



UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

GABRIELA DE ATHAYDE DUBOC BAHIA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES EM EDIFICAÇÃO NO DF
COM A UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

ORIENTADOR: PROFº RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.
CO-ORIENTADORA: PROFª NEUSA MARIA BEZERRA MOTA, D.Sc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

BRASÍLIA, NOVEMBRO DE 2015.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES EM EDIFICAÇÃO NO DF
COM A UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

GABRIELA DE ATHAYDE DUBOC BAHIA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.**

APROVADA POR:

RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

NEUSA MARIA BEZERRA MOTA, D.Sc. (UnB)
(CO-ORIENTADORA)

GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, D.Sc. (UPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA-DF, 03 de novembro de 2015

FICHA CATALOGRÁFICA

BAHIA, GABRIELA DE ATHAYDE DUBOC

Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura. [Distrito Federal] 2015.

xvi, 245 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2015)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Interação solo-estrutura

2. Métodos numéricos

3. Monitoramento de recalque

4. Fundações profundas

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BAHIA, G. A. D. (2015). Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 245p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Gabriela de Athayde Duboc Bahia

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura.

GRAU/ANO: MESTRE/2015

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Gabriela de Athayde Duboc Bahia

Condomínio Vivendas Colorado 1, Sobradinho.

CEP: 73105-907, Sobradinho-DF-Brasil

Dedicatória

Dedico esta dissertação a Deus por estar sempre presente em minha vida, guiando meus passos e me dando força para seguir em frente.

À minha querida família, Jorge, Mary e Carolina pelo amor e carinho incondicionais que nos mantém unidos e pela paciência e perseverança que fez com que mais uma etapa importante da minha vida se concretizasse.

Agradecimentos

Agradeço a Deus pelas oportunidades que me foram concedidas, pela perseverança e fé que nos momentos de cansaço e dificuldade foram essenciais para a conclusão deste trabalho.

Agradeço a minha família Jorge Wilton Duboc Bahia, Mary Ana de Athayde Duboc Bahia e Carolina de Athayde Duboc Bahia pelo apoio, amor e cumplicidade que me deram força para seguir em frente.

Ao meu namorado Pedro Luís Telles de Moraes pelo companheirismo, compreensão e carinho concedidos durante todo o desenvolvimento desta dissertação.

Agradeço ao meu orientador Renato Pinto da Cunha e à minha co-orientadora Neusa Maria Bezerra Mota pelo ensinamento, paciência, amizade e incentivo ao longo de toda essa jornada.

Ao professor e amigo João da Costa Pantoja pelo incentivo e recomendação para o meu ingresso no mestrado.

Aos professores Maria Lúcia Borges de Oliveira Dias, Alexandre Domingues Campos, Maurício Martines Sales e Manoel Porfírio Cordão Neto pela ajuda, amizade, atenção e conhecimentos fornecidos.

A todos os professores do Mestrado de Geotecnia da UnB pela persistência, transmissão do conhecimento, dedicação, desempenho e profissionalismo que me fizeram entender que ser professor é muito mais do que ministrar aulas.

Aos meus amigos e companheiros, em especial, Henrique Leoni, Vinicius Resende Domingues, Carla Resende, Carlos Arturo Moreno Ceballos, Letícia Pereira de Moraes, Felipe Alvarez Zuluaga, Dasiel Hernández Fernández, Francisco Javier Alva Garcia, Heydy Lucero Trejos Galvis, Tania Mariela Matamoros Sivilla, Jader Ruiz, Cristina Martínez Uribe, Vanilson Gustavo e Mara Régia Evangelista pelo carinho, força, cumplicidade, boa vontade e apoio.

“No meio da dificuldade encontra-se a oportunidade.”

Albert Einstein

Resumo

No exercício da engenharia civil, a utilização de métodos simplificados, que não consideram a interação solo-estrutura (ISE), é predominante para a realização de projetos. A consideração dos apoios indeslocáveis para o cálculo da estrutura e a desconsideração do processo de carregamento e da rigidez da edificação para o cálculo da deformabilidade do solo não representam o comportamento real das obras. Na área experimental, a utilização de técnicas de monitoramento de recalque e de prova de carga possibilita a obtenção de parâmetros para uma análise mais completa podendo obter uma estimativa do comportamento da fundação. Isso aliado à utilização de métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), Método dos Elementos de Contorno (MEC) e Métodos Híbridos, permite considerar, na modelagem solo-edifício, a interação entre os elementos e analisar a influência da ISE no comportamento da edificação global. Sabendo da importância do estudo da interação solo-estrutura, este trabalho tem como objetivo realizar um estudo, por meio de um processo iterativo entre os programas CAD/TQS e GARP a fim de verificar a influência da ISE nos esforços da edificação e nos recalques das fundações. Para isso, foram realizadas retroanálises de modo a aproximar os resultados de recalque obtidos pelo estudo aos resultados medidos pelo monitoramento de recalques, com o intuito de sugerir uma metodologia numérica, considerando a ISE, a ser utilizada na prática. Para a realização da pesquisa, foi escolhida uma edificação residencial localizada em Águas Claras – DF. As medições de recalque e a prova de carga já haviam sido realizadas e serviram de parâmetros para as análises numéricas. Para complementação do estudo foi realizada a previsão de recalque pelo método de Poulos e Davis (1980) de forma a comparar os resultados obtidos pelas análises dos *softwares* aos resultados obtidos pela previsão e pelo monitoramento de recalques, para as situações da análise convencional e da análise considerando a ISE. Como resultados comparativos foram apresentados os esforços nos pilares antes e após a ISE para toda a prumada da edificação e os resultados de deformação nos elementos de fundação. Para o caso em questão, foram constatados os efeitos da ISE na edificação, os quais atingiram apenas os primeiros pavimentos, sendo a maior variação do esforço normal (F_z) de 0,7 kN para o P216 ao final do 2º pavimento, a maior variação do momento em x (M_x), de -118,3 kN.m para o P216 ao final do 1º pavimento e a maior variação para o momento em y (M_y), de -0,7 kN.m para o P221 ao final do 1º pavimento. No caso dos recalques, os resultados se aproximaram mais aos do monitoramento de recalques após a ISE, porém a média da variação relativa ainda foi alta, atingindo -38,9%.

Abstract

On civil engineering professional practice, the use of simplify methods that do not consider soil-structure interaction (SSI) is a predominant factor for project executions. To consider fixed supports for structure calculation, disregarding loading process and building rigidity for soil deformation do not represents real behavior in constructions. In experimental areas, the use of monitoring techniques for settlements and loading tests practice offers, parameters acquisition for more complete analyses obtaining a behavioral estimation of the foundation that has been monitored. All this associated to numerical methods application, such as, Finite Element Methods (FEM), Boundary Elements Methods (BEM) and Hybrid Methods allow to consider on soil-structure modeling the interaction between elements and to analyze the SSI influence on the global building behavior. Knowing the importance of the soil- structure interaction, this work aims to perform a study, by means of iterative process between CAD/TQS programs and GARP, in order to verify the SSI influence on the stresses and foundations settlements, as well as, perform a back-analysis in order to approach the settlements results obtained by analysis of settlements results measured by monitoring settlements with the purpose of suggesting a numerical methodology, considering the SSI, to be used in practice. To accomplish these analysis it was chosen a residential building localized in Águas Claras – DF. Settlement measurements and loading test had been executed and served as parameters for numerical analyses. To complement the analysis was perform a settlement prediction by Poulos and Davis (1980) method to compare the results obtained by software analysis from those obtained on the prediction. As comparative results were presented pile stresses before and after the SSI for the whole plumb line on the building strain results on the building elements. In the present case, SSI effects were identify, however, reaching just the firsts building levels, it is the largest variation of the normal force (F_z) was 0.7 kN to the P216 at the end of the 2nd floor, the largest variation of the x moment (M_x), -118.3 kN.m to the P216 to the end of the 1st floor and the largest variation for the y moment (M_y), -0.7 kN.m to the P221 to the end of the 1st floor. For settlements, the results were closer to the monitoring settlements after SSI, however, the average relative change is still high, reaching -38.9%.

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	3
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	5
2.1. HISTÓRICO	6
2.2 FATORES INFLUENTES NO MECANISMO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	9
2.2.1 Rigidez da estrutura x processo de carregamento.....	10
2.2.2 Deformada de recalques	11
2.2.3 Formato da planta baixa da edificação	14
2.2.4 Influência de grupo de edifícios	14
2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE QUE CONSIDERAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	15
2.3.1 Monitoramento de recalques.....	15
2.3.2 Análises tridimensionais	15
2.3.3 Modelo de winkler.....	16
2.3.4 Teoria de Mindlin	17
2.3.5 Artificio de Steinbrenner	17
2.4 MÉTODOS NUMÉRICOS.....	18
2.4.1 Método dos elementos finitos	18
2.4.2 Método dos elementos de contorno	19
2.4.3 Método híbrido.....	20
2.4.4 GARP	20
2.4.5 DEFPIG.....	21
2.4.6 CAD/TQS	23
2.4.7 Rockworks	24
2.4.8 Surfer.....	24
2.5 AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO.....	25
2.5.1 Prova de carga estática.....	26
2.6 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE ESTACAS	26
2.7 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUE.....	27

2.7.1	Método de Poulos & Davis (1980)	28
3.	ESTUDO DE CASO	31
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	31
3.2	CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO	34
4.	METODOLOGIA	40
4.1	PROCEDIMENTO GERAL	40
4.1.1	Monitoramento de Recalques	41
4.1.2	Prova de Carga Estática	41
4.2	ANÁLISES REALIZADAS NO DEFPIG	42
4.3	ANÁLISES REALIZADAS NO GARP, CAD/TQS E SURFER	48
4.3.1	1ª Análise – GARP e CAD/TQS	50
4.3.2	2ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer	53
4.3.3	3ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer	55
4.3.4	4ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer	56
4.3.5	5ª Análise – GARP e CAD/TQS	61
4.3.6	6ª Análise – GARP e CAD/TQS	63
4.3.7	7ª Análise – GARP e CAD/TQS	66
4.3.8	Previsão de Recalque Poulos e Davis (1980) e CAD/TQS	69
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	73
5.1.	PREVISÃO DE RECALQUE PELO MÉTODO DE POULOS & DAVIS (1980) ..	73
5.2.	DEFPIG	75
5.3.	GARP, CAD/TQS E SURFER	87
5.3.1.	Resultados das 6 primeiras análises	87
5.3.1.1	1ª Análise – Radier estaqueado central e radier central junto aos blocos circundantes: 11 (onze) casos de esforços	87
5.3.1.2	2ª Análise – ISE do radier estaqueado central junto aos blocos circundantes: Caso 3 ($FZ_{MÁX}$)	103
5.3.1.3	3ª Análise – ISE para todos os blocos da edificação: Caso 3 ($FZ_{MÁX}$)	114
5.3.1.4	4ª Análise – ISE, considerando o caso 3 ($FZ_{máx}$) e a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP	122
5.3.1.5	5ª Análise - ISE, considerando o caso 3 ($FZ_{máx}$), a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP, desconsiderando os momentos e considerando a correlação de $3 \times N_{SPT}$	128

5.3.1.6 6ª Análise - ISE, considerando o caso 3 ($f_{z_{máx}}$), a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP, desconsiderando os momentos e considerando a correlação de 5 X N_{SPT}	133
5.3.2 7ª Análise - ISE, considerando o caso 3 ($f_{z_{máx}}$), a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP, desconsiderando os momentos e considerando a correlação de 3 X N_{SPT} e o SP05	138
5.4. MONITORAMENTO DE RECALQUE	152
5.5. COMPARATIVO DAS ANÁLISES DE RECALQUE	155
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	164
7. CONCLUSÕES	169
8. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	172
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173

Lista de Figuras

Figura 2.1 Recalques absolutos e diferenciais	11
Figura 2.2 Deslocamentos absolutos e relativos da estrutura: a) Recalques absolutos e diferenciais, rotação e deformação angular. b) Distorção angular β e desaprumo ω	12
Figura 2.3 Distorção angular limite	13
Figura 2.4 Hipótese de Winkler	16
Figura 2.5 Artificio de Steinbrenner	17
Figura 2.6 Rigidez obtida pela curva carga x recalque	22
Figura 2.7 Ábacos para a determinação dos parâmetros I_0 , R_k , R_h e R_v	29
Figura 3.1 Edifício residencial em estudo durante e após construção	31
Figura 3.2 Localização do empreendimento	31
Figura 3.3 Planta de arquitetura do térreo da Torre B	32
Figura 3.4 Fundações da Torre B	32
Figura 3.5 Localização da PC3	33
Figura 3.6 Corte A-A	33
Figura 3.7 Locação das sondagens	34
Figura 3.8 Estratigrafia do solo na região da Torre B	35
Figura 3.9 Perfil de solo 3D com os furos de sondagem SPT: a) Perfil do solo completo, b) Perfil do solo sem a 1ª camada, c) Perfil do solo sem a 1ª e a 2ª camadas e d) Perfil do solo sem a 1ª, 2ª e 3ª camadas	36
Figura 3.10 Cortes 2D e 3D do perfil do solo da obra: a) Locação dos furos de sondagem e seções de corte, b) Seção de corte A-A', c) Seção de corte B-B' e d) Seções de corte em 3D	37
Figura 3.11 Resultado para o N_{spt} ao longo da estratigrafia do solo: a) N_{spt} ao longo do perfil de solo, b) N_{spt} para as seções de corte em 3D, c) N_{spt} para a seção de corte A-A' e d) N_{spt} para a seção de corte B-B'	38
Figura 3.12 N_{spt} ao longo da estratigrafia do solo: a) N_{spt} do perfil de solo, b) Camadas de solo com N_{spt} acima de 30 golpes e c) Camadas de solo com N_{spt} acima de 50 golpes	39
Figura 4.1 Radier estaqueados centrais	43
Figura 4.2 Blocos com estacas de $d = 40$ cm circundantes aos raders estaqueados	43
Figura 4.3 Blocos com estacas de $d = 50$ cm circundantes aos raders estaqueados	43
Figura 4.4 Radier estaqueado da 1ª análise	51
Figura 4.5 Radier e blocos circundantes da 1ª análise	51
Figura 4.6 Fluxograma das atividades desenvolvidas na 1ª análise	52
Figura 4.7 Fluxograma das atividades desenvolvidas na 2ª análise	54
Figura 4.8 Fluxograma da 3ª análise do GARP, CAD/TQS e Surfer	55
Figura 4.9 Quantitativo dos serviços executados na data das medições de recalque	57
Figura 4.10 Fluxograma da 4ª análise do GARP, CAD/TQS e Surfer	57
Figura 4.11 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvidas na 4ª análise	58
Figura 4.12 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvidas na 4ª análise	58
Figura 4.13 Terceira etapa de atividades desenvolvidas na 4ª análise	59
Figura 4.14 Rigidez obtida pela curva carga x recalque da PC 3	59

Figura 4.15 Fluxograma da 5ª análise do GARP e CAD/TQS	61
Figura 4.16 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise	62
Figura 4.17 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise	62
Figura 4.18 Terceira etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise	63
Figura 4.19 Fluxograma da 6ª análise do GARP e CAD/TQS	64
Figura 4.20 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise	65
Figura 4.21 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise	65
Figura 4.22 Terceira etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise	66
Figura 4.23 Fluxograma da 7ª análise do GARP e CAD/TQS	67
Figura 4.24 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise	68
Figura 4.25 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise	68
Figura 4.26 Terceira etapa de atividades desenvolvida na 7ª análise	69
Figura 4.27 Fluxograma da análise de previsão de recalque de Poulos e Davis (1980)	70
Figura 4.28 Fluxograma da primeira etapa das atividades desenvolvidas na análise da previsão de Poulos e Davis (1980)	71
Figura 4.29 Fluxograma da segunda etapa das atividades desenvolvidas na análise da previsão de Poulos e Davis (1980)	71
Figura 4.30 Terceira etapa de atividades desenvolvida na previsão de Poulos e Davis (1980)	72
Figura 5.1 Recalques antes e após a ISE para o Torre B	74
Figura 5.2 Maiores recalques distorcionais antes da ISE	75
Figura 5.3 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 15 e para a correlação de 3 x N_{SPT}	82
Figura 5.4 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 8 e para a correlação de 3 x N_{SPT}	82
Figura 5.5 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 8 e para a correlação de 5 x N_{SPT}	83
Figura 5.6 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 8 e para a correlação de 3 x N_{SPT} para a sondagem SP05	84
Figura 5.7 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP	84
Figura 5.8 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 4ª análise	85
Figura 5.9 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 5ª análise	86
Figura 5.10 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 6ª análise	86
Figura 5.11 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 7ª análise	87
Figura 5.12 Pórtico espacial modelado no CAD/TQS na 1ª análise	88
Figura 5.13 Radier estaqueado central (P215, P216, P221, P224 e P231)	88
Figura 5.14 Fx para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços	89

Figura 5.15 F_y para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços	90
Figura 5.16 Carga vertical para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços	90
Figura 5.17 M_x para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços	91
Figura 5.18 M_y para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços	92
Figura 5.19 M_z para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços	92
Figura 5.20 Momentos M_x , para o radier P215\P216\P221\P224\P231	94
Figura 5.21 Momentos M_y , para o radier P215\P216\P221\P224\P231	95
Figura 5.22 Curva de iso-recalque obtida no GARP para o radier P215\P216\P221\P224\P231	95
Figura 5.23 Disposição dos pilares P215\P216\P221\P224\P231 no radier	96
Figura 5.24 Carga nas estacas	96
Figura 5.25 Perfil do solo abaixo do radier estaqueado (P215/P216/P221/P224/P231)	97
Figura 5.26 Malha do radier e blocos circundantes desenvolvida no GARP	98
Figura 5.27 Iso recalque para a combinação $F_{xMáx}$	99
Figura 5.28 Iso recalque para a combinação $F_{yMáx}$	100
Figura 5.29 Iso recalque para a combinação $F_{zMáx}$	100
Figura 5.30 Iso recalque para a combinação $F_{zMín}$	101
Figura 5.31 Iso recalque para a combinação $M_{xMáx}$	101
Figura 5.32 Iso recalque para a combinação $M_{yMáx}$	102
Figura 5.33 Iso recalque para a combinação PP+Q+G	102
Figura 5.34 Média do coeficiente de mola vertical à translação em z	104
Figura 5.35 Média do variação relativa dos pilares para cada número de iteração	105
Figura 5.36 Número de pilares com recalques acima de 15 mm	105
Figura 5.37 Variação do esforço F_z para os pilares do radier central (P215/P216/P221/P224/P231)	106
Figura 5.38 Recalque na antes e após a ISE	107
Figura 5.39 Variação média em relação ao recalque antes e após a ISE	108
Figura 5.40 Localização dos pilares da edificação	108
Figura 5.41 Curva de iso-recalque antes da ISE	109
Figura 5.42 Curva de iso-recalque depois da ISE	109
Figura 5.43 Maiores distorcionais antes da ISE	110
Figura 5.44 Maiores distorcionais após a ISE	110
Figura 5.45 Blocos calculados pelo GARP e pelo Surfer	111
Figura 5.46 Recalque dos blocos, antes da ISE, pelos softwares surfer e GARP	112
Figura 5.47 Recalque dos blocos após a ISE pelos softwares surfer e GARP	112
Figura 5.48 Variação relativa entre os programas GARP e surfer antes e após a ISE	113
Figura 5.49 Média de k à translação vertical em y	115

Figura 5.50 Média do variação relativa para iteração realizada	115
Figura 5.51 Quantidade de pilares com recalques acima de 15 mm	116
Figura 5.52 Esforço Fz sem e com ISE	116
Figura 5.53 Recalque antes e após a ISE	117
Figura 5.54 Recalques dos blocos calculados pelo surfer e pelo GARP	118
Figura 5.55 Deslocamento do Bloco B238 após a ISE.....	118
Figura 5.56 Curvas de iso-recalque após ISE.....	119
Figura 5.57 Variação relativa dos recalques antes e após ISE	119
Figura 5.58 Maiores recalques distorcionais antes da ISE	120
Figura 5.59 Maiores recalques distorcionais após a ISE	120
Figura 5.60 Edificação na situação do nivelamento	122
Figura 5.61 Pórtico espacial da edificação desenvolvido no CAD/TQS	122
Figura 5.62 Esforço Fz sem e com ISE da fase construtiva da última medição	123
Figura 5.63 Recalque sem e com ISE da 4ª análise	124
Figura 5.64 Recalques dos blocos calculados pelos softwares: surfer e GARP	124
Figura 5.65 Curvas de iso-recalque após ISE.....	125
Figura 5.66 Variação relativa dos recalques obtidos antes e após a ISE.....	125
Figura 5.67 Maiores recalques distorcionais antes da ISE	126
Figura 5.68 Maiores recalques distorcionais após a ISE	126
Figura 5.69 Média de k à translação vertical em y para edificação com 3 andares	128
Figura 5.70 Média de k à translação vertical em y para edificação com 25 andares.....	128
Figura 5.71 Média do variação relativa para a edificação na última medição de recalque	129
Figura 5.72 Carga vertical sem e com ISE	129
Figura 5.73 Recalque com e sem a ISE	130
Figura 5.74 Variação relativa dos recalques	131
Figura 5.75 Maiores recalques distorcionais antes da ISE	131
Figura 5.76 Maiores recalques distorcionais após a ISE	132
Figura 5.77 Média de k à translação vertical em y para edificação com 3 andares	134
Figura 5.78 Média de k à translação vertical em y para edificação com 25 andares.....	134
Figura 5.79 Média do variação relativa para a edificação na última medição de recalque	135
Figura 5.80 Carga vertical sem e com ISE	135
Figura 5.81 Recalque com e sem a ISE	136
Figura 5.82 Variação relativa dos recalques	137
Figura 5.83 Maiores recalques distorcionais antes da ISE	137
Figura 5.84 Média de k à translação vertical em y para edificação com 25 andares para a 7ª análise	139
Figura 5.85 Média do variação relativa para a edificação na última medição de recalque para a 7ª análise	140
Figura 5.86 Carga vertical sem e com ISE para a 7ª análise	140
Figura 5.87 Variação do esforço normal antes e após a ISE para os pilares: a)P215 b)P216 c)P221 d)P224 e)P231	141

Figura 5.88 Variação do M_x antes e após a ISE para os pilares: a)P215 b)P216 c)P221 d)P224 e)P231	142
Figura 5.89 Variação do M_y antes e após a ISE para os pilares: a)P215 b)P216 c)P221 d)P224 e)P231	143
Figura 5.90 Variação relativa dos esforços M_x , M_y e F_z para o pilar P215	144
Figura 5.91 Variação relativa dos esforços M_y , M_z e F_x para o pilar P216	145
Figura 5.92 Variação relativa dos esforços M_y , M_z e F_x para o pilar P221	146
Figura 5.93 Variação relativa dos esforços M_y , M_z e F_x para o pilar P224	147
Figura 5.94 Variação relativa dos esforços M_y , M_z e F_x para o pilar P231	148
Figura 5.95 Recalque com e sem a ISE	150
Figura 5.96 Variação relativa dos recalques	151
Figura 5.97 Maiores recalques distorcionais antes da ISE	151
Figura 5.98 Curvas de iso-recalque da 4ª medição da Torre B	154
Figura 5.99 Comparativo da 7ª análise realizada no GARP junto ao CAD/TQS e o monitoramento de recalque	155
Figura 5.100 Valores de recalque obtidos nas análises	156
Figura 5.101 Variação relativa dos recalques nas análises antes da ISE	157
Figura 5.102 Variação relativa dos recalques nas análises após a ISE.....	159

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 Comparação entre alguns métodos de interpolação.....	25
Tabela 4.1 Configuração das estacas analisadas.....	42
Tabela 4.2 Dados de entrada do DEFPIG.....	44
Tabela 4.3 Módulo de Young do solo com a correlação $3 \times N_{SPT}$	45
Tabela 4.4 Módulo de Young do solo com a correlação $5 \times N_{SPT}$	45
Tabela 4.5 Módulo de Young do solo com a correlação $3 \times N_{SPT}$ para SP05.....	46
Tabela 4.6 Espaçamento relativo das primeiras análises.....	47
Tabela 4.7 Espaçamento relativo para a última análise.....	47
Tabela 4.8 Resumo das análises.....	49
Tabela 4.9 Combinações de esforços.....	52
Tabela 5.1 Parâmetros utilizados para a previsão de Poulos e Davis (1980).....	73
Tabela 5.2 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 15 e para correlação $3 \times N_{SPT}$	76
Tabela 5.3 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 15 e para correlação $3 \times N_{SPT}$	76
Tabela 5.4 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 15 e para correlação $3 \times N_{SPT}$	77
Tabela 5.5 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$	77
Tabela 5.6 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$	78
Tabela 5.7 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$	78
Tabela 5.8 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$	79
Tabela 5.9 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$	79
Tabela 5.10 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$	80
Tabela 5.11 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$ com SP05.....	80
Tabela 5.12 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$ com SP05.....	81
Tabela 5.13 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$ com SP05.....	81
Tabela 5.14 Resumo dos esforços e combinações de carregamento.....	93
Tabela 5.15 Combinações de esforços.....	93
Tabela 5.16 Esforços críticos no bloco para 11 casos do radier central.....	94
Tabela 5.17 Resumo dos esforços críticos encontrados para os 7 casos estudados para o radier junto aos blocos circundantes.....	98

Tabela 5.18 Média da variação relativa de cada pilar para cada esforços analisado	149
Tabela 5.19 Recalque e velocidade de recalque dos pilares instrumentados da Torre B	153
Tabela 5.20 Recalques distorcionais referentes à 4ª medição da Torre B	154
Tabela 5.21 Variação relativa das análises sem ISE em relação ao monitoramento de recalques	158
Tabela 5.22 Variação relativa das análises com ISE em relação ao monitoramento de recalques	160

Lista de Abreviaturas

2D – Bidimensional
3D – Tridimensional
 μm - micromilímetro
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAD – Computer aided design
CAD/TQS – Programa de cálculo estrutural
cm - centímetro
DEFPIG – Deformation Analysis of Pile Groups
DF – Distrito Federal
F – Forças
 $F_{\text{máx}}$ – Força Máxima
 F_x – Força Normal
 F_y – Força Cortante na direção y
 F_z – Força Cortante na direção z
fck – Resistência à Compressão do Concreto
GARP – Geotechnical Analysis of Raft with Piles
ISE – Interação Solo Estrutura
M – Momentos
m – metro
 $M_{\text{máx}}$ – Momento Máximo
 M_x – Momento torsor
 M_y – Momento Fletor na direção y
 M_z – Momento Fletor na direção z
MEC – Método de Elementos de Contorno
MEF – Método de Elementos Finitos
mm – milímetro
MPa – Mega Pascal
NBR – Norma Brasileira Reguladora
Rockworks – Programa para análises do perfil do solo
SPT – Ensaio de Simplex Reconhecimento
Surfer – Programa de cálculo e composição de mapas de variáveis

Lista de Símbolos

- d – Diâmetro
- d_{eq} – Diâmetro Equivalente
- k – Coeficiente de Mola, Coeficiente de Reação Vertical
- w – Expoente que varia de 0,4 a 0,6 para o cálculo do fator de influência da estaca
- A_G – Área da figura plana circunscrita ao grupo de estacas
- A_T – Somatório das áreas das seções das estacas do grupo
- D – Diâmetro Equivalente
- $D_{máx}$ – Diâmetro Máximo
- E_p – Módulo de Young da Estaca
- E_q – Módulo de Young do Tubulão Equivalente
- E_s – Módulo de Young do Solo
- F_{zf} – Esforço Fz com interação solo estrutura;
- F_{zi} – Esforço Fz sem interação solo estrutura.
- E_{sv} – Módulo de Young de cada Camada Vertical
- G – Carga Permanente
- H – Comprimento
- H/d – Esbeltez
- I – Fator de Influência
- I_0 – Fator de Influência para Estaca Incompressível em Solo
- K – Rigidez Individual das Estacas
- K_{P0} – Rigidez Inicial da Estaca
- M_{yISE} – Momento em y com interação solo estrutura;
- M_{ySEM} – Momento em y sem interação solo estrutura.
- N – Número de Estacas do Bloco
- P – Carga Admissível do Grupo de Estacas ou Carga Atuante na Estaca
- P_u – Carga Última da Estaca
- PP – Peso Próprio
- Q – Carga Acidental
- R_v – Correção para o Coeficiente de Poisson
- R_f – Fator Hiperbólico de Variação da Rigidez da Estaca
- R_h – Correção para Camada Finita
- R_k – Correção para Rigidez Relativa da Estaca

R_s – Fator de Influência
 S – Espaçamento
 $S/D_{m\acute{a}x}$ – Distância Máxima de Interação
% - Porcentagem
 α – Fator de Interação
 β – Distorção Angular
 δ – Recalque da Camada de Solo
 δ_i – Recalque antes da interação solo estrutura
 δ_f – Recalque após a interação solo estrutura
 δ_G – Recalque obtido pelo programa GARP
 δ_S – Recalque obtido pelo programa Surfer
 $\Delta\rho$ – Variação no Recalque da Estaca
 ρ – Recalque na Estaca
 ν – Coeficiente de Poisson

1. INTRODUÇÃO

Desde o início da existência humana a engenharia civil se fez necessária para a melhoria do padrão de vida da população. O conhecimento e as habilidades adquiridas no decorrer dos séculos aprimoraram as técnicas de construção e, junto ao crescimento populacional, impulsionaram o surgimento de estruturas cada vez maiores e eficientes.

Com o advento da revolução industrial a profissão de engenheiro civil se tornou reconhecida e impulsionou ainda mais o surgimento de novas técnicas e materiais para a construção¹.

A partir do século XX, os avanços científicos na área e o estudo do comportamento dos materiais permitiram que as edificações modernas se tornassem cada vez mais altas, seja para atender às exigências do mercado, seja devido à limitação do espaço horizontal de construção ou, seja à disputa de poder. Em consequência disso, o carregamento que chega à fundação, bem como a sua própria geometria tornaram-se maiores do que as consideradas no passado, enquanto a configuração das superestruturas tornou-se cada vez mais esbelta.

Dessa forma, o desafio do engenheiro, frente a essa perspectiva, é elaborar projetos seguros de forma mais econômica atendendo às exigências do mercado. Para que isso seja possível é necessária a utilização de técnicas que permitam uma boa aproximação do comportamento real da edificação.

Algumas das técnicas que aproximam os resultados do real desempenho do edifício são as medições de recalques nas edificações e a realização de prova de carga, as quais permitem a retroanálise para a comprovação e avaliação dos parâmetros adotados em projeto.

O emprego de análises que consideram a interação entre as partes da edificação, superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, denominada interação solo-estrutura (ISE), apesar de complexa, também exerce bastante influência na determinação da redistribuição de esforços tornando-se imprescindível para a verificação do desempenho global da edificação e dos sistemas estruturais.

Além disso, a consideração de formulações numéricas junto a ferramentas computacionais baseadas nos Métodos de Elementos Finitos (MEF), nos Métodos de Elementos de Contorno (MEC) ou nos métodos híbridos mostra-se satisfatória para a avaliação do desempenho das fundações tornando o resultado obtido, também, mais próximo ao real.

¹ (<http://www.ordemengenheiros.pt/pt/centro-de-informacao/dossiers/historias-da-engenharia/historia-breve-da-engenharia-civil-pilar-da-civilizacao-ocidental/>)

A busca pela utilização das técnicas numéricas, citadas acima, se deve a diversos fenômenos físicos na engenharia serem escritos em termos de equações diferenciais parciais, em que a resolução dessas equações por meio de métodos analíticos clássicos se torna praticamente impossível, enquanto a utilização de ferramentas numéricas possibilita obter uma aproximação dos resultados dessas equações para a resolução dos problemas (Fish, J.; Belytschko, T., 2007).

Dentre os métodos numéricos existentes destaca-se o uso do MEF, o qual pode ser definido como um método matemático no qual o domínio é discretizado em elementos finitos e estes são descritos por equações diferenciais, e são solucionadas de maneira aproximada para se obter os resultados desejados. Esse método possui capacidade de analisar estruturas com geometrias complexas e irregulares se tornando uma ferramenta poderosa para a resolução de problemas de engenharia.

O método dos elementos de contorno é um método bastante utilizado na solução de problemas que apresentam domínio infinito. As suas resoluções são realizadas transformando a equação diferencial que rege o fenômeno em uma equação integral de contorno. Dessa forma, a discretização do elemento ocorre apenas sobre o contorno. Essa característica leva a uma redução das dimensões do problema analisado, devido à forma com que a malha do problema é discretizada (Oliveira, M. F., 2011), porém destaca-se que a geração da matriz por meio do MEC se dá por meio de uma matriz cheia, enquanto a geração da matriz por meio do MEF se dá por meio de uma matriz banda, o que pode reduzir o tempo de processamento.

O método híbrido combina dois ou mais procedimentos de análise. A sua ideia principal é tirar vantagens, de forma a obter as características mais eficientes, de cada método numérico escolhido para análise.

Sendo assim, para o desenvolvimento dessa dissertação, foram selecionados os programas DEFPIG (*Deformation Analysis of Pile Groups*) e GARP (*Geotechnical Analysis of Raft with Piles*) para avaliar o comportamento da fundação, calibrando os seus parâmetros por meio dos resultados obtidos com a prova de carga. Junto a esses programas optou-se por utilizar o *software* CAD/TQS, por ser um *software* bastante utilizado na prática da engenharia, como forma de considerar a ISE, e comparar os resultados das interações com o monitoramento de recalque.

Em suma, este trabalho tem como objetivo verificar o mecanismo de transferência de carga da edificação e a variação nos esforços nos pilares, quando se considera a ISE junto à retroanálise dos parâmetros utilizados em projeto, bem como, avaliar o desempenho das

fundações visando observar como a interação solo-estrutura influencia na evolução dos recalques.

1.1. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

A motivação para o desenvolvimento desta dissertação foi a constatação de que os projetistas de edificações utilizam a concepção tradicional de cálculo, ou seja, não consideram a interação solo-estrutura de forma adequada, utilizam métodos empíricos para a previsão de capacidade de carga e esforços solicitantes, bem como, hipóteses simplificadoras para a previsão dos parâmetros a serem considerados. Tudo isso aliado à falta de realização de retroanálises, com o emprego de provas de carga e monitoramentos de recalque, para a comprovação e avaliação dos parâmetros adotados em projeto, o que gera resultados distantes do comportamento real do sistema.

Além disso, na prática da engenharia grande parte dos engenheiros estruturais e de fundações trabalha separadamente para a realização do projeto da edificação e, ainda que realizem uma iteração para obtenção de resultados mais reais, geralmente esse número de iterações se resume a apenas uma, ou seja, não se obtém uma convergência de resultados.

1.2. OBJETIVOS

- Obter valores mais acurados de carga e de recalque de uma edificação tipo no Centro Oeste por meio de iterações entre os programas selecionados para o processamento da edificação;
- Verificar o desempenho das fundações da edificação, bem como, o mecanismo de transferência de carga considerando a ISE;
- Estudar a redistribuição de esforços nos pilares ocasionada pelos recalques de fundação medidos em campo;
- Realizar retroanálises numéricas com resultados de provas de carga e monitoramentos de recalque para a calibração dos parâmetros do solo;
- Avaliar e interpretar os resultados visando observar como a ISE influencia na evolução dos recalques;
- Realizar retroanálises em função dos resultados das novas análises de forma a aproximar os resultados de recalques obtidos pelas análises aos resultados medidos pelo monitoramento de recalque;

- Propor metodologia que considere a ISE para ser utilizada na prática da engenharia.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para melhor entendimento dos assuntos abordados, essa dissertação foi organizada da seguinte forma:

- **Capítulo 1 – Introdução:** Apresenta-se a temática estudada, a relevância e a motivação da pesquisa, bem como os objetivos almejados no presente trabalho.
- **Capítulo 2 – Fundamentação Teórica:** Apresenta-se um breve histórico dos trabalhos desenvolvidos na área. Descrevem-se os conceitos, terminologias, métodos numéricos e experimentais acerca do tema. Destacam-se alguns fatores que influenciam a interação solo-estrutura e algumas teorias propostas para a consideração desse mecanismo e, finalmente, alguns programas numéricos desenvolvidos que consideram esse comportamento global da estrutura.
- **Capítulo 3 – Metodologia:** Descreve-se os procedimentos realizados para a elaboração do estudo por meio de programas computacionais para a modelagem da estrutura e da fundação da edificação.
- **Capítulo 4 – Estudo de Caso:** Apresentam-se as características gerais da edificação e do solo da região.
- **Capítulo 5 – Resultados e discussões:** Apresentam-se os resultados obtidos pelas modelagens da edificação, previsão de recalque, medições de recalque e os resultados obtidos por meio da análise comparativa dos resultados com a consideração da interação solo-estrutura e com uma análise convencional.
- **Capítulo 6 – Conclusões:** Apresentam-se as principais conclusões das análises realizadas.
- **Capítulo 7 – Sugestões para Pesquisas Futuras:** Apresentam-se as principais sugestões para o desenvolvimento de novas pesquisas no estado da arte.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

As partes que compõem a edificação (superestrutura, subestrutura e o maciço de solo) não trabalham de forma autônoma, ou seja, existe uma relação de interdependência entre elas. Porém, a prática da engenharia consiste em realizar os projetos de estrutura e fundações de forma independentes, sem a consideração da interação solo-estrutura, ou ainda com a consideração da ISE de forma inadequada.

A consideração da ISE de forma negligenciada se deve a diversos fatores, como:

- Engenheiros estruturais considerarem o solo indeformável admitindo uma rigidez infinita ao solo. Porém, a rigidez da estrutura é muito maior que a rigidez do solo, sendo esta considerada baixa em relação àquela.
- Engenheiros de fundações admitirem o carregamento aplicado apenas nos apoios desprezando a sequência construtiva e a rigidez da estrutura.
- Simulação da fundação feita por meio de um conjunto de molas, modelo proposto primeiramente por Winkler, em que permitem a consideração no cálculo de estruturas por meio de um coeficiente de rigidez de mola. Porém, esse coeficiente é obtido de forma aproximada, já que para o projeto de estruturas estão interessados apenas nas reações de apoio. Dessa forma, obtêm-se um resultado satisfatório para esses esforços, porém distante da realidade para os recalques das fundações.

Por esse motivo, a interação solo-estrutura tende a ser desprezada na elaboração dos projetos de edifícios, fazendo com que o projeto desenvolvido não demonstre o real comportamento da edificação. Porém, dependendo do grau de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, a ISE pode modificar significativamente o comportamento do prédio (Araújo et al., 2012).

Na prática, quando o solo é submetido a um carregamento, este sofre deformações, e essa perturbação gera uma alteração no fluxo de cargas da estrutura, fazendo com que os valores de esforços obtidos em projeto sejam modificados. Essa redistribuição de cargas pode provocar sérios danos à edificação (Antoniazzi, 2011).

O entendimento do mecanismo da ISE e a sua aplicação na prática pode resultar na elaboração de projetos mais próximos à realidade e mais econômicos, além de poder proporcionar uma maior integração dos profissionais de geotecnia e de estruturas.

2.1. HISTÓRICO

O estudo da interação solo-estrutura fornece como a estrutura, de forma conjunta, reage às solicitações impostas ao ser submetida a um carregamento, podendo se aproximar ao comportamento real da edificação.

A seguir é apresentado um histórico dos trabalhos realizados nessa área a fim de entender o que está sendo desenvolvido no estado da arte e de como se deu a evolução do estudo.

Meyerhof (1953) apresentou um dos primeiros trabalhos nessa linha de pesquisa. O autor desenvolveu expressões para a estimativa da rigidez de estruturas rígidas abertas ou fechadas com painéis de vedação, além de expressões simplificadas que permitiam a substituição de uma edificação real por uma estrutura mais simples de rigidez equivalente. Neste trabalho o autor concluiu que a rigidez da infraestrutura é em geral bem menor que a rigidez da superestrutura.

Meyerhof (1953), ainda na mesma pesquisa, considerando em suas análises o efeito da interação solo estrutura, observou que o solo, a infraestrutura e a superestrutura poderiam ser considerados como uma unidade integral. O autor observou que a rigidez estrutural não exerce grande influência sobre os recalques totais, porém eles devem ser considerados, pois influenciam na funcionalidade da edificação. Já os recalques diferenciais dependem do tipo e da rigidez da estrutura, além da variação da compressibilidade do solo e dos fatores que governam os recalques totais.

Posteriormente, Chamecki (1954) iniciou um processo iterativo por meio de uma sistemática de cálculo a partir das reações de apoio da estrutura considerada indelocável e dos coeficientes de transferência de carga, provenientes de recalques unitários de cada apoio em separado, calculava-se os recalques da fundação e obtinham-se novas cargas para os apoios. O processo foi repetido até que os valores das reações de apoio e recalques convergissem. Dessa forma, o autor observou que os recalques diferenciais passaram a ser menos acentuados, ajustando-se melhor aos resultados das medições em estruturas reais.

Larnach (1970) aperfeiçoou a sistemática de cálculo de Chamecki realizando um método computacional para tal, que permitia uma solução de convergência global.

Poulos (1975) desenvolveu um cálculo matricial para a estimativa dos recalques de fundações superficiais considerando a ISE. Para a análise relacionou o comportamento da superestrutura com os recalques de apoio e o comportamento da fundação e do maciço de solos. Os resultados obtidos pelo estudo, em um pórtico plano, mostraram que, em geral, a rigidez da estrutura tende a reduzir os recalques diferenciais.

Aoki (1989) recomendou um modelo simples para o mecanismo de transferência de carga vertical isolada para o maciço de solos e, em 1997, o autor propôs o mesmo para o caso de grupo de estacas e de grupo de blocos integrados à superestrutura. Para o cálculo das estruturas considerando a ISE, sugeriu o seguinte processo:

- Cálculo das cargas nos pilares, considerando as fundações indeslocáveis, pelo engenheiro estrutural;
- A partir dessas cargas o engenheiro de fundações estima os recalques, desconsiderando a rigidez da estrutura, obtendo a bacia de recalques;
- O engenheiro estrutural divide as cargas pelos recalques e obtém os coeficientes de mola iniciais em cada pilar, e recalcula as cargas nos pilares, considerando a estrutura sobre apoios elásticos;
- A partir das novas cargas, o engenheiro de fundações realiza outra previsão de recalques, desconsiderando a rigidez da estrutura, obtendo uma nova bacia de recalques;
- O engenheiro estrutural recalcula os novos coeficientes de mola, a partir dos novos recalques, e recalcula as cargas.

O processo se repete até a convergência desejada.

Gusmão e Gusmão Filho (1990) estudaram um edifício residencial localizado em Recife no bairro de Boa Viagem. O edifício foi dimensionado para resistir a esforços de flexão e tração, foi realizado em concreto armado, com 15 (quinze) pavimentos e 30 (trinta) pilares em sua projeção. Dessa análise obtiveram como resultados os efeitos da ISE no desempenho das fundações, como a diminuição dos recalques diferenciais, redistribuição de cargas nos pilares e a influência do cintamento na rigidez global da estrutura.

Holanda Junior (1998) realizou um estudo considerando uma camada indeslocável no interior do maciço de solo e o processo construtivo em edifícios sob fundações diretas. O autor observou que a presença da camada indeslocável de solo se aproximava mais ao comportamento real do sistema, diminuindo os valores de recalques obtidos. Além disso, por meio de exemplos numéricos, destacou a importância de se considerar o processo construtivo da obra, pois a influência da rigidez da estrutura modificou significativamente os esforços obtidos.

Gusmão Filho (1998) observou que não somente nos pilares, mas também nas vigas, ocorre a redistribuição de esforços devido aos recalques das fundações, podendo até mesmo inverter os momentos na peça nos primeiros pavimentos. Dessa forma, o autor alerta para a importância de se considerar a transferência de cargas na edificação devido aos deslocamentos dos apoios, de forma a garantir a segurança da obra.

Em 2000 Iwamoto realizou um estudo em um edifício de múltiplos andares em fundação profunda, em que realizou uma modelagem tridimensional considerando a contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes, a existência de excentricidade nas vigas em relação aos pilares e a hipótese de diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento. Com o estudo concluiu que a rigidez da estrutura contribui para a diminuição dos recalques diferenciais.

Jordão (2003) apresentou uma análise da interação solo-estrutura que consiste em um processo iterativo, em que, inicialmente, determinam-se as reações da superestrutura considerando os apoios indeslocáveis. Posteriormente, por meio de um programa em linguagem FORTRAN, calculam-se os deslocamentos e coeficientes de molas que substituirão os apoios fixos da superestrutura para o cálculo das novas reações. Repete-se o processo até que as reações de duas interações consecutivas sejam aproximadamente iguais. Como resultados observou-se uma tendência na uniformização dos esforços horizontais e dos deslocamentos verticais e que a estabilidade global é influenciada pela interação solo-estrutura.

Gonçalves (2004) elaborou um estudo para observar a transferência de cargas nos pilares em um edifício localizado no Rio de Janeiro. Para isso realizou medidas de recalque e deformações na estrutura durante o processo de carregamento e, por meio do programa SAP 2000, comparou os esforços obtidos considerando a ISE com o modelo de apoios indeslocáveis.

Soares (2004) estudou a ISE na influência dos esforços da edificação e no recalque das fundações simulando diversas fases de carregamento. Para isso utilizou o Plaxis 3D e 2D para a modelagem das fundações e obtenção dos recalques e interagiu o programa com o CAD/TQS para a obtenção dos esforços. Como resultados comprovou a influência mais evidente da ISE nos primeiros pavimentos da edificação. Observando para a variação dos esforços com 25% da construção: 1 a 5% de redução na carga normal, 4 a 5% de aumento nos momentos em y e diminuição, e em alguns casos aumento, de 2 a 6% no momento em z.

Borges (2009) apresentou uma metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado baseado em indicadores que contemplam desde análises lineares até análises não lineares, tanto físicas, quanto geométricas, e análises dinâmicas. A metodologia foi realizada considerando diferentes condições de apoio: apoios indeslocáveis e apoios deslocáveis, considerando a ISE. Como resultados verificou-se a uniformização de recalques e redução das distorções angulares com a consideração da ISE, por outro lado, do ponto de vista estrutural, verificou-se a influência negativa evidenciada pelo aumento da sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, pela redução da rigidez.

Araújo (2009) aplicou uma metodologia iterativa em duas edificações apoiadas sobre blocos de estacas de forma a obter a convergência dos recalques, obtidos por meio do

desenvolvimento de um programa denominado AIEFE, o qual calcula os recalques por meio do método de Aoki e Lopes (1975), e das reações de apoio obtidas por meio da modelagem do pórtico espacial no TQS. Foram avaliados os efeitos da ISE nas reações de apoio, rigidezes e recalques dos pilares e como respostas observaram que existe uma maior distribuição de carga, recalques e rigidezes nos primeiros pavimentos. Foi observado também que o comportamento carga-recalque não linear das fundações exerceu bastante influência nos recalques, cargas e rigidezes dos pilares, ainda com a edificação em estágio avançado de construção, ou seja, com alta rigidez da estrutura.

Antoniazzi (2011) realizou um estudo em um edifício comercial hipotético de oito pavimentos em estrutura de concreto armado considerando os efeitos da interação solo-estrutura. Foram calculados os recalques de fundações por meio de um programa, denominado ESPACIAL_ISE, desenvolvido em linguagem FORTRAN e interagido com o programa de cálculo estrutural TQS. Como resultados comprovou que a deformação do solo nos projetos estruturais gera uma redistribuição de esforços na estrutura, e essas deformações podem ocasionar mudanças significativas no dimensionamento das peças. Além disso, observou a influência da sequência construtiva no dimensionamento estrutural e a suavização da deformada de recalques ao considerar o modelo integrado.

Miranda, et al. (2014) realizaram um estudo do comportamento de parâmetros geotécnicos de solos moles em Belém/PA, após a melhoria do solo com emprego de estacas de compactação de areia. Para isso, foram realizados ensaios antes e após a execução das estacas, que incluíram prova de carga em placas, sondagem SPT (*standard penetration test*) e de laboratório. Os resultados obtidos de prova de carga sobre placas foram comparados com previsões obtidas pelo método de grelhas lineares e não lineares por meio dos *softwares* EBERICK e TQS, a partir de retroanálise dos ensaios. Como resultados os recalques com as deformadas obtidas em campo evidenciaram-se muito próximas quando comparadas com o modelo computacional dos elementos finitos.

2.2 FATORES INFLUENTES NO MECANISMO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Deve-se conhecer o comportamento dos elementos envolvidos da edificação de forma a se obter o entendimento do conjunto e, assim, aproximar o comportamento da edificação estudada ao desempenho real do sistema (Soares, 2004).

A consideração da ISE no desenvolvimento de um projeto pode gerar economia e até mesmo a sua viabilização que por análise convencional não seria possível.

Diversos estudos já comprovaram uma diferença de até 30% entre uma análise convencional da diferença de cargas nos pilares considerando os apoios indeslocáveis e uma análise considerando os efeitos da ISE por meio de modelos tridimensionais mais refinados (Gonçalves, 2004).

De acordo com Soares (2004) a ISE exerce influência não somente na carga vertical da edificação, mas também nos momentos, sendo a interação solo-estrutura mais evidente nos primeiros pavimentos.

O mecanismo da interação solo-estrutura está associado a uma série de variáveis, como a rigidez da estrutura, o processo de carregamento, as características do solo, a geometria em planta da edificação, a influência de edificações vizinhas, a deformada de recalques da edificação, entre outros.

