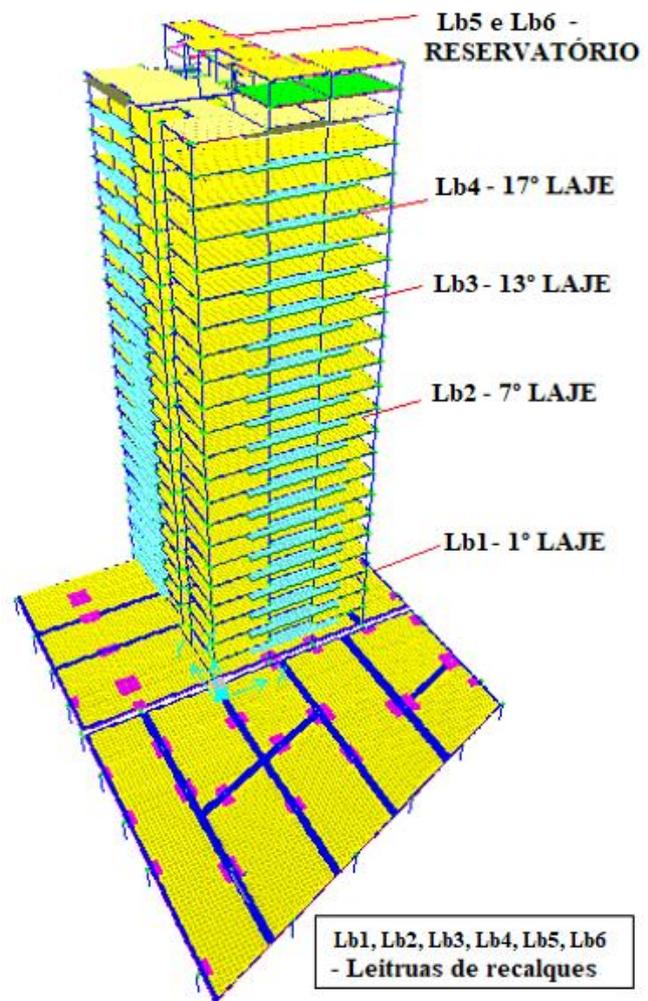
Fonte: Autor (2022)

b) Edifício B

O Edifício B possui 28 etapas construtivas correspondendo a cerca de 2 anos de obra. As cargas de apoios indeslocáveis V0 foram obtidas através da consideração do EIC ao longo de 27 etapas construtivas baseadas no acompanhamento da evolução das cargas permanentes ao longo do tempo. A Leitura Lb6, realizada quando o reservatório superior já estava executado, corresponde ao 27º estágio de obra, no qual se obtiveram as cargas F0, V0 e W0. A Tabela 14 apresenta as 27 etapas construtivas de EIC empregadas na análise, assim como o tempo acumulado e a laje construída equivalente ao estágio em que se encontrava a obra. Observa-se que quando da realização da 6ª Leitura (Lb6), atuava 99,98% do carregamento permanente.

Verifica-se que as etapas construtivas 2, 8, 11, 14 e 20 correspondem ao tempo em que foram realizadas as Leituras de recalque Lb1, Lb2, Lb3, Lb4 e Lb5. Para uma melhor visualização da Tabela 14, a Figura 35 apresenta o modelo do Edifício B em 3D indicando as lajes em que foram executadas as leituras de recalque.

Figura 35 – Leituras de recalques e lajes correspondentes no Edifício B



Fonte: Autor (2022)

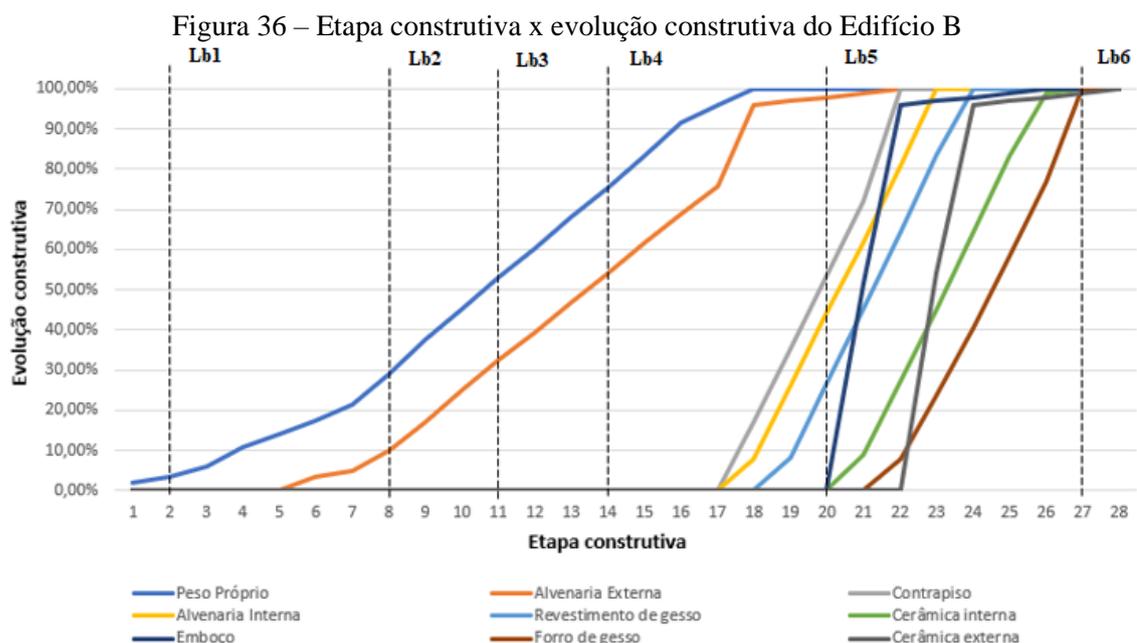
A Figura 36 mostra a evolução construtiva dos diversos elementos em relação a cada etapa construtiva. Observa-se que na 2ª leitura só atuavam o Peso Próprio e alvenaria externa, com 30% e 10% executados, respectivamente. Já na 6ª leitura, restavam executar 2% de cerâmica externa. Verifica-se que o Peso Próprio do Edifício B foi aplicado de forma mais gradual à estrutura em comparação ao Edifício A. Enquanto neste a aplicação total do peso próprio se deu ao longo de 11 etapas construtivas, naquele se deu ao longo de 18 etapas construtivas.

Também se observa que no Edifício B, o início de aplicação das ações (exceto peso próprio e alvenaria externa) se concentram entre a 17ª e a 22ª etapa construtiva enquanto no Edifício A, se concentra entre a 6ª e 15ª etapa.

Tabela 14 – Estágios considerados para modelagem do (EIC) do Edifício B

Etapa Construtiva	Tempo acumulado	Observação
1	28	1ª LAJE
2	56	1ª LEITURA (Lb1) / 1ª LAJE
3	84	1ª e 2ª LAJE
4	112	2ª e 3ª LAJE
5	140	3ª e 4ª LAJE
6	168	4ª e 5ª LAJE
7	196	5ª e 6ª LAJE
8	224	2ª LEITURA (Lb2) / 6ª e 7ª LAJE
9	252	8ª e 9ª LAJE
10	280	10ª e 11ª LAJE
11	308	3ª LEITURA (Lb3) / 11ª; 12ª e 13ª LAJE
12	336	13ª; 14ª e 15ª LAJE
13	364	15ª; 16ª e 17ª LAJE
14	392	4ª LEITURA (Lb4) / 15ª; 16ª e 17ª LAJE
15	420	19ª e 20ª LAJE
16	448	21ª e 22ª LAJE
17	476	COBERTA
18	504	RESERVATÓRIO
19	532	RESERVATÓRIO
20	560	5ª LEITURA (Lb5) / RESERVATÓRIO
21	588	RESERVATÓRIO
22	616	RESERVATÓRIO
23	644	RESERVATÓRIO
24	672	RESERVATÓRIO
25	700	RESERVATÓRIO
26	728	RESERVATÓRIO
27	756	6ª LEITURA (Lb6) / 99,98% CARREGAMENTO

Fonte: Autor (2022)



Lb1, Lb2, Lb3, Lb4, Lb5, Lb6 - Leituras de recalques realizadas

Fonte: Autor (2022)

4.4.3 Obtenção das ISE nos edifícios

O MODELO 2 prevê o emprego de ISE com cargas iniciais advindas do MODELO 1 e coeficientes de reação vertical (k_v) obtidos de recalques estimados por métodos clássicos e pelas recomendações da ABNT NBR 6122 (2019). Dado o elevado número de ISE necessárias para a construção das curvas $f_s(S)$, ocasionado pela consideração da aleatoriedade dos recalques, recorreu-se a uma rotina computacional, conforme código fonte na linguagem *BASIC* disponibilizado no Apêndice B, que permite encontrar as reações de apoio verticais nos pilares sem a necessidade de processá-los no SAP 2000, o que tornaria o processo muito lento. No mesmo apêndice há uma comparação de resultados entre os valores obtidos através da rotina computacional e do SAP 2000, onde se verifica que a diferença máxima de valores foi de 0,12%.

Para o início da implementação da rotina computacional, obteve-se a matriz de rigidez $[SM]$ das estruturas tal qual preconizado por Poulos (1975). No entanto, como esse trabalho considera os demais deslocamentos transversais e rotações como engastes perfeitos, somente foi aplicado deslocamentos unitários na direção vertical nos apoios de cada pilar. A referida rotina computacional se baseia no método descrito por Aoki (1997) e está dividida basicamente nas seguintes etapas:

- 1) As reações iniciais são obtidas do MODELO 1 e armazenadas no vetor cargas $\{F0_j\}$, que representa a carga de cada pilar “j” presente na estrutura. Ressalta-se que as cargas $F0_j$ são correspondentes às ações permanentes atuantes por ocasião da realização da 5ª leitura e 6ª leitura de recalque dos prédios A e B, respectivamente;
- 2) Realiza-se estimativa de recalques de cada pilar (w_i) tendo como base as cargas $F0_j$;
- 3) Calcula-se o coeficiente de reação vertical de cada pilar (k_v) com base na Hipótese de Winkler, de maneira que, desenvolvendo-se a Equação 2.6:

$$k_{v_i} = \frac{F0_j}{w_i} \quad (4.3)$$

- 4) A matriz de rigidez é modificada adicionando-se os coeficientes de reação vertical a sua diagonal principal, resultando em uma nova matriz $[SM_{k_v}]$:

$$SM_{kv} = \begin{bmatrix} (k_{i,j} + kv_i) & \dots & k_{i,n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n,j} & \dots & (k_{n,n} + kv_n) \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Em que os termos $k_{i,j}$; $k_{i,n}$; $k_{n,j}$ e $k_{n,n}$ representam os coeficientes de rigidez global da estrutura referentes à linha “i” e coluna “j” da matriz [SM]. Obtém-se assim uma matriz quadrada cuja ordem coincide com o número de pilares (n);

- 5) Determinam-se os deslocamentos (u_j) referentes a cada pilar através da Regra de Cramer, admitindo tratar-se de um Sistema Linear Determinado;

$$u_j = \frac{\det [SM_{kv} F0_j]}{\det [SM_{kv}]} \quad (4.5)$$

As matrizes $[SM_{kv} F0_j]$ são obtidas pela substituição de cada coluna “j” da matriz $[SM_{kv}]$ pelas cargas $F0_j$, de forma sequencial, de “j” a “n”;

- 6) Determina-se a carga de cada pilar (Fkv_j) considerando a influência dos coeficientes de reação vertical nos deslocamentos:

$$Fkv_j = F0_j + \sum k_{i,j} \cdot u_j \quad (4.6)$$

- 7) Com as novas cargas Fkv_j , os coeficientes de reação vertical são alterados, sendo representados agora pela Equação 4.7.

$$kv_i = \frac{Fkv_j}{w_i} \quad (4.7)$$

- 8) As etapas de 4 a 7 se repetem até a tolerância esperada ser obtida, ou até o número de interações máximas ser alcançado. Nesse estudo, a tolerância e o número de interações máximas adotados foi de 5,0 kN e 300, respectivamente.

Destaca-se que uma vez determinados os valores de k_v , os referidos coeficientes são empregados diretamente na base dos pilares. Os k_v empregados não foram delimitados por quaisquer limites de recalques diferenciais.

4.5 MÉTODOS EMPREGADOS NA ESTIMATIVA DE RECALQUES DAS FUNDAÇÕES

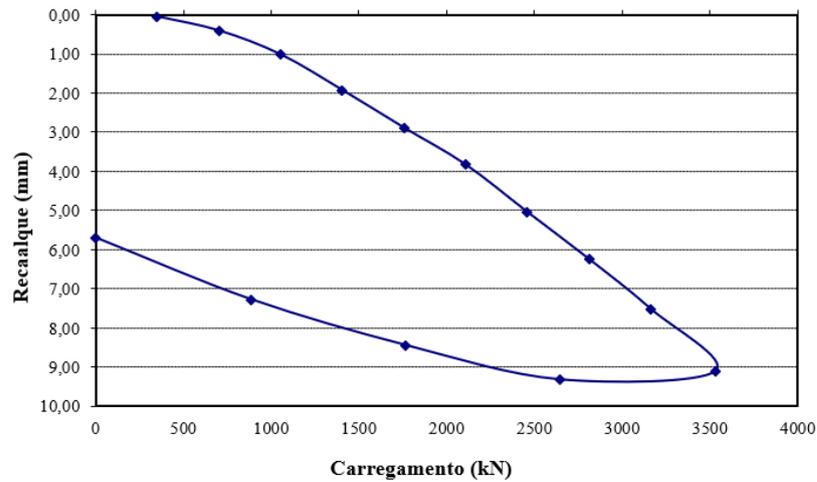
A estimativa de recalques nas fundações dos Edifícios A e B levou em conta o efeito de grupo das estacas. Empregou-se o método empírico de Meyerhof (1959), os métodos elásticos de Aoki e Lopes (1975) e Poulos e Davis (1980), assim como o método do radier fictício adotado pela NBR 6122 (2019). Ressalta-se que somente os recalques imediatos foram considerados e que as cargas do MODELO 1 (F0) foram empregadas nas estimativas. Descrevem-se a seguir as considerações e adaptações utilizadas em cada método de estimativa de recalque.

4.5.1 Meyerhof (1959)

Para a utilização do método de Meyerhof (1959), as cargas foram divididas pelo número de estacas em cada pilar dos Edifícios A e B. De posse desse resultado, foram determinados os recalques individuais das estacas em cada pilar (w_1) com o auxílio das provas de carga realizadas em estaca pertencente ao Pilar P7A no Edifício A, e em estaca pertencente ao Pilar P25B no Edifício B. Aplicou-se a Equação 2.27 para encontrar razão entre o recalque de um grupo de estacas e uma estaca isolada. Como foi realizado apenas uma prova de carga em cada um dos edifícios, os resultados foram extrapolados para os demais diâmetros da lâmina. Nos dois casos, as provas de carga foram realizadas em estacas de 600 mm e as relações carga x recalque são extrapoladas para estacas de 500 mm. As Figuras 37 e 38 apresentam as provas de carga dos Edifícios A e B, respectivamente.

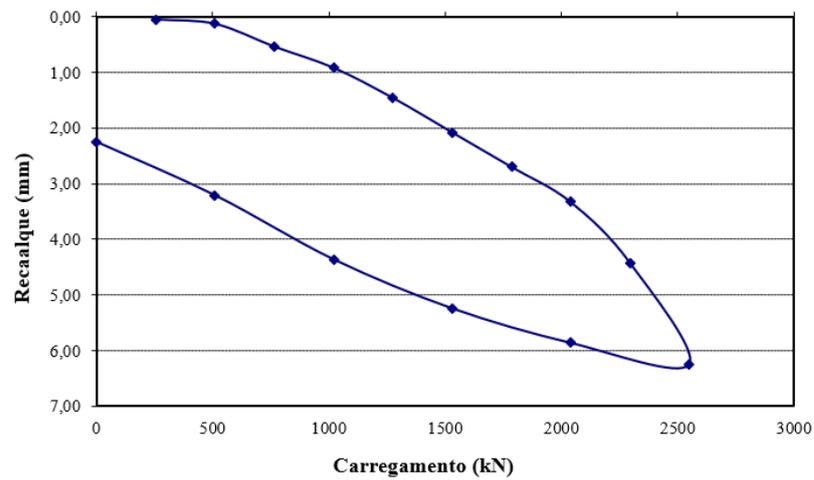
Como o método de Meyerhof (1959) foi originalmente concebido para ser aplicado em blocos quadrados, e a maioria dos blocos dos Edifícios A e B possuem outros formatos, considerou-se para valor de “ n_r ” o maior número entre linhas e colunas de cada bloco.

Figura 37 – Prova de carga realizada em estaca do Pilar P7A do Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 38 – Prova de carga realizada em estaca do Pilar P25B do Edifício B



Fonte: Autor (2022)

Finalmente, empregou-se a Equação 4.8 para encontrar os recalques em cada bloco de fundação. Para uma melhor identificação, os recalques advindos de Meyerhof (1959) foram denominados de Rec_{MEY} .

$$Rec_{MEY} = \xi \cdot w_1 \quad (4.8)$$

4.5.2 Aoki e Lopes (1975)

A fim de facilitar a obtenção de recalques de grupo por intermédio de Aoki e Lopes (1975), foi implementada uma rotina computacional que considera as contribuições de carga dos “n” elementos obtidos de divisões da ponta e fuste das estacas em superfícies menores, assim como seus efeitos no solo. Por intermédio da solução de Mindlin (1936), foi possível superpor os

efeitos das ações das camadas superiores do solo nas camadas inferiores, obtendo-se assim o recalque final das estacas.

A programação computacional foi realizada em linguagem *BASIC*, tendo como dados de entrada planilhas do Excel. Dessa forma, o programa extrai os dados de entrada das planilhas, realiza o tratamento computacional, e retorna os resultados para as referidas planilhas. O código fonte do programa é disponibilizado no Apêndice C, assim como uma comparação com resultado obtido pelo código original disponibilizado em Alonso (1989).

O método de Aoki e Lopes (1975) utilizou a média entre os resultados dos métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), aplicados aos furos de sondagem (Figuras 27 e 28) para determinar incógnitas presentes nas Equações 2.9, 2.18 e 2.22. No intuito de estimar o módulo de deformabilidade das camadas dos perfis abaixo da base das estacas (E_s), utilizou-se a Equação 4.9 adaptada de Janbu (1963).

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (4.9)$$

Em que:

E_0 – módulo de deformabilidade do solo antes da execução das estacas;

σ_0 – tensão geostática no centro da camada;

$\Delta\sigma$ – acréscimo de tensões devidas às cargas de ponta e às cargas das camadas do solo;

n – expoente que depende da natureza do solo: $n=0,50$ para materiais granulares e $n=0$ para argilas duras e rijas.

De acordo com Aoki (1984 apud Cintra e Aoki 2010), é possível realizar uma correlação para obtenção do valor de E_0 , que no caso de estaca Hélice contínua, assume o valor dado pela Equação 4.10 em função do N_{SPT} e do K_s (coeficiente que é função do solo analisado), sugerido por Aoki e Velloso (1975). Os módulos de elasticidade transversal (G_t) das diversas camadas de solo foram obtidos através de correlação com E_s e ν , conforme Equação 4.11.

$$E_0 = 4. K_s. N_{SPT} \quad (4.10)$$

$$Gt = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} \quad (4.11)$$

Para estimativa do coeficiente de Poisson, utilizaram-se os valores indicados por Teixeira e Godoy (1998), e reproduzidos na Tabela 15. Os valores do Coeficiente Ks são apresentados na Tabela 16. A Parcela de recalque elástico das estacas (w_e) foi considerado como descrito em Cintra e Aoki (2010) e resumida na Equação 4.12.

$$w_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \sum (P_i L_i) \quad (4.12)$$

Em que:

A – área da seção transversal da estaca

E_c – módulo de elasticidade obtido em função tipo de estaca. Para Hélice contínua, adotou-se 21 GPa (CINTRA; AOKI, 2010);

P_i – carga resultante de atrito lateral, obtida da subtração da carga atuante no topo da estaca e do atrito lateral ao longo das camadas de solo;

L_i – comprimento de uma determinada camada de solo.

Por fim, empregou-se a Equação 4.13 para resumir os recalques devidos à reação de ponta (w_P), recalques devidos à reação das cargas laterais (w_L) e recalques elásticos em cada bloco de fundação. Para uma melhor identificação, os recalques advindos de Aoki e Lopes (1975) foram denominados de Rec_{AOL} , valor que representa a média dos recalques das estacas em cada bloco.

$$Rec_{AOL} = w_P + w_L + w_e \quad (4.13)$$

Tabela 15 – Valores do coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

ν – Coeficiente de Poisson

Fonte: adaptado de Teixeira e Godoy (1998)

Tabela 16 – Valores do Coeficiente K_s

Solo	K_s (MPa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia siltoargilosa	0,70
Areia Argilosa	0,60
Areia argilossiltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte arenoargiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argiloarenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila arenossiltosa	0,30
Argila siltosa	0,22
Argila siltoarenosa	0,33

Fonte: adaptado de Aoki e Velloso (1975)

A fim de aumentar as possibilidades de análise, a implementação computacional foi adaptada para admitir a inserção de pelo menos vinte perfis de solo, permitindo assim, associar determinado grupo de pilares com os furos de sondagem mais próximos a eles. No Edifício A, os pilares P1A, P4A e P8A foram associados ao furo de sondagem SP-11; os pilares P2A, P3A, P5A, P6A, P7A e P9A foram associados ao furo de sondagem SP-12 e os pilares P10A, P11A, P12A, P13A e P14A foram associados aos furos de sondagem SP-08. Já no Edifício B, os pilares P1B, P2B, P3B, P4B, P5B, P6B, P8B, P9B, P10B, P11B, P13B e P14B foram associados ao furo de sondagem SP-12; os pilares P7B, P12B, P15B, P17B, P18B, P21B, P23B e P24B foram associados ao furo de sondagem SP-08 e os pilares P16B, P19B, P20B, P22B, P25B e P26B foram associados ao furo de sondagem SP-05.

A Tabela 17 apresenta um exemplo de entrada de dados de perfil de solos (SP12 – Edifício A). Verifica-se que as diversas camadas de solo podem ser inseridas por metro, tal qual normalmente é feito em um cálculo de capacidade de carga de estacas. Cada metro dos perfis de sondagem é identificado por um numerador (ID Cam), que permite agregar camadas de solo consideradas com características semelhantes como resistência lateral, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson. No presente estudo, cada metro de sondagem foi considerado como uma camada individual.

Outra consideração diz respeito ao coeficiente χ (fator de forma da distribuição lateral de carga), o qual passou a ser obtido automaticamente em função dos valores de atrito lateral do topo e do fundo de cada camada do solo ao longo do fuste. Desta forma, evita-se a entrada manual deste coeficiente para cada camada, assim como para cada estaca a ser analisada.

Tabela 17 – Entrada de perfis de solo no programa adaptado de Aoki-Lopes (1975)
SP12 – Edifício A

Profundidade (m)	N_{SPT}	ID Cam	RL (kN)	Es (kN/cm ²)	ν
1	9	1	53,72	1,26	0,5
2	6	2	38,64	0,55	0,5
3	13	3	102,10	4,16	0,3
4	5	4	39,27	1,60	0,3
5	4	5	31,42	1,28	0,3
6	6	6	38,64	0,55	0,3
7	10	7	64,40	0,92	0,4
8	31	8	199,65	2,85	0,4
9	21	9	164,93	6,72	0,3
10	26	10	204,20	8,32	0,3
11	32	11	251,33	10,24	0,2
12	34	12	267,04	10,88	0,2
13	32	13	251,33	10,24	0,2
14	35	14	274,89	11,20	0,2
15	32	15	251,33	10,24	0,2
16	31	16	199,65	6,82	0,2
17	50	17	306,31	11,00	0,3
18	50	18	376,99	16,00	0,3
19	50	19	414,69	19,20	0,3
20	50	20	376,99	16,00	0,3

N_{SPT} – Índice de resistência à penetração; ID Cam - Identificador de camadas para efeito de cálculo de D_2 e D_1 (Figura 12); RL - Resistência lateral em cada metro; Es - Módulo de deformabilidade da camada; ν - Coeficiente de Poisson da camada;

Fonte: Autor (2022)

Torna-se possível, por meio das adaptações do programa, entrar com as coordenadas das estacas em relação ao seu centro de gravidade, sendo este último coincidente com as coordenadas dos centros de gravidade dos pilares. Assim, o processo se torna mais rápido, diminuindo a possibilidade de erros na entrada de dados.

A Tabela 18 apresenta a entrada de dados dos pilares e estacas. No exemplo, vê-se os dados do Pilar P7A (Edifício A). Em que pese ser possível entrar com 5 diferentes carregamentos nas estacas, para os estudos realizados foram consideradas apenas cargas permanentes. Ou seja, não se considerou a ação de cargas variáveis (como o vento e cargas acidentais) para a estimativa de recalques com o programa.

Tabela 18 – Entrada de dados de pilares e estacas adaptado de Aoki-Lopes (1975)

Pilar:	P7A	R1 fus	30,00	Ec:	21,00	Coord	1297,50	(cm)	
		(cm):		(GPa):		x:			
Altura	1,30	R bas-	30,00	Perfil:	1	Coord	1060,00	(cm)	
Bloco		(cm):				y:			
Estacas	N	Coord _{est.} e comp est (m)			Cargas (kN)				
	est	x	y	z _e	Perm	+X	-X	+Y	-Y
E1	1	-1,80	1,80	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E2	2	0,00	1,80	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E3	3	1,80	1,80	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E4	4	-1,80	0,00	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E5	5	0,00	0,00	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E6	6	1,80	0,00	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E7	7	-1,80	-1,80	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E8	8	0,00	-1,80	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7
E9	9	1,80	-1,80	17,00	618,7	618,7	618,7	618,7	618,7

R1 fus – raio do fuste da estaca; **R bas** – raio da base; **Ec** – módulo de elasticidade da estaca; **Coord x** – ordenada de um ponto escolhido em relação ao centro de gravidade dos pilares; **Coord y** – abscissa de um ponto escolhido em relação ao centro de gravidade dos pilares; **Coord_{est} x** - ordenada da estaca em relação ao centro de gravidade do pilar; **Coord_{est} y** - abscissa da estaca em relação ao centro de gravidade do pilar; **z_e** – comprimento da estaca; **Perm** – carga estática na estaca; **+X e -X** – cargas estáticas somadas à ação do vento na direção x; **+Y e -Y** – cargas estáticas somadas à ação do vento na direção y.

Fonte: Autor (2022)

4.5.3 Poulos e Davis (1980)

Na interação entre estacas, representada no método de Poulos e Davis (1980) pelo fator α_F , a relação comprimento por diâmetro da estaca (L/d) foi admitida como sendo 25 para todas as estacas do Edifício A e utilizou-se o ábaco do Apêndice A (item b). No Edifício B, as estacas de 500 mm foram admitidas com relação L/d igual a 50, restando às estacas de 600 mm um L/d admitido de 25 (Apêndice A - itens c e b, respectivamente). O critério de escolha do parâmetro L/d se deu por proximidade numérica. Ressalta-se que as estacas nos dois edifícios foram

executadas respeitando-se um espaçamento de 2,5 vezes o diâmetro das estacas, excetuando-se os blocos cujas estacas foram submetidas a provas de carga estáticas, em que o espaçamento foi de 3 vezes o diâmetro.

Para a consideração do fator de rigidez K utilizou-se como referência a Tabela 2, admitindo-se que as estacas do Edifício A estão assentes em camada de areia com K médio de 1.000, e admitindo-se que as estacas do Edifício B estão assentes em camada de argila com K igual a 100. O critério de escolha o fator de rigidez K se deu por proximidade numérica a fim de evitar interpolações nos gráficos fornecidos por Poulos e Davis (1980). Em ambos os prédios, os fatores α_F foram corrigidos em função do coeficiente de Poisson de acordo com o que preconiza o referido método. Ressalta-se que foi utilizado o ábaco presente no Apêndice A (item f), por ser o único disponibilizado por Poulos e Davis (1980) para correção do coeficiente de Poisson. O referido ábaco foi elaborado para $L/d = 50$ e $K=1000$. O recalque da estaca isolada sob carregamento unitário (ψ_1) foi obtido com o auxílio das provas de carga realizadas (Figuras 37 e 38) associadas às cargas dos pilares (MODELO 1) divididas pelo número de estacas em cada bloco.

O meio em que se inserem as estacas foi considerado como semi-infinito e as cargas dos pilares foram consideradas igualmente divididas pelo número de estacas de cada bloco (n). Assim, obtiveram-se os recalques em cada estaca (w_i), de cada bloco, através da Equação 2.29 e admitiu-se como recalque de grupo, a média dos recalques das estacas em cada bloco (Equação 4.14). Para uma melhor identificação, os recalques advindos de Poulos e Davis (1980) foram denominados de Rec_{PLD} .

$$Rec_{PLD} = \frac{\sum_i^n w_i}{n} \quad (4.14)$$

4.5.4 ABNT NBR 6122 (2019)

Para utilização das recomendações presentes na ABNT NBR 6122 (2019), as estacas do Edifício A foram consideradas todas com profundidade de 17 m, e conseqüentemente, a cota hipotética da sapata foi tomada como estando a 11 metros da superfície do terreno. Para o Edifício B, todas as estacas foram consideradas com profundidade de 24,5 m, colocando a cota hipotética da sapata a 16 m da superfície do terreno.

As recomendações da ABNT NBR 6122 (2019) foram usadas em associação ao método de Schmertmann (1978) no Edifício A. Para o Edifício B, as referidas recomendações foram utilizadas em associação a um meio elástico homogêneo. Para aplicação do método de Schmertmann (1978), as sapatas hipotéticas foram consideradas rígidas, sendo o recalque final dado pelo somatório dos recalques de subdivisões de camadas consideradas homogêneas até a profundidade de influência “z” abaixo da cota de assentamento hipotética da sapata, conforme Equação 4.15. De posse dos valores “z”, os recalques foram determinados de acordo com a Equação 4.16.

$$z = 2B \left[1 + \log \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad (4.15)$$

$$w = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta_z \right)_i \quad (4.16)$$

Em que:

B – menor dimensão da sapata;

L – maior dimensão da sapata;

C₁ – efeito de embutimento da sapata hipotética;

C₂ – Correção por efeito do tempo;

σ* - tensão líquida aplicada pela sapata ao terreno;

I_z – fator de influência na deformação vertical obtido à meia-altura da i-ésima camada;

Δz – espessura da i-ésima camada;

E_s – módulo de deformabilidade do solo.

O valor de C₁ foi encontrado por intermédio da Equação 4.17. O Valor de C₂ foi considerado igual a 1, uma vez que somente os efeitos de recalque imediato foram considerados. A obtenção de I_z seguiu o esquema gráfico apresentado na Figura 39, cujo valor máximo (I_{zmax}) é dado pela Equação 4.18. Ressalta-se que as tensões líquidas (σ*) foram obtidas em função das cargas do MODELO 1.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (4.17)$$

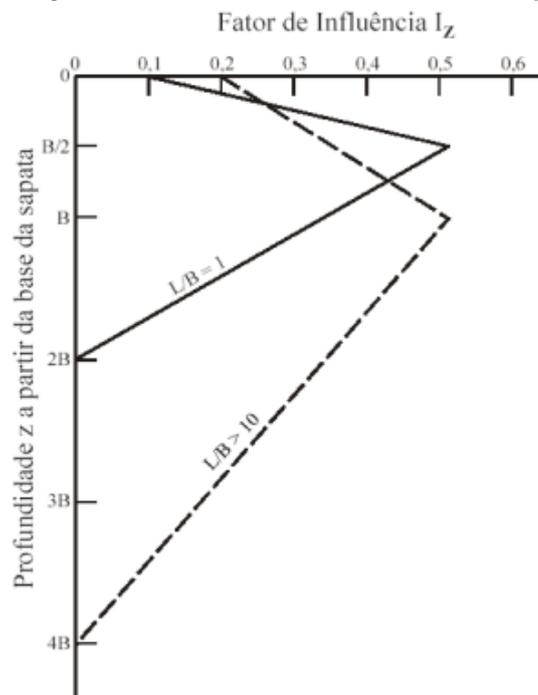
$$I_{zmax} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (4.18)$$

Em que:

q – tensão vertical efetiva atuante na cota em que está assente a sapata hipotética;

σ_v – tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a I_{zmax} .

Figura 39 – Fator de influência na deformação vertical



Fonte: adaptado de Schmertmann (1978)

Os valores de peso específico das camadas de solo foram obtidos de Das e Sobhan (2014) e os módulos de deformabilidade E_s foram obtidos de Teixeira e Godoy (1998), o qual correlaciona a resistência de ponta do ensaio de cone (q_c) aos índices K_e e N_{SPT} , de maneira que:

$$E_s = \alpha \cdot K_e \cdot N_{SPT} \quad (4.19)$$

Em que:

α – coeficiente dado em função do solo e que correlaciona E_s a q_c ;

K_e – coeficiente empírico que correlaciona N_{SPT} a q_c .

Ressalta-se que as camadas de silte arenoso presentes nos furos de sondagem do Edifício A e que estavam dentro da profundidade de influência “z”, foram tratados como solos arenosos. Para o cálculo dos recalques da argila no Edifício B, levou-se em consideração o meio elástico homogêneo, utilizando-se a Teoria da Elasticidade (Equação 4.20).

$$w = \sigma B \left[\frac{1 - \nu}{E_S} \right] I_\rho \quad (4.20)$$

Em que:

σ – tensão média na superfície de contato entre a sapata e o maciço do solo;

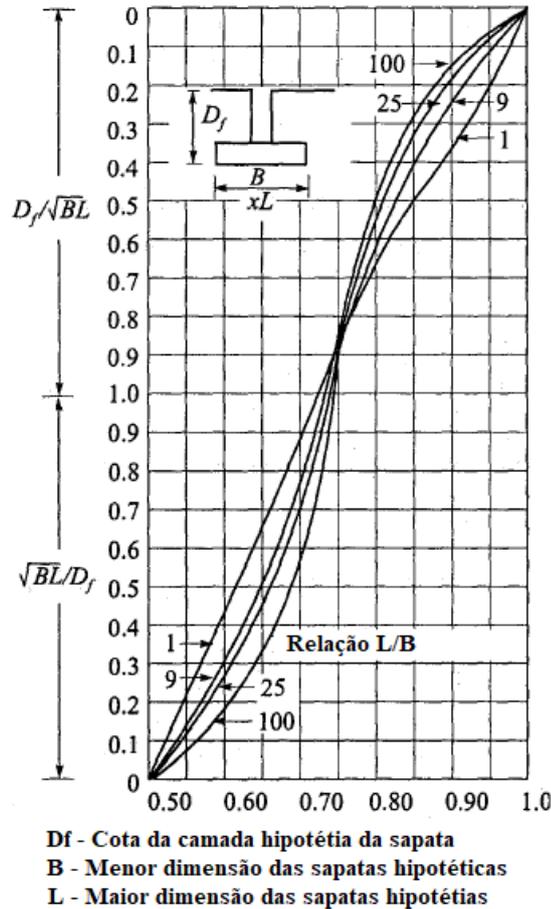
I_ρ – fator de influência dependente da forma e da rigidez da sapata.

Os valores de I_ρ foram obtidos dos valores tabelados de Perloff e Baron (1976) concernentes às posições centrais de sapatas flexíveis, uma vez que os referidos autores não apresentam fatores de influência para sapatas rígidas retangulares. A correção para a consideração de sapatas rígidas foi feita multiplicando-se I_ρ por 0,8, de acordo com o descrito por Murthy (2007). Também houve uma correção devida ao embutimento da sapata hipotética (d_f) conforme admitida por Fox (1948 apud Murthy, 2007) e apresentada na Figura 40. Os valores de recalques do Edifício B são dados, considerando as correções, pela Equação 4.21. Os valores de peso específico das camadas de solo também foram obtidos de Das e Sobhan (2014) e o módulo de deformabilidade E_s foi obtido de Teixeira e Godoy (1998), de acordo com a Equação 4.19.

$$w = 0,8 \cdot d_f \cdot \sigma B \left[\frac{1 - \nu}{E_S} \right] I_\rho \quad (4.21)$$

Os furos de sondagem empregados na análise foram escolhidos em função da proximidade com os furos de sondagem em cada edifício, tal qual descrito no item 4.5.2. Para uma melhor identificação, os recalques advindos das recomendações da ABNT NBR 6122 (2019) foram denominados de Rec_{NBR} .

Figura 40 – Correção devido ao embutimento das sapatas hipotéticas



Fonte: adaptado de Fox (1948 apud Murthy, 2007)

4.6 OBTENÇÃO DE RECALQUES MÉDIOS ESTIMADOS

Os recalques médios de cada edifício (RecM), que representam os recalques médios dos pilares, foram obtidos da média dos recalques estimados de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980), NBR 6122 (2019), assim como a partir das conclusões de Almeida et al. (2019). A média de recalques advinda de Almeida et al. (2019) - RecM_{AL} - foi obtida pela multiplicação de um fator de grupo (G) (Equação 2.31), pelo recalque obtido das provas de carga estáticas (rec_{PC}), para uma estaca submetida a uma carga média (N_{med}), cujo valor é dado pela Equação 4.22. O valor de G utilizado foi de 5,97, valor médio advindo do estudo de Almeida et al. (2019). Ademais, foram calculadas as médias dos valores de G para os Edifícios A e B e comparados com o valor encontrado por Almeida et al. (2019), tendo como base as cargas do MODELO 1. O recalque médio de Almeida et al. (2019) é dado pela Equação 4.23.

$$N_{med} = \frac{\sum N}{n_{est}} \quad (4.22)$$

$$recM_{AL} = G.rec_{PC} \quad (4.23)$$

Em que:

ΣN – carga total do edifício em análise;

n_{est} – número total de estacas do prédio;

4.7 VERIFICAÇÃO DAS INCERTEZAS NA PREVISÃO DE RECALQUES EM RELAÇÃO A REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DOS RECALQUES MEDIDOS

Os efeitos das incertezas na previsão de recalques na redistribuição de esforços foram verificados realizando-se comparações de esforços axiais e de momentos fletores junto aos pilares, contemplando-se os modelos descritos no item 4.4. Em adição, foram comparados recalques estimados e medidos, incluindo-se verificação do fator AR definido por Gusmão (1990) e descrito na Equação 2.5.

Os esforços axiais advindos das ISE (MODELO 2) foram denominadas de acordo com o método de recalque empregado: ISE associada ao método de Meyerhof (1959) - V_{MEY} ; ISE associada ao método de Aoki e Lopes (1975) - V_{AOL} ; ISE associada ao método de Poulos e Davis (1980) - V_{PLD} e ISE associada às recomendações da norma brasileira NBR 6122 (2019) - V_{NBR} . Comparações foram realizadas em termos de relações entre cargas V_0 (MODELO 3) e F_0 ; W_0 (MODELO 4) e F_0 ; assim como entre cargas de ISE (V_{MEY} ; V_{AOL} ; V_{PLD} e V_{NBR}) e F_0 .

Os momentos advindos de ISE (MODELO 2) também foram denominados de acordo com o método de recalque empregado: ISE associada ao método de Meyerhof (1959) - M_{MEY} ; ISE associada ao método de Aoki e Lopes (1975) - M_{AOL} ; ISE associada ao método de Poulos e Davis (1980) - M_{PLD} e ISE associada às recomendações da norma brasileira NBR 6122 (2019) - M_{NBR} . Os momentos associados ao modelo de apoios indeslocáveis sem consideração de EIC foram denominados MF_0 . Os momentos associados ao modelo de apoios indeslocáveis com consideração de EIC foram denominados MV_0 . Os momentos associados ao modelo com consideração de EIC e deslocamentos prescritos foram denominados MW_0 . Comparações foram realizadas em termos de relações entre momentos MV_0 (MODELO 3) e MF_0 ; MW_0

(MODELO 4) e MF0; assim como entre os momentos de ISE (M_{MEY} ; M_{AOL} ; M_{PLD} e M_{NBR}) e MF0.

No Edifício A, realizou-se comparação entre os momentos junto aos pilares do pórtico P1A; P4A; P8A e P11A; do pórtico P5A e P6A e do pórtico P11A; P12A; P13A e P14A. No Edifício B, realizou-se comparação entre os momentos junto aos pilares do pórtico P1B e P2B; do pórtico P5B e P6B; do pórtico P7B e P12B e do pórtico P11B; P14B e P19B. As referidas verificações foram realizadas até o 8º pavimento de cada prédio.

O fator AR foi verificado em relação a todos os métodos estimativos de recalque, em comparação às cargas do MODELO 1 (F0), a fim de conferir seu poder de previsão quanto ao alívio ou acréscimo de carga em dada edificação. Nesse caso, escolheram-se as cargas do MODELO 1, por tratar-se do modelo comumente utilizado por engenheiros geotécnicos na estimativa de recalques.

O comportamento dos coeficientes de variação dos rec_{med} foi analisado ao longo da evolução dos recalques em cada edifício. Regressões lineares foram aplicadas às relações carga *versus* rec_{med} de cada leitura de recalque dos Edifícios A e B para verificar a ocorrência de comportamento linear nas referidas relações. A fim de incorporar o EIC às regressões, as cargas empregadas foram aquelas advindas do MODELO 3 (V0), sendo corrigidas em função das cargas das primeiras leituras de recalque, uma vez que as referidas leituras foram executadas quando parte da estrutura já se encontrava executada (Figuras 33 e 35). Ressalta-se que para os pilares associados P9+P10B considerou-se a média dos recalques medidos para P9B e P10B.

4.8 VERIFICAÇÃO DA NORMALIDADE DE RECALQUES MEDIDOS E DA LITERATURA

Foram aplicados os testes de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk aos rec_{med} (Leituras La2, La3, La4 e La5 no Edifício A e às Leituras Lb2, Lb3, Lb4, Lb5 e Lb6 do Edifício B) para verificar se seus valores pertenciam a distribuições normais. Os referidos testes também foram aplicados às leituras de recalques da Torre 2 do Edifício A, da Torre 1 do Edifício B, assim como às leituras de recalques dos trabalhos de Seixas et al. (2006), Savaris (2008), Santos (2018) e Cabral (2018).

4.9 MÉTODO PROPOSTO PARA OBTENÇÃO DE RECALQUES ALEATÓRIOS

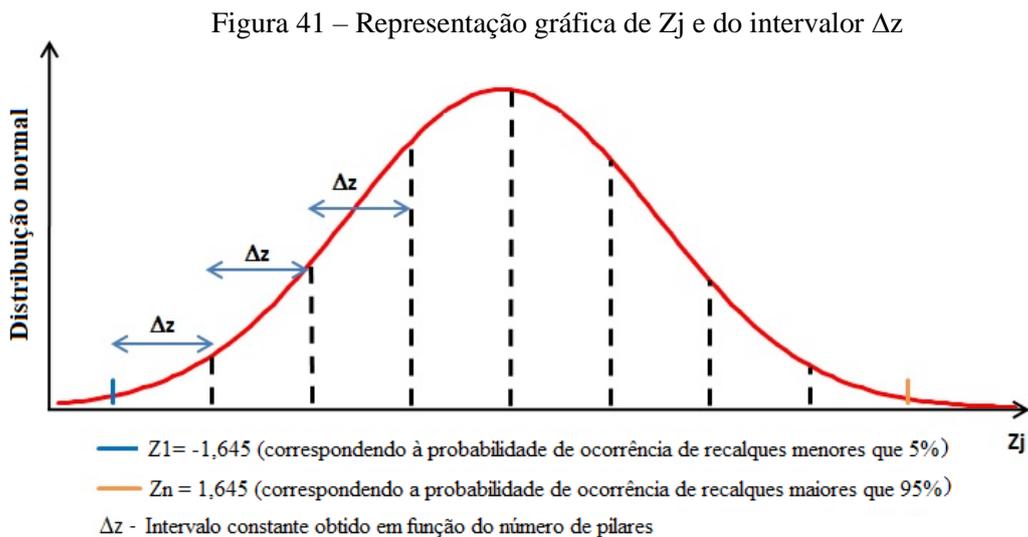
Para posteriormente construir as curvas de probabilidade de solicitação $f_S(S)$, as incertezas na previsão de recalques foram consideradas levando-se em conta que as referidas grandezas são variáveis aleatórias pertencentes a distribuições normais. Assim, propõe-se a seguir um método para obtenção de recalques aleatórios (rec_j) e de coeficientes de variação de recalques (CV). Primeiramente determinam-se as pontuações típicas (número de desvios padrão em relação à média) Z_j , que estarão associadas aos valores dos rec_j , de forma a cobrir o espectro de probabilidade entre 5% e 95% em uma distribuição normal (Equação 4.24).

$$Z_j = -1,645 + \Delta z(j - 1) \quad (4.24)$$

Em que:

j – número inteiro crescente cujo alcance vai de 1 até o número máximo de pilares;

Δz – intervalo representado por um número constante, admitido dentro da distribuição normal, de forma que a quantidade de pilares consideradas cubra todo o espectro de probabilidades de recalques entre 5% ($Z=-1,645$) e 95% ($Z=1,645$). Pode ser obtido pela Equação (4.25). A Figura 41 esclarece os valores de Z_j e Δz .



Fonte: Autor (2022)

$$\Delta z = \frac{3,29}{n - 1} \quad (4.25)$$

Em que “n” é o número máximo de pilares considerado na análise;

Partindo-se do princípio de que grandezas pertencentes a distribuições normais podem ser transformadas em pontuações típicas quando associadas à média dos valores das grandezas e ao desvio padrão de uma dada amostra, lançou-me mão da Equação 4.26.

$$Z_j = \frac{x_1 - \bar{X}}{\sigma} \quad (4.26)$$

Em que:

x_1 – grandeza associada a uma frequência pertencente a uma distribuição normal;

\bar{X} – média dos valores das grandezas de uma amostra;

σ – desvio padrão da amostra.

Substituindo-se o valor de x_1 por rec_j e \bar{X} por $recM$, obtém-se a Equação 4.27.

$$Z_j = \frac{rec_j - recM}{\sigma} \quad (4.27)$$

O desvio padrão pode ser determinado em função do CV e $recM$ (Equação 4.28).

$$\sigma = CV \cdot recM \quad (4.28)$$

Para cada recalque médio ($recM$) obtido dos métodos de predição de recalque de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980), ABNT NBR 6122 (2019) e Almeida et al. (2019), foi adotado um CVe máximo (CV_m) de 0,60 e verificado se esse valor não conduzia a valores negativos para rec_j . Do valor de CV_m adotado, foi sequencialmente subtraído 15% para obtenção dos demais valores de CVe (Equação 4.29), desprezando-se valores de CVe abaixo de 0,10. A escolha do valor máximo de 0,60 para o CV_m e de 0,10 como valor mínimo para CVe foi baseada nos resultados de CV encontrados por Gusmão (2003) e representados na Figura 5. Na referida figura, observa-se que a maioria dos pontos se encontram no intervalo de 0,60 a 0,10. Combinando-se as Equações 4.27 e 4.28 (Substituindo-se CV por CVe), recalques

aleatórios podem ser estimados em função de Z_j (Equação 4.24), de $RecM$ e de CVe como apresentado na Equação 4.30.

$$CVe_i = CVm - (i - 1) \cdot 0,15 \quad (4.29)$$

$$rec_j = recM(Z_j \cdot CVe + 1) \quad (4.30)$$

Em que “ i ” é um número inteiro crescente, iniciando em 1, que representa uma família de valores de recalques associados a um dado $RecM$.

4.10 CONSTRUÇÃO DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA $f_R(R)$

As curvas de probabilidade de resistência $f_R(R)$ foram obtidas das formulações contidas na ABNT NBR 6122 (2019) e apresentada na Equação 3.20. Os métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) foram utilizados nos furos SP-08, SP-11 e SP-12 do Edifício A e nos furos SP-05, SP-08 e SP-12 do Edifício B para obter $(Rse)_{med}$ e $(Rse)_{min}$.

Os valores de R_k foram associados a cargas com probabilidade de ocorrência de 5% em relação às menores resistências possíveis (AOKI, 2008). De posse de R_k e $(Rse)_{med}$ foi possível obter o desvio padrão da curva de probabilidade de resistência (σ_r) e seu coeficiente de variação (vr) pelas Equações 3.22 e 3.23, respectivamente.

Conhecendo-se os valores de σ_r e $(Rse)_{med}$, e admitindo-se um incremento de pontuação típica (Inc_z), pode-se obter graficamente as curvas de probabilidade de resistência, como indicado na Figura 18 [substitui-se R_m por $(Rse)_{med}$]. Para tanto, adota-se uma pontuação típica inicial (Z_1) e o número de pontos que irá caracterizar a curva (np), conforme Equação 4.31. Para uma probabilidade de ocorrência de carga de 5%, Z_1 assume o valor de -1,645. Uma carga de resistência qualquer (R) na referida curva pode então ser dada pela Equação 4.32.

$$Inc_{zi} = Z_1 - \frac{2Z_1}{(np - 1)}(i - 1) \quad (4.31)$$

$$R_i = Inc_{zi} \cdot \sigma_r + (Rse)_{med} \quad (4.32)$$

Em que “i” representa um número inteiro crescente com valor inicial igual a 1 e valor final igual a np.

Para cada pilar dos Edifícios A e B construíram-se curvas $f_R(R)$ para os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). Os valores de R_k foram comparados a valores obtidos com o método de extrapolação de curva recalque de Van der Veen modificado por Aoki (1976), cuja formulação é dada pela Equação 4.33 em função das cargas dos estágios de carregamento (P) e dos recalques correspondentes (w) fornecidos nas provas de carga (Figuras 37 e 38).

$$P = P_{max} (1 - e^{-(a.w+b)}) \quad (4.33)$$

Em que:

P_{max} – carga de ruptura;

a – coeficiente angular da reta;

b – intercepto referente ao eixo dos recalques obtido na escala semilogarítmica.

4.11 CONSTRUÇÃO DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE SOLICITAÇÃO $f_S(S)$

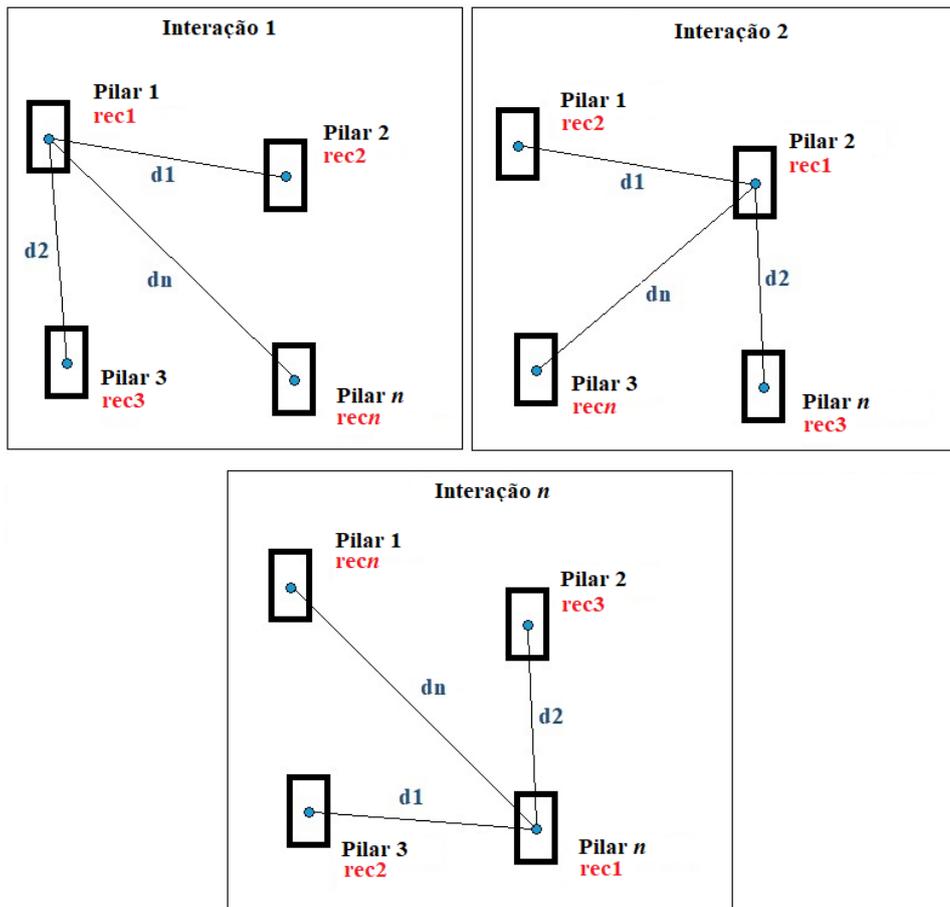
Na obtenção das curvas de probabilidade de solicitação $f_S(S)$, foi elaborado um método que levou em conta somente a variabilidade dos recalques, isto é, a variabilidade das ações permanentes atuantes nos edifícios não foi considerada. As curvas $f_S(S)$ foram construídas a partir de resultados de ISE (MODELO 2), considerando os recalques como variáveis aleatórias obtidas com o auxílio do método proposto no item 4.9. A aleatoriedade dos recalques rec_j foi considerada nos pilares dos Edifícios A e B de maneira a incluir nas curvas de probabilidade de solicitação $f_S(S)$, as maiores e menores possibilidades de cargas. Esse requisito foi imposto no método proposto através de cenário composto por duas condições de simulação:

- Condição A: Para simular as maiores rigidezes do conjunto solo-fundação, iniciou-se atribuindo-se ao Pilar P1 o menor recalque rec_j , com os pilares mais próximos ao P1 sendo submetidos a rec_j em ordem crescente à medida que a distância dos demais pilares para o P1 aumentava (interação 1). Empregou-se ISE ao modelo. O processo continuou atribuindo-se ao Pilar P2 o menor recalque rec_j , com os pilares mais próximos ao P2 sendo submetidos a rec_j em ordem crescente à medida que a distância dos demais pilares

para o P2 aumentava (interação 2). Nova ISE foi realizada. O processo descrito em P1 e P2 continuou até atingir o último pilar do prédio em estudo (interação n). A Figura 42 resume a Condição A.

- Condição B: Para simular as menores rigidezes do conjunto solo-fundação, iniciou-se atribuindo-se ao Pilar P1 o maior recalque rec_j , com os pilares mais próximos ao P1 sendo submetidos a rec_j em ordem crescente à medida que a distância dos demais pilares para o P1 aumentava (interação 1). Empregou-se ISE ao modelo. O processo continuou atribuindo-se ao Pilar P2 o maior recalque rec_j , com os pilares mais próximos ao P2 sendo submetidos a rec_j em ordem crescente à medida que a distância dos demais pilares para o P2 aumentava (interação 2). Nova ISE foi realizada. O processo descrito em P1 e P2 continuou até atingir o último pilar do prédio em estudo (interação n). A Figura 43 resume a Condição B.

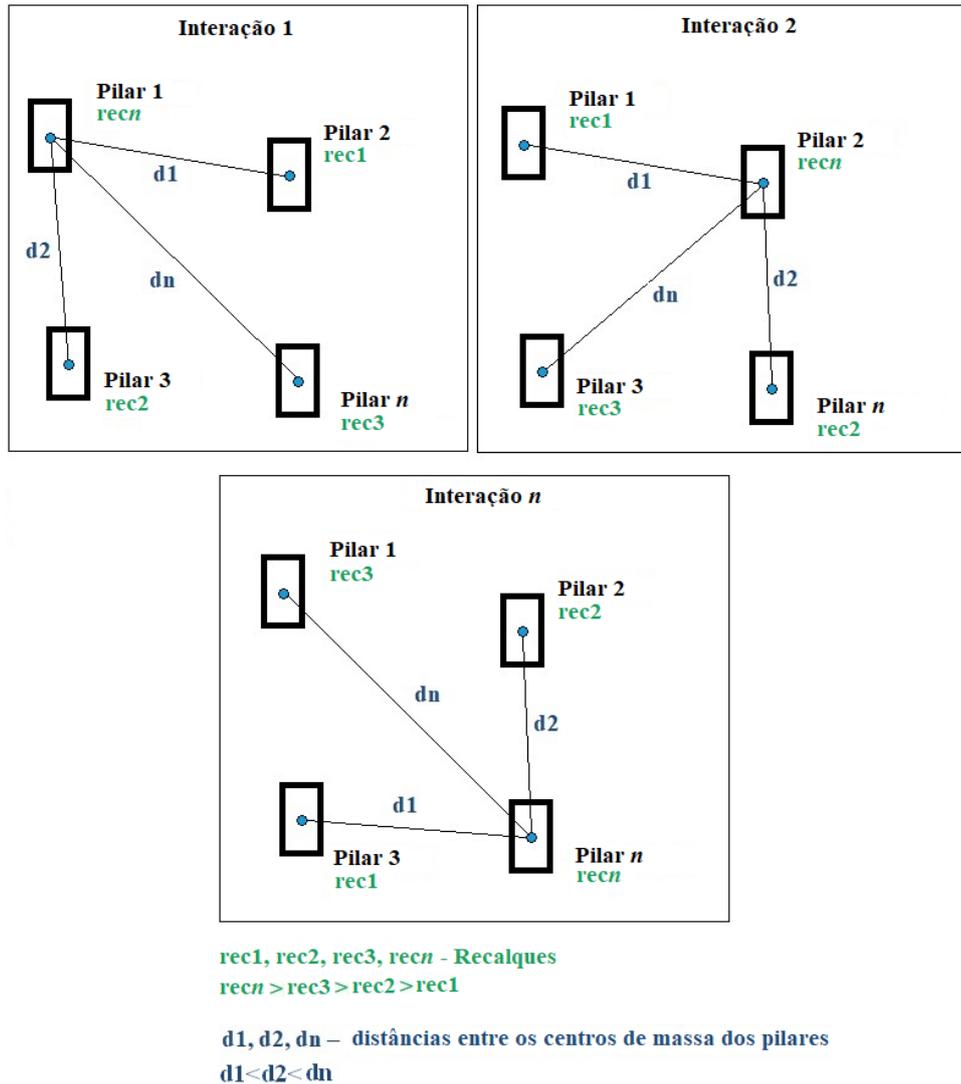
Figura 42 – Representação da Condição A



$rec1, rec2, rec3, recn$ - Recalques
 $rec1 < rec2 < rec3 < recn$

$d1, d2, dn$ – distâncias entre os centros de massa dos pilares
 $d1 < d2 < dn$

Figura 43 – Representação da Condição B



Fonte: Autor (2022)

A união das condições A e B, com um total de 196 ISE no Edifício A e 676 ISE no Edifício B, compuseram as curvas de probabilidade de sollicitação $f_s(S)$ de cada pilar, permitindo obter as sollicitações médias (S_m), os desvios padrão (σ_s) e seus coeficientes de variação (v_s). As cargas obtidas das ISE foram divididas pelo número de estacas de cada pilar.

Pode-se obter graficamente as curvas de probabilidade de sollicitação, como indicado na Figura 18. Para tanto, é possível adotar o procedimento descrito na construção das curvas de probabilidade de resistência através das Equações 4.31 e 4.32, substituindo-se R por S (carga de sollicitação qualquer), σ_r por σ_s e $(R_{se})_{med}$ por S_m .

4.12 VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE, PROBABILIDADE DE RUÍNA E FATOR DE SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES

O índice de confiabilidade (β), a Probabilidade de ruína (pf) e o Fator de segurança das fundações foram verificados considerando-se que as solicitações pertencem às curvas de probabilidade definidas no item 4.11. Os índices β de cada par de curvas $f_R(R)$ e $f_S(S)$ foram estimados utilizando a Equação 3.13 e comparados aos limites recomendados por:

- EUROCODE EN:1990 (2002) para uma classe de consequência Média (CC2) e um período de referência de 50 anos;
- JCSS (2000) para um custo relativo das medidas de segurança Normal (B) e uma classe de consequência Moderada;
- Zhang, Tang e Ng (2001) para carregamentos estáticos com consideração de grupos de estacas e efeitos da superestrutura.

Posteriormente, o comportamento dos valores de β foram comparados em função dos valores de CV_e . A Probabilidade de ruína (pf) foi estimada a partir de β por intermédio da Equação 3.15 e comparado com o limite mínimo da probabilidade de ruína proposta por Whitman (1984), a saber, 1/100.

Com a determinação dos valores de R_k e a construção das curvas $f_S(S)$ foi possível determinar fatores de segurança associados a cargas com diferentes probabilidades de ocorrência, denominados FS_{gcv} . Os referidos fatores foram obtidos utilizando o Método dos Valores Admissíveis, conforme descrito na ABNT NBR 6122 (2019), de acordo com a Equação 3.1. Na referida equação, a carga admissível (P_{adm}) foi substituída por S_{kcv} , o qual representa uma ação vertical associada a uma certa probabilidade de ocorrência nas curvas $f_S(S)$.

Os S_{kcv} foram admitidos como estando localizados no limite de 30%, 20% e 10% das ações superiores das curvas $f_S(S)$, conforme esclarece a Figura 44. Os valores de S_{kcv} são dados pela Equação 4.34 para cada curva $f_S(S)$ associada a um determinado CV_e . Finalmente, os valores de FS_{gcv} são fornecidos pela Equação 4.35.

$$S_{kcv} = S_m(1 + \alpha_u \cdot v_{S_{cvi}}) \quad (4.34)$$

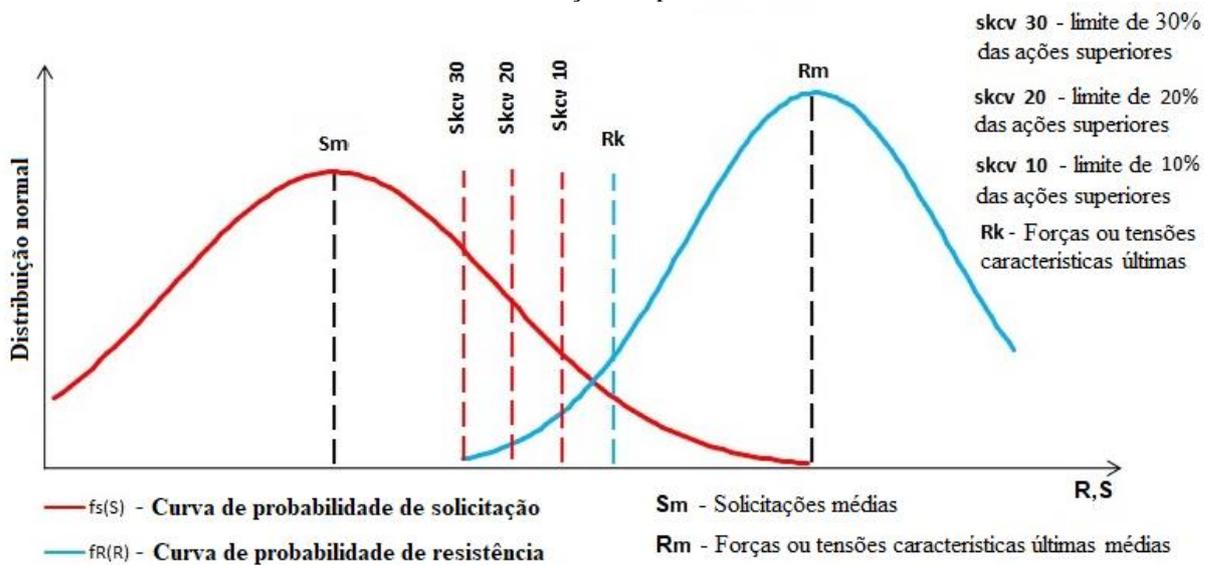
$$FS_{gCVi} = \frac{R_k}{S_{kCVi}} \quad (4.35)$$

Em que:

α_u – função de distribuição normal que assume os valores de 0,5244 para o limite superior de 30% das ações superiores; 0,8416 para o limite superior de 20% das ações superiores e 1,2815 para o limite superior de 10% das ações superiores em uma distribuição normal;

vs_{cv_i} – coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação $f_s(S)$ associado a determinado CVe.

Figura 44 – Representação das ações verticais adotadas considerando o limite superior de 30%, 20% e 10% das ações superiores



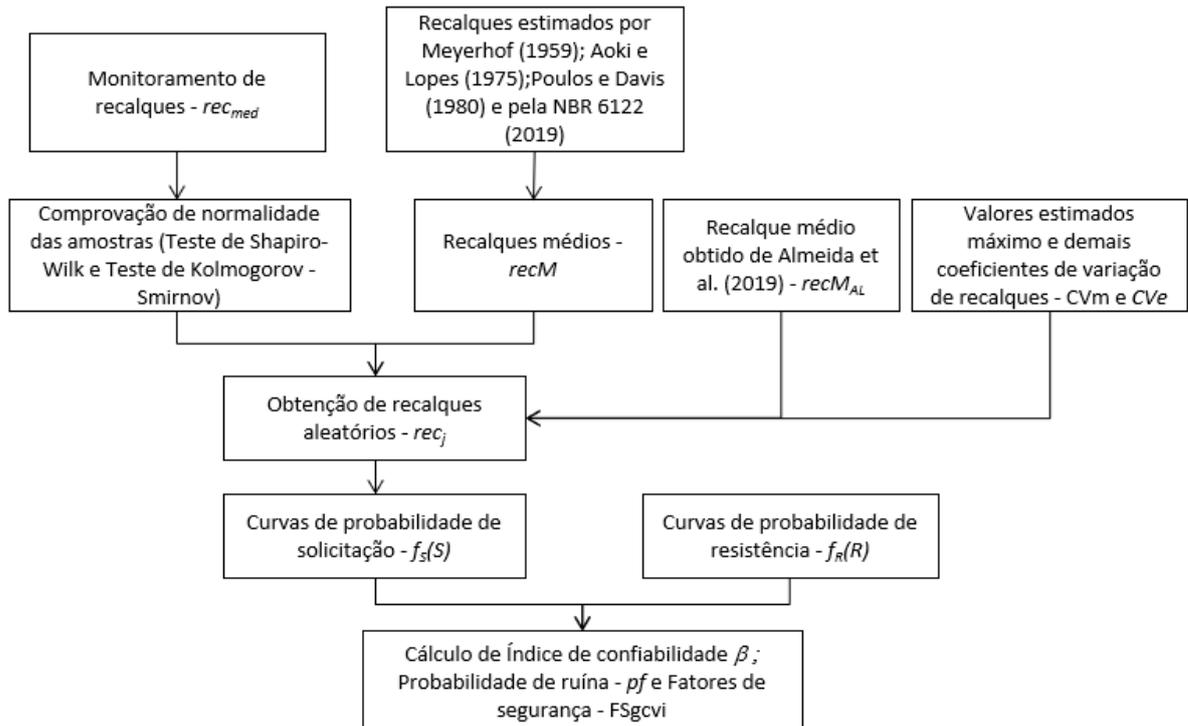
Fonte: Autor (2022)

Ressalta-se que devido a diferenças de modelagens estruturais entre o projeto originalmente concebido (o qual serviu de base para a elaboração do projeto geotécnico), e os modelos utilizados na Tese, alguns grupos de estacas do Edifício B apresentaram fator de segurança global (FS_g) abaixo de 2. Nesses casos, para efeito de comparação do Índice de confiabilidade (β) e de probabilidade de ruína (pf), o fator de segurança global foi assumido como sendo 2. Para a comparação dos fatores de segurança associados a cargas com diferentes probabilidades de ocorrência (FS_{gcv}), os referidos pilares foram desconsiderados. As mencionadas correções foram realizadas nos pilares P2B, P15B, P16B, P21B e P22B.

4.13 FLUXOGRAMA METODOLÓGICO

A Figura 45 apresenta fluxograma que resume os processos envolvidos na obtenção dos recalques aleatórios e na verificação de β , pf e FS_{gcv} .