2.2.1 Rigidez da estrutura x processo de carregamento

A redistribuição de esforços, decorrente da interação entre os elementos, se deve pela amarração dos elementos estruturais que confere uma considerável rigidez à estrutura, a qual restringe o movimento relativo dos apoios causando uma migração de cargas na estrutura, como ressaltam Poulos (1975) e Gusmão e Gusmão Filho (1994).

O aumento da rigidez está associado ao aumento no número de pavimentos do edifício. Segundo Meyerhof (1953) conforme o progresso de construção e carregamento da obra, a rigidez tende a aumentar até uma rigidez limite, sendo mais importante considerar a rigidez da superestrutura, uma vez que a rigidez da infraestrutura é praticamente desprezível em relação à primeira.

De acordo com Goshy (1978) a maior influência da rigidez da estrutura ocorre nos primeiros pavimentos e, uma vez atingido o seu limite, o acréscimo do número de pavimentos não influencia mais na redistribuição de carga nos apoios, sendo esta influenciada apenas pelo carregamento (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

Em consequência de tal influência ser maior no início da estrutura, Gusmão Filho (1995) averiguou que a gravidade dos danos provocados por recalques são mais intensos nos primeiros pavimentos e raramente atingem andares superiores a cinco. Por esse motivo há uma recomendação de começar as alvenarias dos pavimentos iniciais após o término da estrutura, com o intuito de evitar danos nas alvenarias por recalques elevados.

Fonte *et al.* (1994) demonstraram em um de seus estudos que quando não se considera a rigidez da estrutura superestima-se a previsão de recalques diferenciais e quando considera a rigidez da estrutura desprezando a sequência construtiva com os carregamentos graduais, subestima-se a previsão de recalques, pois induz a uma rigidez da estrutura maior do que a real. A rigidez de uma edificação quando se considera o carregamento gradual é aproximadamente metade da rigidez de uma edificação com carregamento instantâneo (Fraser e Wardle, 1976).

Quanto menor a rigidez do edifício, menor será a perda de carga nos pilares deslocados verticalmente, conseqüentemente, menor será a redistribuição de cargas nos pilares adjacentes (Lima *et al.*, 2008). Porém, vale ressaltar, que prédios de baixa estatura também podem ter influência significativa da rigidez na redistribuição de esforços, pois não apenas a estrutura influencia na rigidez, mas também as alvenarias representam desempenho considerável (Danziger *et al.*, 2000).

A consideração da rigidez nos cálculos dos recalques junto à sequência construtiva origina recalques diferenciais menores do que os estimados por métodos convencionais e mais próximos aos recalques medidos, podendo assim, viabilizar projetos de fundação e estrutura (Meyerhof, 1953).

2.2.2 Deformada de recalques

Define-se recalque absoluto, também chamado de recalque total, como o rebaixamento de um elemento de fundação. A diferença entre os recalques absolutos de dois desses elementos é denominada recalque diferencial, conforme observado na Fig. 2.1.

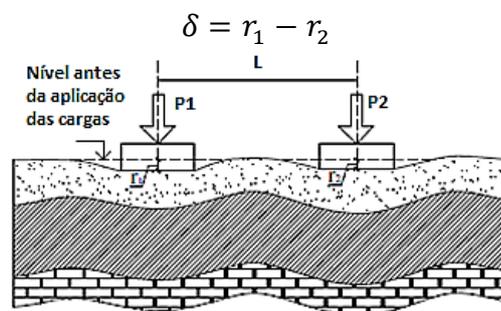


Figura 2.1 Recalques absolutos e diferenciais (Alonso, 1989)

Esse último tipo de recalque confere distorções à estrutura que poderão ocasionar danos de diversas escalas dependendo da sua intensidade. A seguir apresenta-se a Fig. 2.2 em que podem ser observados os recalques diferenciais e a distorção angular.

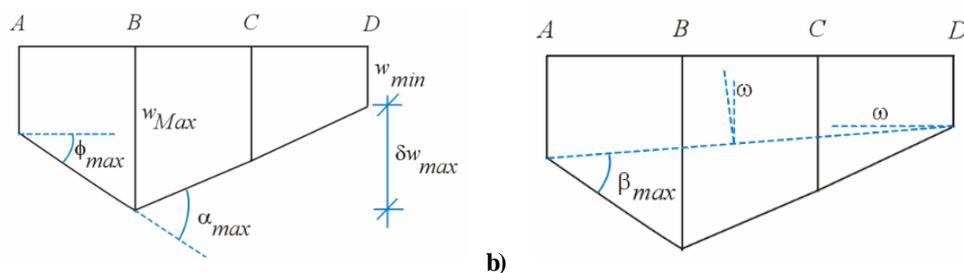


Figura 2.2 Deslocamentos absolutos e relativos da estrutura: a) Recalques absolutos e diferenciais, rotação e deformação angular. b) Distorção angular β e desaprumo ω (Barros, 2005)

A distorção angular (β) ou recalque diferencial específico é a rotação da reta que une dois pontos de referência, de acordo com a Fig. 2.2. Para as situações em que o valor do desaprumo ω for igual a zero, os valores de distorção angular e da rotação ϕ coincidirão. A distorção angular máxima é dada por $\beta_{m\acute{a}x}$ (Barros, 2005).

Um efeito importante da ISE foi relatado em um dos trabalhos de Moura (1995), o qual relatou que existe uma tendência de uniformização de recalques com o aumento da rigidez da edificação, bem como, uma diminuição de recalques diferenciais e de momentos fletores nas vigas e pilares.

Os recalques tendem a se uniformizar devido à amarração dos elementos estruturais, que permite a transferência de carga dos pilares que sofreram maiores deslocamentos, e por essa razão não conseguiram absorver toda a carga que estava destinada a eles, para os pilares vizinhos. Esse mecanismo não exerce grande influência nos recalques absolutos, mas resulta na redução dos recalques diferenciais que são os maiores responsáveis por eventuais danos nas edificações.

Na elaboração do projeto de fundações, os engenheiros geotécnicos costumam estimar os recalques que podem ocorrer na edificação quando atribuído o carregamento. Porém, essa previsão de recalque é bastante complexa, pois a determinação dos parâmetros do solo e os carregamentos advindos da estrutura não são exatos, ou seja, a fixação do recalque admissível resulta de aproximações, muitas vezes, distantes da realidade.

De acordo com Porto (2010) a correta fixação do recalque admissível só é possível diante do monitoramento de recalques medidos na estrutura, associando os valores medidos aos danos constatados e, dessa forma fixando os limites admissíveis correspondentes aos prejuízos observados.

Dessa forma, Vargas e Silva (1973) apresentaram uma tabela de limites de distorção angular admissível, que só foi possível por meio de um estudo de caso realizado em São Paulo

e Santos. Esse estudo teve como objetivo associar os danos ocorridos nas edificações aos valores de distorções medidos na estrutura para fixar os limites de distorções admissíveis. A tabela mencionada é utilizada até os dias atuais para verificar o desempenho das fundações e está disposta na Fig. 2.3 a seguir:



Figura 2.3 Distorção angular limite (*apud* Velloso e Lopes, 2011)

Dessa forma, de acordo com a Fig. 2.3, têm-se os limites principais de recalques distorcionais para o estudo de caso, conforme Bjerrum e Vargas e Silva, resumido em:

- $\beta = 1/500$: limite seguro para evitar danos em paredes de edifícios;
- $\beta = 1/300$: limite a partir do qual começam a aparecer trincas em paredes de edifícios;
- $\beta = 1/150$: limite a partir do qual se espera danos estruturais em edifícios correntes.

Destaca-se que os valores obtidos por meio desse estudo são obtidos considerando os efeitos da interação solo-estrutura e devem ser comparados a resultados de recalques distorcionais que também considere os mesmos efeitos, conforme ressaltado por Barata (1986).

Milititsky et al. (2005) recomendam também que se realize o controle da velocidade de recalque, de modo a obter um controle mais rigoroso da deslocabilidade da edificação e, assim,

evitar os danos causados por ela. Os autores apresentam os seguintes valores, relativos a velocidades de recalque, utilizados como referências:

- Prédios com mais de 5 anos, velocidade menor que 10 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios entre 1 e 5 anos, entre 10 e 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios em fundações diretas, fase construtiva, até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios em fundações profundas, fase construtiva, até 80 $\mu\text{m}/\text{dia}$.

Destaca-se que esses valores de referência são para casos habituais, caso houver fatores externos à obra, como obras subterrâneas próximas a área do edifício e ação de atrito negativo, os valores referenciados acima podem atingir patamares superiores.

2.2.3 Formato da planta baixa da edificação

Estudos desenvolvidos por Barata (1986) e Gusmão (1990) mostraram que a forma, em planta, da edificação também influencia na uniformização de recalques. Foram feitas análises, com resultados de medições de recalques, em diversos tipos de edifícios e observou-se essa tendência à uniformização de recalques. Quanto mais próximo de um quadrado fosse a planta da edificação, maior era essa tendência. Gusmão (1990) observou que esse efeito era mais acentuado em estruturas flexíveis.

2.2.4 Influência de grupo de edifícios

A influência de edificações vizinhas nos recalques e desaprumos de edifícios foi primeiramente estudada por Costa Nunes em 1956. No seu estudo relatou o comportamento das edificações diante a outras construções, realizadas simultaneamente ou não e, em relação às suas localizações.

Reis (2000) apresentou um estudo a respeito da interação solo-estrutura de grupo de edifícios (três edificações construídas simultaneamente na cidade de Santos - SP) em fundações superficiais, em maciço de solos de argila mole. Como resultados das análises, para a presença de construções vizinhas, observou que os recalques calculados foram maiores em relação aos recalques obtidos sem considerar a presença de edifícios vizinhos. Conforme a distância entre os edifícios aumentava, também se observou a diminuição nos valores de recalques.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE QUE CONSIDERAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O emprego de análises que consideram a interação entre as partes da edificação, superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, apesar de complexa, exerce bastante influência na determinação da redistribuição de esforços tornando-se imprescindível para a verificação do desempenho global da edificação e dos sistemas estruturais. A seguir são apresentados alguns métodos que consideram a ISE nas análises de uma edificação.

2.3.1 Monitoramento de recalques

Uma grande contribuição para o estudo do mecanismo da ISE foi a realização das medições de recalques ao longo do carregamento da obra (Gonçalves, 2004).

Gusmão (1990) realizou uma análise em 7 (sete) edificações com a utilização do monitoramento de recalques. Por meio das análises o autor comprovou alguns efeitos da interação solo-estrutura, tais como a redistribuição de carga nos pilares, a diminuição dos recalques diferenciais e a suavização da deformada de recalques.

Velloso e Lopes (1997) ressaltam que a previsão de recalques é uma das técnicas mais complexas da geotecnia e os resultados obtidos por cálculos, mesmo que sofisticados, devam ser assumidos como estimativas, evidenciando a necessidade de realizar a medição para obter resultados realistas.

2.3.2 Análises tridimensionais

A análise feita por meio de modelos tridimensionais também permite conhecer o comportamento da edificação de forma mais realista.

Por meio da análise tridimensional pode-se analisar a deformabilidade do solo de forma mais eficaz, considerando o solo e a estrutura como um sistema global.

Moura (1999) apresentou um estudo considerando a ISE para um edifício de 19 (dezenove) pavimentos em concreto armado em um modelo tridimensional. Como resultado observou a tendência na uniformização dos recalques em decorrência da transferência de cargas dos pilares que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos.

Uma maneira menos precisa que a utilização da modelagem 3D, e mais simplificada, para considerar o efeito da deformabilidade dos solos, é realizado por meio de análises considerando

uma série de molas para reproduzir a deformação do solo, esse procedimento é baseado na hipótese de Winkler (Marosini *et al.*, 2014), que será descrita a seguir.

2.3.3 Modelo de winkler

O comportamento do maciço de solo submetido à carga externa exerce influência no mecanismo da interação solo-estrutura. A elaboração de modelos que permitam analisar o seu comportamento, considerando a ISE, pode conduzir a respostas mais fiéis.

Trabalhos como Holanda *et al.* (2000) e Reis & Aoki (2005) apresentam a importância de se considerar o solo como deformável ao invés de considerar, para o dimensionamento das estruturas, os apoios como indelocáveis.

Dentre os modelos existentes, que consideram a interação solo-estrutura e é bastante utilizado na prática devido a sua simplicidade, destaca-se o modelo de Winkler.

Winkler em 1867 considerou o solo formado por molas para reproduzir o efeito de deslocabilidade ao solo, porém nos seus estudos desconsiderou o efeito da continuidade do meio, considerando que apenas nos locais de aplicação de carga o solo sofreria deslocamento (Silva, 2010). A Fig. 2.4 ilustra a deformação do solo na região de carregamento por meio das molas.

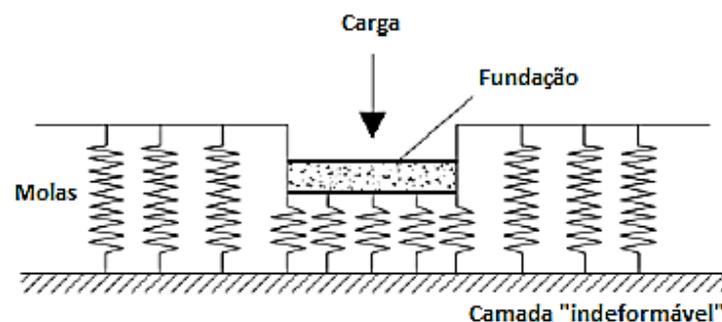


Figura 2.4 Hipótese de Winkler (Antoniazzi, 2011)

O fato do modelo de Winkler não contemplar a continuidade do solo torna o modelo pouco representativo para determinados tipos de problemas, como grupos de estacas ou interação com prédios vizinhos, gerando uma simplificação do sistema. A determinação do coeficiente de mola (k) de forma empírica por meio de tabelas, também simplifica ainda mais o modelo (Antoniazzi, 2011).

2.3.4 Teoria de Mindlin

A teoria de Mindlin (1936), baseada na teoria da elasticidade, considerou o solo como um meio semi-infinito e contínuo, em que a partir de certa distância dos pontos de aplicação de carga, os efeitos de deslocabilidade não seriam mais significativos, não ocorrendo mais deslocamentos (Silva, 2010).

Nessa teoria é apresentada a solução fundamental apresentada em equações relativas a deslocamento e força para uma carga unitária aplicada no interior de um meio semi-infinito homogêneo, elástico, linear e isotrópico (Antoniazzi, 2011).

A determinação dos deslocamentos e das tensões por meio dessa teoria tem aplicabilidade limitada, pois a estratificação do solo e a presença, a determinada profundidade, de uma superfície indeslocável não são consideradas. Como forma de considerar tais situações pode-se utilizar em conjunto a essa técnica, o procedimento de Steinbrenner (Colares, 2006).

2.3.5 Artificio de Steinbrenner

Para situações em que o maciço de solo é heterogêneo e de espessura finita pode-se recorrer ao procedimento de Steinbrenner (1934).

Essa técnica é utilizada para calcular valores de deslocamento no interior de um maciço de solo apoiado em uma superfície indeslocável, utilizando em conjunto a teoria de Mindlin (Riberio, 2005).

Neste modelo, o encurtamento de cada camada é obtido por meio da diferença entre o recalque no topo do ponto de estudo e da base da camada. O encurtamento total do maciço de solo (recalque do ponto B) é obtido pela soma dos encurtamentos de cada camada ($[\delta_{B1} - \delta_{C1}] + [\delta_{C2} - \delta_{D2}]$), conforme representado na Fig. 2.5 (Reis, 2000).

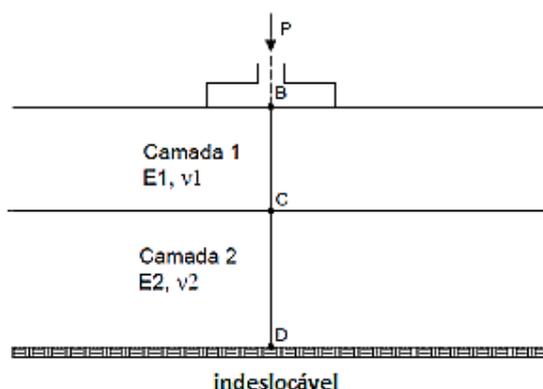


Figura 2.5 Artificio de Steinbrenner (Antoniazzi, 2011)

Observa-se que os métodos desenvolvidos são necessários para que se encontrem soluções para situações cada vez mais complexas, genéricas e que se aproxime mais da realidade. Os métodos computacionais permitiram que fosse possível a utilização dessas soluções de forma mais rápida e prática.

2.4 MÉTODOS NUMÉRICOS

A complexidade de uma análise considerando a interação entre todas as partes de uma edificação exige a implementação de ferramentas numéricas.

Diferentes tipos de análises numéricas têm sido empregados para o estudo do comportamento global da edificação. Isso se deve à dificuldade de considerar os diversos fatores influentes do mecanismo da ISE por meio de métodos analíticos. Soluções aproximadas podem ser encontradas para configurações estruturais bem simples, mas em geral, para configurações mais complexas, essas soluções fechadas não são possíveis, sendo necessária a utilização de métodos numéricos.

2.4.1 Método dos elementos finitos

O desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos (MEF) teve início no final do século XVIII quando Gauss propôs funções de aproximação para a resolução de problemas matemáticos. Ainda que seu início tenha se dado no século XVIII, a dificuldade e a limitação existente no processamento de suas equações fez com que, por mais de um século, sua evolução tenha sido pequena. A sua viabilização e grande desenvolvimento tornou-se possível apenas com o advento dos computadores, por volta de 1950 (Lotti *et al.*, 2006).

O método dos elementos finitos pode ser definido como um método numérico aproximado, no qual o domínio do problema é discretizado em regiões de geometria simples, de tal forma que o comportamento que define o sistema possa ser aproximado por um polinômio de menor grau facilitando a solução (Martha, 1994).

Essa discretização, porém, precisa ser feita de forma adequada para que garanta a acurácia dos resultados. Malhas que não atendam às condições do problema podem levar a resultados distantes da realidade.

Segundo Zienkiewicz e Taylor (2000), a determinação do tipo de elemento e a escolha da função de forma influenciam expressivamente a convergência dos resultados e dependem do conhecimento do usuário.

Na prática da engenharia esse método é considerado de maior potencialidade para a avaliação integrada para o estudo de todas as unidades constituintes de uma edificação.

Essa ferramenta permite considerar a anisotropia, não linearidade e heterogeneidade do meio, e geralmente a análise por meio do MEF apresenta como objetivo determinar o estado de tensão e deformação de um sólido de geometria qualquer sujeito a perturbações exteriores (Azevedo, 2003).

2.4.2 Método dos elementos de contorno

Na análise utilizando o método dos elementos de contorno (MEC), a solução numérica é resolvida envolvendo uma série de equações integrais em que apenas o contorno precisa ser discretizado para que posteriormente sejam inferidos os valores nos pontos interiores do domínio em questão (Sales, 2000).

De acordo com Sales (2000), as soluções são advindas das equações de Mindlin (1936), para uma carga pontual inserida no interior de um semi-espaço elástico em que são utilizadas hipóteses de isotropia e homogeneidade do solo.

Almeida (2003) atesta que apesar do MEC assumir algumas simplificações em relação ao MEF, ele é mais apropriado do que o segundo para análises que envolvam domínios infinitos, como no caso do solo. Isso se deve pelo fato do MEF gerar uma discretização finita interrompendo o domínio infinito, ocasionando um contorno fictício que usualmente é eliminado com o uso do MEC.

Sales (2000) afirma que uma discretização aparentemente grosseira do contorno no MEC gera uma “matriz cheia” para a resolução do problema, e que em termos de tempo de processamento, geraria uma malha bastante discretizada no MEF, por esse último gerar uma “matriz banda”.

O Método dos elementos de contorno, assim como o MEF, pode ser utilizado em diversos problemas de engenharia, em contrapartida, como dito anteriormente, incorpora algumas simplificações em relação ao MEF, como a heterogeneidade, anisotropia, não linearidade do solo e a interface estaca/solo serem consideradas de maneira simplificada (Souza, 2010).

2.4.3 Método híbrido

O método híbrido consiste na aplicação de diferentes métodos numéricos procurando obter vantagens de cada um (Campos, 2011).

Dentre os programas desenvolvidos por meio do método híbrido, o escolhido, nesse trabalho, para a análise das fundações da edificação foi o GARP (*Geotechnical Analysis of Rafts with Piles*) criado por Poulos em 1994.

Nesse programa, para o caso de fundação em radier estaqueado, o radier era analisado pelo método das diferenças finitas e as estacas representadas por molas equivalentes considerando todas as formas de interação através do método da superposição de campos de deformação (Poulos, 1994). Posteriormente, Small e Poulos (1998) modificaram a forma de análise desse programa, em que o radier passou a ser considerado por elementos de placa por meio do MEF (Sales, 2000).

2.4.4 GARP

O programa GARP foi desenvolvido por Poulos (1994) e posteriormente modificado por Poulos e Small em 1998 e a partir de então sofreu algumas atualizações ao longo dos anos gerando novas versões (Campos, 2011).

O programa é uma ferramenta numérica de fácil utilização e permite a análise de radiers de diversos formatos, submetidos a cargas concentradas e momentos fletores.

Neste programa o radier é representado como elementos planos de placa e é analisado pelo MEF, enquanto as estacas são substituídas por molas, modelo de Winkler, considerando a interação entre os elementos próximos (Sales, 2000).

A interação das estacas entre si e com o radier se dá através de fatores de interação.

De acordo com Sales (2000) este programa permite incorporar:

- a) Estratificação do solo;
- b) Limite de capacidade de carga na compressão e na tração;
- c) Estacas com diferentes propriedades dentro do sistema de fundação;
- d) Possibilidade de aplicação de carregamentos distribuídos, concentrados (verticais) e momentos em duas direções;
- e) Rigidez do bloco.

O programa ainda permite realizar a análise considerando o radier em contato com o solo ou não (Cordeiro, 2007).

Porém, o programa traz algumas limitações, tais como:

- Necessidade de outro programa para o cálculo da rigidez relativa das estacas e dos fatores de interação;
- Não considera os carregamentos horizontais.

2.4.5 DEFPIG

O DEFPIG (*Deformation Analysis of Pile Groups*) é um programa criado por Poulos (1990) para analisar o comportamento de estacas e grupos de estacas submetidos a carregamentos axiais, laterais e momentos fletores. Porém, a análise para radier estaqueado nesse programa não é indicada, pois não garante bons resultados para o radier devido a sua simplificação.

A distribuição de carga no DEFPIG é baseada nas equações de Mindlin (1936) junto à aproximação de Steinbrenner (1934) para o caso de uma camada inferior indeslocável (Lima, 2007), e é calculada admitindo-se um meio elástico-linear, isotrópico e homogêneo. A heterogeneidade do solo pode ser considerada de forma simplificada por meio da variação do módulo de Young do solo nas diferentes camadas (Cunha *et al.* 2000). O programa é baseado no método de elementos de contorno.

O programa permite determinar as deformações, distribuição de cargas e fatores de interação de um grupo de estacas submetido a um carregamento genérico.

Nesse trabalho, o programa será utilizado para a determinação da rigidez individual das estacas (K), relação entre a carga atuante em uma estaca e seu deslocamento (Eq. 2.1 e 2.2), e dos vários fatores de interação (α), razão entre o aumento no recalque de uma estaca devido à interação com estaca adjacente $\Delta\rho_{ij}$ e o recalque da estaca devido ao seu próprio carregamento ρ_i .

$$K_p = \frac{P}{\delta} \quad \text{Eq. (2.1)}$$

Sendo:

K_p : rigidez de uma estaca;

P : carga atuante na cabeça da estaca;

δ : recalque da cabeça da estaca para a carga aplicada P .

A rigidez da estaca pode ser definida como a tangente, ou secante da curva carga x recalque da referida estaca, conforme Fig. 2.6, (Sales, 2000).

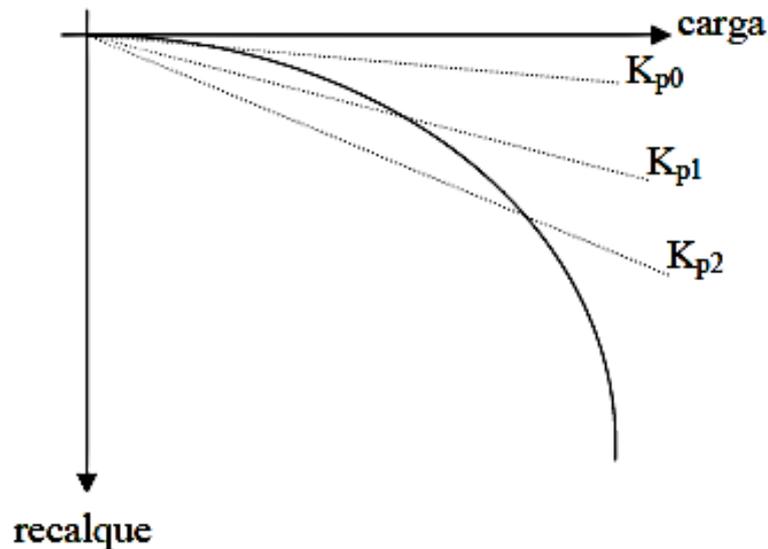


Figura 2.6 Rigidez obtida pela curva carga x recalque (Sales, 2000)

O valor de K_{p0} , na Fig. 2.6, representa o valor da rigidez inicial da estaca obtido pela reta tangente inicial à curva carga x recalque, correspondente ao comportamento da estaca para baixos valores de carga aplicados.

A relação carga x recalque deixa de ser linear a medida que a carga e o recalque aumentam. Dessa forma, pode-se definir o valor de rigidez da estaca por meio da reta secante à curva carga x recalque (K_{p1} , K_{p2} , etc.). Estas últimas rigidezes podem ser obtidas por meio da equação de Poulos (1994), a qual representa essa variação adaptada de modelos hiperbólicos:

$$K_p = K_{p0} \left(1 - R_f \left(\frac{P}{P_u} \right) \right) \quad \text{Eq. (2.2)}$$

Sendo:

K_{p0} : rigidez inicial da estaca;

P: carga atuante na estaca;

P_u : carga última na estaca;

R_f : fator hiperbólico de variação da rigidez da estaca.

Dessa forma, as condições do radier, engastamento estaca/radier, número de estacas no bloco, comportamento horizontal, carregamento no bloco, não importarão para a análise, uma vez, que não influenciam nos fatores de interação e no coeficiente de rigidez das estacas.

2.4.6 CAD/TQS

É um *software* bastante utilizado na modelagem e processamento de estruturas de concreto armado, protendido, pré-moldado e alvenaria estrutural.

Foi desenvolvido pela TQS informática Ltda em 1986 e engloba desde a parte de concepção estrutural, análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras até a emissão de plantas.

Todo o seu sistema está baseado nas normas técnicas de concreto armado e protendido (NBR 6118/2003) e a análise estrutural é baseada em modelo integrado (de grelhas + pórticos espaciais) que considera as ligações flexibilizadas de viga/pilar, a não linearidade física (fissuração do concreto), a não linearidade geométrica (por meio do gama z ou P-Delta), o processo construtivo e as plastificações automáticas nos apoios (TQS, 2015).

Para o processamento do projeto, da entrada de dados do programa ao detalhamento das armaduras, existem diversos critérios de projeto e desenho que permitem ao usuário definir os critérios a serem considerados, customizando o projeto a suas necessidades.

O programa faz uso de um editor gráfico próprio que permite a importação de arquivos de um sistema CAD (*computer aided design*) para definição das geometrias da edificação e edição de desenhos.

Esse programa é bastante utilizado na prática de engenharia no Brasil e fornece resultados aceitáveis.

2.4.6.1 Combinação de carregamento

Um edifício real, dificilmente estará sujeito à aplicação de apenas uma ação de carregamento por vez. Estará, então, sujeito a uma combinação de ações atuando ao mesmo tempo. Dessa forma, a combinação de carregamento deve ser feita de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura (Manual CAD/TQS).

As combinações para a verificação da segurança são realizadas em função dos estados limites ELU (estado limite último) e ELS (estado limite de serviço). No caso do estado limite último, essas combinações se referem à resistência estrutural, e são utilizadas, usualmente, para

definir os esforços solicitantes adotados para o dimensionamento das peças estruturais. As combinações últimas podem ser classificadas em: normal, especial ou excepcional.

No caso das combinações de serviço, se referem ao funcionamento da estrutura, sendo usualmente, adotadas para verificação de flechas, fissurações e vibrações da estrutura. As combinações de serviço podem ser classificadas em: quase permanente, frequente ou rara.

Em cada combinação última normal devem ser consideradas as ações permanentes, a ação variável principal e as demais ações variáveis secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

2.4.7 Rockworks

RockWorks é um *software* desenvolvido pela Rockware bastante utilizado nas indústrias de petróleo, ambientais, geotécnicas e de mineração para a visualização dos dados da subsuperfície. Esse *software* permite a modelagem bi e tridimensional da estratigrafia, litologia, fraturas, aquíferos, hidrologia, entre outros, auxiliando na interpretação dos dados obtidos em campo.

2.4.8 Surfer

O *software* Surfer é um pacote de programas comerciais desenvolvido pela Golden Software Inc. bastante utilizado para o cálculo e para a composição de mapas de variáveis por meio de informações espacialmente distribuídas (www.goldensoftware.com). Para a geração de suas curvas, o programa utiliza algoritmos matemáticos, apresentando onze diferentes métodos de interpolação, são eles: Krigagem (Kriging), inverso da distância à potência (Inverse distance to a power), curvatura mínima (Minimum curvature), triangulação com interpolação linear (Triangulation with linear interpolation), método de Shepard Modificado (Modified Shepard's method), função radial base (Radial basis function), vizinho natural (Natural neighbor), polinomial local (Local polynomial), vizinho mais próximo (Nearest Neighbor), média móvel (Moving average) e regressão polinomial (Polynomial regression).

Landim (2000) apresentou em seus trabalhos uma comparação entre alguns desses métodos. A Tab. 2.1 resume algumas características encontradas por ele.

Tabela 2.1 Comparação entre alguns métodos de interpolação

Algoritmo	Fidelidade aos dados originais	Suavidade das curvas	Velocidade de computação	Precisão geral
Triangulação	1	5	1	5
Inverso da distância	3	4	2	4
Superfície/Tendência	5	1	3	2
Mínima Curvatura	4	2	4	3
Krigagem	2	3	5	1

1 = melhor; 5 = pior

2.5 AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO

No cenário da engenharia civil, a busca pelo procedimento iterativo entre solo e estrutura, para melhor previsão de recalques distorcionais e verificação do comportamento do solo, vem ganhando uma função incontestável.

A importância dos recalques é observada tanto na área de geotecnia quanto na área de estrutura, isto pode ser notado por meio das normas ligadas a elas, como: a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), a qual estabelece os métodos de dimensionamento das fundações e atenta para a realização do monitoramento de recalques em obras civis de importância, e a NBR 6118 (ABNT, 2014), que se refere aos limites de deformações excessivas para fissuras em estruturas de edificações (Guerra, 2011).

Apesar do monitoramento de recalque permitir a análise da avaliação do desempenho das fundações ao longo da obra nas suas condições reais e possibilitar o estudo da avaliação da interação solo-estrutura, a referida técnica ainda não é empregada de maneira corrente nas obras de médio e grande porte de maneira preventiva.

A NBR 6122/10 – Projeto e Execução de Fundações traz como obrigatório o controle de recalque em quatro situações principais: estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura; relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro; estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação a carga total (silos e reservatórios) e fundações ou estruturas não convencionais.

2.5.1 Prova de carga estática

A prova de carga permite a obtenção dos registros de cargas aplicadas e deslocamentos resultantes. No caso de se utilizar instrumentação ao longo da profundidade, é possível obter informações a respeito da distribuição do atrito lateral junto à carga e deslocamento na ponta da estaca. Esses dados permitem assegurar a capacidade de carga da fundação ensaiada, bem como, o fator de segurança definido pelo projetista (Revista Técnica, 2005).

A prova de carga deve ser realizada em conformidade com a NBR 12131 (ABNT, 2006) com o objetivo de avaliar a capacidade de carga da estaca e seu deslocamento correspondente. Por meio desse ensaio é possível obter o coeficiente de mola (k) ou módulo de reação vertical, o qual irá representar a deformabilidade do solo pela teoria de Mindlin.

2.6 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE ESTACAS

No caso de um grupo simples de duas estacas, o mecanismo de interação entre estacas funciona, de tal forma que, o deslocamento de uma estaca influencia o recalque da outra. O grau de interação depende de diversos fatores como espaçamento entre as estacas e suas características. O conceito de fator de interação surgiu para quantificar a influência entre estacas dentro de um grupo (Zhemchuzhnikov, 2011).

A Equação 2.3 apresenta a formulação do fator de interação inicialmente proposta por Poulos (1968).

$$\alpha_{ij} = \frac{\Delta\rho_{ij}}{\rho_i} \quad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde:

α_{ij} : Fator de interação entre a estaca i e j;

$\Delta\rho_{ij}$: Aumento no recalque da estaca i devido à interação com a estaca adjacente j;

ρ_i : Recalque da estaca i devido ao seu próprio carregamento.

Sales *et. al* (2010) observaram que a maioria dos programas que analisam radiers estaqueados utilizam o MEC, o qual considera apenas a interação entre duas estacas de cada vez, não considerando a presença de outras estacas no grupo, afetando, assim, a interação calculada.

Esse resultado conduz a uma solução mais elevada quando comparada com a análise feita pelo MEF e, conforme o aumento do número de estacas, esse efeito pode ser maior. Dessa forma, os autores apontam que uma forma de reduzir esse problema de interação estaca-estaca é limitar ao máximo a distância de interação, sendo possível modelar o assentamento reduzido entre duas estacas distantes num grupo de estacas, devido ao efeito das estacas intermediárias. No trabalho dos autores, foi assumido um valor máximo de S/D_{max} de 15 para a configuração de estaca estudada e foi obtido bons resultados.

Zhemchuzhnikov (2011) também afirma que fatores de interação com espaçamentos maiores que doze diâmetros, a interação entre as estacas é considerada desprezível.

Os autores Mandolini & Viggiani (1997) e Randolph (1994) sugeriram que os fatores de interação devam ser utilizados apenas na componente elástica do recalque das estacas adjacentes, pois a parcela plástica não interfere na interação entre estacas (Zhemchuzhnikov, 2011).

2.7 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUE

A NBR 6122/10 (ABNT, 2010) define o efeito de grupo de estacas como o comportamento interativo das estacas de fundação ao transmitirem cargas ao solo. Esse comportamento causa uma sobreposição dos bulbos de tensão de forma que o recalque obtido por um grupo de estacas seja diferente do recalque de uma estaca isolada que recebe a mesma carga (Cerqueira, 2009).

Foram desenvolvidos alguns métodos para a previsão do recalque médio de um grupo de estacas, apesar de escassos os estudos do comportamento desse grupo, tem-se observado que existe uma boa diferença entre os recalques obtidos para estaca isolada em comparação com o grupo de estacas (Silva e Cintra, 1996).

Poulos e Davis (1980), posteriormente alterado por Poulos (1993), propuseram para efeito de cálculo do recalque, a substituição de um grupo de estacas por um único tubulão equivalente. Esse método é adequado para grupos de poucas estacas, no máximo dezesseis, e pode ser utilizado junto a uma solução teórica de estacas isoladas.

Randolph (1994) após realizar um estudo comparando os métodos numéricos com a solução do “tubulão equivalente” constatou razoável a solução estimada do método do tubulão em casos de grupos de estacas para fins de análise simplificada e preliminar.

2.7.1 Método de Poulos & Davis (1980)

O método do tubulão equivalente é utilizado para estimar o recalque de um grupo de estacas, com o intuito de utilizar outras correlações e teorias já estabelecidas. A principal ideia é transformar as estacas de um grupo em um tubulação de diâmetro equivalente e aplicar um método de previsão para estaca isolada nesse tubulão equivalente para prever o recalque de um grupo de estacas. Dessa forma, o método consiste em calcular (Sales, M. M., 2000):

- Para estacas flutuantes, o diâmetro equivalente (d_{eq}) é dado por, Eq. 2.4:

$$d_{eq} = 1,27 \times \sqrt{A_G} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

Sendo, A_G a área da figura plana circunscrita ao grupo de estacas.

- O módulo de Young do tubulão equivalente (E_{eq}) é dado por, Eq. 2.5:

$$E_{eq} = E_S + (E_p - E_S) \times \left(\frac{A_T}{A_G}\right) \quad \text{Eq. (2.5)}$$

Sendo:

E_S : o módulo de Young do solo;

E_p : o módulo de Young da estaca;

A_T : o somatório das áreas das seções das estacas do grupo.

Após realizada a transformação do grupo de estacas em um tubulão equivalente é possível utilizar a teoria de Poulos para estaca isolada, a fim de determinar o recalque do grupo de estacas. Para isso determina-se, para estacas flutuantes, o fator de influência I , Eq. 2.6:

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \quad \text{Eq. (2.6)}$$

Sendo:

I_0 : fator de influência para estaca incompressível em solo;

R_k : correção para rigidez relativa da estaca (K);

R_h : correção para camada finita;

R_v : correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν).

Para determinar os valores I_0 , R_k , R_h e R_v utilizam-se os ábacos de Poulos, representados na Fig. 2.7.

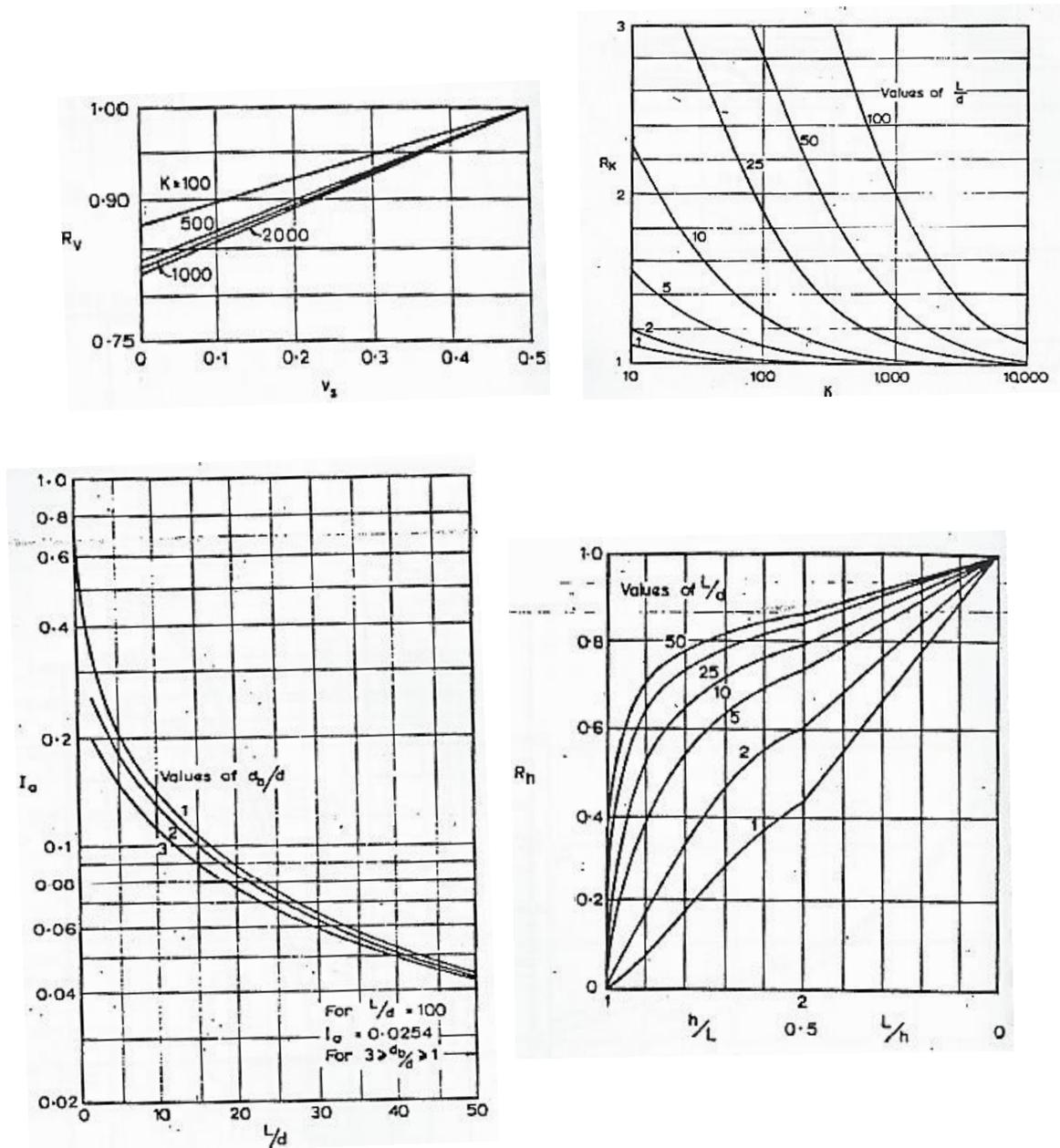


Figura 2.7 Ábacos para a determinação dos parâmetros I_0 , R_k , R_h e R_v (Poulos e Davis, 1980)

Sendo a rigidez relativa da estaca (K) dada por, Eq. 2.7:

$$K = \frac{E_{eq}}{E_s} \tag{Eq. (2.7)}$$

Determinados os valores acima, calcula-se a previsão de recalque (ρ) dada por, Eq. 2.8:

$$\rho = \frac{P \times I}{E_s \times D} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

Sendo:

P: Carga admissível do grupo de estacas;

D: Diâmetro equivalente.

E posteriormente faz-se a correção do cálculo da previsão do grupo de estacas, determinando os valores abaixo:

- Fator de influência (R_s), Eq. 2.9:

$$R_s = \sqrt{N} \quad \text{Eq. (2.9)}$$

Sendo:

N: número de estacas do bloco.

Destaca-se que a fórmula original é $R_s = n^w$, sendo w um expoente que varia de 0,4 a 0,6 para a maioria dos grupos. Porém, como diversos autores utilizam o valor de 0,5, optou-se por apresentar a fórmula com o valor mais usual.

- Previsão de recalque do grupo (ρ_{grupo}), Eq. 2.10:

$$\rho_{grupo} = R_s \times \bar{\rho}_1 \quad \text{Eq. (2.10)}$$

3. ESTUDO DE CASO

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O edifício residencial em questão situa-se em Águas Claras – DF e compreende duas Torres A e B e periféricas. A obra foi iniciada no 2º semestre de 2010 e foi concluída no 2º semestre de 2014.

Cada Torre possui um total de vinte e dois pavimentos, sendo: dois subsolos, um térreo e dezenove pavimentos tipo, conforme Fig. 3.1.



Figura 3.1 Edifício residencial em estudo durante e após construção

O lote do empreendimento apresenta pouco mais de 9000 m². A localização do empreendimento está apresentada na Fig. 3.2.

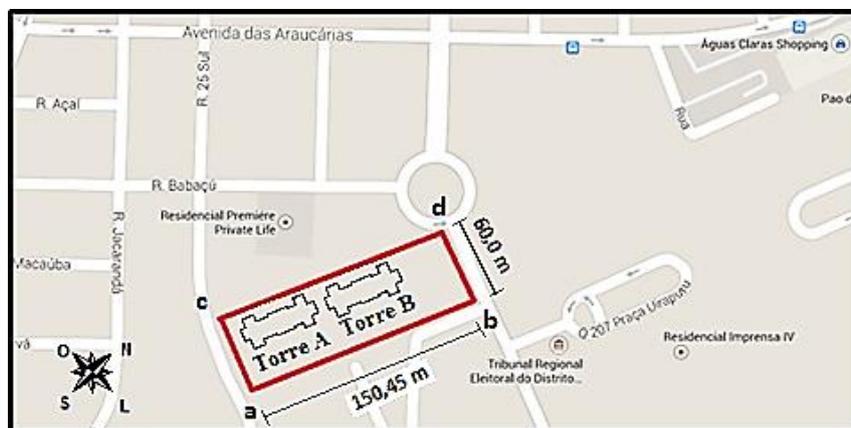


Figura 3.2 Localização do empreendimento (Google maps modificado pela autora)

Em específico, as análises realizadas nesta pesquisa se referem a Torre B do empreendimento. A Fig. 3.3 apresenta a planta de arquitetura do térreo da referida Torre.

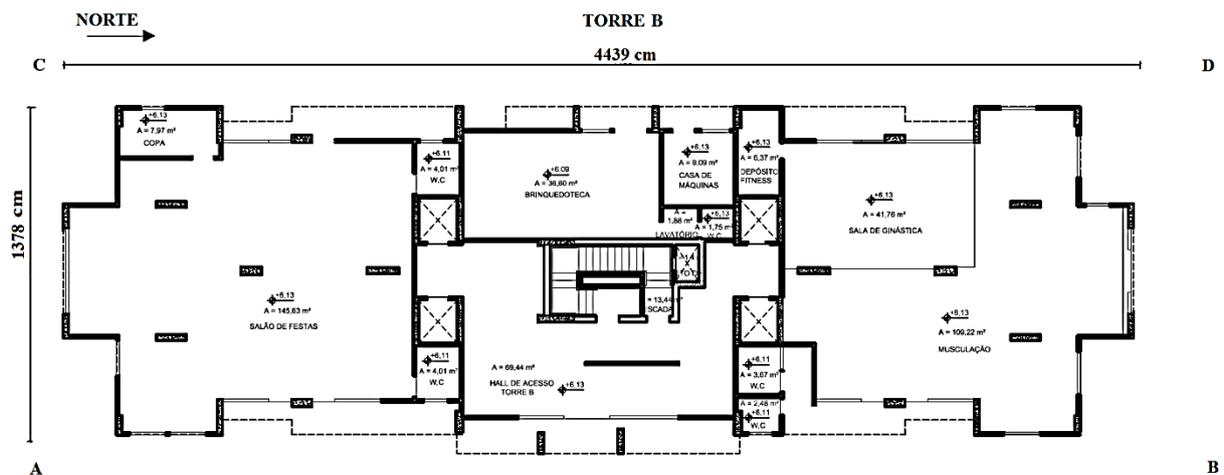


Figura 3.3 Planta de arquitetura do térreo da Torre B

A estrutura da edificação foi realizada em concreto armado com alvenaria em bloco de concreto vazado e revestimento cerâmico.

As fundações da Torre foram realizadas em estaca hélice monitoradas, com diâmetro variando de 400 e 500 mm, e bloco de coroamento. Foi realizada uma prova de carga com estaca de 500 mm e 13 m de comprimento, não pertencente à obra, sendo o recalque obtido para sua carga de trabalho (843,7 kN) de 3,8 mm. A configuração dos blocos e a localização da prova de carga estática realizada se apresentam na figura abaixo (Fig. 3.4).

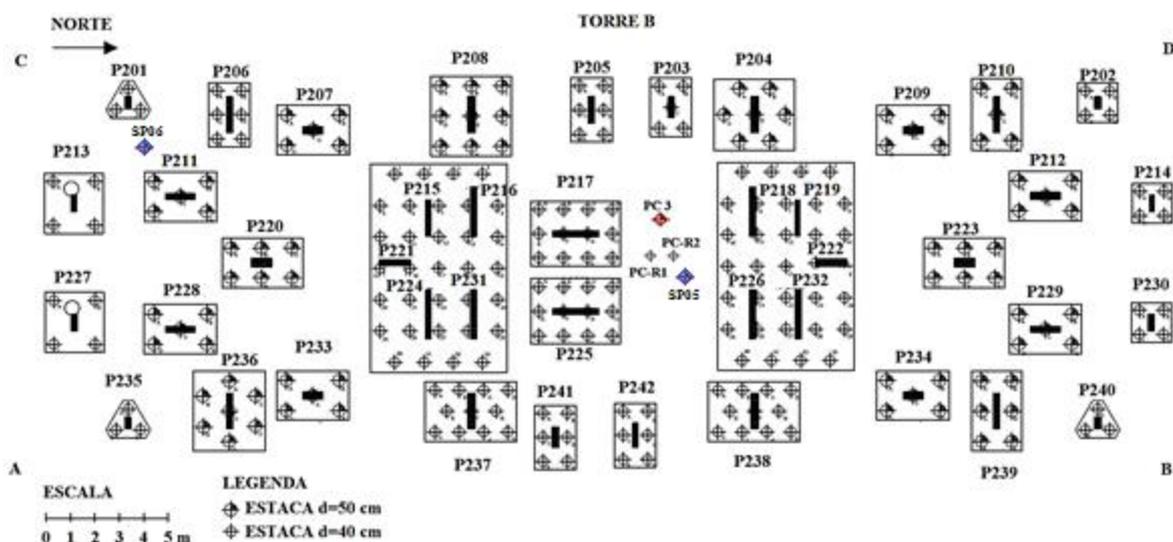


Figura 3.4 Fundações da Torre B

A estaca ensaiada para a prova de carga PC3 situa-se a uma distância horizontal de 3,50 m do centro do pilar P217 e a uma distância vertical de 1,20 m, também, do centro do pilar P217 (Fig. 3.5 e 3.6).