Figura 45 – Fluxograma da metodologia empregada



Fonte: Autor (2022)

5 RESULTADOS

Os resultados da evolução dos recalques medidos, da estimativa dos recalques nas fundações, da obtenção das cargas obtidas dos diversos modelos, assim como de suas comparações são apresentados neste capítulo. Apresentam-se também a verificação do fator AR, a normalidade dos recalques medidos, valores dos recalques aleatórios, e curvas de probabilidade de resistência e de solicitação. Por fim, apresentam-se a avaliação dos Índices de confiabilidade, Probabilidade de ruína e Fatores de segurança das fundações.

5.1 EVOLUÇÃO DE RECALQUES POR ETAPA CONSTRUTIVA

Apresentam-se a evolução dos recalques (rec_{med}) referentes às etapas construtivas de cada de leitura de recalque realizada. As leituras dos Edifícios A e B são apresentados nas Tabelas 19 e 20, respectivamente. Ressalta-se que na Tabela 19 os valores destacados em vermelho representam recalques estimados pelo programa computacional SURFER devido a deslocamentos acidentais dos pinos de medição.

Tabela 19 – Leituras de recalques realizadas no Edifício A

Pilar	Leituras de recalque (mm) ^(a)			
	La2	La3	La4	La5
P1A	2,11	5,32	7,24	8,92
P2A	2,17	5,87	7,10	8,86
P3A	1,74	3,78	7,00	9,24
P4A	2,38	6,53	7,80	8,72
P5A	1,61	4,37	7,75	7,63
P6A	1,43	4,10	6,80	7,92
P7A	1,86	3,60	6,63	10,51
P8A	0,97	5,20	5,93	6,58
P9A	1,16	6,28	6,35	7,15
P10A	1,21	2,61	6,59	7,86
P11A	3,96	8,50	9,62	10,47
P12A	1,13	2,51	4,59	5,99
P13A	2,33	5,75	7,04	8,61
P14A	2,08	5,09	6,83	7,47

(a) La2 – segunda leitura de recalque; La3 – terceira leitura de recalque; La4 – quarta leitura de recalque; La5 – quinta leitura de recalque.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 20 – Leituras de recalques realizadas no Edifício B

Pilar	Leituras de recalque (mm) ^(a)				
	Lb2	Lb3	Lb4	Lb5	Lb6
P1B	-1,00	2,00	4,00	5,00	6,00
P2B	-1,00	3,00	4,00	5,00	6,00
P3B	0,00	2,00	4,00	4,00	6,00
P4B	-1,00	1,00	3,00	3,00	5,00
P5B	1,00	3,00	5,00	6,00	7,00
P6B	1,00	9,00	8,00	9,00	11,00
P7B	5,00	8,00	10,00	10,00	11,00
P8B	0,00	2,00	4,00	4,00	6,00
P9B	5,00	8,00	9,00	11,00	13,00
P10B	5,00	14,00	7,00	17,00	19,00
P11B	0,00	4,00	5,00	6,00	9,00
P12B	4,00	7,00	8,00	9,00	12,00
P13B	1,00	4,00	6,00	6,00	8,00
P14B	0,00	3,00	5,00	6,00	8,00
P15B	6,00	8,00	9,00	10,00	12,00
P16B	2,00	5,00	6,00	7,00	9,00
P17B	5,00	7,00	8,00	9,00	11,00
P18B	2,00	5,00	8,00	9,00	11,00
P19B	2,00	4,00	6,00	7,00	8,00
P20B	2,00	4,00	6,00	7,00	9,00
P21B	5,00	6,00	8,00	9,00	10,00
P22B	-3,00	0,00	2,00	2,00	4,00
P23B	4,00	6,00	7,00	9,00	11,00
P24B	3,00	6,00	8,00	18,00	10,00
P25B	2,00	4,00	6,00	6,00	8,00
P26B	6,00	8,00	9,00	10,00	12,00

(a) Lb2 – segunda leitura de recalque; Lb3 – terceira leitura de recalque; Lb4 – quarta leitura de recalque; Lb5 – quinta leitura de recalque; Lb6 – sexta leitura de recalque;

Fonte: Autor (2022)

Observa-se da Tabela 19 que o maior rec_{med} registrado no Edifício A é 10,51 mm e corresponde à Leitura La5 do Pilar P7A. Na mesma leitura, o menor rec_{med} registrado é de 5,99 mm, correspondendo ao Pilar P12A. Ressalta-se que o pilar de canto P11A, ao longo de todas as leituras, apresenta recalques acentuados quando comparados com os demais pilares.

Na Tabela 20, o maior rec_{med} registrado no Edifício B é 19,00 mm e corresponde à Leitura Lb6 do Pilar P10B. Na mesma leitura, o menor rec_{med} registrado é de 4,00 mm, correspondendo ao

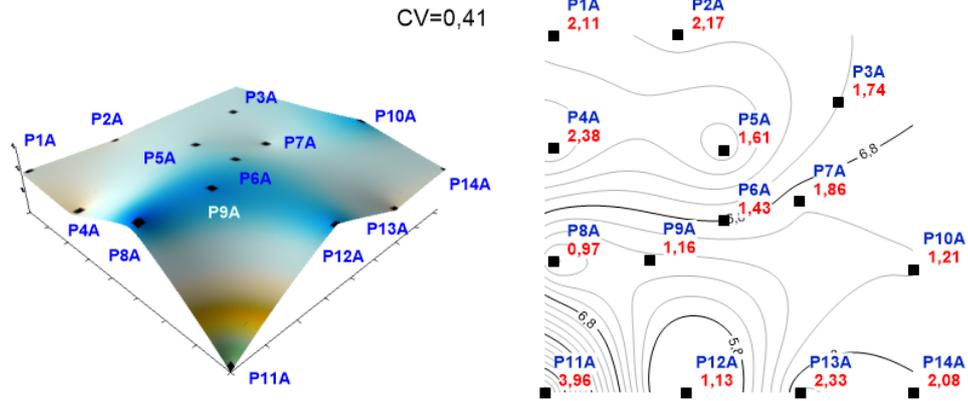
Pilar P22B. Verifica-se na referida leitura que na comparação dos pilares P5B e P6B (pilares intermediários) com os pilares P1B e P2B (pilares de canto), os primeiros, em condição de maior rigidez, recalcam mais que os segundos. Já em relação à comparação dos pilares P11B e P14B (pilares centrais) com os pilares P12B e P15B (pilar intermediário e de canto, respectivamente), os primeiros, mais rígidos, recalcam menos que os segundos. O mesmo se verifica em relação aos pilares P19B (pilar central) e P26B (pilar de canto).

O comportamento do Pilar P11A em relação a outros pilares mais rígidos; dos Pilares P11B e P14B em relação a P12B e P15B; e P19B em relação a P26B são considerados anômalos, uma vez que é esperado um aumento na rigidez do conjunto solo-estrutura em pilares com condições menos rígidas em detrimento de pilares com condições mais rígidas (GUSMÃO, 1994). No caso do Edifício A, esse fato poderia ser explicado pela heterogeneidade do solo conforme observado em seu perfil (Figura 27) e pela forte assimetria da estrutura. No caso do Edifício B, apesar de o solo apresentar camadas com resistências e características parecidas (Figura 28), pode haver variações significativas nos módulos de deformabilidade de um ponto para outro do terreno. No entanto, a questão da assimetria não se encaixa no referido edifício, pois observa-se uma estrutura com aspecto mais simétrico que a do Edifício A.

Anomalias como essas também foram verificadas por outros autores como Santos (2018) e Santos e Correia (2018). Para todos esses casos, no entanto, a assunção de aleatoriedade para os valores dos recalques, conforme tratado no Capítulo III, dispensa a expectativa de determinado comportamento para essas grandezas.

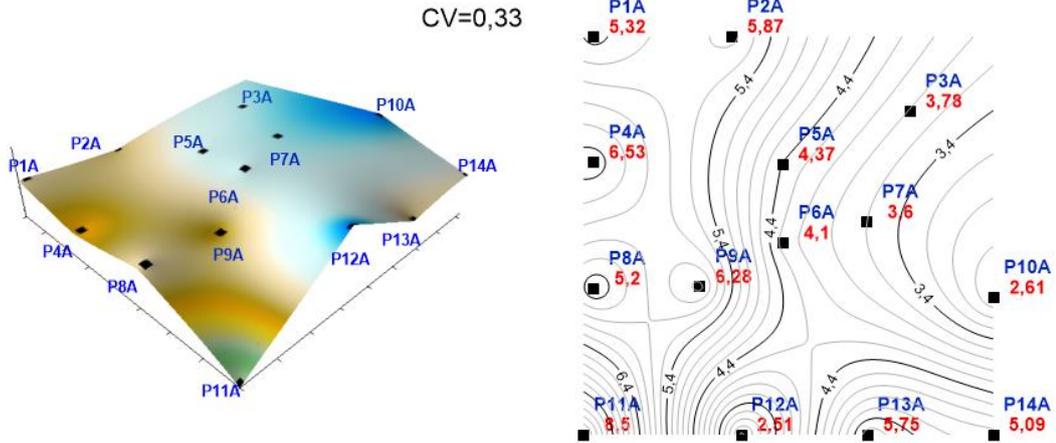
As Figuras 46 a 49, concernentes ao Edifício A; e 50 a 54, concernentes ao Edifício B, resumem graficamente (em 2D e 3D) as leituras de recalques realizadas e adicionam a informação dos CV de cada estágio do monitoramento. As Figuras 55 e 56 apresentam a evolução do CV ao longo do carregamento dos edifícios. No Edifício A, o CV da Leitura La2 (segunda leitura), tem valor de 0,41 e na Leitura La5 (quinta leitura), tem valor de 0,16 embora este mesmo valor já tivesse sido registrado na Leitura La4 (quarta leitura). No Edifício B, O CV da Leitura Lb2 (segunda leitura) tem valor de 1,18 e na Leitura Lb6 (sexta leitura), tem valor de 0,34. Apesar de haver um aumento entre as Leituras Lb4 e Lb5 do Edifício B, observa-se que em ambos os edifícios existe a tendência de diminuição do CV à medida que o carregamento aumenta, o que está de acordo com o verificado por Gusmão, Gusmão Filho e Calado (2003), Savaris, Hallak e Maia (2010) e Patrício (2019).

Figura 46 – Recalques obtidos na Leitura La2 e coeficiente de variação (CV) correspondente



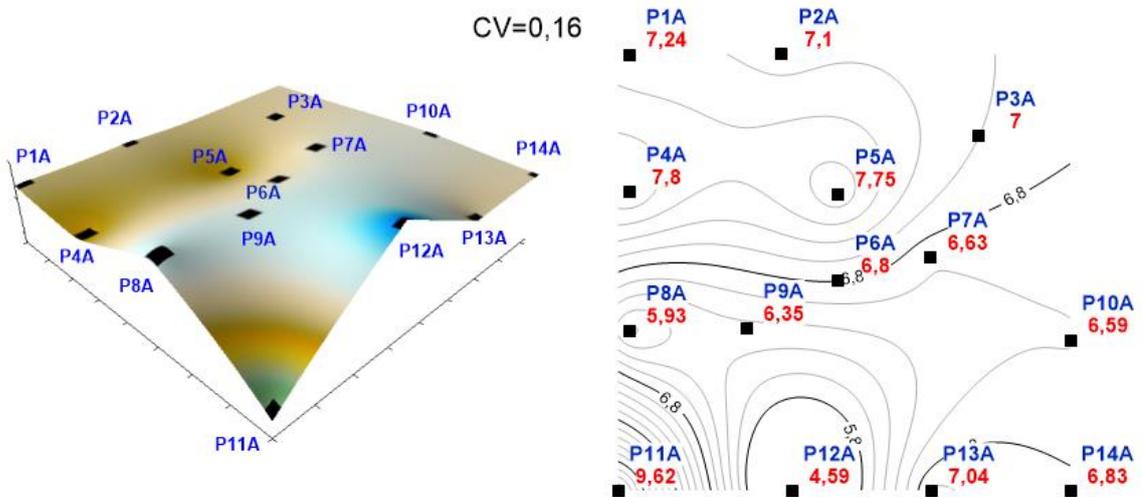
Fonte: Autor (2022)

Figura 47 – Recalques obtidos na Leitura La3 e coeficiente de variação (CV) correspondente



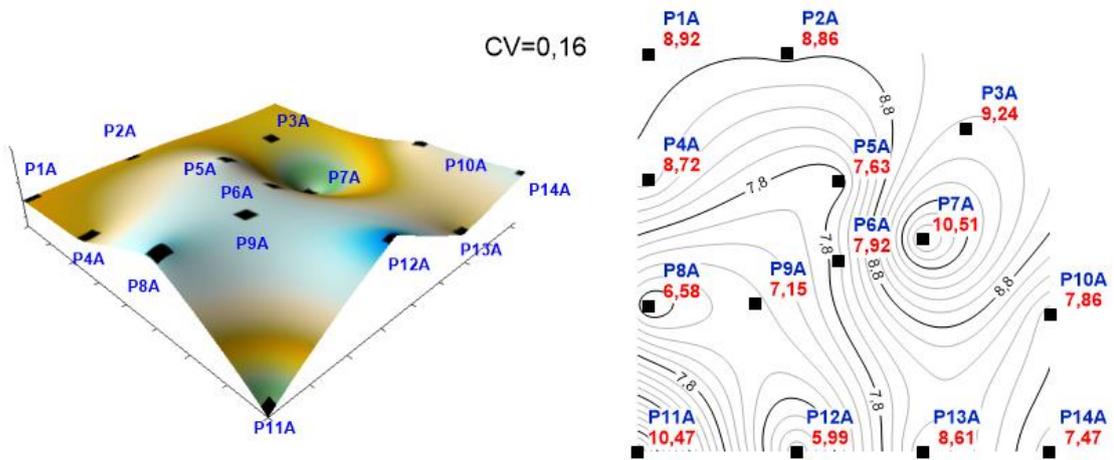
Fonte: Autor (2022)

Figura 48 – Recalques obtidos na Leitura La4 e coeficiente de variação (CV) correspondente



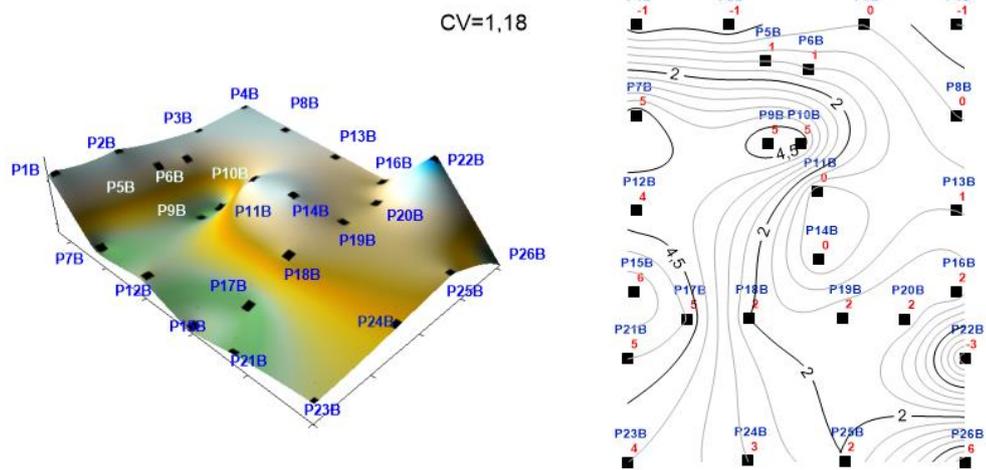
Fonte: Autor (2022)

Figura 49 – Recalques obtidos na Leitura La5 e coeficiente de variação (CV) correspondente



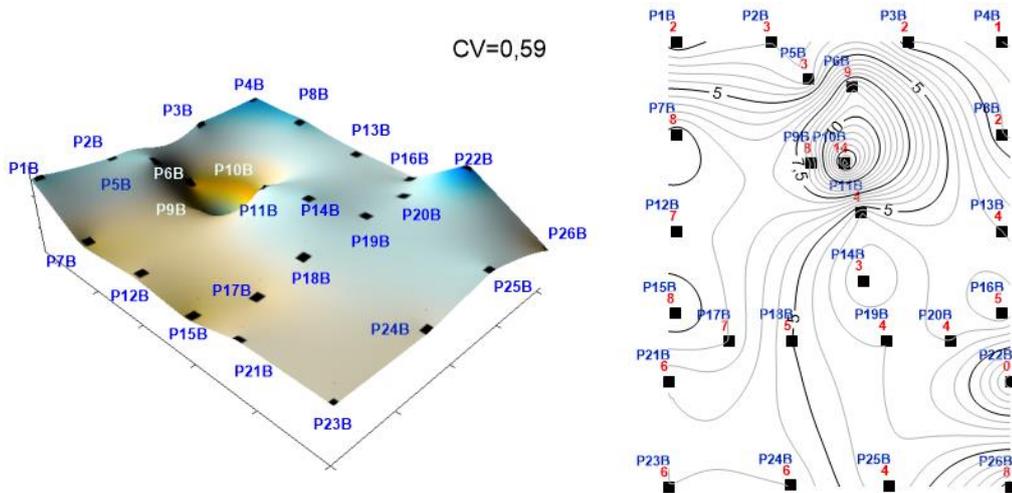
Fonte: Autor (2022)

Figura 50 – Recalques obtidos na Leitura Lb2 e coeficiente de variação (CV) correspondente



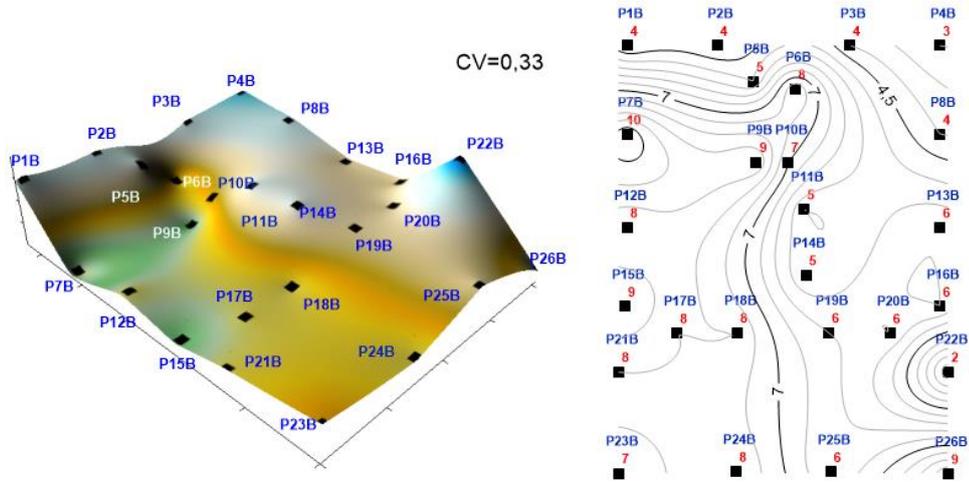
Fonte: Autor (2022)

Figura 51 – Recalques obtidos na Leitura Lb3 e coeficiente de variação (CV) correspondente



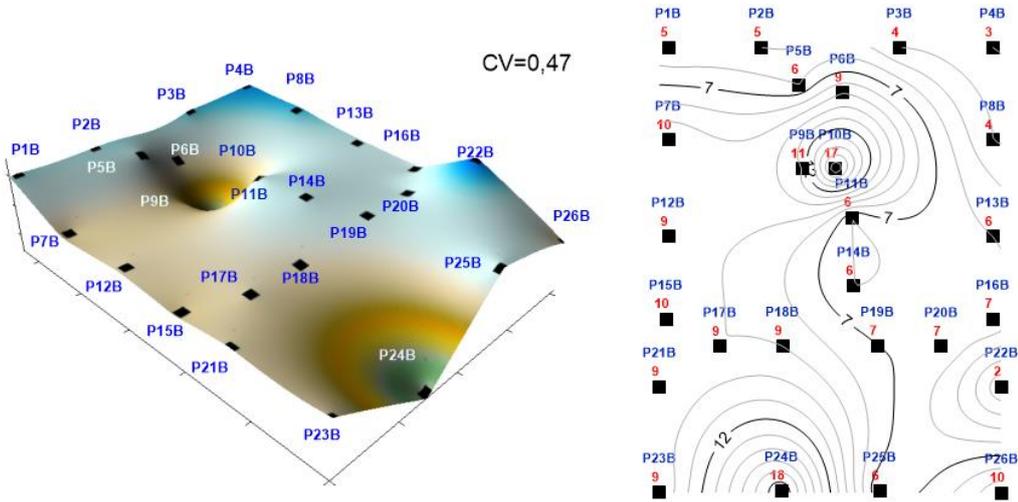
Fonte: Autor (2022)

Figura 52 – Recalques obtidos na Leitura Lb4 e coeficiente de variação (CV) correspondente



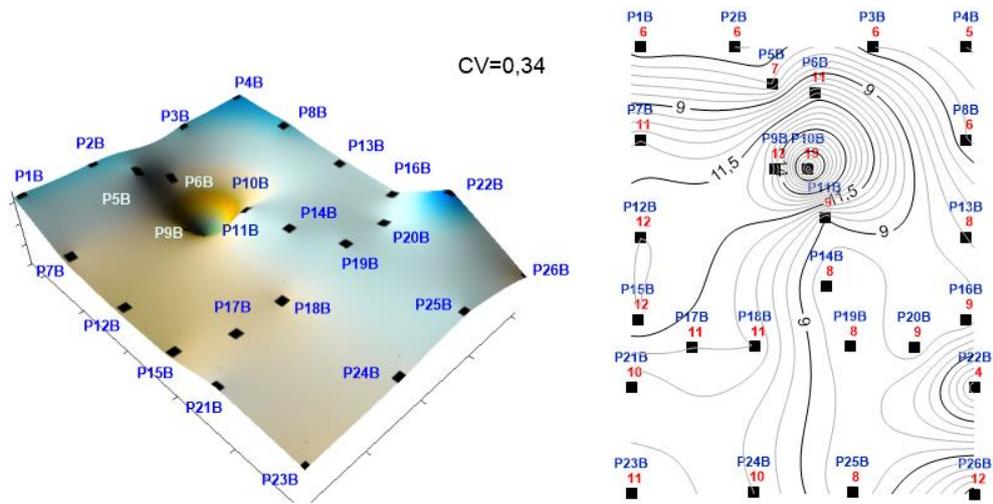
Fonte: Autor (2022)

Figura 53 – Recalques obtidos na Leitura Lb5 e coeficiente de variação (CV) correspondente



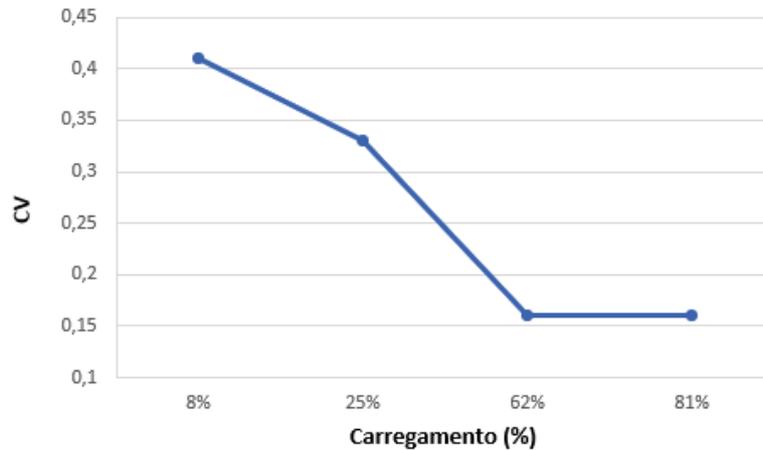
Fonte: Autor (2022)

Figura 54 – Recalques obtidos na Leitura Lb6 e coeficiente de variação (CV) correspondente



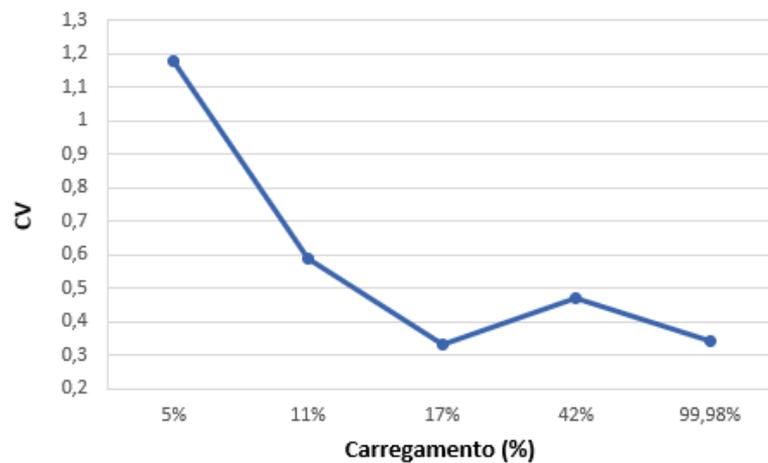
Fonte: Autor (2022)

Figura 55 – Evolução dos coeficientes de variação (CV) no Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 56 – Evolução dos coeficientes de variação (CV) no Edifício B



Fonte: Autor (2022)

5.2 CARGAS VERTICAIS PERMANENTES OBTIDAS DOS MODELOS 1, 3 E 4

O resultado das cargas dos pilares advindas do MODELO1 (F0), MODELO 3 (V0) e MODELO 4 (W0) são apresentadas para os Edifícios A e B, juntamente com suas comparações.

5.2.1 Edifício A

A Tabela 21 apresenta as cargas obtidas a partir do MODELO 1, MODELO 3 e MODELO 4 para o Edifício A. Para uma melhor visualização dos efeitos da EIC no MODELO 3 e dos deslocamentos prescritos no MODELO 4, apresenta-se a Figura 57 em que se compara a relação entre as cargas V0/F0 e W0/F0.

Tabela 21 – Resumo de cargas do MODELO 1, MODELO 3 e MODELO 4 (Edifício A)

Pilar	F0 (kN)^(a)	V0 (kN)^(b)	W0 (kN)^(c)
P1A	1885	1791	1686
P2A	2091	2064	2134
P3A	1776	1713	1677
P4A	2829	3004	2753
P5A	2479	2686	2921
P6A	2004	1899	2336
P7A	6947	6773	5495
P8A	2661	2606	2773
P9A	3643	3632	3741
P10A	1701	1673	1697
P11A	2174	2077	1838
P12A	2992	3163	3178
P13A	2682	2845	2543
P14A	1792	1730	1953

(a) Cargas advindas de apoios indeslocáveis (MODELO 1); (b) Cargas advindas da EIC com apoios indeslocáveis (MODELO 3); (c) Cargas advindas da EIC e deslocamento prescrito (MODELO 4).

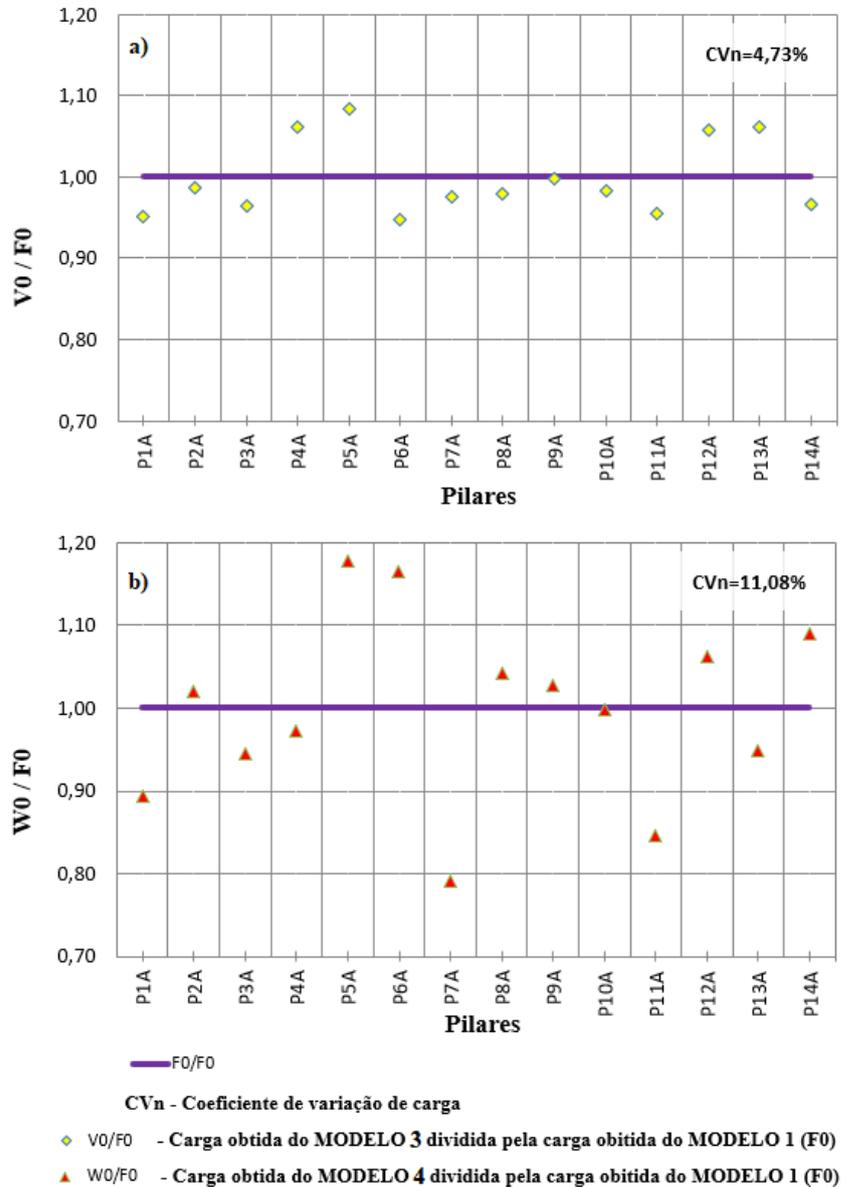
Fonte: Autor (2022)

Observa-se que a relação $V0/F0$ apresentou uma dispersão de 4,73%. Era esperado que a referida relação apresentasse menor dispersão quando comparada à relação $W0/F0$ (11,08%), uma vez que seus apoios são indeslocáveis, não estando submetidas à variabilidade dos recalques. A relação $V0/F0$ revela que existe a tendência de migração de cargas no Edifício A quando a EIC é considerada, conforme previra Prado (1999). Pilares centrais, como o P6A e P7A, apresentaram alívio de carregamento, 5% e 2%, respectivamente, enquanto os pilares P4A, P12A e P13A (pilares intermediários) apresentaram aumento de carregamento. Esses resultados estão de acordo com as observações de Silva et al. (2016). No entanto, os pilares de canto P1A, P2A, P11A e P14A apresentaram diminuição de carga. O aumento máximo de carga ocorre no Pilar P5A (8%), enquanto as maiores reduções ocorrem nos pilares P1A e P6A (5%).

A relação $W0/F0$ aponta uma configuração de esforços com magnitudes e comportamentos diferentes da relação $V0/F0$. O pilar central P7A continua apresentando alívio de carga, mas no referido cenário, de 21%. Por outro lado, o Pilar P6A, que antes apresentava alívio de carga, agora apresenta aumento de carga (17%). Os pilares de canto P1A e P11A continuam apresentando alívio de carga, mas agora de 11% e 15%, respectivamente. Por outro lado, os

pilares P2A e P14A, que antes apresentavam alívio, agora apresentam aumento de carga (2% e 9%, respectivamente).

Figura 57 – Relações de carga entre o MODELO 3 (V0) e MODELO 1 (F0) e entre MODELO 4 (W0) e MODELO 1 (F0) no Edifício A



Fonte: Autor (2022)

5.2.2 Edifício B

A Tabela 22 apresenta as cargas obtidas a partir do MODELO 1, MODELO 3 e MODELO 4 para o Edifício B. Para uma melhor visualização dos efeitos da EIC no MODELO 3 e dos deslocamentos prescritos no MODELO 4, apresenta-se a Figura 58 em que se compara a relação entre as cargas V0/F0 e W0/F0.

Tabela 22 – Resumo de cargas do MODELO 1, MODELO 3 e MODELO 4 (Edifício B)

Pilar	F0 (kN)^(a)	V0 (kN)^(b)	W0 (kN)^(c)
P1B	2.752	2.676	3.081
P2B	2.749	2.617	3.040
P3B	3.351	3.314	3.562
P4B	2.725	2.623	2.798
P5B	3.663	3.654	5.102
P6B	4.758	4.738	3.894
P7B	6.113	6.311	5.890
P8B	6.110	6.362	6.546
P9B+P10B	6.947	7.191	3.238
P11B	8.606	8.487	9.163
P12B	6.278	6.443	6.216
P13B	5.630	5.755	5.600
P14B	6.962	6.707	7.500
P15B	3.221	3.051	2.862
P16B	2.830	2.684	2.452
P17B	5.126	5.210	5.196
P18B	7.798	7.869	7.405
P19B	7.470	7.423	8.153
P20B	4.871	4.953	4.475
P21B	3.971	3.804	4.105
P22B	4.106	3.967	5.182
P23B	4.142	4.083	4.028
P24B	8.248	8.362	8.307
P25B	8.322	8.500	8.947
P26B	4.290	4.249	3.310

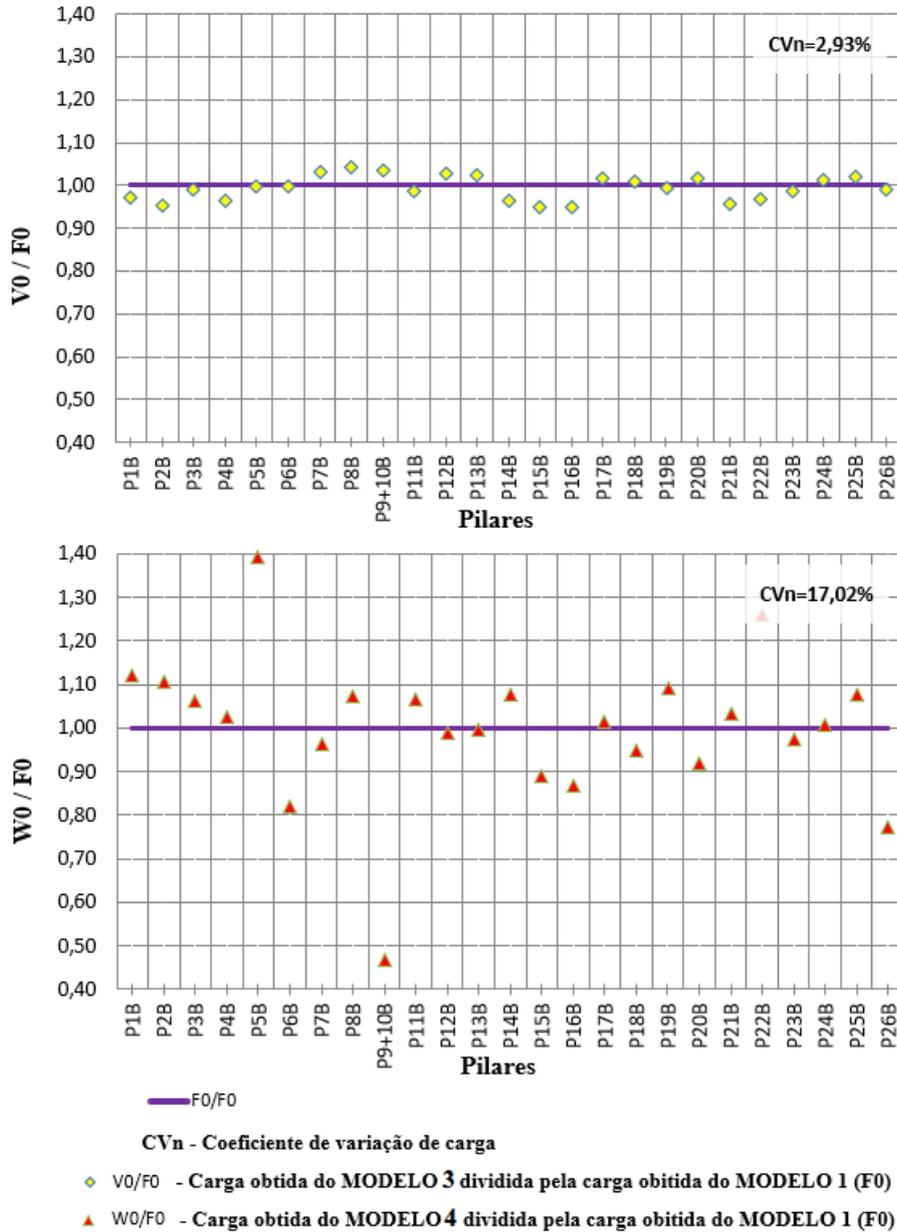
(a) Cargas advindas de apoios indeslocáveis (MODELO 1); (b) Cargas advindas da EIC com apoios indeslocáveis (MODELO 3); (c) Cargas advindas da EIC e deslocamento prescrito (MODELO 4).

Fonte: Autor (2022)

No Edifício B, a relação $V0/F0$ apresentou uma dispersão de 2,93%. A exemplo do Edifício A, era esperado que a referida relação apresentasse menor dispersão quando comparada à relação $W0/F0$ (17,02%), por conta da variabilidade dos recalques. Mais uma vez, a relação $V0/F0$ aponta que existe uma tendência de migração de cargas no edifício quando a EIC é considerada. Pilares centrais, como o P11B, P14B e P19B (pilares centrais), apresentaram alívio de carregamento, de 1%, 4% e 1%, respectivamente, enquanto os Pilares P7B, P8B, P12B, P13B, P24B e P25B (pilares intermediários) apresentaram aumento de carregamento, o que está de acordo com Silva et al. (2016). Por outro lado, os pilares centrais P9+10B (associados) e P18B

apresentaram aumento de carregamento (de 4% e 1%, respectivamente), ao mesmo tempo em que os pilares de canto P1B, P2B, P3B, P4B, P15B, P16B, P21B, P22B e P23B apresentaram alívio de carga. O aumento máximo de carga ocorre no Pilar P8B (5%), enquanto as maiores reduções ocorrem nos pilares P2B, P15B e P16B (5%).

Figura 58 – Relações de carga entre o MODELO 3 (V0) e MODELO 1 (F0) e entre MODELO 4 (W0) e MODELO 1 (F0) no Edifício B



Fonte: Autor (2022)

A relação $W0/F0$, a exemplo do Edifício A, aponta uma configuração de esforços com magnitudes e comportamentos diferentes da relação $V0/F0$. Todos os pilares centrais inverteram seu comportamento, ou seja, os pilares que antes apresentavam aumento de

carregamento, passaram a apresentar alívio. Destaca-se a fundação do Pilar P9+10B com um alívio de 53%. Os pilares de canto P15B, P16B, P23B e P26B continuaram a apresentar alívio de carga, no entanto, os pilares P1B, P2B, P3B, P4B, P21B e P22B passaram a apresentar aumento de carregamento. O Pilar P5B (intermediário) apresentou aumento de carga de 39%.

Silva et al. (2016) atribuiu o aumento das cargas de periferia, quando considerando a EIC, ao fenômeno de fluência do concreto. Destaca-se, no entanto, que o modelo dos referidos autores não possuía pilares intermediários, mas apenas pilares central e de canto. Já a modelagem de um edifício por Leite (2015), o qual também levou em conta a fluência, retração e envelhecimento do concreto, e que possuía pilares centrais, intermediários e de canto, apresentou alívio de carga nos pilares centrais e de canto e aumento de carga nos pilares intermediários em conformidade com a maioria dos casos dos Edifícios A e B quando observada as relações V_0/F_0 . Isso demonstra que a distribuição de esforços, considerando somente a evolução da rigidez da estrutura, segue mecanismos mais complexos do que a simples localização de pilares (centro, intermediário e canto), obrigando a inclusão de outros fatores na análise, como a participação dos elementos estruturais de ligações entre os pilares, como as vigas, por exemplo.

As diferenças de carregamentos dos pilares entre os MODELOS 3 e 4 se dá devido à imposição dos recalques, os quais obrigam as estruturas a compatibilizar os deslocamentos com suas rigidezes, o que leva, conseqüentemente, a distribuição de esforços.

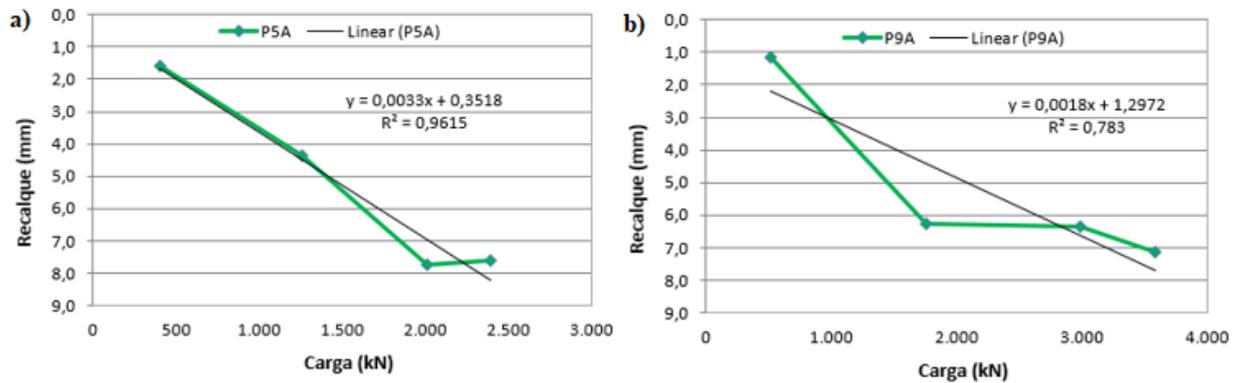
5.3 REGRESSÕES LINEARES APLICADAS E RECALQUE MEDIDO (V_0 X REC_{MED})

O Apêndice D apresenta a relação recalque medido (rec_{med}) em função da carga (V_0) para cada pilar dos Edifícios A e B. Está presente, em cada pilar, uma linha de tendência de regressão linear, e respectiva equação, para a qual está indicado o poder de explicação (R^2) em função da variável independente (neste caso, a carga V_0). Conforme se observa no referido apêndice, o poder de explicação (R^2) das regressões lineares do Edifício A evidencia ajuste próximo ou acima de 90% em quase todos os pilares. A exceção é o Pilar P9A (Figura 59b), com R^2 de 78%.

Ainda que esses índices indiquem adequadas capacidades de previsão para a relação entre carga (V_0) e o recalque medido (rec_{med}) de cada pilar, é possível detectar algumas anomalias no

referido comportamento. O Pilar P5A (Figura 59a), por exemplo, considerando a última Leitura (L5a) em relação à penúltima (L4a), tem um aumento de 20% na carga enquanto o recalque correspondente sofre uma diminuição de cerca de 2%. O Pilar P9A (Figura 59b), considerando a quarta Leitura (L4a) em relação à terceira Leitura (L3a), tem um aumento de 70% na carga enquanto o recalque sofre um aumento de apenas 1%.

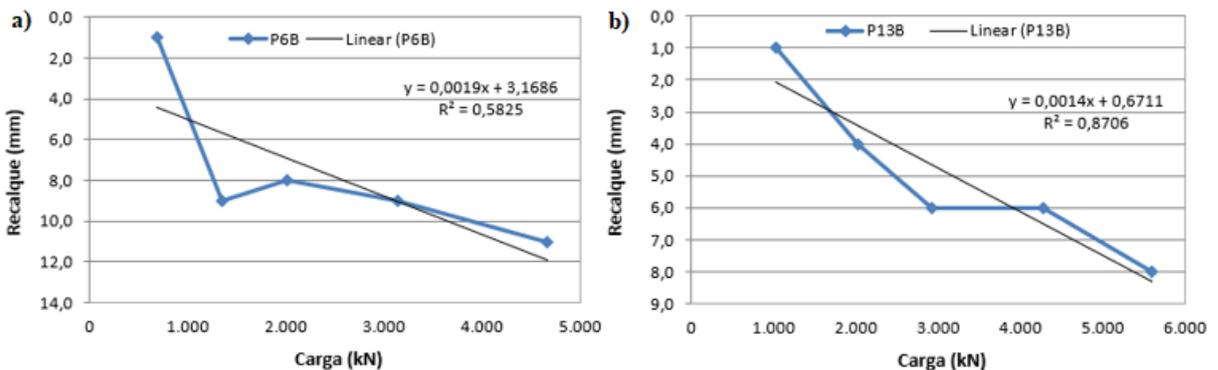
Figura 59 – Regressões lineares na relação carga *versus* recalque medido – Edifício A

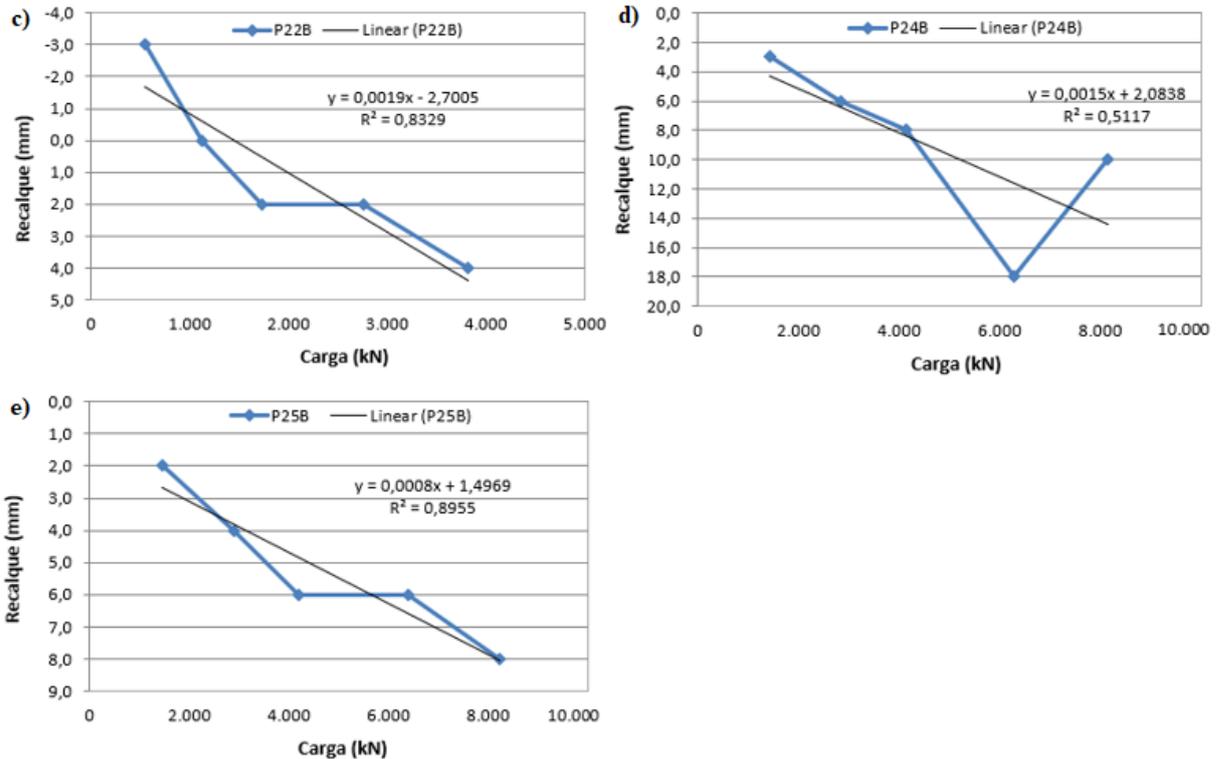


Fonte: Autor (2022)

No caso do Edifício B, constata-se que a regressão linear da maioria dos pilares tem R² próximo ou acima de 80%. As exceções são os pilares P6B (Figura 60a) e P24B (Figura 60d), com R² de 58% e 51%, respectivamente. Ainda que boa parte das regressões lineares, a exemplo do Edifício A, apresentem adequadas capacidades de previsão para relação entre V₀ e rec_{med} de cada pilar, existem anomalias a se considerar. Os pilares P13B (Figura 60b), P22B (Figura 60c) e P25B (Figura 60e), por exemplo, considerando a quinta Leitura (L5b) em relação à quarta Leitura (L4b), apresentaram aumento de 46%, 59% e 52% na carga, respectivamente, enquanto os recalques correspondentes não sofreram alteração.

Figura 60 – Regressões lineares na relação carga *versus* recalque medido – Edifício B





Fonte: Autor (2022)

Dado que o Edifício A estava na 16ª laje quando o pilar P9A manteve praticamente constante o recalque entre as Leituras La3 e La4, e que no Edifício B estava na 17ª laje quando os Pilares P13B, P22B e P25B mantiveram recalques constantes entre as Leituras L4b e L5b, as estruturas já se encontram com alto grau de rigidez. Como já tratado, os primeiros estágios da construção, por conferirem a estrutura uma menor rigidez, têm destacada influência na distribuição de esforços. Dessa forma, os resultados evidenciam as incertezas do comportamento do solo na distribuição dos esforços axiais dos pilares. Variações de intensidades dos módulos de deformabilidade do solo, considerando a posição dos pilares e as profundidades solicitadas, podem explicar o comportamento dos recalques nos mencionados pilares.

Observando o comportamento dos Pilares P9A, P13B, P22B e P25B, fica demonstrado que a consideração dos apoios de pilares como sendo lineares e elásticos, não representa adequadamente o comportamento do solo. Por isso, a realização de uma única ISE, baseado em recalques tratados como determinísticos, pode levar a condições em que se subestima as cargas nos pilares.

O comportamento do recalque medido no Pilar P24B (Figura 60d) merece destaque, uma vez que a referida medida decresce de cerca de 18 mm, para cerca de 10 mm. Esse comportamento

sugere que possivelmente houve erro quando da medição da leitura do recalque ou ocorreu deslocamento acidental do pino.

5.4 RECALQUES ESTIMADOS NAS FUNDAÇÕES

Apresentam-se as estimativas de recalques realizadas nos Edifícios A e B.

5.4.1 Edifício A

Nas Tabelas 23; 24; 25 e 26 constam alguns dos dados empregados e resultados dos cálculos de estimativa de recalques pelos métodos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019), respectivamente, para o Edifício A. A Figura 61 apresenta as comparações entre as estimativas dos referidos métodos e os recalques medidos nas últimas leituras de recalques. Nas mencionadas tabelas e figuras constam também os valores dos recalques médios (RecM) obtidos de cada método de estimativa de recalque.

Tabela 23 – Estimativa de recalques por Meyerhof (1959) no Edifício A

Pilar	ζ ^(a)	n_r ^(b)	ξ ^(c)	w_1 (mm) ^(d)	RecMEY ^(e) (mm)
P1A	2,52	2	4,66	0,827	3,853
P2A	2,50	2	4,63	1,000	4,630
P3A	2,52	2	4,66	0,732	3,413
P4A	3,00	2	5,33	0,418	2,230
P5A	2,50	2	4,63	0,625	2,894
P6A	2,52	2	4,66	0,930	4,334
P7A	3,00	3	6,75	0,531	3,582
P8A	2,50	2	4,63	1,737	8,044
P9A	2,50	2	4,63	0,772	3,572
P10A	2,52	2	4,66	0,668	3,110
P11A	2,52	2	4,66	1,106	5,154
P12A	2,50	2	4,63	0,922	4,270
P13A	2,50	2	4,63	0,743	3,438
P14A	2,52	2	4,66	0,747	3,479
				RecM^(f):	4,000

(a) Relação entre espaçamento de estacas do bloco e o diâmetro das estacas; (b) Valor adotado como o maior número entre linhas e colunas no bloco; (c) Razão entre o recalque de um grupo de estacas e uma estaca isolada; (d) Recalques individuais das estacas em cada pilar; (e) Recalques obtidos pelo método Meyerhof (1959); (f) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 24 – Estimativa de recalques por Aoki e Lopes (1975) no Edifício A

Pilar	Q (kN)	Coord X	Coord Y	W _P	W _L	W _e	Rec _{AOI} ^(g)
	(a)	(cm) ^(b)	(cm) ^(c)	(mm) ^(d)	(mm) ^(e)	(mm) ^(f)	(mm)
P1A	942,5	200,0	1.807,0	0,000	2,379	1,603	3,982
P2A	1.045,6	755,0	1.808,5	0,000	2,351	1,165	3,516
P3A	888,0	1.472,0	1.506,0	0,000	2,484	1,437	3,921
P4A	707,2	200,0	1.300,5	0,000	3,144	1,012	4,155
P5A	826,3	961,5	1.292,0	0,000	3,202	0,814	4,016
P6A	1.002,0	961,5	975,0	0,000	3,434	1,723	5,157
P7A	771,8	1.297,5	1.060,0	0,000	3,129	0,735	3,864
P8A	1.330,6	200,0	790,5	0,000	3,415	1,711	5,126
P9A	910,7	627,0	798,5	0,000	3,315	0,945	4,260
P10A	850,7	1.808,5	755,0	0,000	2,798	1,627	4,425
P11A	1.086,9	160,0	200,0	0,000	2,574	2,302	4,875
P12A	997,4	794,0	200,0	0,000	3,265	1,310	4,574
P13A	893,9	1.301,5	200,0	0,000	3,066	1,110	4,176
P14A	896,2	1.807,0	200,0	0,000	2,325	1,757	4,082
						RecM^(h):	4,295

(a) Carga do pilar dividida pelo número de estacas de cada bloco; (b) Coordenada cartesiana X referente ao centro de massa do pilar; (c) Coordenada cartesiana Y referente ao centro de massa do pilar; (d) Recalque devido à reação de ponta das estacas; (e) Recalque devido à reação de cargas laterais; (f) Parcela de recalque elástico; (g) Recalques obtidos pelo método Aoki e Lopes (1975); (h) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 25 – Estimativa de recalques por Poulos e Davis (1980) no Edifício A

Pilar	K ^(a)	L/B ^(b)	ψ_1 ^(c)	Rec _{PLD} ^(d)
			(mm)	(mm)
P1A	1.000	25	$8,60 \times 10^{-7}$	1,283
P2A	1.000	25	$9,43 \times 10^{-7}$	1,560
P3A	1.000	25	$8,09 \times 10^{-7}$	1,136
P4A	1.000	25	$5,80 \times 10^{-7}$	1,034
P5A	1.000	25	$7,42 \times 10^{-7}$	1,314
P6A	1.000	25	$9,10 \times 10^{-7}$	1,405
P7A	1.000	25	$6,74 \times 10^{-7}$	2,376
P8A	1.000	25	$1,28 \times 10^{-6}$	2,694
P9A	1.000	25	$8,31 \times 10^{-7}$	1,999
P10A	1.000	25	$7,70 \times 10^{-7}$	1,035
P11A	1.000	25	$9,98 \times 10^{-7}$	1,715
P12A	1.000	25	$9,07 \times 10^{-7}$	1,938
P13A	1.000	25	$8,15 \times 10^{-7}$	1,560
P14A	1.000	25	$8,17 \times 10^{-7}$	1,158
			RecM^(e):	1,586

(a) Relação de rigidez entre a estaca e o solo; (b) Relação entre comprimento e diâmetro da estaca; (c) Recalque da estaca isolada sob carregamento unitário; (d) Recalques obtidos pelo método Poulos e Davis (1980); (e) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

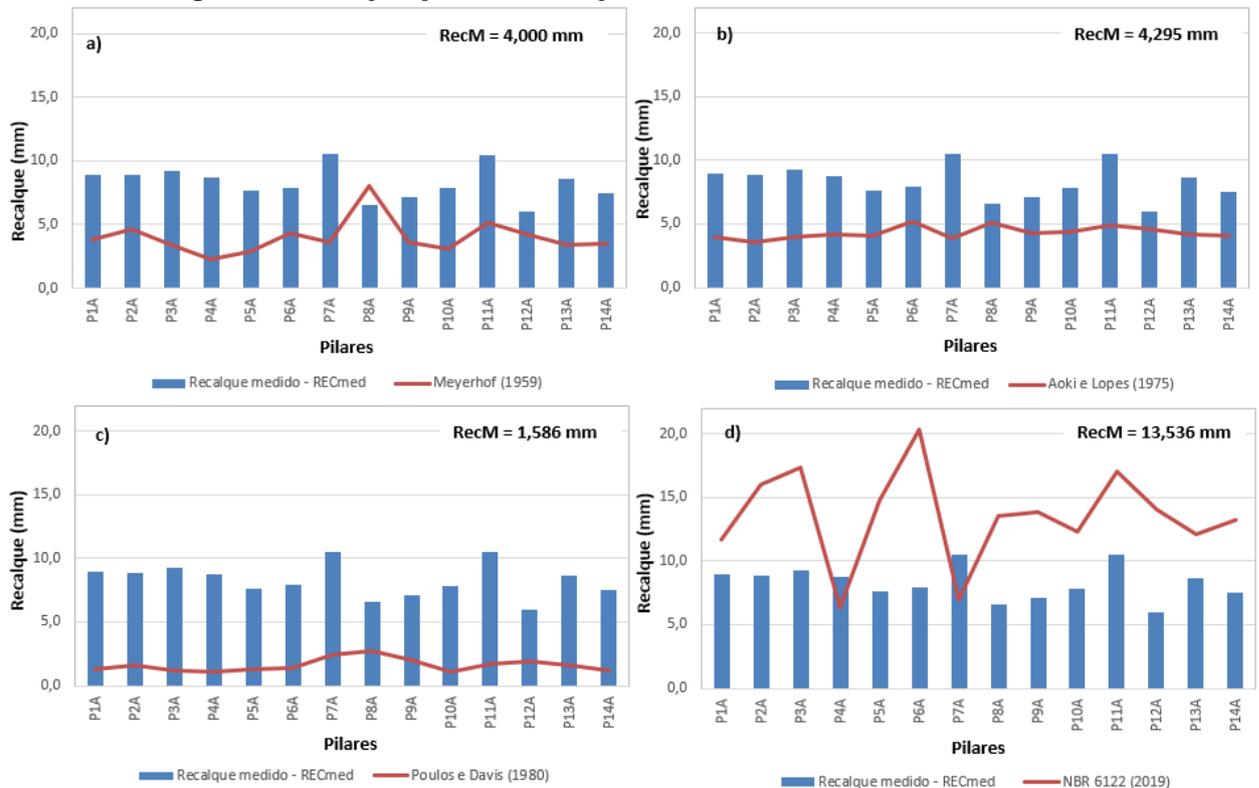
Tabela 26 – Estimativa de recalques pela ABNT NBR 6122 (2019) no Edifício A

Pilar	B (m) ^(a)	L (m) ^(b)	q (kPa) ^(c)	σ^* (kPa) (d)	Rec _{NBR} ^(e) (mm)
P1A	0,50	1,76	123,22	1.789,04	11,639
P2A	0,60	2,10	97,14	1.589,84	15,962
P3A	0,50	1,76	97,14	1.794,41	17,391
P4A	2,00	2,00	123,22	569,65	6,314
P5A	1,50	1,50	97,14	1.215,96	14,800
P6A	0,50	1,76	97,14	2.449,70	20,378
P7A	4,20	4,20	97,14	218,54	6,936
P8A	0,60	2,10	123,22	2.063,83	13,571
P9A	2,10	2,10	97,14	753,21	13,849
P10A	0,50	1,76	97,14	1.838,43	12,316
P11A	0,50	1,76	97,14	2.008,34	16,989
P12A	1,50	1,50	97,14	1.310,74	14,049
P13A	1,50	1,50	97,14	1.036,24	12,128
P14A	0,50	1,76	97,14	2.108,85	13,190
				RecM^(f):	13,536

(a) Menor dimensão da sapata hipotética; (b) Maior dimensão da sapata hipotética; (c) Tensão vertical efetiva aplicada na cota de apoio da sapata; (d) tensão líquida aplicada pela sapata hipotética; (e) Recalques obtidos pelas recomendações da ABNT NBR 6122 (2019); (f) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

Figura 61 – Comparação entre recalques medidos e estimados no Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Destaca-se a grande variabilidade nos valores de recalques obtidos. O pilar P6A, por exemplo, que possui bloco com 2 estacas, teve um recalque medido de 7,92 mm, ao passo que as previsões de recalque dos diferentes métodos variaram de 1,40 mm a 20,38 mm para o referido pilar. No geral, as menores estimativas foram fornecidas pelo método de Poulos e Davis (1980), enquanto as maiores estimativas ficaram por conta das recomendações da NBR 6122 ABNT (2019).

5.4.2 Edifício B

Nas Tabelas 27; 28; 29 e 30 constam alguns dos dados empregados e resultados dos cálculos de estimativa de recalques pelos métodos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019), respectivamente, para o Edifício B.

Tabela 27 – Estimativa de recalques por Meyerhof (1959) no Edifício B

Pilar	ζ ^(a)	n_r ^(b)	ξ ^(c)	w_1 (mm) ^(d)	Rec_{MEY} ^(e) (mm)
P1B	2,52	2	4,66	0,767	3,573
P2B	2,52	2	4,66	1,702	7,930
P3B	2,52	2	4,66	1,126	5,245
P4B	2,52	2	4,66	0,754	3,512
P5B	2,52	2	4,66	0,765	3,563
P6B	2,52	3	5,90	0,818	4,825
P7B	2,52	3	5,90	0,702	4,137
P8B	2,52	3	5,90	0,701	4,132
P9+10B	2,50	4	6,67	0,694	4,627
P11B	2,50	4	6,67	1,364	9,091
P12B	2,52	3	5,90	0,737	4,343
P13B	2,52	3	5,90	0,599	3,530
P14B	2,50	3	5,86	1,218	7,135
P15B	2,50	2	4,63	2,276	10,537
P16B	2,50	2	4,63	1,801	8,338
P17B	2,52	5	7,28	0,340	2,478
P18B	2,50	3	5,86	1,119	6,559
P19B	2,50	3	5,86	1,020	5,977
P20B	2,50	3	5,86	0,610	3,573
P21B	2,52	2	4,66	0,880	4,098
P22B	2,52	2	4,66	0,934	4,351
P23B	2,52	3	5,90	0,635	3,743
P24B	2,50	5	7,23	1,151	8,329
P25B	3,00	3	6,75	0,778	5,252
P26B	2,52	3	5,90	0,679	4,003
				RecM^(f):	5,315

(a) Relação entre espaçamento de estacas do bloco e o diâmetro das estacas; (b) Valor adotado como o maior número entre linhas e colunas no bloco; (c) Razão entre o recalque de um grupo de estacas e uma estaca isolada; (d) Recalques individuais das estacas em cada pilar; (e) Recalques obtidos pelo método Meyerhof (1959); (f) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 28 – Estimativa de recalques por Aoki e Lopes (1975) no Edifício B

Pilar	Q (kN) (a)	Coord X (cm) (b)	Coord Y (cm) (c)	W_P (mm) (d)	W_L (mm) (e)	W_e (mm) (f)	Rec_{AOI} (g)
P1B	917,24	52,78	2.687,61	0,000	3,638	2,903	6,541
P2B	1.374,41	613,53	2.687,61	0,000	4,988	5,036	10,024
P3B	1.117,03	1.441,00	2.687,61	0,000	4,784	3,792	8,576
P4B	908,30	2.001,78	2.687,61	0,000	3,613	2,865	6,478
P5B	915,76	838,78	2.462,61	0,000	5,946	2,897	8,843
P6B	951,60	1.100,28	2.413,21	0,000	6,128	3,052	9,180
P7B	873,31	52,78	2.128,61	0,000	4,927	2,682	7,609
P8B	872,79	2.001,78	2.128,61	0,000	4,957	2,718	7,675
P9B+10	868,32	942,98	1.955,75	0,000	7,240	1,762	9,002
P11B	1.229,36	1.151,28	1.665,49	0,000	7,942	2,807	10,749
P12B	896,79	52,78	1.544,61	0,000	5,724	2,778	8,501
P13B	804,23	2.001,78	1.544,61	0,000	5,789	2,438	8,228
P14B	1.160,40	1.159,92	1.246,11	0,000	8,361	2,599	10,960
P15B	1.610,41	38,78	1.048,11	0,000	13,016	3,906	16,922
P16B	1.415,12	2.001,78	1.048,11	0,000	8,708	3,363	12,071
P17B	640,80	367,78	881,61	0,000	13,792	1,777	15,569
P18B	1.114,02	743,78	884,61	0,000	15,548	2,422	17,970
P19B	1.067,17	1.309,28	884,61	0,000	11,271	2,348	13,618
P20B	811,81	1.691,98	880,61	0,000	9,971	1,648	11,619
P21B	992,71	-0,22	638,61	0,000	11,182	3,169	14,352
P22B	1.026,51	2.054,78	638,61	0,000	8,052	3,377	11,429
P23B	828,42	0,00	0,00	0,000	7,916	2,499	10,415
P24B	1031,05	732,58	10,18	0,000	11,855	2,187	14,042
P25B	924,65	1.322,08	8,86	0,000	7,875	1,948	9,823
P26B	858,03	2.054,44	-2,57	0,000	5,811	2,690	8,501
RecM^(h):							10,748

(a) Carga do pilar dividida pelo número de estacas de cada bloco; (b) Coordenada cartesiana X referente ao centro de massa do pilar; (c) Coordenada cartesiana Y referente ao centro de massa do pilar; (d) Recalque devido à reação de ponta das estacas; (e) Recalque devido à reação de cargas laterais; (f) Parcela de recalque elástico; (g) Recalques obtidos pelo método Aoki e Lopes (1975); (h) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 29 – Estimativa de recalques por Poulos e Davis (1980) no Edifício B

Pilar	K ^(a)	L/B ^(b)	ψ_1 ^(c)	<i>RecPLD</i> ^(d)
			(mm)	(mm)
P1B	100	50	$8,20 \times 10^{-7}$	1,393
P2B	100	50	$1,21 \times 10^{-6}$	2,396
P3B	100	50	$9,88 \times 10^{-7}$	2,044
P4B	100	50	$8,14 \times 10^{-7}$	1,369
P5B	100	50	$8,19 \times 10^{-7}$	1,654
P6B	100	50	$8,43 \times 10^{-7}$	2,051
P7B	100	50	$7,88 \times 10^{-7}$	2,230
P8B	100	50	$7,87 \times 10^{-7}$	2,227
P9B+10B	100	25	$7,84 \times 10^{-7}$	2,250
P11B	100	25	$1,09 \times 10^{-6}$	4,091
P12B	100	50	$8,05 \times 10^{-7}$	2,341
P13B	100	50	$7,30 \times 10^{-7}$	1,902
P14B	100	25	$1,03 \times 10^{-6}$	3,304
P15B	100	25	$1,39 \times 10^{-6}$	3,158
P16B	100	25	$1,25 \times 10^{-6}$	2,499
P17B	100	50	$5,21 \times 10^{-7}$	1,169
P18B	100	25	$9,85 \times 10^{-7}$	3,440
P19B	100	25	$9,37 \times 10^{-7}$	3,135
P20B	100	25	$7,37 \times 10^{-7}$	1,655
P21B	100	50	$8,69 \times 10^{-7}$	1,902
P22B	100	50	$8,92 \times 10^{-7}$	2,020
P23B	100	50	$7,51 \times 10^{-7}$	1,561
P24B	100	25	$1,00 \times 10^{-6}$	3,483
P25B	100	25	$8,25 \times 10^{-7}$	2,605
P26B	100	50	$7,76 \times 10^{-7}$	1,669
			RecM^(e):	2,302

(a) Relação de rigidez entre a estaca e o solo; (b) Relação entre comprimento e diâmetro da estaca; (c) Recalque da estaca isolada sob carregamento unitário; (d) Recalques obtidos pelo método Poulos e Davis (1980); (e) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 30 – Estimativa de recalques pela ABNT NBR 6122 (2019) no Edifício B

Pilar	B (m) ^(a)	L (m) ^(b)	I _p ^(c)	Df (kPa)	Rec _{NBR} ^(e)
				(d)	(mm)
P1B	1,35	1,35	1,12	0,47	7,300
P2B	0,50	1,76	1,86	0,47	9,310
P3B	1,35	1,35	1,12	0,47	8,890
P4B	1,35	1,35	1,12	0,47	7,230
P5B	1,76	1,76	1,12	0,46	7,300
P6B	1,52	2,52	1,41	0,48	8,700
P7B	2,47	2,52	1,13	0,48	8,950
P8B	2,47	2,52	1,13	0,48	8,950
P9B+10B	2,10	5,10	1,63	0,51	7,710
P11B	1,83	4,56	1,65	0,51	10,790
P12B	2,47	2,52	1,13	0,48	9,190
P13B	2,47	2,52	1,13	0,48	8,240
P14B	2,10	3,60	1,43	0,50	9,400
P15B	0,60	2,10	1,86	0,47	9,120
P16B	0,60	2,10	1,86	0,47	8,020
P17B	2,68	3,02	1,18	0,49	6,680
P18B	2,95	3,00	1,13	0,49	9,780
P19B	2,95	3,00	1,13	0,49	9,370
P20B	2,10	3,60	1,43	0,50	6,580
P21B	1,76	1,76	1,12	0,47	8,080
P22B	1,76	1,76	1,12	0,47	8,360
P23B	1,76	2,68	1,37	0,48	6,900
P24B	3,20	3,60	1,18	0,50	9,200
P25B	4,20	4,20	1,12	0,53	8,000
P26B	1,76	2,68	1,37	0,48	7,150
				RecM^(f):	8,367

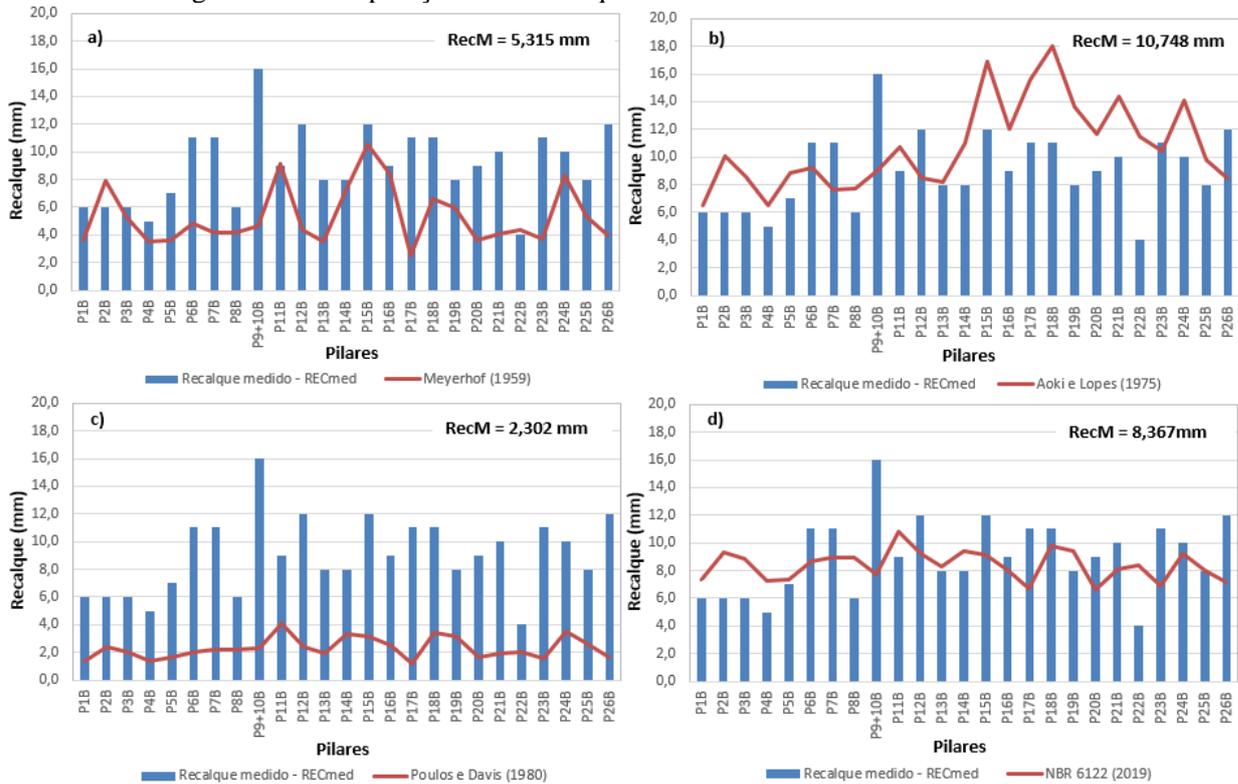
(a) Menor dimensão da sapata hipotética; (b) Maior dimensão da sapata hipotética; (c) Fator de influência dependente da forma e da rigidez da sapata; (d) Correção devida ao embutimento da sapata hipotética; (e) Recalques obtidos pelas recomendações da ABNT NBR 6122 (2019); (f) Recalque médio.

Fonte: Autor (2022)

A Figura 62 apresenta as comparações entre as estimativas dos referidos métodos e os recalques medidos nas últimas leituras de recalques. Mais uma vez destaca-se a variabilidade de medidas de recalque obtidas. O pilar P17B (8 estacas), por exemplo, teve um recalque medido de 11,00 mm, ao passo que as previsões de recalque dos diferentes métodos variaram de 1,17 mm a 15,57

mm para o referido pilar. Os menores valores médios foram fornecidos pelo método de Poulos e Davis (1980), enquanto os maiores valores médios ficaram por conta do método de Aoki e Lopes (1975).

Figura 62 – Comparação entre recalques medidos e estimados no Edifício B



Fonte: Autor (2022)

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RECALQUES OBTIDOS POR MEYERHOF (1959), AOKI E LOPES (1975), POULOS E DAVIS (1980) E NBR 6122 (2019)

A variabilidade detectada na estimativa de recalque de ambos os edifícios é resultado da natureza de cada metodologia. O método de Meyerhof (1959) leva apenas em conta a geometria dos blocos e a relação entre espaçamento e diâmetro como fator de correção dos recalques individuais das estacas (w_1). O método de Poulos e Davis (1980) é dependente de uma série de coeficientes, entre eles, a relação entre rigidez da estaca e do solo, que quando não são adequadamente conhecidos, incorporam essas incertezas nas estimativas de recalque.

De maneira similar, as recomendações da NBR 6122 (2019), as quais estão associadas, nesse estudo, ao método de Schmertmann (1978) e à Teoria da Elasticidade, assim como o método

de Aoki e Lopes (1975), são normalmente dependentes de correlações, como a do módulo de deformabilidade do solo, o qual tem grande impacto no cálculo dos recalques. No Brasil, o índice N_{SPT} é geralmente utilizado para emprego de correlações em detrimento do CPT. As referidas correlações são realizadas com formulações que muitas vezes ignoram aspectos da natureza do solo, como a densidade das areias, por exemplo, a qual tem grande influência nessa correlação (SOUZA; DANZIGER; DANZIGER, 2012). O fato de as estimativas de recalques serem eivadas de incertezas corrobora com a consideração dos recalques como sendo aleatórios.

É interessante notar que a parcela de recalque devido à reação de ponta das estacas (W_P) do método de Aoki e Lopes (1975), em ambos os edifícios, é zero. Isso se dá devido à resistência lateral acumulada ($RL+$) ser maior que a carga atuante no topo das estacas, restando somente a ação de cargas laterais (W_L) e recalque elástico (W_e), de acordo com o referido método.

5.6 OBTENÇÃO DO RECALQUE MÉDIO (RecMal) POR ALMEIDA ET AL. (2019) E VERIFICAÇÃO DO FATOR G PARA OS EDIFÍCIOS A E B

A aplicação das Equações 4.22 e 4.23 conduziram aos resultados de recalque médio conforme preconizado por Almeida et al. (2019), os quais são apresentados na Tabela 31 para os Edifícios A e B.

Tabela 31 – Recalque médio obtido de Almeida et al. (2019)

Dados	Edifício A	Edifício B
ΣN (kN) ^(a)	37.655,63	131.037,69
n_{est} ^(b)	42	136
N_{med} (kN) ^(c)	896,56	963,51
G ^(d)	5,97	5,97
rec _{PC} (mm) ^(e)	0,747	0,835
Rec _{AL} (mm) ^(f)	4,461	4,991

(a) Carga total do edifício; (b) Número total de estacas do edifício; (c) Carga média do edifício; (d) fator de grupo médio conforme Almeida et al. (2019); (e) Recalque obtido das provas de carga de cada edifício correspondente à N_{med} ; (f) Recalque médio obtido de Almeida et al. (2019).

Fonte: Autor (2022)

A Tabela 32 apresenta o fator G para cada bloco de estacas dos Edifícios A e B e suas respectivas médias obtidos com os dados das últimas leituras de recalque (La_5 e Lb_6). Observa-se da referida tabela que as médias de valores do fator G para ambos os edifícios é cerca de 2

vezes maior que a encontrada por Almeida et al. (2019). Percebe-se que a utilização de um fator de grupo (G) com um valor constante deve ser empregada com reservas. Os resultados de Almeida e al. (2019) sugerem um coeficiente de variação da ordem 55% para os edifícios cujas fundações eram compostas por estacas hélice contínua. De fato, o fator G para os referidos edifícios variou de 1 a 17 ao longo das leituras de recalque apresentadas pelos autores. No entanto, os valores médios de G encontrados para os Edifícios A e B estão de acordo com os encontrados por Santos (2020). As diferenças de resultados encontradas em Almeida et al. (2019), em relação aos Edifícios A e B e Santos (2020) se dão, sobretudo, pela diferença de rigidezes do conjunto solo-fundação presentes em cada edifício, as quais influenciam os recalques de grupo.

Tabela 32 – Fator G obtido dos Edifícios A e B

Edifício A		Edifício B	
Pilar	G ^(a)	Pilar	G ^(a)
P1A	10,786	P1B	7,823
P2A	8,860	P2B	3,525
P3A	12,615	P3B	5,329
P4A	20,852	P4B	6,634
P5A	12,205	P5B	9,153
P6A	8,514	P6B	13,443
P7A	19,808	P7B	15,680
P8A	3,787	P8B	8,562
P9A	9,266	P9+10B	23,053
P10A	11,774	P11B	6,600
P11A	9,465	P12B	16,292
P12A	6,494	P13B	13,364
P13A	11,596	P14B	6,570
P14A	10,005	P15B	5,272
-	-	P16B	4,997
-	-	P17B	32,319
-	-	P18B	9,827
-	-	P19B	7,842
-	-	P20B	14,757
-	-	P21B	11,370
-	-	P22B	4,283
-	-	P23B	17,331
-	-	P24B	8,685
-	-	P25B	10,282
-	-	P26B	17,677
Média:	11,14	Média:	11,23

(a) Fator de grupo obtido da Equação 2.31.

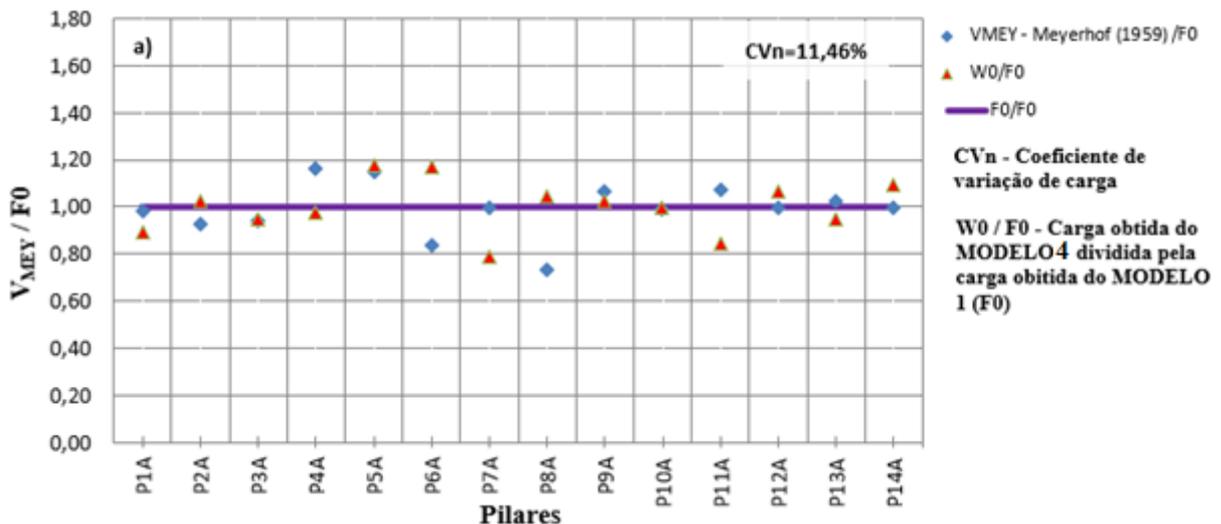
5.7 COMPARAÇÃO DE CARGAS E MOMENTOS FLETORES OBTIDOS DOS MODELOS 2, 3 E 4 COM RESPEITO AO MODELO 1

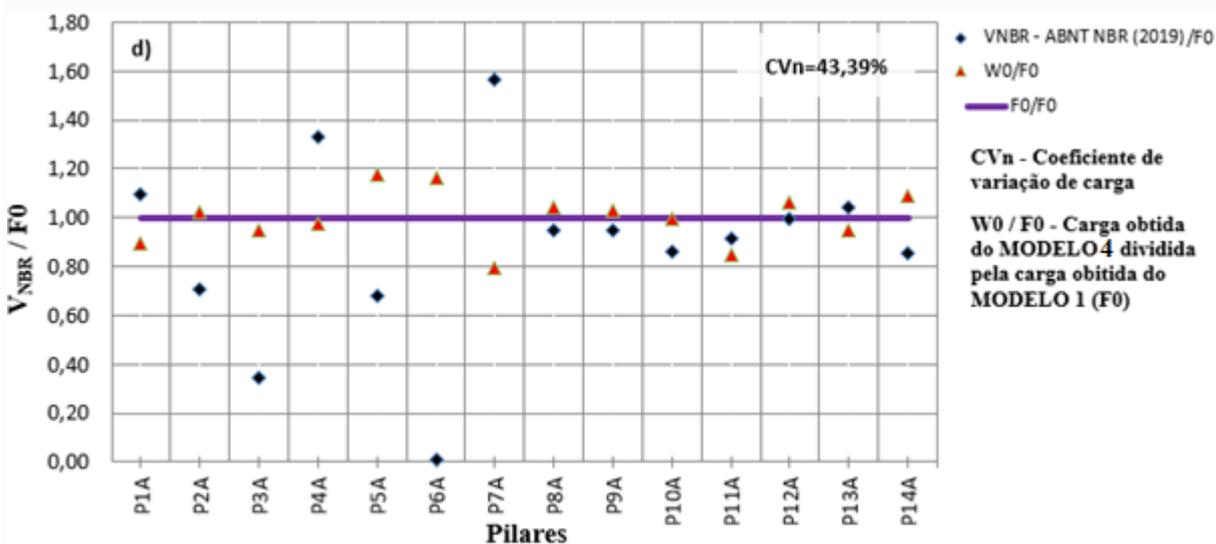
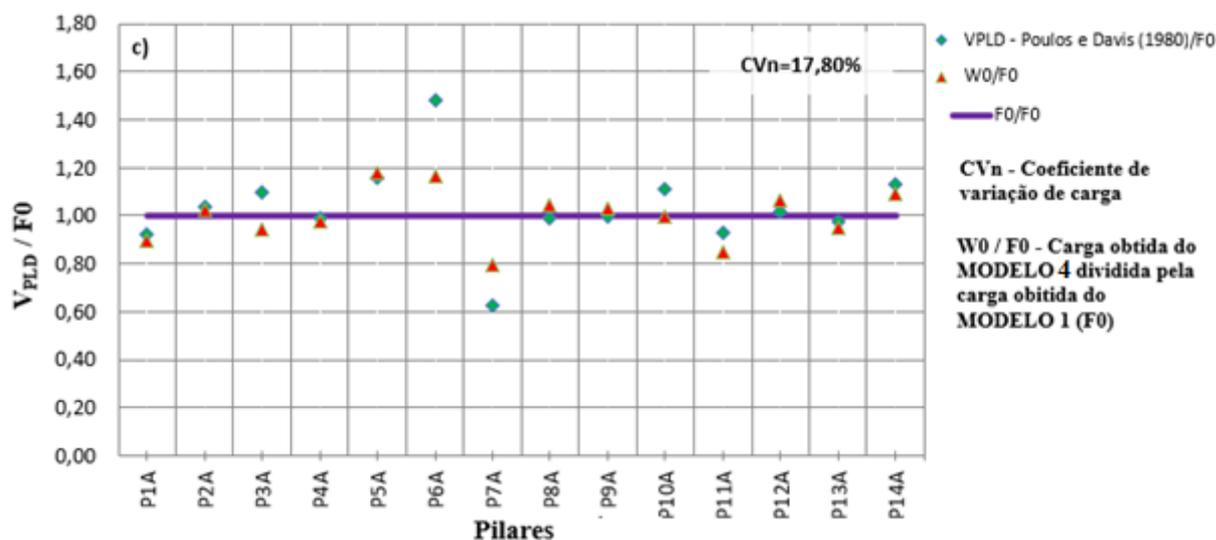
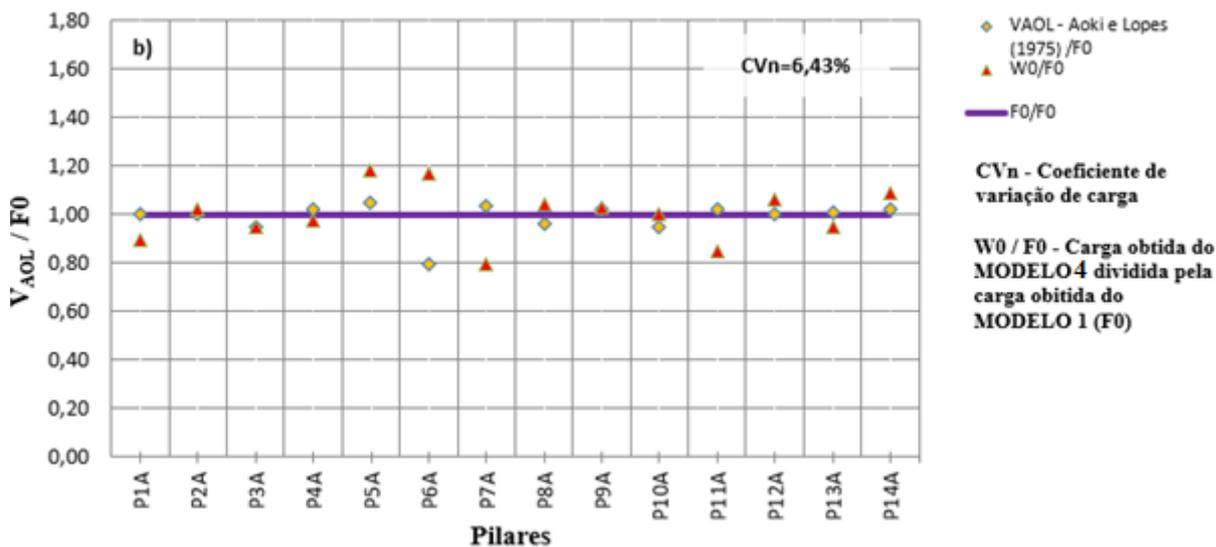
Para visualizar os efeitos das incertezas na previsão de recalques na redistribuição de esforços, apresentam-se as comparações das diversas ISE (MODELO 2) em relação ao MODELO 1, em termos de relações entre cargas (V_{MEY}/F_0 , V_{AOL}/F_0 , V_{PLD}/F_0 , V_{NBR}/F_0) e momentos (M_{MEY}/M_{F0} , M_{AOL}/M_{F0} , M_{PLD}/M_{F0} , M_{NBR}/M_{F0}). Também para efeito de comparação, estão presentes as relações W_0/F_0 para cargas e M_{V0}/M_{F0} e M_{W0}/M_{F0} para os momentos. Devido a grandes diferenças nos valores das relações de momentos, esses gráficos são apresentados em escalas verticais diferentes.

5.7.1 Edifício A

A Figura 63 apresenta as comparações V_{MEY}/F_0 , V_{AOL}/F_0 , V_{PLD}/F_0 e V_{NBR}/F_0 , respectivamente. Como já visto no item 5.2.1, a relação W_0/V_0 revela que o Pilar P6A aumenta a carga em 17%, enquanto o Pilar P7A diminui em 21%. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), o Pilar P7A chega a aumentar a carga em 56%, ao mesmo tempo em que a carga do Pilar P6A fica próxima a zero. Quando se considera Meyerhof (1959), o Pilar P7A não sofre alteração de carga, ao passo que o Pilar P6A diminui sua carga em 16%. Considerando o método de Aoki e Lopes (1975), o Pilar P7A tem aumento de carga de 4% enquanto o Pilar P6A tem diminuição de 21%. Já quando considerado o método de Poulos e Davis (1980), o Pilar P7A apresenta 38% de redução enquanto o pilar P6A tem um aumento de 48%.

Figura 63 – Comparação de relações de carga entre MODELO 2 e MODELO 1 no Edifício A





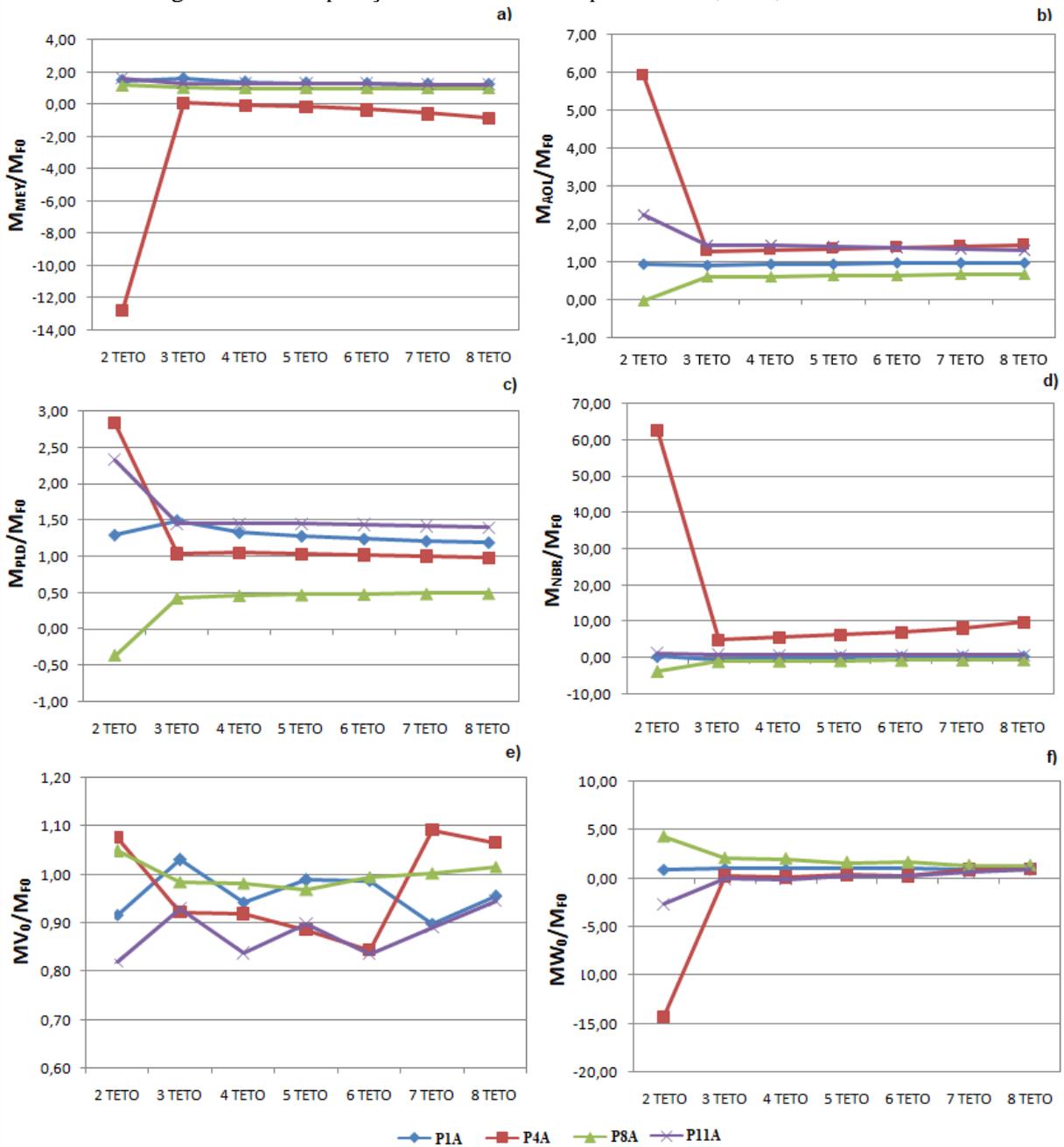
Fonte: Autor (2022)

Na Figura 63 estão também indicados na parte superior direita de cada método de estimativa de recalque, os coeficientes de variação (CV_n) das relações entre cargas dos MODELOS 2 e 1. Observa-se como os valores de recalque, com suas consequências nos resultados das ISE, influenciam na dispersão em relação aos valores médios das relações de carga de cada método. Percebe-se que os métodos de Meyerhof (1959) e Poulos e Davis (1980), apresentaram valores de CV_n cerca de 2 e 3 vezes, respectivamente, maiores que o método de Aoki e Lopes (1975). As recomendações da NBR 6122 (2019) apresentaram uma dispersão cerca de 7 vezes maior que Aoki e Lopes (1975), se destacando em relação aos demais métodos. As variabilidades verificadas ocorrem devido aos diferentes conjuntos de rigidez dos coeficientes de reação vertical (k_v), obtidos em função das estimativas de recalques.

A Figura 64 apresenta a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado por P1A; P4A; P8A e P11A. Observa-se a variabilidade de intensidade de momentos em cada método com respeito ao modelo que considera os pilares indeslocáveis. O Pilar P4A, por exemplo, apresenta a maior variação quando comparado aos demais. Quando considerado o método de Meyerhof (1959), o momento no Pilar P4A é 13 vezes maior e com sinal invertido no 2º teto. Com o método de Aoki e Lopes (1975), o momento no Pilar P4A é 6 vezes maior no 2º teto. Com o método de Poulos e Davis (1980), seu momento é 3 vezes maior no 2º teto. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), seu momento é 62 vezes maior no 2º teto. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), é cerca de 10% maior. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), é 14 vezes maior e com sinal invertido.

A Figura 65 apresenta a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado pelos Pilares P5A e P6A. Mais uma vez verifica-se a variabilidade de intensidade de momentos em cada método com respeito ao modelo que considera os pilares indeslocáveis. O Pilar P5A, por exemplo, apresenta a maior variação quando comparado ao Pilar P6A. Quando considerado o método de Meyerhof (1959), o momento no Pilar P5A é 20 vezes maior e com sinal invertido no 2º teto. Com o método de Aoki e Lopes (1975), o momento no Pilar P5A é 40 vezes maior no 2º teto e com sinal invertido. Com o método de Poulos e Davis (1980), seu momento é 35 vezes maior no 2º teto. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), seu momento é 160 vezes maior no 2º teto. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), é cerca de 5 vezes maior e com sinal invertido. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), é 20 vezes maior e com sinal invertido.

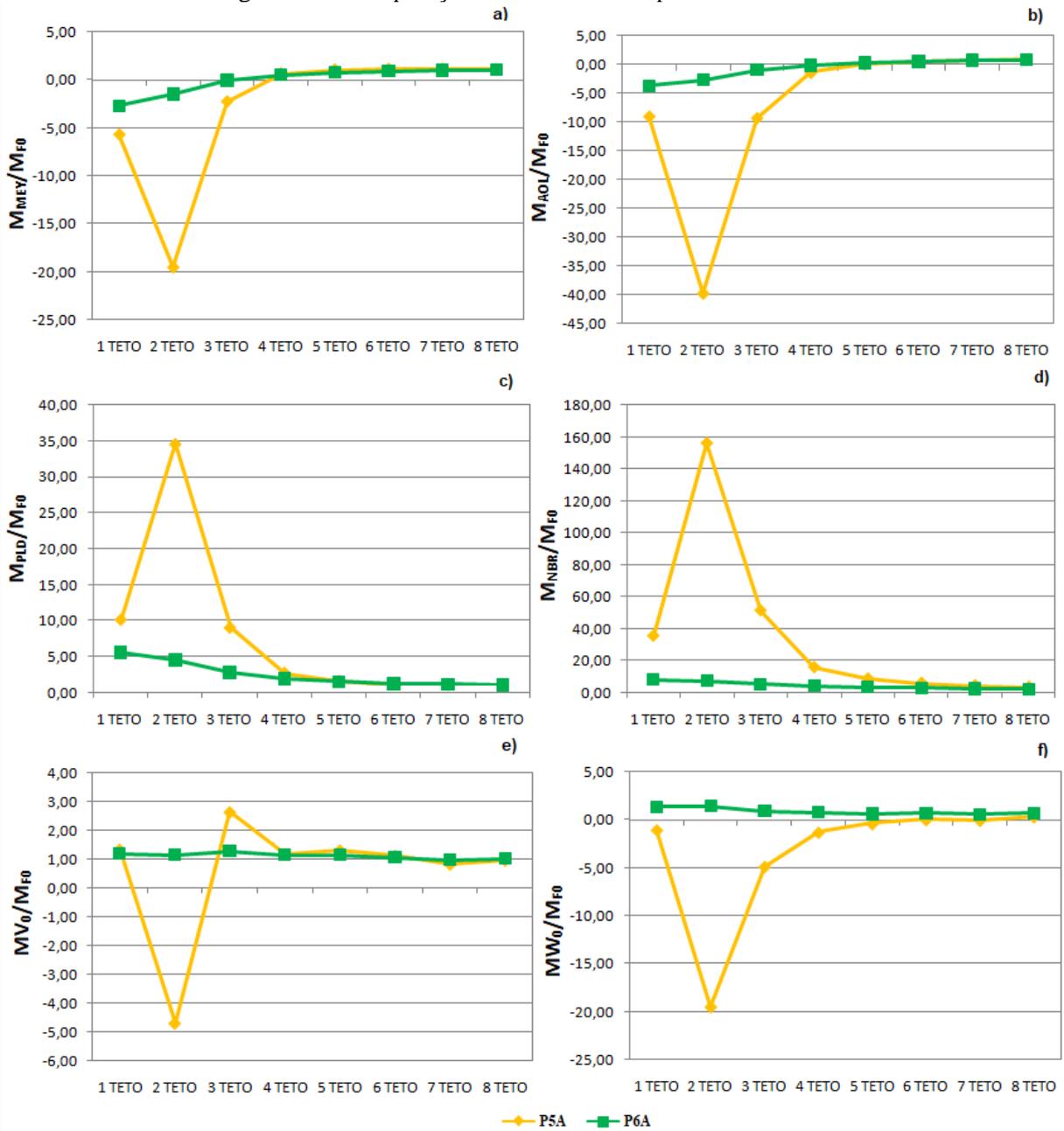
Figura 64 – Comparação de momentos no pórtico P1A; P4A; P8A e P11A



M_{F0} - Momentos obtidos do **MODELO 1**
M_{MEY} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)
M_{AO L} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)
M_{PLD} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)
M_{NBR} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)
M_{V0} - Momentos obtidos do **MODELO 3**
M_{W0} - Momentos obtidos do **MODELO 4**

Fonte: Autor (2022)

Figura 65 – Comparação de momentos no pórtico P5A e P6A



M_{F0} - Momentos obtidos do MODELO 1

M_{MEY} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)

M_{AOI} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)

M_{PLD} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)

M_{NBR} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)

M_{V0} - Momentos obtidos do MODELO 3

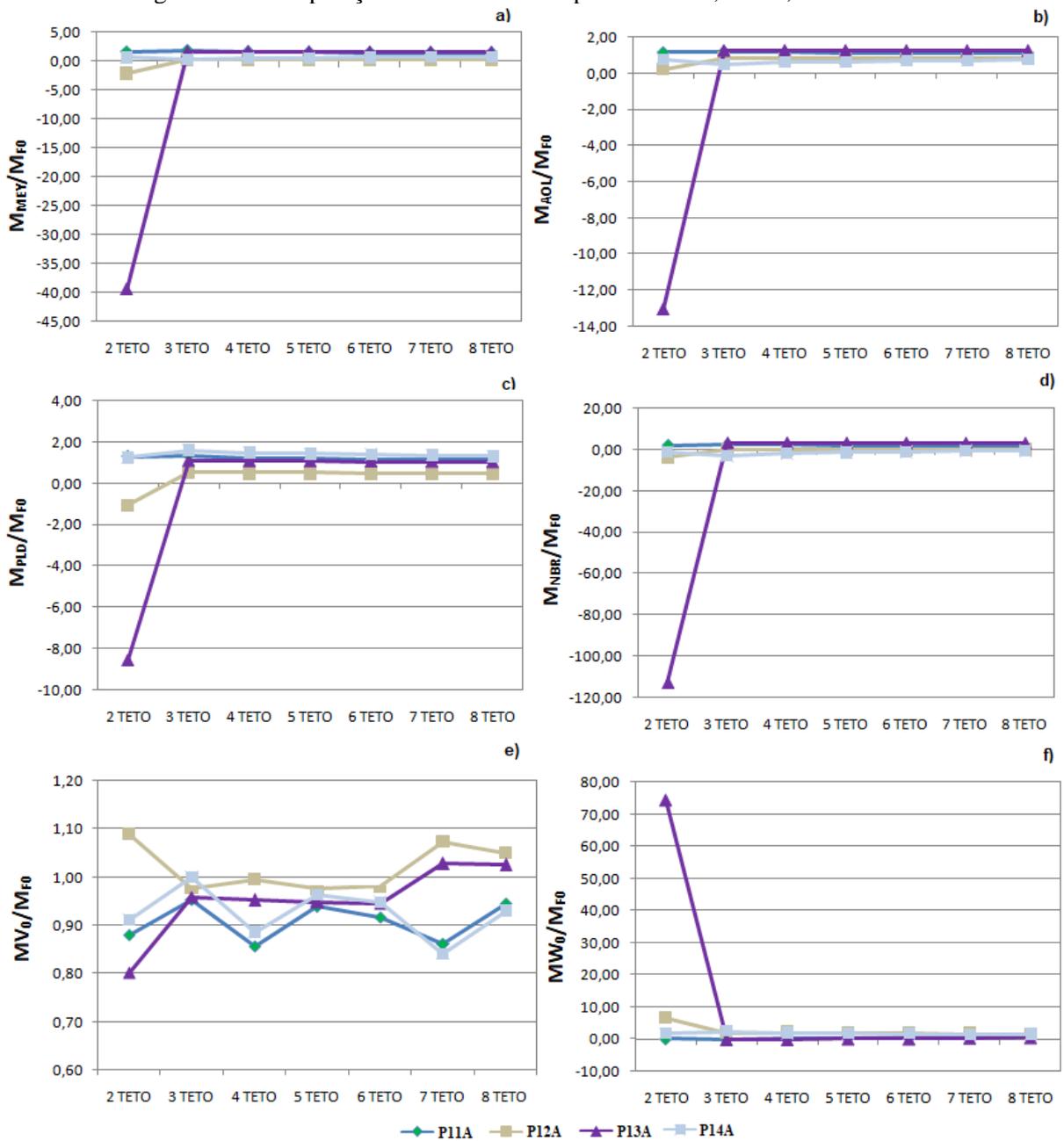
M_{W0} - Momentos obtidos do MODELO 4

Fonte: Autor (2022)

A Figura 66 apresenta a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado pelos Pilares P11A; P12A; P13A e P14A. A exemplo do observado nos pórticos anteriores,

verifica-se a variabilidade de intensidade de momentos em cada método com respeito ao modelo que considera os pilares indeslocáveis.

Figura 66 – Comparação de momentos no pórtico P11A; P12A; P13A e P14A



M_{F0} - Momentos obtidos do **MODELO 1**

M_{M_{EY}} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)

M_{AOL} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)

M_{PLD} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)

M_{NBR} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)

M_{V0} - Momentos obtidos do **MODELO 3**

M_{W0} - Momentos obtidos do **MODELO 4**

Fonte: Autor (2022)

Tratando da Figura 66, o Pilar P13A, por exemplo, apresenta a maior variação quando comparado aos demais. Quando considerado o método de Meyerhof (1959), o momento no Pilar P13A é 40 vezes maior e com sinal invertido no 2º teto. Com o método de Aoki e Lopes (1975), o momento no Pilar P13A é 13 vezes maior e com sinal invertido no 2º teto. Com o método de Poulos e Davis (1980), seu momento é 8 vezes maior e com sinal invertido no 2º teto. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), seu momento é 113 vezes maior e com sinal invertido no 2º teto. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), é cerca de 20% menor. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), é 74 vezes maior.

A variabilidade detectada nas Figuras 64; 65 e 66, no caso dos métodos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019), respectivamente, também é devido aos diferentes conjuntos de rigidez dos coeficientes de reação vertical (k_v), obtidos em função das estimativas de recalques. Os momentos fletores sofreram modificações consideráveis com as ISE, inclusive com mudança de sinal, de acordo com o que já havia observado Holanda (1998). No caso dos momentos obtidos do MODELO 4 (MW0/MF0), a variabilidade é devida à imposição dos recalques medidos e da rigidez da estrutura. No caso dos momentos obtidos no MODELO 3 (MV0/MF0), está presente apenas a influência da rigidez estrutural, o que torna esse modelo aquele com a menor variação de momentos.

Verifica-se que dependendo do método de estimativa de recalque, um mesmo pilar pode apresentar momentos com sinais trocados ou não, além de intensidades notadamente diferentes. Os Pilares P4A e P13A e P5A são os que possuem menor rigidez em relação a seus respectivos pórticos. Os Pilares P4A e P13A não possuem travamento algum no 1º pavimento. Apesar de o Pilar P8A estar na mesma condição dos Pilares P4A e P13A, sua proximidade com Pilar P9A (menos rígido) faz com que haja uma tendência à migração de esforços para este último. No caso do pórtico P5A e P6A, nota-se que o Pilar P6A forma pórtico diretamente com o Pilar P7A, pilar mais rígido do edifício, tornando-o mais rígido que o Pilar P5A. Na maioria dos casos observados, há uma tendência de migração de momentos dos elementos mais rígidos para os menos rígidos.

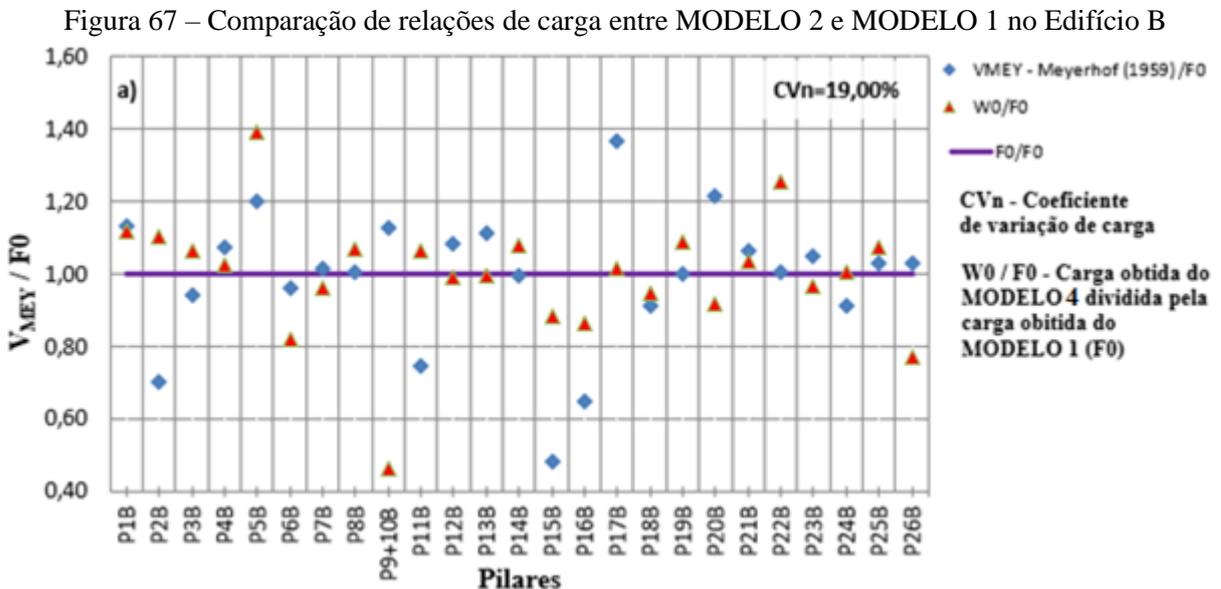
Conforme verificado por Iwamoto (2000), nota-se que as diferenças são maiores nas proximidades dos pavimentos inferiores, onde o efeito da ISE (MODELO 2) é mais pronunciado. Isso ocorre devido aos primeiros pavimentos serem mais sensíveis (em termos de deslocamento) aos coeficientes de reação vertical (k_v) empregados. O fato de os modelos

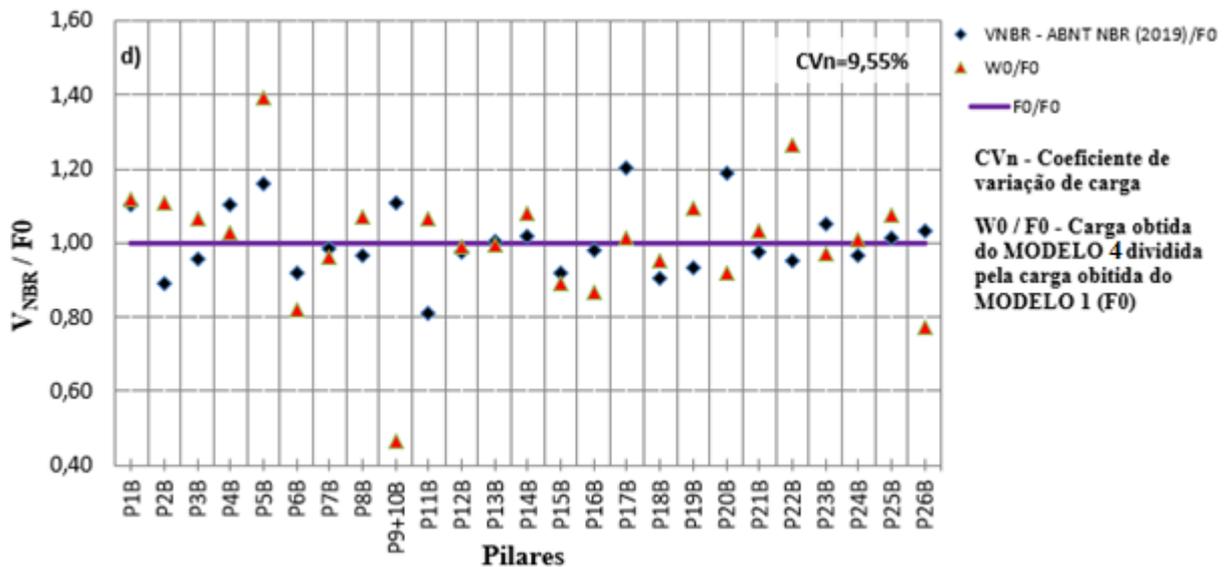
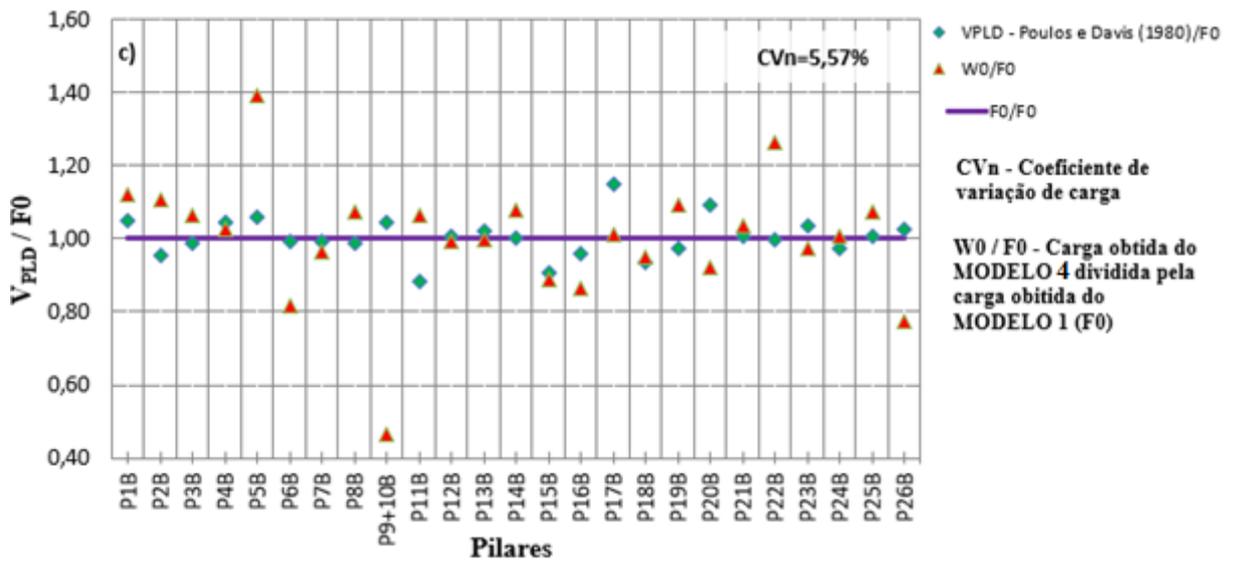
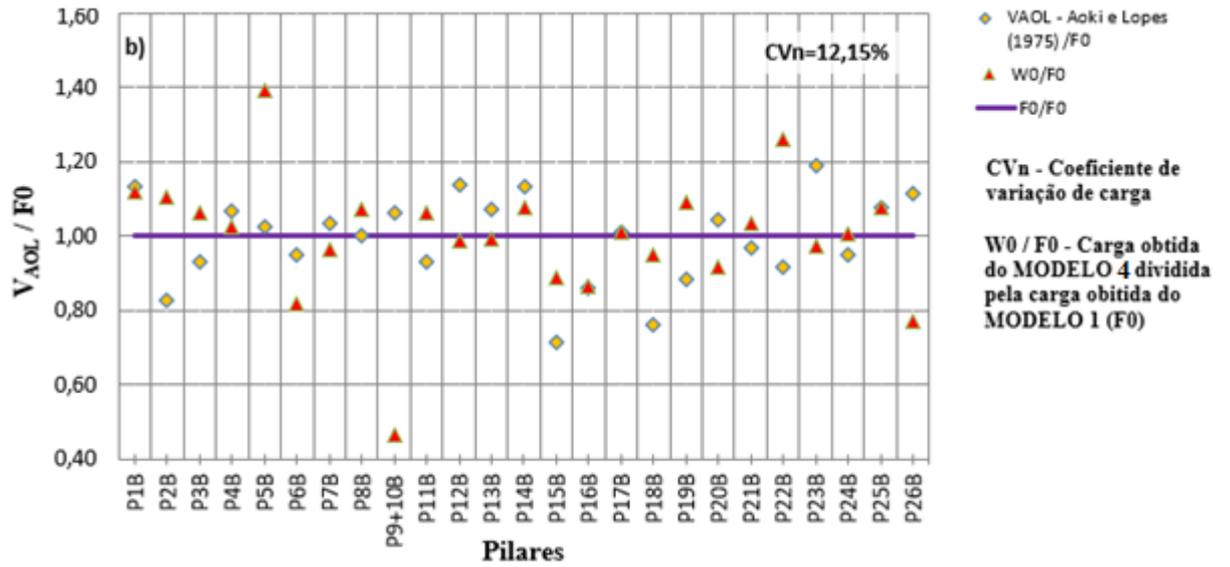
somente permitirem a translação vertical também exerce forte influência na distribuição dos esforços.

5.7.2 Edifício B

A Figura 67 apresenta as comparações V_{MEY}/F_0 , V_{AOL}/F_0 , V_{PLD}/F_0 e V_{NBR}/F_0 , respectivamente. Foi visto no item 5.2.2, que na relação W_0/V_0 os pilares associados P9+10B diminuem a carga em 53%, enquanto o Pilar P5B aumenta a carga em 39%. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), os pilares associados P9+10B aumentam a carga em 11% ao mesmo tempo em que o Pilar P5B aumenta a carga em 16%. Quando se considera Meyerhof (1959), os pilares associados P9+10B aumentam a carga em 13%, ao passo que o Pilar P5B aumenta a carga em 20%. Considerando o método de Aoki e Lopes (1975), os pilares associados P9+10B tem aumento de carga de 6% enquanto o Pilar P5B tem aumento de 3%. Já quando considerado o método de Poulos e Davis (1980) o Pilar P9+10B apresenta 4% de aumento enquanto o pilar P5B tem um aumento de 6%.

Fica evidente que nenhum dos métodos empregados na estimativa de recalque foi capaz de prever o comportamento dos pilares associados P9+10B, uma vez que todos lhe atribuem aumento de carga, quando na verdade, o comportamento aferido com o auxílio dos deslocamentos prescritos (MODELO 4) é de alívio para os referidos pilares associados. Além disso, pilares como o P7B e P12B são previstos ora com alívio de cargas – ISE com base nos recalques obtidos com as recomendações da ABNT NBR (2019) – ora como aumento de cargas – ISE com base nos recalques obtidos do método de Meyerhof (1959).





Fonte: Autor (2022)

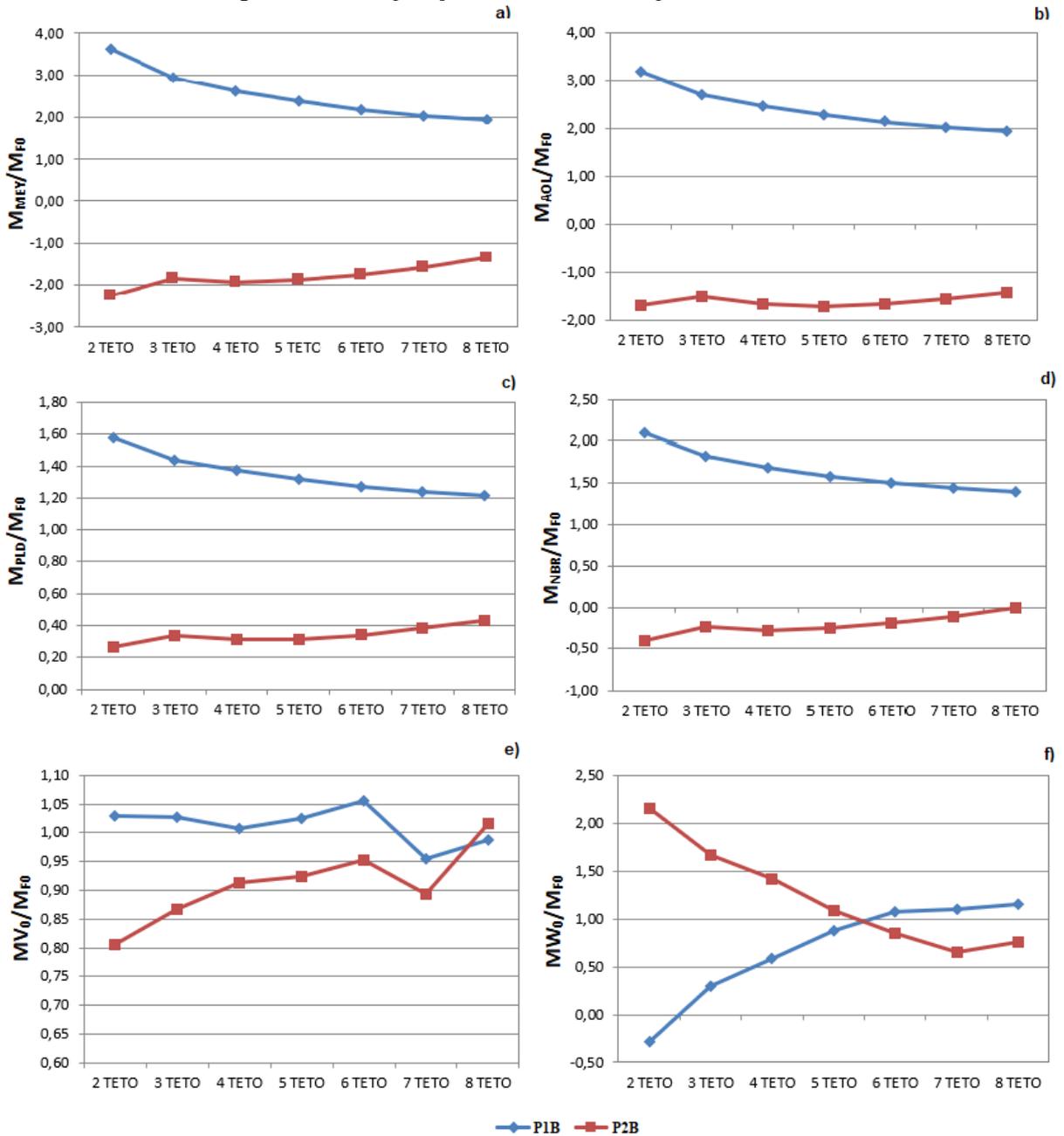
Mais uma vez estão presentes os coeficientes de variação de carga (CVn) na parte superior direita da Figura 67. Confirma-se no Edifício B o que foi constatado no Edifício A: os valores estimados de recalque influenciam os CVn de cada método. Observa-se que o método de Meyerhof (1959) apresentou valor de CVn cerca de 3,5 maior que o método de Poulos e Davis (1980). Já o método de Aoki e Lopes (1975) e as recomendações da NBR 6122 (2019) apresentaram uma dispersão cerca de 2 vezes maior que o método de Poulos e Davis (1980). Como tratado anteriormente, as variabilidades verificadas ocorrem devido aos diferentes conjuntos de rigidez dos coeficientes de reação vertical (k_v), obtidos em função da estimativa de recalques.

A Figura 68 apresenta a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado por P1B e P2B. É possível observar que quando considerados os métodos de Meyerhof (1959) e Aoki e Lopes (1975), o comportamento dos pilares é semelhante, com o Pilar P1B apresentando uma intensidade de momento de 3,5 e 3 vezes maior em relação ao MODELO 1 no 1º teto, respectivamente. No entanto, em ambos os casos, o sinal do momento do Pilar P2B está invertido. Considerando o método de Poulos e Davis (1980), a intensidade do momento do Pilar P1B é 60% maior no 1º teto e não ocorre inversão de momentos em nenhum dos pilares. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), o momento do Pilar P1B é 2 vezes maior no 2º teto e o sinal do momento do Pilar P2B está invertido até o 8º teto. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), os momentos apresentam as menores variações de intensidade (entre -20% e 5%) e não há inversão de sinais. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), o Pilar P1B apresenta momento cerca de 70% menor e com sinal invertido no 1º teto enquanto o Pilar P2B apresenta momento cerca de 2 vezes maior.

A Figura 69 apresenta a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado por P5B e P6B. Observa-se que quando considerado o método de Meyerhof (1959) os Pilares P5B e P6B apresentam intensidade de momento de 4,5 e 4 vezes maior em relação ao MODELO 1 no 1º teto, respectivamente, sendo que ambos têm o sinal invertido. Os sinais também estão invertidos quando considerado o método de Aoki e Lopes (1975), mas o Pilar P5B tem intensidade 20% menor. Com o método de Poulos e Davis (1980), os Pilares P5B e P6B têm os sinais invertidos, mas com intensidades de 1 e 1,5, respectivamente, em relação ao MODELO 1. Os sinais estão invertidos quando se consideram as recomendações da NBR 6122 (2019), mas com intensidades de 2,5 e 7 para os Pilares P5B e P6B, respectivamente. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), os momentos apresentam variações de intensidade entre -8%

e 5% no 1º teto, e não há inversão de sinais. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), o Pilar P5B apresenta momento cerca de 20 vezes maior e com sinal invertido no 1º teto enquanto o Pilar P2B apresenta momento cerca de 10 vezes maior.

Figura 68 – Comparação de momentos no pórtico P1B e P2B



MFO - Momentos obtidos do MODELO 1

MMEY - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)

MAOL - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)

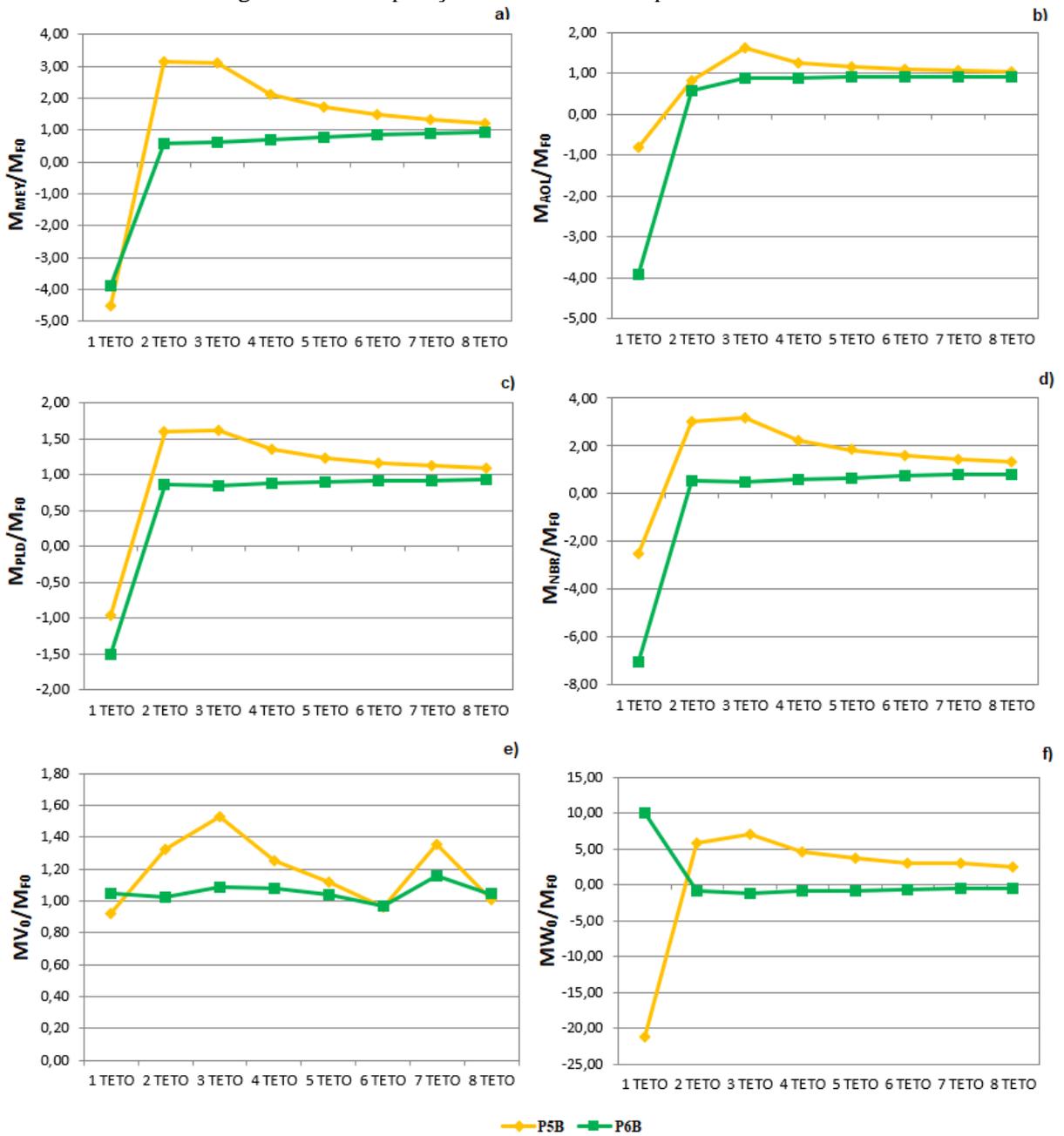
MPLD - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)

MNBR - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)

MV0 - Momentos obtidos do MODELO 3

MW0 - Momentos obtidos do MODELO 4

Figura 69 – Comparação de momentos no pórtico P5B e P6B



M_{F0} - Momentos obtidos do MODELO 1
M_{Mey} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)
M_{AOL} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)
M_{PLD} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)
M_{NBR} - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)
M_{V0} - Momentos obtidos do MODELO 3
M_{W0} - Momentos obtidos do MODELO 4

Fonte: Autor (2022)

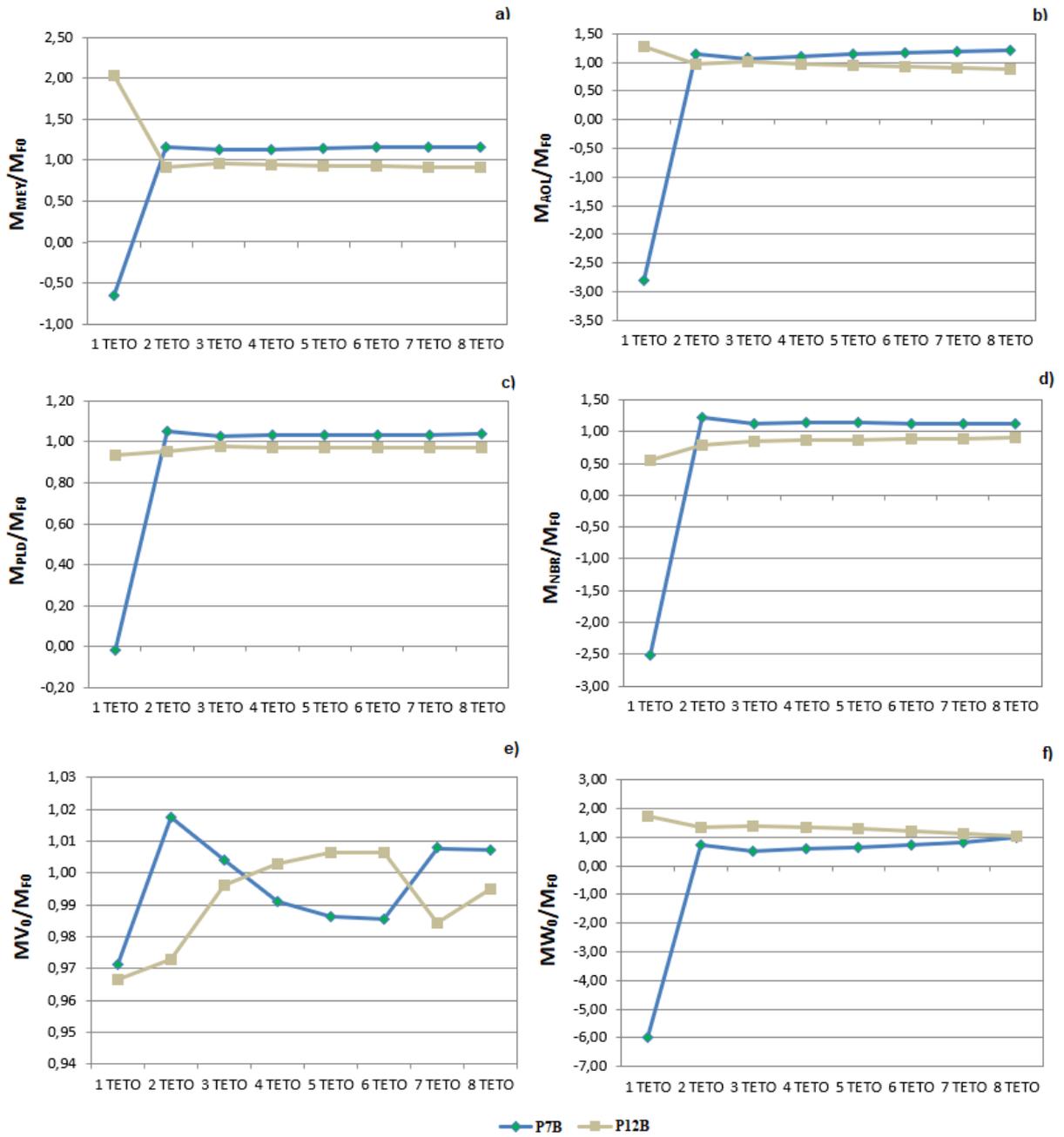
A Figura 70 apresenta a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado por P7B e P12B. Quando considerado o método de Meyerhof (1959), o Pilar P7B apresenta

intensidade de momento 30% menor e com sinal invertido, enquanto o Pilar P12B apresenta intensidade 2 vezes maior no 1º teto. Considerando Aoki e Lopes (1975), no Pilar P7B, a intensidade de momento é cerca de 3 vezes maior e com sinal invertido, enquanto no Pilar P12B é 27% maior. Com o método de Poulos e Davis (1980), a intensidade de momento no P7B é cerca de 98% menor e com sinal invertido, enquanto é 7% menor no Pilar P12B. Com as recomendações da NBR 6122 (2019), a intensidade do momento é 2,5 vezes maior e com sinal invertido no Pilar P7B, ao mesmo tempo em que é 50% menor no Pilar P12B. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), os momentos apresentam variações de intensidade de cerca de 3% no 1º teto, e não há inversão de sinais. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), o Pilar P7B apresenta momento cerca de 6 vezes maior e com sinal invertido no 1º teto, enquanto o Pilar P12B apresenta momento cerca de 70% maior.

Na Figura 71 observa-se a comparação de momentos próximos aos pilares do pórtico formado por P11B, P14B e P19B. Destaca-se o comportamento do Pilar P19B. Para o referido pilar, quando considerado o método de Meyerhof (1959), a intensidade do momento é 65% menor em relação ao MODELO 1 no 1º teto. Considerando Aoki e Lopes (1975), tem intensidade de momento de 2,5 vezes maior, e ao longo dos demais pavimentos, o sinal está invertido. Considerando Poulos e Davis (1980) e as recomendações da NBR 6122 (2019) a intensidade é cerca de 25% menor no 1º teto e não há inversões de sinal em nenhum teto. Na comparação com o MODELO 3 (MV0/MF0), o momento do Pilar P19B tem intensidade cerca de 3% menor no 1º teto, e não há inversão de sinais. Já na comparação com o MODELO 4 (MW0/MF0), o referido pilar apresenta intensidade de momento cerca de 80% maior.

A exemplo do Edifício A, as variabilidades detectadas nos momentos fletores são função dos diferentes conjuntos de rigidez dos coeficientes de reação vertical (k_v), obtidos em função das estimativas de recalques no MODELO 2, cabendo aqui a mesma explicação dada para o Edifício A sobre comportamento dos MODELOS 3 e 4 em relação aos referidos modelos no Edifício B. No Edifício B a identificação dos pilares mais rígidos ou menos rígidos não é trivial, sobretudo por tratar-se de edifício constituído por lajes lisas, e, portanto, ter poucos pórticos conectando os pilares centrais aos periféricos. No entanto, é possível observar que na maioria dos casos, conforme verificado por Iwamoto (2000), as diferenças de esforços são maiores nas proximidades dos pavimentos inferiores.