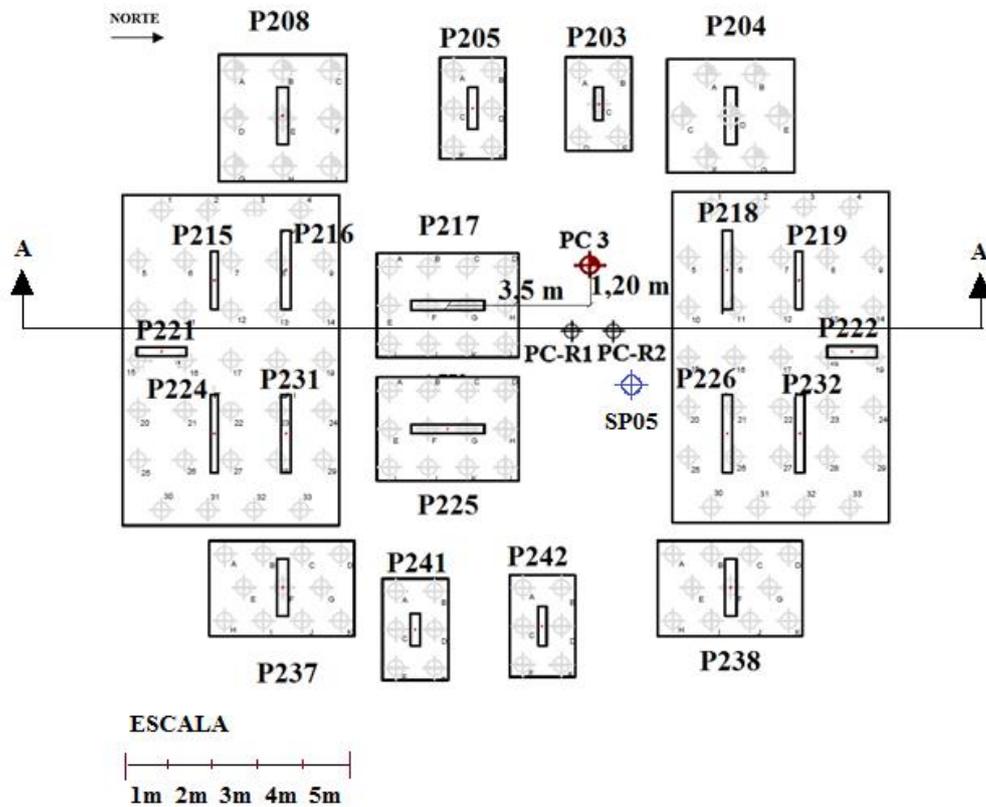


Figura 3.5 Localização da PC3

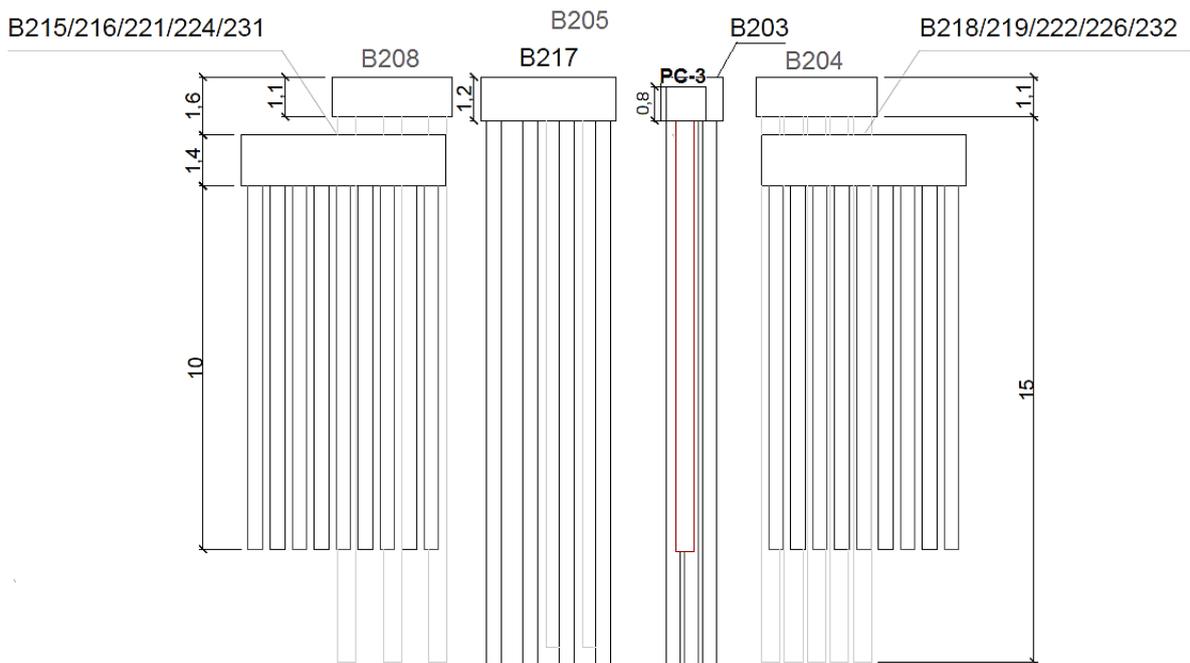


Figura 3.6 Corte A-A (Elaborado pela autora)

Na região central da Torre apresentam-se dois radiers estaqueados, com dimensões 5,6 m x 8,6 m x 1,4 m, que recebem cinco pilares e são compostos por 33 (trinta e três) estacas cada.

O grupo de estacas pertencentes aos radiers possuem aproximadamente 10 m de comprimento, sendo a altura do poço do elevador de 1,6 m e do bloco de coroamento de 1,4 m, resultando num comprimento útil de 7 m. As demais estacas da obra apresentaram comprimento médio de 15 m.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO

Foram realizados seis furos de sondagem à percussão e dois furos de sondagem mista (percussão e trado), conforme locação apresentada na Fig. 3.7. Os resultados das referidas sondagens se encontram no Anexo A.

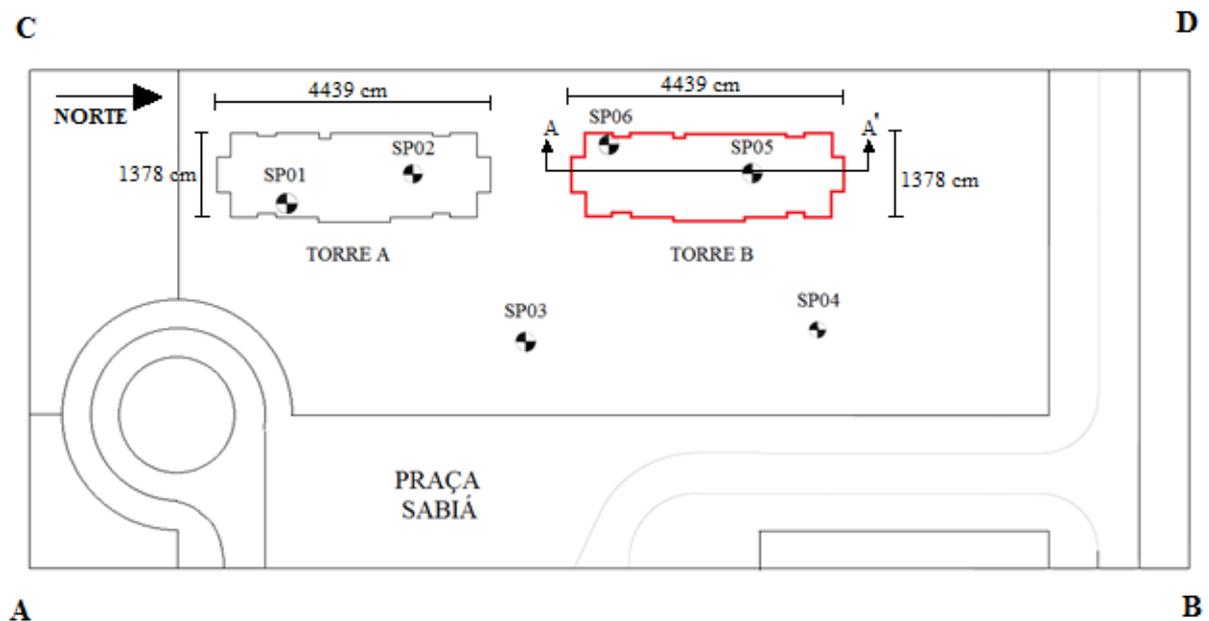


Figura 3.7 Locação das sondagens (Elaborado pela autora)

A estratigrafia do solo no corte A-A' (Fig. 3.7) foi realizada por meio do programa RockWorks, versão 16 e adaptada no AutoCAD, e apresenta-se na Fig. 3.8.

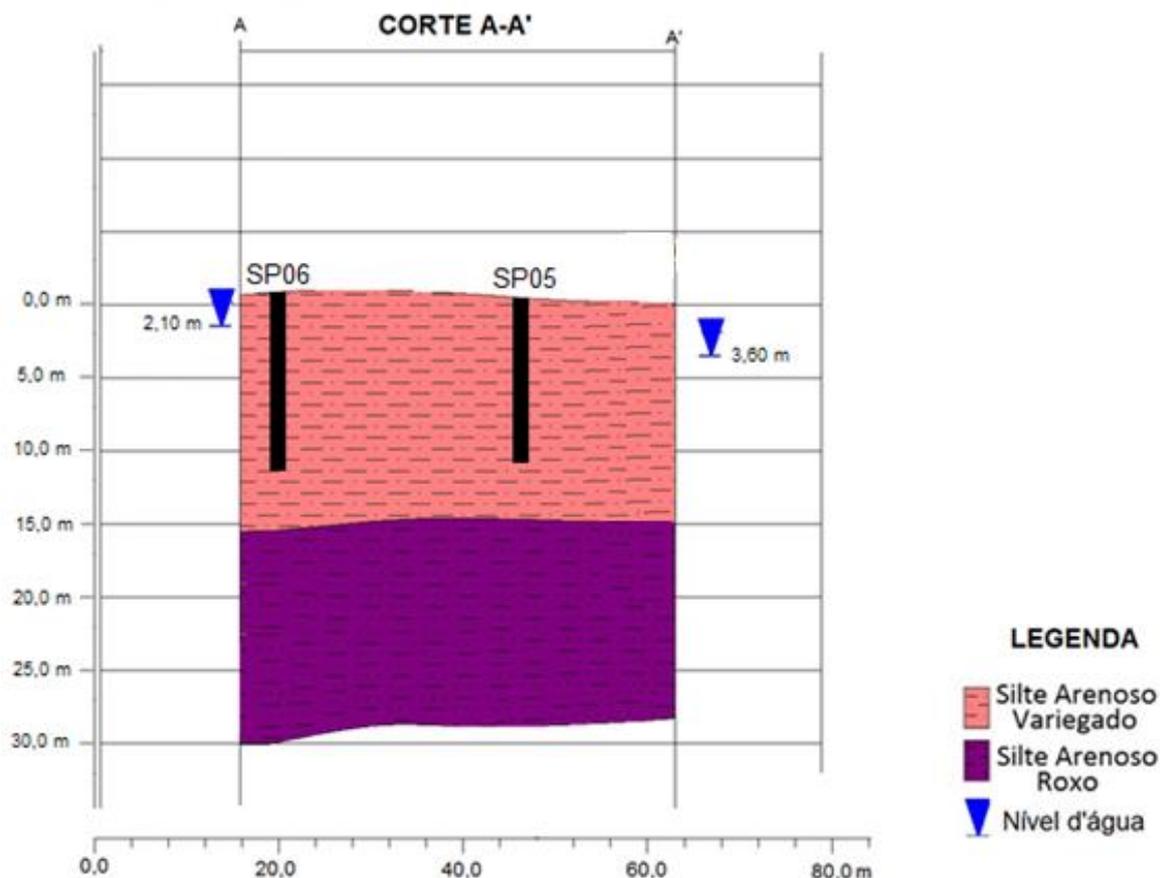


Figura 3.8 Estratigrafia do solo na região da Torre B (Elaborado pela autora)

A Fig. 3.8 apresenta o perfil do solo gerado no RockWorks com a escala adaptada no AutoCAD para melhor visualização das dimensões da edificação.

Observa-se que na região da Torre B existe apenas duas camadas de solo, sendo silte arenoso variegado seguido de silte arenoso roxo. O nível d'água foi encontrado no furo SP06 na profundidade de 2,1 m e no furo SP05 na profundidade de 2,9 m, o que torna os resultados coerentes com as características da região de Águas Claras.

Para melhor visualização da estratigrafia do solo, do lote da obra como um todo, foram gerados os perfis do solo e nível d'água em 2D e 3D, junto aos furos de sondagem SPT por meio do RockWorks, conforme Figs. 3.9 a 3.12.

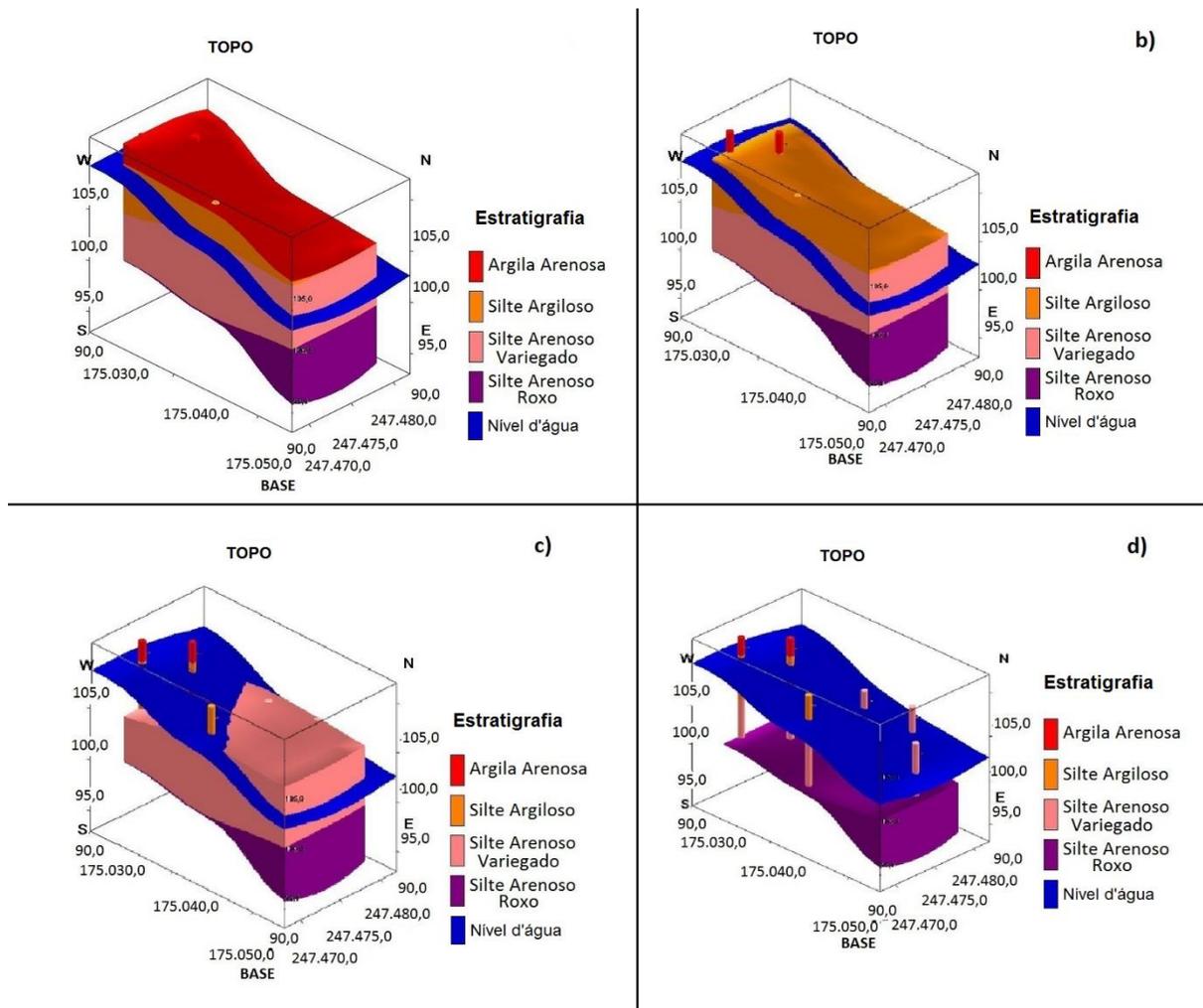


Figura 3.9 Perfil de solo 3D com os furos de sondagem SPT: a) Perfil do solo completo, b) Perfil do solo sem a 1ª camada, c) Perfil do solo sem a 1ª e a 2ª camadas e d) Perfil do solo sem a 1ª, 2ª e 3ª camadas (Elaborado pela autora)

Destaca-se que, uma vez existente diferentes camadas de solo no perfil estratigráfico, o programa RockWorks representa no perfil 3D, mesmo nos locais em que uma das camadas de solo não exista, uma camada infinitesimal de solo. Dessa forma, a Fig. 3.8 que apresenta o corte A-A' do perfil de solo na região da Torre B não apresenta as camadas de argila arenosa e silte argiloso que estão representados no perfil 3D da Fig. 3.9.

A seguir na Fig. 3.10 estão apresentados os perfis 2D de solo em toda a região do lote do empreendimento.

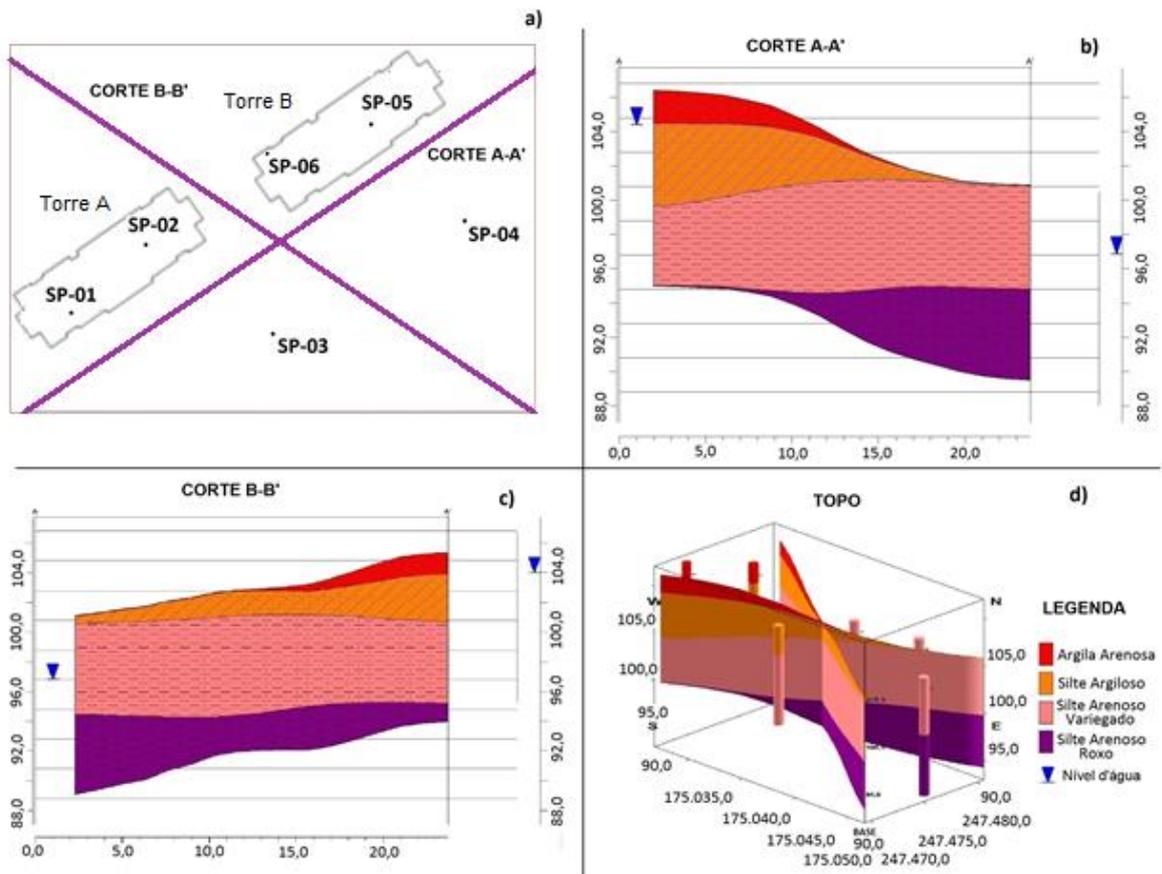


Figura 3.10 Cortes 2D e 3D do perfil do solo da obra: a) Localização dos furos de sondagem e seções de corte, b) Seção de corte A-A', c) Seção de corte B-B' e d) Seções de corte em 3D (Elaborado pela autora)

Os furos de sondagem perfizeram um total de 20,8 m e identificaram o subsolo, de modo geral na região das projeções, constituídos por um horizonte de argila arenosa variando de 1 a 4 m e N_{SPT} de 5 a 35 golpes sobrejacente a uma camada de silte argiloso variando de 1 a 6 m e N_{SPT} de 6 a 26 golpes, acima de uma camada de silte arenoso variegado com cascalho variando de 1 a 13 m com N_{SPT} de 2 a 62 golpes, sobrejacente a uma camada de silte arenoso roxo variando de 7 a 20,8 m com N_{SPT} de 10 a 62 golpes, e nível d'água variando de 2,1 a 3,6 m, conforme observado nas Figs. 3.9 e 3.10. A Fig. 3.11 apresenta o N_{SPT} para cada camada de solo obtido por meio das sondagens.

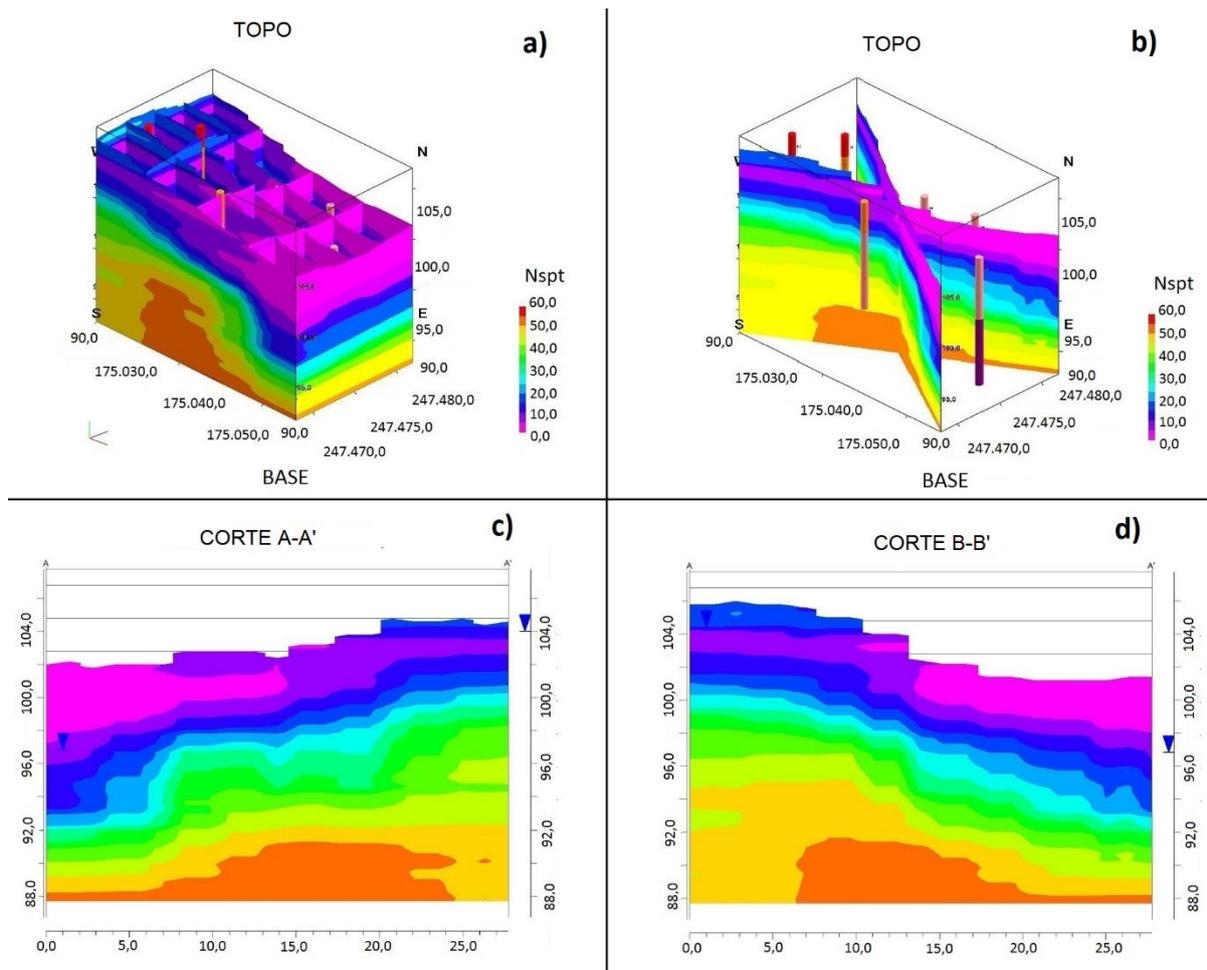


Figura 3.11 Resultado para o Nspt ao longo da estratigrafia do solo: a) Nspt ao longo do perfil de solo, b) Nspt para as seções de corte em 3D, c) Nspt para a seção de corte A-A' e d) Nspt para a seção de corte B-B' (Elaborado pela autora)

Na Fig. 3.11 observa-se que não existe nenhuma camada, com espessura considerável, de solo mole intercalada nos horizontes de solo identificados acima, ou seja, o N_{SPT} de solo aumenta conforme a profundidade, em todo o horizonte.

A partir das Figs. 3.11 e 3.12 observa-se que a uma profundidade de 5 m, a partir da superfície do terreno, já obteve-se um valor de N_{SPT} igual a 30 golpes, próximo ao SPT-05 (perto da região mais baixa do terreno) e a partir da profundidade de 8 metros o menor valor de N_{SPT} encontrado foi de 30 golpes. Enquanto para uma profundidade de 7 metros da superfície do terreno já foi encontrado um valor de N_{SPT} igual a 50 golpes e acima da profundidade de 11,45 metros o menor valor de N_{SPT} encontrado foi de 50 golpes.

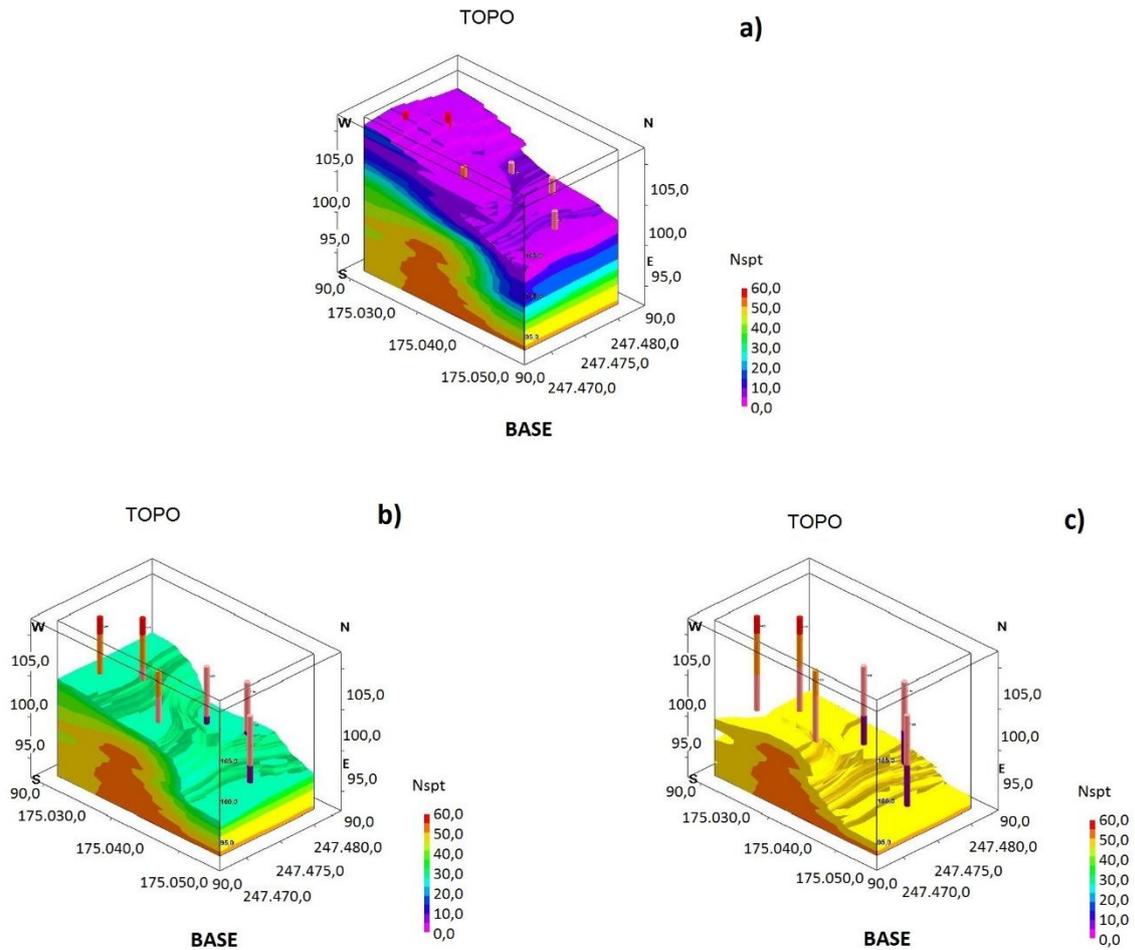


Figura 3.12 N_{spt} ao longo da estratigrafia do solo: a) N_{spt} do perfil de solo, b) Camadas de solo com N_{spt} acima de 30 golpes e c) Camadas de solo com N_{spt} acima de 50 golpes (Elaborado pela autora)

Destaca-se que os valores de N_{SPT} igual a 30 e igual a 50 foram utilizados como base na Fig. 3.12 pelo fato do primeiro ser utilizado na prática como um valor aceitável para um terreno resistente, a fim de locar a ponta da fundação (desde que não exista um horizonte de solo mole dentro da área do bulbo de tensão calculado para a fundação), e do segundo ser considerado pela NBR 6484/2001 como impenetrável.

4. METODOLOGIA

4.1 PROCEDIMENTO GERAL

Com o intuito de analisar a interação solo-estrutura, o processo de transferência de carga na edificação e verificar o comportamento das fundações foram realizadas análises numéricas utilizando os programas CAD/TQS, DEFPIG e GARP. As primeiras análises foram realizadas e aprimoradas de forma a se aproximarem aos resultados de recalques obtidos pelo monitoramento de recalques. Dessa forma, a 1ª a 6ª análises constituíram apenas um exercício para a obtenção da 7ª análise, a qual deve ser a análise a ser considerada para efeitos da verificação da influência da ISE na edificação.

De forma a complementar e comparar os resultados obtidos pelas análises numéricas realizou-se, também, uma análise com o método de previsão de recalque de Poulos e Davis (1980).

Para entendimento das atividades propostas apresenta-se, a seguir, o item 4.3 com os fluxogramas da metodologia de cada análise utilizada na pesquisa.

Para a realização das análises foram disponibilizadas pela construtora do empreendimento as plantas de arquitetura, estrutura e fundações. Com base nos referidos projetos modelou-se a estrutura no programa CAD/TQS, de forma que os esforços obtidos pela modelagem do pórtico espacial fossem similares aos esforços apresentados no projeto estrutural do empreendimento.

A modelagem do edifício (modelo tridimensional e análise não-linear geométrica) no CAD/TQS, foi realizada, inicialmente, considerando os apoios indeslocáveis para a obtenção dos esforços internos da estrutura.

Em seguida, com os dados de saída da estrutura, obtidos anteriormente, procedeu-se a análise para obtenção dos recalques nas fundações, utilizando-se o GARP ou uma planilha desenvolvida no excel, para o caso da análise de Poulos e Davis (1980).

Para a calibração dos parâmetros de entrada do programa GARP utilizou-se o programa DEFPIG na obtenção dos fatores de interação entre as fundações (α) e dos coeficientes de rigidez das estacas (K).

A partir dos resultados de deslocamento obtidos pelo GARP e pela planilha do excel, foram calculados os coeficientes de mola (k_i), utilizando a carga obtida pelo CAD/TQS e o recalque obtido pelo GARP ou pela planilha.

Após esse procedimento, realizou-se uma nova análise de esforços internos na estrutura utilizando o *software* CAD/TQS, porém flexibilizando os apoios por meio do valor do coeficiente de mola (k_i) calculado.

Com os novos esforços realizou-se a análise de recalque no GARP e no excel, junto ao *software* CAD/TQS, com o objetivo de atingir a convergência dos resultados de carga e recalque (coeficiente de mola: $k_{i+1} = k_i$).

O procedimento utilizado desde as entradas até a saída dos programas citados acima apresentam-se descritos no Anexo B.

A seguir apresenta-se a metodologia realizada para o monitoramento de recalques e para a realização da prova de carga e em seguida a metodologia de todas as análises realizadas por meio dos *softwares* e da planilha em excel.

4.1.1 Monitoramento de Recalques

A técnica utilizada para a medição de recalques foi realizada utilizando pinos fêmeas engastados na base dos pilares, um pino macho utilizado no momento da leitura dos recalques. Dois níveis óticos utilizados para medição e conferência da medição dos recalques, régua em chapa de invar colocada nos pontos a nivelar, graduada em centímetros, e uma referência de nível profunda (*benchmark*), considerada cota zero.

Foram desenvolvidas planilhas para o cálculo dos recalques totais, parciais, velocidade de recalques e distorcionais por meio das cotas medidas e das coordenadas dos pilares.

O monitoramento de recalques dessa edificação em estudo foi realizado no período de 15/12/2011 a 01/08/2012 por Bahia (2013).

O nivelamento ou leitura de referência da Torre B foi concretizado no dia 15/12/2011 após a concretagem da 3ª laje, tendo em vista abranger todas as etapas construtivas possíveis com as medições. Vale ressaltar que os recalques ocorridos antes desta data de nivelamento não foram computados.

4.1.2 Prova de Carga Estática

A prova de carga estática foi realizada nos dias 06 e 07 de julho de 2011 por Bahia (2013). A metodologia foi realizada em conformidade com a NBR 12131/06 (ABNT, 2006) Estaca – Prova de carga estática.

Para a realização da prova de carga, adotou-se um sistema de reação de viga metálica ancorada em quatro estacas de reação distantes aproximadamente de 2,50 m eixo a eixo da estaca ensaiada. Destaca-se que a estaca ensaiada e as estacas de reação não eram pertencentes à obra. A estaca ensaiada foi executada com 50 cm de diâmetro e 13 metros de comprimento e

bloco de coroamento de 0,80 m x 0,80 m e 0,65 m de altura e as estacas de reação foram executadas com 40 cm de diâmetro e 11 metros de comprimento. O concreto das estacas possuía resistência característica (f_{ck}) de 20 MPa.

A prova de carga foi do tipo estático lenta com carregamento inicial de 21,6 kN, seguido da carga de 98,1 kN. Os demais estágios foram incrementados de 196,1 kN em relação ao estágio anterior, até a estabilização. O ensaio foi conduzido até atingir a carga de 1575,9 kN, a qual foi mantida por 12 horas, após a estabilização dos deslocamentos. A descarga foi realizada em quatro estágios de 394,0 kN, mantendo-se por um tempo mínimo de estabilização de 15 (quinze) minutos. A estaca da prova de carga apresentou recalque final de 20,56 mm, o que corresponde a 4,1% do diâmetro da estaca. Para a carga de trabalho que é de 843,7 kN (86 tf) o valor do recalque obtido foi de 3,8 mm, ou seja, 0,76% do diâmetro da estaca.

4.2 ANÁLISES REALIZADAS NO DEFPIG

Com relação ao programa DEFPIG, foram realizadas três tipos de análises. A primeira, para as estacas hélice com diâmetro de 40 cm e 10 (dez) metros de comprimento, pertencentes aos radiers estaqueados centrais (Fig. 4.1). A segunda, para as estacas hélice de 40 cm de diâmetro e aproximadamente 15 (quinze) metros de comprimento, estacas dos blocos circundantes aos radiers estaqueados centrais (Fig. 4.2). E a terceira, para as estacas hélice com 50 cm de diâmetro e aproximadamente 15 (quinze) metros de comprimento, também correspondentes às estacas dos blocos circundantes aos radiers estaqueados centrais (Fig. 4.3), conforme Tab. 4.1.

Tabela 4.1 Configuração das estacas analisadas (Elaborada pela autora)

Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Localização
40	10	Radiers centrais
40	15	Blocos adjacentes aos radiers centrais
50	15	Blocos adjacentes aos radiers centrais

Essas análises se devem ao fato do programa não analisar mais de um tipo diferente de estaca em um mesmo arquivo.

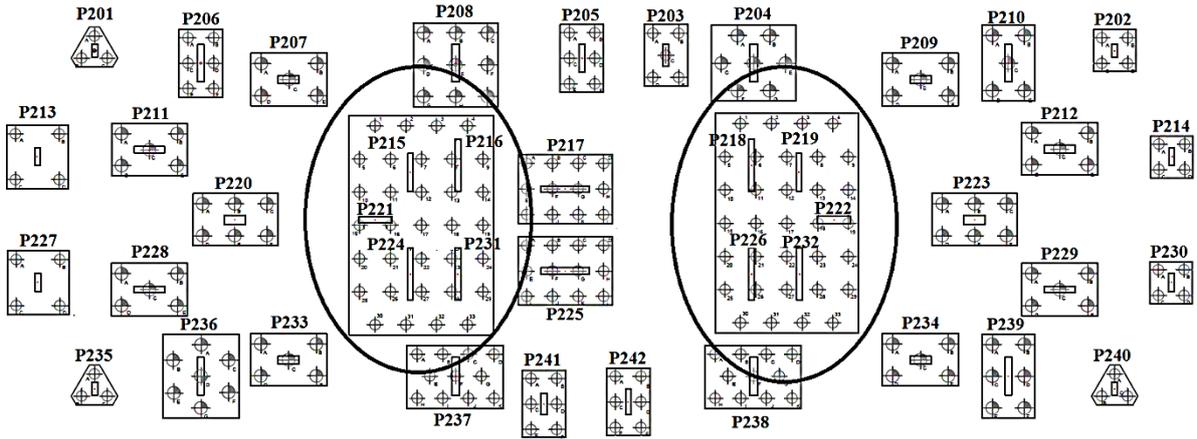


Figura 4.1 Radier estaqueados centrais (Projeto fornecido pela construtora e modificado pela autora)

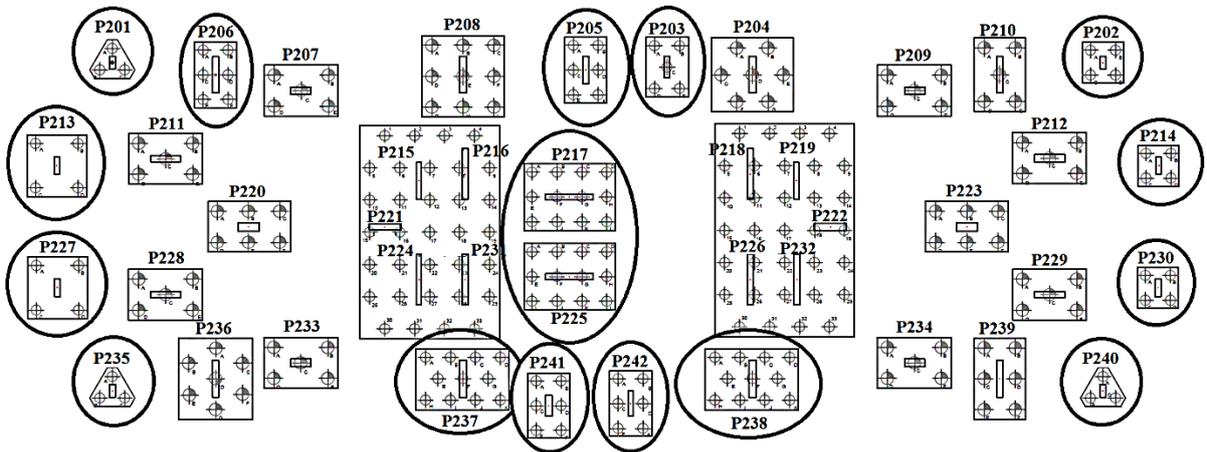


Figura 4.2 Blocos com estacas de $d = 40$ cm circundantes aos radiers estaqueados (Projeto fornecido pela construtora e modificado pela autora)

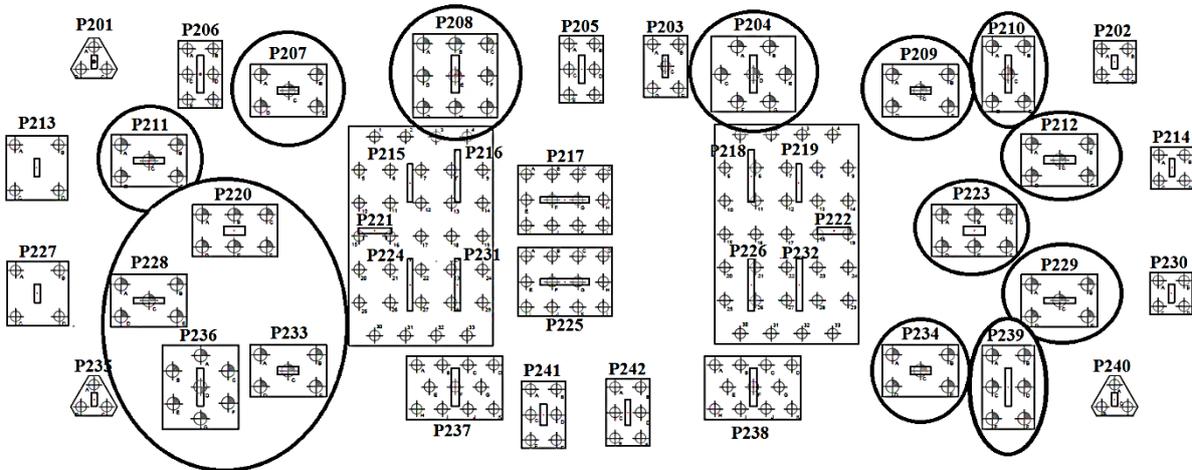


Figura 4.3 Blocos com estacas de $d = 50$ cm circundantes aos radiers estaqueados (Projeto fornecido pela construtora e modificado pela autora)

As características das estacas inseridas no programa foram: diâmetro, comprimento total, módulo de Young do material constituinte da estaca (foi utilizado um valor convencional de módulo de elasticidade de concreto, sendo este apresentado numa faixa de 20 GPa), momento de inércia na direção x e razão entre a área da estaca na seção x (Tab. 4.2). Para o cálculo do momento de inércia na seção x (I_x), utilizou-se a Eq. 4.1:

$$I_x = \frac{\pi d^4}{64} \quad \text{Eq. (4.1)}$$

Sendo:

d: diâmetro da estaca.

Tabela 4.2 Dados de entrada do DEFPIG

Diâmetro (cm)	Comprimento total (m)	Módulo de Young da estaca (kN/m ²)	Momento de inércia na direção x (m ⁴)	Razão entre área da estaca na seção x
40	10	2.10 ⁷	0,00125	1
40	15	2.10 ⁷	0,00125	1
50	15	2.10 ⁷	0,00306	1

Para a análise das estacas, o solo foi dividido em elementos de 1 metro de espessura conforme o comprimento das estacas.

Para a obtenção dos módulos de Young de cada camada de solo, utilizou-se o SP04 que obteve os piores resultados de N_{SPT} , para as primeiras análises (2^a, 3^a, 4^a e 5^a análises), e fez-se uma aproximação utilizando uma correlação com o valor do N_{SPT} (sugerida por Poulos, 1998), conforme apresentado na Eq. 4.2, os valores calculados encontram-se na Tab. 4.3.

$$E_{sv} (MPa) = 3 \times N_{SPT} \quad \text{Eq. (4.2)}$$

Sendo:

E_{sv} : módulo de Young do solo de cada camada na vertical.

Tabela 4.3 Módulo de Young do solo com a correlação $3 \times N_{SPT}$

N_{SPT}	E_{sv} (MPa)
2	6
5	15
6	18
12	36
13	39
10	30
29	87
36	108
43	129
51	153
55	165
60	180
50	150
50	150
50	150

Para a 6ª análise foi utilizada a mesma sondagem (SP04), porém a correlação com o N_{SPT} foi modificada, conforme a Eq. 4.3 a seguir, os valores calculados encontram-se na Tab. 4.4.

$$E_{sv} (MPa) = 5 \times N_{SPT} \quad \text{Eq. (4.3)}$$

Sendo:

E_{sv} : módulo de Young do solo de cada camada na vertical.

Tabela 4.4a Módulo de Young do solo com a correlação $5 \times N_{SPT}$

N_{SPT}	E_{sv} (MPa)
2	10
5	25
6	30
12	60

Tabela 4.5b Módulo de Young do solo com a correlação 5 x N_{SPT} (Continuação)

N_{SPT}	E_{SV} (MPa)
13	65
10	50
29	145
36	180
43	215
51	255
55	275
60	300
50	250
50	250
50	250

Para a última análise (7ª análise) foi utilizada a sondagem SP05, por ser a mais representativa, com a correlação de 3 x N_{SPT} , conforme a Eq. 4.2, os valores calculados encontram-se na Tab. 4.5.

Tabela 4.6a Módulo de Young do solo com a correlação 3 x N_{SPT} para SP05

N_{SPT}	E_{SV} (MPa)
7	21
15	45
24	72
29	87
33	99
41	123
46	138
50	150
52	156
53	159
53	159
53	159
53	159

Tabela 4.7b Módulo de Young do solo com a correlação $3 \times N_{SPT}$ para SP05 (Continuação)

N_{SPT}	E_{sv} (MPa)
53	159
53	159

O coeficiente de Poisson do solo utilizado para todas as análises foi de 0,3 e os espaçamentos relativos (s/d) para as 2^a, 3^a e 4^a análises, Tab. 4.6, foram escolhidos baseados no trabalho de Sales *et. al* (2010), o qual sugerem que se limite o valor de s/d para 15 de forma a reduzir o problema da análise pelo método dos elementos de contorno, que considera a interação apenas de duas estacas de cada vez e não considera a presença de outras estacas intermediárias no grupo, o que pode levar a uma solução mais elevada quando comparada com a análise realizada pelo método dos elementos finitos. Dessa forma, com a limitação da distância máxima de interação, é possível modelar a solução reduzida entre duas estacas distantes, em um grupo de estacas, devido ao efeito das estacas intermediárias.

Tabela 4.8 Espaçamento relativo das primeiras análises

Fator de interação (α)	s/d
α_1	1,5
α_2	2
α_3	2,5
α_4	3
α_5	4
α_6	5
α_7	6
α_8	7
α_9	8
α_{10}	9
α_{11}	10
α_{12}	12
α_{13}	15

Para as últimas análises (5^a, 6^a e 7^a) optou-se por limitar ainda mais o valor do espaçamento relativo (s/d), conforme Tab. 4.7.

Tabela 4.9a Espaçamento relativo para a última análise

Fator de interação (α)	s/d
α_1	1,5
α_2	2
α_3	2,5

Tabela 4.10b Espaçamento relativo para a última análise (Continuação)

Fator de interação (α)	s/d
α_4	3
α_5	4
α_6	5
α_7	6
α_8	7
α_9	8

4.3 ANÁLISES REALIZADAS NO GARP, CAD/TQS E SURFER

Neste estudo foram realizadas sete análises diferentes utilizando os programas GARP, CAD/TQS, sendo que em três dessas análises também foi utilizado o programa Surfer. Destaca-se que as primeiras 6 (seis) análises foram apenas um exercício para a obtenção da 7ª análise.

A primeira análise foi realizada para identificar a combinação de carregamento que apresentou os maiores esforços, dessa forma, não foram feitas interações entre os programas CAD/TQS e GARP e nem foi considerada a não linearidade do modelo, apenas foram impostos os carregamentos obtidos pelo CAD/TQS, da fase final de construção, no GARP para obtenção dos deslocamentos. O caso de carregamento que apresentou os maiores valores de esforços e recalques nesta análise foram utilizados nas 2ª a 6ª análises.

A segunda e a terceira análises foram realizadas sem considerar as fases de construção em que foram feitos os monitoramentos de recalque (ou seja, o edifício foi modelado na fase final de construção), sem considerar a não linearidade do modelo e com a utilização dos momentos e cargas verticais fornecidos pelo CAD/TQS para aplicação no GARP junto à utilização do Surfer. Nessas análises foi realizada uma simplificação na flexibilização dos apoios do TQS, sendo utilizado apenas o coeficiente de mola à translação em z.

A quarta análise foi desenvolvida considerando a fase construtiva, de acordo com as medições de recalque realizadas no monitoramento (a saber: nivelamento e fase de construção final sem revestimento), e considerando a não linearidade e os momentos e cargas verticais fornecidos pelo CAD/TQS para aplicação no GARP junto ao Surfer, também, com a simplificação de flexibilizar os apoios do TQS apenas com a utilização do coeficiente de mola à translação em z.

A quinta e sexta análises foram realizadas considerando a fase de construção em que foram feitos o nivelamento e a última medição de recalque, a não linearidade do modelo, limitando nos dois programas (CAD/TQS e GARP) uma única condição de contorno, ou seja, utilizando apenas as cargas verticais fornecidas pelo CAD/TQS no GARP e flexibilizando os

apoios do TQS apenas com a utilização do coeficiente de mola à translação em z. Além disso, foi realizada uma nova limitação do espaçamento relativo (s/d), conforme apresentado no item 4.2, Tab. 4.7. Porém, a 5ª análise foi realizada utilizando a mesma correlação para obtenção do módulo de Young das camadas de solo das análises anteriores, ou seja $3 \times N_{SPT}$, enquanto na 6ª análise foi utilizada uma nova correlação ($5 \times N_{SPT}$).