Figura 70 – Comparação de momentos no pórtico P7B e P12B



MFO - Momentos obtidos do MODELO 1

MMEY - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)

MAOL - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)

MPLD - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)

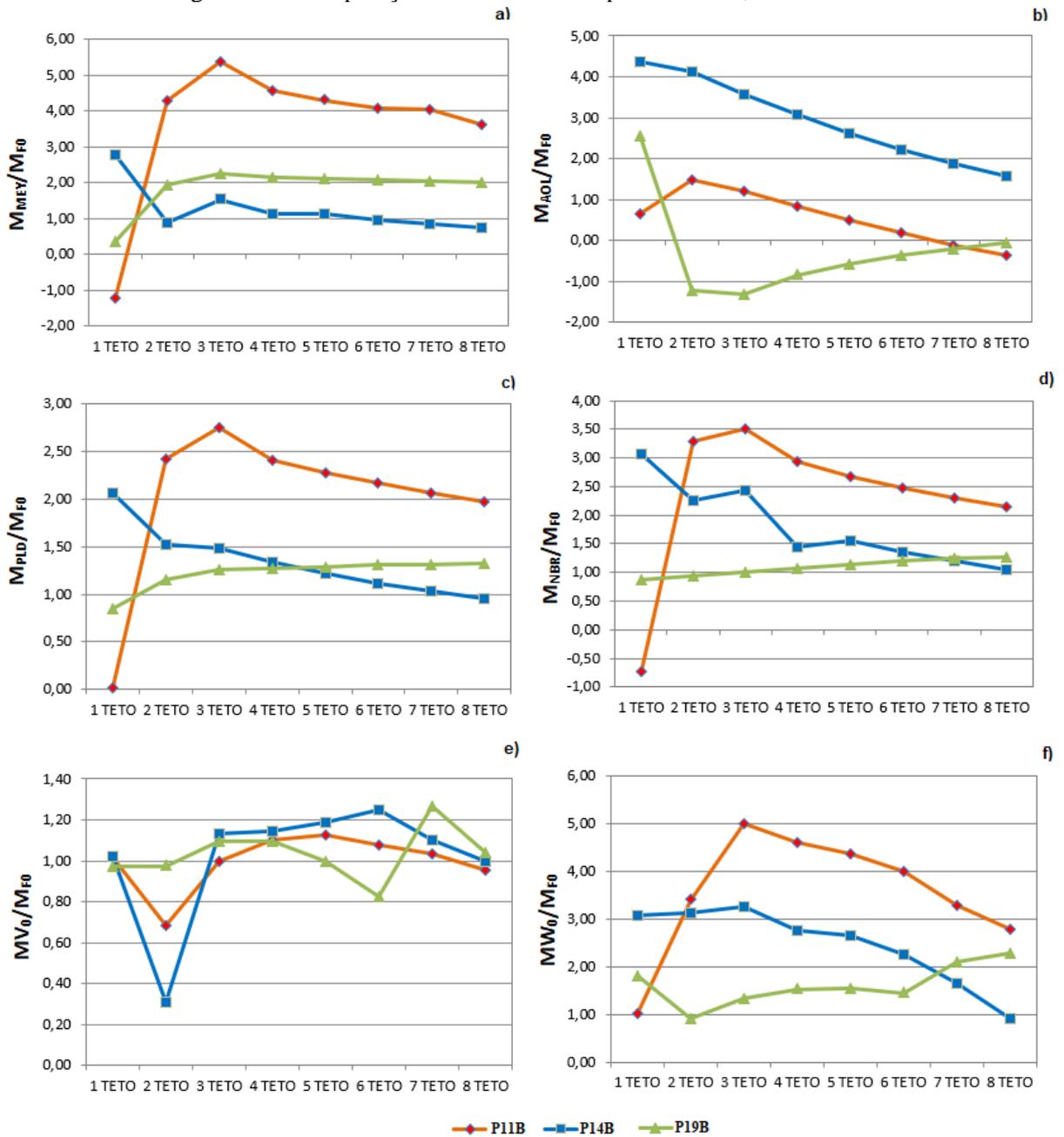
MNBR - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)

MV0 - Momentos obtidos do MODELO 3

MW0 - Momentos obtidos do MODELO 4

Fonte: Autor (2022)

Figura 71 – Comparação de momentos no pórtico P11B; P14B e P19B



MFO - Momentos obtidos do MODELO 1

MMEY - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Meyerhof (1959)

MAOL - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Aoki e Lopes (1975)

MPLD - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados por Poulos e Davis (1980)

MNBR - Momentos obtidos da interação solo estrutura com recalques estimados pela NBR 6122 (2019)

MV0 - Momentos obtidos do MODELO 3

MW0 - Momentos obtidos do MODELO 4

Fonte: Autor (2022)

Quando se observa as comparações de esforços axiais e de momentos no MODELO 2, fica evidenciado o impacto que as incertezas nas previsões de recalques causam na redistribuição de esforços. Dada a variabilidade de comportamento verificada nos diversos modelos, em

ambos os edifícios, atesta-se a importância de se considerar as solicitações como pertencentes a curvas de probabilidade de solicitação.

5.8 VERIFICAÇÃO DO FATOR AR

Nas Tabelas 33 e 34 encontram-se os comportamentos dos carregamentos verticais dos pilares dos Edifícios A e B, respectivamente, quanto ao fator AR (Equação 2.5) idealizado por Gusmão (1990) e aplicados aos métodos estimativos de recalque em comparação às cargas do MODELO 1. As informações estão destacadas em azul quando a previsão é igual à medição.

Tabela 33 – Comportamento dos carregamentos verticais considerando o fator AR no Edifício A

Pilar	Métodos de estimativa de recalques ^{(a)(b)}							
	MEY ^(c)		AOL ^(d)		PLD ^(e)		NBR ^(f)	
	Previsto	Medido	Previsto	Medido	Previsto	Medido	Previsto	Medido
P1A	AC	AL	AC	AL	AC	AL	AC	AC
P2A	AL	AL	AC	AC	AC	AC	AL	AL
P3A	AC	AL	AC	AL	AC	AC	AL	AL
P4A	AC	AC	AC	AC	AC	AL	AC	AC
P5A	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AL	AL
P6A	AL	AL	AL	AL	AC	AC	AL	AL
P7A	AC	AL	AC	AC	AL	AL	AC	AC
P8A	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL
P9A	AC	AC	AC	AC	AL	AL	AL	AL
P10A	AC	AL	AL	AL	AC	AC	AC	AL
P11A	AL	AC	AL	AC	AL	AL	AL	AL
P12A	AL	AL	AL	AL	AL	AC	AL	AL
P13A	AC	AC	AC	AC	AC	AL	AC	AC
P14A	AC	AL	AC	AC	AC	AC	AC	AL

(a) AC – Acréscimo de carregamento; (b) AL – Alívio de carregamento; (c) Verificação de acordo com o método de Meyerhof (1959); (d) Verificação de acordo com o método de Aoki e Lopes (1975); (e) Verificação de acordo com o método de Poulos e Davis (1980); (f) Verificação de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6122 (2019).

Fonte: Autor (2022)

Os resultados da Tabela 33 revelam que os efeitos no carregamento causados pelo método de Meyerhof (1959) têm um nível de acerto de 57% entre previsão e medição. Os efeitos causados pelo método de Aoki e Lopes (1975) têm nível de acerto de 78%. Os efeitos causados pelo método de Poulos e Davis (1980) têm nível de acerto de 71% e o pelas recomendações da NBR 6122 (2019), 85%.

Tabela 34 – Comportamento dos carregamentos verticais considerando o fator AR no Edifício B

Pilar	Métodos de estimativa de recalques ^{(a)(b)}							
	MEY ^(c)		AOL ^(d)		PLD ^(e)		NBR ^(f)	
	Previsto	Medido	Previsto	Medido	Previsto	Medido	Previsto	Medido
P1B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC
P2B	AL	AL	AC	AL	AL	AL	AL	AL
P3B	AC	AL	AC	AL	AC	AL	AL	AL
P4B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC
P5B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC
P6B	AC	AL	AC	AL	AC	AL	AL	AL
P7B	AC	AC	AC	AC	AC	AL	AL	AL
P8B	AC	AC	AC	AC	AC	AL	AL	AL
P9+10B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC
P11B	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL
P12B	AC	AC	AC	AC	AL	AC	AL	AL
P13B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC
P14B	AL	AL	AL	AC	AL	AC	AL	AC
P15B	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL
P16B	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AC	AL
P17B	AC	AC	AL	AC	AC	AC	AC	AC
P18B	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL
P19B	AL	AC	AL	AL	AL	AL	AL	AL
P20B	AC	AC	AL	AC	AC	AC	AC	AC
P21B	AC	AC	AL	AL	AC	AC	AC	AL
P22B	AC	AC	AL	AL	AC	AL	AC	AL
P23B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC
P24B	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL
P25B	AC	AC	AC	AC	AL	AC	AC	AC
P26B	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC	AC

(a) AC – Acréscimo de carregamento; (b) AL – Alívio de carregamento; (c) Verificação de acordo com o método de Meyerhof (1959); (d) Verificação de acordo com o método de Aoki e Lopes (1975); (e) Verificação de acordo com o método de Poulos e Davis (1980); (f) Verificação de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6122 (2019).

Fonte: Autor (2022)

Observando os resultados da Tabela 34 percebe-se que os efeitos no carregamento causados pelo método de Meyerhof (1959) têm um nível de acerto de 88% entre previsão e medição. Os efeitos causados pelo método de Aoki e Lopes (1975) têm nível de acerto de 76%. Os efeitos causados pelo método de Poulos e Davis (1980) têm nível de acerto de 68% e o pelas recomendações da NBR 6122 (2019), 84%.

O nível de acerto do fator AR manteve-se superior a 70% quando se considera o método de Aoki e Lopes (1975) e superior a 80% quando se considera as recomendações da NBR 6122 (2019) nos dois cenários avaliados (Edifícios A e B). Em todo caso, o menor nível de acerto foi

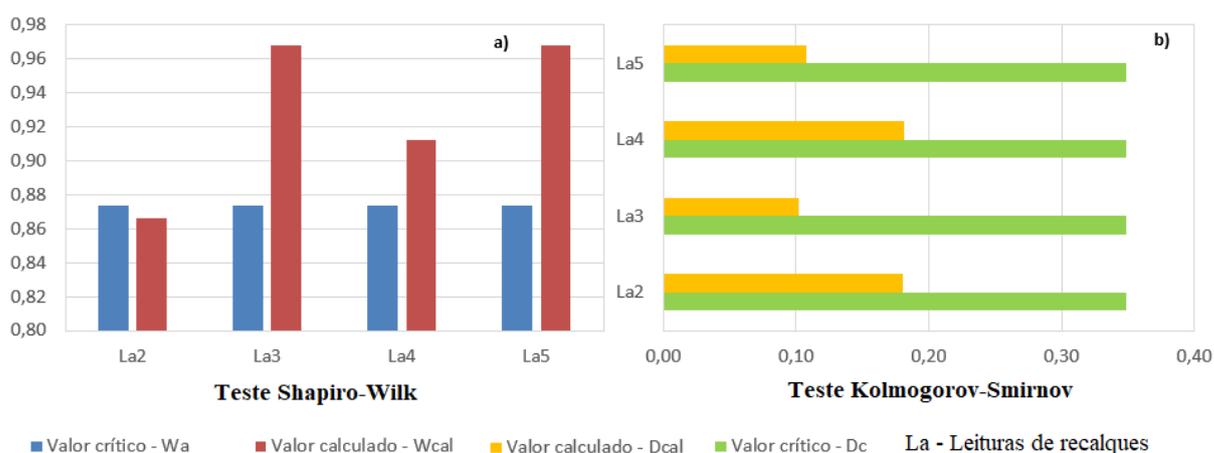
de 57%. Os resultados estão de acordo com Gusmão (1990), ou seja, quando o AR_{previsto} é maior que a unidade ocorre a tendência ao alívio de carga, e quando menor, ocorre a tendência de acréscimo de carga. Ainda assim, nenhum método foi capaz de prever com 100% de acurácia quando ocorreria alívio ou acréscimo de carga em relação ao MODELO 1, o que corrobora com a proposta de se considerar a aleatoriedade dos recalques no cálculo da ISE.

5.9 VERIFICAÇÃO DA NORMALIDADE DE RECALQUES MEDIDOS NOS EDIFÍCIOS A E B E NA LITERATURA

As Figuras 72 e 73 apresentam os resultados da aplicação dos testes Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov para os recalques da Torre 1 do Edifício A (Tabela 19) e Torre 2 do Edifício B (Tabela 20), respectivamente. Observa-se que nos referidos edifícios, o teste de Kolmogorov-Smirnov aponta indício de normalidade em todas as leituras ($D_{\text{cal}} < D_c$). No caso do teste de Shapiro-Wilk, as Leituras de recalque La2 e Lb5 foram as únicas que não indicaram indícios de normalidade ($W_{\text{cal}} < W_a$).

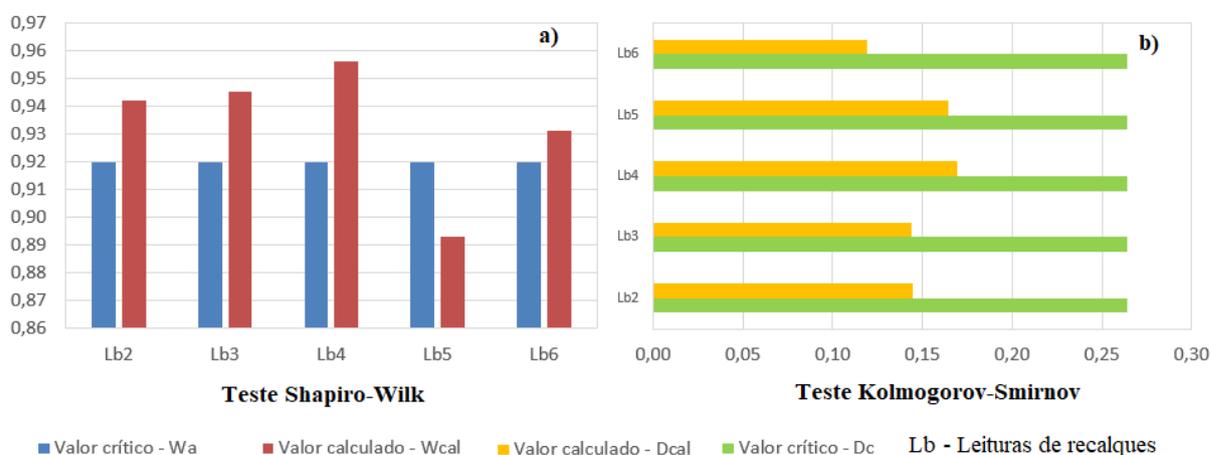
Nas Tabelas 35 e 36 constam os recalques em ordem crescente para a Torre 2 do Edifício A e Torre 1 do Edifício B, respectivamente, e nas Figuras 74 e 75 apresentam-se os resultados de aplicação dos testes de testes Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov para os respectivos prédios.

Figura 72 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados ao Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 73 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados ao Edifício B



Fonte: Autor (2022)

Tabela 35 – Recalques da Torre 2 do Edifício A

Nº rec (b)	Leituras de recalque (mm) (a)			
	L2	L3	L4	L5
1	1,01	3,78	5,23	5,95
2	1,18	4,00	5,81	6,70
3	1,26	4,42	5,94	7,09
4	1,31	4,46	6,89	7,22
5	1,53	4,66	7,19	8,17
6	1,65	5,57	7,56	8,65
7	2,00	5,58	7,59	8,68
8	2,01	5,90	7,68	8,79
9	2,10	6,01	7,80	8,94
10	2,34	6,45	8,08	9,00
11	2,34	6,47	8,33	9,03
12	2,46	7,33	8,49	9,07
13	2,51	8,25	8,72	9,89
14	2,71	0,00	8,88	10,39

(a) L2 – segunda leitura de recalque; L3 – terceira leitura de recalque; L4 – quarta leitura de recalque; L5 – quinta leitura de recalque; (b) Número do recalque.

Fonte: Autor (2022)

Observa-se da Figura 74 (Torre 2 do Edifício A) que os testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov apontam indício de normalidade em toda as leituras de recalque. Na Figura 75 (Torre 1 do Edifício B), somente na Leitura L2, quando aplicado o teste de Shapiro-Wilk, não há indício de que a mostra vem de uma população normal.

Tabela 36 – Recalques da Torre 1 do Edifício B

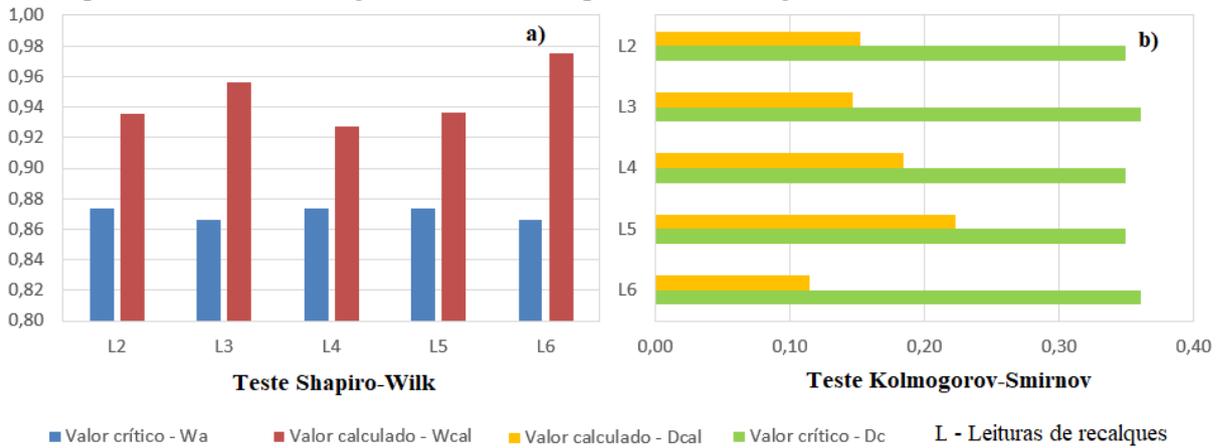
Nº rec ^(b)	Leituras de recalque (mm) ^(a)			
	L2	L3	L4	L5
1	-1,00	2,00	3,00	2,00
2	-1,00	2,00	4,00	2,00
3	0,00	3,00	5,00	4,00
4	0,00	3,00	6,00	5,00
5	0,00	3,00	6,00	5,00
6	0,00	4,00	6,00	6,00
7	1,00	4,00	6,00	6,00
8	1,00	5,00	7,00	6,00
9	2,00	5,00	7,00	6,00
10	2,00	5,00	7,00	6,00
11	2,00	5,00	8,00	7,00
12	3,00	5,00	8,00	7,00
13	4,00	6,00	9,00	8,00
14	4,00	6,00	9,00	8,00
15	4,00	6,00	9,00	9,00
16	4,00	6,00	9,00	9,00
17	4,00	7,00	10,00	9,00
18	5,00	7,00	10,00	10,00
19	6,00	8,00	10,00	10,00
20	6,00	8,00	10,00	11,00
21	6,00	8,00	10,00	11,00
22	7,00	8,00	11,00	11,00
23	7,00	9,00	11,00	11,00
24	7,00	9,00	11,00	12,00
25	7,00	9,00	12,00	12,00

(a) L2 – segunda leitura de recalque; L3 – terceira leitura de recalque; L4 – quarta leitura de recalque; L5 – quinta leitura de recalque; (b) Número do recalque.

Fonte: Autor (2022)

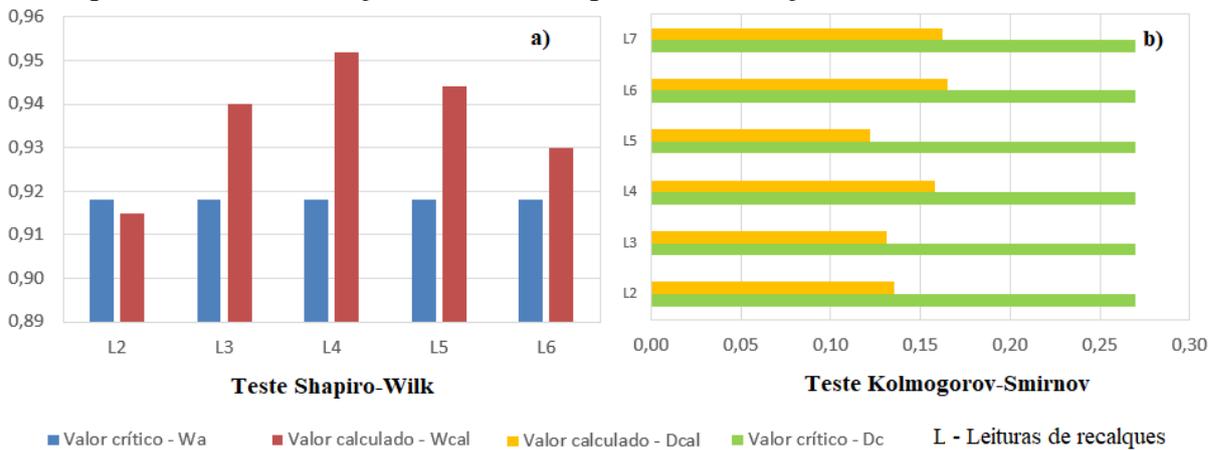
As Figuras 76; 77; 78 e 79 apresentam os resultados da aplicação dos testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov às leituras de recalque documentadas por Santos (2018), Cabral (2018), Savaris (2008) e Seixas et al. (2006), respectivamente. Percebe-se dos resultados de Santos (2018) que nas Leituras L1-A e L3-A, concernentes ao teste de Shapiro-Wilk, não há indícios de que a amostra provém de população normal. Dos resultados de Seixas et al. (2006), somente na Leitura L9 não há indícios de que a amostra provém de uma população normal para o teste de Shapiro-Wilk.

Figura 74– Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados à Torre 2 do Edifício A



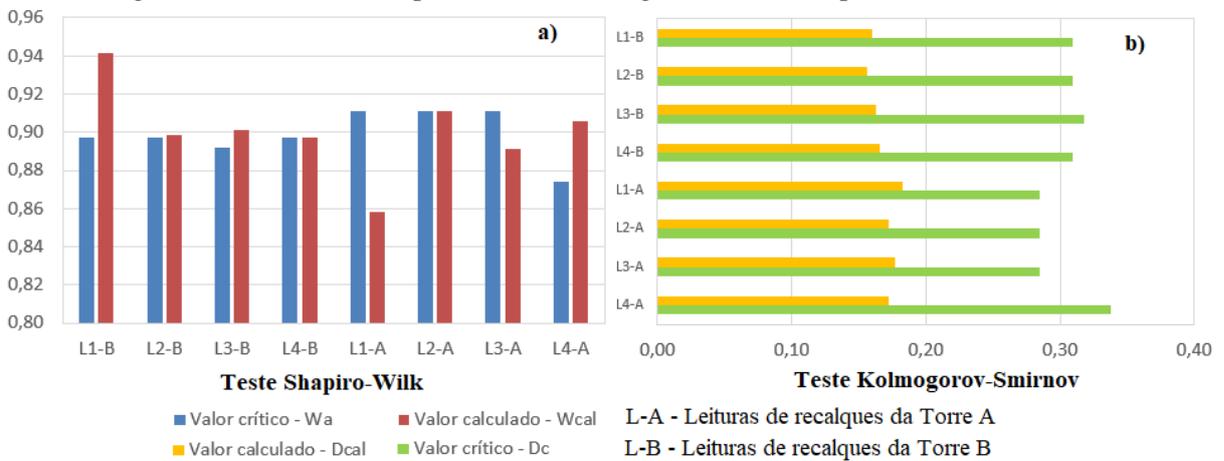
Fonte: Autor (2022)

Figura 75– Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados à Torre 1 do Edifício B



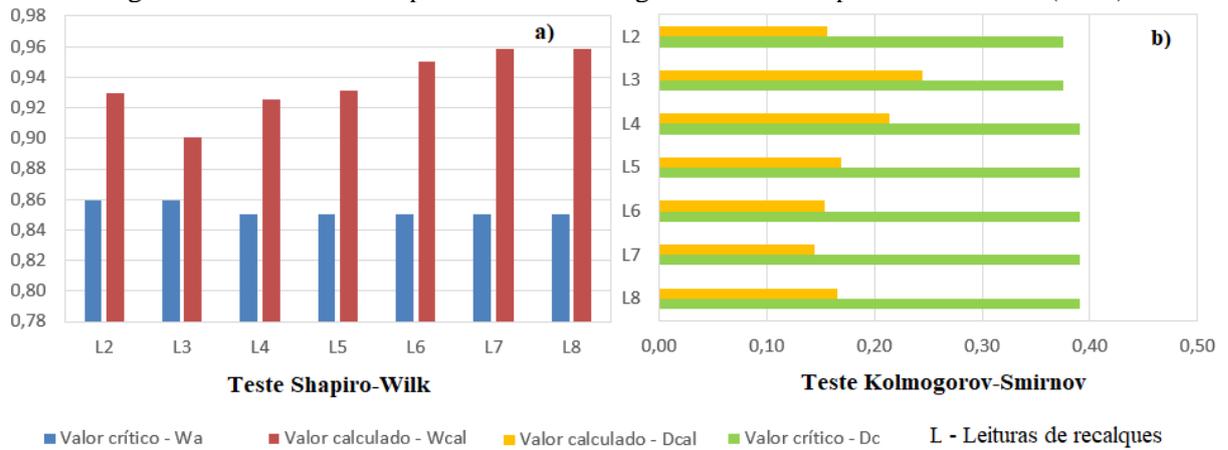
Fonte: Autor (2022)

Figura 76 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Santos (2018)



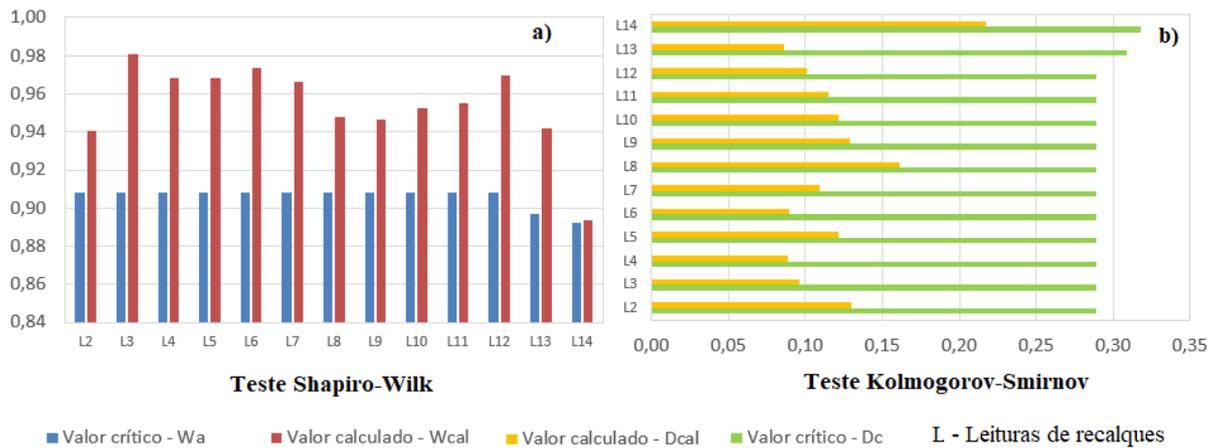
Fonte: Autor (2022)

Figura 77 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Cabral (2018)



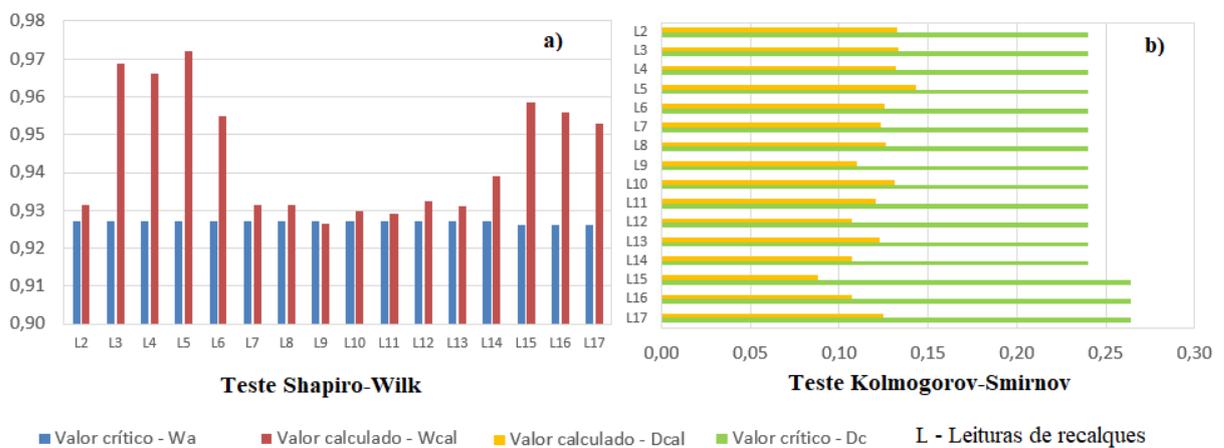
Fonte: Autor (2022)

Figura 78 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Savaris (2008)



Fonte: Autor (2022)

Figura 79 – Testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados a Seixas et al. (2006)



Fonte: Autor (2022)

Em todos os casos, o teste de Kolmogorov-Smirnov apontou que as populações de dados provêm de uma distribuição normal, em que pese o referido teste perder potência para amostras pequenas, com menos de 30 exemplares (FÁVERO E BELFIORE, 2017). No entanto, o teste de Shapiro-Wilk, mais indicado para amostras pequenas, indica que em mais de 90% dos casos avaliados há indícios de que as populações provêm de uma distribuição normal. De acordo com o exposto, é razoável associar o comportamento dos recalques a curvas de distribuição normal, como observado por Gusmão (1990).

Admitindo-se que os recalques medidos em edifícios de múltiplos pavimentos pertencem a distribuições normais, se o recalque médio (RecM) e o coeficiente de variação dos recalques (CVe) são estimados corretamente, os valores dos recalques estimados, também considerados pertencentes a distribuições normais, devem ter proximidade numérica com os recalques medidos.

Tomando como exemplo os Edifícios A e B, e imaginando que os valores de RecM e CVe foram perfeitamente estimados nas últimas leituras de recalque de cada edifício (RecM igual a 8,28 mm e CVe igual a 0,16 no Edifício A; RecM igual a 9,04 mm e CVe igual a 0,305 no Edifício B), é possível realizar um teste comparativo entre recalques estimados e efetivamente medidos. A Tabela 37 apresenta os recalques estimados em ordem crescente obtidos de acordo com o item 4.9, e comparados percentualmente com os valores dos recalques medidos também em ordem crescente. Dessa forma representam-se 14 pontos de recalques referentes aos 14 pilares do Edifício A e 25 pontos referentes aos pilares do Edifício B. Destaca-se que a consideração dos Pilares P9B e P10B como sendo um único pilar, alterou ligeiramente o recalque médio e o CV medidos na Leitura Lb6 para efeito do teste.

No caso do Edifício A, a diferença máxima em termos percentuais absolutos das grandezas de recalques estimados e medidos, é de 5,58%. A média dos valores de recalques estimados superiores aos recalques medidos foi de 3,17%, ao passo que a média dos valores de recalques estimados inferiores aos recalques medidos foi de 2,75%. Para o Edifício B, a diferença máxima em termos percentuais absolutos das grandezas de recalques estimados e medidos, é de 17,86%. A média dos valores de recalques estimados superiores aos recalques medidos foi de 4,93%, ao passo que a média dos valores de recalques estimados inferiores aos recalques medidos foi de 6,19%. Ressalta-se que a diferença de valor de 17,86% equivale ao bloco associado entre os Pilares P9B e PB10, cujos valores de recalque foram 13 mm e 19 mm,

respectivamente, tendo sido considerado a média entre esses dois valores, ou seja, 16 mm. Os arredondamentos realizados pela empresa nas medições dos recalques do Edifício B também têm elevada influência nos resultados do teste, uma vez que modificam o recalque médio, e conseqüentemente, a distribuição de recalques. As baixas diferenças encontradas entre recalques estimados e medidos na verificação realizada confirmam os resultados da aplicação dos métodos de Kolmogorov-Smirnov e de Shapiro-Wilk, ou seja, as distribuições de recalques são consideradas normais.

Tabela 37 – Recalques estimados pela Equação 4.30 comparados aos recalques medidos em ordem crescente nos Edifícios A e B

N req ^(a)	Edifício A				Edifício B			
	Z _j ^(b)	Req _{est} (mm) ^(c)	Rec _{med} (mm) ^(d)	Dif Perc (%) ^(e)	Z _j ^(b)	Req _{est} (mm) ^(c)	Rec _{med} (mm) ^(d)	Dif Perc (%) ^(e)
1	-1,645	6,115	5,990	2,05	-1,645	4,584	4,000	11,20
2	-1,392	6,448	6,580	-2,04	-1,508	4,969	5,000	-2,41
3	-1,139	6,782	7,150	-5,43	-1,371	5,353	6,000	-14,06
4	-0,886	7,115	7,470	-4,99	-1,234	5,738	6,000	-6,41
5	-0,633	7,448	7,630	-2,44	-1,097	6,123	6,000	0,27
6	-0,380	7,781	7,860	-1,01	-0,960	6,507	6,000	6,17
7	-0,127	8,114	7,920	2,40	-0,823	6,892	7,000	-3,36
8	0,127	8,448	8,610	-1,92	-0,685	7,277	8,000	-11,89
9	0,380	8,781	8,720	0,69	-0,548	7,661	8,000	-6,27
10	0,633	9,114	8,860	2,79	-0,411	8,046	8,000	-1,19
11	0,886	9,447	8,920	5,58	-0,274	8,431	8,000	3,43
12	1,139	9,780	9,240	5,53	-0,137	8,815	9,000	-3,90
13	1,392	10,114	10,470	-3,52	0,000	9,200	9,000	0,44
14	1,645	10,447	10,510	-0,60	0,137	9,585	9,000	4,44
15	-	-	-	-	0,274	9,969	10,000	-2,08
16	-	-	-	-	0,411	10,354	10,000	1,71
17	-	-	-	-	0,548	10,739	11,000	-4,25
18	-	-	-	-	0,685	11,123	11,000	-0,64
19	-	-	-	-	0,823	11,508	11,000	2,72
20	-	-	-	-	0,960	11,893	11,000	5,87
21	-	-	-	-	1,097	12,277	11,000	8,82
22	-	-	-	-	1,234	12,662	12,000	3,55
23	-	-	-	-	1,371	13,047	12,000	6,39
24	-	-	-	-	1,508	13,431	13,000	9,07
25	-	-	-	-	1,645	13,816	16,000	-17,86

(a) Número do recalque considerando ordem crescente dos valores; (b) Pontuação típica; (c) Recalque estimado pela Equação 4.30; (d) Recalque medido; (e) Acréscimo ou decréscimo percentual do recalque medido em relação ao recalque estimado.

Fonte: Autor (2022)

5.10 RECALQUES ALEATÓRIOS OBTIDOS PELO MÉTODO PROPOSTO

As Tabelas 38 e 39 apresentam os valores de CV_m e CV_e , obtidos de acordo com o item 4.9, e outros dados empregados na obtenção de recalques aleatórios dos Edifícios A e B, respectivamente. As Tabelas 40 a 42 e as Tabelas 43 a 47 apresentam os resultados de recalques aleatórios para os Edifícios A e B, respectivamente. Os referidos recalques foram obtidos com o emprego da Equação 4.30.

Tabela 38 – Dados empregados na obtenção dos recalques aleatórios do Edifício A

Estimativa	$CV_m^{(a)}$	$CV_{e1}^{(b)}$	$CV_{e2}^{(b)}$	$CV_{e3}^{(b)}$	$\Delta z^{(c)}$	RecM^(d) (mm)
Meyerhof (1959)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,253	4,000
Aoki e Lopes (1975)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,253	4,295
Poulos e Davis (1980)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,253	1,586
Almeida et al. (2019)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,253	4,461
NBR 6122 (2019)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,253	13,536

(a) Valor estimado máximo de coeficiente de variação de recalques; (b) Valores estimados do coeficiente de variação de recalques obtidos conforme Equação 4.29; (c) Intervalo representado por um número constante, admitido dentro da distribuição normal, de forma que a quantidade de pilares consideradas cubra todo o espectro de probabilidades de recalques entre 5% ($Z=-1,645$) e 95% ($Z=1,645$); (d) Valor do recalque médio estimado.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 39 – Dados empregados na obtenção dos recalques aleatórios do Edifício B

Estimativa	$CV_m^{(a)}$	$CV_{e1}^{(b)}$	$CV_{e2}^{(b)}$	$CV_{e3}^{(b)}$	$\Delta z^{(c)}$	RecM^(d) (mm)
Meyerhof (1959)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,137	5,315
Aoki e Lopes (1975)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,137	10,748
Poulos e Davis (1980)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,137	2,302
Almeida et al. (2019)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,137	4,991
NBR 6122 (2019)	0,60	0,45	0,30	0,15	0,137	8,367

(a) Valor estimado máximo de coeficiente de variação de recalques; (b) Valores estimados do coeficiente de variação de recalques obtidos conforme Equação 4.29; (c) Intervalo representado por um número constante, admitido dentro da distribuição normal, de forma que a quantidade de pilares consideradas cubra todo o espectro de probabilidades de recalques entre 5% ($Z=-1,645$) e 95% ($Z=1,645$); (d) Valor do recalque médio estimado.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 40 – Recalques aleatórios obtidos de Meyerhof (1959) e Aoki e Lopes (1975) – Edifício A

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Meyerhof (1959) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)
1	-1,645	0,052	1,039	2,026	3,013
2	-1,392	0,659	1,495	2,330	3,165
3	-1,139	1,267	1,950	2,633	3,317
4	-0,886	1,874	2,406	2,937	3,469
5	-0,633	2,482	2,861	3,241	3,620
6	-0,380	3,089	3,317	3,544	3,772
7	-0,127	3,696	3,772	3,848	3,924
8	0,127	4,304	4,228	4,152	4,076
9	0,380	4,911	4,683	4,456	4,228
10	0,633	5,518	5,139	4,759	4,380
11	0,886	6,126	5,594	5,063	4,531
12	1,139	6,733	6,050	5,367	4,683
13	1,392	7,341	6,505	5,670	4,835
14	1,645	7,948	6,961	5,974	4,987

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Aoki e Lopes (1975) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)
1	-1,645	0,056	1,116	2,175	3,235
2	-1,392	0,708	1,605	2,502	3,398
3	-1,139	1,360	2,094	2,828	3,561
4	-0,886	2,012	2,583	3,154	3,724
5	-0,633	2,665	3,072	3,480	3,887
6	-0,380	3,317	3,561	3,806	4,050
7	-0,127	3,969	4,050	4,132	4,213
8	0,127	4,621	4,540	4,458	4,377
9	0,380	5,273	5,029	4,784	4,540
10	0,633	5,925	5,518	5,110	4,703
11	0,886	6,578	6,007	5,436	4,866
12	1,139	7,230	6,496	5,762	5,029
13	1,392	7,882	6,985	6,088	5,192
14	1,645	8,534	7,474	6,415	5,355

(a) Valor do recalque médio obtido do método de Meyerhof (1959) ou Aoki e Lopes (1975); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Tabela 41 – Recalques aleatórios obtidos de Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019) – Edifício A

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Poulos e Davis (1980) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)
1	-1,645	0,021	0,412	0,803	1,195
2	-1,392	0,261	0,593	0,924	1,255
3	-1,139	0,502	0,773	1,044	1,315
4	-0,886	0,743	0,954	1,165	1,375
5	-0,633	0,984	1,134	1,285	1,435
6	-0,380	1,225	1,315	1,405	1,496
7	-0,127	1,466	1,496	1,526	1,556
8	0,127	1,706	1,676	1,646	1,616
9	0,380	1,947	1,857	1,767	1,676
10	0,633	2,188	2,038	1,887	1,737
11	0,886	2,429	2,218	2,007	1,797
12	1,139	2,670	2,399	2,128	1,857
13	1,392	2,911	2,579	2,248	1,917
14	1,645	3,151	2,760	2,369	1,977

Recalques aleatórios obtidos do RecM da NBR 6122 (2019) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)
1	-1,645	0,178	3,548	6,919	10,289
2	-1,392	2,252	5,104	7,956	10,808
3	-1,139	4,326	6,660	8,993	11,327
4	-0,886	6,400	8,215	10,030	11,845
5	-0,633	8,474	9,771	11,067	12,364
6	-0,380	10,549	11,327	12,104	12,882
7	-0,127	12,623	12,882	13,141	13,401
8	0,127	14,697	14,438	14,179	13,919
9	0,380	16,771	15,993	15,216	14,438
10	0,633	18,846	17,549	16,253	14,956
11	0,886	20,920	19,105	17,290	15,475
12	1,139	22,994	20,660	18,327	15,993
13	1,392	25,068	22,216	19,364	16,512
14	1,645	27,142	23,772	20,401	17,031

(a) Valor do recalque médio obtido do método de Poulos e Davis (1980) ou NBR 6122 (2019); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Tabela 42 – Recalques aleatórios obtidos de Almeida et al. (2019) – Edifício A

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Almeida et al. (2019) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)
1	-1,645	0,058	1,158	2,259	3,359
2	-1,392	0,735	1,666	2,598	3,529
3	-1,139	1,412	2,174	2,936	3,698
4	-0,886	2,090	2,682	3,275	3,867
5	-0,633	2,767	3,190	3,613	4,037
6	-0,380	3,444	3,698	3,952	4,206
7	-0,127	4,121	4,206	4,291	4,375
8	0,127	4,799	4,714	4,629	4,545
9	0,380	5,476	5,222	4,968	4,714
10	0,633	6,153	5,730	5,307	4,883
11	0,886	6,830	6,238	5,645	5,053
12	1,139	7,508	6,746	5,984	5,222
13	1,392	8,185	7,254	6,322	5,391
14	1,645	8,862	7,762	6,661	5,561

(a) Valor do recalque médio obtido do método de Almeida et al. (2019); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Fonte: Autor (2022)

Das Tabelas 40 a 47, observa-se a variação dos recalques aleatórios em função dos recalques médios (RecM) de cada método e dos coeficientes de variação estimados (CVm e CVe). No Edifício A os maiores recalques ficam por conta das recomendações da NBR 6122 (2019), enquanto os menores recalques são fornecidos pelo método de Poulos e Davis (1980) quando se considera o coeficiente de variação máximo (CVm). No Edifício B os maiores recalques são dados por Aoki e Lopes (1975) e os menores, por Poulos e Davis (1980) também quando se considera o coeficiente de variação máximo (CVm).

Naturalmente, quanto maior o valor do coeficiente de variação estimado, maior a diferença entre o recalque máximo e o recalque mínimo para um dado recalque médio, ampliando os efeitos na distribuição de esforços quando da realização das ISE para obtenção das curvas de probabilidade de solicitação – $f_s(S)$.

Tabela 43 – Recalques aleatórios obtidos de Meyerhof (1959) – Edifício B

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Meyerhof (1959) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j ^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm) ^(f)	rec_j (mm) ^(f)	rec_j (mm) ^(f)	rec_j (mm) ^(f)
1	-1,645	0,069	1,381	2,692	4,004
2	-1,508	0,506	1,708	2,911	4,113
3	-1,371	0,943	2,036	3,129	4,222
4	-1,234	1,381	2,364	3,348	4,331
5	-1,097	1,818	2,692	3,566	4,441
6	-0,960	2,255	3,020	3,785	4,550
7	-0,823	2,692	3,348	4,004	4,659
8	-0,685	3,129	3,676	4,222	4,769
9	-0,548	3,566	4,004	4,441	4,878
10	-0,411	4,004	4,331	4,659	4,987
11	-0,274	4,441	4,659	4,878	5,096
12	-0,137	4,878	4,987	5,096	5,206
13	0,000	5,315	5,315	5,315	5,315
14	0,137	5,752	5,643	5,534	5,424
15	0,274	6,189	5,971	5,752	5,534
16	0,411	6,626	6,299	5,971	5,643
17	0,548	7,064	6,626	6,189	5,752
18	0,685	7,501	6,954	6,408	5,861
19	0,823	7,938	7,282	6,626	5,971
20	0,960	8,375	7,610	6,845	6,080
21	1,097	8,812	7,938	7,064	6,189
22	1,234	9,249	8,266	7,282	6,299
23	1,371	9,687	8,594	7,501	6,408
24	1,508	10,124	8,922	7,719	6,517
25	1,645	10,561	9,249	7,938	6,626

(a) Valor do recalque médio obtido do método de Meyerhof (1959); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 44 – Recalques aleatórios obtidos de Aoki e Lopes (1975) – Edifício B

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Aoki e Lopes (1975) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j ^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm) ^(f)	rec_j (mm) ^(f)	rec_j (mm) ^(f)	rec_j (mm) ^(f)
1	-1,645	0,140	2,792	5,444	8,096
2	-1,508	1,024	3,455	5,886	8,317
3	-1,371	1,908	4,118	6,328	8,538
4	-1,234	2,792	4,781	6,770	8,759
5	-1,097	3,676	5,444	7,212	8,980
6	-0,960	4,560	6,107	7,654	9,201
7	-0,823	5,444	6,770	8,096	9,422
8	-0,685	6,328	7,433	8,538	9,643
9	-0,548	7,212	8,096	8,980	9,864
10	-0,411	8,096	8,759	9,422	10,085
11	-0,274	8,980	9,422	9,864	10,306
12	-0,137	9,864	10,085	10,306	10,527
13	0,000	10,748	10,748	10,748	10,748
14	0,137	11,632	11,411	11,190	10,969
15	0,274	12,516	12,074	11,632	11,190
16	0,411	13,400	12,737	12,074	11,411
17	0,548	14,284	13,400	12,516	11,632
18	0,685	15,168	14,063	12,958	11,853
19	0,823	16,052	14,726	13,400	12,074
20	0,960	16,936	15,389	13,842	12,295
21	1,097	17,820	16,052	14,284	12,516
22	1,234	18,704	16,715	14,726	12,737
23	1,371	19,588	17,378	15,168	12,958
24	1,508	20,472	18,041	15,610	13,179
25	1,645	21,356	18,704	16,052	13,400

(a) Valor do recalque médio obtido do método de Aoki e Lopes (1975); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 45 – Recalques aleatórios obtidos de Poulos e Davis (1980) – Edifício B

Nº rec _j ^(b)	Recalques aleatórios obtidos do RecM de Poulos e Davis (1980) ^(a)				
	Z _j ^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec _j (mm) ^(f)			
1	-1,645	0,030	0,598	1,166	1,734
2	-1,508	0,219	0,740	1,261	1,781
3	-1,371	0,409	0,882	1,355	1,829
4	-1,234	0,598	1,024	1,450	1,876
5	-1,097	0,787	1,166	1,545	1,923
6	-0,960	0,977	1,308	1,639	1,971
7	-0,823	1,166	1,450	1,734	2,018
8	-0,685	1,355	1,592	1,829	2,065
9	-0,548	1,545	1,734	1,923	2,113
10	-0,411	1,734	1,876	2,018	2,160
11	-0,274	1,923	2,018	2,113	2,207
12	-0,137	2,113	2,160	2,207	2,255
13	0,000	2,302	2,302	2,302	2,302
14	0,137	2,491	2,444	2,397	2,349
15	0,274	2,681	2,586	2,491	2,397
16	0,411	2,870	2,728	2,586	2,444
17	0,548	3,059	2,870	2,681	2,491
18	0,685	3,249	3,012	2,775	2,539
19	0,823	3,438	3,154	2,870	2,586
20	0,960	3,627	3,296	2,965	2,633
21	1,097	3,817	3,438	3,059	2,681
22	1,234	4,006	3,580	3,154	2,728
23	1,371	4,195	3,722	3,249	2,775
24	1,508	4,385	3,864	3,343	2,823
25	1,645	4,574	4,006	3,438	2,870

(a) Valor do recalque médio obtido do método Poulos e Davis (1980); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 46 – Recalques aleatórios obtidos da NBR 6122 (2019) – Edifício B

Recalques aleatórios obtidos do RecM da NBR 6122 (2019) ^(a)					
Nº rec_j ^(b)	Z_j^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)	rec_j (mm)^(f)
1	-1,645	0,109	2,174	4,239	6,305
2	-1,508	0,797	2,690	4,584	6,477
3	-1,371	1,486	3,207	4,928	6,649
4	-1,234	2,174	3,723	5,272	6,821
5	-1,097	2,863	4,239	5,616	6,993
6	-0,960	3,551	4,756	5,960	7,165
7	-0,823	4,239	5,272	6,305	7,337
8	-0,685	4,928	5,788	6,649	7,509
9	-0,548	5,616	6,305	6,993	7,682
10	-0,411	6,305	6,821	7,337	7,854
11	-0,274	6,993	7,337	7,682	8,026
12	-0,137	7,682	7,854	8,026	8,198
13	0,000	8,370	8,370	8,370	8,370
14	0,137	9,058	8,886	8,714	8,542
15	0,274	9,747	9,403	9,058	8,714
16	0,411	10,435	9,919	9,403	8,886
17	0,548	11,124	10,435	9,747	9,058
18	0,685	11,812	10,952	10,091	9,231
19	0,823	12,501	11,468	10,435	9,403
20	0,960	13,189	11,984	10,780	9,575
21	1,097	13,877	12,501	11,124	9,747
22	1,234	14,566	13,017	11,468	9,919
23	1,371	15,254	13,533	11,812	10,091
24	1,508	15,943	14,050	12,156	10,263
25	1,645	16,631	14,566	12,501	10,435

(a) Valor do recalque médio obtido das recomendações da NBR 6122 (2019); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 47 – Recalques aleatórios obtidos de Almeida et al. (2019) – Edifício B

Recalques aleatórios obtidos do RecM de Almeida et al. (2019) ^(a)					
Nº rec _j ^(b)	Z _j ^(e)	CVm ^(c)	CVe ^(d)	CVe ^(d)	CVe ^(d)
		0,60	0,45	0,30	0,15
		rec _j (mm) ^(f)			
1	-1,645	0,065	1,296	2,528	3,759
2	-1,508	0,475	1,604	2,733	3,862
3	-1,371	0,886	1,912	2,938	3,965
4	-1,234	1,296	2,220	3,144	4,067
5	-1,097	1,707	2,528	3,349	4,170
6	-0,960	2,117	2,836	3,554	4,273
7	-0,823	2,528	3,144	3,759	4,375
8	-0,685	2,938	3,452	3,965	4,478
9	-0,548	3,349	3,759	4,170	4,580
10	-0,411	3,759	4,067	4,375	4,683
11	-0,274	4,170	4,375	4,580	4,786
12	-0,137	4,580	4,683	4,786	4,888
13	0,000	4,991	4,991	4,991	4,991
14	0,137	5,402	5,299	5,196	5,094
15	0,274	5,812	5,607	5,402	5,196
16	0,411	6,223	5,915	5,607	5,299
17	0,548	6,633	6,223	5,812	5,402
18	0,685	7,044	6,530	6,017	5,504
19	0,823	7,454	6,838	6,223	5,607
20	0,960	7,865	7,146	6,428	5,709
21	1,097	8,275	7,454	6,633	5,812
22	1,234	8,686	7,762	6,838	5,915
23	1,371	9,096	8,070	7,044	6,017
24	1,508	9,507	8,378	7,249	6,120
25	1,645	9,917	8,686	7,454	6,223

(a) Valor do recalque médio obtido do método de Almeida et al. (2019); (b) Número correspondente ao recalque aleatório; (c) Valor máximo estimado do coeficiente de variação dos recalques; (d) Valor estimado do coeficiente de variação dos recalques; (e) Pontuação típica; (f) Recalque aleatório.

Fonte: Autor (2022)

5.11 OBTENÇÃO DE DADOS DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA

$f_R(R)$

Apresentam-se os resultados das capacidades de carga para os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) nas estacas de 500 mm e 600 mm dos Edifícios A e B que serviram de

base para construção das curvas de probabilidade de resistência $f_R(R)$ através dos valores de $(R_{se})_{med}$, $(R_{se})_{min}$, R_k , σ_r e v_R . As capacidades de carga de cada estaca, para cada furo de sondagem considerado, são exibidas no Apêndice E, onde estão destacados em cinza os comprimentos finais projetados para as estacas.

A Tabela 48 resume as resistências totais dos métodos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) para o Edifício A, fornecendo os valores de $(R_{se})_{med}$ e $(R_{se})_{min}$ já divididos pelos fatores de minoração de resistência (ξ_1 e ξ_2), de acordo com a Tabela 4. A referida tabela também fornece os valores de R_k e v_R .

Tabela 48 – Resumo de resistências e valores de R_k e v_R do Edifício A

Estaca	SP-08 (kN)	SP-11 (kN)	SP-12 (kN)	$(R_{se})_{med} /$ ξ_1 (kN) ^(a)	$(R_{se})_{min} /$ ξ_2 (kN) ^(b) :	R_k (kN) ^(c)	v_R ^(d) (%)
Antunes e Cabral (1996)							
H-50	3.461,2	3.217,00	2.810,2	2.378,05	2.284,72	2.284,72	16,8
H-60	4.342,0	4.048,90	3.560,7	2.995,39	2.894,88	2.894,88	16,6
Alonso (1996)							
H-50	2.578,7	3.053,10	2.657,8	2.077,59	2.096,50	2.077,59	15,0
H-60	3.132,2	3.701,40	3.217,6	2.519,10	2.546,50	2.519,10	15,0

(a) Resistência média dos resultados dos ensaios de campo dividida pelo respectivo fator de minoração ξ_1 ; (b) Resistência mínima dos resultados dos ensaios de campo dividida pelo respectivo fator de minoração ξ_2 ; (c) Forças características últimas; (d) Coeficiente de variação da curva de probabilidade de resistência.

Fonte: Autor (2022)

As Tabelas 49 e 50 resumem as resistências totais dos métodos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) para o Edifício B, considerando as profundidades de 20,5 m e 24,5 m, respectivamente. São fornecidos os valores de $(R_{se})_{med}$ e $(R_{se})_{min}$ já divididos pelos fatores de minoração de resistência (ξ_1 e ξ_2), de acordo com a Tabela 4. Também estão presentes nas referidas tabelas os valores de R_k e v_R .

Observando-se os resultados expostos no Apêndice E, verifica-se que ao longo de todas as capacidades de carga, a resistência lateral no método de Alonso (1996) responde pela maior parte da resistência total (RT). Isso se dá, considerando os perfis de solo dos Edifícios A e B,

devido à limitação de resistência de ponta do referido método apresentada na Equação (3.18), concernente aos torques mínimos $T_{\min 1}$ e $T_{\min 2}$ (0,4 kNm).

Tabela 49 – Resumo de resistências e valores de R_k e v_R para a profundidade de 20,5 m (Edifício B)

Estaca	SP-05 (kN)	SP-08 (kN)	SP-12 (kN)	(Rse)med / ξ_1 (kN) ^(a)	(Rse)min/ ξ_2 (kN) ^(b) :	R_k (kN) ^(c)	v_R (%) ^(d)
Antunes e Cabral (1996)							
H-50	1.944,6	2.051,50	1.515,8	1.381,43	1.232,36	1.232,36	20,0
H-60	2.522,1	2.650,20	1.960,4	1.787,64	1.593,82	1.593,82	20,5
Alonso (1996)							
H-50	1.967,7	1.940,50	1.550,4	1.368,07	1.260,49	1.260,49	18,7
H-60	2.370,6	2.338,00	1.869,9	1.648,75	1.520,24	1.520,24	18,6

(a) Resistência média dos resultados dos ensaios de campo dividida pelo respectivo fator de minoração ξ_1 ; (b) Resistência mínima dos resultados dos ensaios de campo dividida pelo respectivo fator de minoração ξ_2 ; (c) Forças características últimas; (d) Coeficiente de variação da curva de probabilidade de resistência.

Fonte: Autor (2022)

Tabela 50 – Resumo de resistências e valores de R_k e v_R para a profundidade de 24,5 m (Edifício B)

Estaca	SP-05 (kN)	SP-08 (kN)	SP-12 (kN)	(Rse)med / ξ_1 (kN) ^(a)	(Rse)min/ ξ_2 (kN) ^(b) :	R_k (kN) ^(c)	v_R (%) ^(d)
Antunes e Cabral (1996)							
H-50	2.698,6	2.406,50	2.155,1	1.819,60	1.752,11	1.752,11	16,8
H-60	3.426,8	3.076,20	2.774,7	2.325,24	2.255,85	2.255,85	16,4
Alonso (1996)							
H-50	3.224,3	2.690,00	2.470,3	2.101,40	2.008,37	2.008,37	17,1
H-60	3.878,6	3.261,00	2.973,8	2.534,69	2.417,72	2.417,72	17,2

(a) Resistência média dos resultados dos ensaios de campo dividida pelo respectivo fator de minoração ξ_1 ; (b) Resistência mínima dos resultados dos ensaios de campo dividida pelo respectivo fator de minoração ξ_2 ; (c) Forças características últimas; (d) Coeficiente de variação da curva de probabilidade de resistência.

Fonte: Autor (2022)

É interessante notar que quando se aplica o Método dos Valores Admissíveis (Equação 3.1) com os FS_g de 1,4 recomendado pela ABNT NBR 6122 (2019) aos resultados de R_k do Edifício B, à profundidade de 20,5 m, esses últimos ficam abaixo das cargas admissíveis de projeto, que são de 1.050 kN e 1.300 kN para as estacas de 500 mm e 600 mm, respectivamente. Isso se justifica pelo fato de que os projetos foram originalmente concebidos com o conceito clássico de fator de segurança, adotado igual a 2,0, este último aplicado ao valor médio de resistência

obtido dos métodos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). Em adição, nos projetos originais, foram elencadas regiões de influências de furos de sondagem em relação à proximidade com as fundações, não se utilizando o conceito estatístico de resistência para R_k .

Enfatiza-se que os valores de R_k estão aqui associados à probabilidade de ocorrência de 5% em relação às menores resistências possíveis, conforme tratado nos capítulos III e IV.

5.12 COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS COM A EXTRAPOLAÇÃO DE CURVA DE VAN DER VEEN MODIFICADO POR AOKI (1976)

A Tabela 51 apresenta a comparação das resistências totais obtidas pelos métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) com o método de extrapolação de curva de recalque dado por Van der Veen modificado por Aoki (1976). Ressalta-se que no caso do Edifício B, a comparação foi realizada com as estacas executadas com profundidade de 20,5 m, por ter sido essa a profundidade da estaca em que se realizou o ensaio de capacidade de carga (Figura 25). Os resultados comparativos do Edifício A foram suprimidos devido à única prova de carga realizada ter apresentado comportamento retilíneo (Figura 37), não dando indicações de estar próxima da carga de ruptura, o que poderia falsear os resultados do emprego do método de Van der Veen.

Observa-se que em todos os casos comparados, o método de Antunes e Cabral (1996) tem um melhor ajuste em relação ao método de Van der Veen modificado por Aoki (1976). Ressalta-se que o método de Alonso (1996) foi originalmente proposto para previsão do comportamento da bacia sedimentar terciária da cidade de São Paulo (ALMEIDA NETO, 2002).

Tabela 51 – Comparação das resistências totais obtidas pelos métodos semiempíricos com o método de extrapolação de curva de Van der Veen modificado por Aoki (1976)

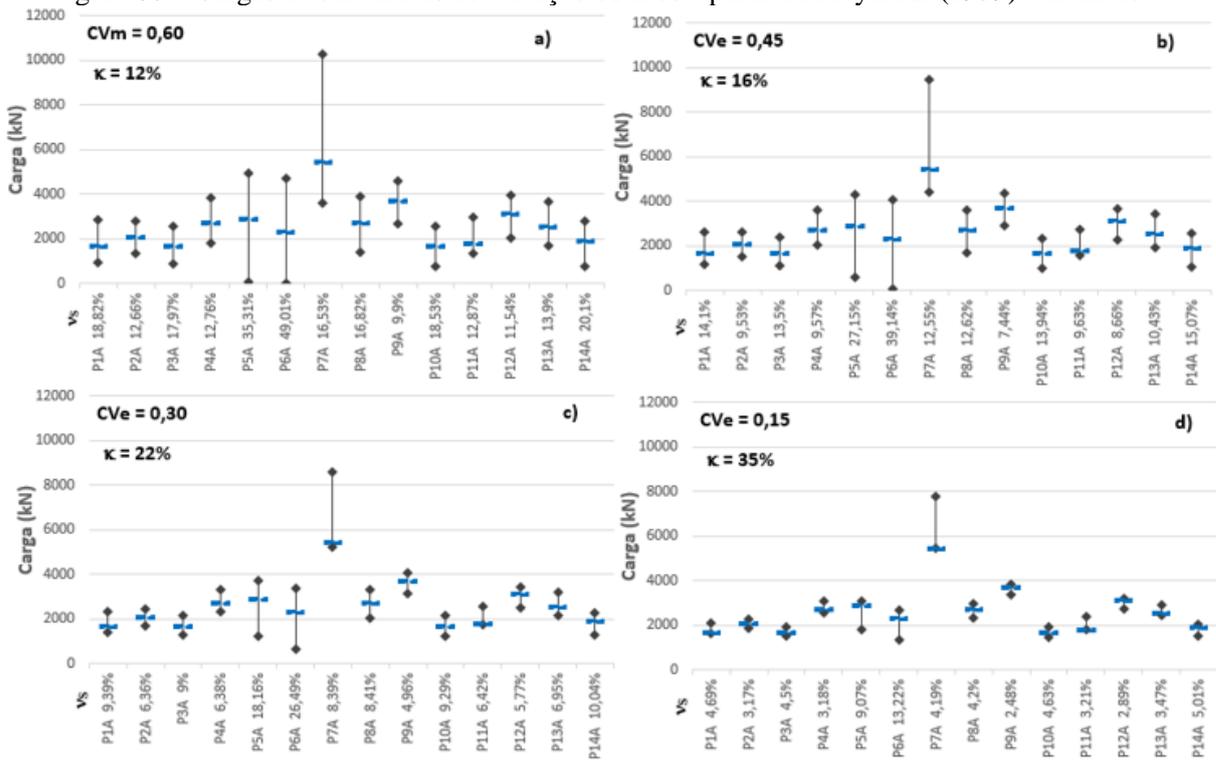
Edifício	Furo de sondagem	VVA (KN) ^(a)	RTa / VVA -	
			Antunes e Cabral (1996) ^(b)	RTb / VVA - Alonso (1996) ^(c)
B	SP-05	2.900,00	86,97%	81,74%
	SP-08		91,39%	80,62%
	SP-12		67,60%	64,48%

(a) Van der Veen modificado por Aoki (1976); (b) RTa: Resistência total obtida de Antunes e Cabral (1996); (c) RTb: Resistência total obtida de Alonso (1996).

5.13 OBTENÇÃO DE DADOS DAS CURVAS DE PROBABILIDADE DE SOLICITAÇÃO $f_s(S)$

As Figuras 80 a 84 e 85 a 89 apresentam para cada pilar dos Edifícios A e B, respectivamente, as cargas e os coeficientes de variação das curvas de solicitação (vs) oriundos dos conjuntos de ISE cujos coeficientes de reação vertical foram obtidos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980), NBR 6122 (2019) e Almeida et al. (2019) por intermédio dos recalques aleatórios. As referidas figuras informam, além das cargas máximas e mínimas, o valor da carga do MODELO 4 e a média das ações que apresentaram aumento de carga (κ) para cada coeficiente de valor de recalque (CVe) e cada método de estimativa de recalque em relação ao referido modelo. Ou seja, κ representa a localização média do valor das cargas do MODELO 4 que aumentaram de valor em relação à carga média (S_m) das curvas $f_s(S)$ (Figura 44).

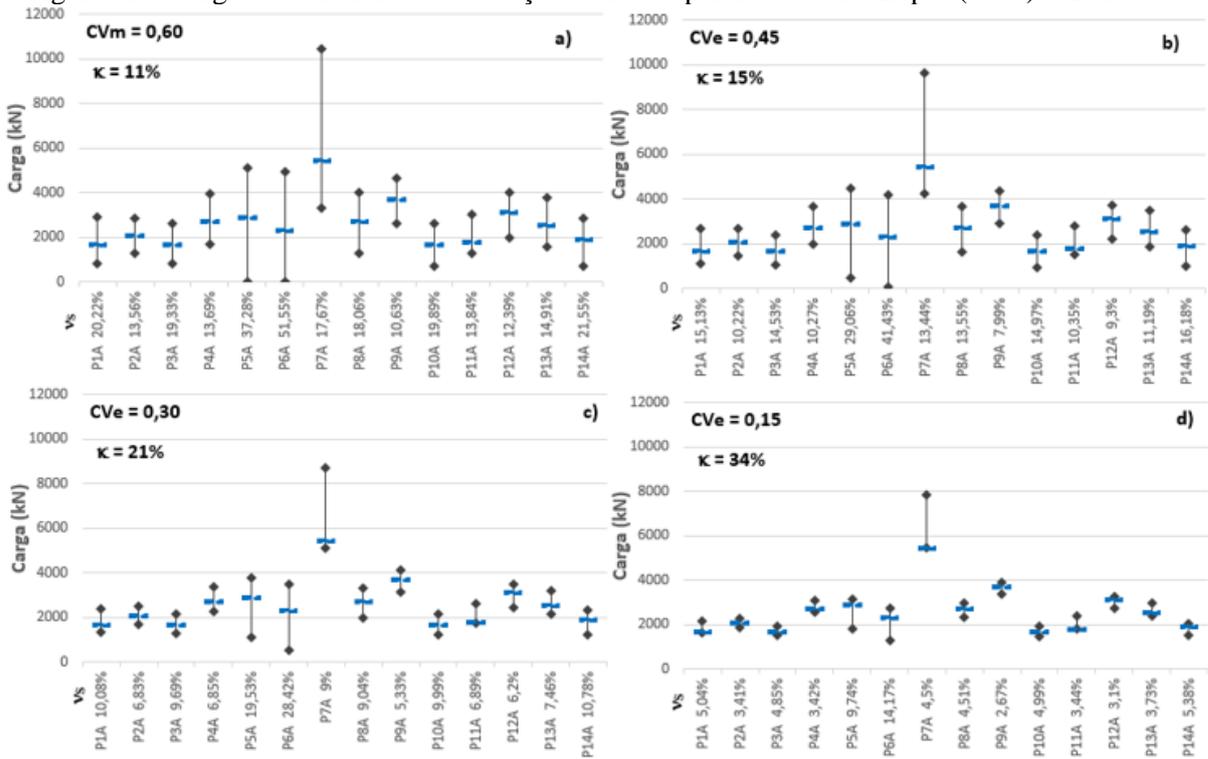
Figura 80 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Meyerhof (1959) – Edifício A



◆ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W_0); κ Média dos limites das ações superiores;
 CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques;
 vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

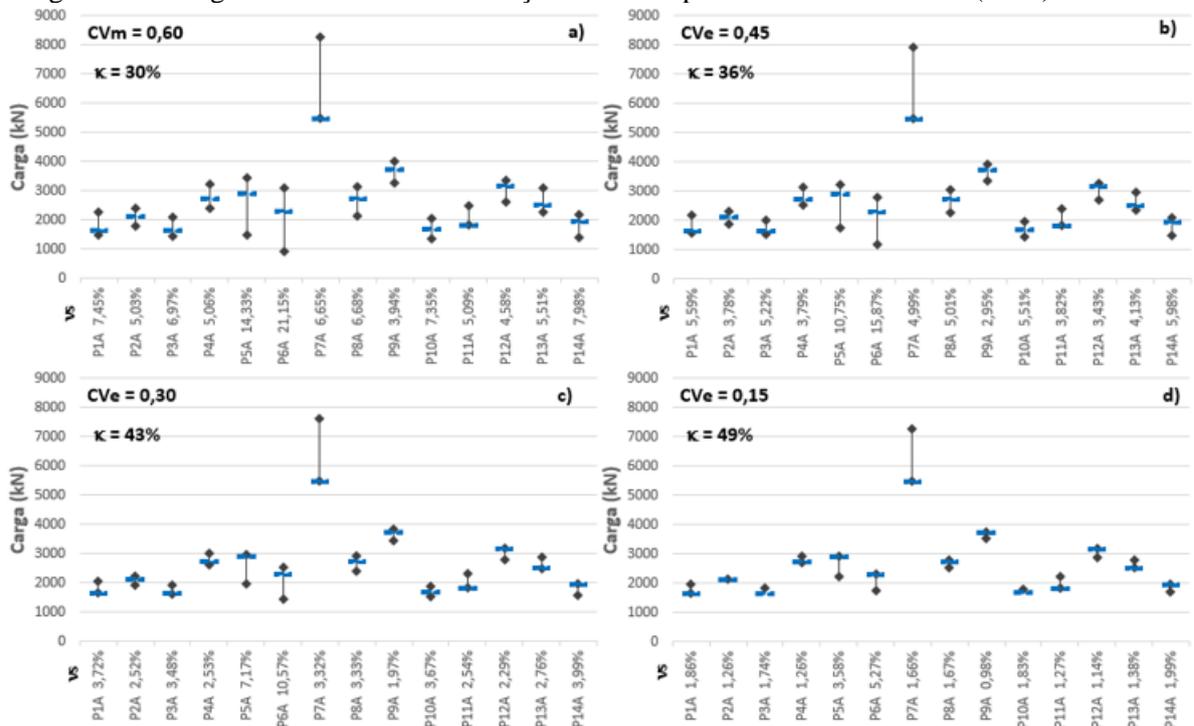
Figura 81 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Aoki e Lopes (1975) – Edifício A



◆ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores; CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques; vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

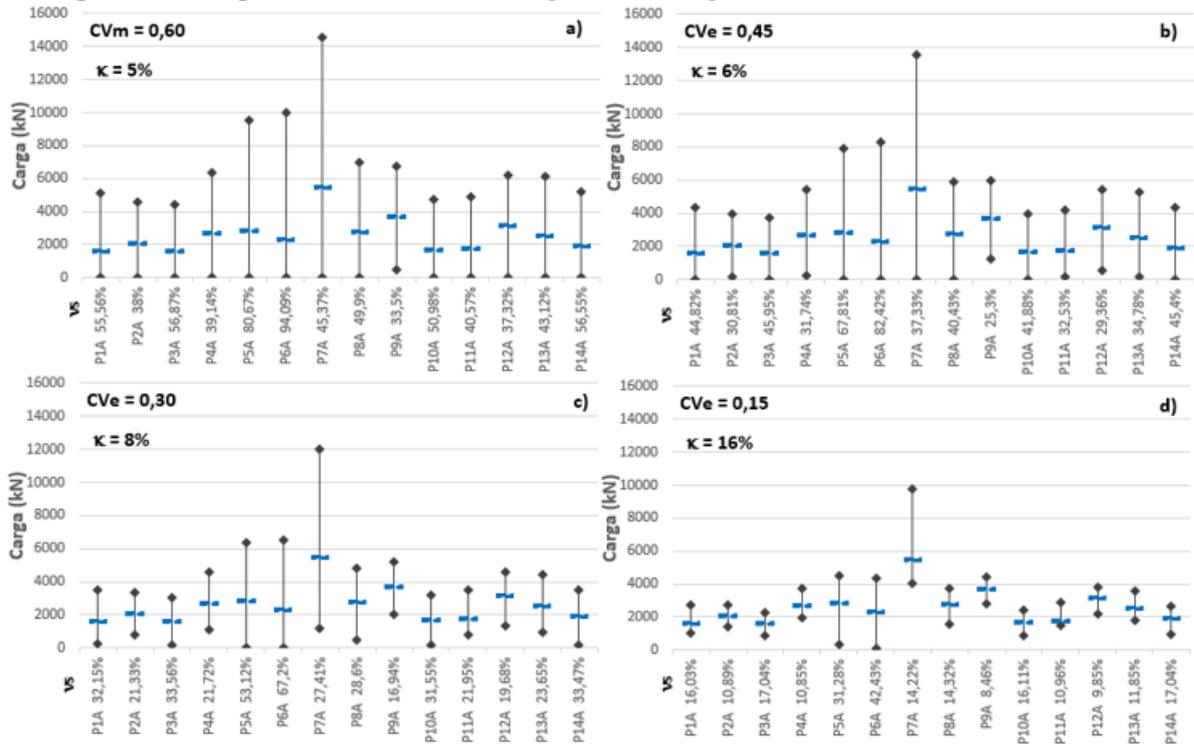
Figura 82 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Poulos e Davis (1980) – Edifício A



◆ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores; CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques; vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

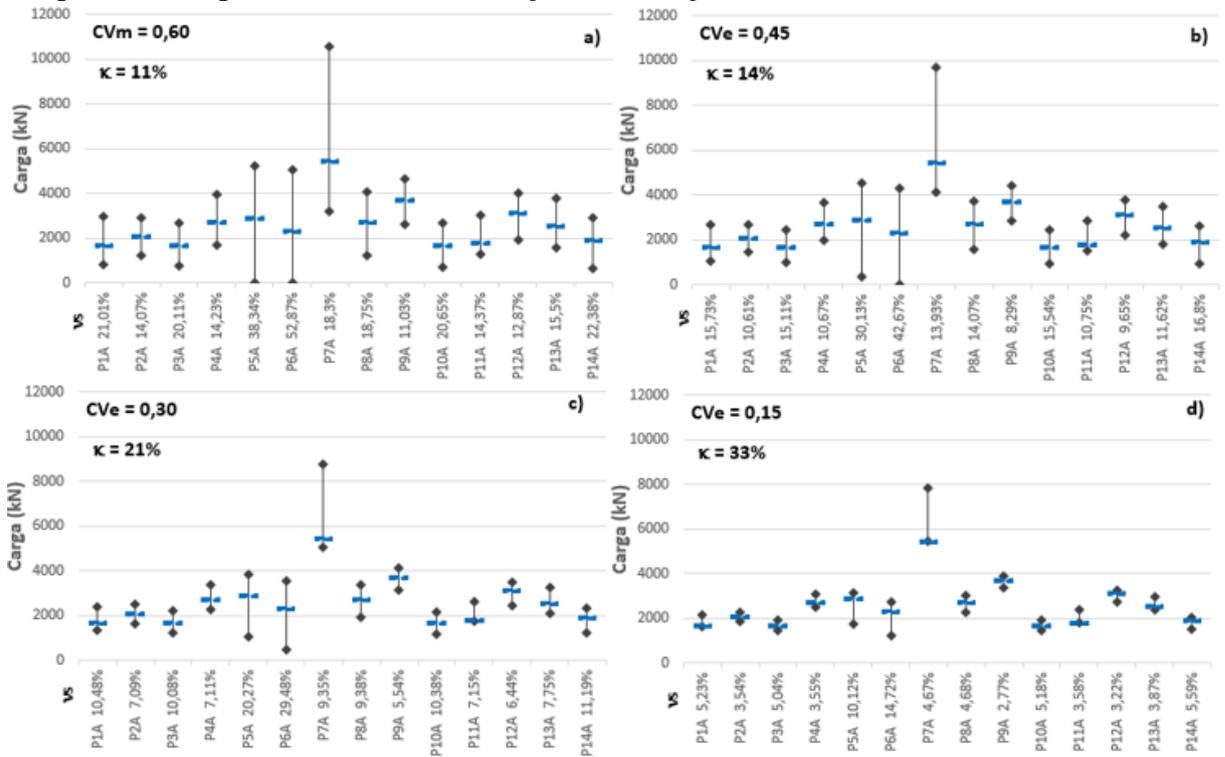
Figura 83 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir da NBR 6122 (2019) – Edifício A



♦ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores; CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques; vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

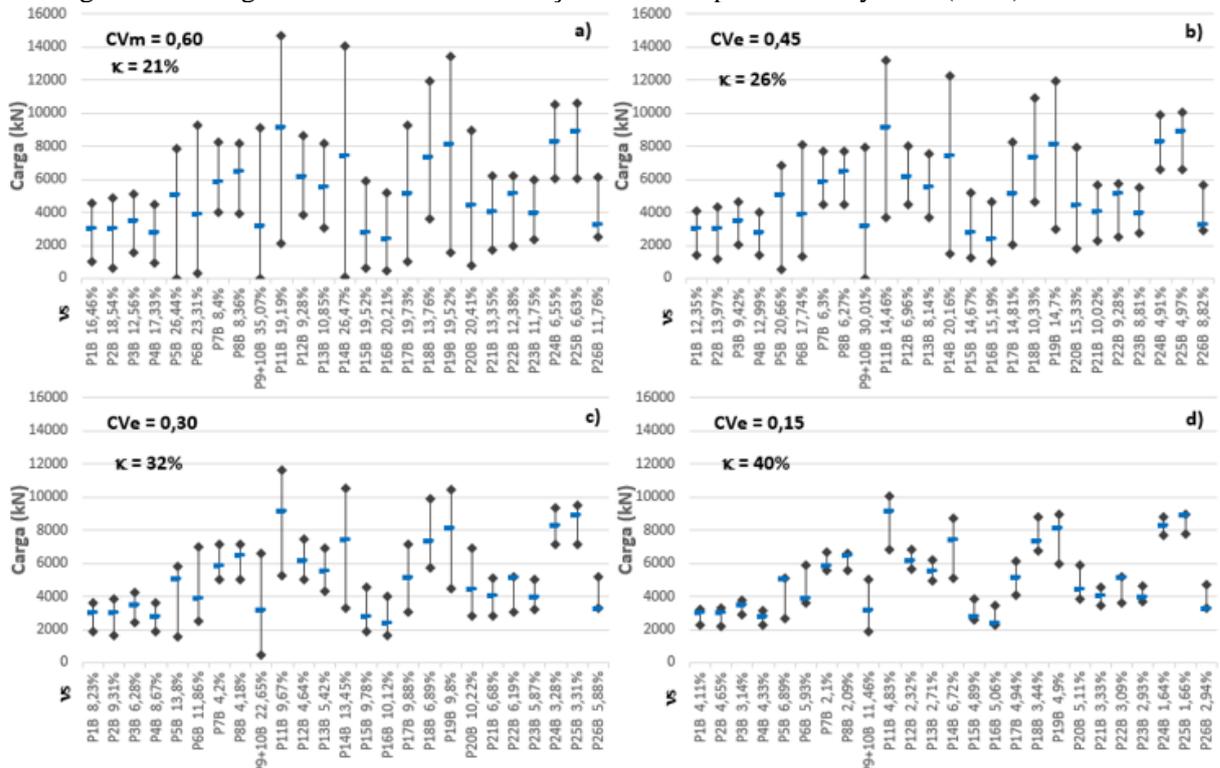
Figura 84 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Almeida et al. (2019) – Edifício A



♦ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores; CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques; vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

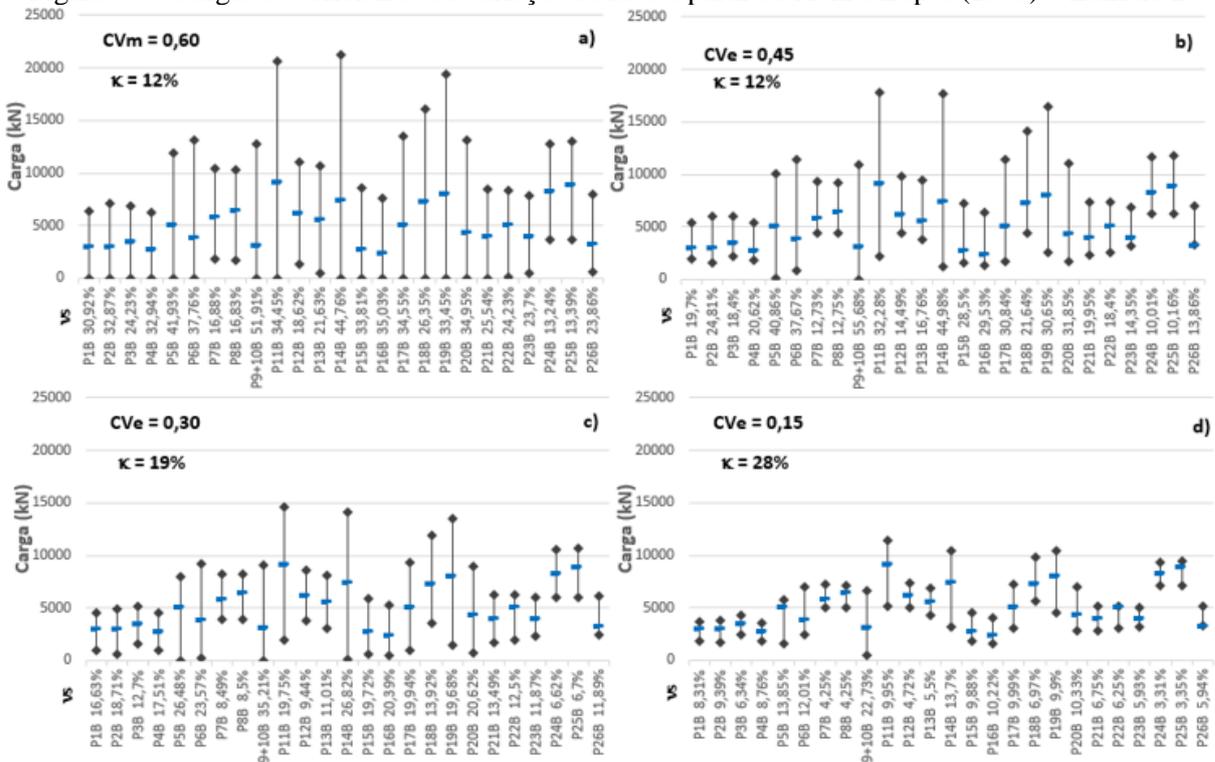
Figura 85 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Meyerhof (1959) – Edifício B



♦ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores;
 CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques;
 vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de sollicitação

Fonte: Autor (2022)

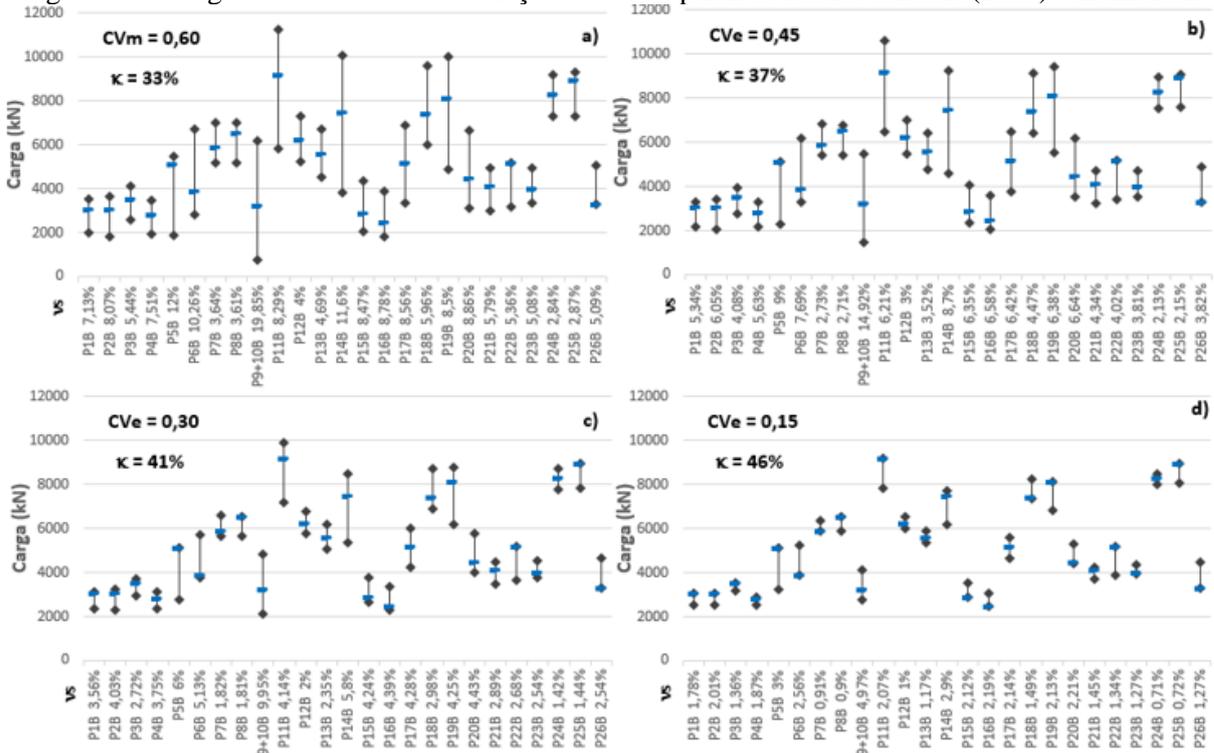
Figura 86 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Aoki e Lopes (1975) – Edifício B



♦ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores;
 CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques;
 vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de sollicitação

Fonte: Autor (2022)

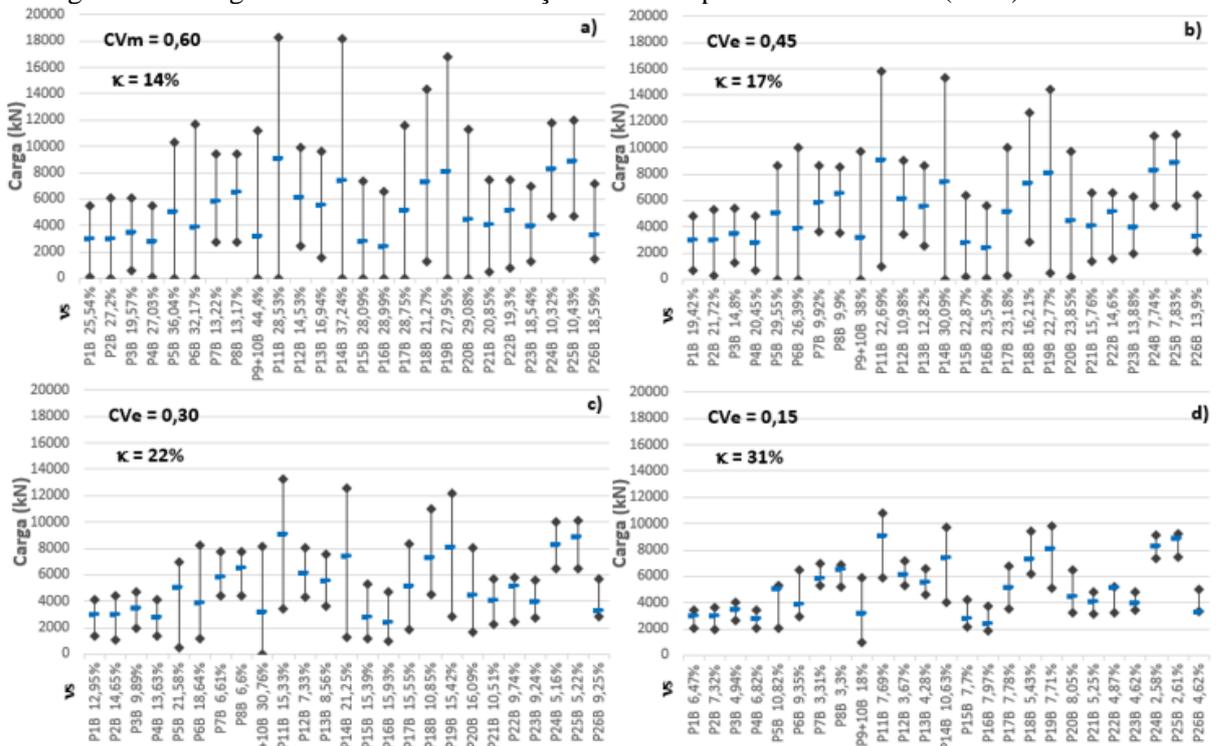
Figura 87 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Poulos e Davis (1980) – Edifício B



◆ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores; CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques; vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

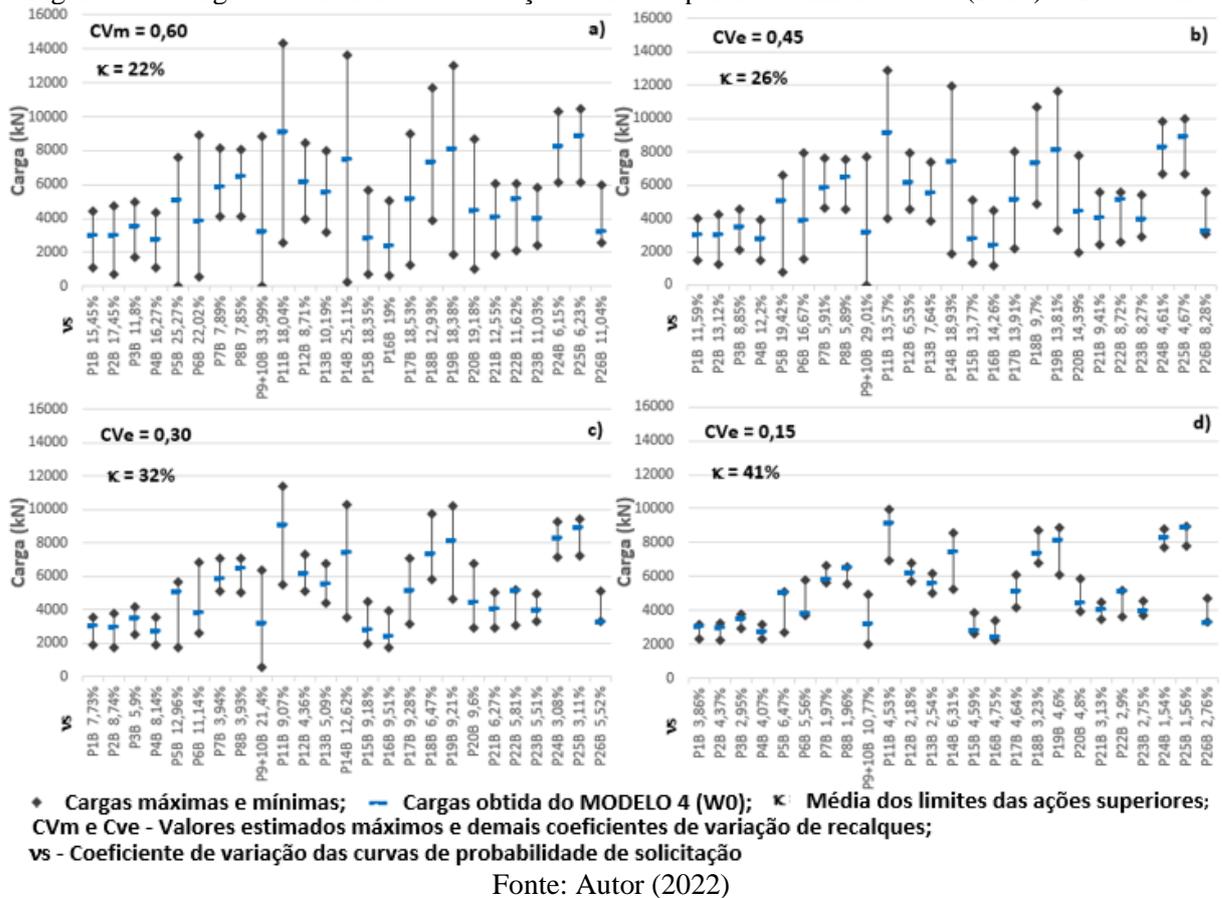
Figura 88 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir da NBR 6122 (2019) – Edifício B



◆ Cargas máximas e mínimas; — Cargas obtida do MODELO 4 (W0); κ Média dos limites das ações superiores; CVm e Cve - Valores estimados máximos e demais coeficientes de variação de recalques; vs - Coeficiente de variação das curvas de probabilidade de solicitação

Fonte: Autor (2022)

Figura 89 – Cargas e coeficientes de variação obtidos a partir de Almeida et al. (2019) – Edifício B



Observa-se das Figuras 80 a 89 que quanto maior o CV_e , maior o coeficiente de variação de cargas (vs). Isso ocorre porque o aumento do CV_e provoca um aumento na diferença entre os recalques máximos e mínimos, alargando as bases das curvas de probabilidade de solicitação (Figura 44) de acordo com os critérios de construção das referidas curvas (item 4.11).

Das mesmas figuras observa-se também que quanto maior o valor de CV_e , menor o valor de κ , deixando claro que essa medida está relacionada com o formato das curvas de probabilidade de solicitação. A referida relação se dá devido aos valores das cargas do MODELO 4 serem fixos dentro das curvas de probabilidade de solicitação, fazendo com que curvas que possuem desvios-padrão maiores produzam pontuações típicas menores, e consequentemente, distribuições normais padrão menores em relação às cargas W_0 .

Nos Edifícios A e B, os valores das cargas dos pilares no MODELO 4, quando se consideram aumento e diminuição de carga, pertencem em 96% das vezes às curvas de solicitação geradas pelo método descrito no item 4.11, configurando-se a referida metodologia, pois, como adequado instrumento para a construção daquelas curvas.

Ressalta-se que quando se observa os diferentes métodos de estimativa de recalques e seus C_{Ve}, os valores de coeficiente de variação de curvas de probabilidade de solicitação podem se situar bem acima dos valores considerados como aceitáveis por Cintra e Aoki (2010). É o caso do Pilar P6A, com vs 94,09% (Figura 83a) e Pilar P9+10B, com vs 55,68% (Figura 86b).

5.14 AVALIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES

As Figuras 90 e 91, concernentes ao Edifício A, e as Figuras 92 e 93, concernentes ao Edifício B, apresentam os Índices de confiabilidade (β) para os pares de curvas de probabilidade de resistência, construídas com o auxílio de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), e de probabilidade de solicitação, construídas com as ISE dos recalques aleatórios estimados por intermédio das médias (RecM) dos métodos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980), NBR 6122 (2019) e Almeida et al. (2019) para todos os C_{Vm} e C_{Ve} estimados.

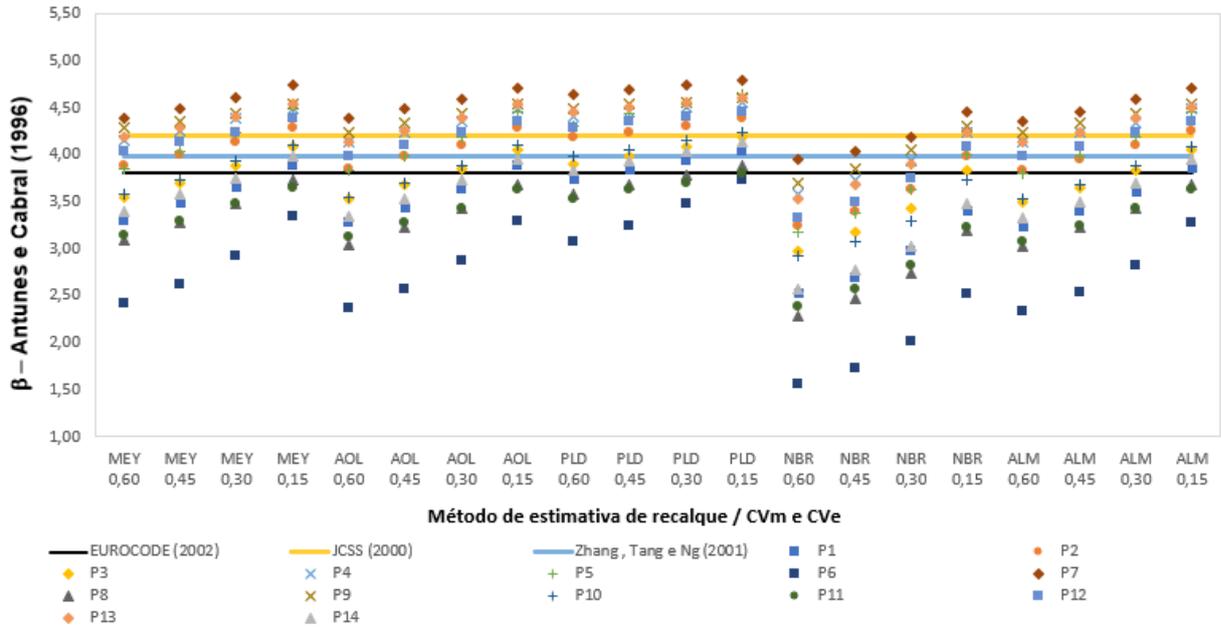
Destaca-se nas referidas figuras uma região de confiabilidade definidas pelos limites estabelecidos pelo EUROCODE EN: 1990 (2002), pelo JCSS (2000) e por Zhang, Tang e Ng (2001). Percebe-se que em termos de confiabilidade, boa parte dos pilares, para as diversas configurações de métodos e de C_{Ve} estimados, não atende aos índices de confiabilidades limites.

No Edifício A, considerando Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) em termos de percentagens, os pilares estão acima do limite mínimo estabelecido (e, portanto, adequados) em 57% e 52% dos cenários pelo EUROCODE EN:1990 (2002); em 31% e 30% dos cenários pelo JCSS (2000) e em 44% e 43% dos cenários por Zhang, Tang e Ng (2001). Já no Edifício B, estão acima do limite mínimo em 4,60% e 9,80% dos cenários pelo EUROCODE EN:1990 (2002); 4,0% e 4,0% dos cenários pelo JCSS (2000) e 4,0% e 4,80% dos cenários por Zhang, Tang e Ng (2001), quando se considera Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), respectivamente.

A queda dos Índices de confiabilidade é fortemente influenciada pelas incertezas nas estimativas dos recalques, representadas aqui pelos recalques médios (RecM) obtidos pelos diferentes métodos de estimativa de recalque e pelos C_{Ve}, o que explica o formato dos gráficos apresentados nas Figuras 90 a 93. Para tornar mais evidente a influência dessas duas grandezas no Índice de confiabilidade, apresentam-se as Figuras 94 e 95, as quais destacam o

comportamento dos pilares P7A (Edifício A) e P9+10B (Edifício B). Os referidos pilares foram escolhidos por apresentarem os melhores índices de confiabilidade em todos os cenários.

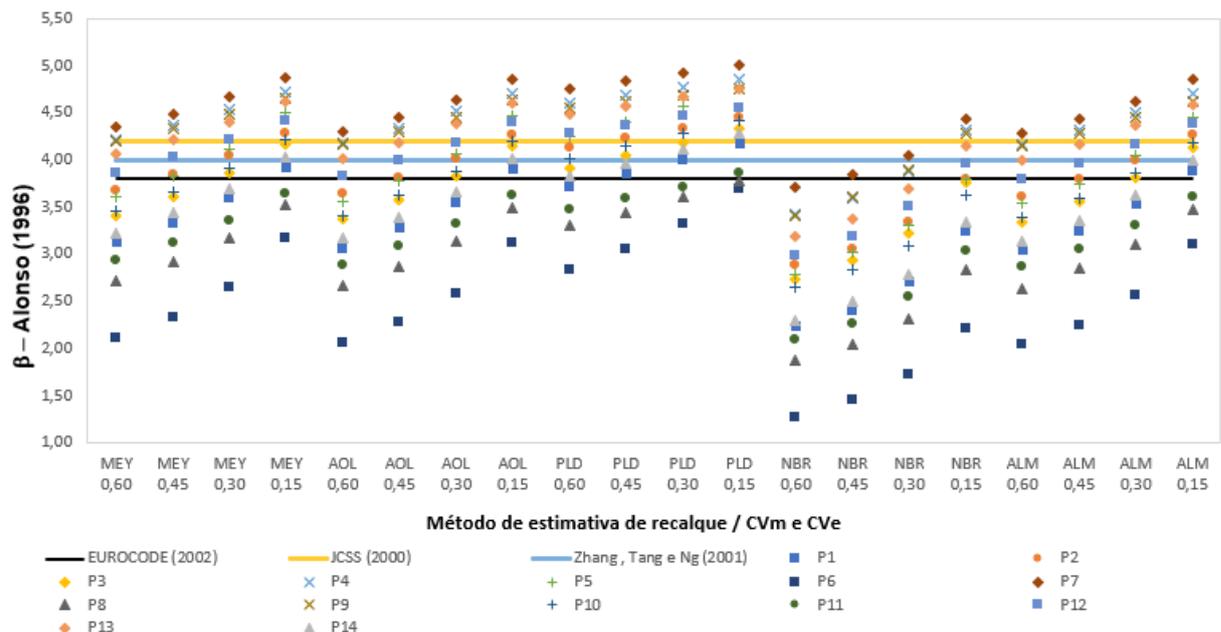
Figura 90 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; β - índice de confiabilidade

Fonte: Autor (2022)

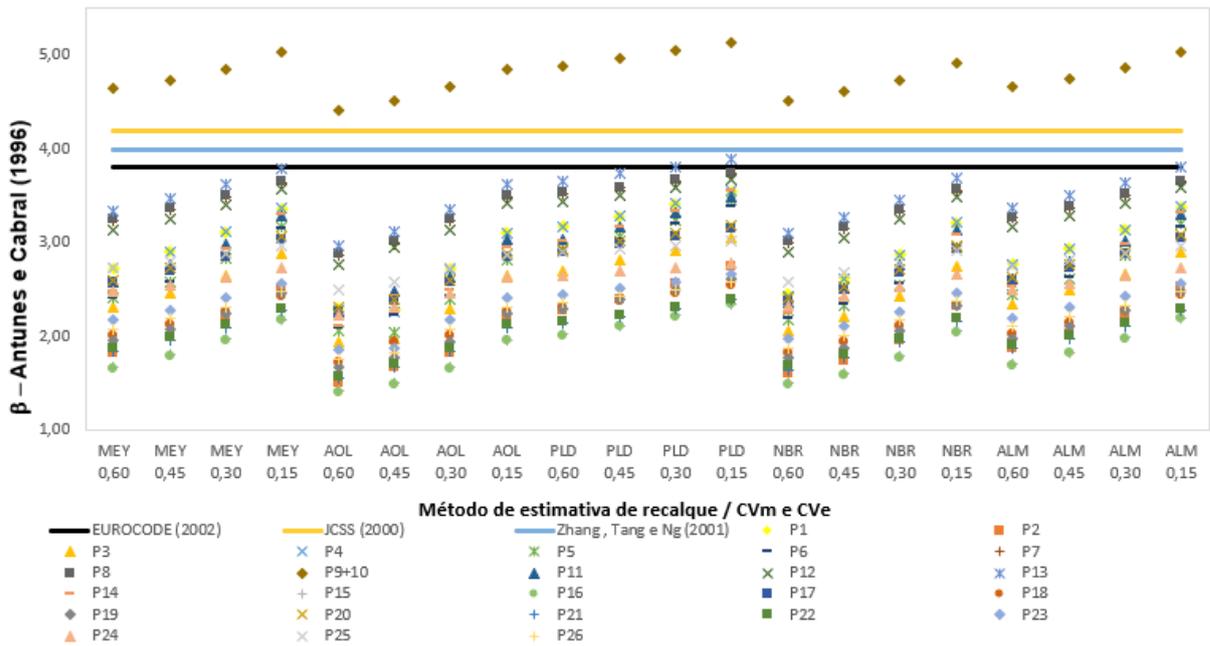
Figura 91 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; β - índice de confiabilidade

Fonte: Autor (2022)

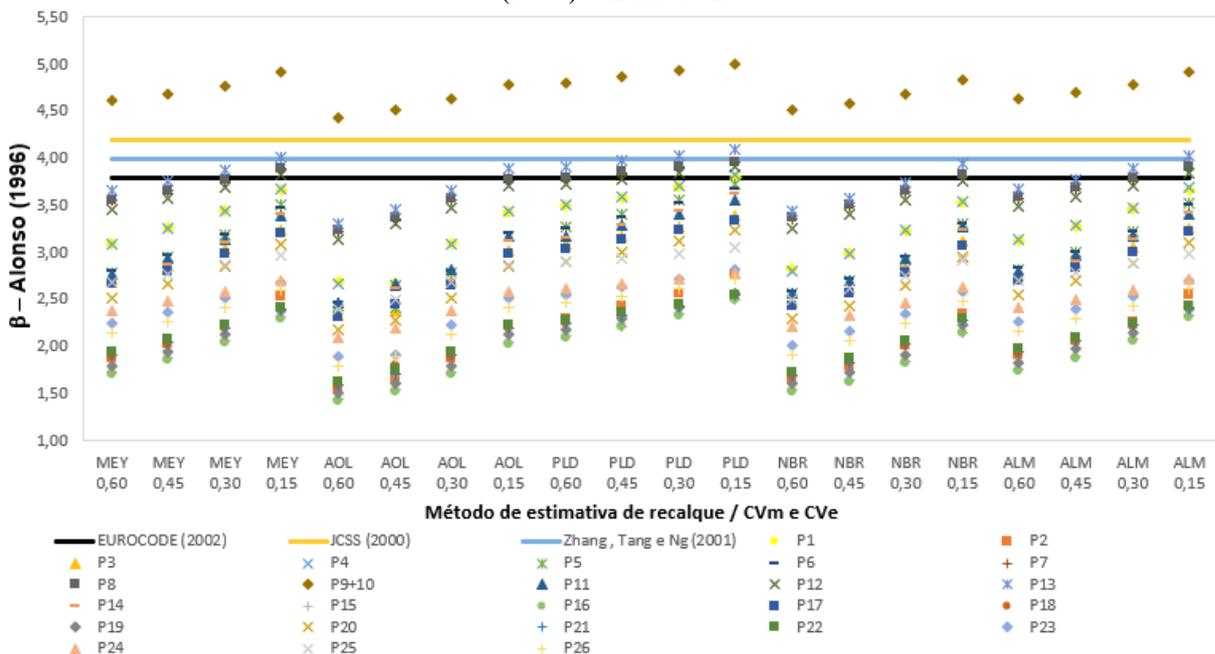
Figura 92 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 CVm e CVe - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; β - Índice de confiabilidade

Fonte: Autor (2022)

Figura 93 – Índice de confiabilidade com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 CVm e CVe - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; β - Índice de confiabilidade

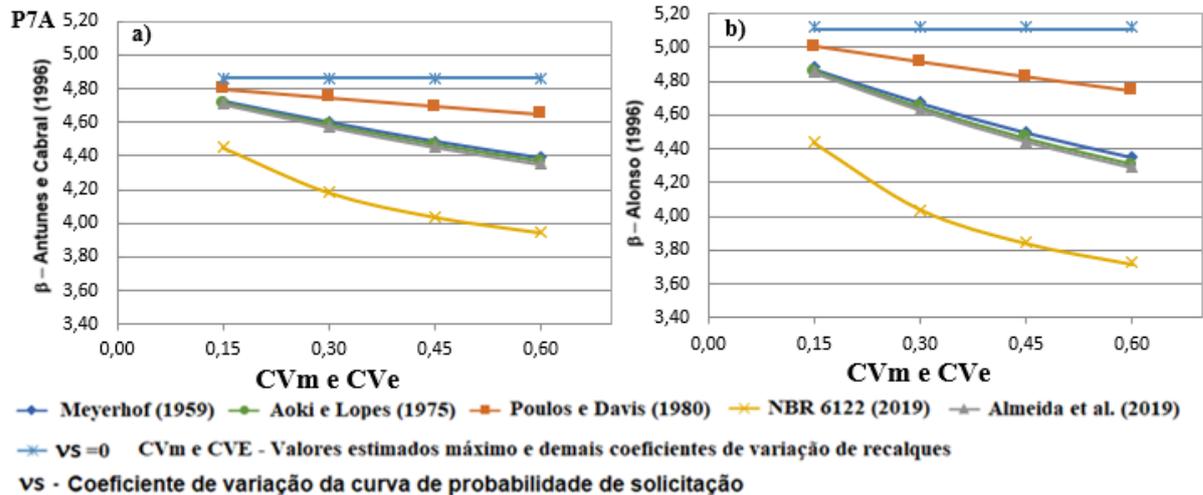
Fonte: Autor (2022)

Das Figuras 94 e 95, verifica-se que quanto maior o recalque médio (RecM) - representado por cada um dos métodos estimativos de recalque, cujos valores podem ser comparados nas Figuras

61 e 62 – e quanto maior o CV_e estimado, menor o Índice de confiabilidade (β). Esse comportamento é justificado, pois, à medida que o $RecM$ e o CV_e aumentam, os coeficientes de variação das curvas de probabilidade de solicitação (v_s) aumentam, ampliando a região de interseção entre curvas de probabilidade de resistência e de solicitação (Figura 18).

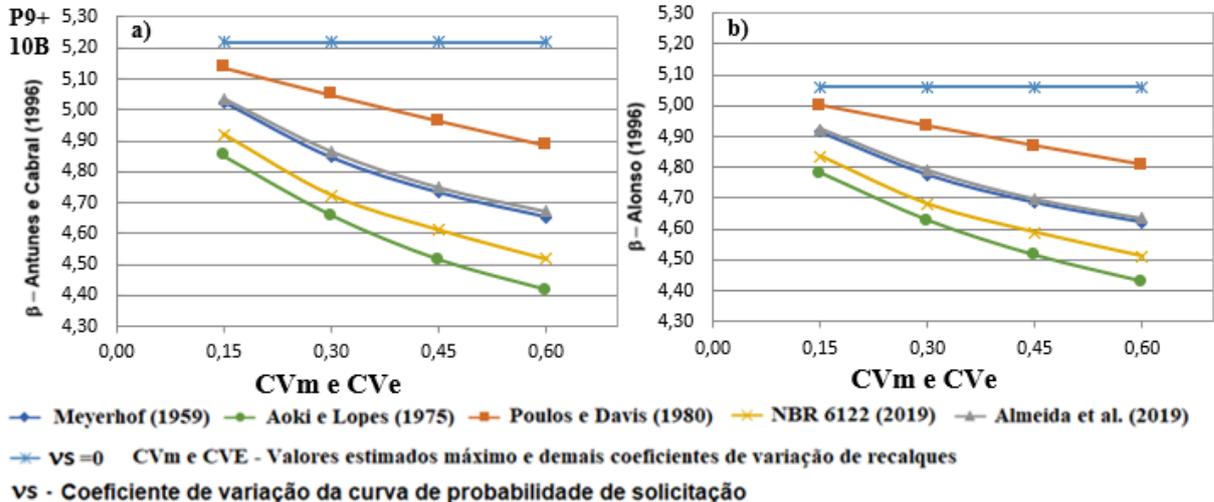
Coefficientes de variação (v_s) maiores, implicam em diferenças maiores entre recalques aleatórios máximos e mínimos, o que aumenta a probabilidade de recalques diferenciais maiores. Esse comportamento, considerando-se o aumento do $RecM$, está de acordo com o que declaram Cintra, Aoki e Albiero (2011): os recalques diferenciais normalmente são maiores quando os recalques absolutos são maiores.

Figura 94 – Influência do recalque médio e do coeficiente de variação de recalque no Índice de confiabilidade no Pilar P7A – Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 95 – Influência do recalque médio e do coeficiente de variação de recalque no Índice de confiabilidade no Pilar P9+10B – Edifício B



Fonte: Autor (2022)

Também está presente nas Figuras 94 e 95, para efeito comparativo, a relação entre C_{Ve} e β para o coeficiente de probabilidade de solicitação nulo ($v_s=0$), ou seja, considerando que as cargas dos pilares são iguais ao valor de solicitação média (S_m). Quando se observa o comportamento do Pilar P7A no Edifício A, concernente à curva de probabilidade de resistência obtida de Alonso (1996) (Figura 94b), verifica-se que para as recomendações da NBR 6122 (2019) com C_{Ve} igual a 0,60, o β está abaixo do limite mínimo estabelecido pelo EUROCODE EN: 1990 (2002). Sem a consideração das incertezas na obtenção dos recalques ($v_s=0$), porém, o β tem valor de 5,11, o que atende a todos os limites elencados: EUROCODE EN: 1990 (2002), JCSS (2002) e Zhang, Tang e Ng (2001). No caso do Pilar P9+10B no Edifício B, as incertezas na obtenção de recalques não provocam β abaixo de nenhum dos limites, embora no caso mais extremo – Aoki e Lopes (1975) com C_{Ve} igual a 0,60, o índice de confiabilidade tenha diminuído 15% quando se considera Antunes e Cabral (1996) e 12% quando se considera Alonso (1996).

5.15 AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA DAS FUNDAÇÕES

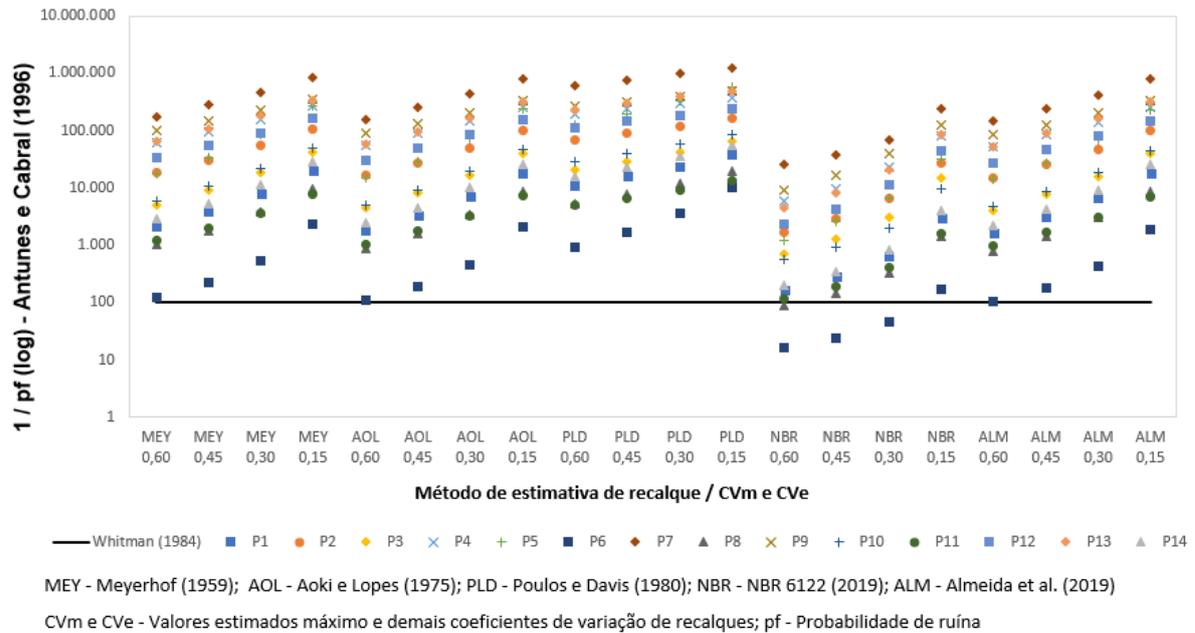
Apresentam-se nas Figuras 96 e 97 (Edifício A) e nas Figuras 98 e 99 (Edifício B), as probabilidades de ruína (pf) para os pares de curvas de probabilidade de resistência construídas com o auxílio de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), e de probabilidade de solicitação, construídas com as ISE dos recalques aleatórios estimados por intermédio das médias (RecM) dos métodos de Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980), NBR 6122 (2019) e Almeida et al. (2019) para todos os C_{Vm} e C_{Ve} estimados.

Nas Figuras 96 a 99 destaca-se uma função contínua definida pelo limite mínimo preconizado por Whitman (1984). Ao contrário do observado para o Índice de confiabilidade, boa parte dos pilares, para as diversas configurações de métodos e de C_{Ve} estimados, atende ao referido limite. No Edifício A, considerando Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), os pilares estão acima do limite mínimo, e, portanto, considerados adequados, em 99% e 94% dos cenários, respectivamente. Já no Edifício B, estão acima do limite mínimo em 41% e 51% dos cenários, quando se considera Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), respectivamente.

Uma vez que a probabilidade de ruína está diretamente relacionada com o Índice de confiabilidade (Equação 3.15), valem para os gráficos das Figuras 96 a 99 as mesmas

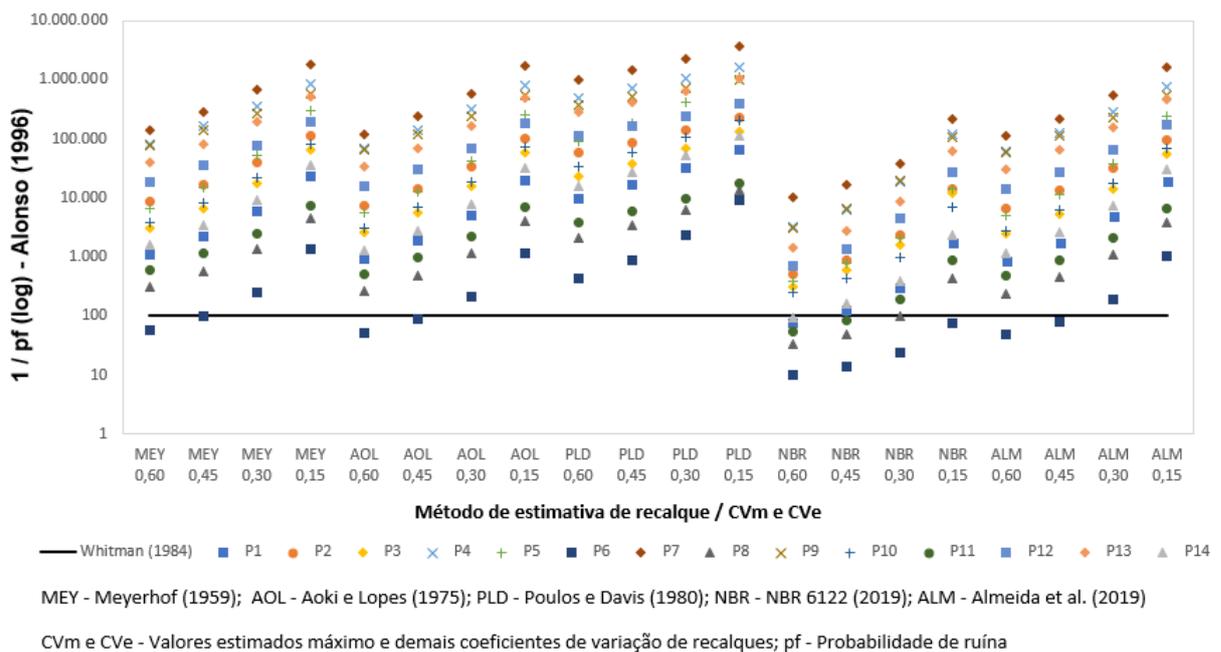
explicações para o comportamento dos gráficos apresentados no item 5.12. Vale ressaltar que para o coeficiente de probabilidade de solicitação nulo ($v_s=0$), todos os pilares dos Edifícios A e B ficam acima do limite de Whitman (1984), evidenciando a inadequação de modelos semiprobabilísticos que consideram as solicitações constantes (Figura 17c).

Figura 96 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A



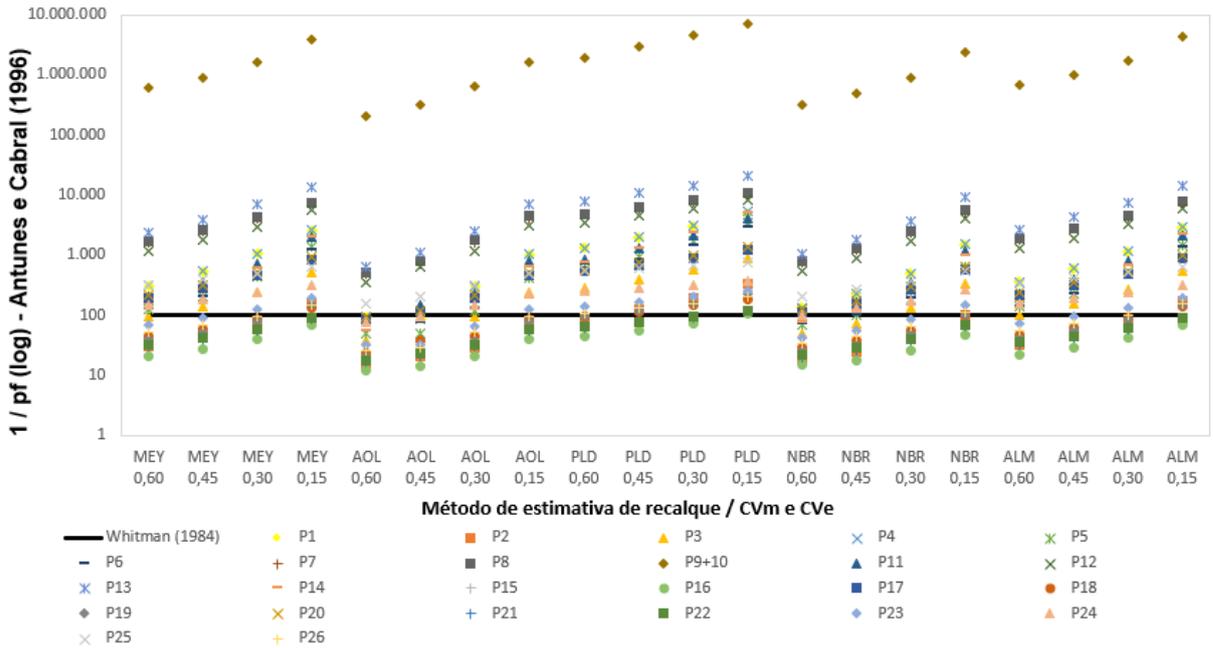
Fonte: Autor (2022)

Figura 97 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A



Fonte: Autor (2022)

Figura 98 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B

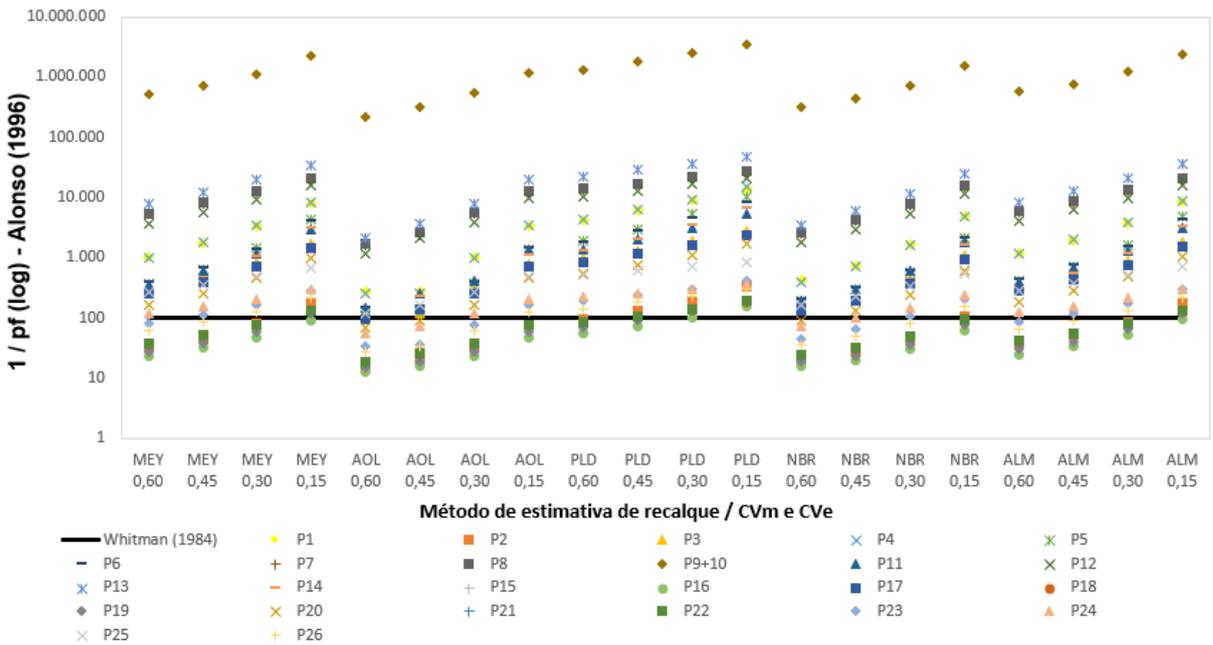


MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; pf - Probabilidade de ruína

Fonte: Autor (2022)

Figura 99 – Probabilidade de ruína com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; pf - Probabilidade de ruína

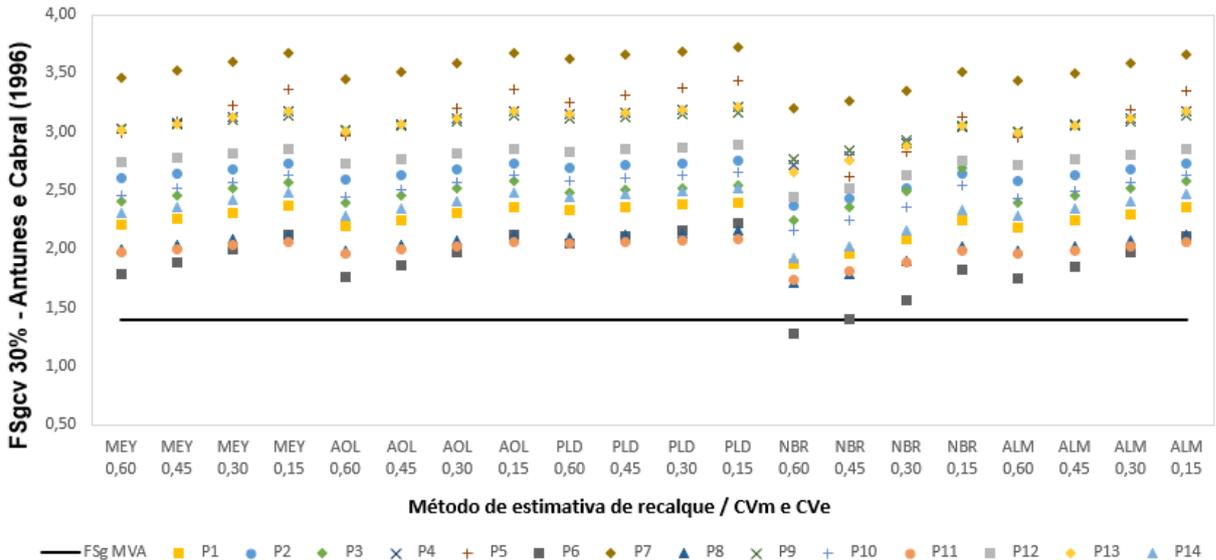
Fonte: Autor (2022)

5.16 AVALIAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA ASSOCIADOS A CARGAS COM DIFERENTES PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA

No item 5.12, as Figuras 80 a 89 apontaram o deslocamento médio positivo de cargas do MODELO 4 (W0) em relação às solicitações médias (Sm) das curvas de probabilidade de solicitação. As Sm são equivalentes às cargas obtidas do MODELO 1 (F0), o qual representa o modelo normalmente utilizado na elaboração de projetos geotécnicos. O referido deslocamento médio evidencia a necessidade da utilização de modelos probabilísticos (Figura 17b) quando se considera a segurança das fundações. Dessa forma, é necessário estipular limites de verificação dentro das curvas de probabilidade de resistência e de solicitação, associadas a probabilidades de ocorrência assumidas.

As Figuras 100 a 105 (Edifício A) e as Figuras 106 a 111 (Edifício B), apresentam os fatores de segurança associados às curvas de probabilidade de resistência, construídas com o auxílio de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996) para os limites de 30%, 20% e 10% das ações superiores em relação às curvas de probabilidade de solicitação.