A 7ª análise foi realizada com a utilização da combinação de carregamento de peso próprio e carga permanente (PP+G), considerando as fases construtivas do nivelamento e da última medição de recalques, a não linearidade do modelo, as cargas verticais fornecidas pelo CAD/TQS para utilização no GARP e a simplificação da flexibilização de apoios com a utilização, apenas, do coeficiente de mola à translação em z.

Vale destacar, que as 1ª a 6ª análises foi utilizada a sondagem SP04, por apresentar os piores valores, enquanto na 7ª análise foi utilizada a sondagem SP05, por ser a mais representativa.

Foi realizada, também, uma análise utilizando o método previsão de recalques de “tubulão equivalente” de Poulos e Davis (1980) junto ao CAD/TQS para convergência dos resultados de carga e recalque. Nessa análise, foi considerada a fase construtiva em que foram realizados o nivelamento e a última medição de recalque e a média dos módulos de Young das camadas de solo na correlação de $3 \times N_{SPT}$ para a obtenção do módulo de Young do solo.

A seguir apresenta-se a Tab. 4.8 com o resumo do que foi realizado em cada uma das análises.

Tabela 4.11a Resumo das análises

	1ª análise	2ª análise	3ª análise	4ª análise	5ª análise	6ª análise	7ª análise	Poulos e Davis (1980)
7 combinações de carregamento	X							
Combinação de carregamento $F_{ZMÁX}$		X	X	X	X	X		X
Combinação de carregamento PP+G							X	
Consideração da não linearidade do modelo				X	X	X	X	
Consideração da fase construtiva do nivelamento e da última medição de recalques				X	X	X	X	X

Tabela 4.12b Resumo das análises (Continuação)

	1ª análise	2ª análise	3ª análise	4ª análise	5ª análise	6ª análise	7ª análise	Poulos e Davis (1980)
Consideração dos momentos e cargas verticais fornecidas pelo TQS no GARP	X	X	X	X				
Consideração apenas das cargas verticais fornecidas pelo TQS no GARP					X	X	X	X
Utilização do programa Surfer		X	X	X				
Utilização do coeficiente de mola à translação em z		X	X	X	X	X	X	X
Limitação do espaçamento relativo de 15	X	X	X	X				
Limitação do espaçamento relativo de 8					X	X	X	
3 x N _{SPT}	X	X	X	X	X		X	
5 x N _{SPT}						X		
Média da correlação de 3 x N _{SPT}								X

Destaca-se que o objetivo das análises e a descrição do processo realizado para cada uma delas será descrito a seguir.

4.3.1 1ª Análise – GARP e CAD/TQS

A primeira análise foi realizada com o objetivo de identificar a combinação de carregamento que apresentou os maiores esforços internos da estrutura e maiores valores de recalque para a realização das análises de convergência de carga e recalque.

Dessa forma, primeiramente realizou-se a análise para um dos radiers estaqueados centrais (Fig. 4.4) e, posteriormente, realizou-se a mesma análise para um conjunto de blocos (Fig. 4.5) com o objetivo de verificar a influência dos blocos nas análises.

Vale ressaltar que o GARP não permite a inserção de todos os blocos da edificação em um mesmo arquivo, devido as limitações do programa, por isso a análise para verificar a interação entre os blocos foi realizada apenas com um conjunto de blocos da edificação.

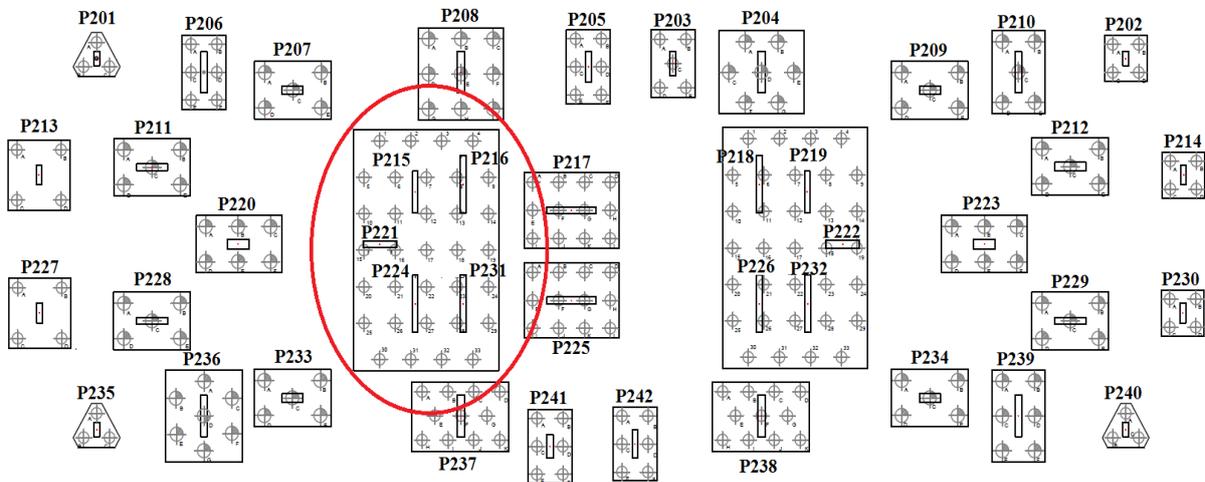


Figura 4.4 Radier estaqueado da 1ª análise (Fornecido pelo projetista e modificado pela autora)

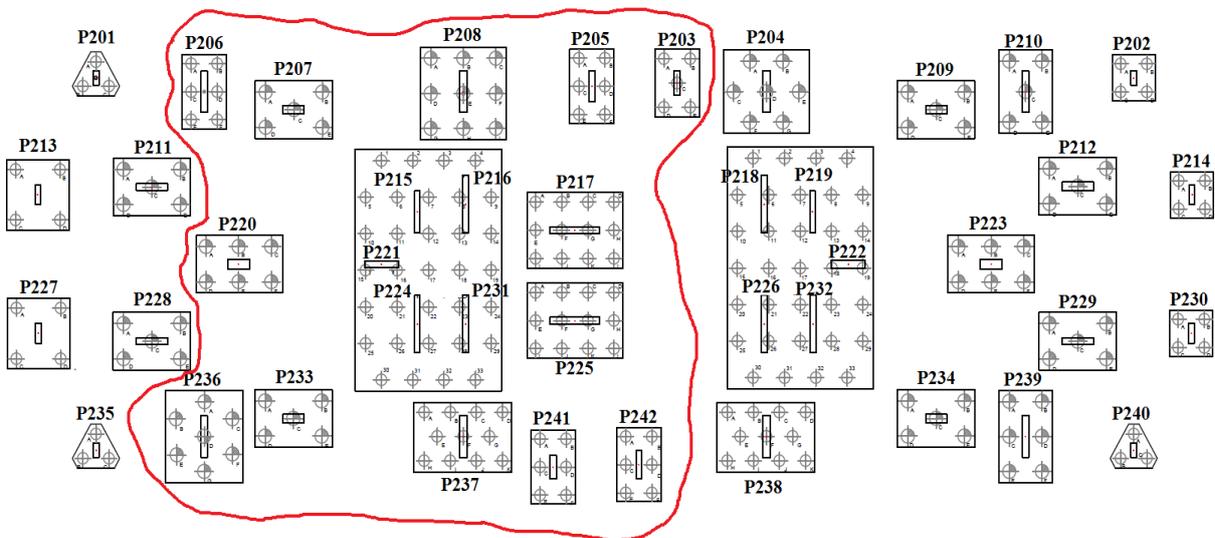


Figura 4.5 Radier e blocos circundados da 1ª análise (Fornecido pelo projetista e modificado pela autora)

O Fluxograma da análise realizada apresenta-se na Fig. 4.6.

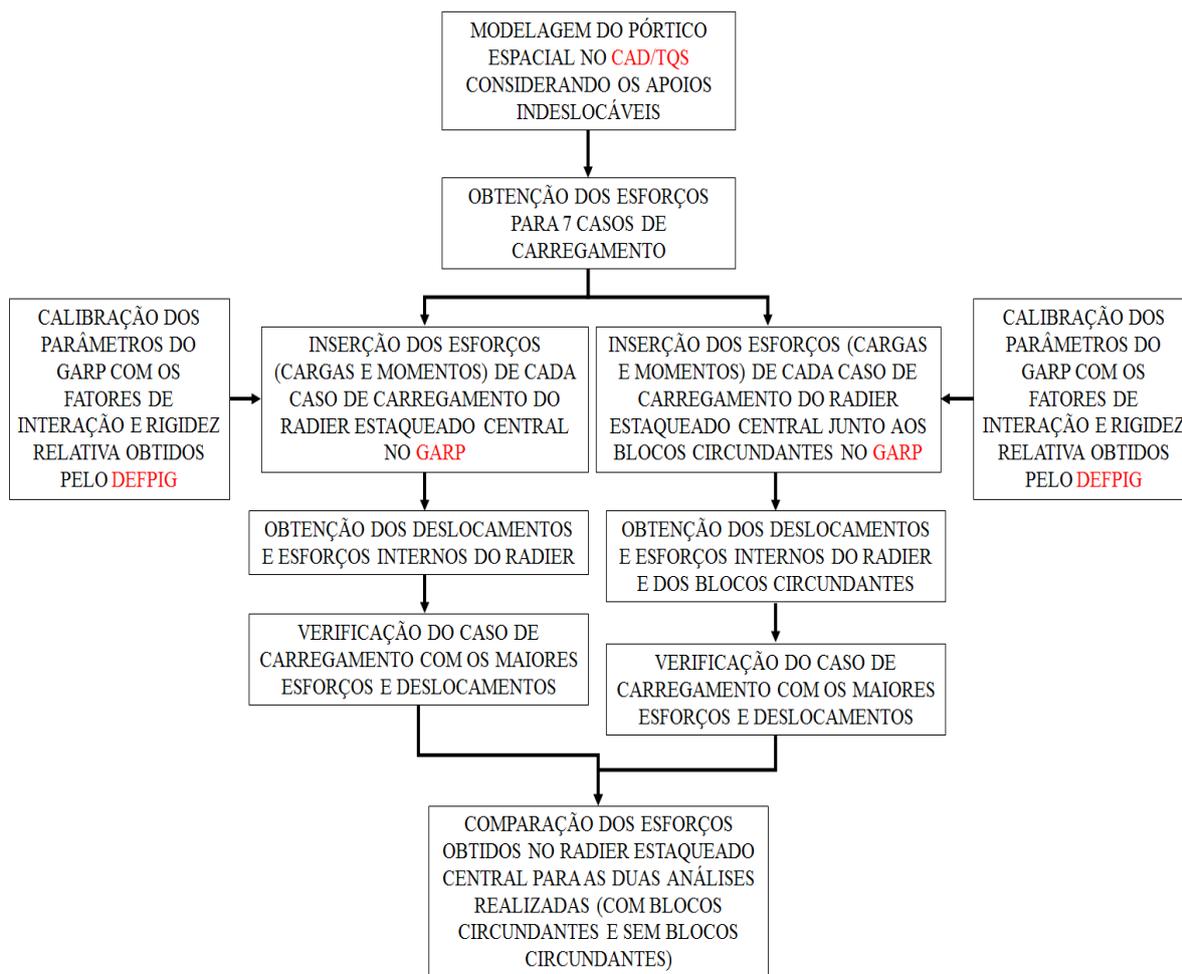


Figura 4.6 Fluxograma das atividades desenvolvidas na 1ª análise (Elaborado pela autora)

Na primeira análise, primeiramente, modelou-se o pórtico espacial no CAD/TQS considerando os apoios indeslocáveis. Dessa forma, obtiveram-se 7 (sete) casos de combinações de carregamento para cada um dos pilares da edificação, conforme Tab.4.9.

Tabela 4.13 Combinações de esforços (Elaborado pela autora)

Casos analisados	Combinações
Caso 1	Fx máximo
Caso 2	Fy máximo
Caso 3	Fz máximo
Caso 4	Mx máximo
Caso 5	My máximo
Caso 6	Fz mínimo
Caso 7	PP + G + Q

Neste sentido, foram analisados os esforços (F_x – Força normal, F_y e F_z – Forças Cortantes, M_x – Momento torsor e M_y e M_z – Momentos fletores) obtidos para cada pilar e para cada uma das 7 (sete) combinações de esforço dos blocos escolhidos para a análise.

Logo em seguida, foram inseridas as cargas obtidas pelo CAD/TQS no programa GARP com o objetivo de analisar os esforços no bloco e os recalques para cada uma das combinações de esforços do CAD/TQS.

Destaca-se que foi realizada a calibração dos parâmetros do GARP com os resultados fornecidos pelo DEFPIG (fatores de interação e rigidez), sem considerar a não linearidade do modelo.

A partir dessa análise foi possível obter a combinação de carregamento que apresentou os maiores esforços, cortantes e momentos, e maiores recalques ($F_{z\text{MÁX}}$) e observar se houve diferença nos valores de esforços obtidos para o radier estaqueado central, quando analisado de forma isolada no GARP e quando analisado junto aos blocos circundantes no referido programa.

4.3.2 2ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer

A segunda análise foi realizada com o objetivo de atingir a convergência dos resultados de carga e recalque por meio do CAD/TQS e do GARP, verificando a influência dos blocos na análise. Dessa forma, essa análise foi realizada com o emprego do arquivo com o conjunto de blocos em um mesmo meio físico (Fig. 4.5), utilizando a combinação de carregamento $F_{z\text{MÁX}}$, que obteve os maiores resultados de esforços e recalques na análise anterior.

A análise foi realizada com o referido arquivo (radier + blocos circundantes) devido a diferença observada nos resultados de esforços obtidos na análise anterior para o radier estaqueado central isolado e para o radier estaqueado central considerando os blocos circundantes.

A metodologia utilizada na 2ª análise está apresentada na Fig. 4.7.

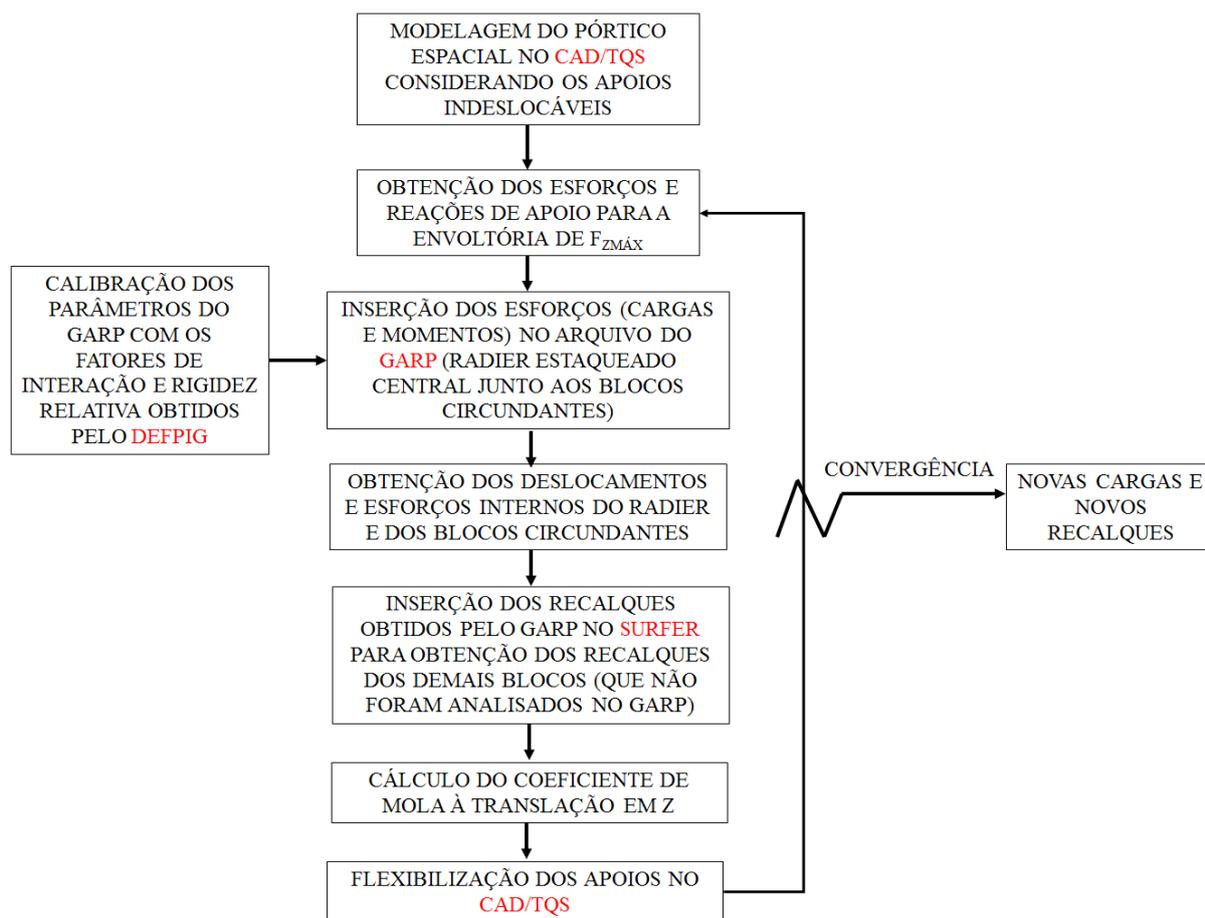


Figura 4.7 Fluxograma das atividades desenvolvidas na 2ª análise (Elaborado pela autora)

Inicialmente foram impostos os esforços (momentos e carga vertical) obtidos pela combinação de carregamento $F_{z_{máx}}$ (fornecidos pela modelagem do pórtico espacial no CAD/TQS considerando os apoios indeslocáveis) no GARP.

Em seguida procedeu-se a calibração dos parâmetros do GARP com os resultados fornecidos pelo DEFPIG (fatores de interação e rigidez), sem considerar a não linearidade do modelo (por meio do fator R_f).

Com os resultados de deformação obtidos pelo GARP, junto às coordenadas dos pilares da edificação, realizou-se a interpolação (inverso da distância à segunda potência) no programa surfer, com o objetivo de encontrar os recalques dos demais pilares, que não foram analisados pelo GARP, para inserção no CAD/TQS.

Dessa forma, calcularam-se os coeficientes de mola à translação em z para cada pilar e procedeu-se a análise no CAD/TQS impondo esses coeficientes. O procedimento foi repetido com o objetivo de atingir a convergência dos resultados de carga e recalque.

Foram realizadas 9 (nove) interações e, apesar de não ter conseguido a convergência de carga e recalque nesta análise, observou-se que a média da variação do coeficiente de mola (k_{n+1}

– k_n) para todos os pilares foi se estabilizando, conforme o número de interações aumentava (ficando em 186588 kN/m), e se aproximando do k correspondente a carga de trabalho da prova de carga (219368,4 kN/m).

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical a translação de k .

4.3.3 3ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer

A terceira análise foi realizada de forma que todos os 42 (quarenta e dois) blocos da Torre fossem analisados separadamente no GARP, para observar a diferença dos resultados de esforços e recalques dessa análise com a análise anterior, antes e após a interação solo-estrutura.

Essa análise foi realizada, também, para a combinação de esforço $F_{ZMÁX}$ (obtidos pelo *software* CAD/TQS por meio da análise com os apoios indeslocáveis).

O fluxograma da 3ª análise está apresentado na Fig. 4.8.

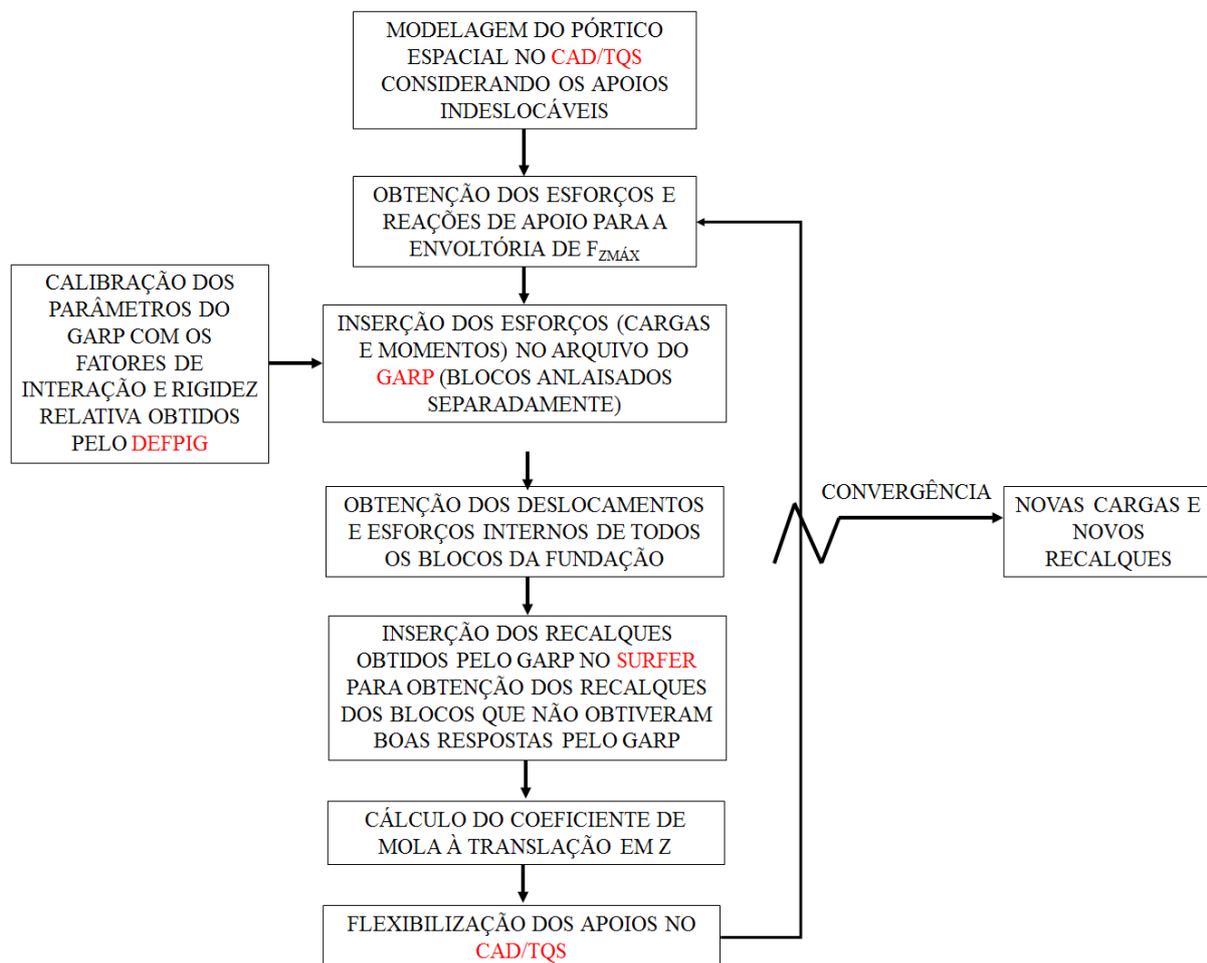


Figura 4.8 Fluxograma da 3ª análise do GARP, CAD/TQS e Surfer (Elaborado pela autora)

Inicialmente foram calibrados os parâmetros do GARP com os valores de fatores de interação e rigidez obtidos pelo DEFPIG, não foi considerada a não linearidade nessa análise. Após a calibração foram impostos os esforços (momentos e carga vertical) da combinação de carregamento $F_{ZMÁX}$, obtidas pelo CAD/TQS, para cada bloco analisado no GARP, obtendo assim os valores de deslocamento em cada um deles.

Foram calculados os coeficientes de mola e impostos no CAD/TQS para a realização de nova análise considerando os deslocamentos dos pilares. Destaca-se que foi utilizado somente o coeficiente de mola à translação em z no CAD/TQS, e que foi necessária a utilização do *software* surfer para reanalisar alguns blocos que obtiveram recalques muito altos quando analisados pelo GARP. Isso ocorreu, devido à utilização dos momentos obtidos pelo CAD/TQS no GARP junto à simplificação da flexibilização dos apoios, ou seja, existiu uma inconsistência da utilização dos esforços (em específico os momentos) com a flexibilização dos apoios, o qual foi utilizado apenas o coeficiente de mola à translação em z.

O referido processo foi realizado com o objetivo de atingir a convergência dos resultados de carga e recalque.

Foram realizadas 7 (sete) interações e, apesar de não ter conseguido a convergência de carga e recalque nesta análise, observou-se que a média da variação do coeficiente de mola ($k_{n+1} - k_n$) para todos os pilares foi se estabilizando, conforme o número de interações aumentava (ficando em torno de 505251,3 kN/m).

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas de k à translação em z.

4.3.4 4ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer

A 4ª análise do GARP junto ao CAD/TQS foi realizada com o objetivo de se aproximar a situação real da edificação. Dessa forma, foi considerada a fase construtiva no momento do nivelamento do monitoramento de recalque e na última medição de recalque, Fig. 4.9, de forma a desconsiderar os recalques antes do nivelamento para comparação com os resultados das medições de recalque. Além da fase construtiva descrita acima foi considerada a não linearidade do meio, a qual foi implantada por meio do fator hiperbólico (R_f) no programa GARP com o auxílio da curva da prova de carga.

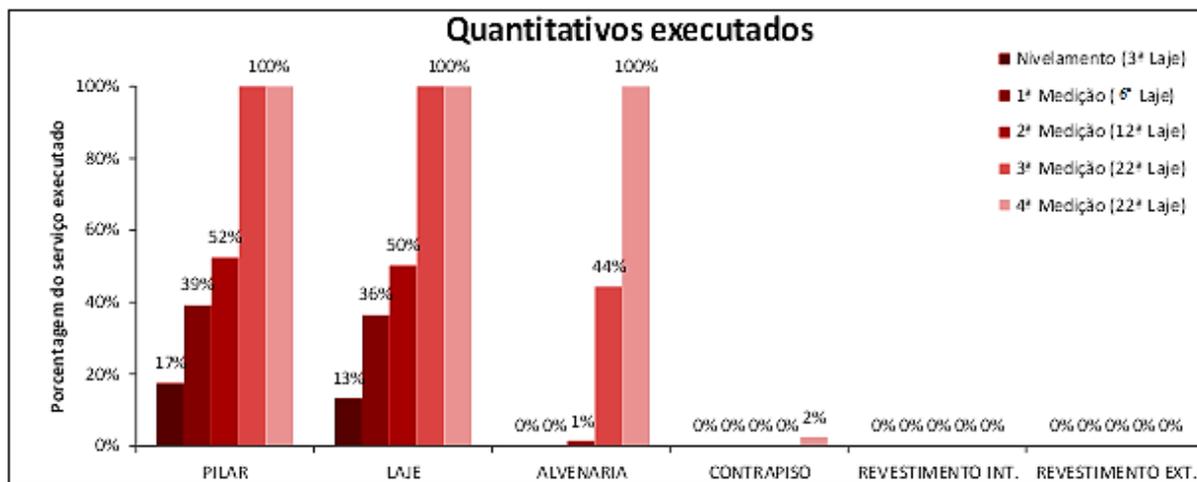


Figura 4.9 Quantitativo dos serviços executados na data das medições de recalque (Elaborado pela autora)

O fluxograma da metodologia utilizada está apresentado nas Figs. 4.10 a 4.13.

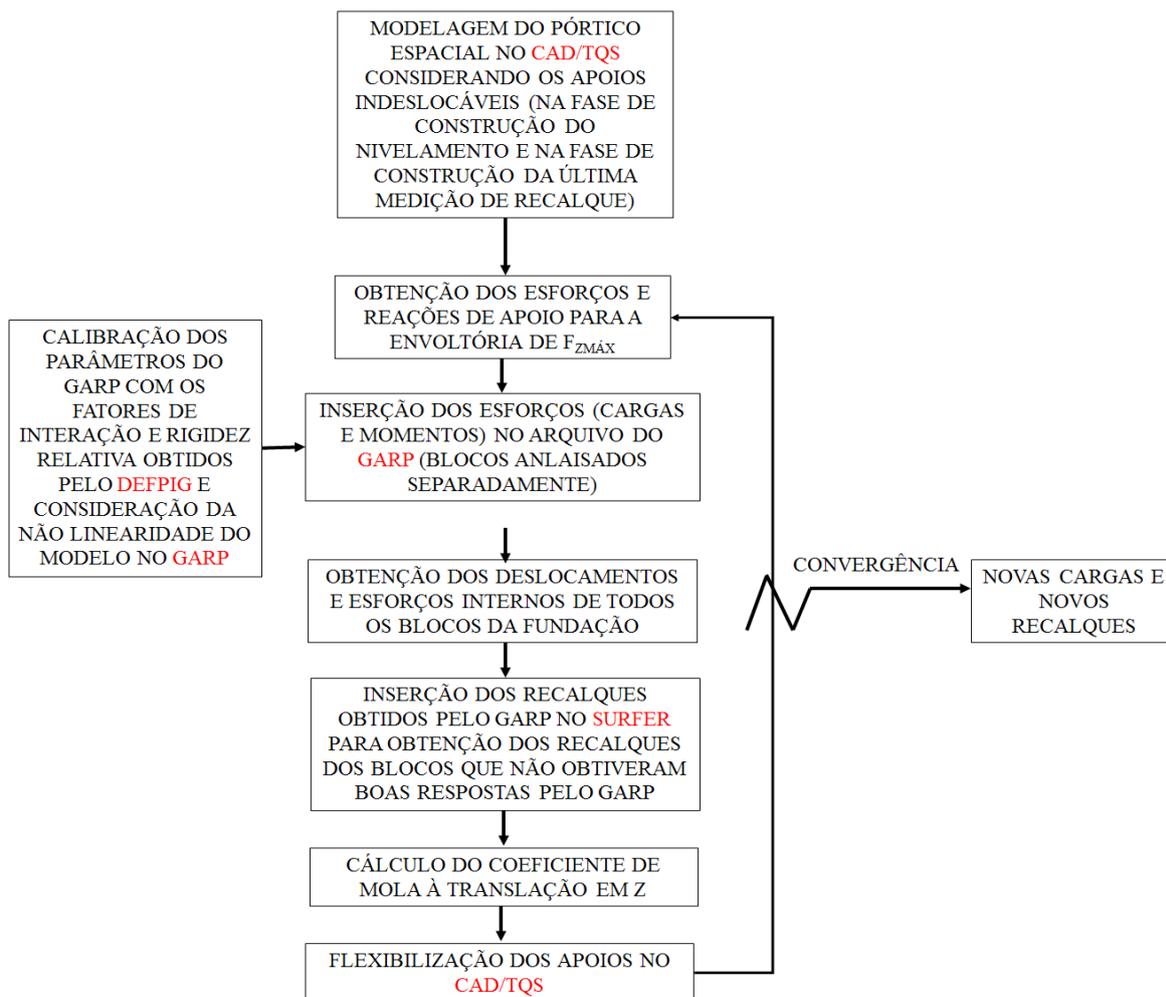


Figura 4.10 Fluxograma da 4ª análise do GARP, CAD/TQS e Surfer (Elaborado pela autora)

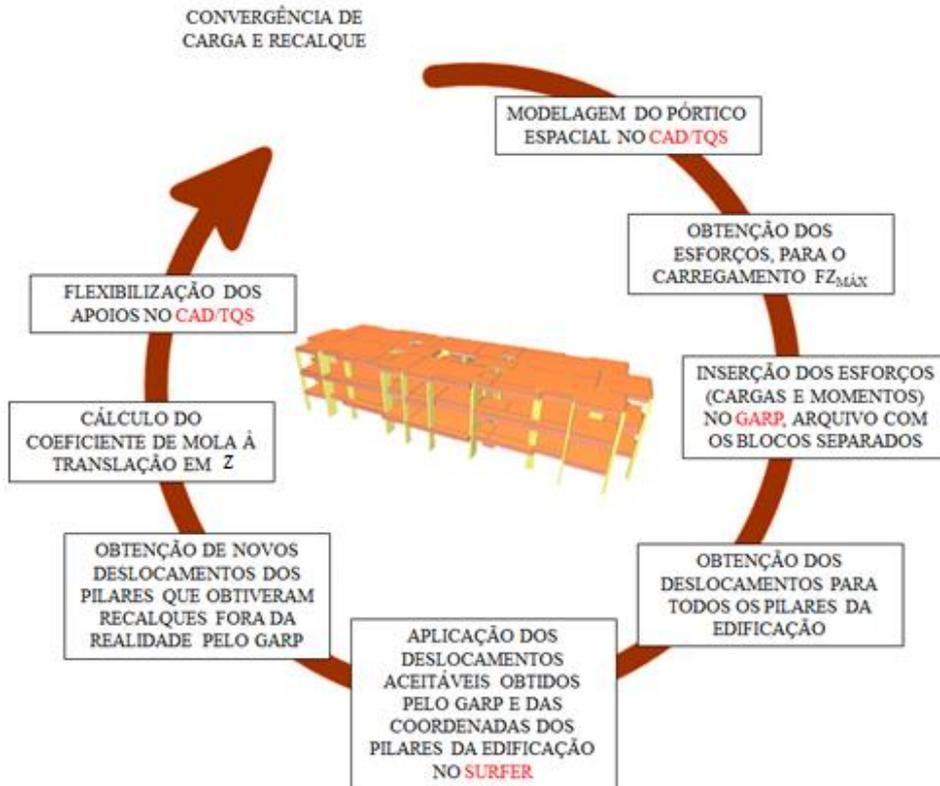


Figura 4.11 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvidas na 4ª análise (Elaborado pela autora)

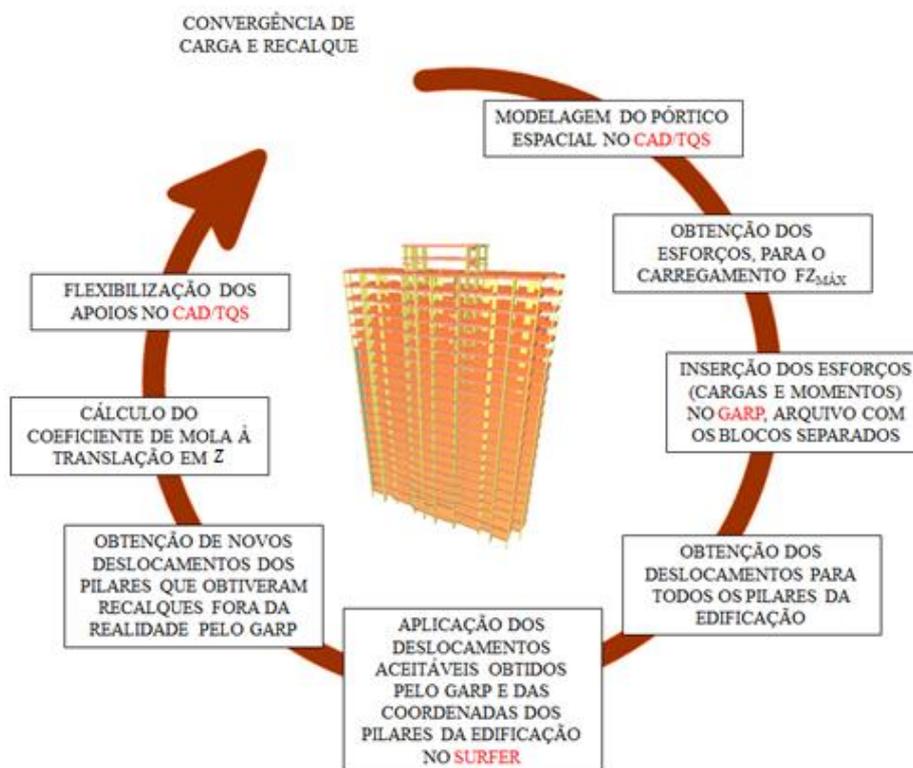


Figura 4.12 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvidas na 4ª análise (Elaborado pela autora)

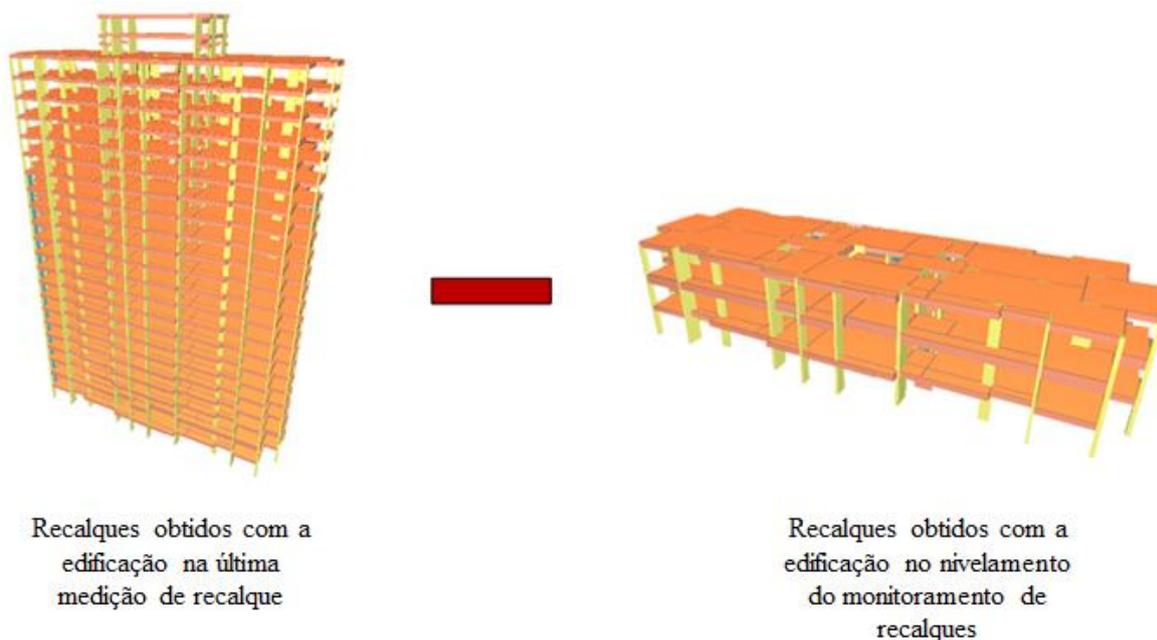


Figura 4.13 Terceira etapa de atividades desenvolvidas na 4ª análise (Elaborado pela autora)

Primeiramente, o GARP foi calibrado com os valores de fator de interação e rigidez obtidos pelo DEFPIG e ajustados por meio da prova de carga.

O ajuste da curva para consideração da não linearidade se dá por meio da obtenção dos valores de rigidez pela reta tangente, ou secante à curva carga x recalque da prova de carga, conforme Fig. 4.14.

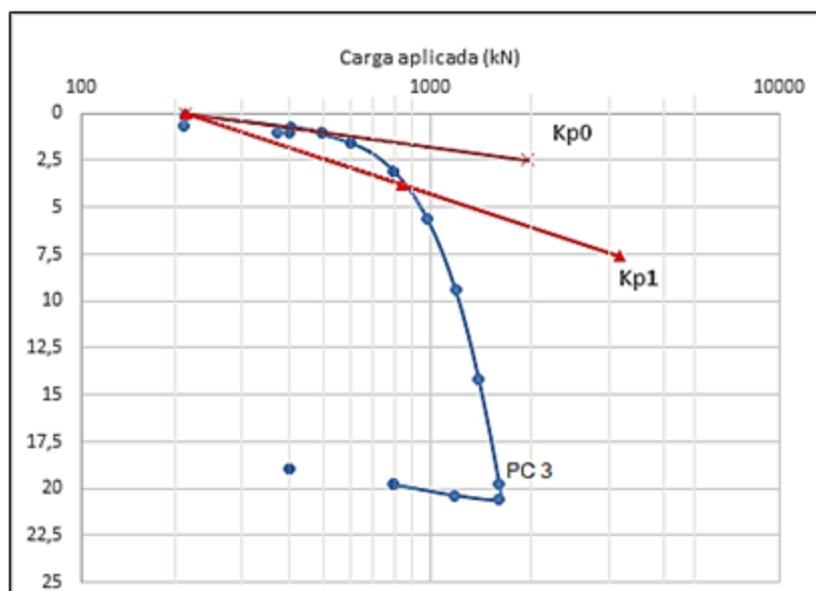


Figura 4.14 Rigidez obtida pela curva carga x recalque da PC 3 (Elaborado pela autora)

O valor de K_{p0} , na Fig. 4.14, representa o valor da rigidez inicial da estaca obtido pela reta tangente inicial à curva carga x recalque.

A relação carga x recalque deixa de ser linear a medida que a carga e o recalque aumentam. Dessa forma, pode-se definir o valor de rigidez da estaca por meio da reta secante à curva carga x recalque (K_{p1}, K_{p2} , etc.). Estas últimas rigidezes podem ser obtidas por meio da equação de Poulos (1994), a qual representa essa variação adaptada de modelos hiperbólicos (Eq. 4.4):

$$K_p = K_{p0} \left(1 - R_f \left(\frac{P}{P_u} \right) \right) \quad \text{Eq. (4.4)}$$

Sendo:

K_{p0} : rigidez inicial da estaca;

P: carga atuante na estaca;

P_u : carga última na estaca;

R_f : fator hiperbólico de variação da rigidez da estaca.

Para a obtenção do fator hiperbólico R_f , a estaca da prova de carga foi simulada no GARP para obtenção dos seus recalques a partir dos valores de carregamento realizados na prova de carga, dessa forma, por tentativa e erro foi obtido o valor de R_f que melhor se ajustou à curva carga x recalque da prova de carga ($R_f = 12$).

Após a calibração dos parâmetros do GARP, a edificação foi modelada no CAD/TQS de acordo com a primeira e última etapas de medição de recalque apresentadas nas Figs. 4.11 e 4.12. Cada uma dessas etapas foi interagida com o programa GARP (utilizando os valores de carga e momentos fornecidos pelo CAD/TQS).

Foi realizada apenas 1 (uma) interação entre os programas, pois ainda na segunda interação foi observado que 31 (trinta e um) blocos obtiveram valores de recalques muito altos por meio do GARP, sendo, novamente, necessária a utilização do *software* surfer para reanalisar esses blocos, o que poderia fornecer valores de recalque muito distantes da realidade devido a pequena amostra obtida pelo GARP (11 pilares de 42). A média do valor de k na última análise foi de 497823 kN/m.

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o coeficiente de mola à translação em z.

4.3.5 5ª Análise – GARP e CAD/TQS

A 5ª análise foi realizada com o objetivo de melhorar os resultados da análise anterior. Dessa forma, todos os ajustes feitos na 4ª análise foram realizados, também, na 5ª, a saber: foi considerada a fase construtiva no momento do nivelamento do monitoramento de recalque e na última medição e a não linearidade do meio, a qual foi implantada por meio do fator hiperbólico (R_f) no programa GARP com o auxílio da curva da prova de carga (Fig. 4.14).

Porém, ainda foram feitos outros ajustes nesta análise, tais como: a não utilização dos momentos fornecidos pelo CAD/TQS no GARP, uma vez que continuou-se utilizando apenas uma condição de contorno (coeficiente de mola à translação em z) e a maior limitação do espaçamento relativo (s/d), conforme apresentado no item 4.2, Tab 4.7.

O fluxograma da metodologia utilizada está apresentado nas Figs. 4.15 a 4.18.

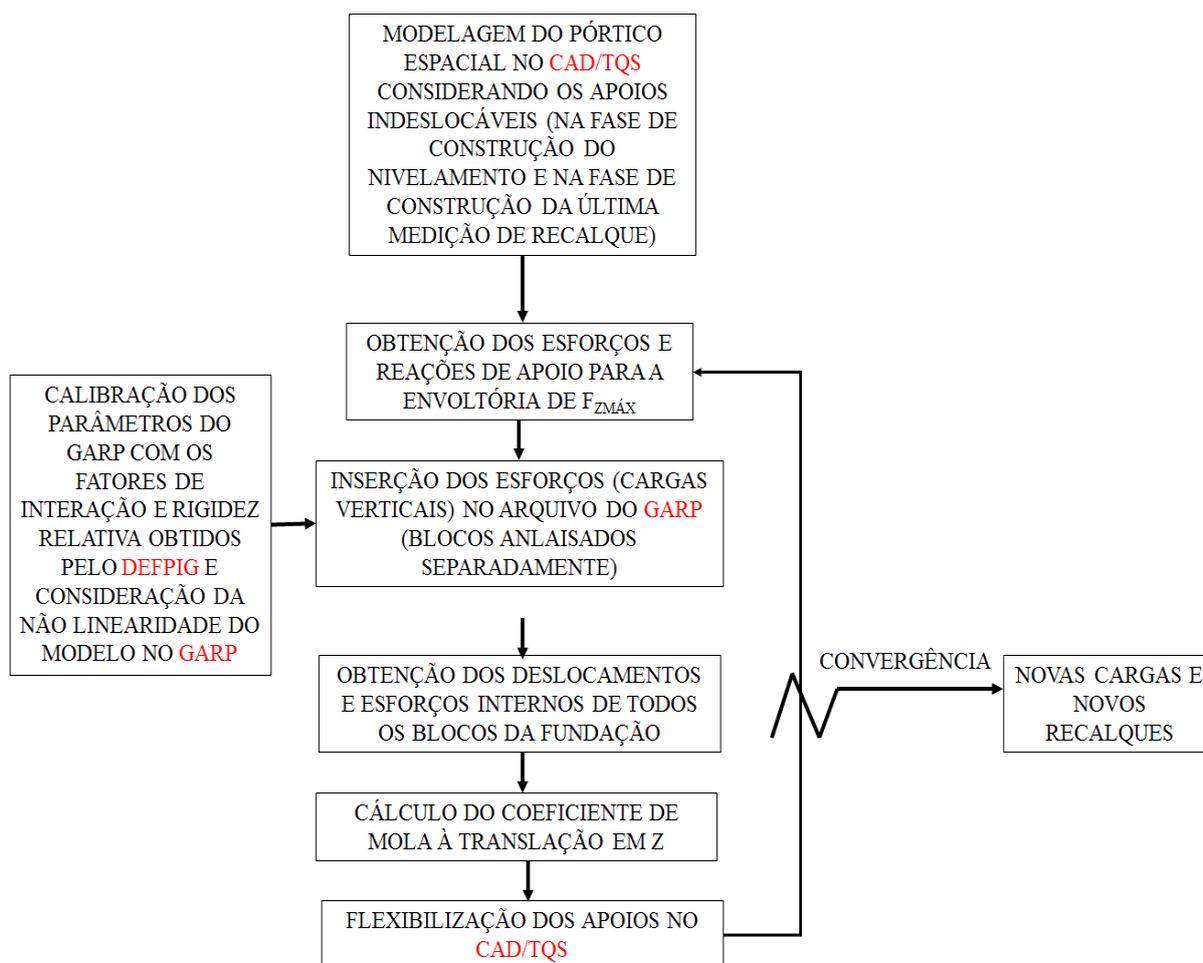


Figura 4.15 Fluxograma da 5ª análise do GARP e CAD/TQS (Elaborado pela autora)

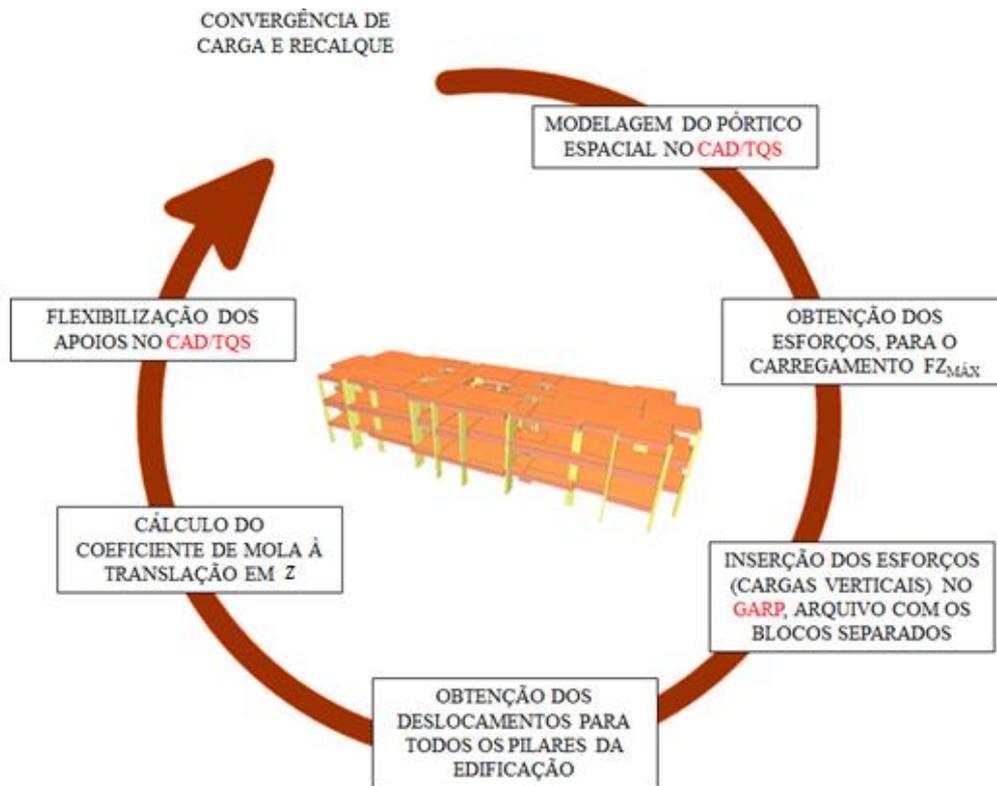


Figura 4.16 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise (Elaborado pela autora)

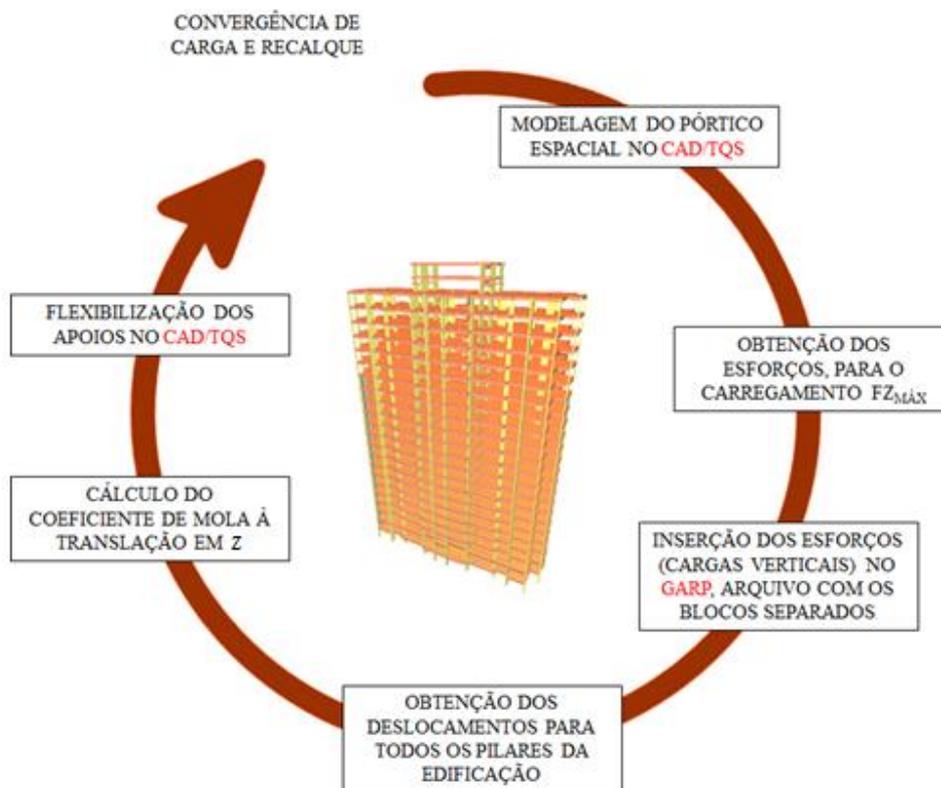


Figura 4.17 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise (Elaborado pela autora)

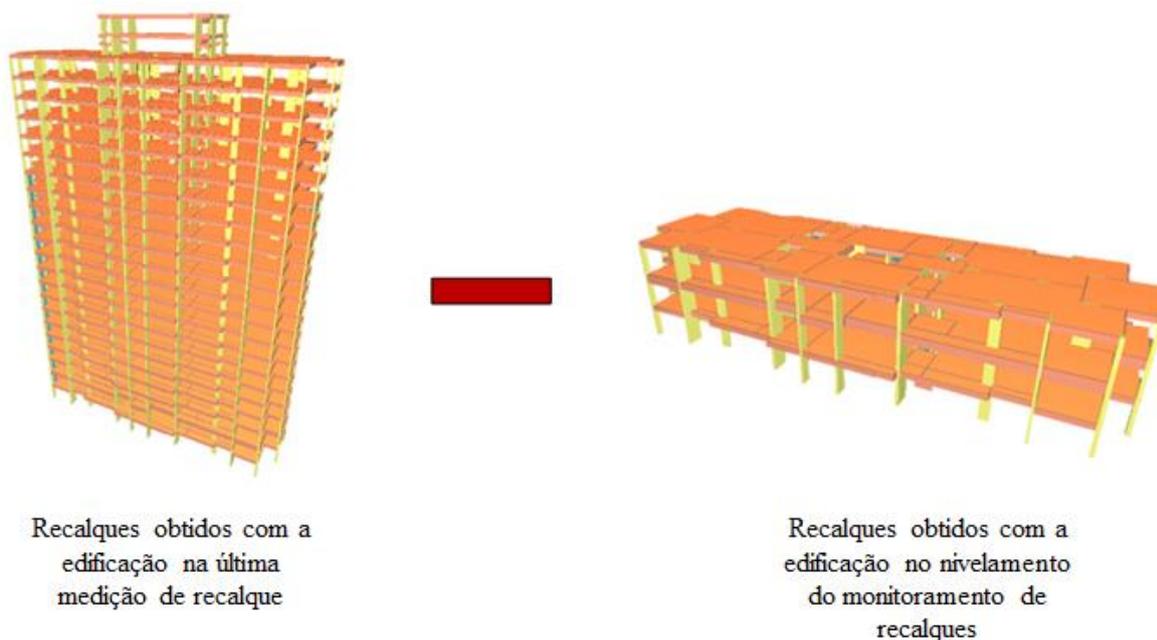


Figura 4.18 Terceira etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise (Elaborado pela autora)

Primeiramente, o GARP foi calibrado com os valores de fator de interação (s/d), limitados conforme Tab. 4.7, e rigidez obtidos pelo DEFPIG.