Figura 100 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A



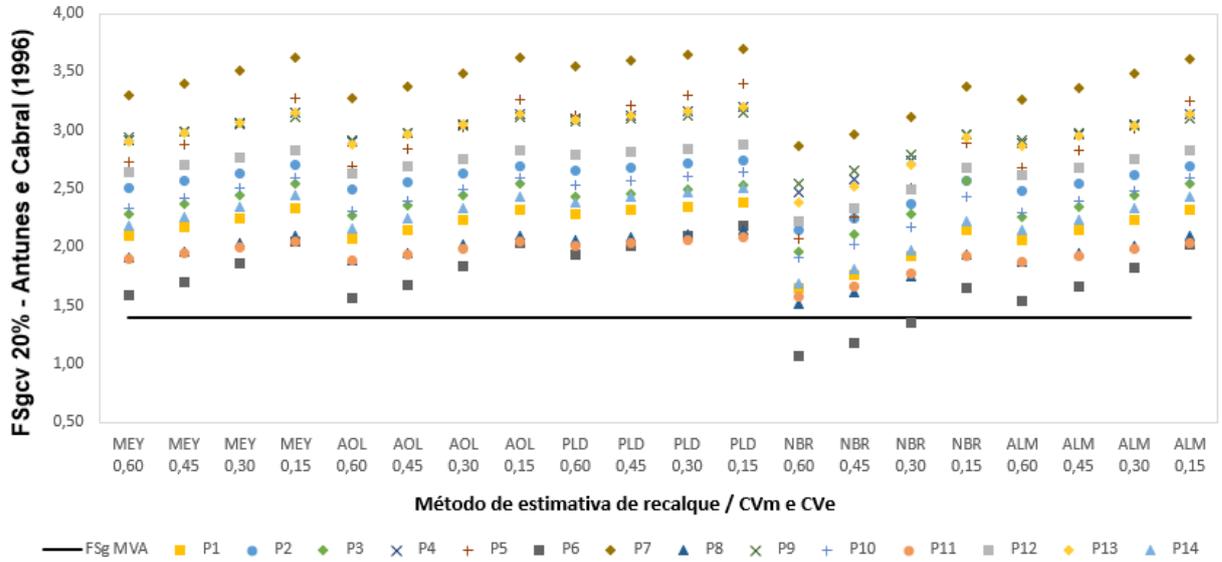
MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

CVm e CVe - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; Fsgcv 30% - Fator de segurança associado

ao limite de 30% das ações superiores; Fsg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

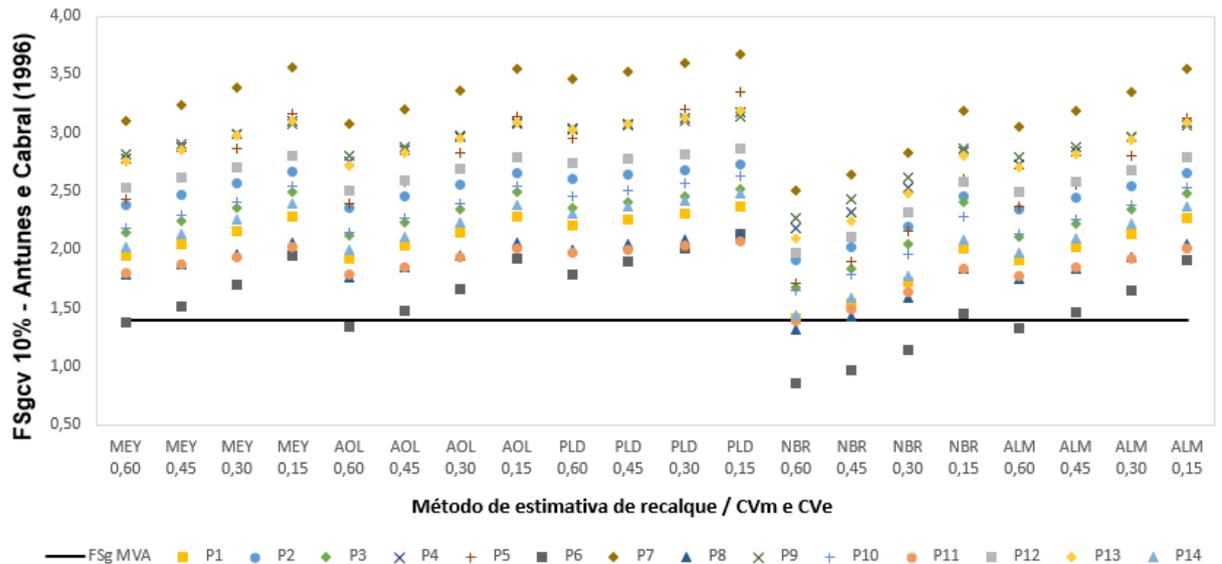
Figura 101 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; FSgcv 20% - Fator de segurança associado ao limite de 20% das ações superiores; FSg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

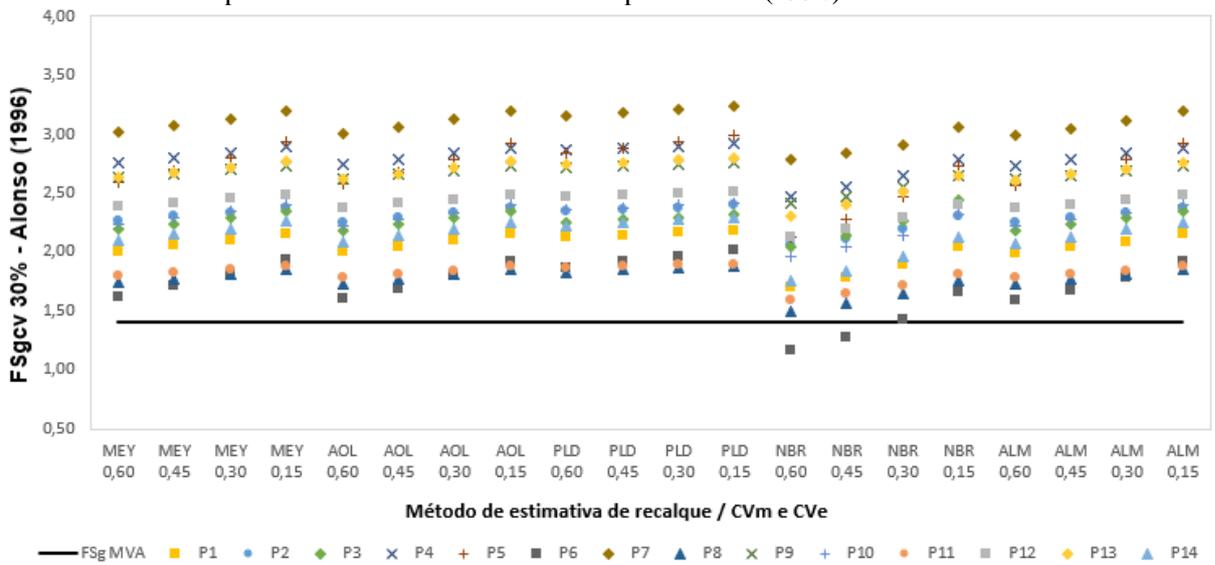
Figura 102 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício A



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; FSgcv 10% - Fator de segurança associado ao limite de 10% das ações superiores; FSg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

Figura 103 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A

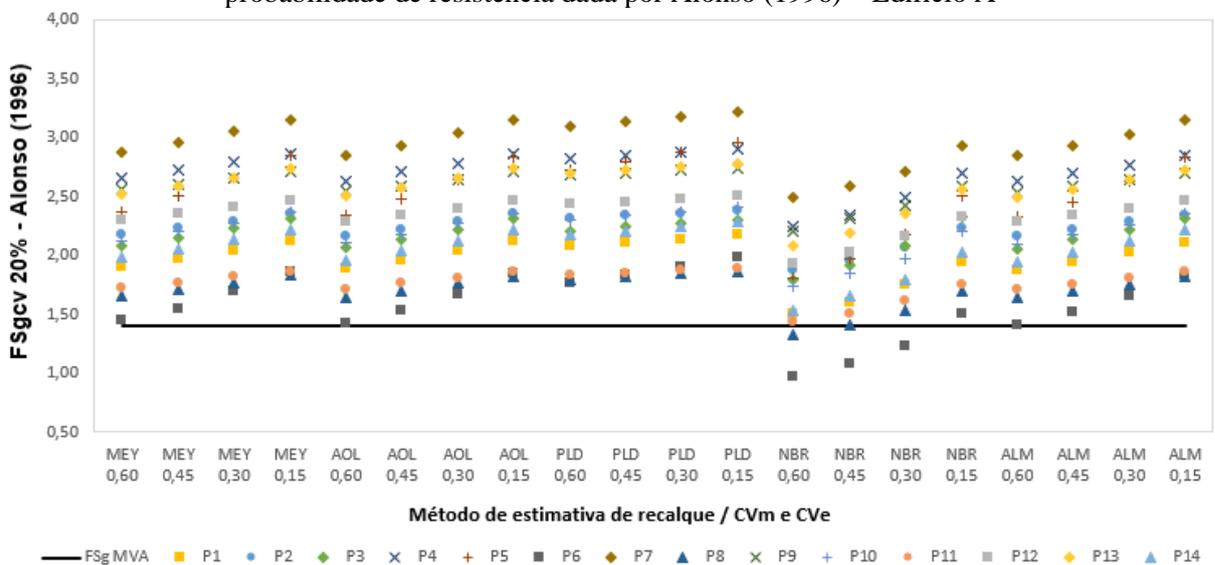


MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

CVm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; Fsgcv 30% - Fator de segurança associado ao limite de 30% das ações superiores; Fsg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

Figura 104 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A

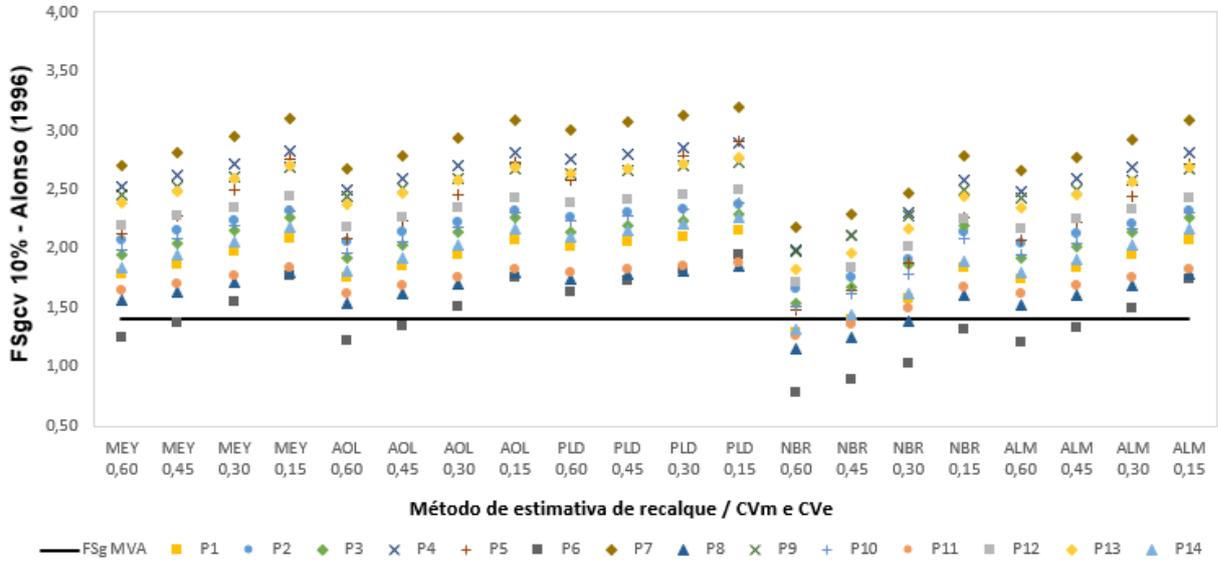


MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

CVm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; Fsgcv 20% - Fator de segurança associado ao limite de 20% das ações superiores; Fsg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

Figura 105 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício A

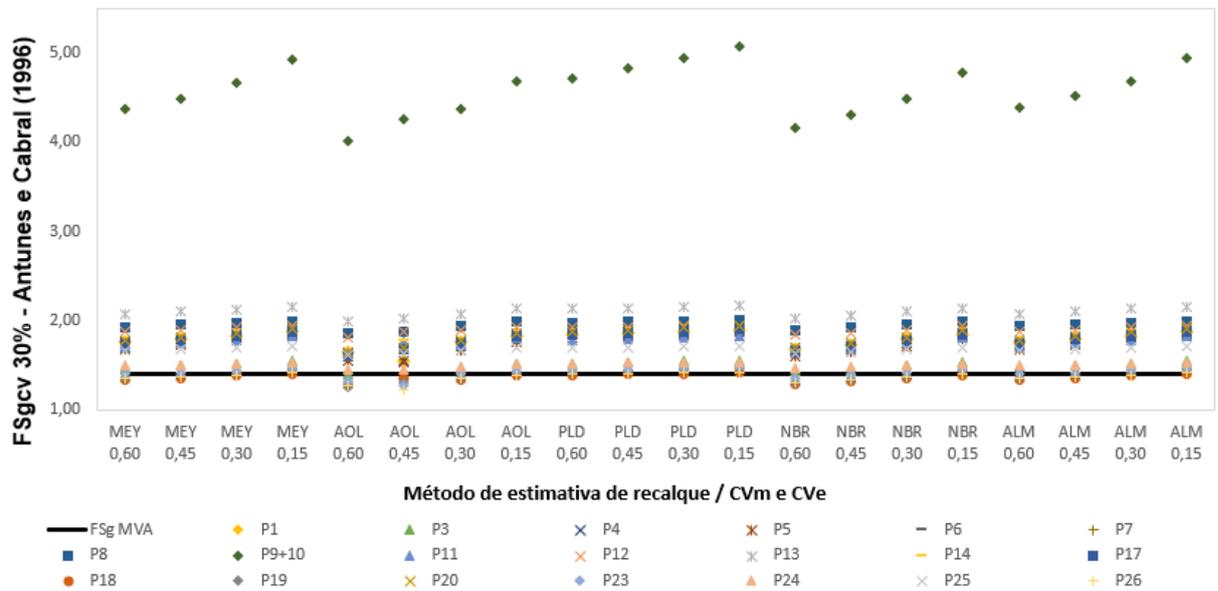


MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; Fsgcv 10% - Fator de segurança associado ao limite de 10% das ações superiores; Fsg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

Figura 106 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B

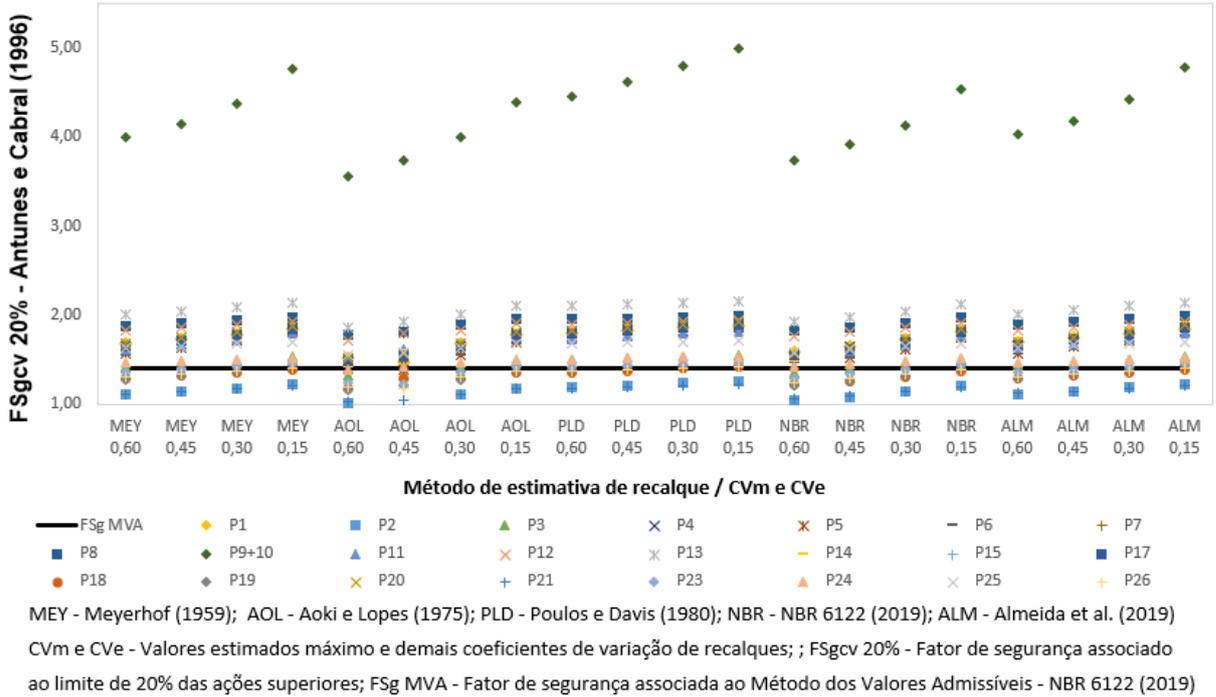


MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)

Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; ; Fsgcv 30% - Fator de segurança associado ao limite de 30% das ações superiores; Fsg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

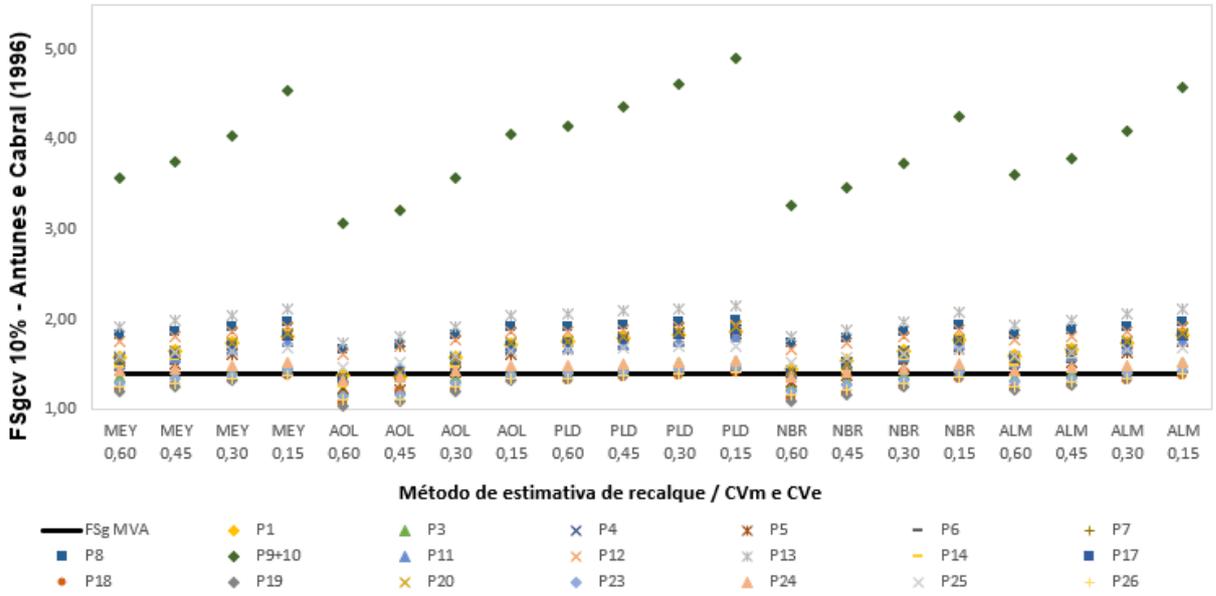
Fonte: Autor (2022)

Figura 107 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B



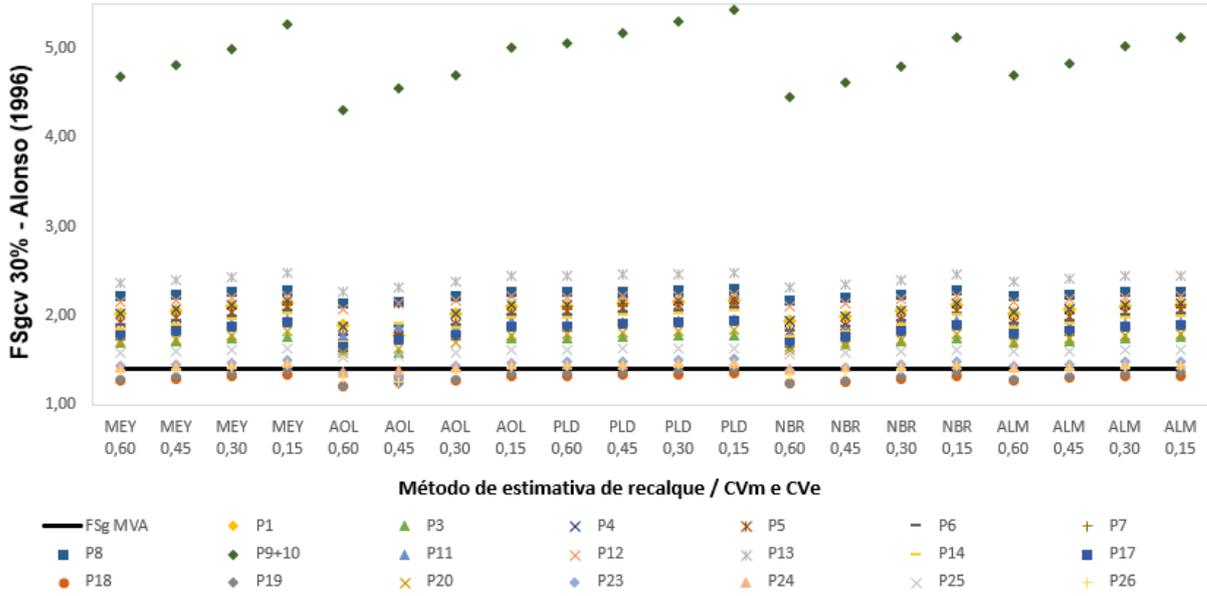
Fonte: Autor (2022)

Figura 108 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Antunes e Cabral (1996) – Edifício B



Fonte: Autor (2022)

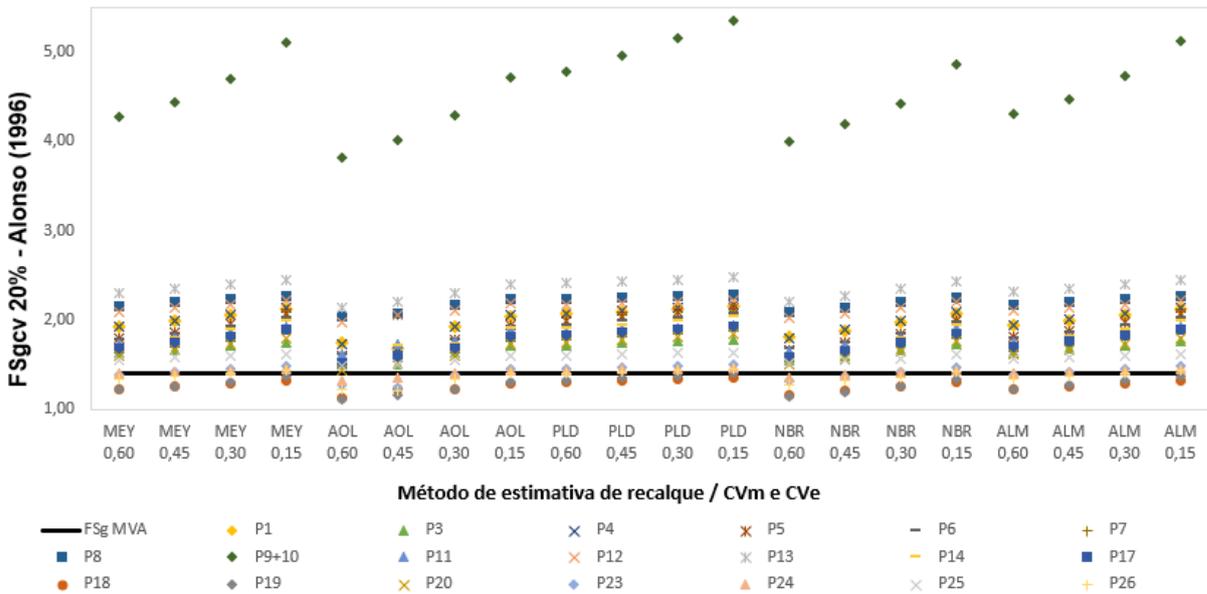
Figura 109 – Fatores de segurança associados ao limite de 30% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; ; FSgcv 30% - Fator de segurança associado ao limite de 30% das ações superiores; FSg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

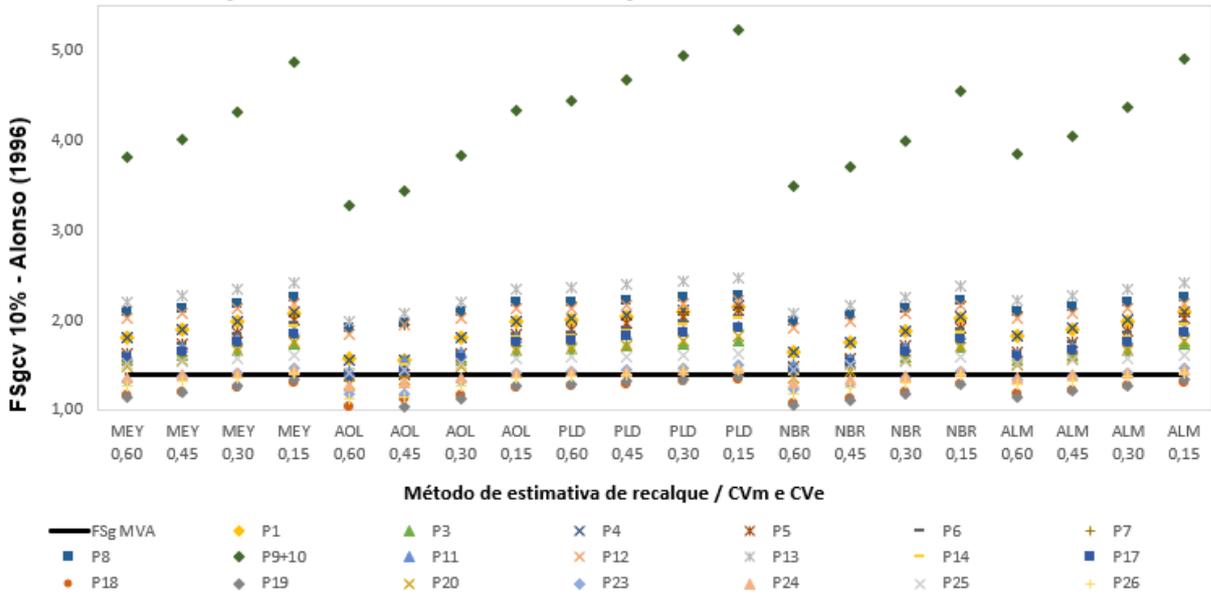
Figura 110 – Fatores de segurança associados ao limite de 20% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e Cve - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; ; FSgcv 20% - Fator de segurança associado ao limite de 20% das ações superiores; FSg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

Figura 111 – Fatores de segurança associados ao limite de 10% das ações superiores com curva de probabilidade de resistência dada por Alonso (1996) – Edifício B



MEY - Meyerhof (1959); AOL - Aoki e Lopes (1975); PLD - Poulos e Davis (1980); NBR - NBR 6122 (2019); ALM - Almeida et al. (2019)
 Cvm e CVe - Valores estimados máximo e demais coeficientes de variação de recalques; ; FSgcv 10% - Fator de segurança associado ao limite de 10% das ações superiores; FSg MVA - Fator de segurança associada ao Método dos Valores Admissíveis - NBR 6122 (2019)

Fonte: Autor (2022)

Nas Figuras 100 a 111 destaca-se uma função contínua representando o fator de segurança limite (1,4) quando se utiliza o Método dos Valores Admissíveis estabelecido pela NBR 6122 (2019). No Edifício A, considerando todos os limites de ações superiores para as curvas de resistência de Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), os pilares estão acima do limite mínimo, e, portanto, adequados, em 98% dos cenários. Já no Edifício B, estão acima do limite mínimo em 80% dos cenários, considerando Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996), exceto para o limite de 10% das ações superiores associados a Alonso (1996), em que estão acima do limite mínimo em 60% dos casos.

A exemplo dos gráficos de Índice de confiabilidade (β) e de probabilidade de ruína (pf), o comportamento dos gráficos dos fatores de segurança associados a cargas com diferentes probabilidades de ocorrência (FS_{gcv}) são influenciados pelos formatos das curvas de probabilidade de resistência e de solicitação. Observa-se que à medida que o RecM e o CVe aumentam, o FS_{gcv} diminui. Observa-se também que à medida que o limite das ações superiores aumenta, o FS_{gcv} diminui. Isso se dá porque quando se aumenta o limite das ações superiores, as curvas de probabilidade de solicitação incorporam distribuições de frequência com cargas maiores (Figura 44), o que impacta nos valores de FS_{gcv} .

Considerando que todos os pilares analisados possuem um fator de segurança global superior a 2, e, portanto, admitidos adequados em projetos convencionais de geotecnia, fica comprovado o impacto das incertezas na obtenção de recalques, e por conseguinte, de suas consequências nas curvas de probabilidade de solicitação quando o Método dos Valores Admissíveis é utilizado em conjunto com modelos probabilísticos que consideram as resistências e as solicitações.

6 CONCLUSÕES

As análises dos Edifícios A e B, considerando o modelo que trata os apoios dos pilares como indeslocáveis (MODELO 1); considerando o modelo que admite somente o efeito do EIC (MODELO 3); considerando o modelo que admite o EIC em conjunto com deslocamentos prescritos (MODELO 4), assim como o modelo que utiliza a previsão de recalques em grupos de estacas (utilizando métodos consagrados na literatura e pela norma brasileira) para realização de ISE (MODELO 2), conduziram às conclusões relatadas a seguir.

O modelo que considera os apoios como indeslocáveis (MODELO 1), o que representa uma situação irreal, pode conduzir a valores e comportamentos de esforços axiais nos pilares e de momentos fletores em vigas bem diferentes de modelos que consideram a ISE e deslocamentos prescritos. Foi o que se observou, por exemplo, no momento junto ao Pilar P5A, que pelas recomendações da NBR 6122 (2019) é 160 vezes maior que no MODELO 1. Outro exemplo é o momento junto ao Pilar P5B, 20 vezes maior no MODELO 4 em relação ao MODELO 1.

As diferenças de esforços (esforços axiais e momentos fletores) observadas nas diferentes configurações de ISE no MODELO 2, indicam que as incertezas na previsão de recalques devem ser levadas em conta no dimensionamento dos elementos estruturais, como pilares e vigas. Com efeito, nenhuma configuração de ISE que considerou os recalques estimados por Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019), teve comportamento ou valores de esforços axiais e momentos fletores compatíveis com o MODELO 4, modelo que busca se aproximar da representação do comportamento medido do conjunto solo-estrutura dos edifícios.

O modelo que considera somente o EIC (MODELO 3) se mostrou bastante diferente do modelo que considera o EIC associado a deslocamentos prescritos (MODELO 4), o que evidencia que modelos que incorporam somente o EIC, dentro das hipóteses consideradas, são insuficientes na previsão do comportamento estrutural, e conseqüentemente, na distribuição de esforços.

As regressões lineares nas relações carga *versus* recalque medidos demonstraram que a consideração dos apoios de pilares como sendo elástico-linear nem sempre representa adequadamente o comportamento do solo, o que pode conduzir a erros no cálculo das

solicitações dos pilares quando uma única ISE é realizada. Por outro lado, a consideração de aleatoriedade dos recalques possibilita a construção de curvas de probabilidade de solicitações $f_s(S)$, o que permite incorporar diversas condições particulares de solicitação.

As incertezas envolvidas nas propriedades dos solos se refletem na estimativa de recalques, de forma que para um mesmo edifício e um mesmo perfil de solo, as previsões de recalques podem variar de forma significativa (de 1,40 mm a 20,38 mm no Pilar P6A do Edifício A, enquanto o recalque medido foi de 7,92 mm; e de 1,17 mm a 15,57 mm no Pilar P17B do edifício B, enquanto o recalque medido foi de 11 mm), influenciando os coeficientes de reação vertical das fundações, e conseqüentemente, as ISE. Isso demonstra que basear análises de ISE em uma única estimativa de recalque não é recomendável.

Em relação aos recalques medidos, verificou-se que não existe uma relação direta do aumento na rigidez do conjunto solo-estrutura em pilares com condições consideradas menos rígidas em detrimento de pilares com condições consideradas mais rígidas. Esse fato foi constatado observando-se o comportamento de pilares como P11B e P14B (pilares centrais) em relação a P12B e P15B (pilar intermediário e de canto, respectivamente); e P19B (pilar central) em relação a P26B (pilar de canto), em que os pilares em condições estruturais consideradas mais rígidas recalcaram menos que os pilares em condições menos rígidas. Ressalta-se, contudo, que a consideração de recalques como pertencendo a um conjunto de valores aleatórios, dispensa a expectativa de aumento ou diminuição de rigidez nos pilares.

Também é possível concluir que, de acordo com os testes de Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov aplicados aos recalques dos Edifícios A e B, e de alguns edifícios da literatura, há evidências de que os valores das medições de recalques pertencem a distribuições normais, o que foi corroborado pela aplicação da Equação 4.30 aos resultados dos Edifícios A e B. Esse fato confirma a validade da metodologia proposta para obtenção de recalques aleatórios (Figura 45) e amplia as possibilidades de previsão de recalques, uma vez que esclarece o comportamento dessas grandezas em edifícios de múltiplos pavimentos.

A metodologia proposta para construção das curvas de probabilidade de solicitação, cujo roteiro de cálculo é disposto no Figura 45, se mostrou adequada, uma vez que quando considerados os Edifícios A e B, as cargas do MODELO 4 pertencem em 96% das vezes às referidas curvas, o

que indica que quase todo o espectro de possibilidades de cargas para cada um dos pilares foi coberto.

Quando a aleatoriedade dos recalques é considerada, os valores estimados dos recalques médios (RecM) e dos coeficientes de variação estimados dos recalques (CVe) impactam no Índice de confiabilidade, e conseqüentemente, na probabilidade de ruína das fundações. Isso ocorre porque à medida que RecM e CVe aumentam, os coeficientes de variação das curvas de probabilidade de solicitação aumentam, ampliando a região de interseção entre curvas de probabilidade de resistência e de solicitação.

O fator de segurança tradicional (FSg), o qual leva em conta apenas as cargas médias de resistência e de solicitação, é insuficiente como um garantidor satisfatório de segurança para as fundações, pois despreza a variabilidade inerente às referidas cargas, passando a falsa impressão de que inexistente probabilidade de ruína. Quando as incertezas na obtenção de recalques e de suas conseqüências nos esforços das fundações são consideradas no projeto, existem cenários que não atendem ao fator de segurança mínimo estipulado pelo Método dos Valores Admissíveis da ABNT NBR 6122 (2019).

As incertezas na obtenção de recalques são potencializadas, frequentemente, pela escassez de ensaios de campo e de laboratório, o que obriga os engenheiros a recorrerem a correlações para estimar dados do solo. É necessário, pois, que o projetista considere as referidas incertezas quando da obtenção dos esforços nas edificações. Uma forma de considerar os riscos de estimativa de recalques é tratá-los como aleatórios e pertencentes a uma distribuição normal, o que, por sua vez, provoca um impacto no Índice de confiabilidade, na Probabilidade de ruína e nos Fatores de segurança de uma dada fundação.

Incorporando-se o conceito de recalque aleatório às fundações, quando pertencentes a uma distribuição normal, as grandezas a se estimar passam a ser o recalque médio (RecM) e o coeficiente de variação de recalque (CVe). Nesse sentido, retroanálises em edifícios já executados que considerem os tipos de estacas, as condições em que estas foram confeccionadas, o tipo e o porte de estrutura, podem ser mais adequadas que métodos de previsão de recalque como Meyerhof (1959), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1980) e NBR 6122 (2019).

Como sugestão para trabalhos futuros, aventa-se a consideração dos efeitos de retração, fluência e envelhecimento do concreto na EIC em conjunto com deslocamentos prescritos dos pilares, assim como a consideração da probabilidade de ruína de grupos de estacas em detrimento de estacas isoladas. Também é possível imaginar pesquisas em que se delimitem os recalques diferenciais, colocando-os dentro dos limites dos Estados Limites de Serviço na construção das curvas de probabilidade de solicitação $f_s(S)$.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, A. C. L.; OLIVEIRA, P. E. S.; GUSMÃO, A. D.; MAIA, G. B. Análise do efeito de grupo em fundações profundas através do comparativo da prova de carga estática com a medição de recalques de edifícios em Recife/PE e Salvador/BA. *In: 9º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 9., 2019, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 2019. p. 1-10.
- ALMEIDA NETO J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – aspectos executivos**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Blücher, 1989. 169p.
- ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico – previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. *In: 3rd SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS*, 3., 1996, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 1996. p. 141-151.
- ALVA, G. M. S. **Espacial_ISE – Programa para a análise de pórticos espaciais considerando a interação solo-estrutura**. 2010. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2010
- ALVES, A. R. **Obtenção do índice de confiabilidade de ligações de perfis formados a frio com o emprego do método Form**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE/SEI 7-10: minimum design loads for buildings and other structures**. Virginia: ASCE, 2010.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga em estacas hélice contínua. *In: 3º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA*, 3., 1996, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 1996.
- AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976. 44p.
- AOKI, N. **Previsão da curva carga-recalque**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1984.
- AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação solo-estrutura de solos. *In: XXVIII JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 18., 1997, São Carlos. **Anais [...]**. São Carlos, 1997. v.1 p. 7-20.

AOKI, N. Dogma do fator de segurança. *In: VI SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 6., 2008, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 2008.

AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by theory of elasticity. *In: 5th PAN ANAMERICAM CSMFE*, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings [...]**. Buenos Aires, 1975. v.1, p.377-386.

AOKI, N. VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In: 5th PAN ANAMERICAM CSMFE*, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings [...]**. Buenos Aires, 1975. v.1, p.367-376.

ASADI-GHOOZHDI, H.; ATTARNEJAD, R. The effect of nonlinear soil-structure interaction on the ductility and strength demands of vertically irregular structures. **International Journal of Civil Engineering**, Iran, p.1-20, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13133**: execução de levantamento topográfico - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BAHIA, G. A. D. **Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

BARKER, R. M.; DUNCAN, J. M.; ROJANI, K. B.; OOI, P. S. K.; TAN, C. K.; KIM, S. G. Load factor design criteria for Highway structure foundations. **NCHRP**, 1991.

BARROS, N. B. F. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**. 2012. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2012.

CABRAL, E. V. **Curso de interação solo-estrutura**. Rio de Janeiro: ABECE, 2016. 154p.

CABRAL, M. P. **Análise do comportamento de um edifício apoiado em fundação direta na orla de Santos**. 2018. Dissertação (Mestrado em Habitação: Planejamento e Tecnologia) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2018.

CARDOSO, A. S.; FERNANDES, M. M. Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. **Géotechnique**, v.6, p.519-531, 2001.

CHAKRABARTI, S. C.; NAYAK, G. C.; AGARWALA, S. K. Effect of sequence of construction in the analysis of multistoreyed building frame. **Building and Environment**, Great Britain, v.13, p.1-6, 1978.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *In*: 2nd SOUTHEAST CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2., 1970, Singapore. **Proceedings** [...]. Singapore, 1970. p. 91-92.

CHUNG, S. H.; YANG, S. H.; Numerical analysis of small-scale model pile in unsaturated clayey soil. **International Journal of Civil Engineering**, Iran, p.1-10, 2016.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geométrico**. 1.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CUI, C.; A.; WANG, S.; LIU, Q.; ZHANG, Y. An approach for response prediction of a single pile subjected to tension load considering modulus degradation of soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, p.1-9, 2019.

DANZIGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L.; COSTA, R. V.; DANZIGER, F. A. B. Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura. **Engenharia Civil UM**, Portugal, v.23, p.43-54, 2005.

DAS, B.M.; SOBHAN, K. Fundamentos de engenharia geotécnica. 8.ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014. 612p.

DECK, O.; SINGH, A. Analytical model for the prediction of Building deflections induced by ground movements. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.36, p.62-84, 2010.

DÉCOURT, L. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In*: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro, 1978. p. 45-54.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez: *In*: III SEFE, 3., 1996, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo, 1996. p. 215-224.

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS*, 6., 2008, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 2008.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. *In: HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. *In: CBMSEF*, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro, 1978. v1, p. 45-53.

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. Estados Unidos da América: McGraw-Hill Book Company, 1977. 783p.

DESAI, C. S.; ZAMAN, M. **Advanced geotechnical engineering: soil-structure interaction using computer and material models**. Flórida: CRC Press, 2014. 599p.

DHADSE, G. D.; RAMTEKKAR, G. D.; BHATT, G. Finite element modeling of soil structure interaction system with interface: a review. **Archives of Computational Methods in Engineering**, p.1-18, 2020.

DUTTA, S. C.; ROY, R. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system. **Computers & Structures**, v.80, p.1579-1594, 2002.

EL SHARNOUBY, B.; NOVAK, M. Stiffness constants and interaction factors for vertical response of pile groups. **Canadian Geotechnical Journal**, v.27(6), p.813-822, 1990.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE EN 1990: basis of structural design**. Bélgica: CEN, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE EN 1992: design of concrete structures – part 1-1 – general rules and rules for buildings**: CEN, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE EN 1997-1: geotechnical design – part 1: general rules**. Bélgica: CEN, 2004.

FARIAS, R. S. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto com a incorporação da interação solo-estrutura e das ações evolutivas**. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

FATAHI, B.; TABATABAIEFAR, S. H. R. Effects of soil plasticity on seismic performance of mid-rise building frames resting on soft soils. **Advances in Structural Engineering**, v.17(10), p.1387-1402, 2014.

FÁVERO, L. P.; BELFIORE, P. **Análise de dados: Estatística e Modelagem Multivariada com Excel, SPSS e Stata**. 1.ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017. 1187p.

FERRO, F. L. B.; SIMPLÍCIO, M. A. S.; ASSIS, W. S.; CARVALHO, E. N. Interação solo-estrutura em galpões metálicos treliçados com cobertura em arco circular. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v.16(1), p.203-2019, 2016.

FERSON, S.; GINZBURG, L. R. Different methods are needed to propagate ignorance and variability. **Reliability Engineering and System Safety**, Ireland, v.54, p.133-144, 1996.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. Building performance founded on na improved sand in Recife, Brazil. **Geotechnical Special Publication N°40**, Virgínia, v.2, p.1202-1213, 1994.

FOX, E. N. The mean elastic settlements of uniformly loaded área at depth below the ground surface. *In: 2nd ICSMEF, 2., 1948, Rotterdam. Proceedings [...]. Rotterdam, 1948. v. 1.*

GORZA, L. S. **Análise incremental construtiva de edifícios metálicos de andares múltiplos usando o método dos elementos finitos**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2000.

GOSCHY, B. Soil-foundation-structure-interaction. **Journal of the Structural Division**, Virgínia, v.104(5), p.749-461, 1978.

GOWTHAMAN, S.; NASVI, M. C. M.; KRISHNYA, S. Numerical study and comparison of the settlement behaviours of axially loaded piles using different material models. **Engineer**, Sri Lanka, v.50(2), p.1-10, 2017.

GUSMAO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A. D. Relevant aspects of soil-structure interaction - buildings structure. **Soils and Rocks**, v.17, p. 47-55, 1994.

GUSMÃO, A. D. **Efeito de grupo em elementos de fundações profundas**. 2º Seminário Pernambucano de Estruturas de Fundação, ABMS, Núcleo Nordeste, Recife, 2018.

GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A.; CALADO JR, I.H. Settlement monitoring of buildings - the experience of Recife. *In: 12th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 12., 2003, Cambridge. Proceedings [...]. Cambridge, 2003. v. 2. p. 2727-2732.*

GUSMÃO, A. D.; SILVA, A. C.; MARTINES, M. Foundation-structure interaction on high-rise buildings. **Soils and Rocks**. São Paulo, v.43(3), p.441-459, 2020.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Recife: Editora Universitária, 1998. 345p.

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

HOMAEI, F.; SHAKIB, H.; SOLTANI, M. Probabilistic seismic performance evaluation of vertically irregular steel building considering soil-structure interaction. **International Journal of Civil Engineering**, Iran, p.1-15, 2017.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2394**: general principles on reliability for structures. Geneva: ISO, 2015.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 200. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2000.

JANBU, N. Soil Compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING*, 1963, Wesbaden. **Proceedings** [...]. Wesbaden, 1963. p. 19-25.

JEBUR, A. A.; ATHERTON, W.; AL KHADDAR, R. M.; LOFFILL, E. Settlement prediction of model piles embedded in sandy soil using the Levenberg-Marquardt (LM) training algorithm. **Geotechnical and Geological Engineering**, p.1-14, 2018.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **JCSS**: Probabilistic model code - Part I – basis of design. Netherlands: JCSS, 2000.

JORDÃO, D. R. **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo**. 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

KOLMOGOROV, A. Sulla determinazione empirica di una legge di distribuzione. **Giornale dell' Istituto Italiano degli Attuari**, v.4, p.1-11, 1933.

KRIPKA, M. **Análise incremental construtiva de edificações**. 1990. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

LEITE, A. C. F. **Comportamento estrutural de edificações de concreto de múltiplos pavimentos considerando o efeito construtivo**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2015.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. *In: X ECSMFE*, 10., 1991, Florence. **Proceedings** [...]. Florence, 1991. v.1, p. 475-478.

LUMB, P. The variability of natural soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v.3(2), p.74-93, 1966.

MAHADIK, A.; KAMBLE, A.; PATIL, S.; GHOUGULE, D.; BAVANE, N. Effect of staged construction on behaviour of building. **International Research Journal of Engineering and Technology**, India, v.6, p.1-4, 2019.

McVAY, M. C.; BIRGISSON, B.; ZHANG, L. M.; PEREZ, A.; PUTCHA, S. Load and resistance factor design (LRFD) for driven piles using dynamic methods – A Florida perspective. **Geotech. Testing J.**, v.23(1), p.55-66, 2000.

MENON, N. V.; NOGUEIRA, R. S. Análise incremental em pórticos de edifícios altos em concreto armado. **Ciência & Engenharia (Science & Engineering Journal)**, v. 24(1), p. 79-88, 2015.

MEYERHOF, G. G. Some Recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineering**, Londres, v.31, p.151-167, 1953.

MEYERHOF, G. G. Compaction of sands and bearing capacity of piles. **ASCE**, Virgínia, v. 85(6), p.1-29, 1959.

MINDLIN, R.D. Force at a Point in the Interior of a Semi-Finite Solid. **Physics**, v7, p. 295-202, 1936.

MONTOYA, C. A. H.; ASSIS, A. P. Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: la teoria. **Revista Ingenierias Universidad de Medellin**, Medellin, v.10(18), p. 69-78, 2011.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MURTHY, V. N. S. **Advanced foundation engineering: geotechnical engineering series**. New Delhi: CBS Publishers & Distributors, 2007. 795p.

NEVES, A. M.; REIS, J. H. C. Probabilidade de ruína de estacas helicoidais nas fundações de torres de linhas de transmissão. **Geotecnia**, v.139, p.5-27, 2017.

NGUYEN-TRUONG, H. T.; LE, H. M. An implementation of the Levenberg-Marquardt algorithm for simultaneous-energy-gradient fitting using two-layer feed-forward neural networks. **Chemical Physics Letters**, p.1-16, 2015.

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana no Recife**. 2013. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

ORCHANT, C. J.; KULHAWY, F. H. TRAUTMANN, C. H. Reliability-based foundation design for transmission line structures: critical evaluation of in situ test methods: final report. **Department of Energy Office of Scientific and Technical Information**, v.2, 1988.

PAIKOWSKY, S. G.; STENERSEN, K. L. The performance of the dynamic methods, their controlling parameters and deep foundation specifications. *In: 6th INT. CONF. ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES*, 6., 2000, Rotterdam. **Proceedings** [...]. Rotterdam, 2000. p. 281-304.

PANIGRAHI, S.; PATIL, V.; MADAN, S. H.; TAKKALAKI, S. Importance of construction sequence analysis in design of high rise building. **International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology**, Índia, v.6, p.1-9, 2019.

PATRÍCIO, J. D. **Avaliação de desempenho de radiers na região metropolitana do Recife**. 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. **Soil mechanics, principles and applications**. New York: John Wiley and Sons, 1976. 746p.

PHOON, K. K.; RETIEF, J. V. **Reliability of geotechnical structures in ISO 2394**. London: CRC Press, 2016. 230p.

POULOS, H. G. Settlements analysis of structural foundation systems. *In: IV SOUTH – EAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING*, 4., 1975, Kuala Lumpur. **Proceedings** [...]. Kuala Lumpur, 1975. p. 52-62.

POULOS, H. G; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. Series in Geotechnical Engineering. New York: John Wiley and Sons, 1980. 410p.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. 1999. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

QAFTAN, O. S.; TOMA-SABBAGH, T; WEEKES, L.; AUGUSTHUS-NELSON, L. Validation of a finite element modelling approach on soil-foundation-structure interaction of a multi-storey wall-frame structure under dynamic loadings. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v.131, p.1-19, 2020.

RAMALHO, P. R. F.; FREITAS, H. A. R.; JESUS, A. C. Proposta para estimativa da vida útil nas fundações do tipo estaca escavada em silo armazenador de grãos considerando a probabilidade de ruína. Estado de caso em Alvorada - TO. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais** [...]. Belo Horizonte, 2016.

ROMANINI, A. **Análise geotécnica em estacas hélice contínua no município de Sinop - MT**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

SAGAN, C. **Pálido ponto azul: o futuro do homem no espaço**.. São Paulo: Companhia das Letras, 1996. 491p.

SANTOS, D. S. **Recalque em fundações profundas: análise da interação entre estacas de um edifício instrumentado do Recife**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2020.

SANTOS, M. G. C.; CORRÊA, M. R. S. Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto sobre fundações superficiais. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v.11(5), p.1076-1109, 2018.

SANTOS, Y. R. P. **Estudo da interação solo-estrutura de um caso de obra de edifícios com fundações em maciço rochoso**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Pernambuco, Recife, 2018.

SAVARIS, G. **Monitoração de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SAVARIS, G.; HALLAK, P. H.; MAIA, P. C. A. Influence of foundation settlements in load redistribution on columns in a monitoring construction – case study. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v.3(3), p.346-356, 2010.

SCHMERTMANN, J. H. Estimating settlements. Guidelines for cone penetration test – performance and design. **Federal Highway Administration - FHWA-TS-78-208**, p.49-56, 1978.

SEIXAS, A.; SEIXAS, J. R.; SEIXAS, J. J. Control and monitoring of buildings foundation – applications in very high buildings structure. *In: FIG CONGRESS, 23., 2006, Germany. Proceedings [...].* Germany, 2006.

SHAPIRO, S. S.; WILK, M. B. An analysis of variance test for normality (complete samples). **Oxford Journals**, Oxford, v.52, p.591-611, 1965.

SILVA, J. L. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. 2006. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SILVA NETO, A. N. **Análise probabilística no estado limite último e no estado limite de serviço de fundações profundas e superficiais assentes em solos colapsíveis**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

SILVA, P. C. S.; CUNHA, C. H. M.; DUTRA, E. X.; REZENDE, G. L. C. Estudo da influência do método construtivo na redistribuição dos esforços em pórticos de concreto armado. *In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9., 2016, Rio de Janeiro. Anais [...].* Rio de Janeiro, 2016.

SKEMPTON, A.W. Discussions, piles and pile foundation. Settlement of pile foundation. *In: 3rd. ICSMFE, 3., 1953, Zurich. Proceedings [...].* Zurich, 1953, p.171.

SMIRNOV, H. Sur les écarts de la courbe de distribution empirique. **Recueil Mathématique (Matemateskii Sbornik)**, v.6, p.3-26, 1939.

SMIRNOV, H. Table for estimating the goodness off it of empirical distributions. **Annals of Mathematical Statistics**, v.19, p.279-281, 1948.

SOUZA, J.M.S.; DANZIGER, B.R.; DANZIGER, F.A.B. The influence of the relative density of sands in SPT and CPT correlations. **Soils and Rocks**, v.35(1), 99-113, 2012.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. Anais [...].* São Paulo, 1996. v1, p. 33-50.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. *In: HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.*

TOMLINSON, M. J. **Foundation design and construction**. 7.ed. Inglaterra: Pearson Education Ltd, 2001. 569p.

U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Engineering Technical Letter 1110-2-547**: Introduction to probability and reliability methods for geotechnical engineering, Washington: Dept of Army.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In*: 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1953, Zurich. **Proceedings** [...]. Zurich, 1953. v.2, p. 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. v.2. 472p.

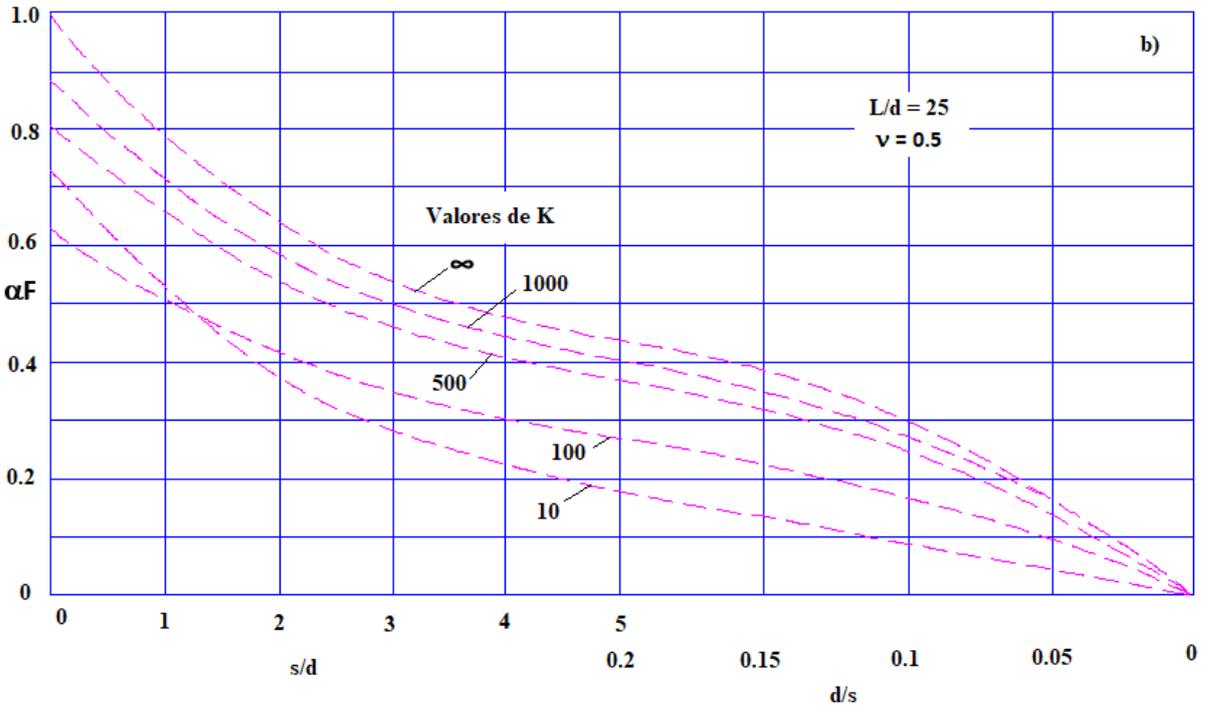
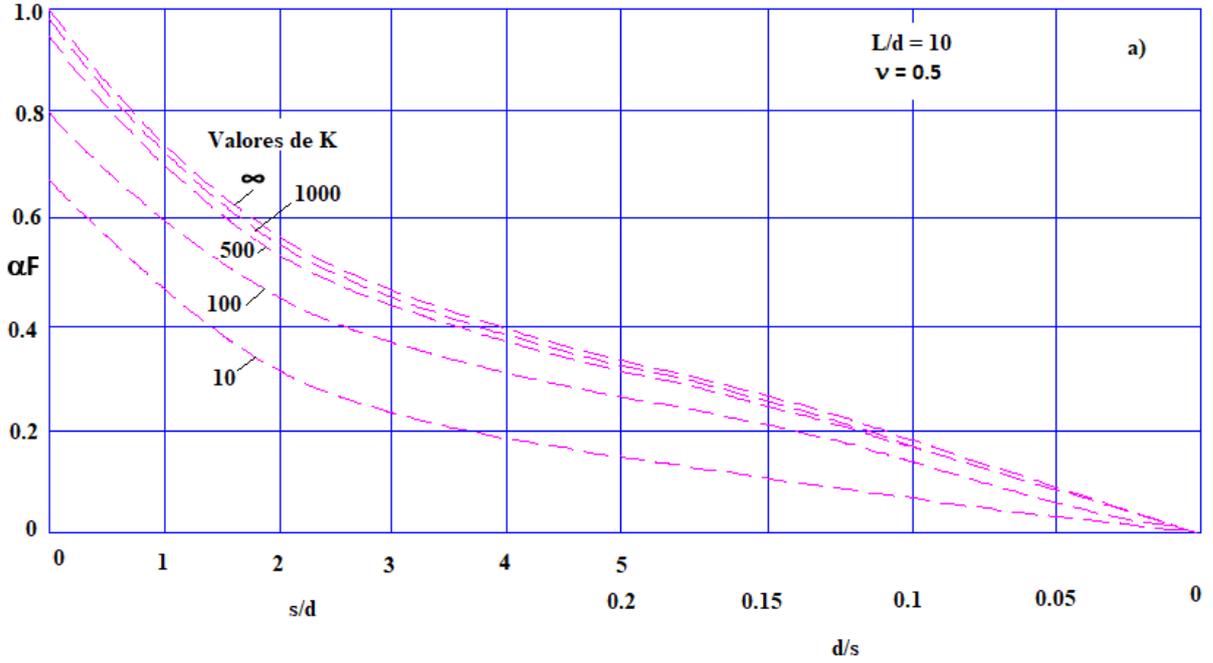
VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. v.1, 266p.

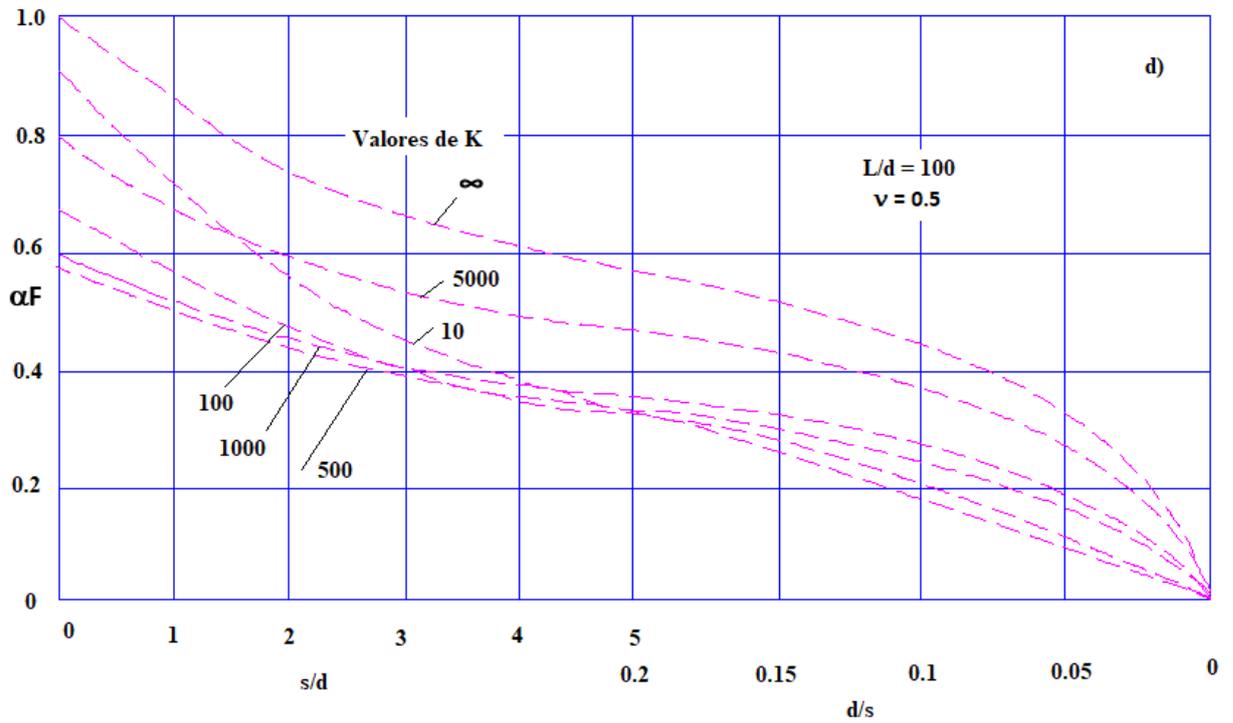
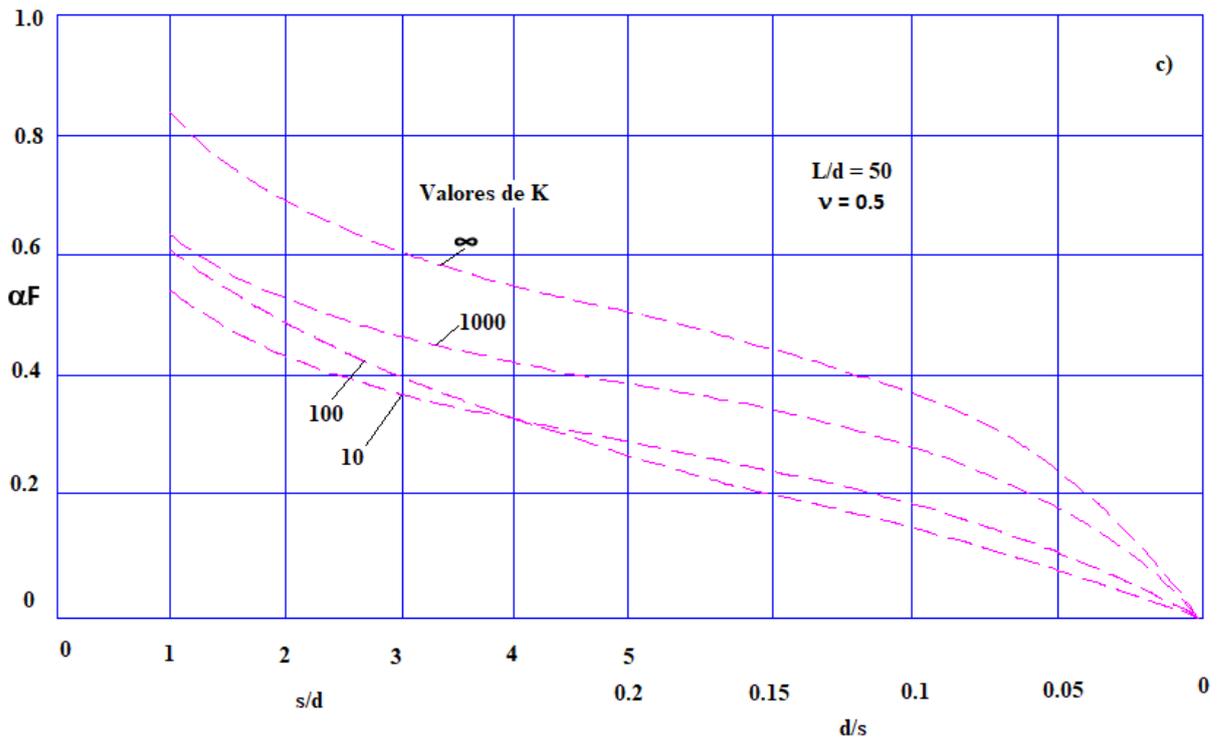
VELLOSO, P. P. C. **Fundações**: aspectos geotécnicos. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1981. p. 467-469.

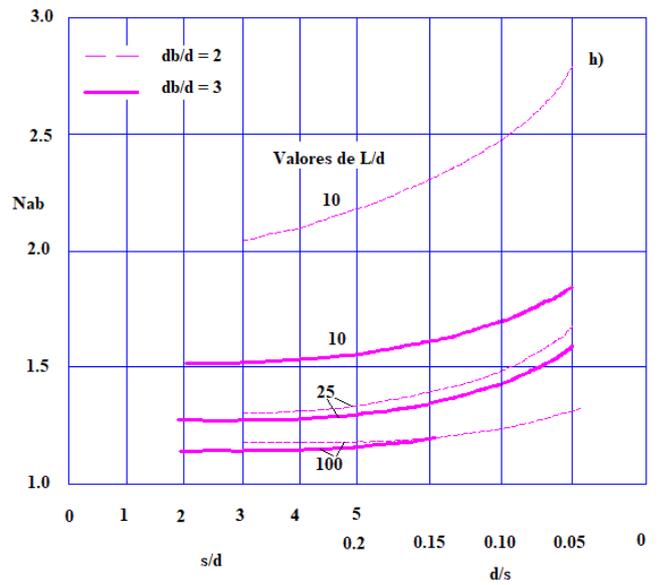
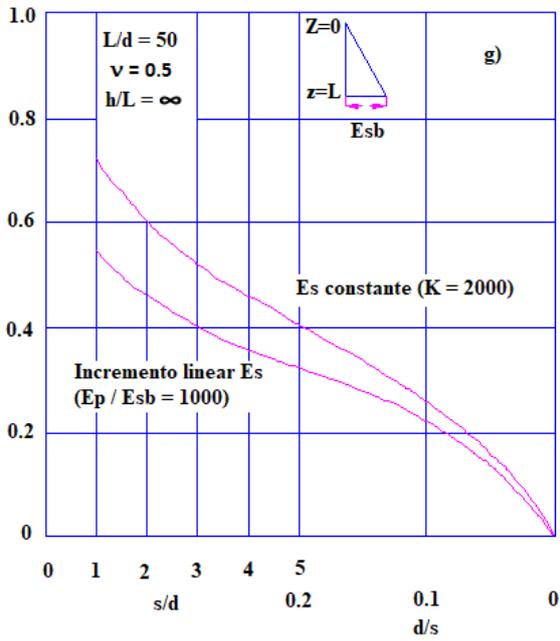
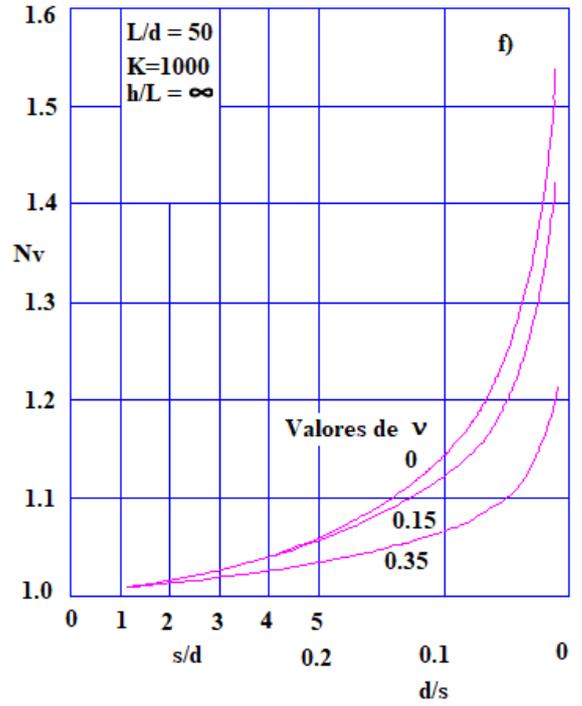
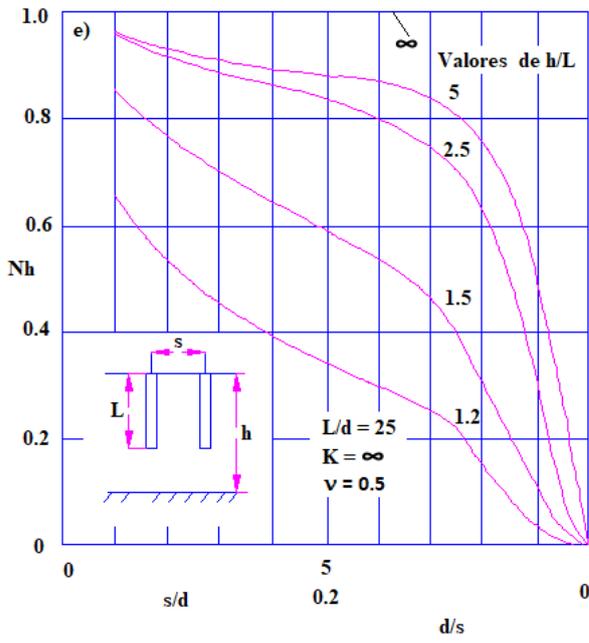
WHITMAN, R. V. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. **J. Geotech. Engrg**, v.110, p.143-188, 1984.

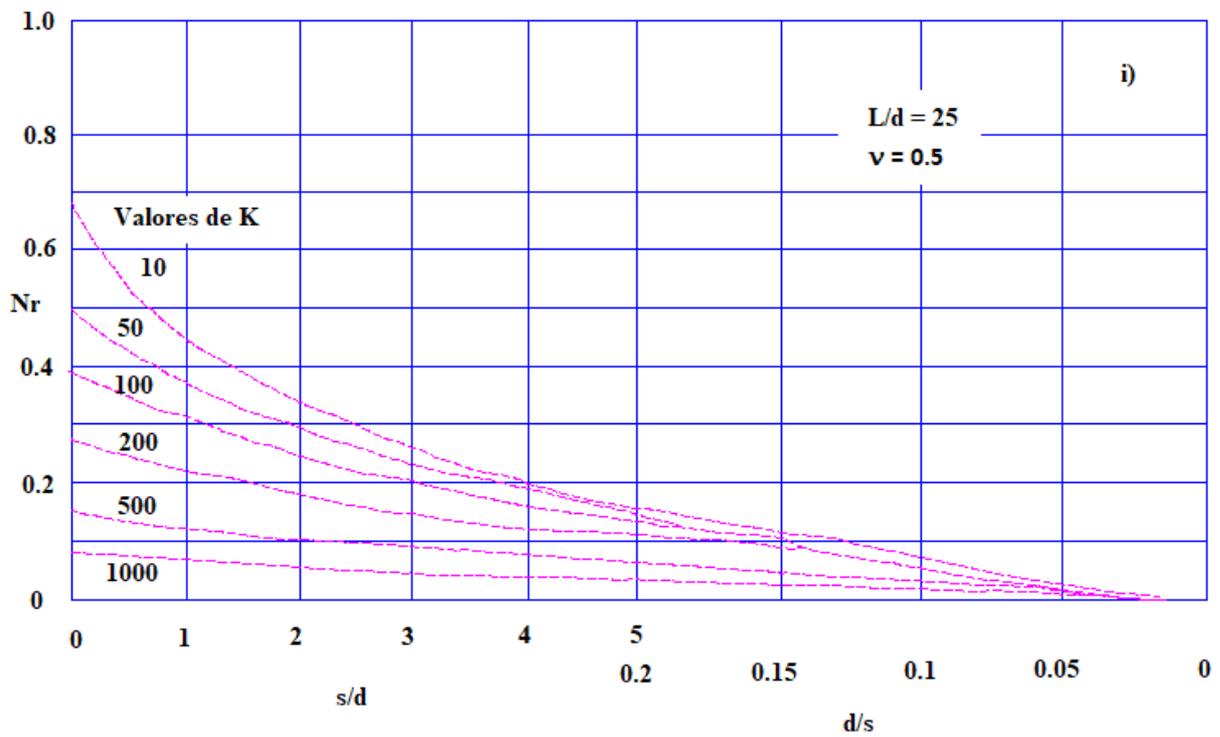
ZHANG, L.; TANG, W. H.; Ng, C. W. W. Reliability of axially loaded driven pile groups. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.127(12), p.1051-1060, 2001.