Posteriormente, procedeu-se com o ajuste da curva para consideração da não linearidade no GARP por meio do fator R_f ($R_f = 12$), conforme descrito no item 4.3.4.

Após a calibração dos parâmetros do GARP, a edificação foi modelada no CAD/TQS de acordo com a primeira e última etapas de medição de recalque apresentadas nas Figs. 4.16 e 4.17. Cada uma dessas etapas foi interagida com o programa GARP (utilizando apenas os valores de cargas verticais fornecidos pelo CAD/TQS).

Foram realizadas 3 (três) interações entre os programas e foi obtida a convergência dos resultados de carga e recalque na última interação ($k_{n+1} = k_n$).

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o coeficiente de mola à translação em z .

4.3.6 6ª Análise – GARP e CAD/TQS

A 6ª análise foi realizada com o objetivo de verificar se a mudança na correlação para obtenção do módulo de Young das camadas de solo para $5 \times N_{SPT}$ melhoraria os resultados da análise anterior. Dessa forma, todos os ajustes feitos na 5ª análise foram realizados, também, na 6ª, a saber: foi considerada a fase construtiva no momento do nivelamento do monitoramento

de recalque e na última medição, a não linearidade do meio, a qual foi implantada por meio do fator hiperbólico ($R_f = 12$) no programa GARP com o auxílio da curva da prova de carga (Fig. 4.14), utilização apenas das cargas verticais fornecidas pelo CAD/TQS no GARP e limitação do espaçamento relativo (s/d), conforme apresentado na Tab. 4.7.

Porém, na 6ª análise também foi realizada a mudança de correlação para a obtenção do módulo de Young de cada camada de solo (agora, utilizado $5 \times N_{SPT}$).

O fluxograma da metodologia utilizada está apresentado nas Figs. 4.19 a 4.22.

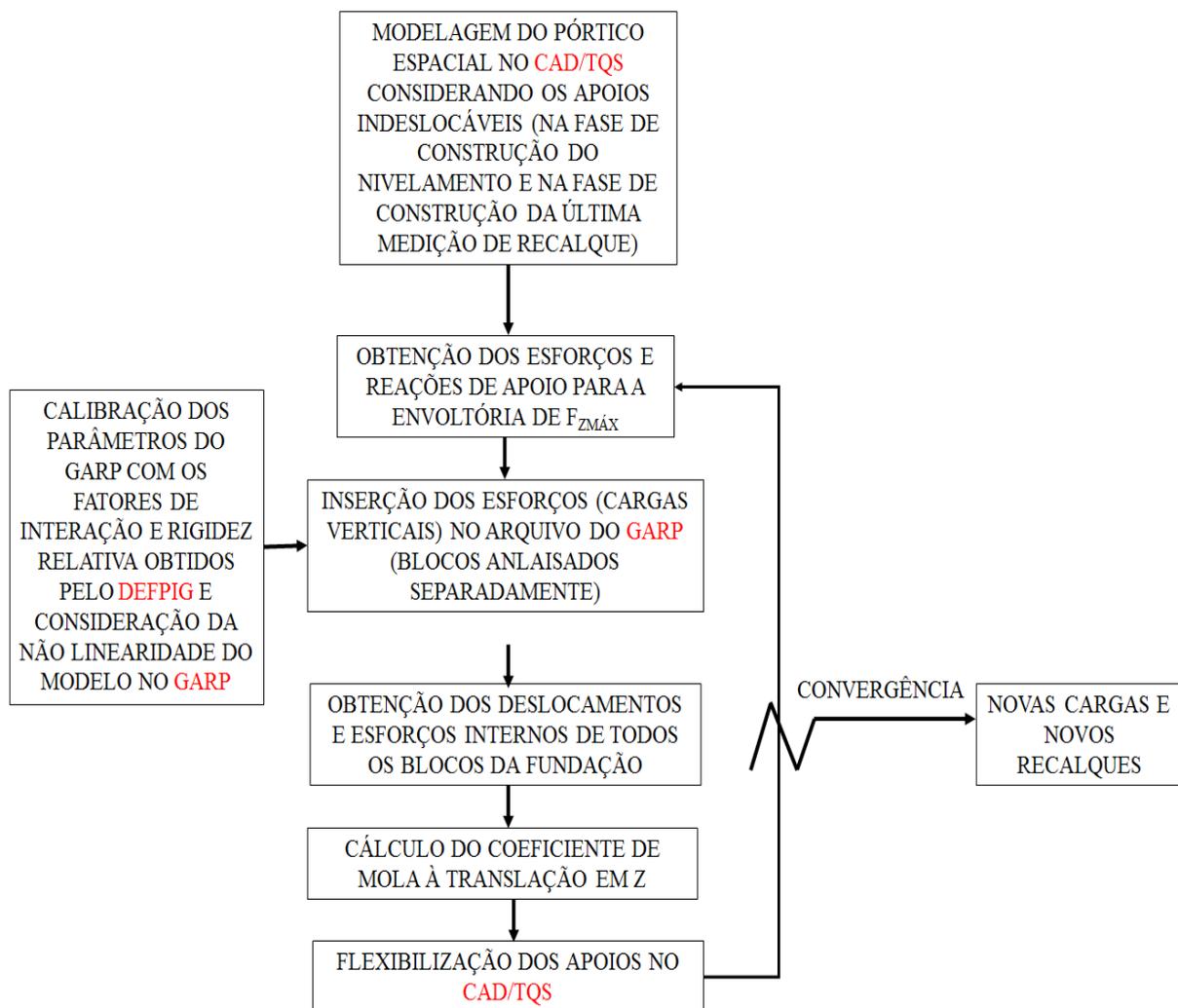


Figura 4.19 Fluxograma da 6ª análise do GARP e CAD/TQS (Elaborado pela autora)

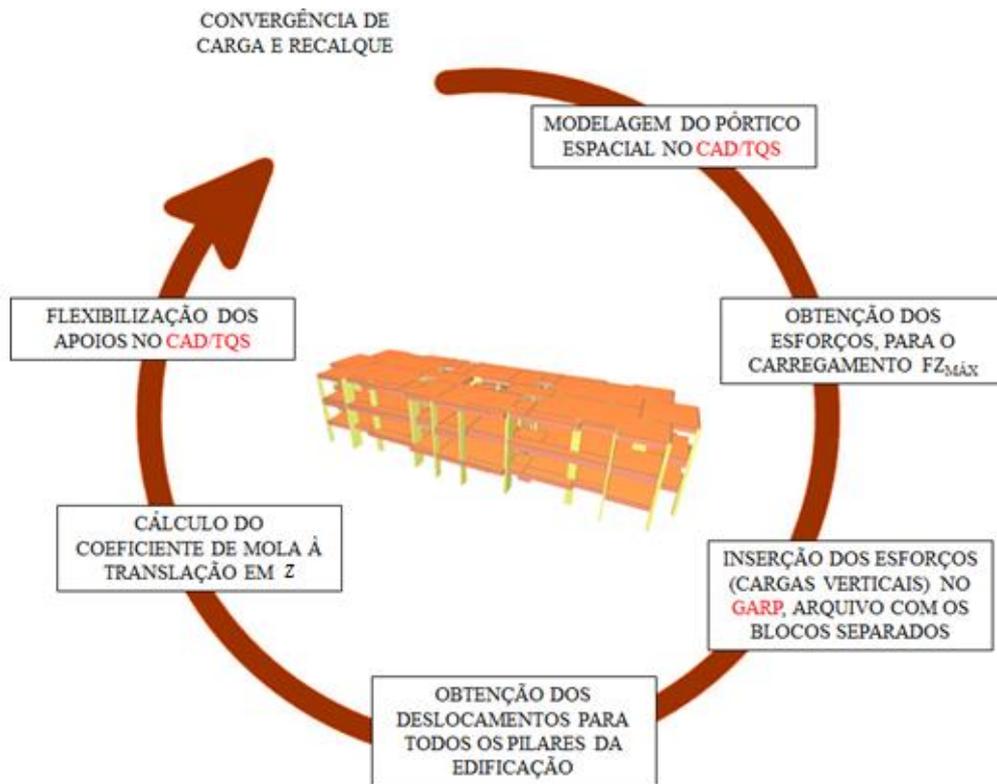


Figura 4.20 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise (Elaborado pela autora)

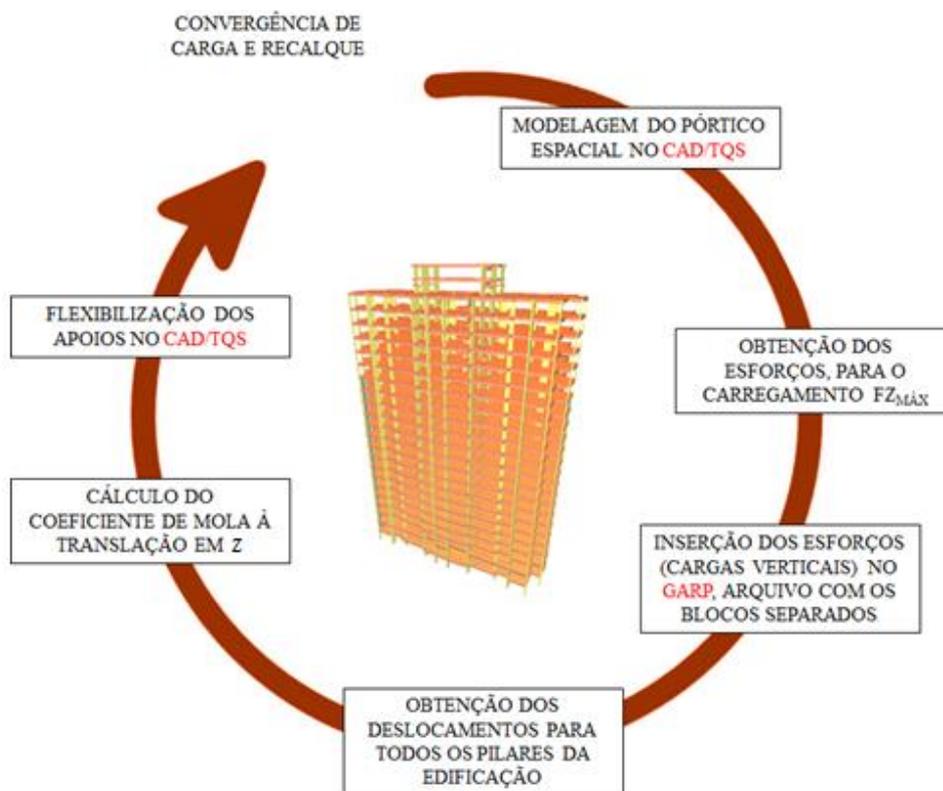


Figura 4.21 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise (Elaborado pela autora)

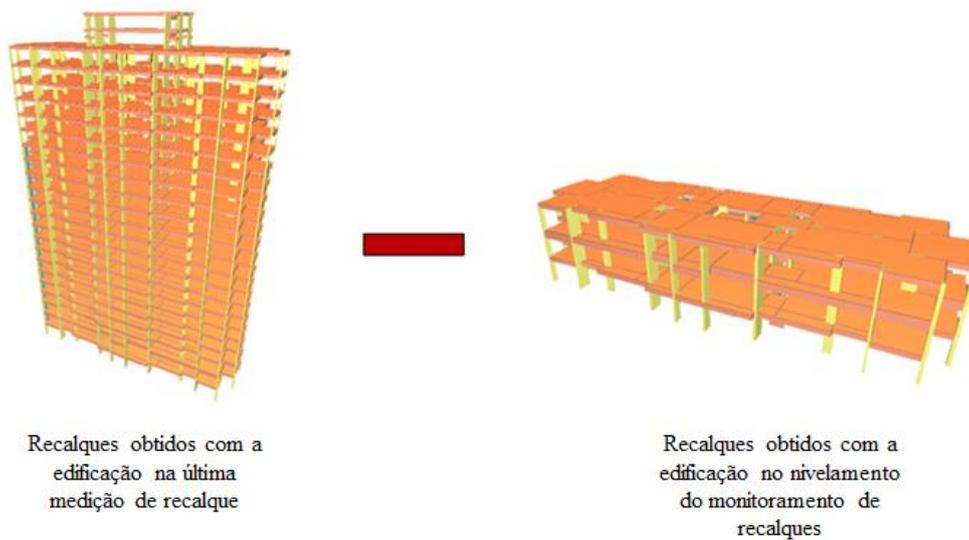


Figura 4.22 Terceira etapa de atividades desenvolvida na 5ª análise (Elaborado pela autora)

Primeiramente, o GARP foi calibrado com os valores de fator de interação (s/d), limitados conforme Tab. 4.7, e rigidez obtidos pelo DEFPIG.

Posteriormente, procedeu-se com o ajuste da curva para consideração da não linearidade no GARP por meio do fator R_f , conforme descrito no item 4.3.4.

Utilizou-se a correlação $5 \times N_{SPT}$ para obtenção do módulo de elasticidade do solo de cada camada considerada, conforme Tab. 4.4, para calibração dos parâmetros do DEFPIG e do GARP.

Após as calibrações dos parâmetros, a edificação foi modelada no CAD/TQS de acordo com a primeira e última etapas de medição de recalque apresentadas nas Figs. 4.20 e 4.21. Cada uma dessas etapas foi interagida com o programa GARP (utilizando apenas os valores de cargas verticais fornecidos pelo CAD/TQS).

Foram realizadas 2 (duas) interações entre os programas e foi obtida a convergência dos resultados de carga e recalque na última interação ($k_{n+1} = k_n$).

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o coeficiente de mola à translação em z .

4.3.7 7ª Análise – GARP e CAD/TQS

A 7ª análise foi realizada utilizando o caso de carregamento, fornecido pelo CAD/TQS após o processamento da estrutura, de peso próprio junto à carga permanente (PP+G). Para

obter, de maneira simplificada e rápida a combinação “sem” cargas acidentais utilizou-se o ponderador favorável igual a zero para as cargas acidentais.

Dessa forma, o procedimento realizado consistiu em calcular a estrutura no CAD/TQS considerando os apoios indeslocáveis e inserir os carregamentos verticais da combinação de carregamento escolhida (PP+G) nos blocos analisados no GARP.

O programa GARP foi calibrado com os fatores de interação e rigidez relativa da estaca obtidos por meio do *software* DEFPIG, utilizando para tal a correlação para obtenção do módulo de Young do solo de $3 \times N_{SPT}$ e a limitação de espaçamento relativo de 8. Destaca-se que a sondagem escolhida para esta análise foi a SP05, a qual apresentou maior representatividade do terreno para a Torre B.

Na análise do GARP foi considerada a não linearidade do modelo, a qual foi implantada por meio do fator hiperbólico ($R_f = 12$).

Após a obtenção dos deslocamentos dos blocos no GARP procedeu-se a flexibilização dos apoios no CAD/TQD, por meio do coeficiente de mola à translação em z.

O procedimento foi repetido até a convergência das reações de apoio com os valores de recalque.

O fluxograma da metodologia utilizada está apresentado nas Figs. 4.23 a 4.26.

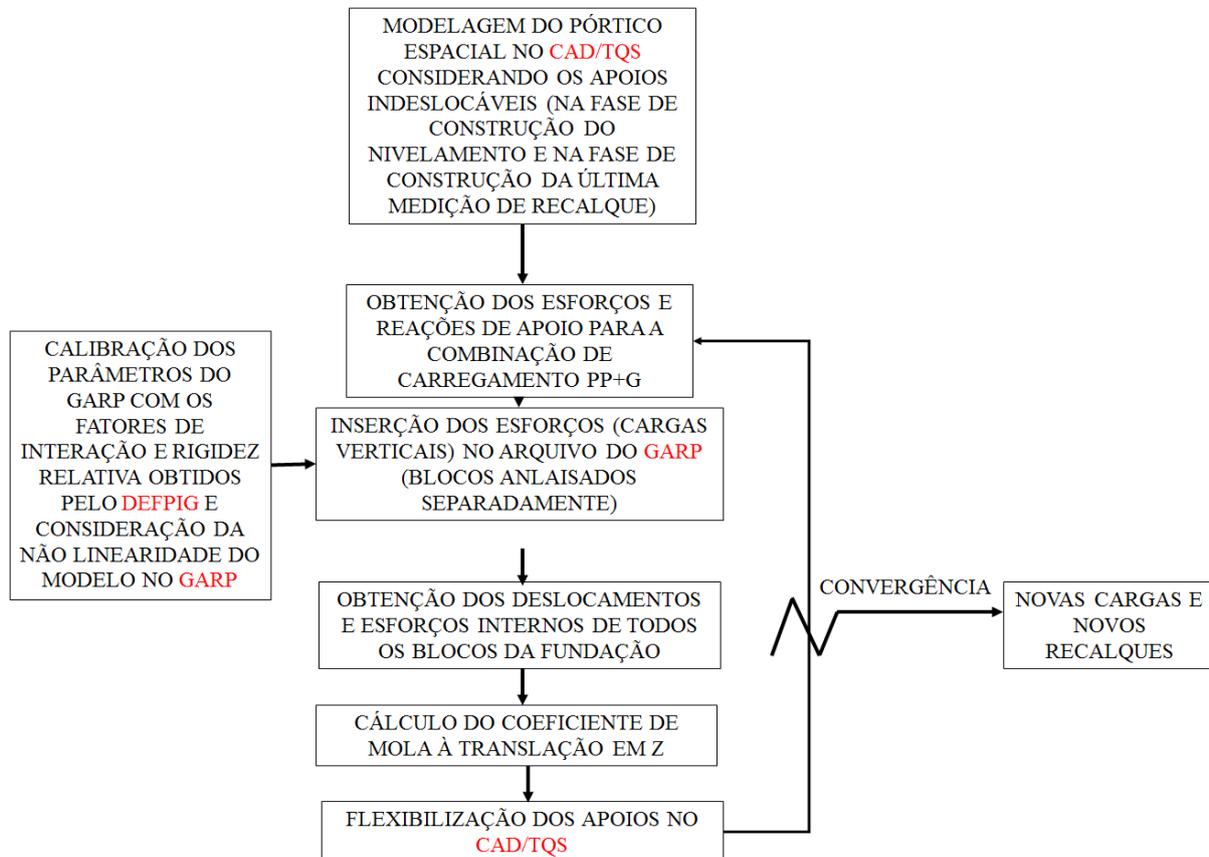


Figura 4.23 Fluxograma da 7ª análise do GARP e CAD/TQS (Elaborado pela autora)

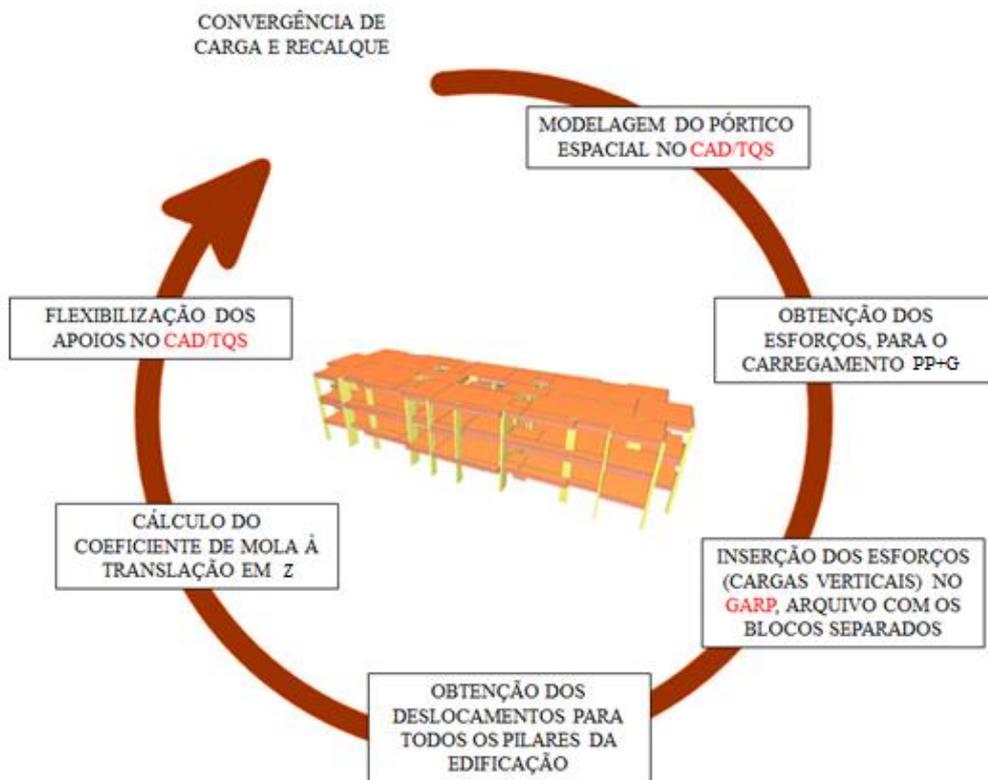


Figura 4.24 Fluxograma da primeira etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise (Elaborado pela autora)

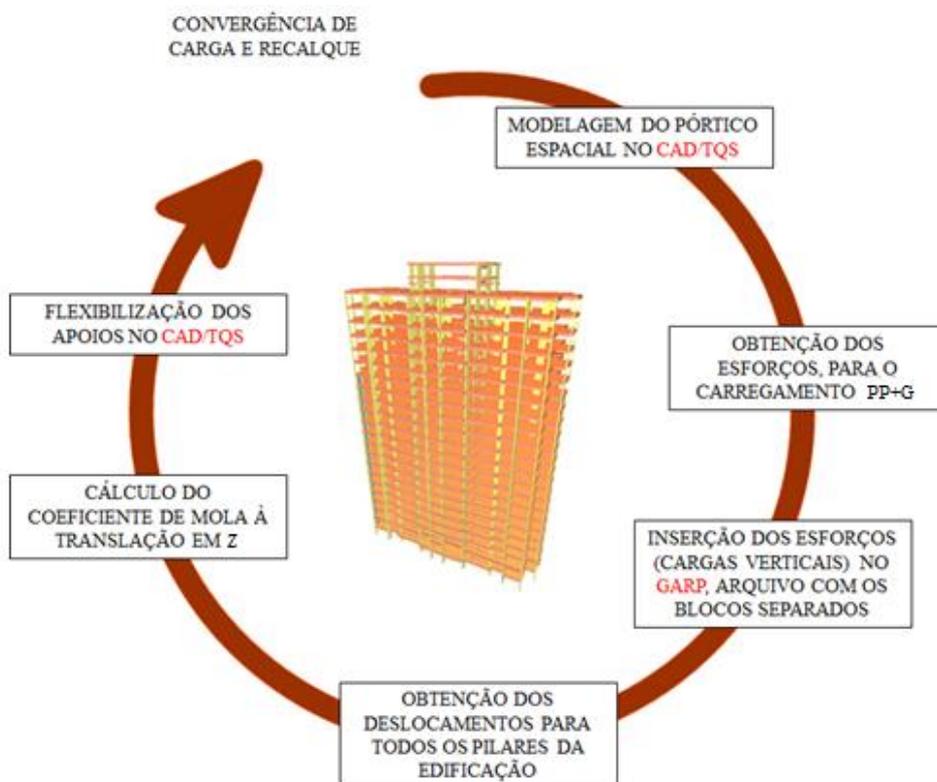


Figura 4.25 Fluxograma da segunda etapa de atividades desenvolvida na 6ª análise (Elaborado pela autora)

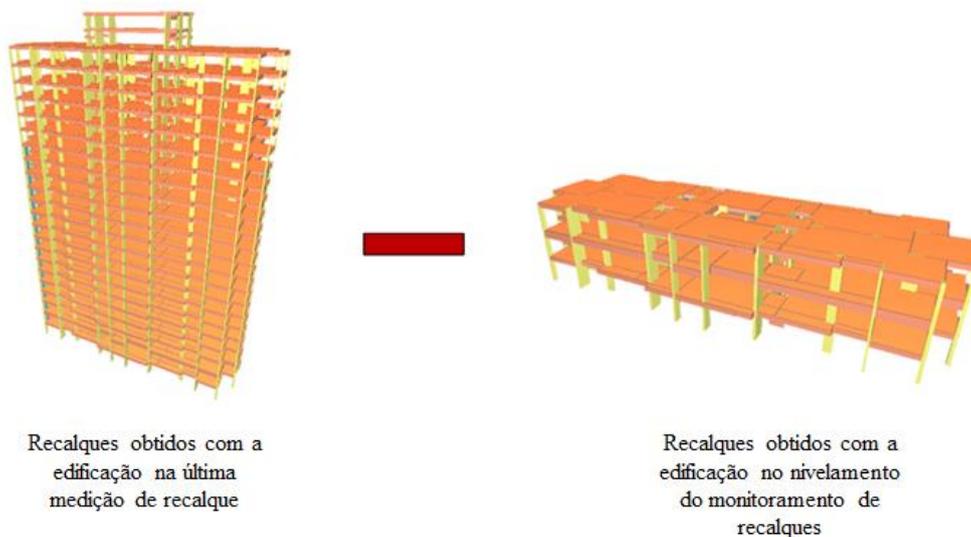


Figura 4.26 Terceira etapa de atividades desenvolvida na 7ª análise (Elaborado pela autora)

Primeiramente, o GARP foi calibrado com os valores de fator de interação (s/d), limitados conforme Tab. 4.7, e rigidez obtidos pelo DEFPIG.

Posteriormente, procedeu-se com o ajuste da curva para consideração da não linearidade no GARP por meio do fator R_f ($R_f = 12$), conforme descrito no item 4.3.4.

Utilizou-se a correlação $3 \times N_{SPT}$ para obtenção do módulo de elasticidade do solo de cada camada considerada, conforme Tab. 4.5, para calibração dos parâmetros do DEFPIG e do GARP.

Após as calibrações dos parâmetros, a edificação foi modelada no CAD/TQS de acordo com a primeira e última etapas de medição de recalque apresentadas nas Figs. 4.24 e 4.25. Cada uma dessas etapas foi interagida com o programa GARP (utilizando apenas os valores de cargas verticais fornecidos pelo CAD/TQS).

Foram realizadas 3 (três) interações entre os programas e foi obtida a convergência dos resultados de carga e recalque na última interação ($k_{n+1} = k_n$).

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o coeficiente de mola à translação em z .

4.3.8 Previsão de Recalque Poulos e Davis (1980) e CAD/TQS

Para a complementação do estudo realizou-se uma análise de previsão de recalque, por meio de planilha excel, baseada no método de Poulos e Davis (1980) do “tubulão equivalente”

associada ao processamento da estrutura no CAD/TQS, de forma a obter a convergência dos resultados de carga e recalque.

O fluxograma da metodologia utilizada está apresentado nas Figs. 4.27 a 4.30.

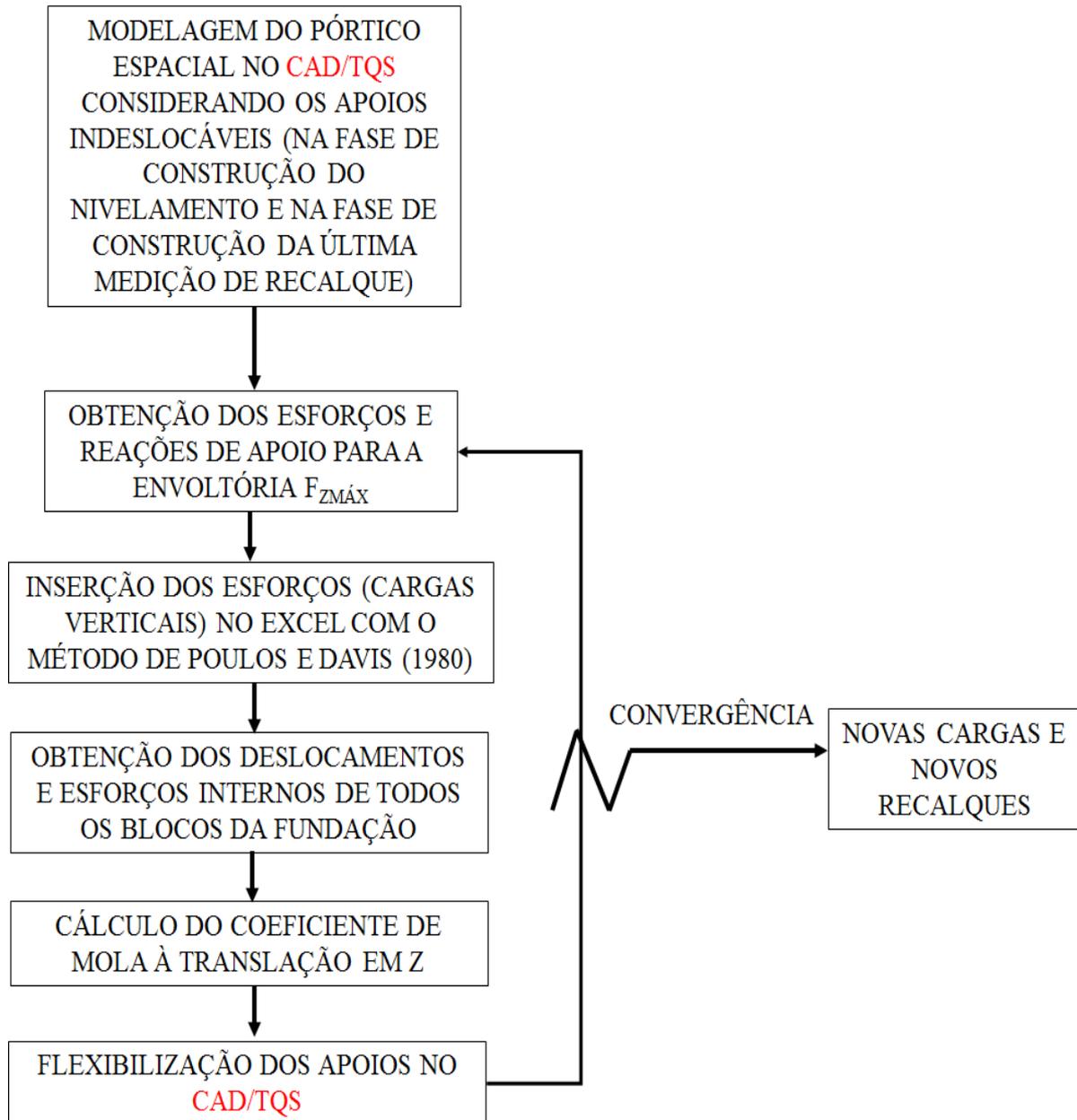


Figura 4.27 Fluxograma da análise de previsão de recalque de Poulos e Davis (1980) (Elaborado pela autora)

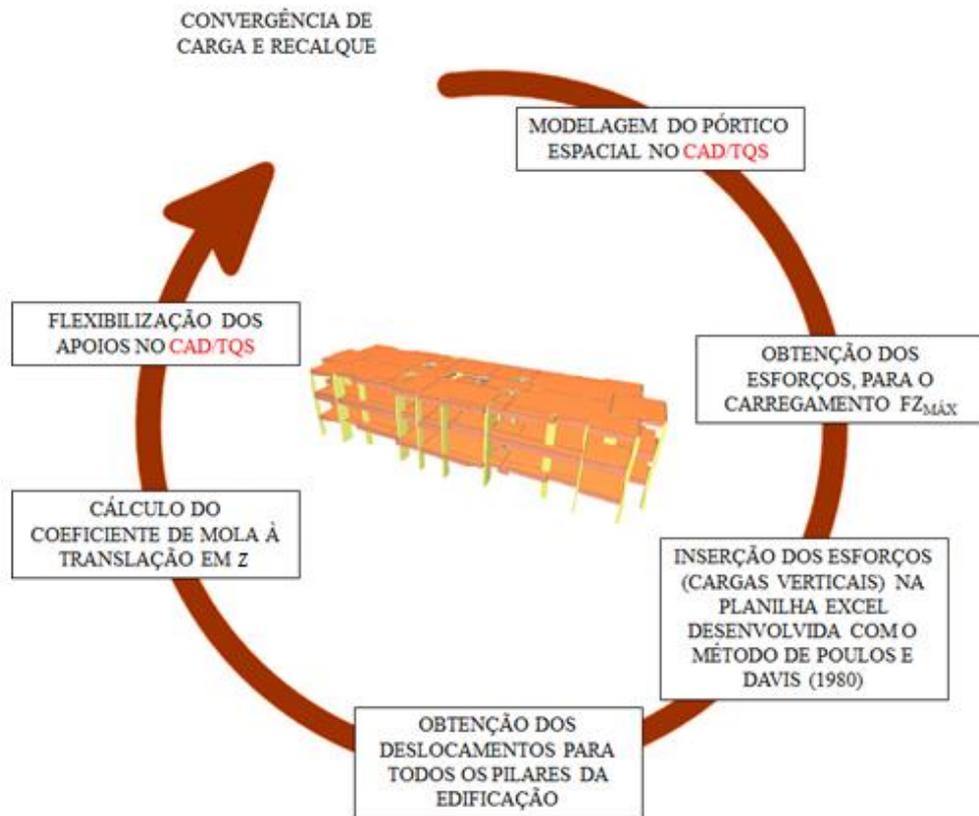


Figura 4.28 Fluxograma da primeira etapa das atividades desenvolvidas na análise da previsão de Poulos e Davis (1980) (Elaborado pela autora)

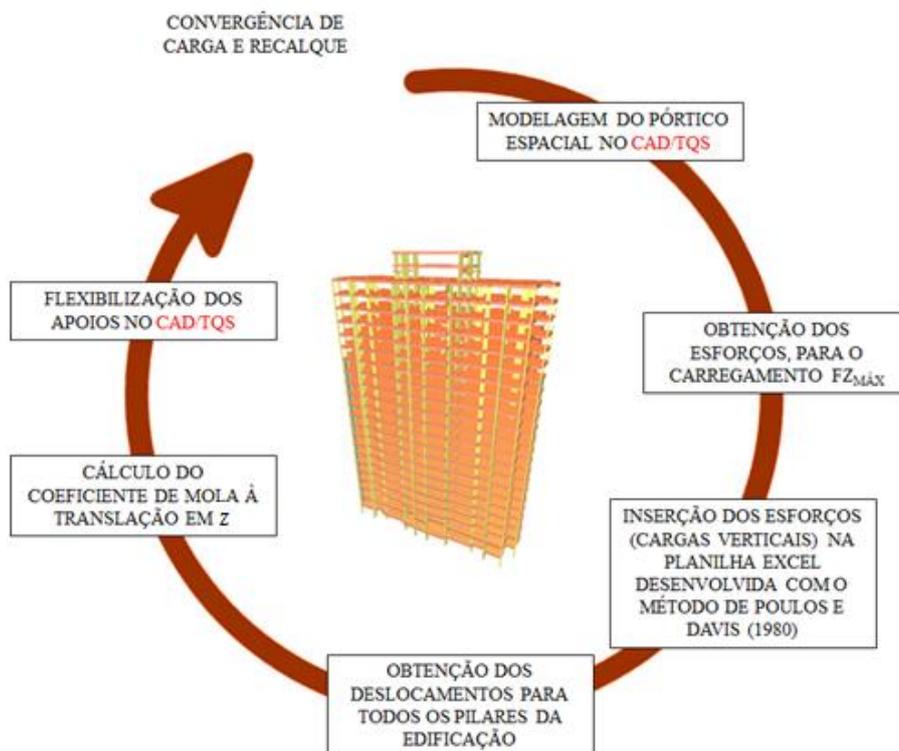


Figura 4.29 Fluxograma da segunda etapa das atividades desenvolvidas na análise da previsão de Poulos e Davis (1980) (Elaborado pela autora)

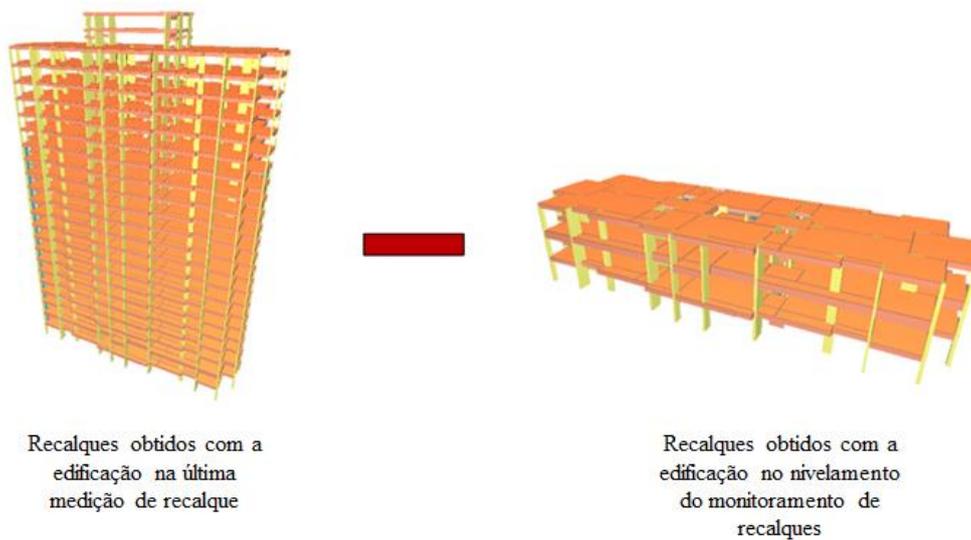


Figura 4.30 Terceira etapa de atividades desenvolvida na previsão de Poulos e Davis (1980) (Elaborado pela autora)

Inicialmente foi processada a estrutura no CAD/TQS considerando os apoios indeslocáveis para obtenção dos esforços na estrutura, considerando as fases construtivas em que foram realizadas as medições de recalque.

De posse dos esforços, foram impostas as cargas obtidas pelo CAD/TQS (cargas verticais) na planilha desenvolvida para o cálculo da previsão de recalques de Poulos e Davis (1980) para obtenção dos recalques.

Posteriormente foram flexibilizados os apoios no CAD/TQS com os valores de coeficiente de mola à translação em z, calculados com os recalques obtidos por meio da planilha de Poulos e Davis (1980) e a carga fornecida pelo CAD/TQS. O processo foi repetido até a convergência dos resultados de carga e recalque.

Foram realizadas 3 (três) interações entre a planilha e o CAD/TQS até a convergência dos resultados ($k_{n+1} = k_n$).

Após concluídas todas as análises realizou-se uma comparação com os resultados de recalques medidos em campo.

A configuração de cada bloco individual e as propriedades utilizadas para a realização da previsão de recalque antes da ISE se encontra apresentada no Anexo C deste trabalho.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados das análises desenvolvidas para a edificação em estudo, considerando o efeito da interação solo-estrutura e a sua influência nos esforços internos da edificação e nos recalques das fundações.

As análises foram realizadas com o intuito de aproximar os resultados de recalques utilizando os *softwares*, com a consideração da ISE, aos resultados de recalques medidos na estrutura. Para isso, foram realizadas retroanálises com ajustes dos parâmetros utilizados em cada uma das análises até a obtenção de uma análise final, que mais se aproximou do comportamento real da edificação.

Destaca-se que foi realizada uma análise com o método de previsão de recalque de Poulos e Davis (1980), que será descrita a seguir, para comparar com os resultados do monitoramento de recalques e com as análises realizadas com os *softwares*.

5.1. PREVISÃO DE RECALQUE PELO MÉTODO DE POULOS & DAVIS (1980)

Os parâmetros utilizados para o cálculo da previsão de recalque por Poulos e Davis (1980) apresentam-se na Tab. 5.1.

Tabela 5.1 Parâmetros utilizados para a previsão de Poulos e Davis (1980)

Parâmetros	
Coefficiente de Poisson do solo	0,3
Módulo de Young do solo	94400 kN/m ² *
Módulo de Young da estaca	2.10 ⁷ kN/m ² **

* Valor obtido pela média dos valores da correlação de 3 x N_{SPT}

** Valor obtido pela equação: $E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$, sendo o $f_{ck} = 20\text{MPa}$

Destaca-se que os diâmetros, comprimentos e cargas das estacas variaram de acordo com o bloco calculado (d = 40 cm e H = 10 m; d = 40 cm e H = 15 m; d = 50 cm e H = 15 m), conforme apresentado nas configurações dos blocos no Anexo C.

A seguir apresenta-se a Fig. 5.1 comparativa dos recalques obtidos para as fundações da situação anterior à interação solo-estrutura e posterior à interação solo-estrutura.

Destaca-se que foram realizadas 3 (três) interações entre a planilha e o *software* CAD/TQS, até a obtenção da convergência entre as cargas e os recalques encontrados.

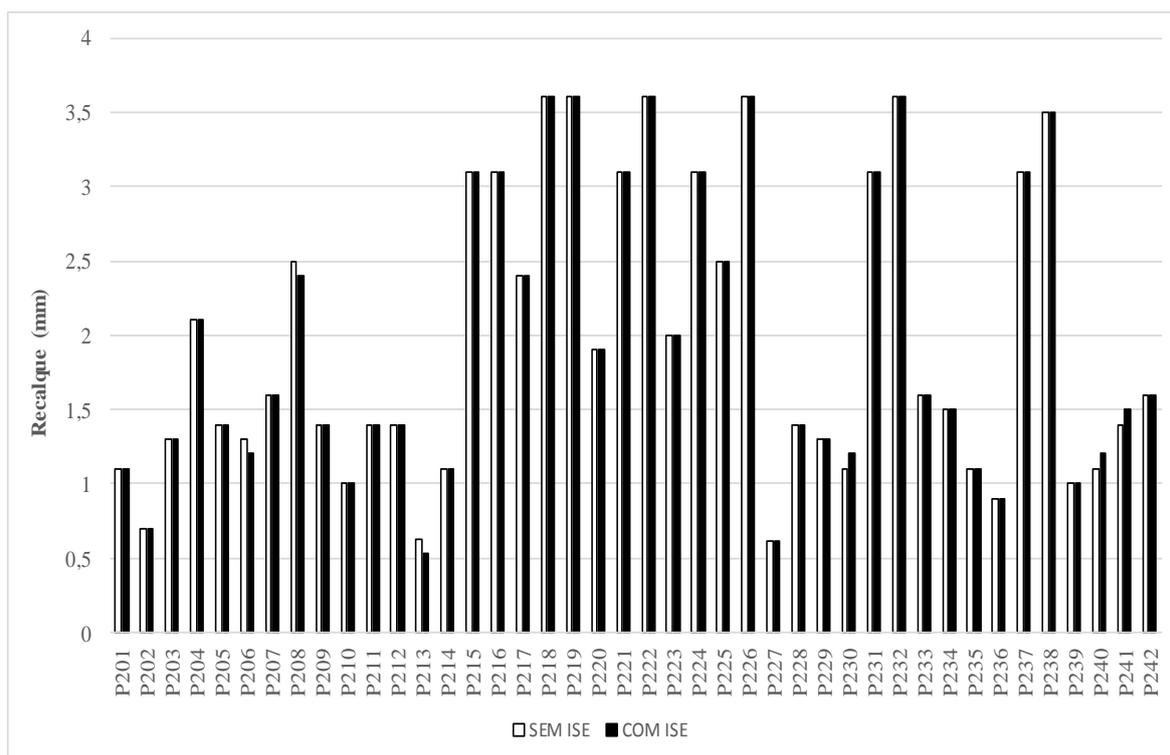


Figura 5.1 Recalques antes e após a ISE para o Torre B

A média dos valores de recalque obtidos antes e após a ISE foi de 1,96 mm, não havendo distinção de valores nas situações antes e após a ISE. Como observado na Fig. 5.1, os pilares que apresentaram os maiores valores de recalque são pertencentes aos 2 (dois) radiers estaqueados centrais (P215, P216, P218, P219, P221, P222, P224, P226, P231 e P232), com 33 (trinta e três) estacas cada, e aos blocos do P237 e P238 com 11 (onze) estacas cada.

Observa-se na Fig. 5.1 que a análise realizada antes e após a ISE não representou mudanças significativas de recalque.

Vale ressaltar que para a região do Distrito Federal e suas cidades satélites o limite usual para recalque absoluto máximo, utilizado pelos projetistas, é da ordem de 10 a 15 mm. Ultrapassado esse limite, já se estuda com maior atenção a região de forma a verificar a necessidade de um reforço no local.

Dessa forma, observa-se por meio da Fig. 5.1 que nenhum pilar apresentou recalque acima de 10 mm.

A seguir apresenta-se a Fig. 5.2 com os maiores recalques distorcionais obtidos antes e após a ISE.