APÊNDICE A - VALORES DE αF EM FUNÇÃO DE RELAÇÕES GEOMÉTRICAS, DA RELAÇÃO DE RIGIDEZ DA ESTACA E SOLO E DO COEFICIENTE DE POISSON DE ACORDO COM O MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980)









h - distância do topo até o indeslocável; L - comprimento da estaca; d - diâmetro da estaca;

d_b - diâmetro da base; s - espaçamento entre estacas; ν - coeficiente de Poisson;

K - relação entre a rigidez da estaca e do solo; E_p - módulo de elasticidade da estaca;

E_s - módulo de Young do solo; E_{sb} - módulo de elasticidade da base da estaca

N_h - Correção de espessura finita do meio; N_ν - Correção do coeficiente de Poisson;

N_{ab} - Correção de alargamento da base da estaca; N_{es} - Correção de módulo de Young;

N_r - Correção de solo mais rígido da base

APÊNDICE B – ROTINA COMPUTACIONAL PARA UTILIZAÇÃO DE ISE CONFORME ITEM 4.4.3

```
Dim MDo(), MD(), desl(), No(), Mo(), Nbef(), Nnow(), Ndif(), Rec(), Recnow(), Dists(), Coords() As
Double
Dim MCrOrdist(), MDecOrdist(), MCrOrrec(), MDcrOrrec() As Double
Dim D, Dn, vcon, Settle As Double
Dim Q, modcal, nint, conCV, maxpilar, nCV As Integer
Dim parar As Boolean
```

```
Sub DevolveMatriz()
Dim x, y As Integer
For x = 1 To Q 'colunas
  For y = 1 To Q 'linhas
    Cells((39 + y), (3 + x)) = MD(x, y)
  Next y
Next x
End Sub
```

```
Sub IniVal()
Dim x As Integer
For x = 1 To Q
  No(x) = Cells((4 + x), 34)
  Cells((4 + x), 38) = No(x)
  Mo(x) = Cells((4 + x), 35)
  Nbef(x) = No(x)
  Nnow(x) = No(x)
Next x
```

```
End Sub
```

```
Sub IniZero()
Dim x As Integer
For x = 1 To Q
  Cells((4 + x), 38) = 0
Next x
End Sub
```

```
Sub CalcCarga()
Dim x, y As Integer

For x = 1 To Q 'colunas
  For y = 1 To Q 'linhas
    MD(x, y) = Cells((4 + y), (3 + x))
  Next y
Next x
```

```
D = Cells(34, 5)
```

```
Call DevolveMatriz 'devolve a matriz original
```

```
'Coloca a carga em cada coluna e devolve o resultado
For x = 1 To Q 'colunas
```

```

For y = 1 To Q 'linhas
    Cells((39 + y), (3 + x)) = -No(y)
Next y

Dn = Cells(69, 5) 'pega o resultado de cada determinate após substituição das cargas na matriz
desl(x) = Dn / D 'armazena o deslocamento encontrado

Call DevolveMatriz 'devolve a matriz original
Next x

For x = 1 To Q 'colunas
    Nbef(x) = Nnow(x) 'faz a carga anterior ser igual a carga atual (antes da modificação da carga atual)
    Nnow(x) = 0 'zera a carga atual para prepará-la pra cálculo
Next x

For x = 1 To Q 'colunas
    For y = 1 To Q 'linhas
        Nnow(x) = Nnow(x) + MDo(x, y) * desl(y) 'acumula os valores da operação entre matrizes e
vetores
    Next y
    Nnow(x) = Nnow(x) + No(x) 'calcula a carga atual
Next x

'Devolve o novo valor de carga
For x = 1 To Q
    Cells((4 + x), 38) = Nnow(x)
Next x

End Sub

Sub Procedimento()
Dim x, y, n As Integer

'Zera as cargas "Fi"
Call IniZero

'Preenche a matriz original (sem mola)
For x = 1 To Q 'colunas
    For y = 1 To Q 'linhas
        MDo(x, y) = Cells((4 + y), (3 + x))
    Next y
Next x

Call IniVal

'O laço da interação solo-estrutura
n = 1

If modcal = 1 Then 'início do laço

While (n < nint) 'Or (Delta > vcon)

Call CalcCarga

Call VeriDelta

```

```
n = n + 1
```

```
Cells(2, 7) = n
```

```
If parar = True Then
```

```
    n = nint
```

```
End If
```

```
Wend 'fim do laço
```

```
Else
```

```
    Call CalcCarga
```

```
End If
```

```
End Sub
```

```
Sub VeriDelta()
```

```
Dim x As Integer
```

```
Dim Max As Double
```

```
Max = 0
```

```
For x = 1 To Q
```

```
    Ndif(x) = ((Nnow(x) - Nbef(x)) ^ 2) ^ (1 / 2)
```

```
    If Ndif(x) > Max Then
```

```
        Max = Ndif(x)
```

```
    End If
```

```
Next x
```

```
If Max < vcon Then
```

```
    parar = True
```

```
End If
```

```
    Cells(2, 10) = Max
```

```
End Sub
```

```
Function Distribuir(w As Integer, h As Integer) As Integer
```

```
Dim x, y, z, funcDistCR, funcDistDCR, funcRecCR As Integer
```

```
Dim PosPilar() As Integer
```

```
Dim SituaRec() As Double
```

```
nCV = Cells(9, 41)
```

```
ReDim Dists(nCV, nCV)
```

```
ReDim Coords(nCV, 2)
```

```
ReDim MCrOrdist(nCV)
```

```
ReDim MDecOrdist(nCV)
```

```
ReDim MCrOrrec(nCV)
```

```
ReDim MDcrOrrec(nCV)
```

```
ReDim PosPilar(nCV)
```

```
ReDim SituaRec(nCV)
```

```
Sheets("Entrada de Dados").Select 'seleciona a planilha "Entrada de dados"
```

```

For x = 1 To 2
  For y = 1 To nCV
    Coords(y, x) = Cells((3 + y), (2 + x))
  Next y
Next x

```

```

Sheets("Mat.Rig mod").Select 'seleciona a planilha "Mat.Rig mod"

```

```

For x = 1 To nCV 'x representa o número do pilar em relação ao qual se quer saber a distância
  For y = 1 To nCV 'y representa a distância até o pilar x
    Dists(x, y) = ((Coords(x, 1) - Coords(y, 1)) ^ 2 + (Coords(x, 2) - Coords(y, 2)) ^ 2) ^ (1 / 2)
  Next y
Next x

```

```

'Analisa em ordem crescente

```

```

If w = 1 Then
  funcDistCR = CresOrderDistancia(h, nCV)
  funcRecCR = CresOrderRecalque(nCV)

```

```

'1.1 - Colocando a ordem dos pilares do menor para o maior em relação às distâncias

```

```

For x = 1 To nCV
  For y = 1 To nCV
    If Dists(h, x) = MCrOrdist(y) Then 'o 1 aqui representa o laço associado à função
      CresOrderDistancia
        PosPilar(x) = y
        SituaRec(x) = MCrOrrec(y)
    End If
  Next y
Next x

```

```

For x = 1 To nCV
  Cells((4 + x), 33) = SituaRec(x)
Next x
End If

```

```

'Analisa em ordem crescente

```

```

If w = 2 Then
  funcDistCR = CresOrderDistancia(h, nCV)
  funcRecCR = CresOrderRecalque(nCV)

```

```

For x = 1 To nCV
  For y = 1 To nCV
    If Dists(h, x) = MCrOrdist(y) Then 'o 1 aqui representa o laço associado à fun
      CresOrderDistancia
        PosPilar(x) = y
        SituaRec(x) = MCrOrrec(y - 1)
    End If
  Next y

  If x = h Then
    SituaRec(x) = Settle
  End If

```

```

Next x
For x = 1 To nCV
    Cells((4 + x), 33) = SituaRec(x)
Next x
End If

If w = 3 Then
    funcDistDCR = DecresOrderDistancia(h, nCV)
    funcRecDCR = DecresOrderRecalque(nCV)

    For x = 1 To nCV
        For y = 1 To nCV
            If Dists(h, x) = MDecOrdDist(y) Then 'o 1 aqui representa o laço associado à função
CresOrderDistancia
                PosPilar(x) = y
                SituaRec(x) = MDcrOrrec(nCV - y)
            End If
        Next y

        If x = h Then
            SituaRec(x) = Settle
        End If
    Next x

    For x = 1 To nCV
        Cells((4 + x), 33) = SituaRec(x)
    Next x
End If
Distribuir = w
End Function

Function Max(valor1 As Double, valor2 As Double) As Double

    If (valor1 > valor2) Then
        Max = valor1

    Else
        Max = valor2

    End If

End Function

Function Min(valor1 As Double, valor2 As Double) As Double

    If (valor1 < valor2) Then
        Min = valor1

    Else
        Min = valor2

    End If

End Function

```

```

Function DecresOrderDistancia(p As Integer, tam As Integer) As Integer
Dim x, y, n As Integer
Dim MCatual() As Double
Dim proc, atual, atual2, atual3, minimo As Double
Dim fim As Boolean

ReDim MCatual(tam)

For x = 1 To tam
  MCatual(x) = Dists(p, x) 'x aqui dá o número do pilar
Next x

fim = False

For y = 1 To tam
  If y < tam Then
    atual3 = Min(MCatual(y), MCatual(y + 1))
    If atual3 <= minimo Then
      minimo = atual3
    End If
  End If
Next y

For x = 1 To tam 'percorre cada pilar
  fim = False
  atual = minimo

  If x = 1 Then
    MDecOrdist(x) = MCatual(1)
  End If

  For y = 1 To tam
    If y < tam Then
      atual2 = Max(MCatual(y), MCatual(y + 1))

      If atual2 > atual Then
        atual = atual2
        MDecOrdist(x) = atual2
      End If
    Else
      MDecOrdist(tam) = minimo
    End If
  Next y

  For y = 1 To x
    For n = 1 To tam
      If (MDecOrdist(y) = MCatual(n)) And (fim = False) Then
        MCatual(n) = minimo
        fim = True
      End If
    Next n
  Next y
Next x

```

```

End Function
Function CresOrderDistancia(p As Integer, tam As Integer) As Integer
Dim x, y, n As Integer
Dim MCatual() As Double
Dim proc, atual, atual2, atual4, maximo As Double
Dim fim As Boolean

ReDim MCatual(tam)

For x = 1 To tam
  MCatual(x) = Dists(p, x) 'x aqui dá o número do pilar
Next x

fim = False

'Pega o valor máximo do recalque
For y = 1 To tam
  If y < tam Then
    atual4 = Max(MCatual(y), MCatual(y + 1))

    If atual4 >= maximo Then
      maximo = atual4
    End If
  End If
Next y

For x = 1 To tam 'percorre cada pilar
  fim = False
  atual = maximo

  If x = 1 Then
    MCrOrdist(x) = MCatual(1)
  End If

  For y = 1 To tam
    If y < tam Then
      atual2 = Min(MCatual(y), MCatual(y + 1))

      If atual2 < atual Then
        atual = atual2
        MCrOrdist(x) = atual2
      End If
    Else
      MCrOrdist(tam) = maximo
    End If
  Next y

  For y = 1 To x
    For n = 1 To tam
      If (MCrOrdist(y) = MCatual(n)) And (fim = False) Then
        MCatual(n) = maximo
        fim = True
      End If
    Next n
  Next y

```

```

    Next y
Next x

End Function

Function DecresOrderRecalque(tam As Integer) As Integer
Dim x, y, n As Integer
Dim MCatual() As Double
Dim proc, atual, atual2, atual4, minimo, maximo, PT1, PT2 As Double
Dim fim As Boolean

ReDim MCatual(tam)

For x = 1 To tam
    Rec(x) = Cells((4 + x), 33)
Next x

For x = 1 To tam
    MCatual(x) = Rec(x) 'x aqui dá o número do pilar
Next x

fim = False

For y = 1 To tam
    If y < tam Then
        atual4 = Max(MCatual(y), MCatual(y + 1))
        If atual4 > maximo Then
            maximo = atual4
        End If
    End If
Next y

minimo = maximo

PT2 = maximo

For x = 1 To tam
    PT1 = MCatual(x)
    If PT1 < PT2 Then
        PT2 = PT1
    End If
Next x

Settle = PT2

For y = 1 To tam
    If y < tam Then
        atual4 = Min(MCatual(y), MCatual(y + 1))
        If atual4 <= minimo Then
            minimo = atual4
        End If
    End If
Next y

For x = 1 To tam 'percorre cada pilar

```

```

fim = False
atual = minimo

If x = 1 Then
    MDcrOrrec(x) = MCatual(1)
End If

For y = 1 To tam
    If y < tam Then
        atual2 = Max(MCatual(y), MCatual(y + 1))

        If atual2 > atual Then
            atual = atual2
            MDcrOrrec(x) = atual2
        End If
    Else
        MDcrOrrec(tam) = PT2
    End If

Next y

For y = 1 To x
    For n = 1 To tam
        If (MDcrOrrec(y) = MCatual(n)) And (fim = False) Then
            MCatual(n) = minimo
            fim = True
        End If
    Next n
Next y
Next x
End Function

Function CresOrderRecalque(tam As Integer) As Integer
Dim x, y, n As Integer
Dim MCatual() As Double
Dim proc, atual, atual2, atual4, maximo, PT1, PT2 As Double
Dim fim As Boolean

ReDim MCatual(tam)

For x = 1 To tam
    Rec(x) = Cells((4 + x), 33)
Next x

For x = 1 To tam
    MCatual(x) = Rec(x) 'x aqui dá o número do pilar
Next x

fim = False

For y = 1 To tam
    If y < tam Then
        atual4 = Max(MCatual(y), MCatual(y + 1))
        If atual4 > maximo Then
            maximo = atual4
        End If
    End If
Next y

```

```

    End If
  End If
Next y

PT2 = maximo

Settle = PT2

For x = 1 To tam 'percorre cada pilar
  fim = False
  atual = maximo

  If x = 1 Then
    MCrOrrec(x) = MCatual(1)
  End If

  For y = 1 To tam
    If y < tam Then
      atual2 = Min(MCatual(y), MCatual(y + 1))

      If atual2 < atual Then
        atual = atual2
        MCrOrrec(x) = atual2
      End If
    Else
      MCrOrrec(tam) = maximo
    End If
  Next y

Next x

For y = 1 To x
  For n = 1 To tam
    If (MCrOrrec(y) = MCatual(n)) And (fim = False) Then
      MCatual(n) = maximo
      fim = True
    End If
  Next n
Next y
End Function

Sub AcionaDistribuir()
Dim funcDist As Integer
Dim x, y, z As Integer
Dim nCV, conCV As Integer
Dim RecOri() As Double
Dim nome As String

Q = Cells(1, 2)
modcal = Cells(2, 41)
nint = Cells(3, 41)
vcon = Cells(4, 41)
conCV = Cells(8, 41)

```

```

parar = False
maxpilar = 27
nCV = Cells(9, 41)

ReDim MD(Q, Q)
ReDim MDo(Q, Q)
ReDim No(Q)
ReDim Nbef(Q)
ReDim Nnow(Q)
ReDim Ndif(Q)
ReDim Mo(Q)
ReDim desl(Q)
ReDim Rec(Q)
ReDim Recnow(Q)
ReDim RecOri(Q)

For x = 1 To Q
    RecOri(x) = Cells((4 + x), 33)
Next x

If conCV <> 1 Then

    'For x = 1 To Q
    'RecOri(x) = Cells((4 + x), 33)
    'Next x

    For x = 1 To nCV
        z = x
        funcDist = Distribuir(conCV, z)

        parar = False

        If funcDist = 3 Then
            Cells(3, 44) = "Cargas considerando Distribuição CRESCENTE de cargas"
            For z = 1 To nCV
                nome = Cells((4 + z), 3)
                Cells(4, (43 + z)) = nome
            Next z
        End If

        If funcDist = 2 Then
            Cells(3, (nCV + 44)) = "Cargas considerando Distribuição DECRESCENTE de cargas"
            For z = 1 To nCV
                nome = Cells((4 + z), 3)
                Cells(4, (nCV + 43 + z)) = nome
            Next z
        End If

        Call Procedimento

        For y = 1 To nCV

            If funcDist = 3 Then
                Cells((4 + y), (43 + x)) = Cells((4 + y), 38)
            End If
        
```

```

    If funcDist = 2 Then
      Cells((4 + y), (nCV + 43 + x)) = Cells((4 + y), 38)
    End If
  Next y
Next x
Else
  Call Procedimento
End If

For z = 1 To nCV
  Cells((4 + z), 33) = RecOri(z)
Next z
End Sub

```

A Tabela abaixo apresenta a comparação entre os esforços obtidos do SAP 2000 para a ISE realizada com os recalques do método de Aoki e Lopes (1975) e os esforços obtidos da rotina computacional para o mesmo método. A comparação foi realizada no Edifício A e é evidenciada por meio de aumento ou diminuição percentual da carga obtida da rotina computacional (VRot) e a carga obtida do SAP 2000 (VSAOL).

Comparação de esforços obtidos SAP 2000 e da rotina computacional para ISE realizada com os recalques do método de Aoki e Lopes (1975) para o Edifício A

Pilar	VSAOL (kN)^(a)	VRot (kN)^(b)	Dif Perc (%)^(c)
P1A	1880,0782	1880,0419	-0,0019
P2A	2092,4323	2092,5578	0,0060
P3A	1677,6602	1677,7710	0,0066
P4A	2882,2862	2882,2598	-0,0009
P5A	2597,7801	2596,7416	-0,0400
P6A	1590,7688	1592,7154	0,1224
P7A	7200,2068	7199,3271	-0,0122
P8A	2560,4307	2560,4160	-0,0006
P9A	3707,5460	3707,4450	-0,0027
P10A	1606,0955	1606,2240	0,0080
P11A	2218,7472	2218,6481	-0,0045
P12A	2987,6317	2987,6091	-0,0008
P13A	2707,3865	2707,3659	-0,0008
P14A	1826,9794	1826,8941	-0,0047

(a) Cargas da ISE associada ao método de Aoki e Lopes (1975) e obtida do SAP 2000;

(b) Cargas obtidas da rotina computacional; (c) acréscimo ou decréscimo percentual do recalque medido em relação ao recalque estimado.

Fonte: Autor (2022)

APÊNDICE C – ROTINA COMPUTACIONAL PARA CÁLCULO DE RECALQUES POR AOKI E LOPES (1975)

Option Explicit

Dim nest As Integer, ncol As Integer, nbl As Integer, nperfil As Integer, Folga As Integer, nCamadasPerfil As Integer

Dim DadosEst() As String, DadosEstRes() As String, DadosGerais() As String, PerSol() As String, Solos() As String, ResumCamadFust() As Double

Dim MFS() As Double, MFI() As Double, SolosFuste() As String, RLAcum() As Double

Dim Normalizar() As Double, CargaPonta() As Double, CoordXX() As Double, CoordYY() As Double, RaioFust() As Double, RaioBase() As Double

Dim RecPonta() As Double, RecFuste() As Double, Pi As Double, ProfFinalCamadas() As Double

Dim NCamadasSONoFuste() As Integer, n1 As String, n2 As String, n3 As String, caso As Integer, ContEstTot As Integer

Dim VeriProf As Boolean

Dim RecPontaUnit() As Double, RecFusteUnit() As Double, TransPonta As Double, TransFuste As Double, RecElast() As Double, RecTotal() As Double

Dim MediaRecBloco() As Double, CamInic() As Double, ConfereEstacas As Integer

'Variáveis globais de Poulos

Dim alfa(), DbyS(), PPoiss(), RecPoulos(), Ro() As Double

'nest - número máximo de estacas; ncol - informações em colunas de cada estaca da coordenada "x" até a carga "-Y"; nbl - número de blocos

'da edificação; nperfil - número total de perfis do solo; 'Folga - atribui uma folga a ser respeitada pelas profundidades dos perfis;

'DadosEstRes - armazena em cada estaca "w" as informações de cada uma das colunas (ncol) "i"; DadosGerais - armazena diversas informações

'em função do número da estaca (perfil do solo, altura do bloco, profundidade máxima do perfil, número de metros com as mesmas características de "E" e "v");

'PerSol() - matriz de solo de "RL" a "v"; Solos(x, u, 1) - armazena o valor de "RL" a "v" em função do número da estaca e da profundidade do perfil

'ResumCamadFust - armazena dados de "DS", "DI", "FS" e "FI"; MFS() armazena o valor atual ao "RL" referente à profundidade superior da camada (FI)

'MFI() armazena o valor atual ao "RL" referente à profundidade inferior da camada (FS)

'Dim Normalizar() As Double, CargaPonta() As Double, CoordXX() As Double, CoordYY() As Double, RaioFust() As Double, RaioBase() As Double

'Dim RecPonta() As Double, RecFuste() As Double, Pi As Double, ProfFinalCamadas() As Double

'Dim NCamadasSONoFuste() As Integer, caso As Integer

'Dim VeriProf As Boolean

'Dim RecPontaUnit() As Double, RecFusteUnit() As Double, TransPonta As Double, TransFuste As Double, RecElast() As Double, RecTotal() As Double

'Dim MediaRecBloco() As Double

'n1 - número de divisões da circunferência da ponta da estaca; n2 - número de divisões do raio da base; n3 - divisões das camadas do fuste

'das estacas; nCamadasPerfil - o número de metros com as mesmas características de "E" e "v";

'ContEstTot - contagem do número total de estacas;

'FUNÇÃO QUE PREENCHE OS DADOS SOBRE O SOLO

Public Function PreenchePerfil(perfil As String) As Integer

Dim x As Integer, y As Integer, z As Integer, TotalCamadas As Integer

Dim Q As String, f As String

'perfil - identifica um perfil de solo individual; x - contador do número de perfis; z - contador de colunas do solo; Y - contador de profundidade dos perfis; TotalCamadas - a profundidade máxima do perfil; Q,f - variáveis de transição;

```

Sheets("Perfis de Solo").Select 'muda para a planilha "Perfis de Solo"
Q = Cells(11, 3).Value 'pega o número de perfis de solo utilizados
If Q <> "" Then
    nperfil = Q 'trata e armazena o número de perfis de solo utilizados (variável global)
End If

Pi = 3.14159265358979 'Atribui o valor de pi

For x = 1 To (nperfil) 'percorre o número de perfis de solo
    If x = perfil Then 'verifica no laço um determinado perfil
        Q = Cells(11, ((x - 1) * 6 + 8)).Value 'pega a profundidade máxima do perfil a cada 1 metro
        f = Cells(11, ((x - 1) * 6 + 10)).Value 'pega o número de metros com as mesmas características de "E" e "v"
        If Q <> "" Then 'trata a profundidade máxima do perfil
            TotalCamadas = Q 'atribui a "TotalCamadas" a profundidade máxima do perfil
            If f <> "" Then
                nCamadasPerfil = f 'atribui a "nCamadasPerfil" o número máximo de camadas com as mesmas características de "E" e "v" (variável global)
            End If
        End If
    End If

    ReDim PerSol(TotalCamadas, 4) 'Dimensiona a matriz "PerSol" com os dados do TotalCamadas e 4 colunas "RL" a "v"
    For z = 1 To (5 - 1) 'percorre as colunas "RL" a "v"
        For y = 1 To TotalCamadas 'percorre cada metro os perfis
            PerSol(y, (z)) = Cells((y + 12), ((z - 1) + 9) + (6 * (x - 1))).Value 'preenche a matriz "PerSol" de "RL" a "v" (Variável global)
        Next y
    Next z
End If
End If
Next x

```

```

PreenchePerfil = TotalCamadas 'Atribui ao resultado da função a profundidade máxima do perfil analisado
Sheets("Plan2").Select 'muda para a planilha "Plan2"

```

End Function

```

Public Function Mindlin(TipoRec As Integer, Ponto As Integer, casoMI As Integer, Carga As Double,
NCarreg As Integer, ProfPontoC2 As Integer, C30 As Integer, RAI0 As Double) As Double
Dim Elast As Double, Poisson As Double, B0 As Double, M As Double, CompCamad As Double, V() As Double, A5 As Double
Dim k As Integer, G1 As Integer, PegaAltBloc As Integer, NO As Integer, L As Integer, j2 As Integer
Dim w1 As Double, w2 As Double, w3 As Double, w4 As Double, w5 As Double, R1 As Double, R2 As Double, N8 As Double

```

'FUNÇÃO PROCEDIMENTO DE MINDLIN

'TipoRec: pode ser 1(cálculo dos efeitos de carga de ponta) ou 2 (cálculo dos efeitos de carga de fuste)

'Ponto: Lugar em que se quer medir o recalque. Para o casoMI 1, equivale a todas as estacas, tomadas uma a uma

'casoMI: Verifica se o recalque é em todas as estacas ou em um ponto específico

'Carga: quinhão de carga de ponta ou de fuste, dependendo do TipoRec

'ProfPontoC2 é a profundidade do ponto em que se quer medir o recalque

'C30: É o comprimento da estaca quando calculados os efeitos de ponta ou o "ck" quando se calcula os efeitos do fuste

'RAIO: é o R (distância no plano x,y até o ponto onde se quer o recalque) referente à base ou ao fuste conforme o caso

NO = DadosGerais(Ponto, 4)

ReDim V(80)

PegaAltBloc = DadosGerais(Ponto, 2)

G1 = 1

While (ProfPontoC2 > ProfFinalCamadas(Ponto, G1) And G1 < NO)

 G1 = G1 + 1

Wend

For k = G1 To NO

 Poisson = ResumCamadFust(Ponto, k, 6)

 Elast = ResumCamadFust(Ponto, k, 5)

 If TipoRec = 2 Then

 B0 = (Carga / C30) * ((1 + Poisson) / Elast) * (1 / (8 * Pi * (1 - Poisson)))

 If B0 < 0 Then

 B0 = 0

 End If

 Else

 B0 = (Carga / (C30 * 100)) * ((1 + Poisson) / Elast) * (1 / (8 * Pi * (1 - Poisson)))

 If B0 < 0 Then

 B0 = 0

 End If

 End If

 j2 = 0

 For L = k To k + 1

 If L = G1 Then

 CompCamad = ProfPontoC2

 If TipoRec = 2 Then

 CompCamad = CompCamad * 100

 End If

 Else

 CompCamad = ProfFinalCamadas(Ponto, (L - 1))

 If TipoRec = 2 Then

 CompCamad = CompCamad * 100

 End If

```

End If

If CompCamad = C30 Then
    C30 = C30 + 0.001
End If

M = CompCamad / C30
w1 = 3 - 4 * Poisson
w2 = 8 * (1 - Poisson) ^ 2 - w1
w3 = (M - 1) ^ 2
w4 = w1 * ((M + 1) ^ 2) - 2 * M
w5 = (6 * M) * ((M + 1) ^ 2)

If TipoRec = 2 Then
    N8 = RAIO / C30
Else
    N8 = RAIO / (C30 * 100)
End If

R1 = (N8 ^ 2 + (M - 1) ^ 2) ^ 0.5
R2 = (N8 ^ 2 + (M + 1) ^ 2) ^ 0.5
V(L) = ((-1) ^ j2) * B0 * ((w1 / R1) + (w2 / R2) + (w3 / (R1 ^ 3)) + (w4 / (R2 ^ 3)) + (w5 / R2
^ 5))
j2 = j2 + 1
A5 = V(L) + V(L - 1)
Next L

If A5 < 0 Then
    A5 = 0
End If

If TipoRec = 1 Then
    RecPonta(Ponto, NCarreg) = RecPonta(Ponto, NCarreg) + A5
    TransPonta = TransPonta + A5
End If

If TipoRec = 2 Then
    RecFuste(Ponto, NCarreg) = RecFuste(Ponto, NCarreg) + A5
    TransFuste = TransFuste + A5
End If

Next k
End Function

Sub Macro1()
Dim i As Integer, j As Integer, z As Integer, w As Integer
Dim P As String, Q As String

'i,j,z,w - contadores; P - informações de cada estaca; Q - número de cada estaca no bloco

Sheets("Plan2").Select    'muda para a planilha "Plan2"
nest = Cells(3, 4).Value  'número total de estacas
nbl = Cells(2, 4).Value   'número total de blocos
ncol = 8                  'quantidade de informações por estaca (colunas)
ConfereEstacas = Cells(50, 1).Value 'verificador de existência de estacas no bloco

```

```

n1 = Cells(6, 1).Value      'recebe e trata o n1 (variável global)
  If n1 = "" Or n1 = 0 Then
    n1 = 1
  End If
n2 = Cells(8, 1).Value      'recebe e trata o n2 (variável global)
  If n2 = "" Or n2 = 0 Then
    n2 = 1
  End If
n3 = Cells(10, 1).Value
  If n3 = "" Or n3 = 0 Then 'recebe e trata o n3 (variável global)
    n3 = 1
  End If

```

```

ReDim DadosEstRes(nest, ncol)

```

```

'Preenche a matrix DadosEstRes com os dados das estacas
For i = 0 To (ncol - 1)      '8 colunas a partir da coordenada de estaca "x" até a carga -Y
  w = 0 'contador de estacas
  For j = 0 To (nbl - 1) 'faz o procedimento passar por todos os blocos
    For z = 0 To 39 'são permitidas até 40 estacas em um bloco
      P = Cells((z + 8), (i + j * 11 + 4)).Value 'recebe a informação de uma dada estaca para uma dada
coluna
      Q = Cells((z + 8), (j * 11 + 12)).Value 'pega o número da estaca no bloco
      If Q <> 0 Then 'verifica se a estaca existe
        If P = "" Then 'atribui o valor "0" para "P" caso a informação esteja vazia
          P = 0
        End If
        w = w + 1 'incrementa a contagem de estacas
        DadosEstRes(w, (i + 1)) = P 'armazena em cada estaca "w" as informações de cada uma das
colunas (ncol) "i" (matriz global)
      End If
    Next z
  Next j
Next i
End Sub

```

```

Sub Macro2()

```

```

Dim x As Integer, j As Integer, z As Integer, w As Integer, u As Integer, CompInt As Integer, AltBloc
As Integer
Dim Q As String, EstPorBloc As String, NAtualCamadas As Integer, NMaximoCamadas As Integer
'Dim PerSol() As String

```

```

'x - contador de estacas relacionado às estacas; j - contador de blocos; w - contador de estacas válidas;
u - contador de profundidade de perfis;
'CompInt - armazena o comprimento transformado das estacas; AltBloc - altura dos blocos;
EstPorBloc - número de estacas por bloco
'NAtualCamadas - pega a profundidade máxima do perfil atual; NMaximoCamadas - pega a
profundidade máxima do perfil dentre todas as estacas

```

```

Sheets("Perfis de Solo").Select 'muda para a planilha "Perfis de Solo"

```

```

Folga = Cells(1, 4).Value      'atribui uma folga a ser respeitada pelas profundidades dos perfis(variável
global)

```

Sheets("Plan2").Select 'muda para a planilha "Plan2"

ReDim DadosGerais(nest, 4) 'dimensiona a matriz "DadosGerais em função do número de estacas e outros dados

ReDim Solos(nest, 80, 4) 'dimensiona a matriz "Solos" em função do número de estacas e profundidade dos perfis

ReDim CoordXX(nest) 'dimensiona a matriz "CoordXX" (coordenadas X dos pilares) em função do número de estacas

ReDim CoordYY(nest) 'dimensiona a matriz "CoordYY" (coordenadas Y dos pilares) em função do número de estacas

ReDim RaioFust(nest) 'dimensiona a matriz "RaioFust" em função do número de estacas

ReDim RaioBase(nest) 'dimensiona a matriz "RaioBase" em função do número de estacas

ContEstTot = 0 'zera a contagem de estacas (variável global)

x = 0 'zera a contagem das estacas em função pilares

w = 0 'zera o contador de estacas válidas

NMaximoCamadas = 0 'zera a profundidade total máxima da estaca

For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre o número de blocos 1 a 1

EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega o número de estacas por bloco

For z = 1 To EstPorBloc 'percorre o número de estacas 1 a 1 no bloco

x = x + 1 'incrementa a contagem de estacas em função dos pilares

CoordXX(x) = Cells(5, (j * 11) + 5) 'preenche as coordenadas "X" dos pilares em função do número da estaca

CoordYY(x) = Cells(5, (j * 11) + 7) 'preenche as coordenadas "Y" dos pilares em função do número da estaca

RaioFust(x) = Cells(1, (j * 11) + 8) 'pega o raio do fuste das estacas em função do número da estaca

RaioBase(x) = Cells(2, (j * 11) + 8) 'pega o raio da base das estacas em função do número da estaca

ContEstTot = ContEstTot + 1 'incrementa a contagem de estacas e a armazena (variável global)

CompInt = Math.Round(DadosEstRes(x, 3)) 'transforma o comprimento das estacas em números inteiros

DadosEstRes(x, 3) = CompInt 'armazena a transformação de comprimento da estaca na matriz "DadosEstRes"

Q = Cells(1, (j * 11 + 6)).Value 'pega o perfil escolhido para um dado pilar

If Q <> "" Then

DadosGerais(x, 1) = Q 'trata e armazena o perfil em função da estaca na matriz "DadosGerais"

Else

DadosGerais(x, 1) = 0

End If

Q = Cells(2, (j * 11 + 6)).Value 'trata e armazena a altura do bloco na matriz "DadosGerais"

If Q <> "" Then

If Q > 0 And Q < 1 Then

Q = 1

```

End If
AltBloc = Math.Round(Q)
DadosGerais(x, 2) = AltBloc
Else
  DadosGerais(x, 2) = 0
End If

DadosGerais(x, 3) = PreenchePerfil(DadosGerais(x, 1)) 'armazena na matriz "DadosGerais" a
profundade máxima do perfil analisado

NAtualCamadas = DadosGerais(x, 3) 'NAtualCamadas - pega a profundidade máxima do perfil
atual

If NMaximoCamadas < NAtualCamadas Then 'Atualiza a profundidade máxima dentre todas
as estacas
  NMaximoCamadas = NAtualCamadas
End If

DadosGerais(x, 4) = nCamadasPerfil 'armazena na matriz "DadosGerais" o número máximo
de camadas com as mesmas características de "E" e "v" (variável global)

If (DadosEstRes(x, 3) + Folga) <= DadosGerais(x, 3) Then 'Verifica se a profundidade máxima
dos perfis é compatível com o comp. da estaca + folga
  w = w + 1
End If

If (w = nest) And (ConfereEstacas = nbl) Then 'se o contador "w" for igual a número total de
estacas e se existem estacas nos blocos em número igual ao declarado no número de blocos, significa
que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga
  VeriProf = True 'se sim, o cálculo prossegue
Else
  VeriProf = False
End If

For u = 1 To DadosGerais(x, 3) 'percorre a profundidade máxima dos perfis 1 a 1 metro
  Solos(x, u, 1) = PerSol(u, 1) 'armazena o valor de "RL" em função do número da estaca e da
profundidade do perfil
  Solos(x, u, 2) = PerSol(u, 2) 'armazena o valor da identificação da camada "Class cam" em
função do número da estaca e da profundidade do perfil
  Solos(x, u, 3) = PerSol(u, 3) 'armazena o valor de "E" em função do número da estaca e da
profundidade do perfil
  Solos(x, u, 4) = PerSol(u, 4) 'armazena o valor de "v" em função do número da estaca e da
profundidade do perfil
Next u
Next z
Next j

If VeriProf = False Then
  MsgBox ("Comprimento dos perfis insuficientes ou necessidade de ajustar o número de blocos.
Verifique.") 'se o contador "w" for igual a número total de estacas significa que todas as estacas
obedecem ao critério do comp. + folga
End If 'senão, o cálculo é interrompido
End Sub

Sub macro2A()

```

Dim x As Integer, u As Integer, mxp As Integer, carreg As Integer, AltBloc As Integer
 Dim cg As Double, SL1 As Double, SL2 As Double, pu As Double
 Dim AchouIntervalo As Boolean, Intermediario As Boolean

ReDim SolosFuste(nest, 80, 4)

```

For carreg = 1 To 5                                'percorre os 5 casos de carregamento (Permanente + 4 ventos)
  For x = 1 To ContEstTot                          'percorre todas as estacas
    cg = (DadosEstRes(x, (carreg + 3))) * 10      'Pega a carga de todos os carregamentos de cada
    estaca (passando já para kN)
    mxp = DadosGerais(x, 3)                       'pega a profundidade máxima do perfil
    SL1 = 0                                        'zera o acumulador de "RL"
    AchouIntervalo = True                         'Torna o AchouIntervalo = True quando há mudança de
    estaca
    AltBloc = DadosGerais(x, 2)

    For u = 1 To mxp                              'percorre todo o perfil do solo 1 a 1 metro

      If u <= AltBloc Then                        'verifica se a profundidade atual do perfil é inferior ou igual
      à altura do bloco, se sim, zera o "RL" acumulado
        SL2 = 0
      Else
        SL2 = Solos(x, u, 1) + SL1               'senão, segue o somatório do "RL"
        SL1 = SL2
      End If

      If AchouIntervalo = False Then              'se "AchouIntervalo" é igual a "False" torna o "RL" da
      camada igual a zero
        SolosFuste(x, u, 1) = 0
      End If

      If (cg > SL2) And (u > AltBloc) Then        'se a carga "cg" é maior que o somatório de "RL" e a
      profundidade atual é maior que a altura do bloco, iguala o "RL" ao armazenado na matriz solos
        SolosFuste(x, u, 1) = Solos(x, u, 1)
      End If

      If (cg > SL2) And (u <= AltBloc) Then      'se a carga "cg" é maior que o somatório "RL" e a
      profundidade atual é menor ou igual a altura do bloco, o "RL" da camada é igualada a zero
        SolosFuste(x, u, 1) = 0
      End If

      If (cg <= SL2) And (AchouIntervalo = True) Then 'se a carga "cg" é menor ou igual ao somatório
      "RL" e AchouIntervalo é TRUE então:
        pu = SL2 - Solos(x, u, 1)                'retorna ao valor anterior do "RL" acumulado
        SolosFuste(x, u, 1) = cg - pu           'atribui ao "RL" da camada atual o valor da diferença
        para se completar a carga na cabeça da estaca
        AchouIntervalo = False                  'torna o AchouIntervalo igual a FALSE
      End If
    Next u
  Next x
Next carreg
End Sub

```

Sub Macro3()

Dim x As Integer, j As Integer, z As Integer, PegaProfEst As Integer, PegaAltBloc As Integer,
 PegaNPerfis As Integer, PegaNTotCam As Integer
 Dim contador As Integer, cont As Integer
 Dim cam As Integer, camatual As Integer, c As Integer, contanul As Integer
 Dim EstPorBloc As String

'x - contador de estacas relacionado às estacas; j - contador de blocos; z - número de estacas no bloco;
 PegaProfEst - comprimento transformado da estaca;
 'PegaNTotCam - pega a profundidade máxima do perfil atual; PegaNTotCam - profundidade máxima
 do perfil atual;
 'cam - contador de camadas; c - contador de profundidade do perfil; EstPorBloc - número de estacas por
 bloco

If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa
 que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga
 'se sim, o cálculo prossegue

ReDim ResumCamadFust(nest, 80, 7) 'dimensiona a matriz "ResumCamadFust" em função do número
 de estacas e outros dados
 ReDim NCamadasSOnoFuste(nest) 'dimensiona a matriz "NCamadasSOnoFuste" em função do
 número de estacas
 ReDim ProfFinalCamadas(nest, 80) 'dimensiona a matriz "ProfFinalCamadas" em função do número
 de estacas e outros dados
 ReDim MFS(nest, 80) 'dimensiona a matriz "MFS" em função do número de estacas e outros
 dados
 ReDim MFI(nest, 80) 'dimensiona a matriz "MFI" em função do número de estacas e outros
 dados
 ReDim RLAcum(nest, 80, 7) 'dimensiona a matriz "RLAcum" em função do número de estacas e
 outros dados

x = 0 'zera a contagem das estacas em função dos pilares
 For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre o número de blocos 1 a 1
 EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega o número de estacas por bloco
 For z = 1 To EstPorBloc 'percorre o número de estacas 1 a 1 no bloco
 x = x + 1 'incrementa a contagem de estacas em função dos pilares
 cont = 0

PegaProfEst = DadosEstRes(x, 3) 'pega o comprimento transformado da estaca da matriz
 "DadosEstRes"
 PegaAltBloc = DadosGerais(x, 2) 'pega a altura do bloco da matriz "DadosEstRes"
 PegaNPerfis = DadosGerais(x, 4) 'pega o número máximo de camadas com as mesmas
 características de "E" e "v" (variável global)
 PegaNTotCam = DadosGerais(x, 3) 'pega a profundidade máxima do perfil atual

cam = 1 'contador de camadas coma as mesmas características de "E" e "v" tendo como
 valor inicial 1
 camatual = 1

For c = 1 To PegaNTotCam 'percorre a profundidade máxima do perfil atual
 If c <= PegaAltBloc Then 'verifica o comprimento atual percorrido e compara com a altura
 do bloco, se for menor:
 'Pega o DS e o DI
 ResumCamadFust(x, cam, 1) = 0 'profundidade superior da camada do fuste "DS" da
 estaca igual a zero armazenada na matriz "ResumCamadFust"

```

ResumCamadFust(x, cam, 2) = 0 'profundidade inferior da camada do fuste "DI" da estaca
igual a zero armazenada na matriz "ResumCamadFust"
'Pega o FS e o FI
MFS(x, cam) = 0 'atribui o valor "0" ao "RL" referente à profundidade superior
da camada (FS) e o armazena na matriz "MFS"
MFI(x, cam) = 0
'Resumo de camadas para a ponta
ResumCamadFust(x, cam, 3) = 0 'atribui o valor "0" ao "RL" referente à profundidade
superior da camada (FS) e o armazena na matriz "ResumCamadFust"
ResumCamadFust(x, cam, 4) = 0 'atribui o valor "0" ao "RL" referente à profundidade
superior da camada (FI) e o armazena na matriz "ResumCamadFust"
'Resumo de camadas para o fuste
RLAcum(x, cam, 3) = 0 'atribui o valor "0" ao "RL" referente à profundidade superior da
camada (FS) e o armazena na matriz "ResumCamadFust"
RLAcum(x, cam, 4) = 0 'atribui o valor "0" ao "RL" referente à profundidade superior da
camada (FI) e o armazena na matriz "ResumCamadFust"
'Pega o E
ResumCamadFust(x, cam, 5) = 0 'atribui o valor "0" ao "E" referente à camada de solo
atual em função da estaca.
'Pega o v
ResumCamadFust(x, cam, 6) = 0 'atribui o valor "0" ao "v" referente à camada de solo
atual em função da estaca.
End If

If c > PegaAltBloc And c <= PegaProfEst Then 'verifica se o comprimento atual percorrido
é inferior ou igual à profundidade da estaca mas superior à altura do bloco
If cam = Solos(x, c, 2) Then 'verifica se o número da camada "cam" é igual à camada
"Class cam" associada à profundidade atual da estaca "c". Se sim:
'Pega o DS e o DI
ResumCamadFust(x, cam, 2) = ResumCamadFust(x, cam, 2) + 1 'à profundidade
inferior da camada do fuste "DI" é adicionada uma unidade

'Pega o FI
MFI(x, cam) = SolosFuste(x, c, 1) 'atribui o valor atual ao "RL" referente à
profundidade inferior da camada (FS) e o armazena na matriz "MFS"
cont = cont + 1 'incrementa o contador de metros de camadas para determinar
o MFS
'Pega o FS
MFS(x, cam) = SolosFuste(x, (c + 1 - cont), 1) 'atribui o valor atual ao "RL" referente
à profundidade superior da camada (FI) e o armazena na matriz "MFI"

ResumCamadFust(x, cam, 4) = (ResumCamadFust(x, cam, 4) + Solos(x, c, 1)) 'atribui
o valor atual ao "RL" referente à profundidade superior da camada (FI) e o armazena na matriz
"ResumCamadFust"
RLAcum(x, cam, 4) = (RLAcum(x, cam, 4) + SolosFuste(x, c, 1))

'Pega o E
ResumCamadFust(x, cam, 5) = Solos(x, c, 3) 'atribui o valor atual ao "E" referente à
camada de solo atual em função da estaca.
'Pega o v
ResumCamadFust(x, cam, 6) = Solos(x, c, 4) 'atribui o valor atual ao "v" referente à
camada de solo atual em função da estaca.

```

Else 'se o número da camada "cam" é diferente da profundidade atual da estaca "c",
então:

cont = 1 'retorna o contador de metros de camadas para 1

cam = cam + 1 'incrementa o contador de camadas coma as mesmas características de
"E" e "v"

'Pega o FS e o FI

MFS(x, cam) = SolosFuste(x, (c + 1 - cont), 1) 'atribui o valor atual ao "RL" referente
à profundidade superior da camada (FS) e o armazena na matriz "MFS"

MFI(x, cam) = SolosFuste(x, c, 1) 'atribui o valor atual ao "RL" referente à
profundidade inferior da camada (FI) e o armazena na matriz "MFI"

ResumCamadFust(x, cam, 1) = ResumCamadFust(x, (cam - 1), 2) 'armazena a
profundidade superior da camada do fuste "DS" da estaca na matriz "ResumCamadFust"

ResumCamadFust(x, cam, 2) = (ResumCamadFust(x, (cam - 1), 2) + 1) 'armazena a
profundidade inferior da camada do fuste "DI" da estaca na matriz "ResumCamadFust"

ResumCamadFust(x, cam, 3) = ResumCamadFust(x, (cam - 1), 4)

ResumCamadFust(x, cam, 4) = (ResumCamadFust(x, (cam - 1), 4) + Solos(x, c, 1)) 'pega
o valor acumulado do "RL" referente à profundidade inferior da camada (FI) e o armazena na matriz
"ResumCamadFust"

RLAcum(x, cam, 3) = RLAcum(x, (cam - 1), 4)

RLAcum(x, cam, 4) = (RLAcum(x, (cam - 1), 4) + SolosFuste(x, c, 1))

'Pega o E

ResumCamadFust(x, cam, 5) = Solos(x, c, 3) 'atribui o valor atual ao "E" referente à
camada de solo atual em função da estaca.

'Pega o v

ResumCamadFust(x, cam, 6) = Solos(x, c, 4) 'atribui o valor atual ao "v" referente à
camada de solo atual em função da estaca.

'Pega o número de trapézios no fuste da estaca

NCamadasSONoFuste(x) = cam 'armazena a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v"

End If

End If

If c > PegaAltBloc And c > PegaProfEst Then 'verifica se o comprimento atual percorrido é
maior que profundidade da estaca mas superior à altura do bloco

If cam < PegaNPerfis Then 'verifica se o número de camada "cam" é menor que o
número máximo de camadas com as mesmas características de "E" e "v". Se sim:

If cam < Solos(x, c, 2) Then 'verifica se o número de camada "cam" é igual a camada
"Class cam" associada à profundidade atual da estaca "c". Se sim:

'Pega o E

cam = cam + 1

ResumCamadFust(x, cam, 5) = Solos(x, c, 3) 'atribui o valor atual ao "E" referente à
camada de solo atual em função da estaca.

'Pega o v

ResumCamadFust(x, cam, 6) = Solos(x, c, 4) 'atribui o valor atual ao "v" referente à
camada de solo atual em função da estaca.

End If

Else 'verifica se o número de camada "cam" é menor que o número máximo de
camadas com as mesmas características de "E" e "v". Se não:

```

    If cam = PegaNPerfis Then
        If cam = Solos(x, c, 2) Then 'verifica se o número de camada "cam" é igual a camada
"Class cam" associada à profundidade atual da estaca "c". Se sim:
            'Pega o E
            ResumCamadFust(x, cam, 5) = Solos(x, c, 3) 'atribui o valor atual ao "E" referente à
camada de solo atual em função da estaca.
            'Pega o v
            ResumCamadFust(x, cam, 6) = Solos(x, c, 4) 'atribui o valor atual ao "v" referente à
camada de solo atual em função da estaca.
            End If
        End If
    End If
    End If
    End If
Next c

```

```

    contador = 0 'zera o contador
    For cam = 1 To PegaNPerfis 'percorre o número máximo de camadas com as mesmas
características de "E" e "v"
        For c = 1 To PegaNTotCam 'percorre a profundidade máxima do perfil atual
            If cam = Solos(x, c, 2) Then 'verifica se o número de camada "cam" é igual a camada
"Class cam" associada à profundidade atual da estaca "c". Se sim:
                contador = contador + 1 'incrementa o contador "contador"
                ProfFinalCamadas(x, cam) = contador 'armazena o número máximo de metros - para
cada camada - em função da estaca (variável global)
            End If
        Next c
    Next cam
Next z
Next j
End If
End Sub

```

'PEGA O VALOR INICIAL DAS CAMADAS DAS ESTACAS

```
Sub Macro3A()
```

```
Dim x As Integer, j As Integer, z As Integer, PegaCamadasSonoFuste As Integer, PegaAltBloc As
Integer, PegaNPerfis As Integer, PegaNTotCam As Integer
```

```
'Dim contador As Integer, cont As Integer
```

```
Dim cam As Integer, c As Integer, contanul As Integer, Ds As Integer, Di As Integer
```

```
Dim EstPorBloc As String
```

```
ReDim CamInic(nest)
```

```
If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa
que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga
```

```
'se sim, o cálculo prossegue
```

```
x = 0 'zera a contagem das estacas em função dos pilares
```

```
For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre o número de blocos 1 a 1
```

```
EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega o número de estacas por bloco
```

```
For z = 1 To EstPorBloc 'percorre o número de estacas 1 a 1 no bloco
```

```
x = x + 1 'incrementa a contagem de estacas em função dos pilares
```

```
PegaNPerfis = NCamadasSonoFuste(x) 'pega o número de camadas que atuam somente no fuste
```

CamInic(x) = 1 'contador de camadas coma as mesmas características de "E" e "v" tendo como valor inicial 1

For c = 1 To PegaNPerfis 'percorre o número máximo de camadas de perfis presente no fuste das estacas

Ds = ResumCamadFust(x, c, 1) 'pega a profundidade superior de cada camada

Di = ResumCamadFust(x, c, 2) 'pega a profundidade inferior de cada camada

If (Ds - Di) = 0 Then 'verifica se dada camada tem comprimento "0"

CamInic(x) = CamInic(x) + 1 'incrementa o contador de camadas se sim

End If

Next c

Next z

Next j

End If

End Sub

'CALCULA O FATOR DE FORMA NO FUSTE DAS ESTACAS

Sub macro4()

Dim x As Integer, j As Integer, z As Integer, w As Integer, u As Integer, PegaNPerfis As Integer, FMax As Integer, FMin As Single

Dim Q As Double, P As Double, Ds As Double, Di As Double

Dim f As Double, FSf As Double, FIf As Double, Pp As Double

Dim EstPorBloc As String

Dim Ric, Rfc As Double

Dim y As Integer

'x - contador

'Realiza o cálculo dos fatores de forma e realiza a normalização dos esforços laterais

If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga

'se sim, o cálculo prossegue

ReDim Normalizar(nest, 80, 2) 'dimensiona a matriz "Normalizar" em função do número de estacas e outros dados

ReDim CargaPonta(nest, 5) 'dimensiona a matriz "CargaPonta" em função do número de estacas

x = 0 'zera a contagem das estacas em função dos pilares

For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre o número de blocos 1 a 1

EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega o número de estacas por bloco

For z = 1 To EstPorBloc 'percorre o número de estacas 1 a 1 no bloco

x = x + 1 'incrementa a contagem de estacas em função dos pilares

PegaNPerfis = NCamadasSOnoFuste(x) 'pega o número máximo de camadas de perfis presente no fuste das estacas

For w = 1 To PegaNPerfis

For w = CamInic(x) To PegaNPerfis 'percorre a camada inicial de cada estaca (CamInic(x)) até o número máximo de camadas de perfis presente no fuste das estacas

Q = MFS(x, w)

P = MFI(x, w)

Ric = RLAcum(x, w, 3) 'resistência inicial da camada

Rfc = RLAcum(x, w, 4) 'resistência final da camada

```

Ds = ResumCamadFust(x, w, 1) * 100 'passei para cm
Di = ResumCamadFust(x, w, 2) * 100 'passei para cm

FMax = Max(Q, P)
FMin = Min(Q, P)

If P = 0 Then

    f = 1000000000 'Se os valores das camadas inferiores forem iguais a 0, f recebe
1.000.000.000 (Para representar que a camada não contribui com nada)

Else

    f = 1 - ((FMax - FMin) / FMax) 'Se os valores das camadas inferiores forem diferentes de
0, f é tratado para representar triângulos (com base para baixo), trapézios e retângulos

End If

'Calcula FSf e FIf - valores normalizados pelo comprimento
FIf = 2 * (Rfc - Ric) / ((1 + f) * (Di - Ds))
FSf = FIf * f

Normalizar(x, w, 2) = FIf
Normalizar(x, w, 1) = FSf

Next w
'Preenche as cargas finais de ponta para todos os casos de carregamento (Perm + ventos)
For u = 1 To 5
    CargaPonta(x, u) = (DadosEstRes(x, (u + 3))) * 10 - ResumCamadFust(x, PegaNPerfis, 4)
'calcula a carga que atua sobre a ponta de cada estaca e em cada caso de carregamento
Next u
Next z
Next j
End If
End Sub

'Verifica a natureza dos pontos de recalques analisados
Sub macro5()
    Sheets("Proc e Res").Select
    caso = Cells(3, 408)
End Sub

'CALCULA A INFLUÊNCIA DA PONTA E DO FUSTE EM TODAS AS ESTACAS
Sub macro6()
Dim c As Integer, G As Integer, J1 As Integer, I1 As Integer, PegaAltBloc As Integer, PegaNPerfis As
Integer, PegaProfEst As Integer
Dim P1 As Double, x1 As Double, y1 As Double, x2 As Double, y2 As Double, R0 As Double, A2 As
Double, o As Double, a1 As Double
Dim sij As Double, R As Double, B1 As Double, C_Ponto As Integer, C_Estaca As Integer, NTrapezios
As Integer
Dim k1 As Integer, k2 As Integer, k3 As Integer, I4 As Integer, carreg As Integer
Dim MD As Double
Dim F1() As Double, F2() As Double, D0 As Double, T1 As Double, T2 As Double, C4 As Double, C5
As Double, ck As Integer

```

'c - contador de estacas;

If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga

'se sim, o cálculo prossegue

TransPonta = 0 'zera o valor de TransPonta antes de mudar o caso de carregamento "carreg"

TransFuste = 0 'zera o valor de TransFuste antes de mudar o caso de carregamento "carre"

If caso = 1 Then 'Cálculo para todas as estacas

ReDim RecPonta(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecPonta" em função do número de estacas

ReDim RecFuste(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecFuste" em função do número de estacas

ReDim RecPontaUnit(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecPontaUnit" em função do número de estacas

ReDim RecFusteUnit(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecFusteUnit" em função do número de estacas

'Pontos representados pelas estacas

For c = 1 To ContEstTot 'percorre todas as estacas

x1 = CoordXX(c) + (DadosEstRes(c, 1) * 100) 'soma a coordenada x dos pilares à coordenada x de cada estaca (primeira estaca "c")

y1 = CoordYY(c) + (DadosEstRes(c, 2) * 100) 'soma a coordenada y dos pilares à coordenada y de cada estaca (primeira estaca "c")

C_Estaca = DadosEstRes(c, 3) 'pega o comprimento transformado da primeira estaca "c"

'Pontos onde se quer medir o recalque

For G = 1 To ContEstTot 'percorre todas as estacas (faz a interação entre todas as estacas)

For carreg = 1 To 5 'percorre os 5 casos de carregamento (Permanente + 4 ventos)

PegaAltBloc = DadosGerais(G, 2) 'pega a altura do bloco da estaca com a qual se está interagindo "G"

NTrapezios = NCamadasSONoFuste(c) 'pega a quantidade de camadas com as mesmas características de "E" e "v" (somente no fuste estaca) da primeira estaca "c"

ReDim F1(nest, NTrapezios) 'Redimensiona a matriz F1 em função do número de estacas e do NTrapezios

ReDim F2(nest, NTrapezios) 'Redimensiona a matriz F2 em função do número de estacas e do NTrapezios

x2 = (CoordXX(G) + (DadosEstRes(G, 1) * 100)) - x1 'soma a coordenada x dos pilares à coordenada x de cada estaca (estaca com a qual se está interagindo "G")

y2 = (CoordYY(G) + (DadosEstRes(G, 2) * 100)) - y1 'soma a coordenada y dos pilares à coordenada y de cada estaca (estaca com a qual se está interagindo "G")

P1 = CargaPonta(G, carreg) / (n1 * n2) 'cargas aplicadas nas subáreas da estaca com a qual se está interagindo

R0 = (x2 ^ 2 + y2 ^ 2) ^ 0.5 'Distância entre a primeira estaca "c" e a estaca com a qual se está interagindo "G"

If y2 = 0 Then 'se não houver ângulo entre os pontos "c" e "G" atribui zero a "A2"

A2 = 0

Else

A2 = Math.Tan(x2 / y2)

```

End If

o = Pi / n1 'divide o valor de pi pelo número de divisões da circunferência da ponta da
estaca (n1)
a1 = (2 / 3) * (Math.Sin(o) / o) * (RaioBase(G) / ((n2) ^ 0.5)) 'cálculo do A1 - linha 650 do
programa original
J1 = 0 'zera o contador do "n2" (número de divisões do raio da base)
I1 = 0 'zera o contador do "n1" (número de divisões da circunferência da ponta da estaca)

C_Ponto = DadosEstRes(G, 3) 'pega o comprimento transformado da primeira estaca com
a qual se está interagindo "G"
If C_Estaca > C_Ponto Then 'garante que o ponto estudado seja o mais profundo das duas
estacas
    C_Ponto = C_Estaca
End If

'Chama MINDLIN para a ponta
For J1 = 1 To n2 'percorre o contador do "n2" (número de divisões do raio da base)
    sij = a1 * (J1 * (J1) ^ 0.5 - (J1 - 1) * (J1 - 1) ^ 0.5)
    If CargaPonta(G, carreg) <> 0 Then 'se a carga na ponta da estaca com a qual se está
interagindo for diferente de zero, calcula-se:
        For I1 = 1 To n1 'percorre o contador do "n1" (número de divisões da circunferência
da ponta da estaca)
            B1 = o * (2 * I1 - 1) 'cálculo do B1 - linha 700 do programa original
            R = ((R0 ^ 2 + sij ^ 2 - 2 * R0 * sij * Math.Cos(B1))) ^ 0.5 'Ri,j - distância entre
os centros geométricos das subáreas n1 x n2 e a estaca com a qual se está interagindo - linha 710 do
programa original
            MD = Mindlin(1, G, caso, P1, carreg, C_Ponto, C_Estaca, R) 'chama o
procedimento de Mindlin para a ponta
            Next I1
        End If
    Next J1

'Início dos procedimentos do fuste
'For k3 = 1 To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"
For k3 = CamInic(c) To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"
    F1(c, k3) = Normalizar(c, k3, 1) / n1 'recebe o valor normalizado pelo comprimento
superior e divide por "n1" (número de divisões da circunferência da ponta da estaca) - linha 830 do
programa original
    F2(c, k3) = Normalizar(c, k3, 2) / n1 'recebe o valor normalizado pelo comprimento
inferior e divide por "n1" (número de divisões da circunferência da ponta da estaca) - linha 830 do
programa original
Next k3

For I4 = 1 To n1 'percorre o contador do "n1" (número de divisões da circunferência da
ponta da estaca)
    B1 = 2 * Pi / n1 * I4
    R = ((R0 ^ 2 + RaioFust(c) ^ 2) - 2 * R0 * RaioFust(c) * Math.Cos(B1)) ^ 0.5 'distância
entre cada divisão n1 e o ponto em que se quer conhecer o recalque linha 890 do programa original
    'For k2 = 1 To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"
    For k2 = CamInic(c) To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"

```

```

For k1 = 1 To n3      'percorre o contador do "n3" (número de divisões das camadas
do fuste)
    D0 = (ResumCamadFust(c, k2, 2) - ResumCamadFust(c, k2, 1)) 'linha 920 do
programa original
    T1 = (D0 * 100) / (2 * n3) 'Chamado de P1 na listagem original - linha 930 do
programa original
    T2 = 2 * F1(c, k2) - ((2 * k1 - 1) / n3) * (F1(c, k2) - F2(c, k2)) 'chamado de P2 na
listagem original - linha 940 do programa original
    P1 = T1 * T2
    C4 = 2 * F1(c, k2) - (F1(c, k2) - F2(c, k2)) * ((2 * k1 - 1) / n3)
    C5 = F1(c, k2) + (F1(c, k2) - F2(c, k2)) * ((1 - 3 * k1) / (3 * n3))

    If C4 <= 0 Then
        C4 = 100000000
    End If
    ck = (PegaAltBloc + ResumCamadFust(c, k2, 1)) * 100 + (D0 * 100) * (k1 - 1) / n3
+ ((D0 * 100 / n3) * C5) / C4 'C3 d a listagem original - linha 980 do programa original
    MD = Mindlin(2, G, caso, P1, carreg, C_Ponto, ck, R) 'chama o procedimento de
Mindlin para o fuste
    Next k1
    Next k2
    Next I4

    If c = G Then 'verifica se o índice da primeira estaca é igual ao índice da estaca que se quer
interagir, se sim:
        RecPontaUnit(G, carreg) = TransPonta 'armazena na matriz "RecPontaUnit" o resultado
obtido de Mindlim para a ponta em função do índice "G" e do índice de carregamento
        RecFusteUnit(G, carreg) = TransFuste 'armazena na matriz "RecFusteUnit" o resultado
obtido de Mindlim para o fuste em função do índice "G" e do índice de carregamento
        End If

        TransPonta = 0 'zera o valor de Transponta antes de mudar o caso de carregamento "carreg"
        TransFuste = 0 'zera o valor de TransFuste antes de mudar o caso de carregamento "carreg"

    Next carreg
    Next G
    Next c
End If
End Sub

```

```

'CALCULA A INFLUÊNCIA DA PONTA E DO FUSTE SOMENTE NAS ESTACAS DO BLOCO
Sub Macro6A()
Dim c As Integer, G As Integer, J1 As Integer, I1 As Integer, PegaAltBloc As Integer, PegaNPerfis As
Integer, PegaProfEst As Integer
Dim P1 As Double, x1 As Double, y1 As Double, x2 As Double, y2 As Double, R0 As Double, A2 As
Double, o As Double, a1 As Double
Dim sij As Double, R As Double, B1 As Double, C_Ponto As Integer, C_Estaca As Integer, NTrapezios
As Integer, EstPorBloc As Integer
Dim k1 As Integer, k2 As Integer, k3 As Integer, I4 As Integer, carreg As Integer, j As Integer, est As
Integer, last As Integer
Dim MD As Double
Dim F1() As Double, F2() As Double, D0 As Double, T1 As Double, T2 As Double, C4 As Double, C5
As Double, ck As Integer, cont As Integer

```

'c - contador de estacas;

If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga
'se sim, o cálculo prossegue

TransPonta = 0 'zera o valor de TransPonta antes de mudar o caso de carregamento "carreg"
TransFuste = 0 'zera o valor de TransFuste antes de mudar o caso de carregamento "carre"

If caso = 2 Then 'Cálculo para estacas contidas no mesmo bloco

ReDim RecPonta(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecPonta" em função do número de estacas
ReDim RecFuste(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecFuste" em função do número de estacas
ReDim RecPontaUnit(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecPontaUnit" em função do número de estacas
ReDim RecFusteUnit(nest, 5) 'dimensiona a matriz "RecFusteUnit" em função do número de estacas

Sheets("Plan2").Select 'seleciona a planilha "Plan2"
est = 1 'inicializa a primeira estaca do bloco

For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre todos os blocos
EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega a quantidade de estacas por bloco
last = (EstPorBloc + est - 1) 'calcula o número da última estaca do bloco
cont = 0 'zera a contagem de estacas no bloco

'Pontos representados pelas estacas
For c = est To last 'percorre todas as estacas

x1 = CoordXX(c) + (DadosEstRes(c, 1) * 100) 'soma a coordenada x dos pilares à coordenada x de cada estaca (primeira estaca "c")
y1 = CoordYY(c) + (DadosEstRes(c, 2) * 100) 'soma a coordenada y dos pilares à coordenada y de cada estaca (primeira estaca "c")
C_Estaca = DadosEstRes(c, 3) 'pega o comprimento transformado da primeira estaca "c"

'Pontos onde se quer medir o recalque
For G = est To last 'percorre todas as estacas (faz a interação entre todas as estacas)
For carreg = 1 To 5 'percorre os 5 casos de carregamento (Permanente + 4 ventos)

PegaAltBloc = DadosGerai(G, 2) 'pega a altura do bloco da estaca com a qual se está interagindo "G"

NTrapezios = NCamadasSONoFuste(c) 'pega a quantidade de camadas com as mesmas características de "E" e "v" (somente no fuste estaca) da primeira estaca "c"

ReDim F1(nest, NTrapezios) 'Redimensiona a matriz F1 em função do número de estacas e do NTrapezios

ReDim F2(nest, NTrapezios) 'Redimensiona a matriz F2 em função do número de estacas e do NTrapezios

x2 = (CoordXX(G) + (DadosEstRes(G, 1) * 100)) - x1 'soma a coordenada x dos pilares à coordenada x de cada estaca (estaca com a qual se está interagindo "G")

y2 = (CoordYY(G) + (DadosEstRes(G, 2) * 100)) - y1 'soma a coordenada y dos pilares à coordenada y de cada estaca (estaca com a qual se está interagindo "G")

P1 = CargaPonta(G, carreg) / (n1 * n2) 'cargas aplicadas nas subáreas da estaca com a qual se está interagindo

```

R0 = (x2 ^ 2 + y2 ^ 2) ^ 0.5 'distância entre a primeira estaca "c" e a estaca com a qual se
está interagindo "G"

If y2 = 0 Then 'se não houver ângulo entre os pontos "c" e "G" atribui zero a "A2"
  A2 = 0
Else
  A2 = Math.Tan(x2 / y2)
End If

o = Pi / n1 'divide o valor de pi pelo número de divisões da circunferência da ponta da
estaca (n1)
a1 = (2 / 3) * (Math.Sin(o) / o) * (RaioBase(G) / ((n2) ^ 0.5))
J1 = 0 'zera o contador do "n2" (número de divisões do raio da base)
I1 = 0 'zera o contador do "n1" (número de divisões da circunferência da ponta da estaca)

C_Ponto = DadosEstRes(G, 3) 'pega o comprimento transformado da primeira estaca com
a qual se está interagindo "G"
If C_Estaca > C_Ponto Then 'garante que o ponte estudado seja o mais profundo das duas
estacas
  C_Ponto = C_Estaca
End If

'Chama MINDLIN para a ponta
For J1 = 1 To n2 'percorre o contador do "n2" (número de divisões do raio da base)
  sij = a1 * (J1 * (J1) ^ 0.5 - (J1 - 1) * (J1 - 1) ^ 0.5) 'sij chamado de P0 na listagem do
livro //está em cm - linha 680 do programa original
  If CargaPonta(G, carreg) <> 0 Then 'se a carga na ponta da estaca com a qual se está
interagindo for diferente de zero, calcula-se:
    For I1 = 1 To n1 'percorre o contador do "n1" (número de divisões da circunferência
da ponta da estaca)
      B1 = o * (2 * I1 - 1)
      R = ((R0 ^ 2 + sij ^ 2 - 2 * R0 * sij * Math.Cos(B1))) ^ 0.5 'Ri,j - distância entre
os centros geométricos das subáreas n1 x n2 e a estaca com a qual se está interagindo - linha 710 do
programa original
      MD = Mindlin(1, G, caso, P1, carreg, C_Ponto, C_Estaca, R) 'chama o
procedimento de Mindlin para a ponta
    Next I1
  End If
Next J1

'Início dos procedimentos do fuste
'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas características de "E" e "v" da primeira
estaca "c"
For k3 = CamInic(c) To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"
  F1(c, k3) = Normalizar(c, k3, 1) / n1 'recebe o valor normalizado pelo comprimento
superior e divide por "n1" (número de divisões da circunferência da ponta da estaca) - linha 830 do
programa original
  F2(c, k3) = Normalizar(c, k3, 2) / n1 'recebe o valor normalizado pelo comprimento
inferior e divide por "n1" (número de divisões da circunferência da ponta da estaca) - linha 830 do
programa original
Next k3

For I4 = 1 To n1 'percorre o contador do "n1" (número de divisões da circunferência da
ponta da estaca)

```

```

B1 = 2 * Pi / n1 * I4
R = ((R0 ^ 2 + RaioFust(c) ^ 2) - 2 * R0 * RaioFust(c) * Math.Cos(B1)) ^ 0.5 'distância
entre cada divisão n1 e o ponto em que se quer conhecer o recalque linha 890 do programa original

'For k2 = 1 To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"
For k2 = CamInic(c) To NTrapezios 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas
características de "E" e "v" da primeira estaca "c"
For k1 = 1 To n3 'percorre o contador do "n3" (número de divisões das camadas
do fuste)
D0 = (ResumCamadFust(c, k2, 2) - ResumCamadFust(c, k2, 1)) 'linha 920 do
programa original
T1 = (D0 * 100) / (2 * n3) 'Chamado de P1 na listagem original - linha 930 do
programa original
T2 = 2 * F1(c, k2) - ((2 * k1 - 1) / n3) * (F1(c, k2) - F2(c, k2)) 'chamado de P2 na
listagem original - linha 940 do programa original
P1 = T1 * T2 'linha 950 do programa original
C4 = 2 * F1(c, k2) - (F1(c, k2) - F2(c, k2)) * ((2 * k1 - 1) / n3)
C5 = F1(c, k2) + (F1(c, k2) - F2(c, k2)) * ((1 - 3 * k1) / (3 * n3))

If C4 <= 0 Then
C4 = 100000000
End If

ck = (PegaAltBloc + ResumCamadFust(c, k2, 1)) * 100 + (D0 * 100) * (k1 - 1) / n3
+ ((D0 * 100 / n3) * C5) / C4 'C3 d a listagem original - linha 980 do programa original
MD = Mindlin(2, G, caso, P1, carreg, C_Ponto, ck, R) 'chama o procedimento de
Mindlin para o fuste
Next k1
Next k2
Next I4

If c = G Then 'verifica se o índice da primeira estaca é igual ao índice da estaca que se quer
interagir, se sim:
RecPontaUnit(G, carreg) = TransPonta 'armazena na matriz "RecPontaUnit" o resultado
obtido de Mindlim para a ponta em função do índice "G" e do índice de carregamento
RecFusteUnit(G, carreg) = TransFuste 'armazena na matriz "RecFusteUnit" o resultado
obtido de Mindlim para o fuste em função do índice "G" e do índice de carregamento
End If

TransPonta = 0 'zera o valor de Transponta antes de mudar o caso de carregamento "carreg"
TransFuste = 0 'zera o valor de TransFuste antes de mudar o caso de carregamento "carreg"

Next carreg
Next G
cont = cont + 1 'incrementa a contagem de estacas dentro do bloco
Next c
est = est + cont 'calcula o número da primeira estaca do bloco
TransPonta = 0 'zera o valor de Transponta antes de mudar o caso de carregamento "carreg"
TransFuste = 0 'zera o valor de TransFuste antes de mudar o caso de carregamento "carreg"

Next j
End If
End If
End Sub

```

'CALCULA O RECALQUE ELÁSTICO DAS ESTACAS

Sub Macro7()

Dim x As Integer, j As Integer, z As Integer, EstPorBloc As Integer, PegaNPerfis As Integer, w As Integer, carreg As Integer

Dim Q As Double, P As Double, DeltaD As Double, Ds As Double, Di As Double, Es As Double, Ae As Double

Dim QPonta() As Double, U2 As Double, U1 As Double, ParElast As Double

ReDim QPonta(nest, 5) 'dimensiona a matriz QPonta em função do número de estacas e de do número de carregamentos

ReDim RecElast(nest, 5) 'dimensiona a matriz RecElast em função do número de estacas e de do número de carregamentos

If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga

'se sim, o cálculo prossegue

For carreg = 1 To 5 'percorre os casos de carregamento

x = 0 'zera o contador de estacas

Sheets("Plan2").Select 'seleciona a planilha "Plan2"

For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre todos os blocos

EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega a quantidade de estacas por bloco

Es = Cells(1, (j * 11 + 10)).Value 'pega o módulo de elasticidade das estacas

Ae = ((Cells(1, (j * 11 + 8)).Value * 2) ^ 2 * Pi / 4) 'calcula a área das estacas

For z = 1 To EstPorBloc 'percorre todas as estacas do bloco

x = x + 1 'incrementa a contagem de estacas

PegaNPerfis = NCamadasSONoFuste(x) 'pega a quantidade de camadas coma as mesmas características de "E" e "v" só no fuste estaca "c"

QPonta(x, carreg) = DadosEstRes(x, (4 + (carreg - 1))) 'pega a carga na cabeça da estaca

U2 = QPonta(x, carreg) * 10 'passa a carga para kN

ParElast = 0 'zera o recalque elástico

For w = CamInic(x) To PegaNPerfis 'percorre a quantidade de camadas coma as mesmas características de "E" e "v" só no fuste estaca "c"

Q = ResumCamadFust(x, w, 3) 'atribui o valor atual ao "RL" referente à profundidade superior da camada (FS) e o armazena na matriz "ResumCamadFust"

P = RLAcum(x, w, 4)

Ds = ResumCamadFust(x, w, 1) * 100 'profundidade superior da camada do fuste "DS" da estaca igual a zero armazenada na matriz "ResumCamadFust"

Di = ResumCamadFust(x, w, 2) * 100 'profundidade inferior da camada do fuste "DI" da estaca igual a zero armazenada na matriz "ResumCamadFust"

DeltaD = Di - Ds 'calcula a diferença entre DS e DI

U1 = (QPonta(x, carreg) * 10 - P) 'desconta da carga da cabeça da estaca o valor acumulado do "RL" inferior

ParElast = (ParElast + (1 / (Es * Ae) * ((U2 + U1) / 2) * DeltaD)) 'calcula o valor acumulado o recalque elástico

U2 = U1 'atualiza o valor de U2

Next w

If ParElast > 0 Then

```

        RecElast(x, carreg) = ParElast 'armzena na matriz "RecElast" o valor do recalque elástico
    Else
        RecElast(x, carreg) = 0
    End If
Next z
Next j
Next carreg

End If
End Sub

'CALCULA O RECALQUE TOTAL
Sub Macro8()
Dim j As Integer, z As Integer, x As Integer, carreg As Integer
Dim EstPorBloc As Integer
Dim Carga As Double, Rec1 As Double, Rec2 As Double, SRecTot As Double, ResRecPonta As
Double, ResRecFuste As Double, ResRecElas As Double
Dim NomePil As String

ReDim RecTotal(nest, 5) 'dimensiona a matriz RecTotal em função do número de estacas e de do
número de carregamentos
ReDim MediaRecBloco(nest, 5) 'dimensiona a matriz MediaRecBloco em função do número de
estacas e de do número de carregamentos
ReDim MediaRecPonta(nest, 5)
ReDim MediaRecFuste(nest, 5)
ReDim MediaRecElas(nest, 5)

If VeriProf = True Then 'se o contador "w" (da Macro 2) for igual a número total de estacas significa
que todas as estacas obedecem ao critério do comp. + folga
    'se sim, o cálculo prossegue

    For carreg = 1 To 5 'percorre os casos de carregamento
        x = 0 'zera o contador de estacas
        ResRecPonta = 0 'zera o valor do recalque de ponta
        For j = 0 To (nbl - 1) 'percorre todos os blocos
            Sheets("Plan2").Select 'seleciona a planilha "Plan2"
            EstPorBloc = Cells(48, (j * 11 + 12)).Value 'pega a quantidade de estacas por bloco
            Carga = 0 'zera o valor da carga
            SRecTot = 0 'zera o valor do recalque total
            ResRecPonta = 0 'zera o valor do recalque de ponta
            ResRecFuste = 0 'zera o valor de recalque do fuste
            ResRecElas = 0 'zera o valor de recalque elástico
            For z = 1 To EstPorBloc 'percorre todas as estacas do bloco
                x = x + 1 'incrementa a quantidade de estacas
                Rec1 = (RecPonta(x, carreg)) + (RecFuste(x, carreg)) + RecElast(x, carreg) 'soma as parcelas
de recalques de ponta, fuste e elástico
                SRecTot = SRecTot + Rec1 'acumula o valor de recalques totais
                ResRecPonta = ResRecPonta + (RecPonta(x, carreg)) 'acumula os recalques de ponta
                ResRecFuste = ResRecFuste + (RecFuste(x, carreg)) 'acumula os recalques de fuste
                ResRecElas = ResRecElas + RecElast(x, carreg) 'acumula os recalques elásticos

                Rec2 = (RecPontaUnit(x, carreg)) + (RecFusteUnit(x, carreg)) + RecElast(x, carreg) 'soma as
parcelas de recalques de ponta, fuste (esses dois com respeito ao valor unitário) e elástico
            Next z
        Next j
    Next carreg
End Sub

```

RecTotal(x, carreg) = Rec1 'armazena o valor de recalque em função do número de estacas e do caso de carregamento

MediaRecBloco((j + 1), carreg) = SRecTot / EstPorBloc 'calcula a média dos recalques em cada bloco

MediaRecPonta((j + 1), carreg) = ResRecPonta / EstPorBloc

MediaRecFuste((j + 1), carreg) = ResRecFuste / EstPorBloc

MediaRecElas((j + 1), carreg) = ResRecElas / EstPorBloc

Next z

NomePil = Cells(5, (j * 11 + 3)).Value 'pega o nome do pilar avaliado

Sheets("Proc e Res").Select 'seleciona a planilha "Proc e Res"

Cells((3 + j), 7).Value = NomePil 'Devolve o valor do número do pilar a determinado trecho da planilha

Cells((3 + j), (13 + (carreg - 1))).Value = MediaRecBloco((j + 1), carreg) '+ RecElast(x, carreg)
'Devolve o valor da média de recalque total a determinado trecho da planilha

Cells((3 + j), (18 + (carreg - 1))).Value = MediaRecPonta((j + 1), carreg) 'Devolve o valor da média de recalque da ponta determinado trecho da planilha

Cells((3 + j), (23 + (carreg - 1))).Value = MediaRecFuste((j + 1), carreg) 'Devolve o valor da média de recalque do fuste a determinado trecho da planilha

Cells((3 + j), (28 + (carreg - 1))).Value = MediaRecElas((j + 1), carreg) 'Devolve o valor da média de recalque elástico a determinado trecho da planilha

Next j

Next carreg

End If

End Sub

Function Min(valor1 As Double, valor2 As Double) As Double

If (valor1 < valor2) Then

Min = valor1

Else

Min = valor2

End If

End Function

Function Max(valor1 As Double, valor2 As Double) As Double

If (valor1 > valor2) Then

Max = valor1

Else

Max = valor2

End If

End Function

Function ApagaResultados()

Dim x, y As Integer

For x = 0 To 25

For y = 0 To 80

Cells((3 + x), (7 + y)) = ""

```

Next y
Next x
End Function

```

'Acinona o cálculo de Aoki e Lopes (1975)

```

Sub AcionarAoki()
  Call Macro1
  Call Macro2
  Call macro2A
  Call Macro3
  Call Macro3A
  Call macro4
  Call macro5
  Call macro6
  Call Macro6A
  Call Macro7
  Call Macro8
End Sub

```

VALIDAÇÃO PROGRAMA ADAPTADO DE AOKI e LOPES (1975)

Compara-se a seguir os resultados do programa original e o adaptado para um exemplo dado. O exemplo foi extraído de Alonso (1989) para uma estaca isolada de 50 cm, cujos resultados de recalque de ponta e lateral, foi de 0,852 e 0,033 cm, respectivamente. Posteriormente, o exemplo foi extrapolado para um bloco de 9 estacas a fim de aferir a precisão do programa para o recalque de grupo.