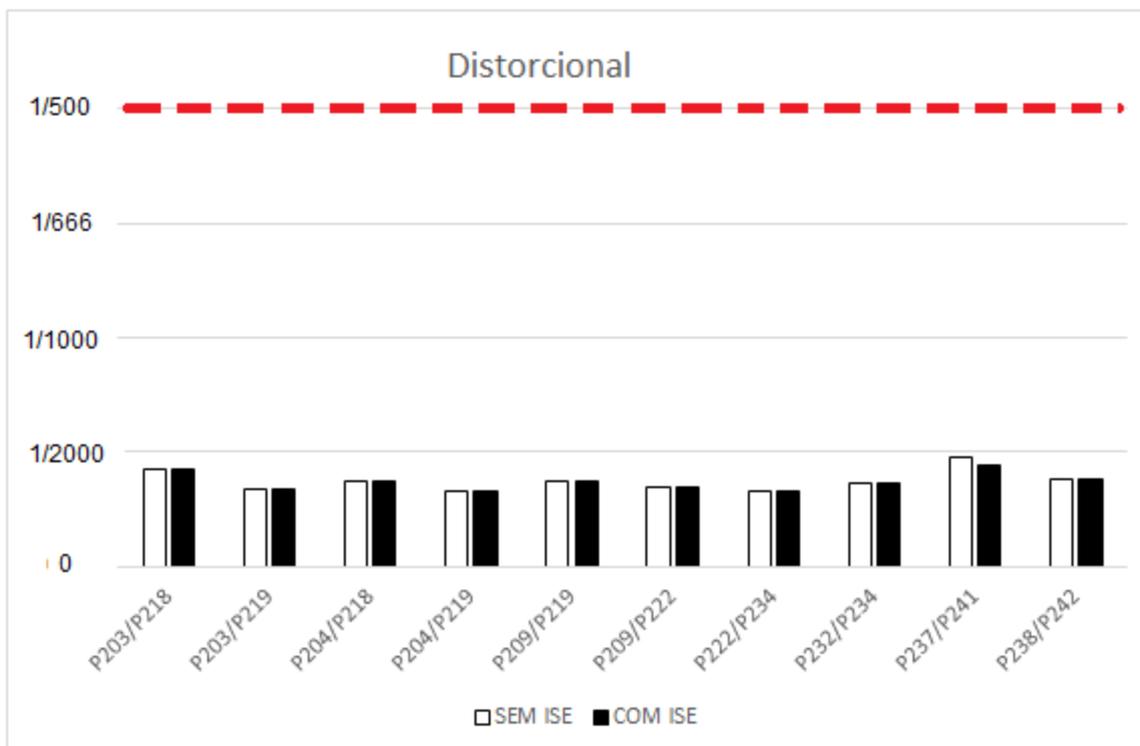


Figura 5.2 Maiores recalques distorcionais antes da ISE

Na Fig. 5.2 nota-se que não existe combinações de pilares com valores de recalques distorcionais fora dos limites estabelecidos pelas bibliografias consagradas. Observa-se que a diferença de valores de recalques distorcionais antes e após a ISE é muito pequena, sendo a variação relativa para a combinação P237/P241 de 5,88%, com os distorcionais menores após a ISE.

5.2. DEFPIG

Neste item são apresentadas as análises realizadas no programa DEFPIG para as diferentes configurações de estacas. Destaca-se que os resultados obtidos nesta análise serviram de parâmetro para calibração do programa GARP.

Com os parâmetros apresentados nas Tabs. 5.2 a 5.4, foram calculados para as três diferentes configurações de estacas ($d = 40$ cm e $H = 10$ m; $d = 40$ cm e $H = 15$ m; $d = 50$ cm e $H = 15$ m), os valores de fatores de interação e do inverso da rigidez, para a limitação de espaçamento relativo (s/d) apresentada na Tab. 4.6 (s/d variando de 1,5 a 15) e para a correlação de $3 \times N_{SPT}$ para obtenção dos módulos de Young do solo (Tab. 4.3), os quais foram utilizados nas 1ª, 2ª, 3ª e 4ª análises do GARP, do CAD/TQS e do Surfer.

Tabela 5.2 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 15 e para correlação $3 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 10$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	10	m	1,5	0,259	197786
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,214	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,182	
			3	0,158	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,126	
			5	0,105	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	6	0,090	
			7	0,078	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-	8	0,070	
			9	0,062	
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²	10	0,056	
			12	0,045	
			15	0,033	

Tabela 5.3 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 15 e para correlação $3 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,196	250217
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,176	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,160	
			3	0,147	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,127	
			5	0,112	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	6	0,099	
			7	0,089	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-	8	0,081	
			9	0,073	
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²	10	0,067	
			12	0,056	
			15	0,044	

Tabela 5.4 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 15 e para correlação $3 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 50$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,21	342617
Diâmetro do eixo da estaca	0,50	m	2	0,185	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,50	m	2,5	0,166	
			3	0,151	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,127	
			5	0,109	
Momento de inércia na seção x	0,003066	m ⁴	6	0,096	
			7	0,084	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-	8	0,075	
			9	0,067	
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²	10	0,061	
			12	0,05	
			15	0,038	

Com os parâmetros das Tabs. 5.5 a 5.7, foram calculados, para as três diferentes configurações de estacas citadas ($d = 40$ cm e $H = 10$ m; $d = 40$ cm e $H = 15$ m; $d = 50$ cm e $H = 15$ m), os valores de fatores de interação e inverso da rigidez, para a limitação de espaçamento relativo (s/d) apresentada na Tab. 4.7 (s/d variando de 1,5 a 8) e para a correlação de $3 \times N_{SPT}$ (Tab. 4.3), os quais foram utilizados na 5ª análise do GARP com o CAD/TQS.

Tabela 5.5 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 10$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	10	m	1,5	0,387	179370
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,277	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,243	
			3	0,217	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,178	
			5	0,151	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	6	0,130	
			7	0,113	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-	8	0,100	
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

Tabela 5.6 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,238	252527
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,191	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,175	
			3	0,163	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10 ⁷	kN/m ²	4	0,143	
			5	0,127	
			6	0,115	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	7	0,104	
			8	0,095	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-			
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10 ⁷	kN/m ²			

Tabela 5.7 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 50$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,264	343537
Diâmetro do eixo da estaca	0,50	m	2	0,206	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,50	m	2,5	0,187	
			3	0,172	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10 ⁷	kN/m ²	4	0,148	
			5	0,130	
			6	0,115	
Momento de inércia na seção x	0,003066	m ⁴	7	0,103	
			8	0,093	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-			
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10 ⁷	kN/m ²			

Com os parâmetros das Tabs. 5.8 a 5.10, foram calculados, para as três diferentes configurações de estacas ($d = 40$ cm e $H = 10$ m; $d = 40$ cm e $H = 15$ m; $d = 50$ cm e $H = 15$ m), os valores de fatores de interação e inverso da rigidez, para a limitação de espaçamento

relativo (s/d) apresentada na Tab. 4.7 (s/d variando de 1,5 a 8) e para a correlação de $5 \times N_{SPT}$ (Tab 4.4), os quais foram utilizados na 6ª análises do GARP com o CAD/TQS.

Tabela 5.8 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 10$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	10	m	1,5	0,328	236014
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,240	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,213	
			3	0,192	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,160	
			5	0,137	
			6	0,119	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	7	0,104	
			8	0,092	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-			
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

Tabela 5.9 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,320	296310
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,258	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,237	
			3	0,219	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,191	
			5	0,169	
			6	0,151	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	7	0,135	
			8	0,122	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-			
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

Tabela 5.10 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=50$ cm e $H=15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 50$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,212	419848
Diâmetro do eixo da estaca	0,50	m	2	0,165	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,50	m	2,5	0,150	
			3	0,137	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,117	
			5	0,102	
Momento de inércia na seção x	0,003066	m ⁴	6	0,090	
			7	0,080	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-	8	0,072	
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

E, finalmente, com os parâmetros das Tabs. 5.11 a 5.13, foram calculados, para as três diferentes configurações de estacas ($d = 40$ cm e $H = 10$ m; $d = 40$ cm e $H = 15$ m; $d = 50$ cm e $H = 15$ m), os valores de fatores de interação e inverso da rigidez, para a limitação de espaçamento relativo (s/d) apresentada na Tab. 4.7 (s/d variando de 1,5 a 8) e para a correlação de $3 \times N_{SPT}$ (Tab 4.5), os quais foram utilizados na 7^a análises do GARP com o CAD/TQS.

Tabela 5.11 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi=40$ cm e $H=10$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $3 \times N_{SPT}$ com SP05

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 10$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	10	m	1,5	0,361	381727
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,278	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,251	
			3	0,228	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,193	
			5	0,166	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	6	0,144	
			7	0,127	
Coeficiente de Poisson do solo	0,3	-	8	0,111	
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

Tabela 5.12 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi = 40$ cm e $H = 15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$ com SP05

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 40$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,260	436441
Diâmetro do eixo da estaca	0,40	m	2	0,217	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,40	m	2,5	0,202	
			3	0,189	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,168	
			5	0,151	
			6	0,136	
Momento de inércia na seção x	0,001256	m ⁴	7	0,124	
			8	0,113	
Coefficiente de Poisson do solo	0,3	-			
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

Tabela 5.13 Propriedades e resultados do programa DEFPIG para estacas hélices com $\phi = 50$ cm e $H = 15$ m com s/d variando de 1,5 a 8 e para correlação $5 \times N_{SPT}$ com SP05

ESTACAS HÉLICE COM $\phi = 50$ cm E $H = 15$ m					
Dados de entrada			Dados de saída		
Propriedade	Valor	Unid.	Espaçamento relativo (s/d)	Fatores de interação	Rigidez da estaca (kN/m)
Comprimento	15	m	1,5	0,269	546836
Diâmetro do eixo da estaca	0,50	m	2	0,216	
Diâmetro da extremidade da estaca	0,50	m	2,5	0,197	
			3	0,181	
Módulo de Young do material da estaca (concreto)	2.10^7	kN/m ²	4	0,156	
			5	0,137	
			6	0,120	
Momento de inércia na seção x	0,003066	m ⁴	7	0,107	
			8	0,095	
Coefficiente de Poisson do solo	0,3	-			
Módulo de Young do material subjacente a camada de solo impenetrável	2.10^7	kN/m ²			

A Fig. 5.3 apresenta os resultados da relação entre o espaçamento relativo (s/d), das Tabs. 5.2 a 5.4, e dos fatores de interação (α) para cada tipo de estaca analisada.

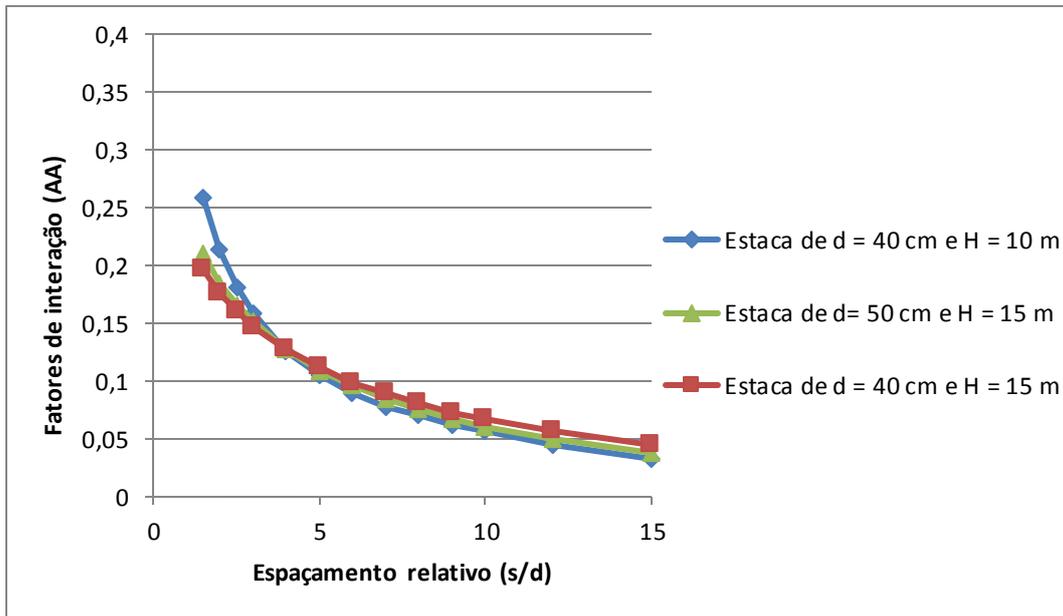


Figura 5.3 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 15 e para a correlação de $3 \times N_{SPT}$

Observa-se na Fig. 5.3 que à medida que o espaçamento relativo entre as estacas aumenta, os fatores de interação das estacas diminuem, conforme o esperado.

A Fig. 5.4 apresenta os resultados da relação entre o espaçamento relativo (s/d), das Tabs. 5.5 a 5.7, e dos fatores de interação (α) para cada tipo de estaca analisada.

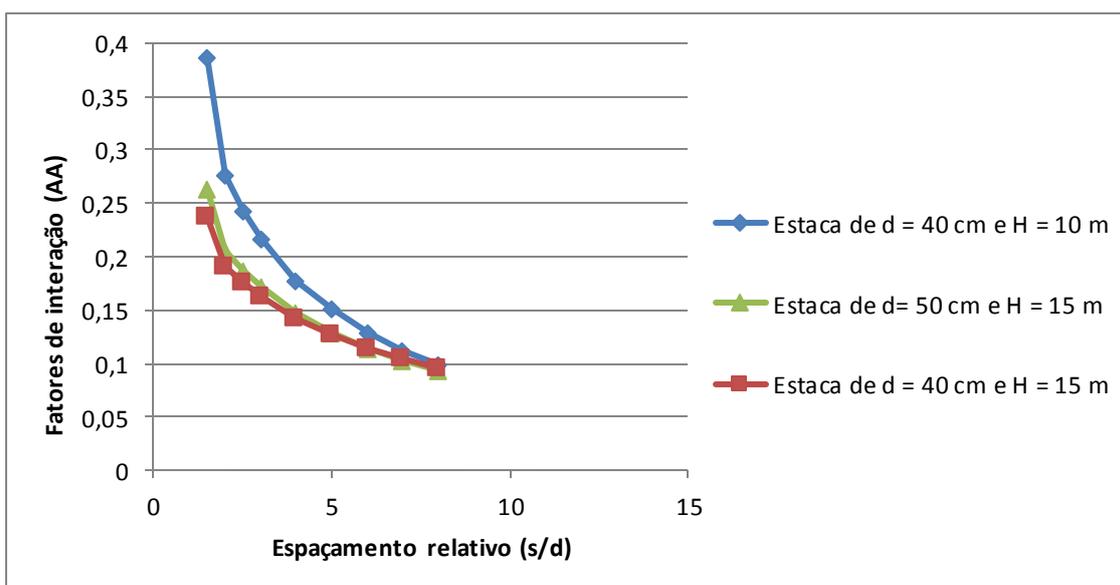


Figura 5.4 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 8 e para a correlação de $3 \times N_{SPT}$

Observa-se na Fig. 5.4 que a medida que o espaçamento relativo entre as estacas aumenta os fatores de interação das estacas diminuem, conforme o esperado.

Observa-se que, em relação à análise anterior, a limitação do espaçamento relativo para s/d igual 8, aumentou os valores dos fatores de interação. Isso pode ser explicado devido à limitação da distância máxima de interação possibilitar a modelagem da solução reduzida entre duas estacas distantes, em um grupo de estacas, devido ao efeito das estacas intermediárias.

A Fig. 5.5 apresenta os resultados da relação entre o espaçamento relativo (s/d), das Tabs. 5.8 a 5.10, e dos fatores de interação (α) para cada tipo de estaca analisada.

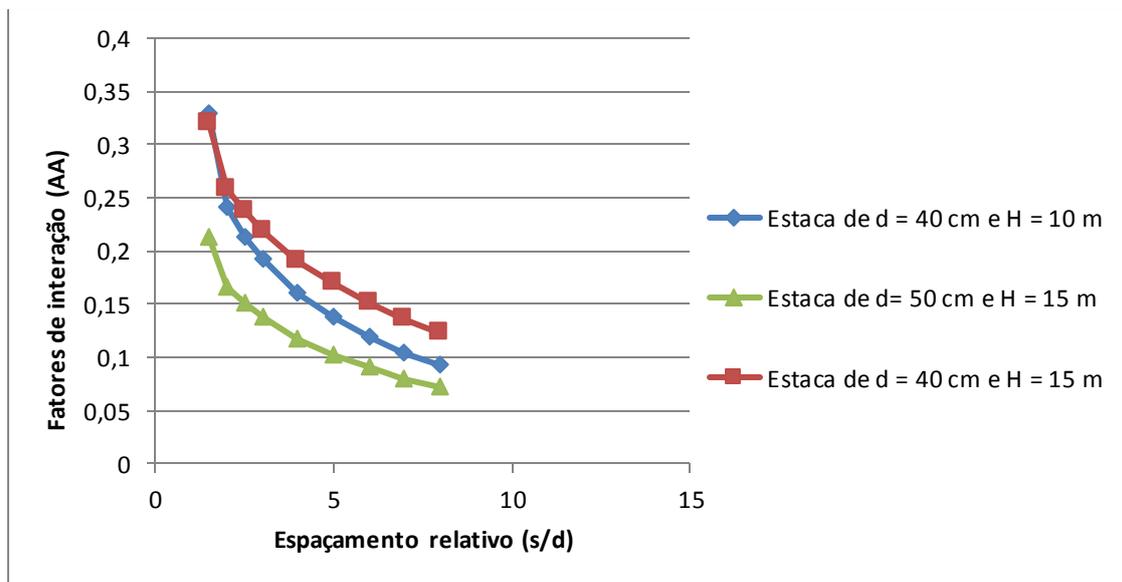


Figura 5.5 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 8 e para a correlação de $5 \times N_{SPT}$

Observa-se na Fig. 5.5 que a medida que o espaçamento relativo entre as estacas aumenta os fatores de interação das estacas diminuem, conforme o esperado.

Em relação a análise de espaçamento relativo anterior (Fig. 5.5) observa-se que a mudança da correlação do N_{SPT} para $5 \times N_{SPT}$, ocasionou em menores valores de fator de interação para as configurações de estaca $d = 40$ cm e $H = 10$ m e $d = 50$ cm e $H = 15$ m, já para a estaca de $d = 40$ cm e $H = 15$ m a mudança da correlação causou maiores valores de fatores de interação. Para todas as configurações de estacas o aumento da correlação ocasionou maiores valores de rigidez das estacas.

A Fig. 5.6 apresenta os resultados da relação entre o espaçamento relativo (s/d), das Tabs. 5.11 a 5.13, e dos fatores de interação (α) para cada tipo de estaca analisada.

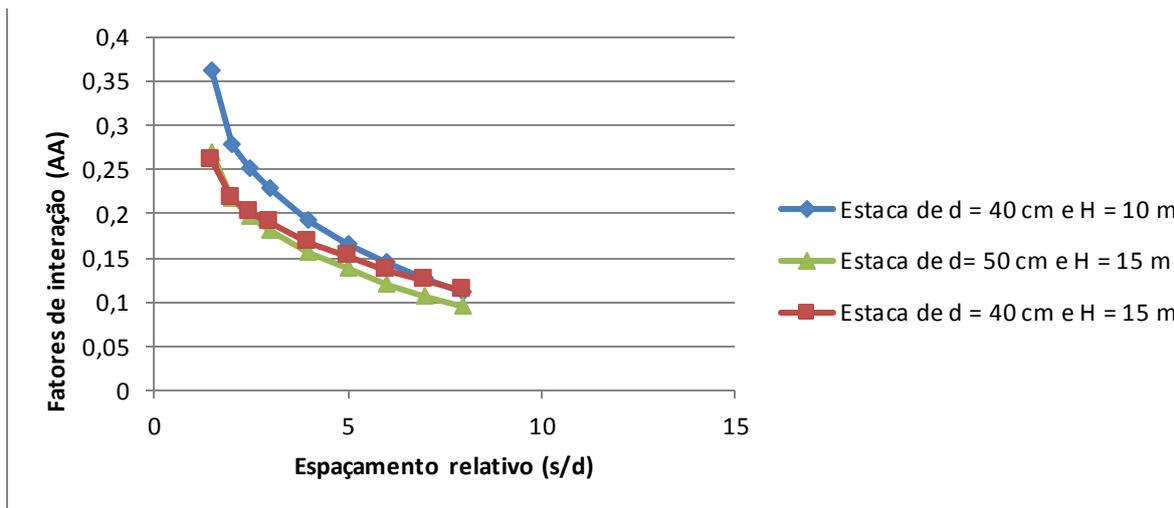


Figura 5.6 Espaçamento relativo (S/D) x Fatores de interação (α) para s/d variando de 1,5 a 8 e para a correlação de $3 \times N_{SPT}$ para a sondagem SP05

Observa-se na Fig. 5.6 que a medida que o espaçamento relativo entre as estacas aumenta os fatores de interação das estacas diminuem, conforme o esperado.

A Fig. 5.7 apresenta a curva carga x recalque (em escala logarítmica) obtida por meio de prova de carga junto às curvas de carga e recalque simuladas no GARP, para cada configuração de estaca analisada no DEFPIG. Esta figura tem o intuito de verificar se os cálculos realizados pelo DEFPIG para os fatores de interação se ajustam bem à componente elástica da curva carga x recalque, no caso das 1ª, 2ª e 3ª análises, uma vez que não foi considerado o comportamento não linear das curvas no GARP para as referidas análises.

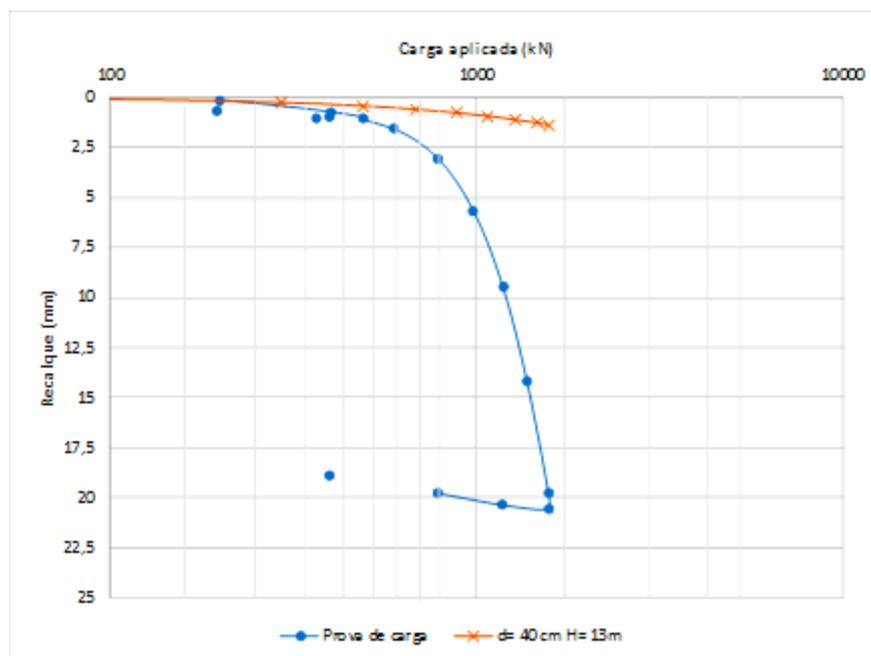


Figura 5.7 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP

Observada a Fig. 5.7 é possível notar bom ajuste da curva (na simulação do GARP) quando comparadas com a curva carga x recalque da prova de carga, no que se refere a parte elástica da referida curva.

As Figs. 5.8 a 5.11 apresentam a simulação da curva carga x recalque no GARP, considerando o comportamento não linear, para a configuração de estaca da prova de carga $d = 40 \text{ cm}$ e $H = 13 \text{ m}$ para cada uma das análises realizadas.

Destaca-se que o valor de R_f foi obtido por tentativa e erro, observando o valor que mais se adequou à curva da prova de carga.

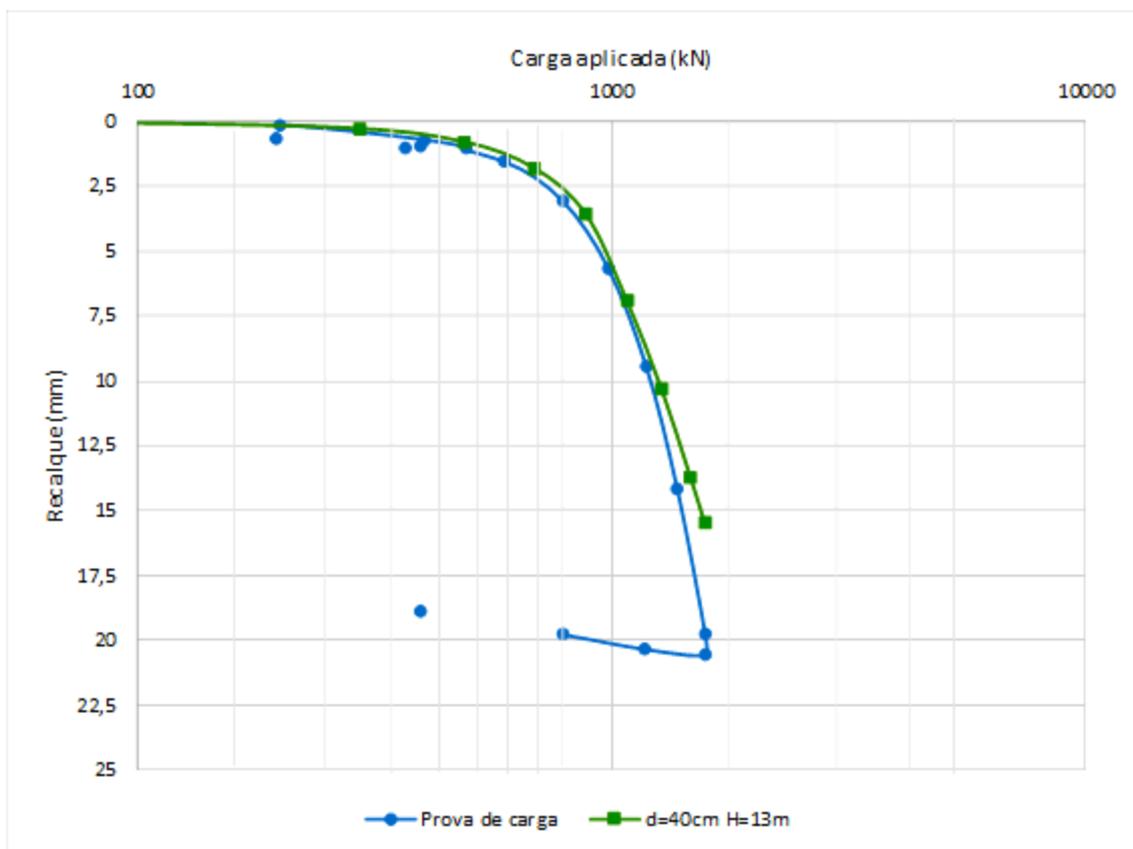


Figura 5.8 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 4ª análise

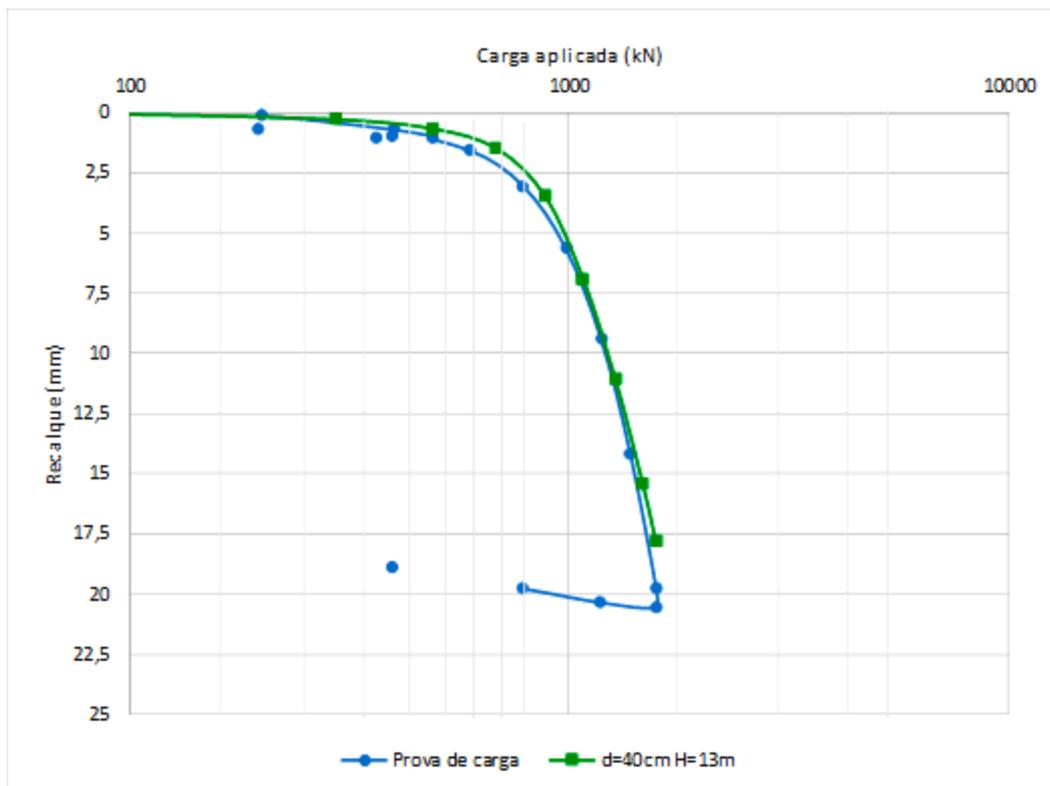


Figura 5.9 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 5ª análise

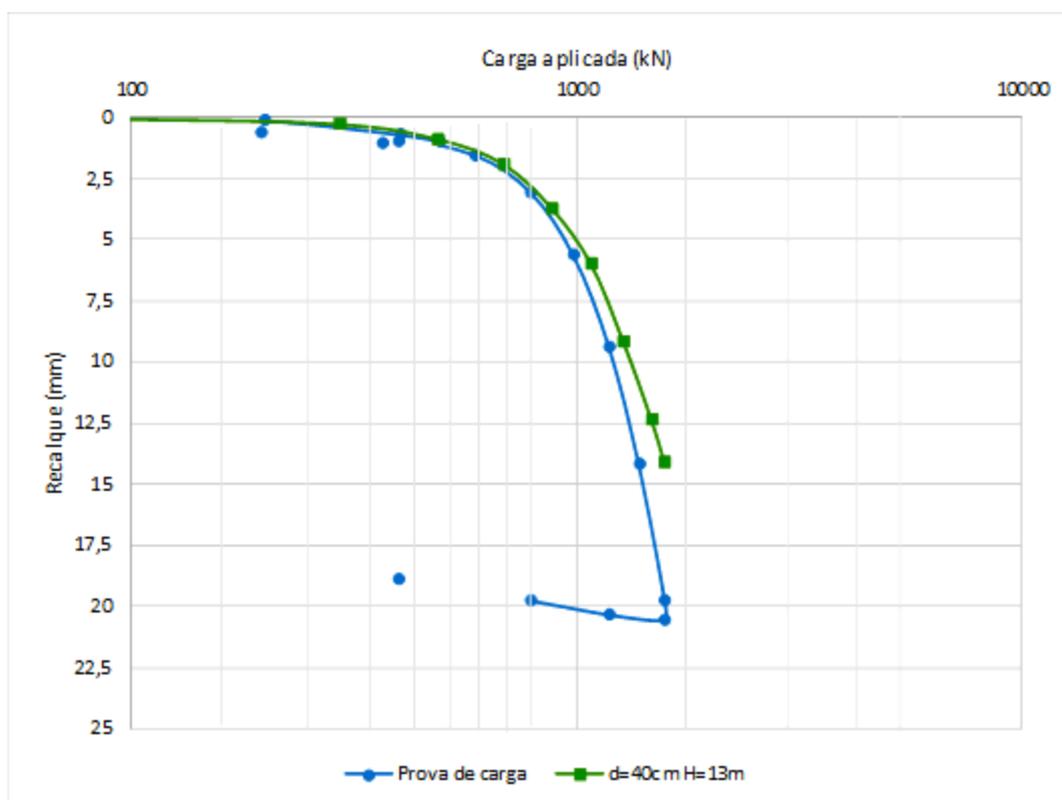


Figura 5.10 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 6ª análise

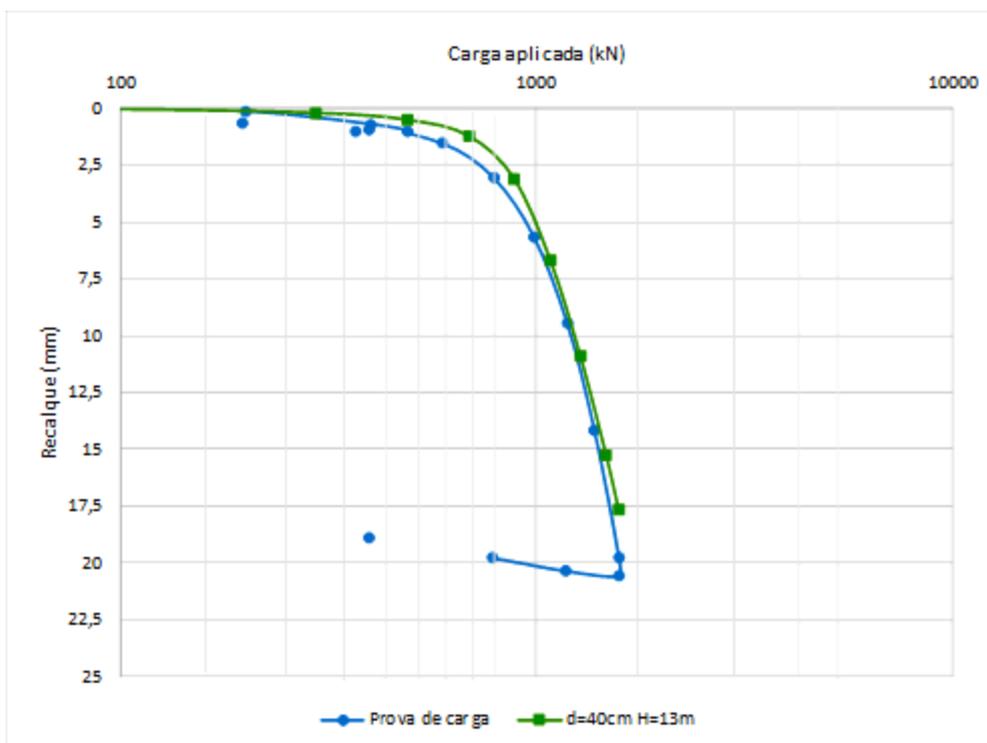


Figura 5.11 Curva carga recalque junto aos resultados obtidos pela análise no GARP para a 7ª análise

Observa-se nas Figs. 5.8 a 5.11, que o trecho linear inicial e o não linear foram contemplados na retroanálise. As curvas simuladas no GARP para a estaca da prova de cargas se ajustaram bem à curva carga x recalque.

5.3. GARP, CAD/TQS E SURFER

Os resultados das seis primeiras análises encontram-se no tópico abaixo (5.3.1) para melhor compreensão dos resultados. No tópico 5.3.2 apresentam-se os resultados referente apenas à 7ª análise.

5.3.1. Resultados das 6 primeiras análises

5.3.1.1 1ª Análise – Radier estaqueado central e radier central junto aos blocos circundantes: 11 (onze) casos de esforços

A 1ª análise realizada teve como objetivo obter a combinação de esforços que apresentou os maiores esforços internos na estrutura e no bloco e os maiores valores de recalque para a utilização nas demais análises.

Por meio do pórtico espacial modelado no *software* CAD/TQS (Fig. 5.12), considerando os apoios indeslocáveis, foi observada, primeiramente, a variação dos esforços internos na estrutura para o caso do radier estaqueado central (P215, P216, P221, P224 e P231) para as 11 (onze) combinações de esforços, conforme Fig. 5.13.

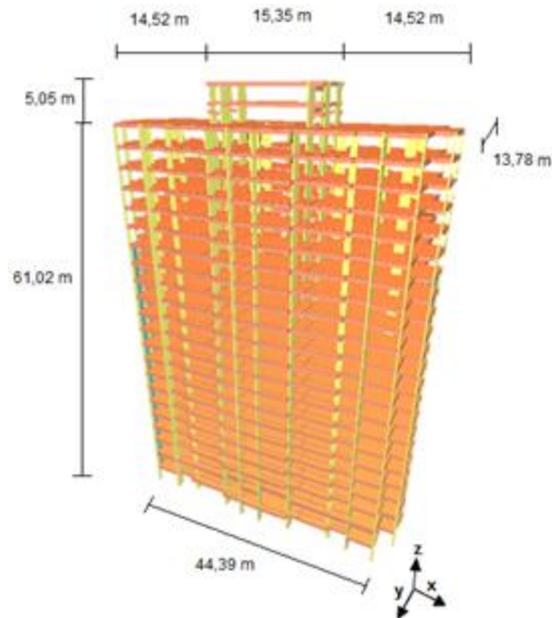


Figura 5.12 Pórtico espacial modelado no CAD/TQS na 1ª análise

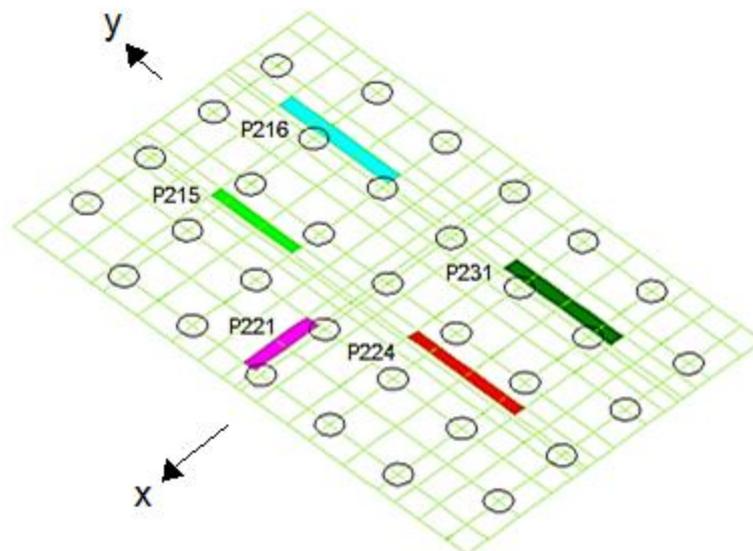


Figura 5.13 Radier estaqueado central (P215, P216, P221, P224 e P231)

Os resultados de esforços para as 7 (sete) combinações de esforços estão apresentados nas Figs. 5.14 a 5.19.

Destaca-se que para esta análise do CAD/TQS, os apoios não foram flexibilizados.

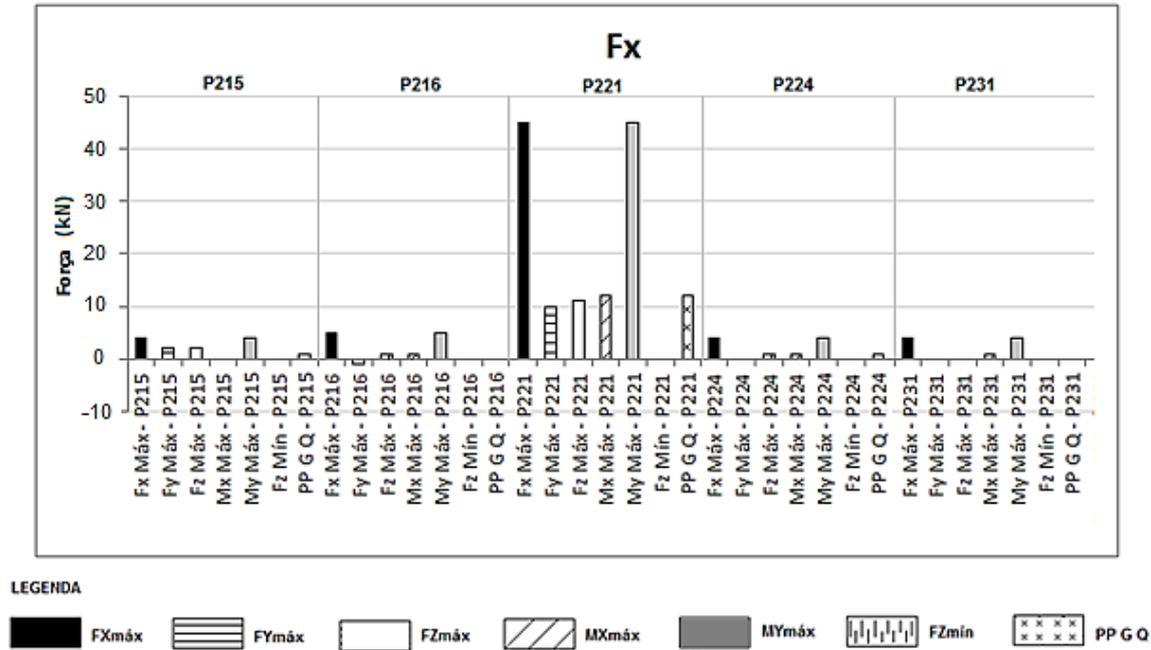


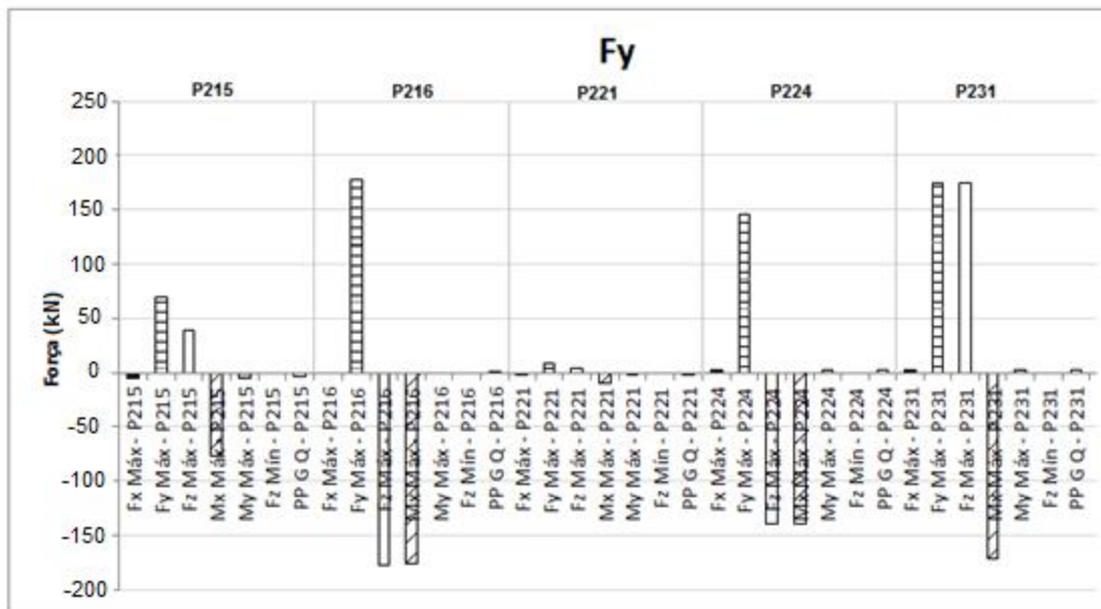
Figura 5.14 Fx para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços

Observa-se, por meio da Fig. 5.14, que o pilar que obteve o maior valor do esforço normal foi o P221. Destaca-se que o esforço normal positivo representa um alongamento da fibra longitudinal (tração) e o esforço normal negativo representa um encurtamento (compressão).

Os maiores valores de esforço normal obtidos pelos pilares foram das combinações $Fx_{máx}$ e $My_{máx}$ (com os mesmos valores de esforços para cada pilar).

Destaca-se que para a escolha da combinação de esforço a ser utilizada nas demais análises foi levantado para todos os esforços (Fx, Fy, Fz, Mx, My e Mz) a combinação de carregamento ($Fx_{Máx}$, $Fy_{Máx}$, $Fz_{Máx}$, $Mx_{Máx}$, $My_{Máx}$, $Fz_{Mín}$ e PP+G+Q) que obteve os maiores valores de modo geral (para todos os esforços). Dessa forma, ao final de todos os resultados de esforços foi escolhida a combinação que obteve, de maneira geral, os maiores valores de esforços.

O esforço cortante provoca um deslizamento linear, no sentido do esforço, ocasionando o corte ou cisalhamento da seção. As Figs. 5.15 e 5.16 apresentam os esforços cortantes nas direções y e z dos pilares do radier para cada caso de carregamento.

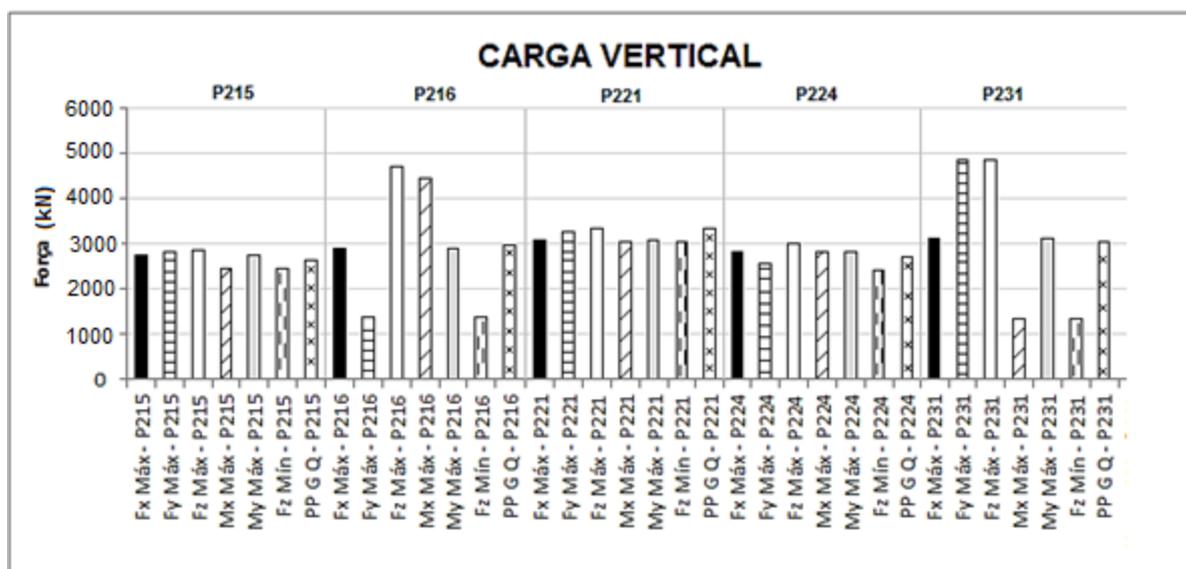


LEGENDA



Figura 5.15 F_y para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços

Observa-se por meio da Fig. 5.15 que os pilares que obtiveram os maiores valores de esforço cortante em y foram os pilares P216 (com a combinação $F_{y\text{máx}}$) e P231 (com a combinação $F_{z\text{máx}}$).



LEGENDA



Figura 5.16 Carga vertical para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços

Na Fig. 5.16 observa-se que os pilares que obtiveram as maiores cargas foram os pilares P216 e P231 para as combinações $F_{z\text{máx}}$ e $F_{y\text{máx}}$.

O momento torsor provoca o giro da seção em torno de seu baricentro ou de todas as seções em torno de seu eixo longitudinal. A Fig. 5.17 apresenta o momento torsor dos pilares do radier para cada combinação de carga.

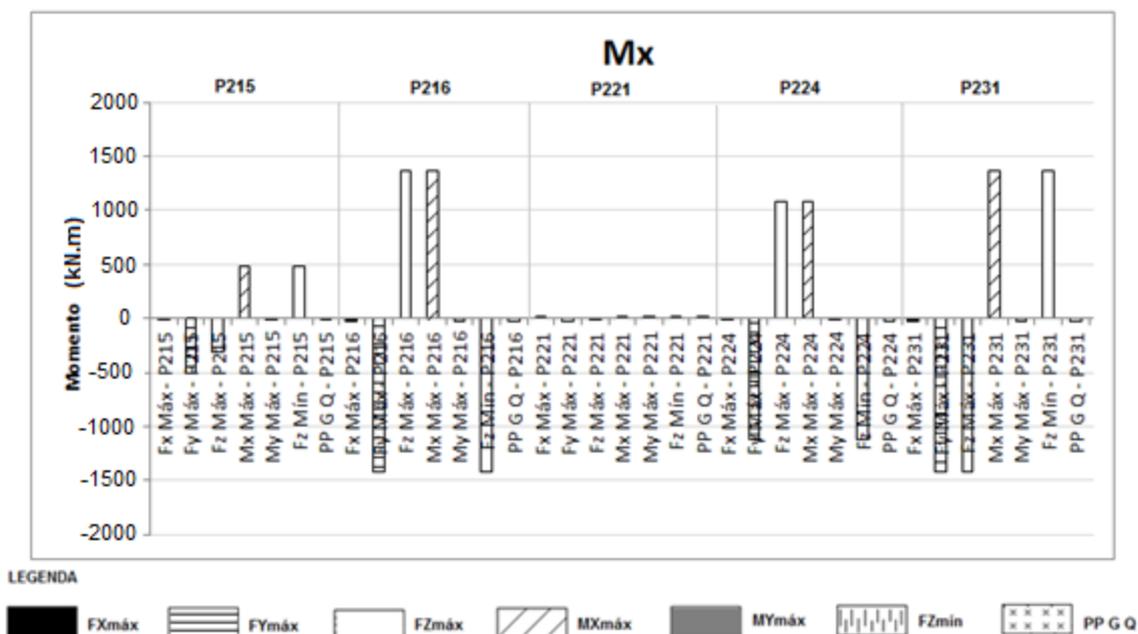


Figura 5.17 Mx para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços

Os pilares que obtiveram os maiores momentos torsores foram os P216, P224 e P231. As combinações de esforços que obtiveram maiores momentos torsores para os pilares foram a combinação $F_{y\text{máx}}$, $F_{z\text{mín}}$ e $F_{z\text{máx}}$.

O efeito do momento fletor é o de provocar o giro em torno de um eixo contido na seção. As fibras de uma extremidade são tracionadas enquanto as fibras do outro lado são comprimidas. As Figs. 5.18 e 5.19 apresentam os momentos nos eixos y e z dos pilares do radier estaqueado central.

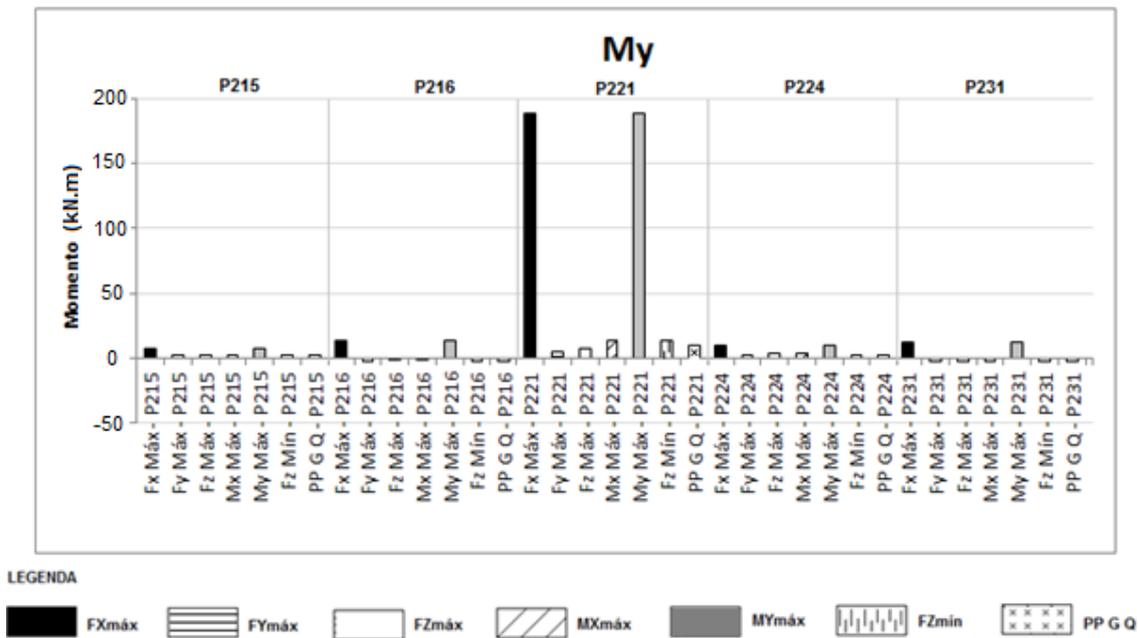


Figura 5.18 My para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços

O momento fletor My é positivo quando traciona as fibras internas da estrutura. Observa-se por meio da Fig. 5.18 que o pilar com o maior momento em y é o P221. Observa-se que as combinações de esforços que obtiveram os maiores valores de My foram as combinações My_{máx} e Fx_{máx}.

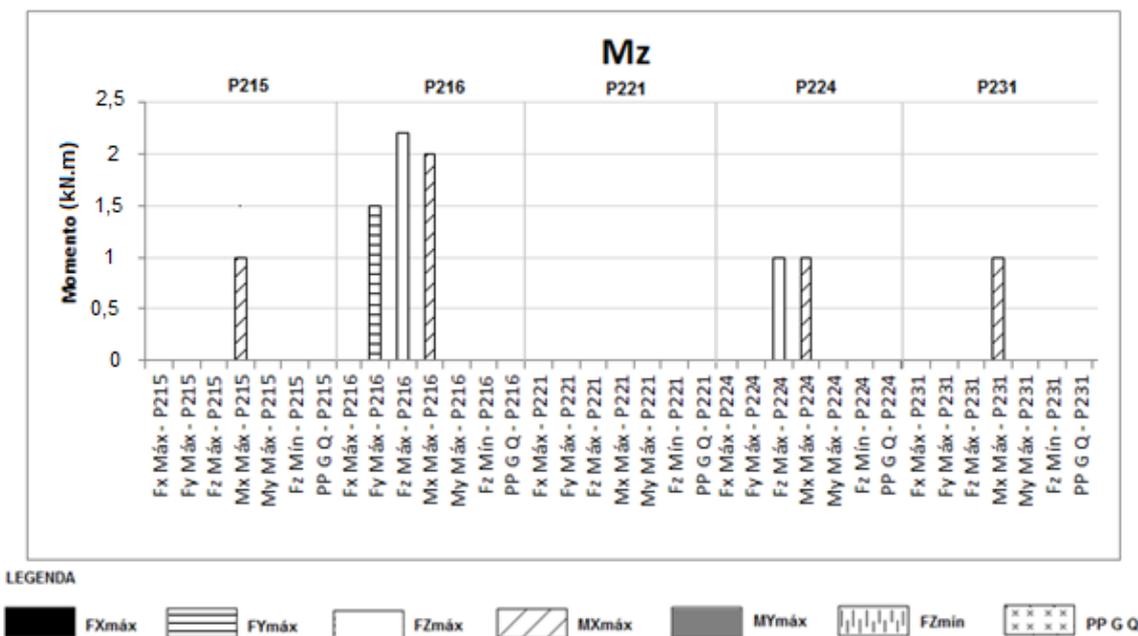


Figura 5.19 Mz para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231 para todas as combinações de esforços

O momento fletor M_z é considerado positivo quando traciona as fibras de baixo da estrutura. Observa-se na Fig. 5.19 que o pilar com o maior momento na direção z é o P216. A combinação de esforço que obteve os maiores valores de M_z , considerando todos os pilares, foi a combinação $F_{z\text{máx}}$ seguida da combinação $M_{x\text{máx}}$.

A Tab. 5.14 apresenta o resumo dos maiores valores de esforços obtidos para cada esforço (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y e M_z) identificando suas respectivas combinações de carregamento e pilares em que o maior esforço incidiu.

Tabela 5.14 Resumo dos esforços e combinações de carregamento

	1º MAIOR VALOR	PILAR	COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTO	2º MAIOR VALOR	PILAR	COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTO
FX (kN)	45	P221	$F_{x\text{Máx}}/M_{y\text{Máx}}$	12	P221	$M_{x\text{Máx}}/PP\ GG\ Q$
FY (kN)	178	P216	$F_{y\text{Máx}}$	-177	P216	$F_{z\text{Máx}}$
FZ (kN)	4831	P231	$F_{y\text{Máx}}/F_{z\text{Máx}}$	4704	P216	$F_{z\text{Máx}}$
MX (kN.m)	-1421	P216/P216/ P231	$F_{y\text{Máx}}/F_{z\text{Mín}}/F_{z\text{Máx}}$	-1416	P231	$F_{y\text{Máx}}$
MY (kN.m)	188	P221	$F_{x\text{Máx}}/M_{y\text{Máx}}$	14	P221	$M_{x\text{Máx}}/F_{x\text{Máx}}$
MZ (kN.m)	2,2	P216	$F_{z\text{Máx}}$	2	P216	$M_{x\text{Máx}}$

Observa-se na Tab. 5.14 que a combinação $F_{z\text{máx}}$ foi a que mais apareceu entre os maiores valores de esforços.

Na Tab. 5.16 tem-se os esforços críticos do bloco obtidos por meio do GARP para os 7 (sete) casos do radier central (P215/P216/P221/P224/P231).

Destaca-se que esses esforços foram obtidos inserindo os valores de carregamento obtidos pelo CAD/TQS para as 7 (sete) combinações de esforços (Tab. 5.15) no GARP.

Tabela 5.15 Combinações de esforços

Casos analisados	Combinações
Caso 1	F_x máximo
Caso 2	F_y máximo
Caso 3	F_z máximo
Caso 4	M_x máximo
Caso 5	M_y máximo
Caso 6	F_z mínimo
Caso 7	PP + G + Q

Tabela 5.16 Esforços críticos no bloco para 11 casos do radier central

Combinações de esforços	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
Mx máx (+) (kN.m/m)	1120	1280	1750	1580	1110	970	1400
Mx mín (-) (kN.m/m)	-30	-80	-290	-330	-50	-30	-40
My máx (+) (kN.m/m)	630	690	750	690	700	530	630
My mín (-) (kN.m/m)	-60	-50	-70	-50	-60	-70	-70
Recalque máx. (mm)	6,7	6,8	10,7	7,9	8,7	5,4	7,7

Observou-se por meio da Tab. 5.16 que a combinação do Caso 3 ($F_{z\text{máx}}$) também obteve os maiores resultados de momentos e recalque para o bloco. Dessa forma, escolheu-se a combinação de $F_{z\text{Máx}}$ para a realização das 2^a, 3^a, 4^a, 5^a e 6^a análises.

A seguir, apresentam-se as Figs. 5.20 e 5.21 que representam os diagramas de momentos Mx e My para o Caso 3 ($F_{z\text{máx}}$), obtidos pelo programa GARP para o radier estaqueado central.

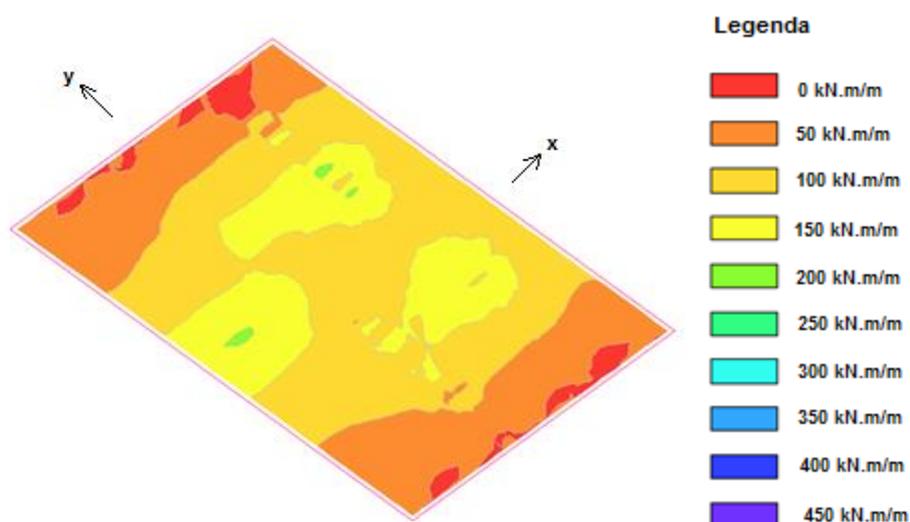


Figura 5.20 Momentos Mx, para o radier P215\P216\P221\P224\P231

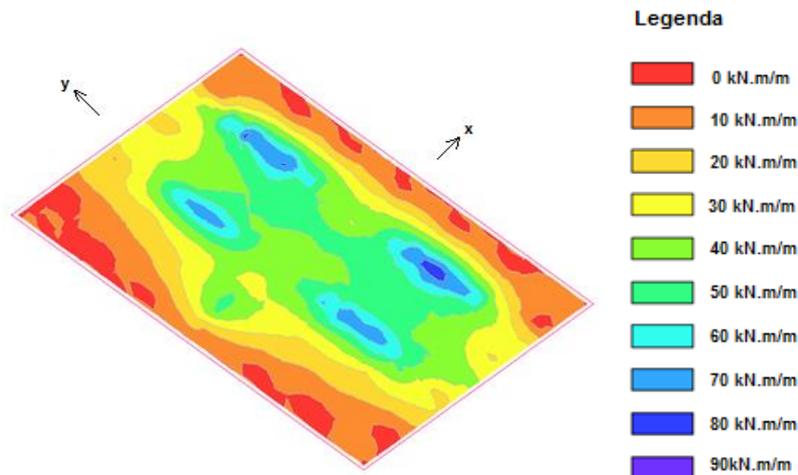


Figura 5.21 Momentos M_y , para o radier P215\P216\P221\P224\P231

Nota-se por meio das Figs. 5.20 e 5.21 que os maiores valores de momentos ocorrem na região dos pilares e conforme vai se distanciando, os valores de momento vão ficando menores.

A Fig. 5.22 apresenta as curvas de iso-recalque obtidas pelo GARP para o radier central, considerando o carregamento da edificação na fase final de construção. Destaca-se que para obtenção dessas curvas foram utilizados os esforços verticais e momentos fornecidos pelo CAD/TQS no GARP.

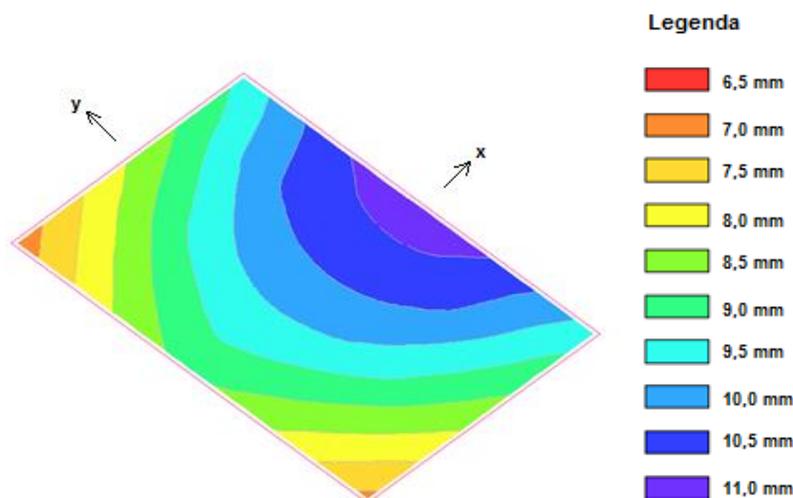


Figura 5.22 Curva de iso-recalque obtida no GARP para o radier P215\P216\P221\P224\P231

Sabe-se que pela disposição dos pilares no radier estaqueado, existem 4 (quatro) pilares (P215, P216, P224 e P231) localizados mais próximos ao meio do radier, e apenas um pilar (P221) localizado à esquerda do radier (Fig. 5.23). Quanto à disposição das estacas, elas se apresentam igualmente posicionadas e distanciadas simetricamente em relação ao eixo do radier (Fig. 5.24).

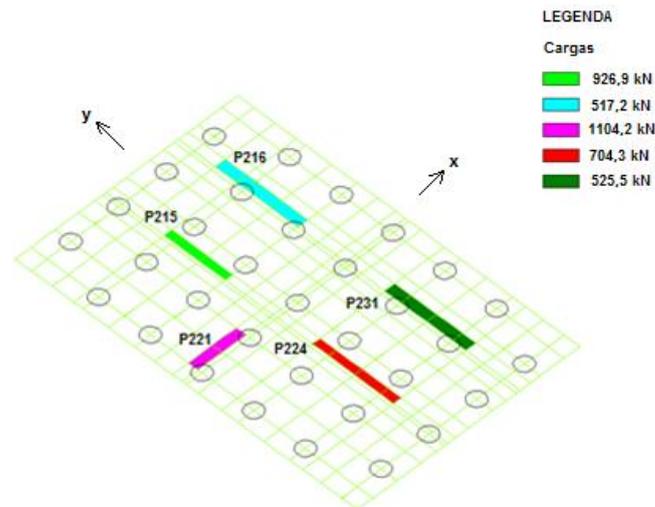


Figura 5.23 Disposição dos pilares P215\P216\P221\P224\P231 no radier

A Fig. 5.24 apresenta a carga suportada em cada estaca do radier, para a combinação $F_{z\text{Máx}}$ após a imposição das cargas obtidas pelo CAD/TQS no GARP.

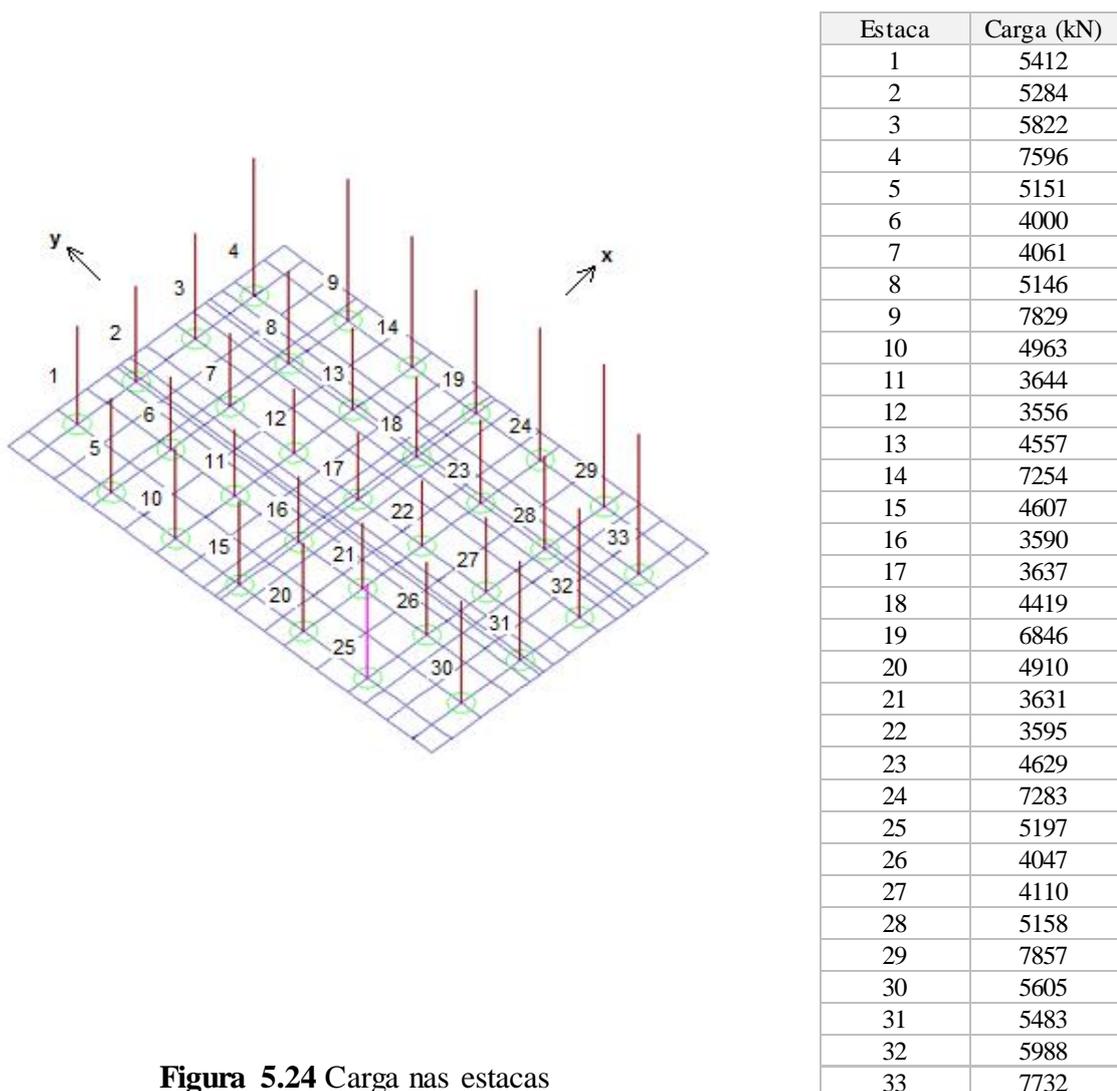


Figura 5.24 Carga nas estacas

De acordo com a Fig. 5.24 as estacas que receberam as maiores cargas foram as estacas 4, 9, 14, 19, 24, 29 e 33, todas localizadas no canto direito do radier, região com maiores recalques, como apresentado na Fig. 5.13.

Dessa forma, a Fig. 5.22 apresenta uma disposição para as curvas de iso-recalque coerente, uma vez que, os maiores recalques se apresentam da metade do radier para a direita (parte mais carregada do bloco) enquanto os menores recalques se apresentam na lateral esquerda (menos carregada).

O valor máximo de recalque obtido foi de 11,0 mm, sendo utilizado pelos projetistas, para a região de Brasília valores de recalque absoluto máximo da ordem de 10 a 15 mm.

Vale ressaltar, que o solo abaixo do radier estaqueado não apresenta grandes alterações, apresentando, de forma geral, resistência equivalente em todas as regiões do radier (Fig. 5.25).

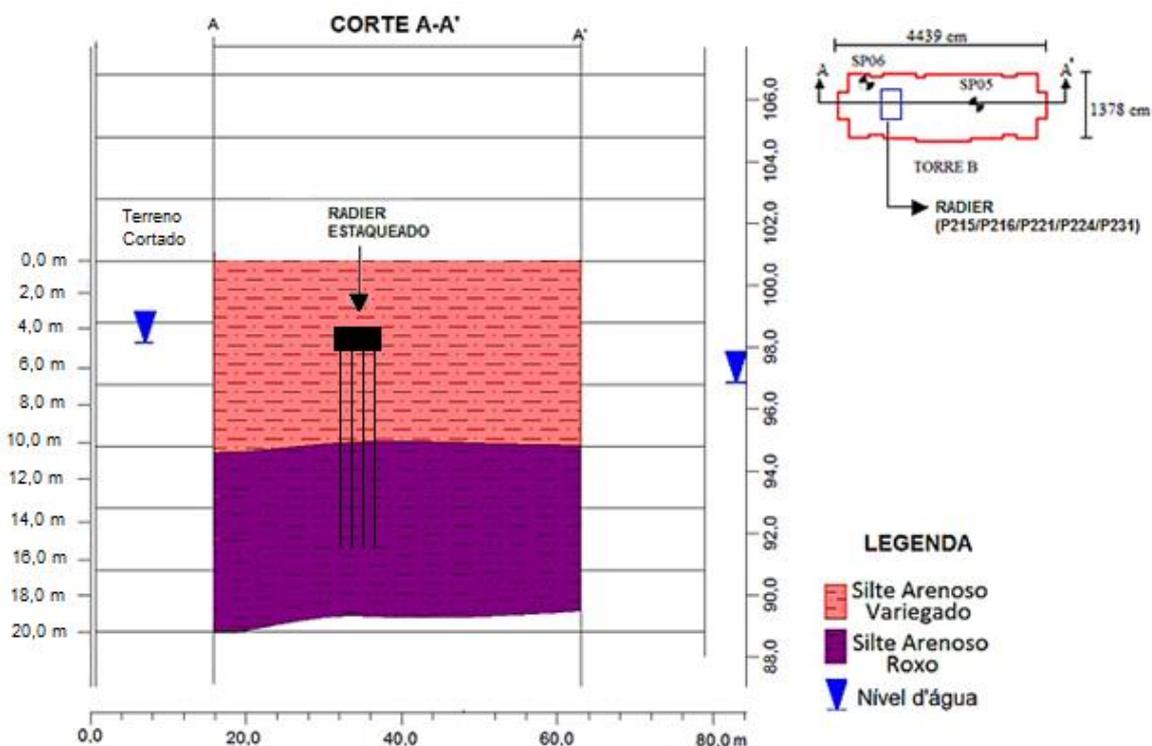


Figura 5.25 Perfil do solo abaixo do radier estaqueado (P215/P216/P221/P224/P231)

Como continuação da 1ª análise, descrita na metodologia (Fig. 4.6), e para uma melhor avaliação do programa GARP, com relação à influência de outros blocos no recalque do radier central, fez-se uma análise considerando os 13 (treze) blocos circundantes ao referido radier.

A Tab. 5.17 resume os esforços críticos obtidos para os 7 casos estudados para o radier central junto aos blocos circundantes obtidos por meio do programa GARP.

Vale ressaltar, que foram utilizados os mesmos valores de carga do CAD/TQS para o radier estaqueado central (P215/P216/P221/P224/P231), ou seja, modelou-se o pórtico no CAD/TQS sem a flexibilização dos apoios e obteve-se as cargas a serem inseridas no GARP. A diferença nessa análise em relação à anterior é que além das cargas do referido radier foram inseridas também as cargas dos blocos circundantes (P203, P205, P206, P207, P208, P217, P220, P225, P233, P236, P237, P241 e P242), ou seja, todos os blocos citados foram modelados em um mesmo arquivo do GARP (Fig. 5.26).

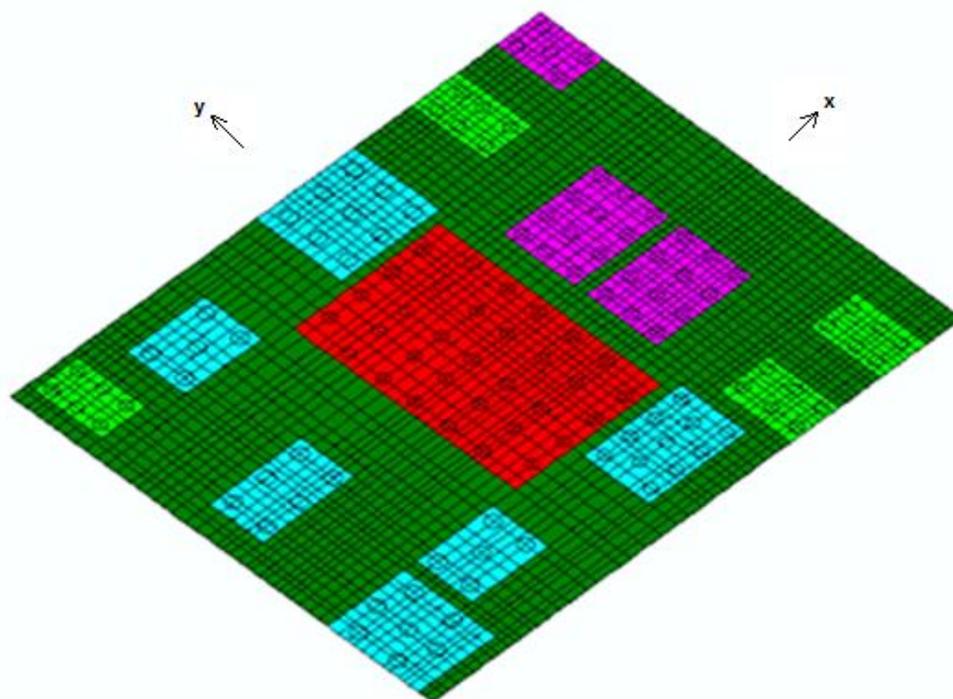


Figura 5.26 Malha do radier e blocos circundantes desenvolvida no GARP

Tabela 5.17 Resumo dos esforços críticos encontrados para os 7 casos estudados para o radier junto aos blocos circundantes

Combinações de esforços	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
Mx máx (+) (tf.m/m)	128	170	159	145	128	123	148
Mx mín (-) (tf.m/m)	-23	-32	-41	-52	-23	-36	-9
My máx (+) (tf.m/m)	107	90	118	119	110	97	96
My mín (-) (tf.m/m)	-21	-17	-12	-13	-15	-14	-16
Recalque máx. (mm)	34,2	32,3	40,4	37,9	35,6	30	38,5

Observadas as Tabs. 5.16 e 5.17 é possível verificar que os recalques máximos obtidos para as análises que consideram os blocos circundantes ao radier estaqueado central apresentam valores superiores às análises que consideram apenas o radier estaqueado. Isso demonstra que o programa considera a interação entre os blocos circundantes exercendo influência sobre o recalque do radier e dos demais blocos.

Destaca-se que a malha utilizada nessa análise considerou todos os blocos em conjunto, e a diferenciação dos blocos foi feita por meio da espessura dos mesmos. Dessa forma, a malha localizada entre os blocos recebeu uma espessura de 1 mm. Sendo assim, o recalque máximo apresentado na Tab. 5.17 é o recalque máximo obtido em um dos 14 (quatorze) blocos da análise. Para identificação do bloco que obteve o maior recalque em cada caso de carregamento, foi feita uma análise das curvas de iso-recalque fornecidas pelo GARP (Fig. 5.27 a 5.33).

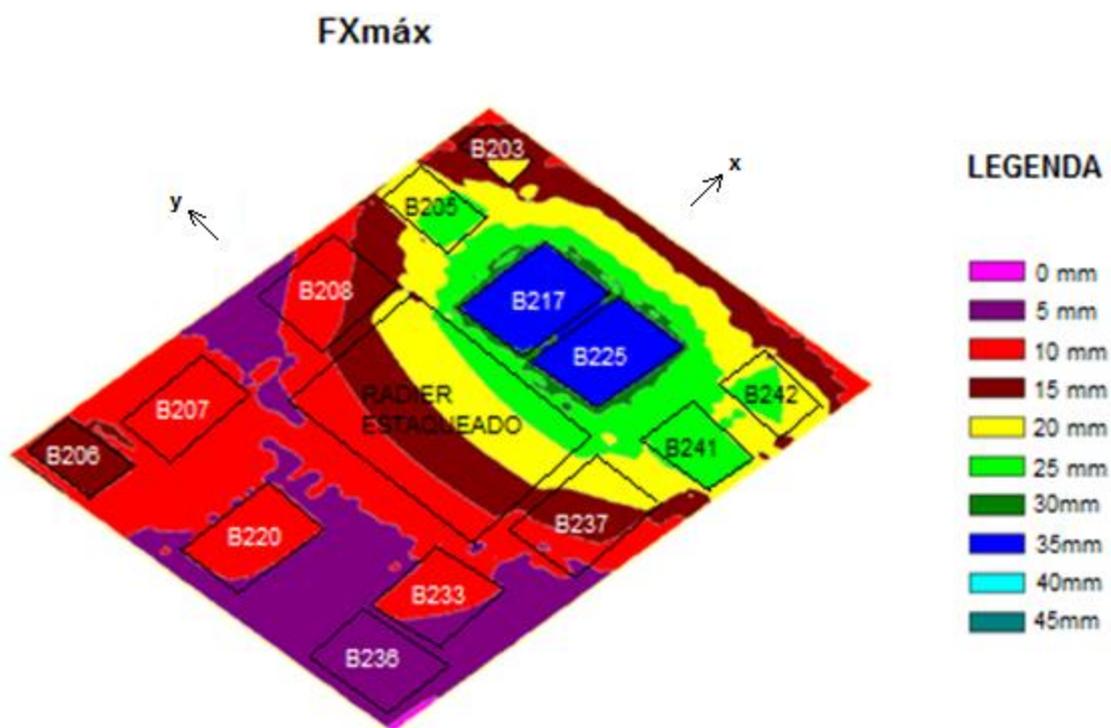


Figura 5.27 Iso recalque para a combinação $FX_{Máx}$

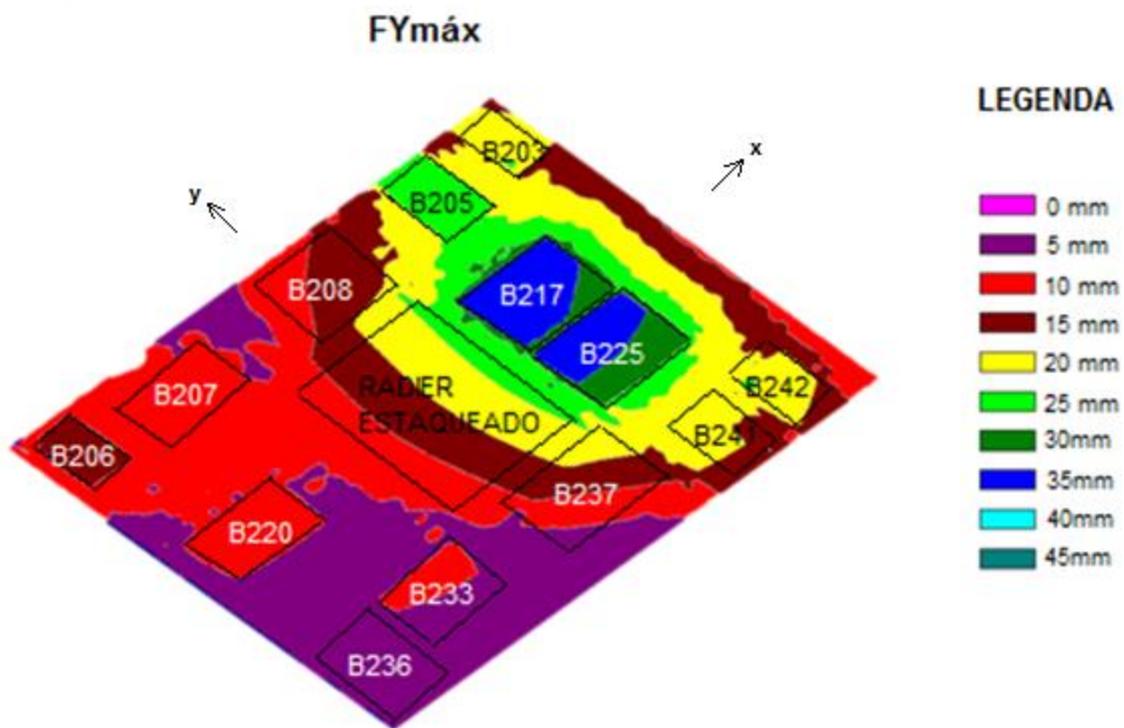


Figura 5.28 Iso recalque para a combinação $F_{yMáx}$

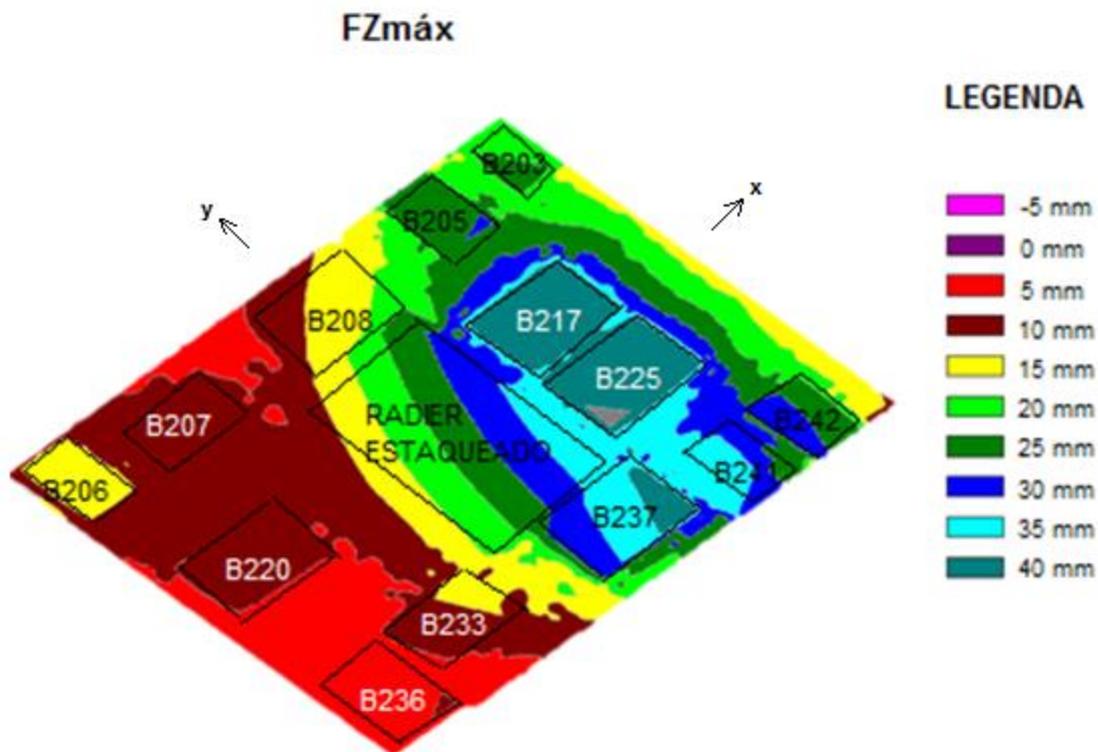


Figura 5.29 Iso recalque para a combinação $F_{zMáx}$

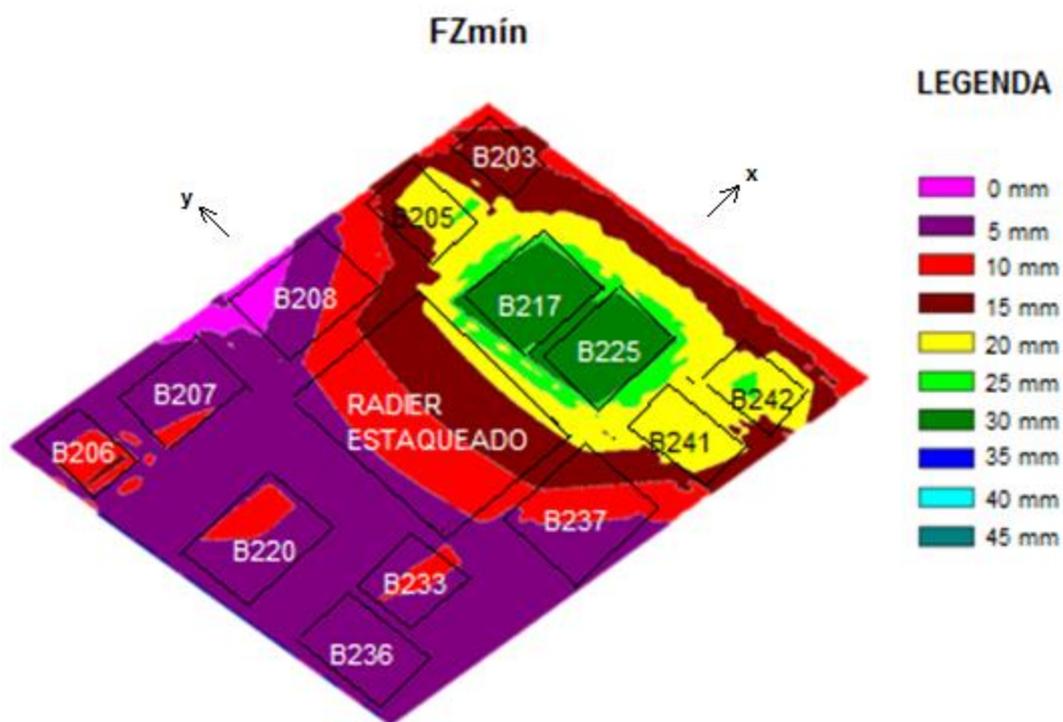


Figura 5.30 Iso recalque para a combinação FZ_{mín}

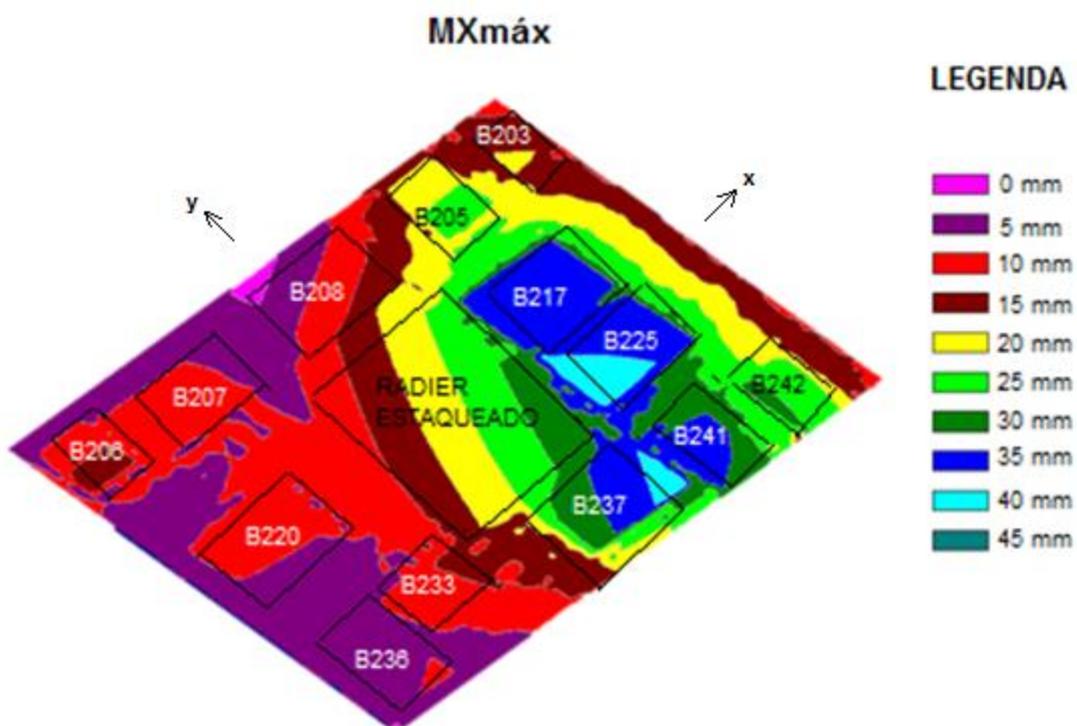


Figura 5.31 Iso recalque para a combinação MX_{máx}

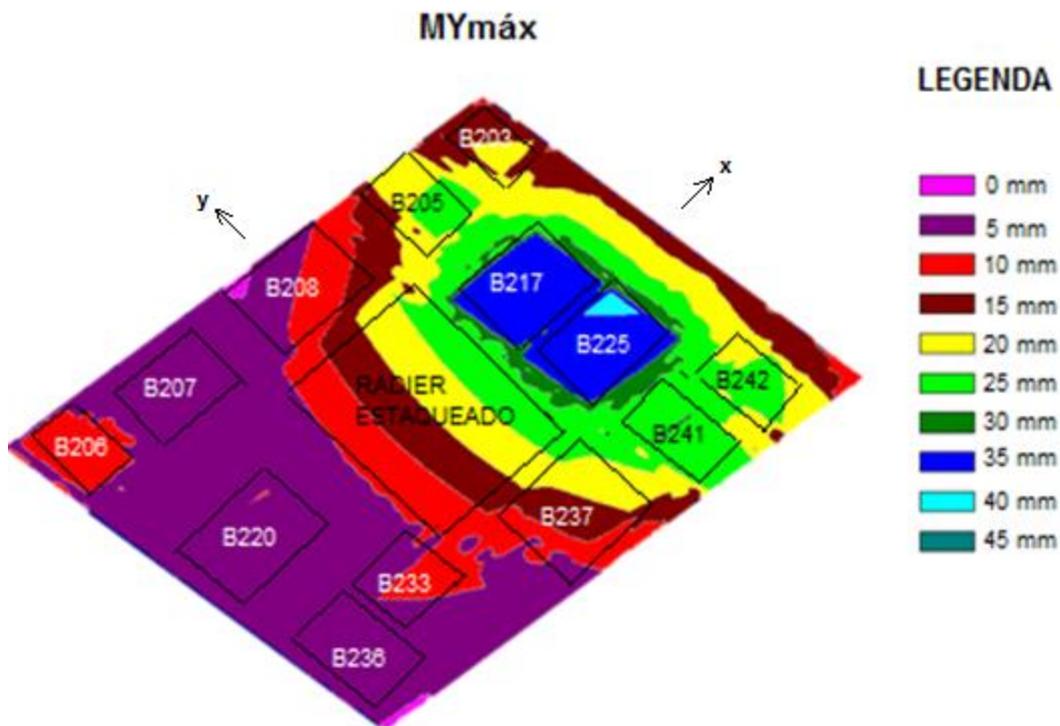


Figura 5.32 Iso recalque para a combinação $My_{Máx}$

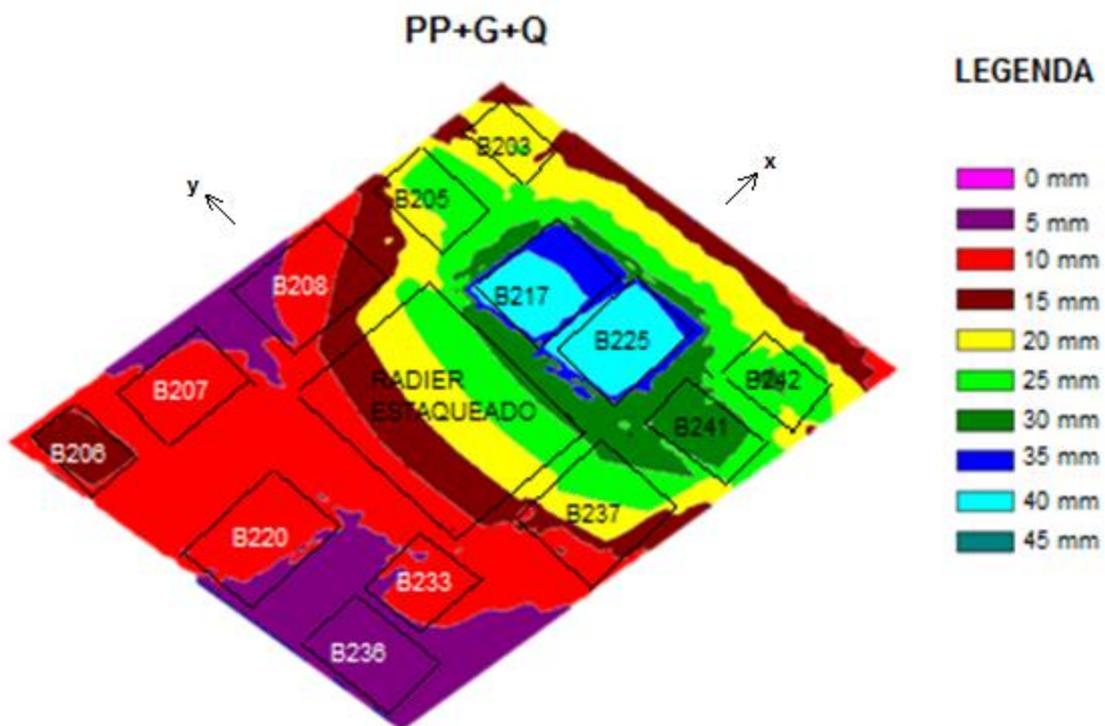


Figura 5.33 Iso recalque para a combinação $PP+Q+G$

Observadas as Figs. 5.27 a 5.33 notou-se que para todos os casos de carregamento, o bloco que obteve o maior recalque foi o B225, localizado no canto direito da malha discretizada.

Apesar do Caso 3 ($F_{Z_{m\acute{a}x}}$) não ter apresentado os maiores valores de momentos internos dos blocos, ele foi o caso que apresentou o maior valor de recalque. Dessa forma, foi escolhido, por meio dessa análise e da análise anterior considerando apenas o radier estaqueado, o Caso 3 como a combinação de esforço para ser utilizada nas 2^a, 3^a, 4^a, 5^a e 6^a análises.

De forma resumida, a 1^a análise consistiu em:

- Analisar as combinações de carregamento que apresentaram os maiores valores de esforços na estrutura, maiores valores de esforços internos no bloco e maiores valores de recalque para ser utilizada nas iterações entre os programas GARP e CAD/TQS. Para isso, foi escolhido o radier estaqueado central (P215/P216/P221/P224/P231), o qual foi analisado sem a realização da convergência dos resultados de carga e recalque. Como resultados, foi escolhida a combinação de carregamento $F_{Z_{M\acute{a}x}}$ (Caso 3) que, no geral, apresentou os maiores valores de esforços e recalques.
- Verificar se o programa GARP considera a influência dos blocos, quando inseridos em um mesmo arquivo. Dessa forma, foram analisados o radier estaqueado central (P215/P216/P221/P224/P231) junto a 13 (treze) blocos circundantes a ele em um mesmo arquivo do GARP. Como resultados foi observado que os valores de recalque para o radier estaqueado central apresentou valores maiores que os valores obtidos na análise anterior (sem a consideração de outros blocos próximos ao referido radier), confirmando que o programa GARP considera a interação entre os blocos exercendo influência sobre o recalque nas análises.

5.3.1.2 2^a Análise – ISE do radier estaqueado central junto aos blocos circundantes: Caso 3 ($F_{Z_{M\acute{a}x}}$)

Foram realizadas 9 (nove) iterações entre os programas GARP, CAD/TQS e surfer. Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical à translação em z de k.

A Fig. 5.34 apresenta a média do valor de k para todos os pilares para cada iteração realizada.