1) DADOS DE ENTRADA DOS PROGRAMAS

Estaca: 50 cm;

Carga na ponta: 890 kN;

$n_1=n_2=n_3 = 5$ (divisões de ponta e fuste)

RL1 → $D_s = 300\text{cm}; D_i = 700\text{cm}; f_1 = 0; f_2 = 0,20;$

RL2 → $D_s = 700\text{cm}; D_i = 1200\text{cm}; f_1 = 0,3; f_2 = 0,3;$

RL3 → $D_s = 1200\text{cm}; D_i = 1600\text{cm}; f_1 = 0,5; f_2 = 0,6;$

Perfil 1

Camada	RL	Class cam	E (kN/cm ²)	v
1	40,00	1	10	0,3
2				
3				
4				
5	150,00	2	10	0,3
6				
7				
8				
9	220,00	3	10	0,3
10				
11				
12				
13				
14				
15	-	4	22	0,25
16				
17				
18				
19				
20				

2) RESULTADO PARA UMA ESTACA ISOLADA

2.1) Programa original

```

PC-BASIC
RESULTADOS
Pto Coordenadas (X,Y,Z)  r(ponta)  r(atrito)  r(total)
Recalque na ponta = .8518868
Recalque no fuste = 3.172491E-02
DA PLOTAGEM 1110
DA PLOTAGEM 1120
DA PLOTAGEM 1130
RETURN without GOSUB in 1500
Ok

```

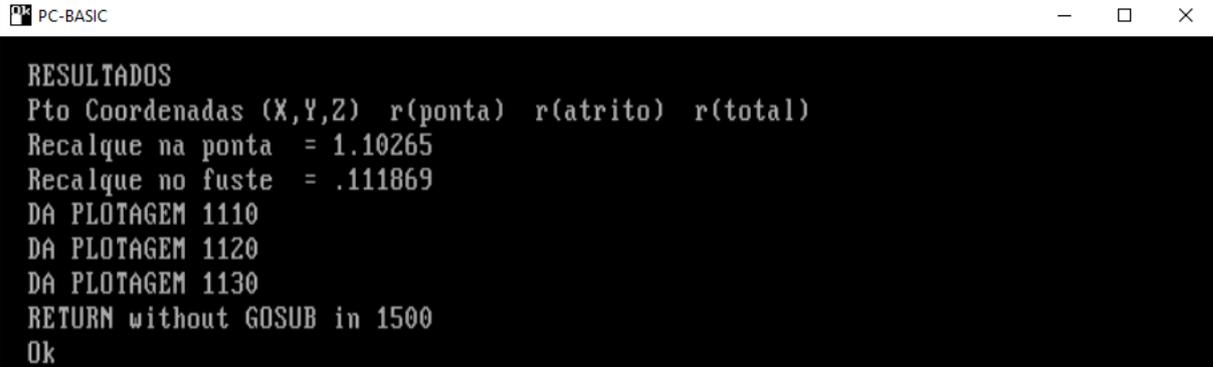
2.2) Programa adaptado

Recalque na ponta: 0,8518879 cm

Recalque no fuste: 0,0316461 cm

3) RESULTADO PARA UM BOCO DE 9 ESTACAS

3.1) Programa original

A screenshot of a PC-BASIC window. The window title is "PC-BASIC" and it has standard window controls (minimize, maximize, close). The main area is black with white text. The text displays the results of a program, including a header "RESULTADOS", a table of coordinates and settlements, and a list of plot points.

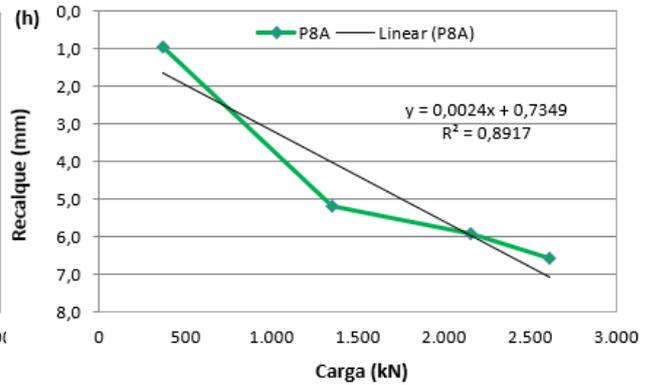
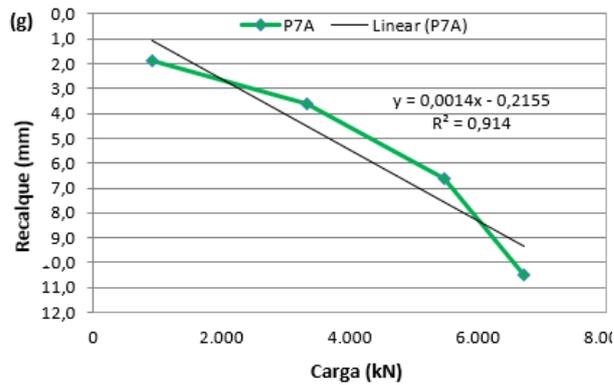
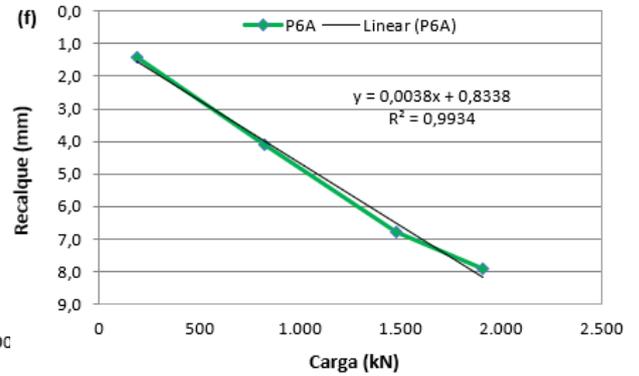
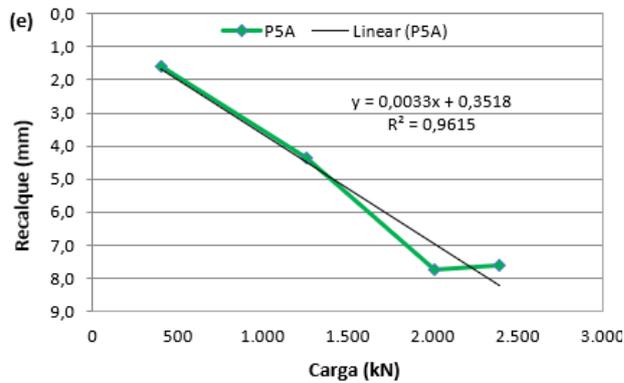
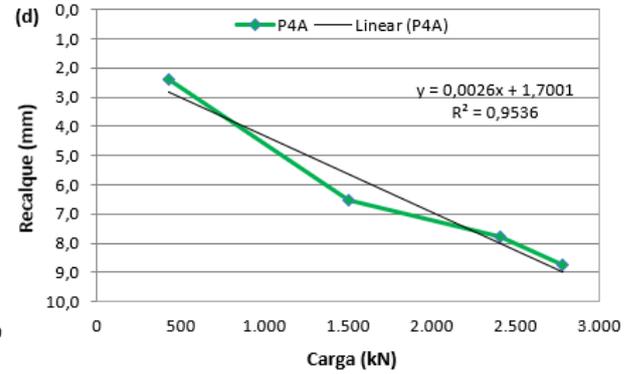
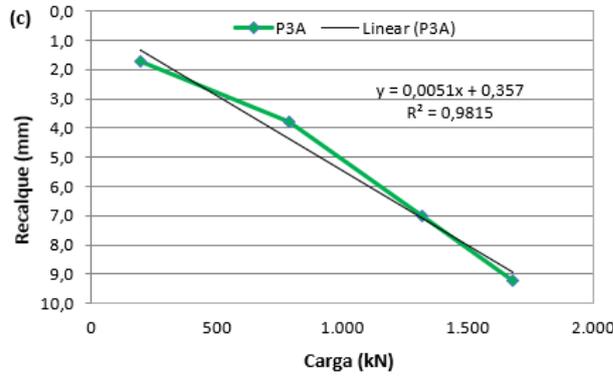
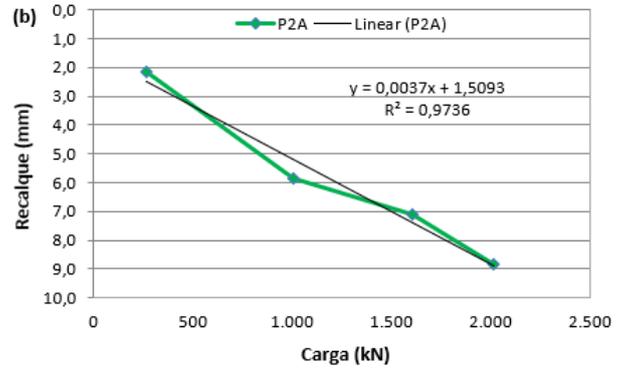
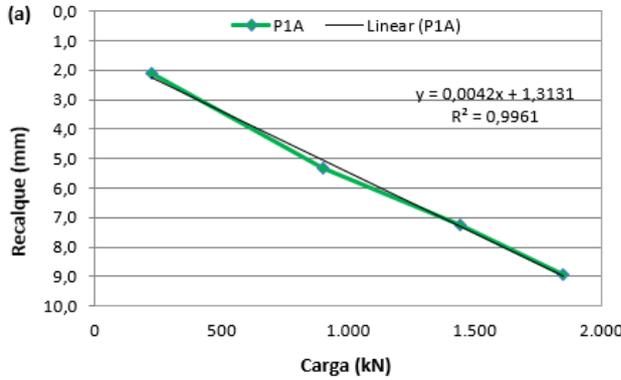
```
PC-BASIC
RESULTADOS
Pto Coordenadas (X,Y,Z)  r(ponta)  r(atrito)  r(total)
Recalque na ponta = 1.10265
Recalque no fuste = .111869
DA PLOTAGEM 1110
DA PLOTAGEM 1120
DA PLOTAGEM 1130
RETURN without GOSUB in 1500
Ok
```

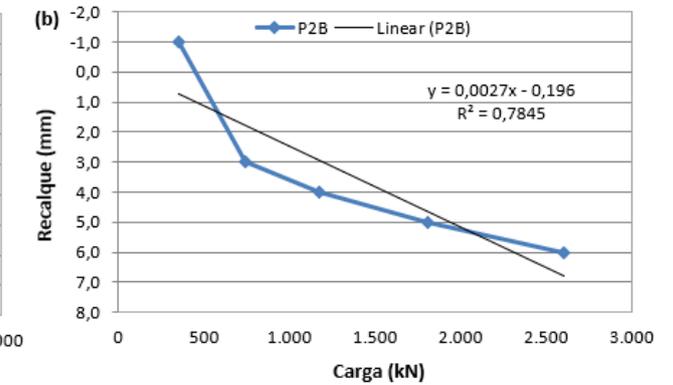
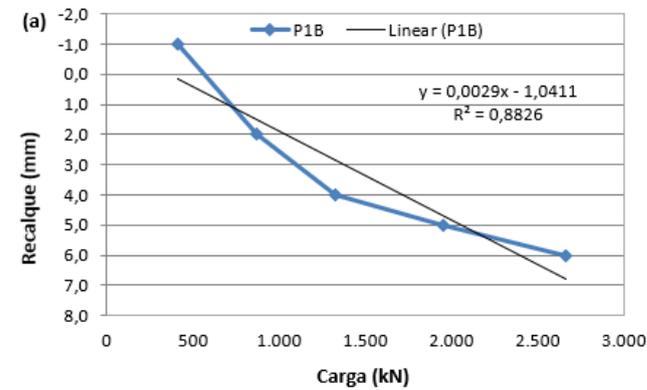
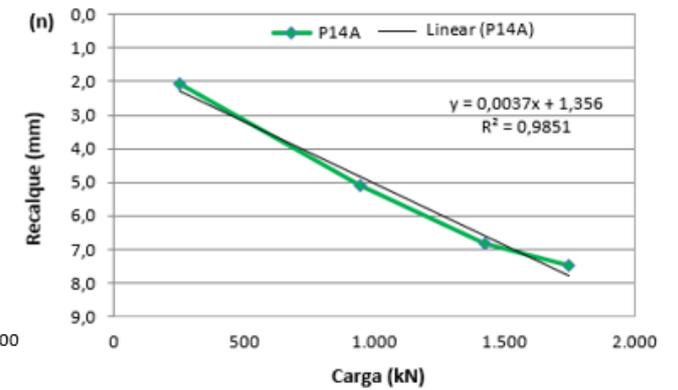
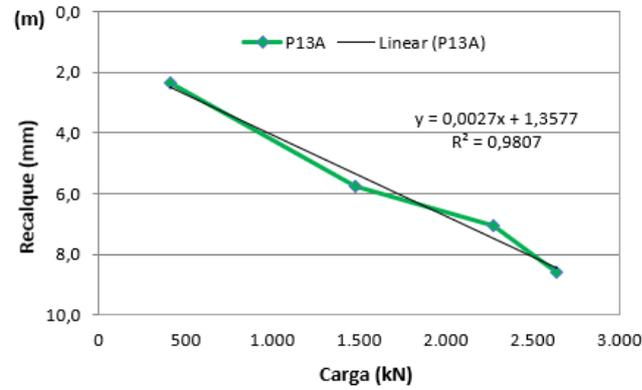
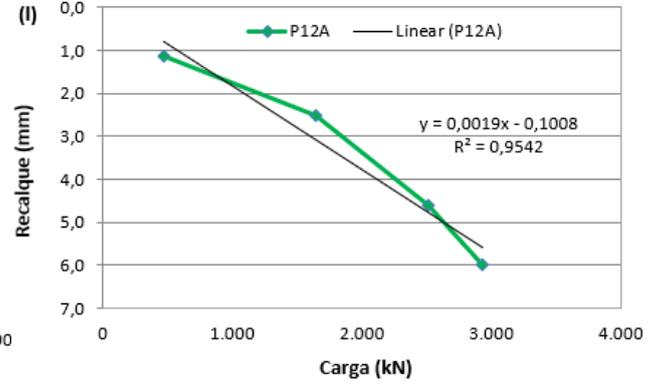
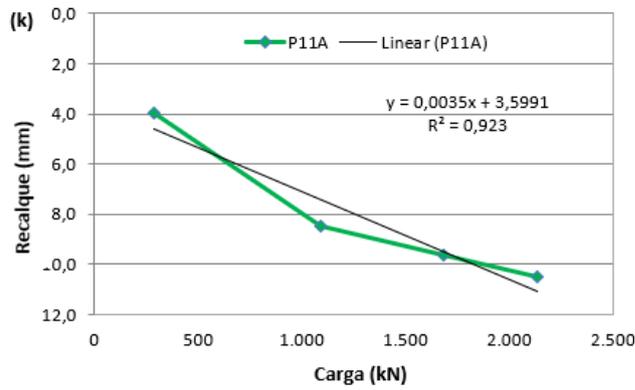
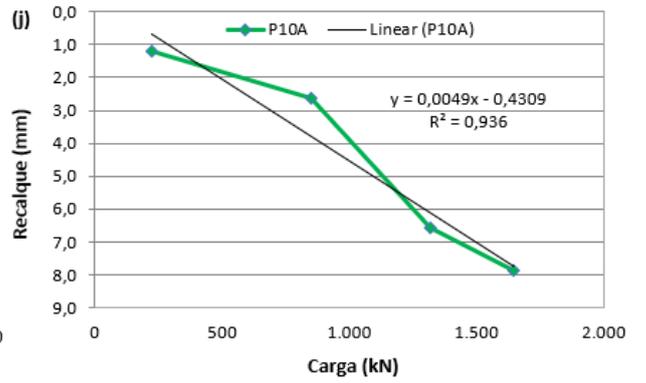
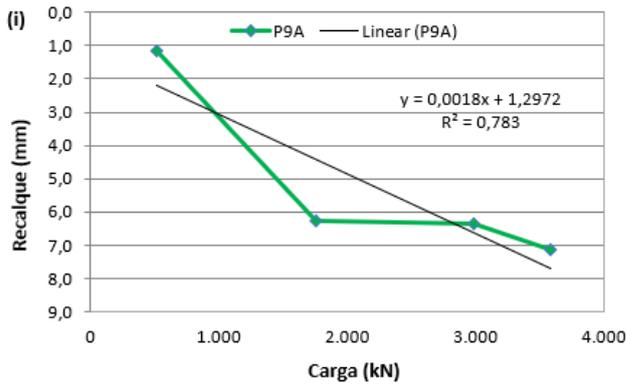
3.2) Programa adaptado

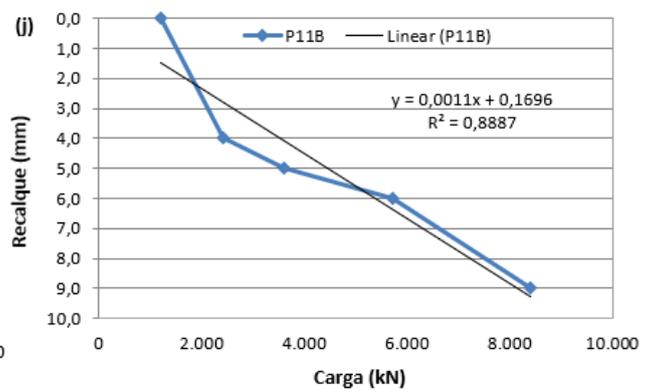
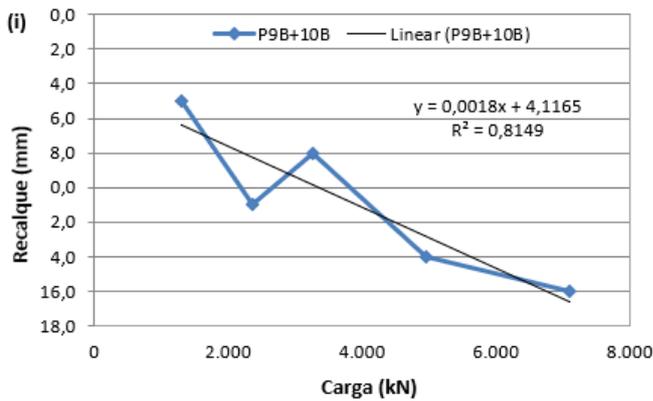
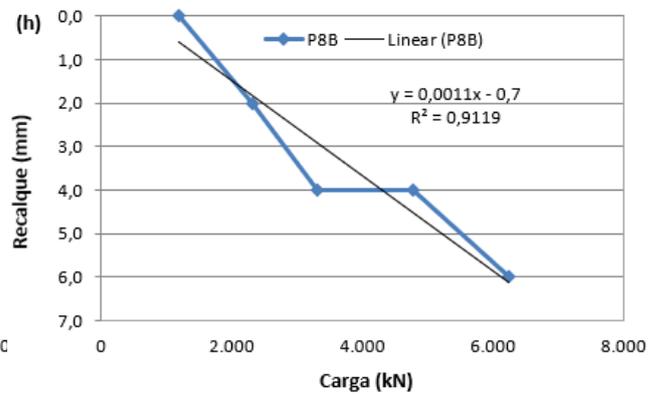
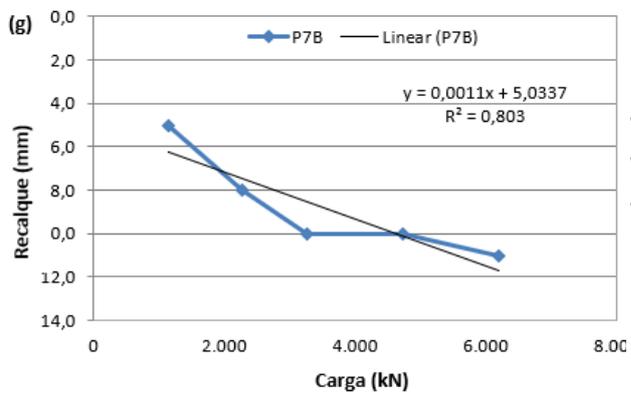
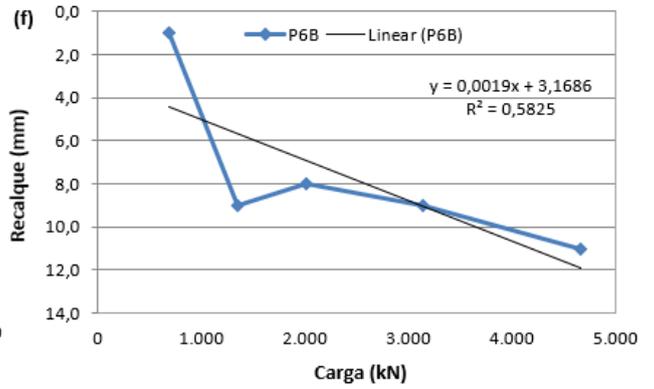
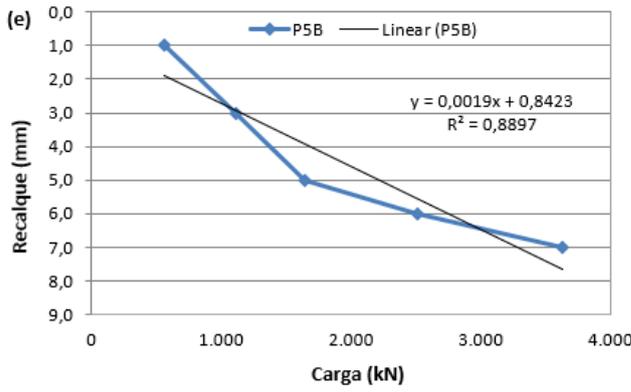
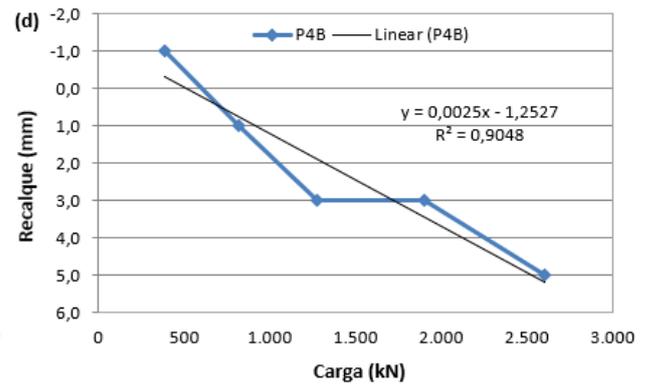
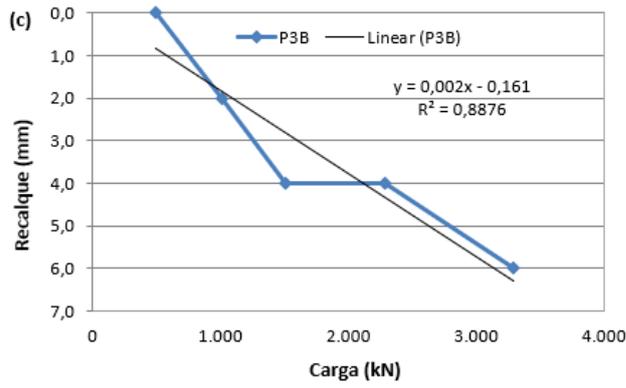
Recalque na ponta: 1,102651 cm

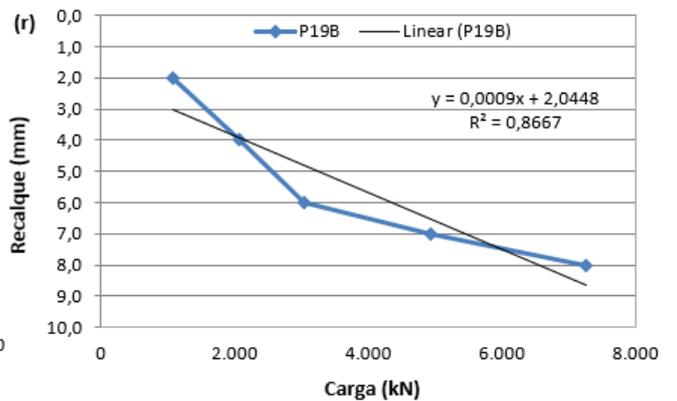
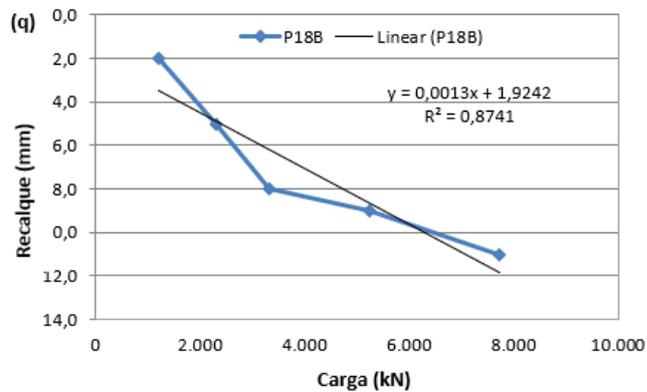
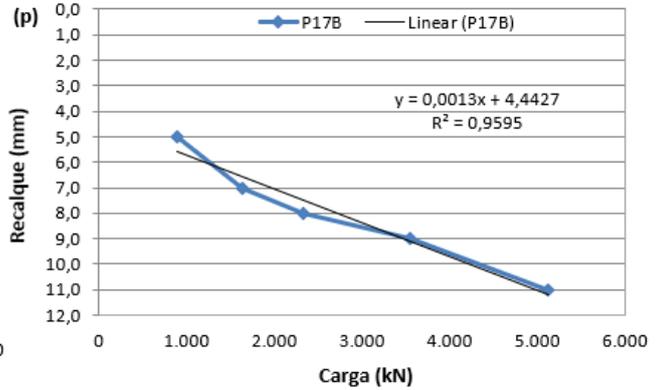
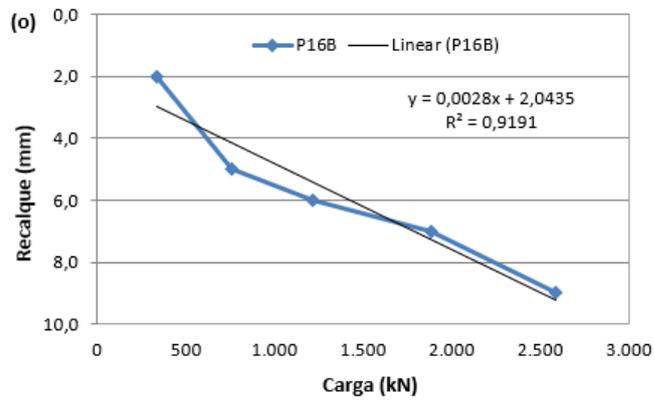
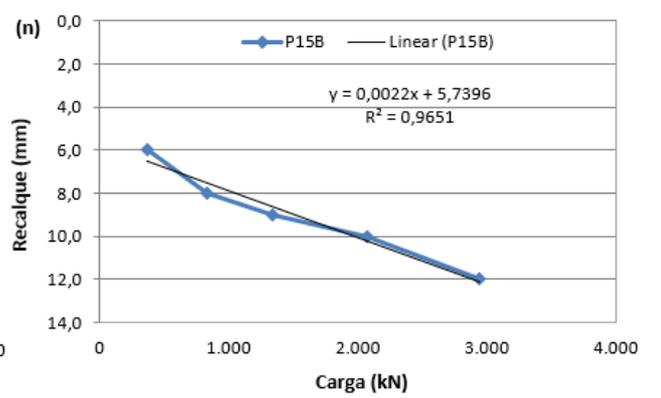
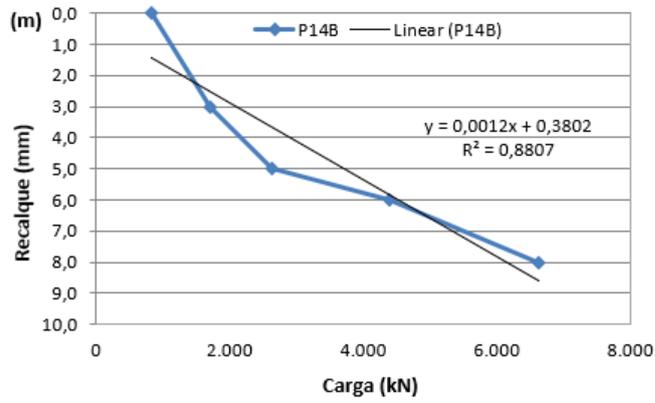
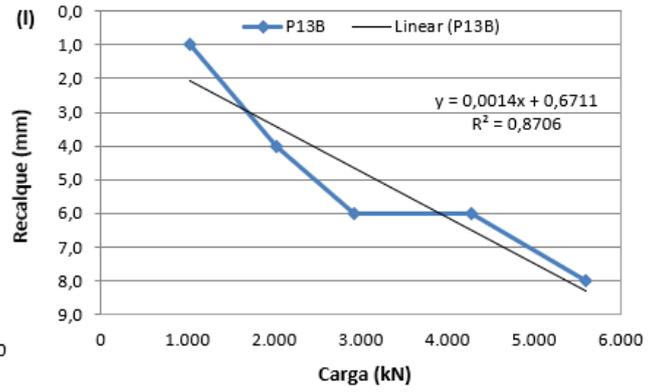
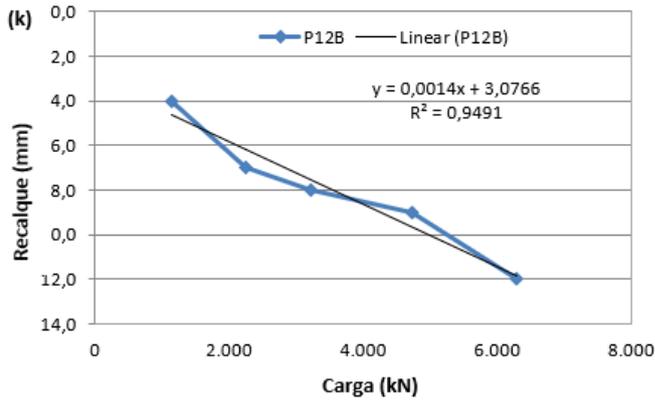
Recalque no fuste: 0,111776 cm

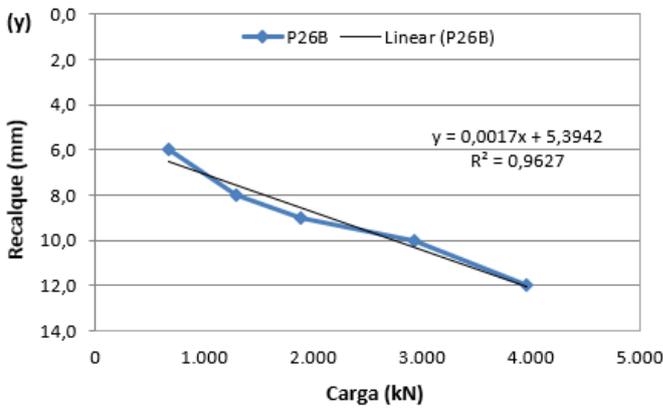
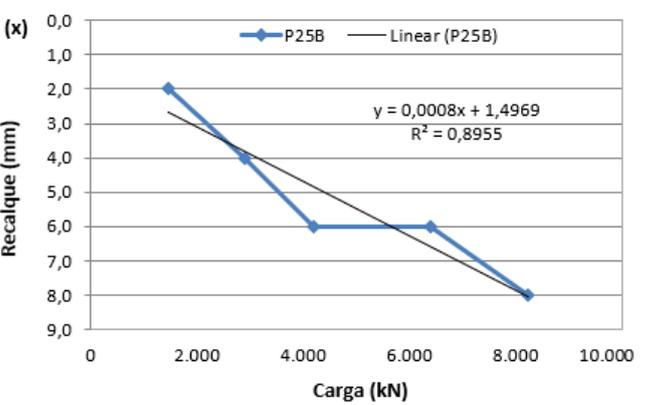
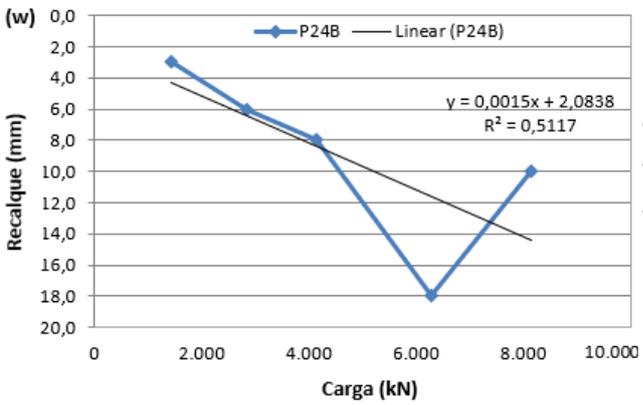
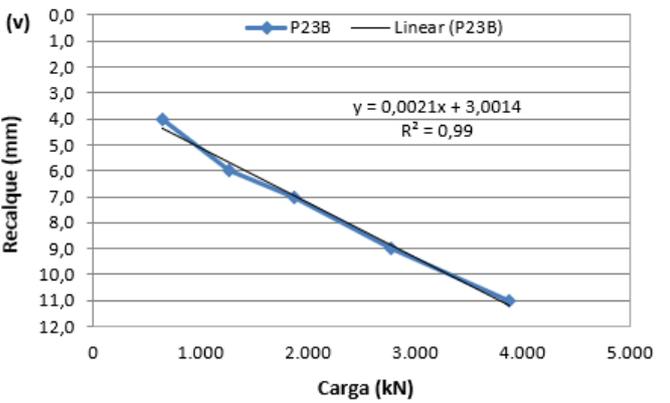
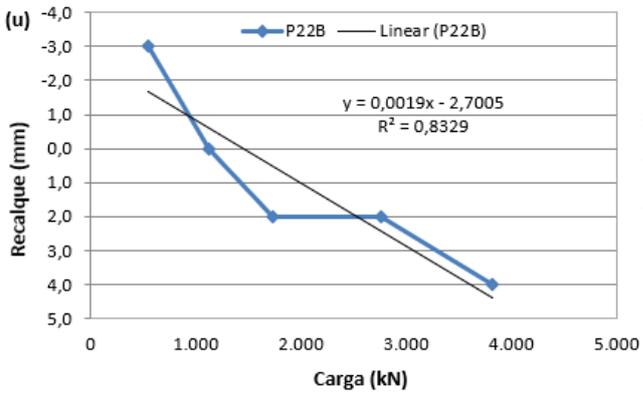
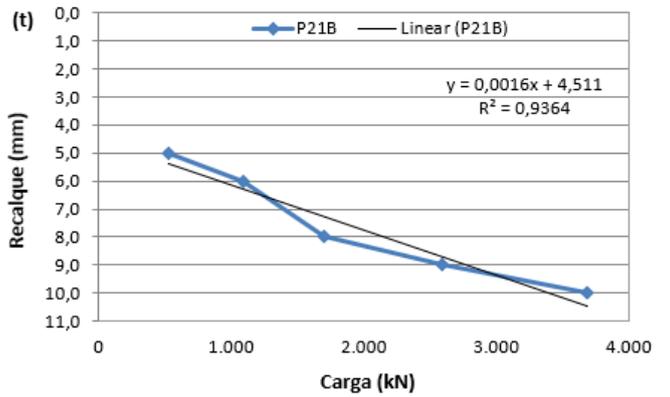
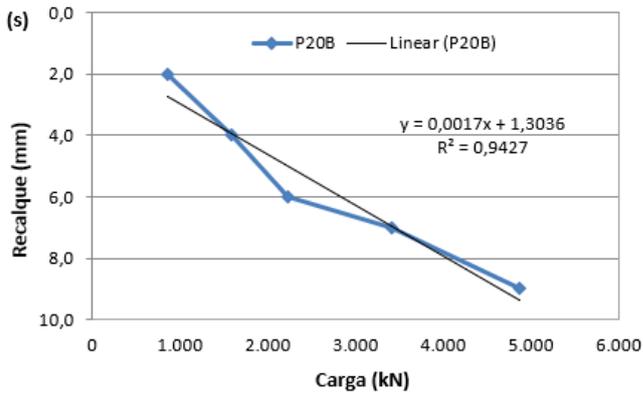
APÊNDICE D – RELAÇÃO RECALQUE MEDIDO (re_{cmed}) EM FUNÇÃO DA CARGA (V0) PARA CADA PILAR DOS EDIFÍCIOS A E B











APÊNDICE E - CAPACIDADES DE CARGA DE CADA ESTACA, PARA CADA FURO DE SONDAAGEM DOS EDIFÍCIOS A E B

Capacidades de carga na estaca de 500 mm (SP-08) do Edifício A

Profundidade (m)	Diâmetro da estaca: 500 mm			Furo de sondagem: SP-08		
	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	12,6	58,9	71,5	13,6	88,4	102,0
2,0	28,3	216,0	244,3	40,8	81,0	121,8
3,0	72,3	274,9	347,1	88,5	142,4	230,8
4,0	116,2	314,2	430,4	136,1	157,1	293,2
5,0	172,8	353,4	526,2	197,4	157,1	354,5
6,0	229,3	166,9	396,2	258,7	157,1	415,7
7,0	260,8	147,3	408,0	313,1	117,8	430,9
8,0	288,2	274,9	563,1	360,8	117,8	478,6
9,0	332,2	255,3	587,5	408,4	157,1	565,5
10,0	369,9	549,8	919,7	449,2	157,1	606,3
11,0	508,2	785,4	1.293,6	599,0	157,1	756,1
12,0	740,6	785,4	1.526,0	850,8	157,1	1.007,9
13,0	1.054,8	785,4	1.840,2	1.165,0	157,1	1.322,1
14,0	1.406,6	785,4	2.192,0	1.479,2	157,1	1.636,2
15,0	1.733,4	785,4	2.518,8	1.793,3	157,1	1.950,4
16,0	2.110,4	785,4	2.895,8	2.107,5	157,1	2.264,6
17,0	2.675,9	785,4	3.461,2	2.421,6	157,1	2.578,7
18,0	3.304,2	785,4	4.089,6	2.735,8	157,1	2.892,9
19,0	3.932,5	785,4	4.717,9	3.050,0	157,1	3.207,0
20,0	4.152,4	785,4	4.937,8	3.364,1	117,8	3.481,9

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 500 mm (SP-11) do Edifício A

Diâmetro da estaca: 500 mm							Furo de sondagem: SP-11						
Profundidade		Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)								
(m)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)							
1,0	31,4	314,2	345,6	68,1	31,9	100,0							
2,0	69,1	176,7	245,8	108,9	157,1	266,0							
3,0	116,2	333,8	450,0	190,6	117,8	308,4							
4,0	147,7	274,9	422,5	224,6	157,1	381,7							
5,0	204,2	333,8	538,0	285,9	157,1	443,0							
6,0	254,5	314,2	568,6	340,3	157,1	497,4							
7,0	304,7	382,9	687,6	394,8	157,1	551,9							
8,0	426,5	510,5	937,0	605,8	117,8	723,6							
9,0	508,9	265,1	774,0	748,7	117,8	866,6							
10,0	532,5	412,3	944,8	789,6	117,8	907,4							
11,0	673,9	785,4	1.459,3	1.034,6	117,8	1.152,4							
12,0	854,5	785,4	1.639,9	1.347,7	117,8	1.465,6							
13,0	1.187,5	785,4	1.972,9	1.661,9	157,1	1.819,0							
14,0	1.476,5	785,4	2.261,9	1.975,0	157,1	2.132,1							
15,0	1.809,6	785,4	2.595,0	2.289,2	157,1	2.446,3							
16,0	2.079,7	785,4	2.865,1	2.581,9	157,1	2.738,9							
17,0	2.431,6	785,4	3.217,0	2.896,0	157,1	3.053,1							
18,0	2.733,2	785,4	3.518,6	3.210,2	157,1	3.367,3							
19,0	3.110,2	785,4	3.895,6	3.524,3	157,1	3.681,4							
20,0	3.443,2	785,4	4.228,6	3.838,5	157,1	3.995,6							

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 500 mm (SP-12) do Edifício A						
Diâmetro da estaca: 500 mm			Furo de sondagem: SP-12			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	28,3	147,3	175,5	61,3	30,7	91,9
2,0	51,8	373,1	424,9	102,1	114,1	216,2
3,0	133,5	353,4	486,9	190,6	157,1	347,7
4,0	164,9	176,7	341,6	224,6	157,1	381,7
5,0	190,1	98,2	288,2	251,9	157,1	408,9
6,0	213,6	157,1	370,7	292,7	117,8	410,5
7,0	252,9	402,5	655,4	360,8	117,8	478,6
8,0	374,6	785,4	1.160,0	571,8	117,8	689,6
9,0	506,6	785,4	1.292,0	714,7	157,1	871,8
10,0	669,9	785,4	1.455,3	891,7	157,1	1.048,8
11,0	871,0	785,4	1.656,4	1.109,5	157,1	1.266,6
12,0	1.084,6	785,4	1.870,0	1.340,9	157,1	1.498,0
13,0	1.285,7	785,4	2.071,1	1.558,8	157,1	1.715,8
14,0	1.505,6	785,4	2.291,0	1.797,0	157,1	1.954,1
15,0	1.706,7	618,5	2.325,2	2.014,8	157,1	2.171,9
16,0	1.828,4	785,4	2.613,8	2.225,8	117,8	2.343,6
17,0	2.024,8	785,4	2.810,2	2.540,0	117,8	2.657,8
18,0	2.338,9	785,4	3.124,3	2.854,1	157,1	3.011,2
19,0	2.715,9	785,4	3.501,3	3.168,3	157,1	3.325,4
20,0	3.030,1	785,4	3.815,5	3.482,5	157,1	3.639,5

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 600 mm (SP-08) do Edifício A						
Diâmetro da estaca: 600 mm			Furo de sondagem: SP-08			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	15,1	84,8	99,9	16,3	124,4	140,7
2,0	33,9	311,0	344,9	49,0	110,3	159,3
3,0	86,7	395,8	482,5	106,2	186,6	292,8
4,0	139,5	452,4	591,9	163,4	226,2	389,6
5,0	207,3	508,9	716,3	236,9	226,2	463,1
6,0	275,2	240,3	515,5	310,4	226,2	536,6
7,0	312,9	212,1	525,0	375,7	169,6	545,4
8,0	345,9	395,8	741,7	432,9	169,6	602,6
9,0	398,7	367,6	766,2	490,1	226,2	716,3
10,0	443,9	791,7	1.235,6	539,1	226,2	765,3
11,0	609,8	1.131,0	1.740,8	718,8	226,2	945,0
12,0	888,8	1.131,0	2.019,7	1.021,0	226,2	1.247,2
13,0	1.265,7	1.131,0	2.396,7	1.398,0	226,2	1.624,2
14,0	1.688,0	1.131,0	2.819,0	1.775,0	226,2	2.001,2
15,0	2.080,0	1.131,0	3.211,0	2.152,0	226,2	2.378,2
16,0	2.532,4	1.131,0	3.663,4	2.529,0	226,2	2.755,2
17,0	3.211,0	1.131,0	4.342,0	2.906,0	226,2	3.132,2
18,0	3.965,0	1.131,0	5.096,0	3.283,0	226,2	3.509,2
19,0	4.719,0	1.131,0	5.850,0	3.660,0	226,2	3.886,2
20,0	4.982,9	1.131,0	6.113,9	4.036,9	169,6	4.206,6

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 600 mm (SP-11) do Edifício A						
Diâmetro da estaca: 600 mm			Furo de sondagem: SP-11			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	37,7	452,4	490,1	81,7	42,4	124,1
2,0	82,9	254,5	337,4	130,7	203,6	334,3
3,0	139,5	480,7	620,2	228,7	169,6	398,4
4,0	177,2	395,8	573,0	269,5	226,2	495,7
5,0	245,0	480,7	725,7	343,1	226,2	569,3
6,0	305,4	452,4	757,8	408,4	226,2	634,6
7,0	365,7	551,3	917,0	473,8	226,2	699,9
8,0	511,8	735,1	1.246,9	727,0	169,6	896,6
9,0	610,7	381,7	992,4	898,5	169,6	1.068,1
10,0	639,0	593,8	1.232,8	947,5	169,6	1.117,2
11,0	808,6	1.131,0	1.939,6	1.241,6	169,6	1.411,2
12,0	1.025,4	1.131,0	2.156,4	1.617,3	169,6	1.786,9
13,0	1.425,0	1.131,0	2.556,0	1.994,3	226,2	2.220,5
14,0	1.771,9	1.131,0	2.902,8	2.370,0	226,2	2.596,2
15,0	2.171,5	1.131,0	3.302,4	2.747,0	226,2	2.973,2
16,0	2.495,7	1.131,0	3.626,7	3.098,2	226,2	3.324,4
17,0	2.917,9	1.131,0	4.048,9	3.475,2	226,2	3.701,4
18,0	3.279,8	1.131,0	4.410,8	3.852,2	226,2	4.078,4
19,0	3.732,2	1.131,0	4.863,2	4.229,2	226,2	4.455,4
20,0	4.131,8	1.131,0	5.262,8	4.606,2	226,2	4.832,4

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 600 mm (SP-12) do Edifício A						
Diâmetro da estaca: 600 mm			Furo de sondagem: SP-12			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	33,9	212,1	246,0	73,5	41,0	114,5
2,0	62,2	537,2	599,4	122,5	148,4	271,0
3,0	160,2	508,9	669,2	228,7	226,2	454,9
4,0	197,9	254,5	452,4	269,5	226,2	495,7
5,0	228,1	141,4	369,5	302,2	226,2	528,4
6,0	256,4	226,2	482,5	351,2	169,6	520,9
7,0	303,5	579,6	883,1	432,9	169,6	602,6
8,0	449,6	1.131,0	1.580,5	686,1	169,6	855,8
9,0	607,9	1.131,0	1.738,9	857,7	226,2	1.083,8
10,0	803,9	1.131,0	1.934,9	1.070,0	226,2	1.296,2
11,0	1.045,2	1.131,0	2.176,2	1.331,4	226,2	1.557,6
12,0	1.301,6	1.131,0	2.432,5	1.609,1	226,2	1.835,3
13,0	1.542,8	1.131,0	2.673,8	1.870,5	226,2	2.096,7
14,0	1.806,7	1.131,0	2.937,7	2.156,4	226,2	2.382,6
15,0	2.048,0	890,6	2.938,6	2.417,8	226,2	2.644,0
16,0	2.194,1	1.131,0	3.325,1	2.671,0	169,6	2.840,6
17,0	2.429,7	1.131,0	3.560,7	3.048,0	16,6	3.217,6
18,0	2.806,7	1.131,0	3.937,7	3.425,0	226,2	3.651,2
19,0	3.259,1	1.131,0	4.390,1	3.802,0	226,2	4.028,2
20,0	3.636,1	1.131,0	4.767,1	4.178,9	226,2	4.405,1

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 500 mm (SP-05) do Edifício B						
Diâmetro da estaca: 500 mm			Furo de sondagem: SP-05			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	37,7	196,3	234,0	40,8	108,0	148,8
2,0	62,8	157,1	219,9	68,1	108,0	176,1
3,0	88,0	117,8	205,8	95,3	98,2	193,5
4,0	100,5	58,9	159,4	108,9	98,2	207,1
5,0	106,8	39,3	146,1	115,7	73,6	189,3
6,0	113,1	39,3	152,4	122,5	58,9	181,4
7,0	119,4	39,3	158,7	129,3	54,0	183,3
8,0	125,7	58,9	184,6	136,1	58,9	195,0
9,0	138,2	78,5	216,8	149,7	83,4	233,2
10,0	150,8	117,8	268,6	163,4	108,0	271,4
11,0	175,9	176,7	352,6	190,6	122,7	313,3
12,0	207,3	235,6	443,0	224,6	142,4	367,0
13,0	251,3	294,5	545,9	272,3	157,1	429,4
14,0	301,6	589,0	890,6	326,7	157,1	483,8
15,0	439,8	589,0	1.028,9	476,5	157,1	633,6
16,0	559,2	765,8	1.325,0	735,1	39,3	774,4
17,0	684,9	785,4	1.470,3	1.007,4	39,3	1.046,7
18,0	870,2	785,4	1.655,6	1.321,6	39,3	1.360,8
19,0	1.024,2	785,4	1.809,6	1.635,7	39,3	1.675,0
20,0	1.159,2	785,4	1.944,6	1.928,4	39,3	1.967,7
21,0	1.347,7	785,4	2.133,1	2.242,6	39,3	2.281,8
22,0	1.536,2	785,4	2.321,6	2.556,7	39,3	2.596,0
23,0	1.724,7	785,4	2.510,1	2.870,9	39,3	2.910,2
24,0	1.913,2	785,4	2.698,6	3.185,1	39,3	3.224,3
25,0	2.101,7	785,4	2.887,1	3.499,2	39,3	3.538,5
26,0	2.290,2	785,4	3.075,6	3.813,4	39,3	3.852,6

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 500 mm (SP-08) do Edifício B						
Diâmetro da estaca: 500 mm			Furo de sondagem: SP-08			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	31,4	216,0	247,4	34,0	103,1	137,1
2,0	69,1	216,0	285,1	74,9	122,7	197,6
3,0	100,5	137,4	238,0	108,9	108,0	216,9
4,0	113,1	58,9	172,0	122,5	98,2	220,7
5,0	119,4	39,3	158,7	129,3	88,4	217,7
6,0	125,7	39,3	164,9	136,1	63,8	199,9
7,0	131,9	39,3	171,2	142,9	54,0	196,9
8,0	138,2	58,9	197,1	149,7	68,7	218,5
9,0	150,8	98,2	249,0	163,4	93,3	256,6
10,0	169,6	137,4	307,1	183,8	112,9	296,7
11,0	194,8	157,1	351,9	211,0	127,6	338,6
12,0	219,9	176,7	396,6	238,2	142,4	380,6
13,0	251,3	235,6	486,9	272,3	157,1	429,4
14,0	295,3	589,0	884,4	319,9	157,1	477,0
15,0	439,8	785,4	1.225,2	476,5	157,1	633,6
16,0	640,9	706,9	1.347,7	694,3	157,1	851,4
17,0	766,5	785,4	1.551,9	966,6	39,3	1.005,8
18,0	907,9	785,4	1.693,3	1.272,9	39,3	1.312,1
19,0	1.074,4	785,4	1.859,8	1.587,0	39,3	1.626,3
20,0	1.266,1	785,4	2.051,5	1.901,2	39,3	1.940,5
21,0	1.366,6	540,0	1.906,6	2.119,0	39,3	2.158,3
22,0	1.438,8	422,2	1.861,0	2.275,6	39,3	2.314,8
23,0	1.501,7	569,4	2.071,1	2.411,7	39,3	2.451,0
24,0	1.621,1	785,4	2.406,5	2.670,4	39,3	2.709,6
25,0	1.809,6	785,4	2.595,0	2.984,5	39,3	3.023,8
26,0	1.998,1	785,4	2.783,5	3.298,7	39,3	3.337,9

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 500 mm (SP-12) do Edifício B						
Diâmetro da estaca: 500 mm			Furo de sondagem: SP-12			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	25,1	176,7	201,8	27,2	98,2	125,4
2,0	56,5	196,3	252,9	61,3	103,1	164,3
3,0	88,0	117,8	205,8	95,3	88,4	183,7
4,0	94,2	39,3	133,5	102,1	93,3	195,4
5,0	100,5	39,3	139,8	108,9	78,5	187,4
6,0	106,8	39,3	146,1	115,7	58,9	174,6
7,0	113,1	39,3	152,4	122,5	49,1	171,6
8,0	119,4	58,9	178,3	129,3	68,7	198,1
9,0	131,9	98,2	230,1	142,9	93,3	236,2
10,0	150,8	137,4	288,2	163,4	112,9	276,3
11,0	175,9	157,1	333,0	190,6	127,6	318,2
12,0	201,1	255,3	456,3	217,8	142,4	360,2
13,0	257,6	432,0	689,6	279,1	157,1	436,2
14,0	339,3	628,3	967,6	367,6	157,1	524,6
15,0	458,7	461,4	920,1	496,9	157,1	654,0
16,0	546,6	608,7	1.155,3	687,5	39,3	726,8
17,0	653,5	648,0	1.301,4	918,9	39,3	958,2
18,0	754,0	549,8	1.303,8	1.136,7	39,3	1.176,0
19,0	829,4	540,0	1.369,3	1.300,1	39,3	1.339,4
20,0	926,8	589,0	1.515,8	1.511,1	39,3	1.550,4
21,0	1.017,9	549,8	1.567,7	1.708,5	39,3	1.747,8
22,0	1.102,7	589,0	1.691,7	1.892,3	39,3	1.931,6
23,0	1.206,4	785,4	1.991,8	2.116,9	39,3	2.156,2
24,0	1.369,7	785,4	2.155,1	2.431,1	39,3	2.470,3
25,0	1.558,2	785,4	2.343,6	2.745,2	39,3	2.784,5
26,0	1.746,7	785,4	2.532,1	3.059,4	39,3	3.098,7

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 600 mm (SP-05) do Edifício B						
Diâmetro da estaca: 600 mm			Furo de sondagem: SP-05			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	45,2	282,7	328,0	49,0	147,0	196,0
2,0	75,4	226,2	301,6	81,7	141,4	223,1
3,0	105,6	169,6	275,2	114,4	121,6	235,9
4,0	120,6	84,8	205,5	130,7	118,8	249,4
5,0	128,2	56,5	184,7	138,9	124,4	263,3
6,0	135,7	56,5	192,3	147,0	96,1	243,2
7,0	143,3	56,5	199,8	155,2	93,3	248,5
8,0	150,8	84,8	235,6	163,4	90,5	253,8
9,0	165,9	113,1	279,0	179,7	118,8	298,5
10,0	181,0	169,6	350,6	196,0	152,7	348,7
11,0	211,1	254,5	465,6	228,7	169,6	398,4
12,0	248,8	339,3	588,1	269,5	192,3	461,8
13,0	301,6	424,1	725,7	326,7	226,2	552,9
14,0	361,9	848,2	1.210,1	392,1	226,2	618,3
15,0	527,8	848,2	1.376,0	571,8	226,2	798,0
16,0	671,0	1.102,7	1.773,7	882,2	56,5	938,7
17,0	821,8	1.131,0	1.952,8	1.208,9	56,5	1.265,4
18,0	1.044,3	1.131,0	2.175,2	1.585,9	56,5	1.642,4
19,0	1.229,0	1.131,0	2.360,0	1.962,9	56,5	2.019,4
20,0	1.391,1	1.131,0	2.522,1	2.314,1	56,5	2.370,6
21,0	1.617,3	1.131,0	2.748,3	2.691,1	56,5	2.747,6
22,0	1.843,5	1.131,0	2.974,5	3.068,1	56,5	3.124,6
23,0	2.069,7	1.131,0	3.200,7	3.445,1	56,5	3.501,6
24,0	2.295,9	1.131,0	3.426,8	3.822,1	56,5	3.878,6
25,0	2.522,1	1.131,0	3.653,0	4.199,1	56,5	4.255,6
26,0	2.748,3	1.131,0	3.879,2	4.576,0	56,5	4.632,6

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 600 mm (SP-08) do Edifício B						
Diâmetro da estaca: 600 mm			Furo de sondagem: SP-08			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	37,7	311,0	348,7	40,8	141,4	182,2
2,0	82,9	311,0	394,0	89,8	161,2	251,0
3,0	120,6	197,9	318,6	130,7	132,9	263,6
4,0	135,7	84,8	220,5	147,0	130,1	277,1
5,0	143,3	56,5	199,8	155,2	135,7	290,9
6,0	150,8	56,5	207,3	163,4	113,1	276,5
7,0	158,3	56,5	214,9	171,5	99,0	270,5
8,0	165,9	84,8	250,7	179,7	104,6	284,3
9,0	181,0	141,4	322,3	196,0	132,9	328,9
10,0	203,6	197,9	401,5	220,5	158,3	378,9
11,0	233,7	226,2	459,9	253,2	175,3	428,5
12,0	263,9	254,5	518,4	285,9	192,3	478,2
13,0	301,6	339,3	640,9	326,7	214,9	541,6
14,0	354,4	848,2	1.202,6	383,9	226,2	610,1
15,0	527,8	1.131,0	1.658,8	571,8	226,2	798,0
16,0	769,1	1.017,9	1.786,9	833,2	226,2	1.059,3
17,0	919,9	1.131,0	2.050,8	1.159,9	56,5	1.216,4
18,0	1.089,5	1.131,0	2.220,5	1.527,4	56,5	1.584,0
19,0	1.289,3	1.131,0	2.420,3	1.904,4	56,5	1.961,0
20,0	1.519,3	1.131,0	2.650,2	2.281,4	56,5	2.338,0
21,0	1.639,9	777,5	2.417,5	2.542,8	56,5	2.599,4
22,0	1.726,6	607,9	2.334,5	2.730,7	56,5	2.787,2
23,0	1.802,0	820,0	2.622,0	2.894,0	56,5	2.950,6
24,0	1.945,3	1.131,0	3.076,2	3.204,4	56,5	3.261,0
25,0	2.171,5	1.131,0	3.302,4	3.581,4	56,5	3.638,0
26,0	2.397,7	1.131,0	3.528,6	3.958,4	56,5	4.015,0

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)

Capacidades de carga na estaca de 600 mm (SP-12) do Edifício B						
Diâmetro da estaca: 600 mm			Furo de sondagem: SP-12			
Profundidade (m)	Antunes e Cabral (1996)			Alonso (1996)		
	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)	RL+(kN) ^(a)	RP (kN) ^(b)	RT (kN) ^(c)
1,0	30,2	254,5	284,6	32,7	135,7	168,4
2,0	67,9	282,7	350,6	73,5	135,7	209,2
3,0	105,6	169,6	275,2	114,4	107,4	221,8
4,0	113,1	56,5	169,6	122,5	113,1	235,6
5,0	120,6	56,5	177,2	130,7	118,8	249,4
6,0	128,2	56,5	184,7	138,9	101,8	240,6
7,0	135,7	56,5	192,3	147,0	93,3	240,3
8,0	143,3	84,8	228,1	155,2	99,0	254,2
9,0	158,3	141,4	299,7	171,5	132,9	304,4
10,0	181,0	197,9	378,9	196,0	158,3	354,4
11,0	211,1	226,2	437,3	228,7	175,3	404,0
12,0	241,3	367,6	608,8	261,4	192,3	453,6
13,0	309,1	622,0	931,2	334,9	226,2	561,1
14,0	407,2	904,8	1.311,9	441,1	226,2	667,3
15,0	550,4	664,4	1.214,9	596,3	226,2	822,5
16,0	656,0	876,5	1.532,5	825,0	56,5	881,5
17,0	784,1	933,1	1.717,2	1.102,7	56,5	1.159,2
18,0	904,8	791,7	1.696,5	1.364,1	56,5	1.420,6
19,0	995,3	777,5	1.772,8	1.560,1	56,5	1.616,7
20,0	1.112,1	848,2	1.960,4	1.813,3	56,5	1.869,9
21,0	1.221,5	791,7	2.013,1	2.050,2	56,5	2.106,8
22,0	1.323,2	848,2	2.171,5	2.270,7	56,5	2.327,3
23,0	1.447,6	1.131,0	2.578,6	2.540,3	56,5	2.596,8
24,0	1.643,7	1.131,0	2.774,7	2.917,3	56,5	2.973,8
25,0	1.869,9	1.131,0	3.000,8	3.294,3	56,5	3.350,8
26,0	2.096,1	1.131,0	3.227,0	3.671,3	56,5	3.727,8

(a) Resistência lateral acumulada; (b) Resistência de ponta; (c) Resistência total

Fonte: Autor (2022)