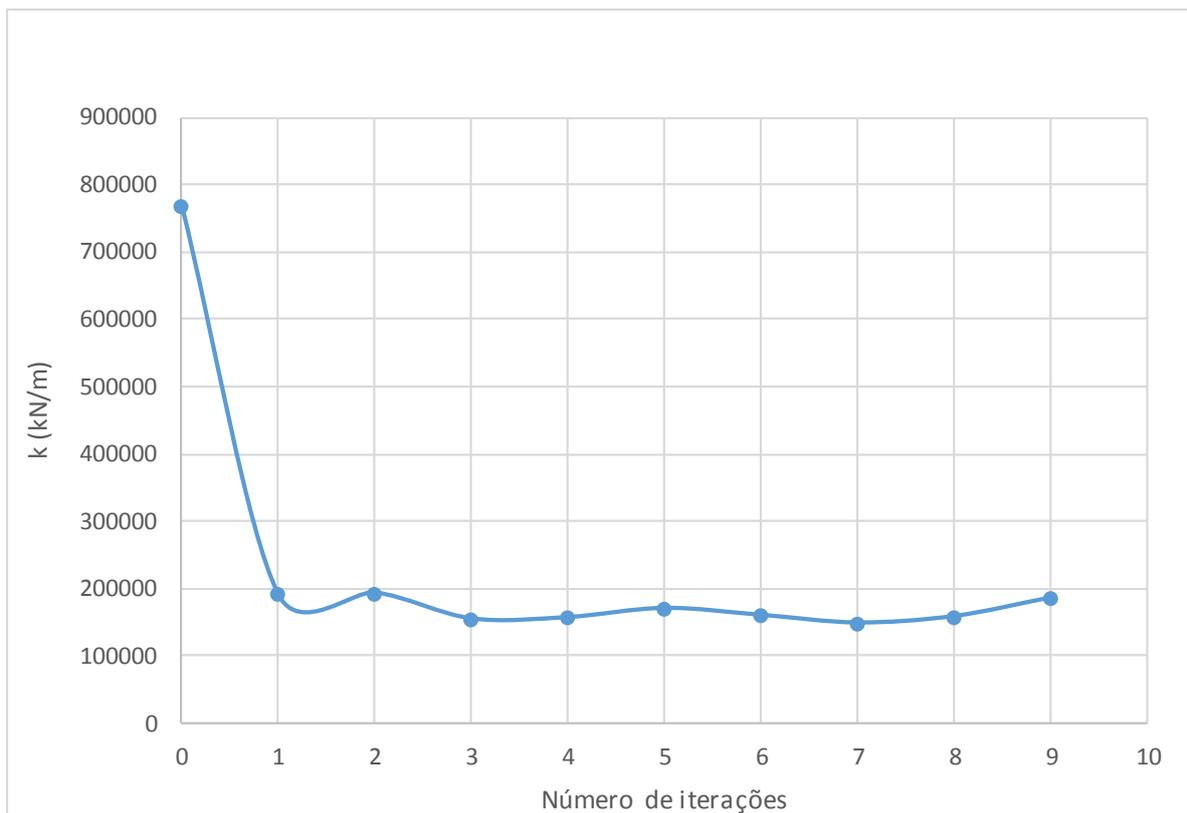


Figura 5.34 Média do coeficiente de mola vertical à translação em z

Observa-se por meio da Fig. 5.34 que a média de k, da 1ª até a 9ª iteração, apresenta pouca variação, ficando em torno de 170000 kN/m.

A Fig. 5.35 apresenta a média da variação relativa de cada pilar para cada iteração realizada, conforme Eq. 5.1.

$$\text{Variação Relativa (\%)} = \frac{k_{i+1} - k_i}{k_i} \times 100 \quad \text{Eq. (5.1)}$$

Sendo:

k_{i+1} : Coeficiente de mola da iteração $i+1$;

k_i : Coeficiente de mola da iteração i .

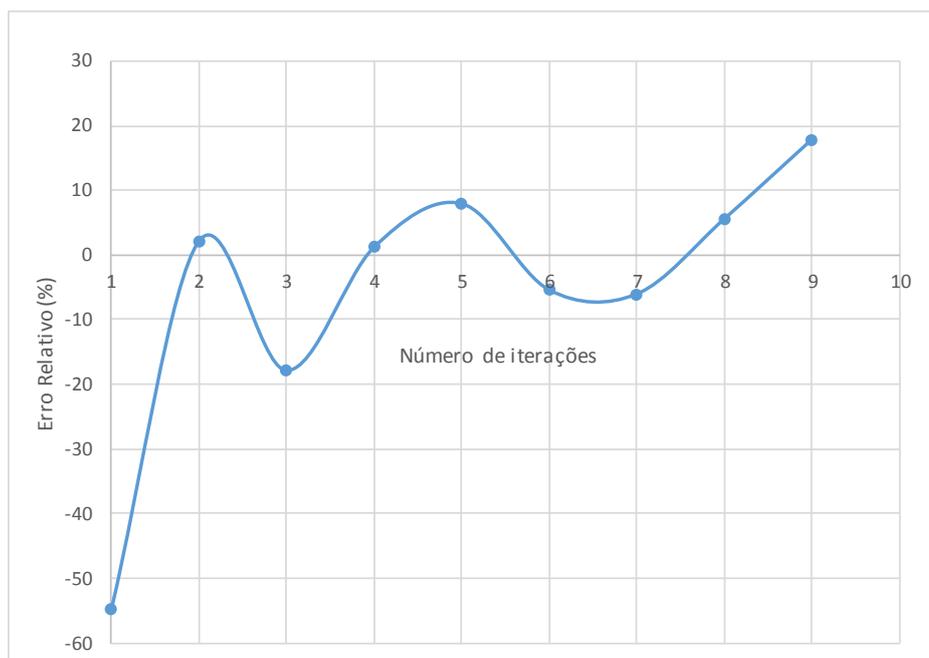


Figura 5.35 Média do variação relativa dos pilares para cada número de iteração

Observa-se que após as 9 (nove) iterações realizadas, não foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa $\neq 0$). Porém, como a variação relativa ainda permaneceu abaixo de 20%, com pouca variação de k , e devido ao aumento do número de blocos que estavam atingindo valores de recalque com grande magnitude (acima de 15 mm) após as iterações entre os programas GARP, CAD/TQS e surfer (Fig. 5.36), optou-se por não continuar as iterações.

Nota-se, também, que a variação relativa oscila em torno do eixo $y = 0$ (variação relativa = 0%).

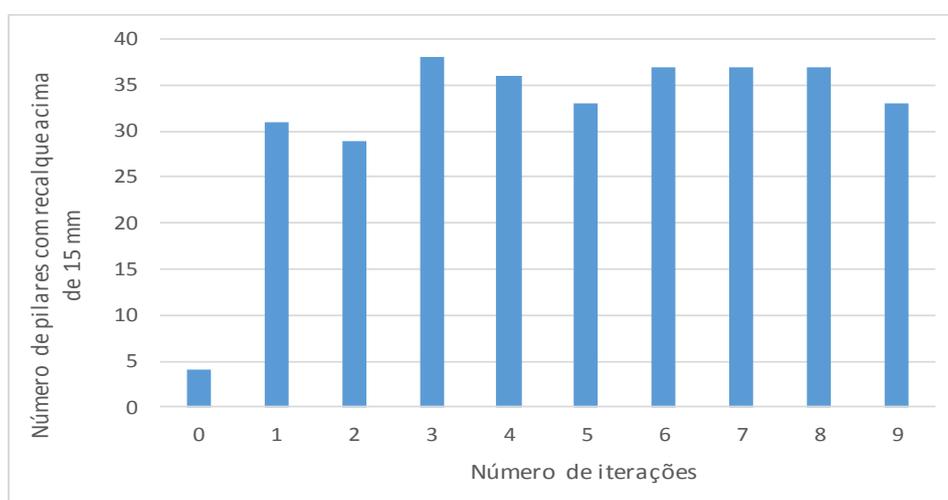


Figura 5.36 Número de pilares com recalques acima de 15 mm

Observa-se na Fig. 5.36 que após a 1ª iteração realizada o número de pilares com recalques superiores a 15 mm aumenta consideravelmente e mesmo depois de realizadas 9 (nove) iterações esse número não varia de forma significativa.

A Fig. 5.37 apresenta a variação de carga para todos os pilares antes e após a ISE (ou seja, sem iteração e após a 9ª iteração entre os programas GARP, CAD/TQS e surfer).

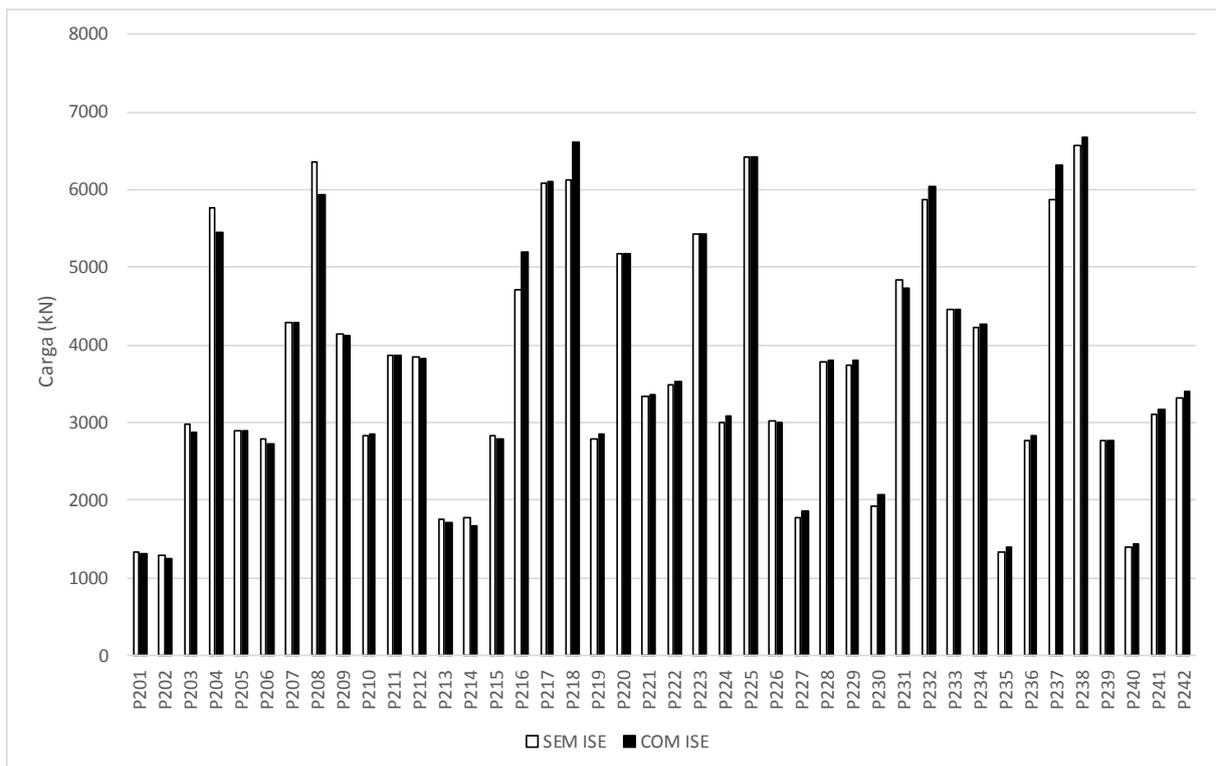


Figura 5.37 Variação do esforço Fz para os pilares do radier central (P215/P216/P221/P224/P231)

Observa-se a variação de magnitude de carga antes e após a ISE, é pequena, chegando a variar até 10,4% para o P216 (Eq. 5.2), sendo a média igual a 0,77%.

$$Variação\ Relativa\ (\%) = \left(\frac{Fz_f - Fz_i}{Fz_i} \right) \times 100 \quad \text{Eq. (5.2)}$$

Sendo:

Fz_f: Esforço Fz com interação solo estrutura;

Fz_i: Esforço Fz sem interação solo estrutura.

A Fig. 5.38 apresenta os resultados de recalque para cada pilar da edificação antes e após a ISE, para a combinação de esforços de $F_{z\text{máx}}$.

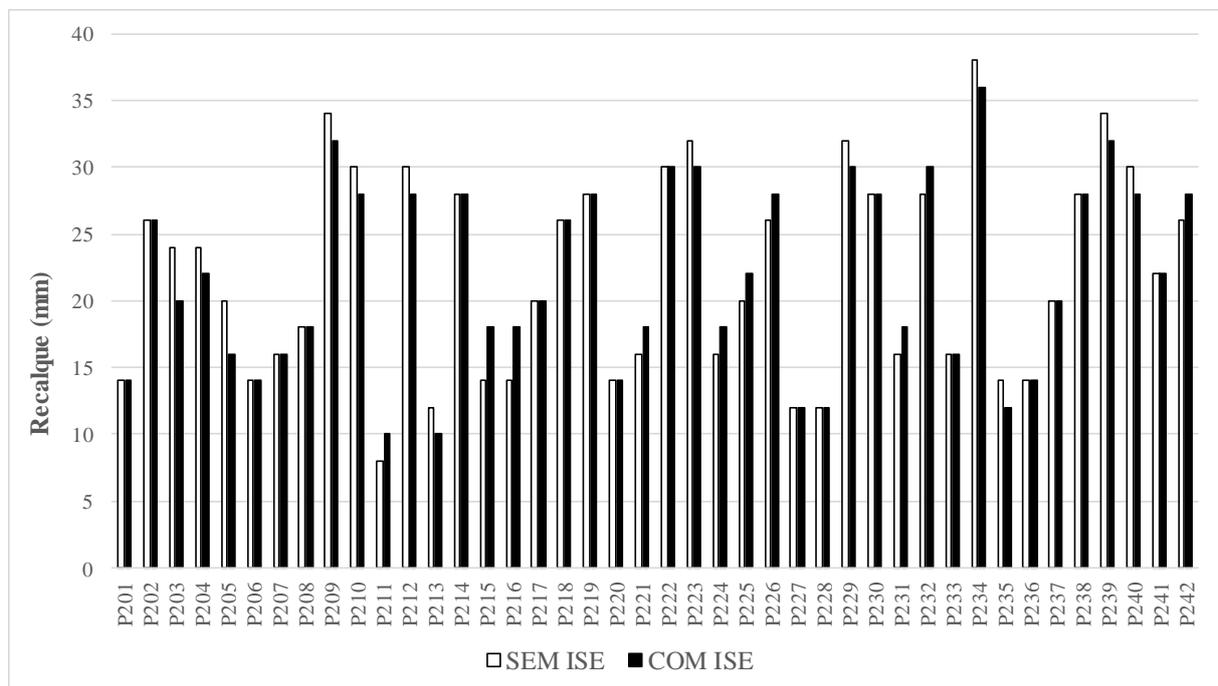


Figura 5.38 Recalque na antes e após a ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.38 que houve diferença nos valores de recalque antes e após a convergência dos resultados.

Percebe-se, ainda, que os recalques obtidos, mesmo após as interações, apresentaram valores muito altos, sendo o menor recalque obtido após as interações de 10 mm para os pilares P211 e P213, e o maior de 36 mm para o pilar P234.

A Fig. 5.39 apresenta a variação relativa dos valores de recalque obtidos antes e após a ISE, conforme a Eq. 5.3.

$$\text{Variação Relativa (\%)} = \left(\frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \right) \times 100 \quad \text{Eq. (5.3)}$$

Sendo:

δ_f : Recalque após a ISE;

δ_i : Recalque antes da ISE.

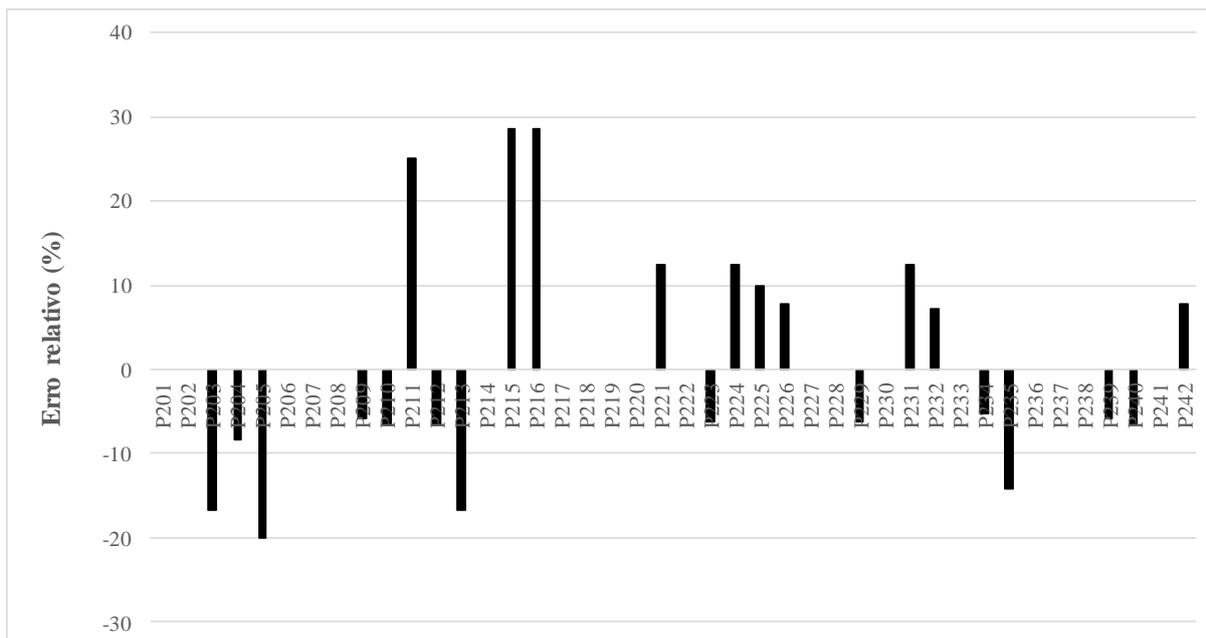


Figura 5.39 Variação média em relação ao recalque antes e após a ISE

Observa-se que a variação relativa atinge valores até 28,57% do valor de recalque utilizado no cálculo convencional (sem ISE), estando a média em torno de 0,63%.

Para melhor visualização dos resultados da Fig. 5.39 apresentam-se, abaixo, as Figs. 5.41 e 5.42 com as curvas de iso-recalque obtidas por meio do programa surfer para a situação antes da ISE e após a ISE.

A Fig. 5.40 apresenta a localização dos pilares na edificação em estudo.

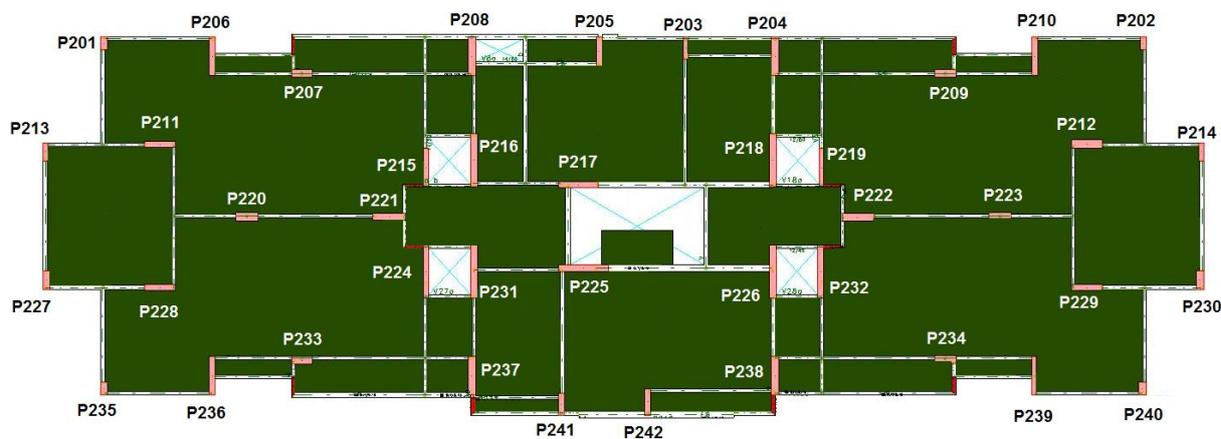


Figura 5.40 Localização dos pilares da edificação

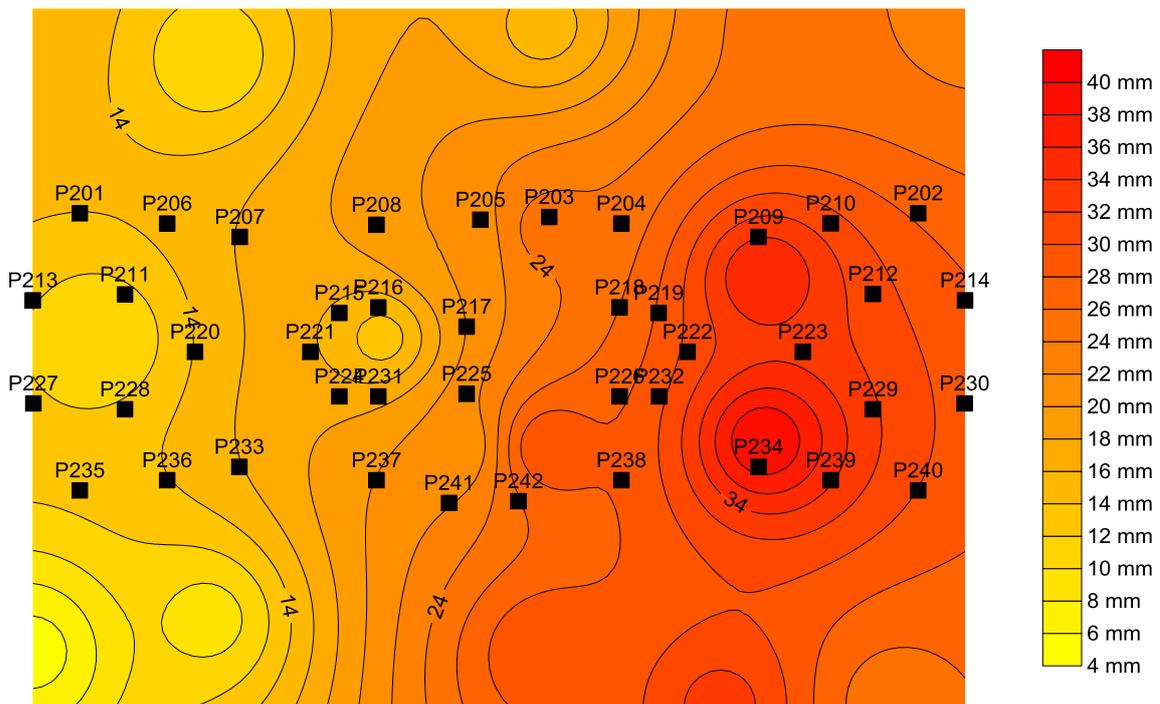


Figura 5.41 Curva de iso-recalque antes da ISE

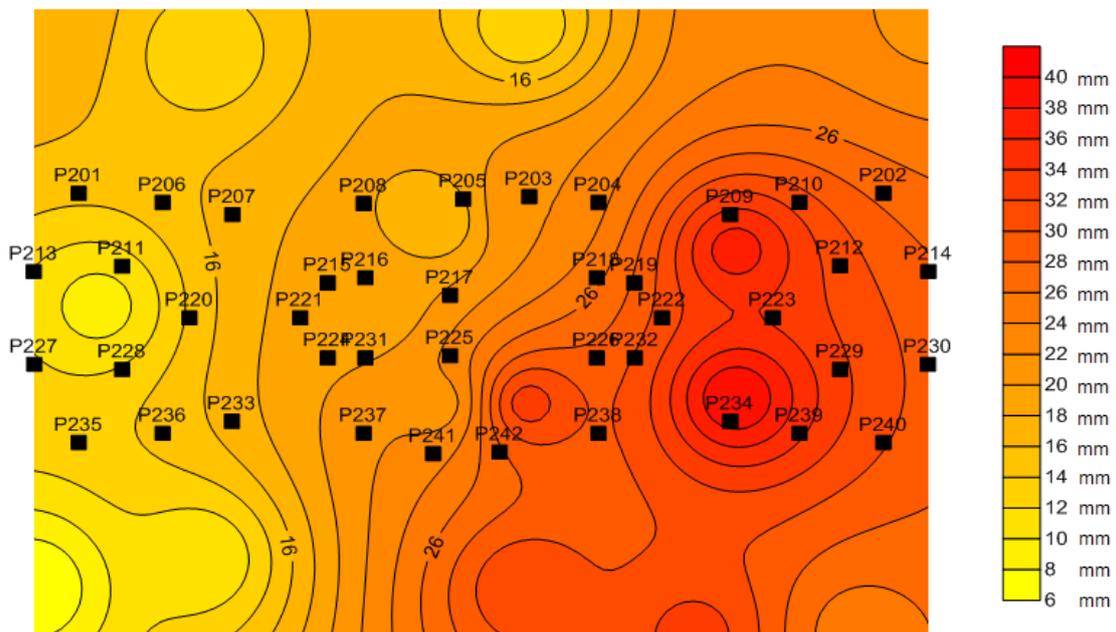


Figura 5.42 Curva de iso-recalque depois da ISE

As curvas de iso-recalque são análogas às curvas de nível, dessa forma, os pilares localizados em uma mesma linha apresentam o mesmo valor de recalque total.

Destaca-se que a interpolação por meio do *software* Surfer não foi representativa, pois a amostra de pilares que foi obtida pelo GARP (18 pilares) foi muito pequena em relação ao total de pilares da edificação (42 pilares).

As Figs. 5.43 e 5.44 apresentam as combinações de pilares da obra que apresentaram os maiores recalques distorcionais obtidos antes e após a ISE, respectivamente.

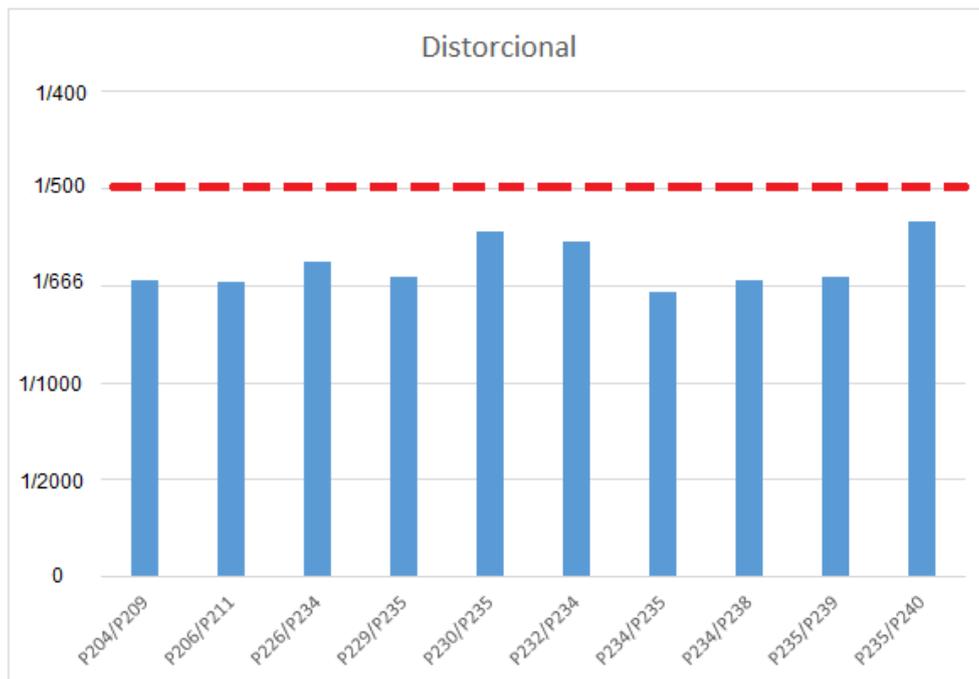


Figura 5.43 Maiores distorcionais antes da ISE

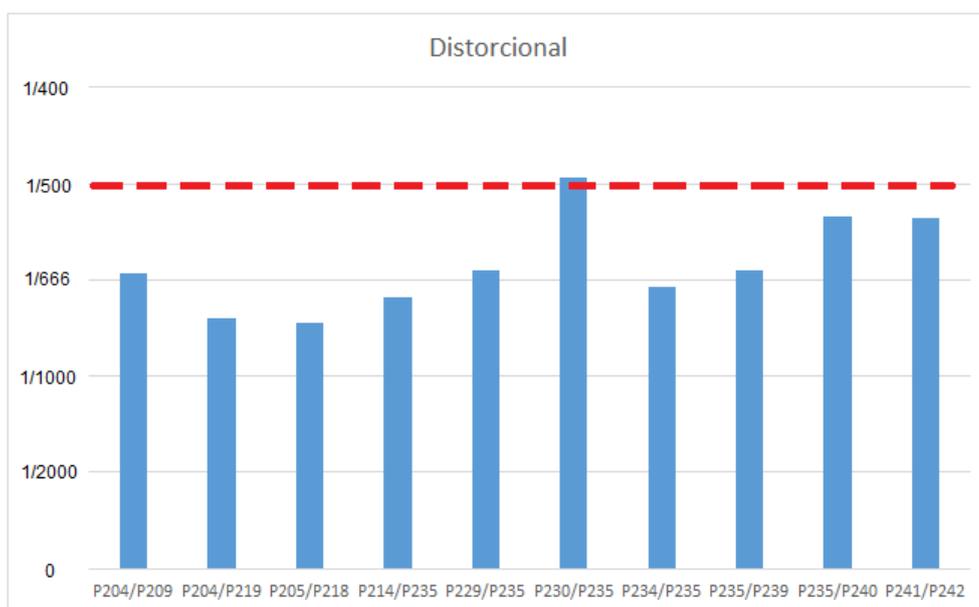


Figura 5.44 Maiores distorcionais após a ISE

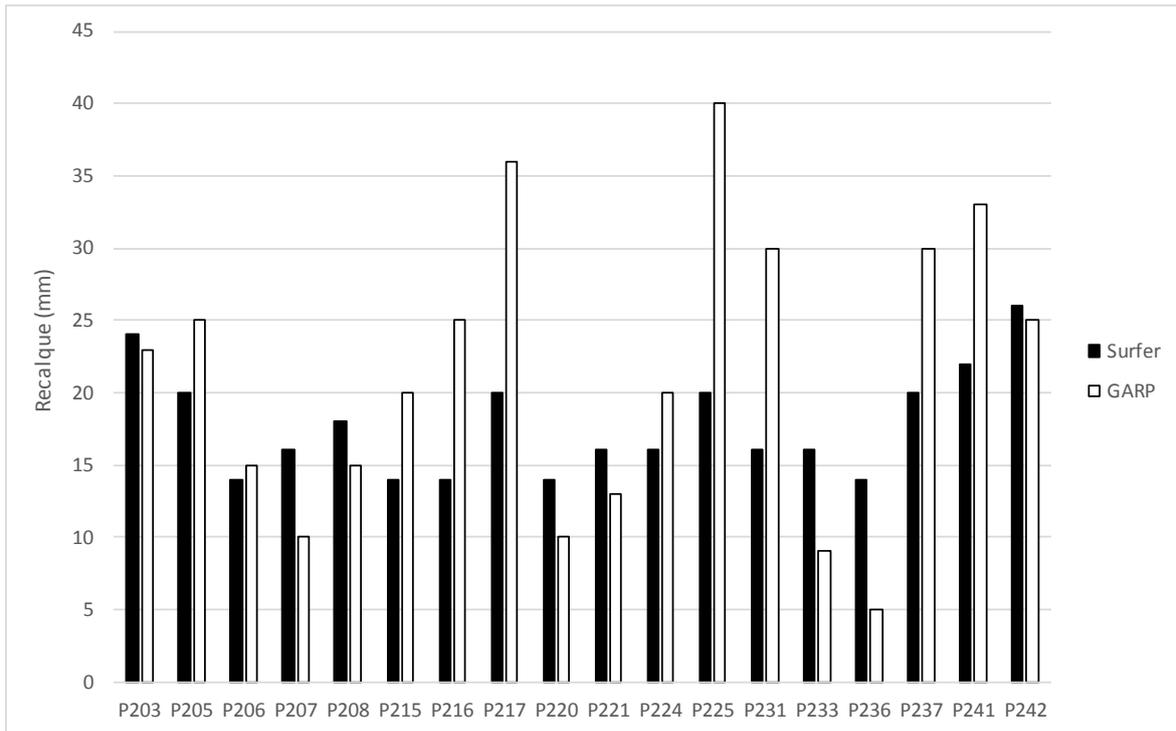


Figura 5.46 Recalque dos blocos, antes da ISE, pelos softwares surfer e GARP

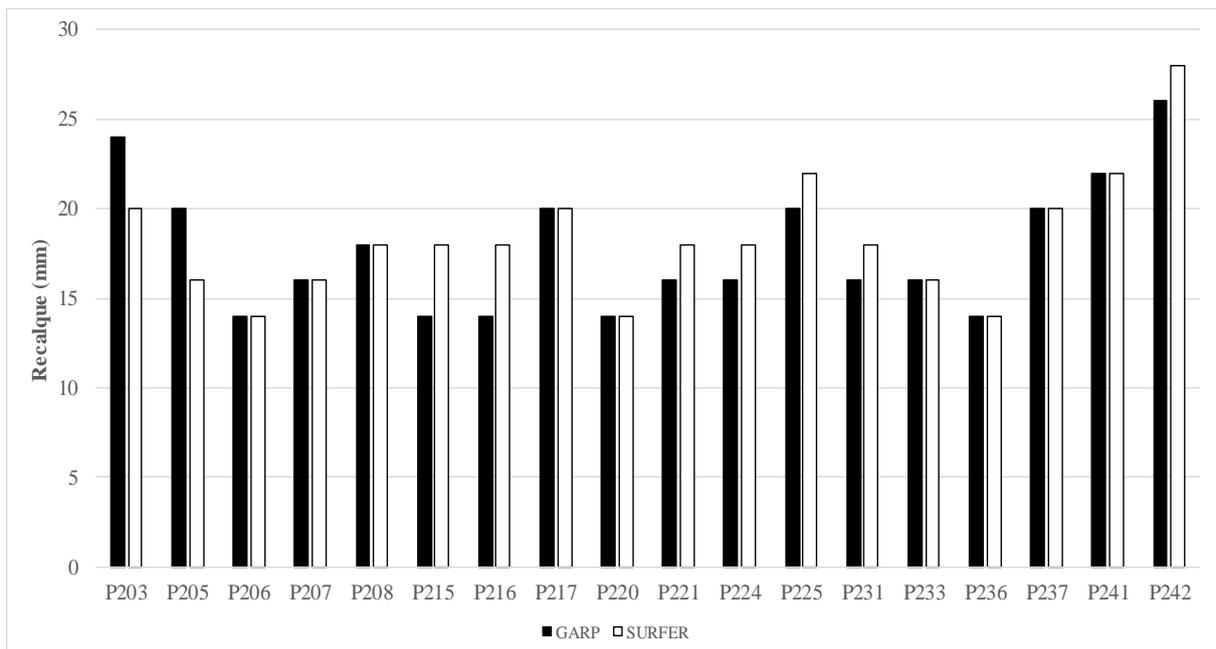


Figura 5.47 Recalque dos blocos após a ISE pelos softwares surfer e GARP

Observa-se por meio das Figs. 5.46 e 5.47 que a diferença existente nos recalques obtidos pelos programas GARP e surfer diminui conforme o número de iterações aumenta (chegando até 180% de variação relativa antes da ISE e a 28,57% após a ISE, como pode ser

observado na Fig. 5.48). Apesar da variação dos recalques entre os programas ter diminuído, observou-se que os recalques ainda tem valores acima de 15 mm para a maioria dos pilares, sendo considerados valores altos para a região em estudo.

A Fig. 5.48 apresenta a variação relativa (Eq. 5.4) obtida pelo Surfer em relação ao GARP, antes e após a ISE.

$$\text{Variação Relativa (\%)} = \left(\frac{\delta_G - \delta_S}{\delta_G} \right) \times 100 \quad \text{Eq. (5.4)}$$

Sendo:

δ_G : Recalque obtido pelo GARP;

δ_S : Recalque obtido pelo SURFER.

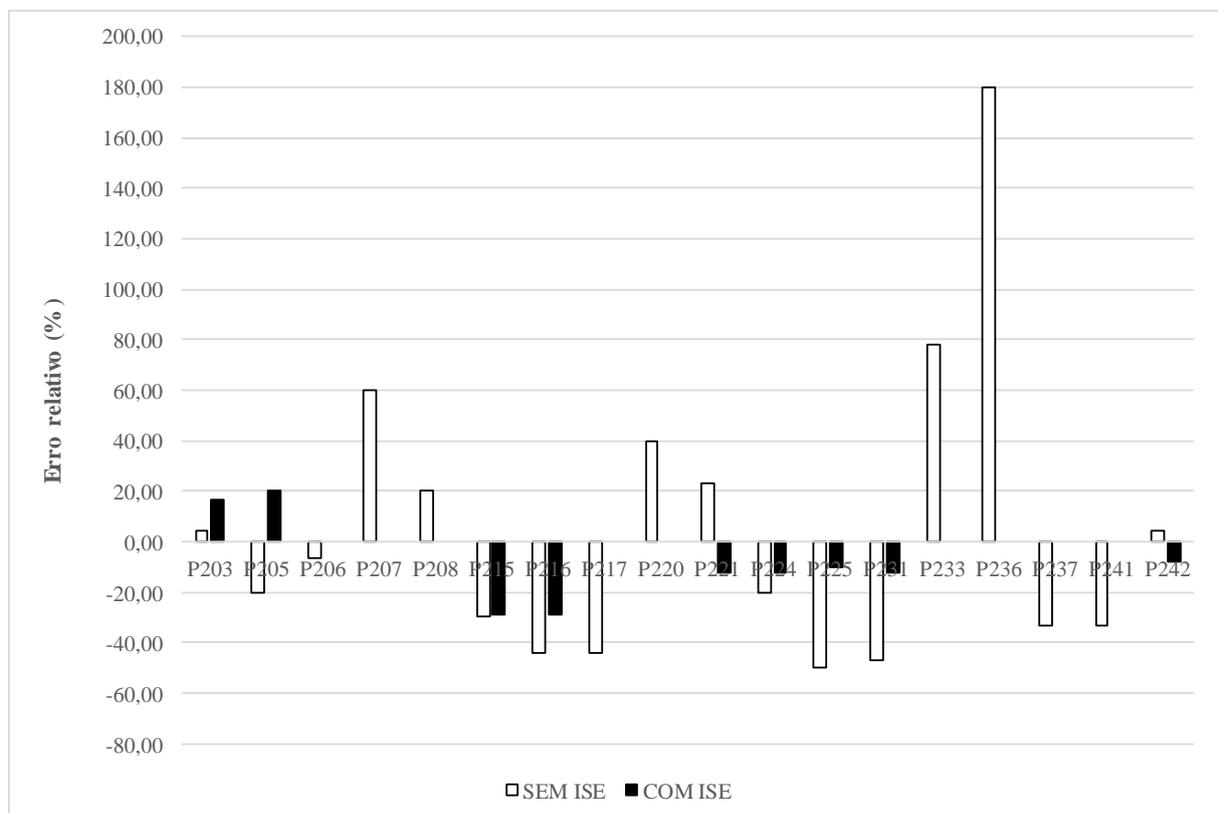


Figura 5.48 Variação relativa entre os programas GARP e surfer antes e após a ISE

Por meio da Fig. 5.48 observou-se que para os pilares P203, P205, e P242 houve um acréscimo da variação relativa após a convergência dos resultados, enquanto para os demais pilares houve um decréscimo da variação relativa após a convergência, porém como a amostra de 18 (dezoito) pilares é pequena em relação ao espaço amostra de 42 pilares, a representatividade dos resultados para a interpolação pode não ser muito confiável.

Em resumo, a 2ª análise consistiu em:

- Analisar os resultados de carga e recalque, antes e após a ISE, considerando a influência entre os blocos de fundação por meio do programa GARP. Para isso foram inseridos, em um mesmo meio físico, 14 blocos de fundação para serem analisados pelo GARP. Como é preciso flexibilizar os demais apoios no CAD/TQS, para obter coerência nos resultados, foi necessária a utilização do programa surfer para obtenção dos demais recalques. Como resultados observou-se que:
 - Após as 9 (nove) iterações realizadas, não foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa de $(k_{i+1} - k_i)/k_i \neq 0$).
 - A magnitude de variação de carga antes e após a ISE, foi pequena, atingindo o valor máximo de variação relativa (Eq. 5.2) de 10,4% para o P216, estando a média em torno de 0,77%.
 - Existe uma considerável diferença entre os valores de recalque antes e após a ISE, sendo os valores de recalques após a ISE maiores, no geral, que os recalques antes da ISE.
 - A variação relativa de recalque (Eq. 5.4), considerando as situações com e sem a ISE, atinge valores até 2627%, estando a média em torno de 382%.
 - Os valores de recalque distorcionais aumentam após a ISE, ficando a combinação P230/P235, na situação após a interação solo-estrutura, acima dos referidos valores limites de recalque distorcional (1/500).
 - Conforme as iterações aumentam os valores de recalque entre o GARP e surfer se aproximam, diminuindo a variação relativa (Eq.5.4) entre eles, porém como a amostra de 18 (dezoito) pilares é pequena em relação ao espaço amostral de 42 (quarenta e dois) pilares, os resultados podem não ter boa representatividade.

5.3.1.3 3ª Análise – ISE para todos os blocos da edificação: Caso 3 (FZ_{MÁX})

Foram realizadas 7 (sete) iterações entre os programas GARP, CAD/TQS e surfer. Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical à translação em z de k .

A Fig. 5.49 apresenta a média do valor de k para todos os pilares para cada iteração realizada.

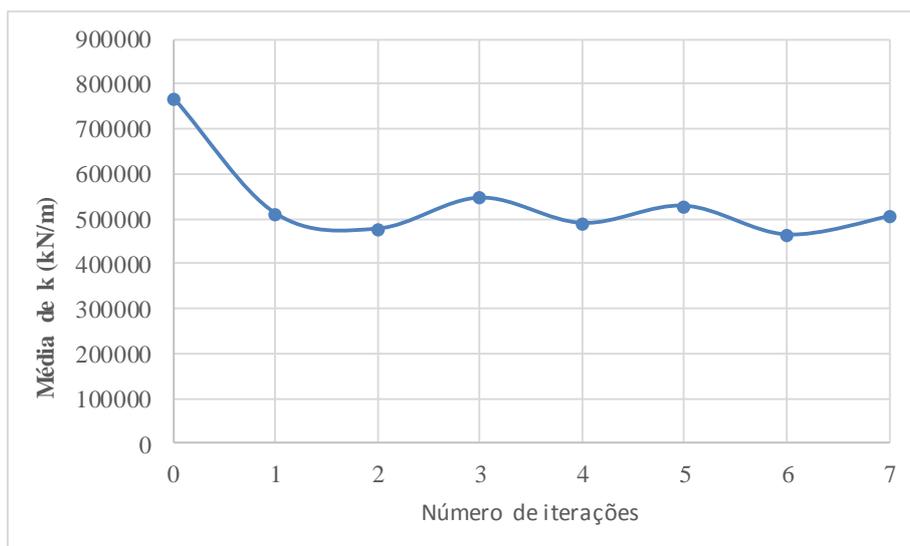


Figura 5.49 Média de k à translação vertical em y

Observa-se por meio da Fig. 5.49 que a média de k, da 1ª até a 7ª iteração, apresenta pouca variação, ficando em torno de 530000 kN/m.

A Fig. 5.50 apresenta a média do variação relativa de cada pilar para cada iteração realizada, conforme Eq. 5.1.

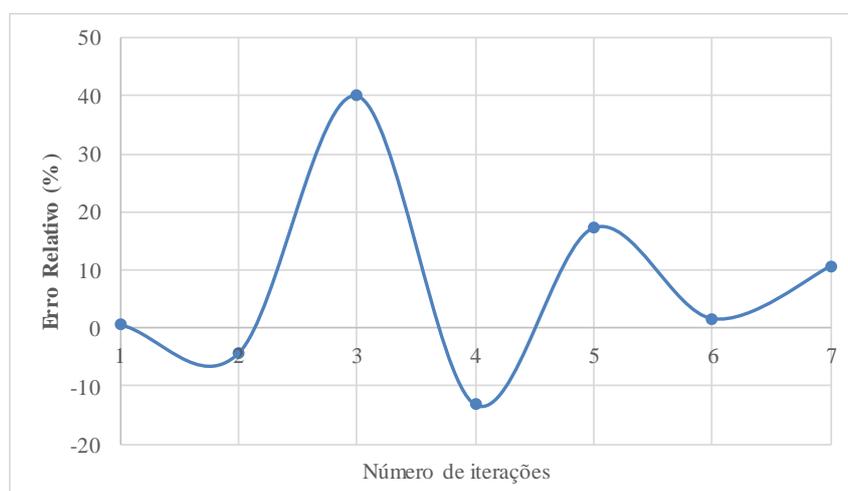


Figura 5.50 Média do variação relativa para iteração realizada

Observa-se que após as 7 (sete) iterações realizadas, não foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa $\neq 0$).

Devido ao aumento do número de blocos que estavam atingindo valores de recalque com grande magnitude (acima de 15 mm) após as iterações entre os programas GARP, CAD/TQS e surfer (Fig. 5.51), optou-se por parar as iterações.

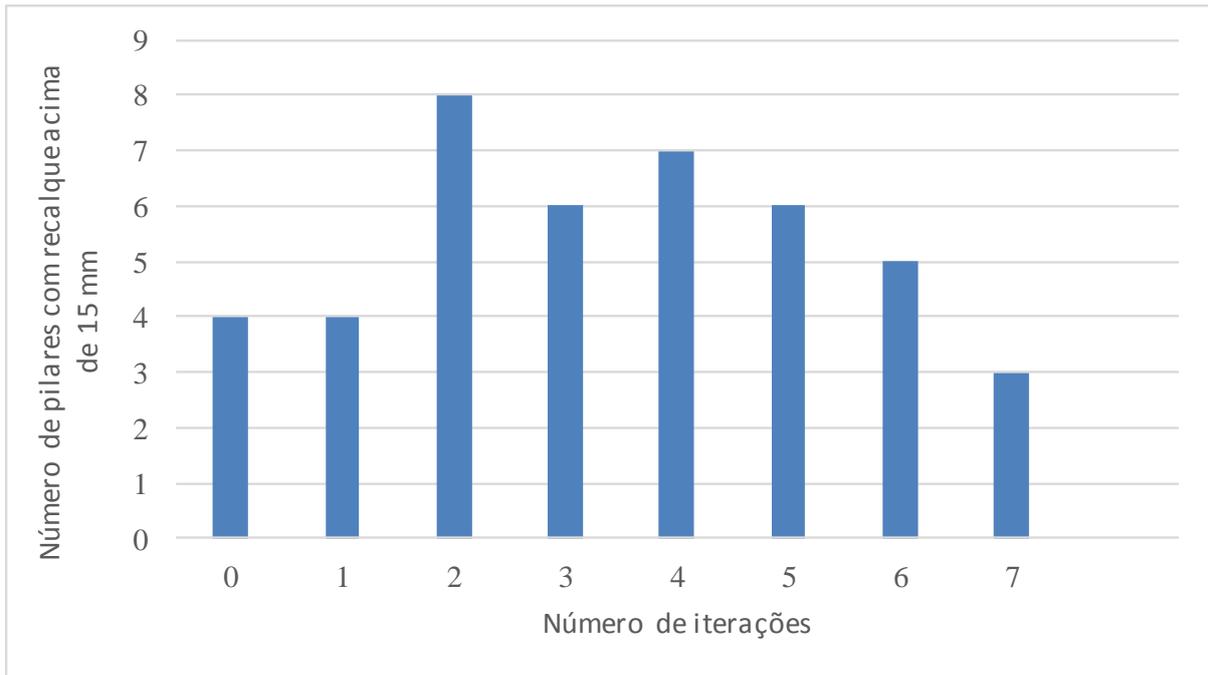


Figura 5.51 Quantidade de pilares com recalques acima de 15 mm

Observa-se na Fig. 5.51 que após a 1ª iteração realizada o número de pilares com recalques superiores a 15 mm oscila (ora aumenta ora diminui), estando em média em torno de 5 pilares, e mesmo após 7 (sete) iterações esse número não varia de forma significativa.

A Fig. 5.52 apresenta as cargas verticais aplicadas nos pilares nas situações com e sem ISE.

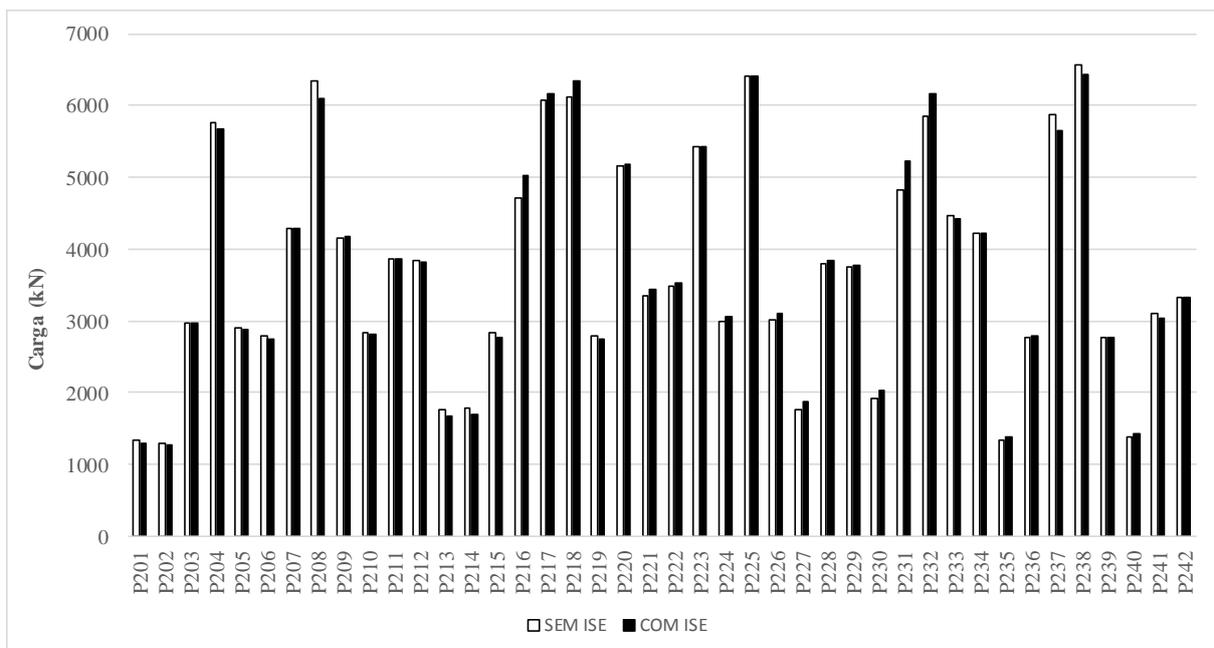


Figura 5.52 Esforço Fz sem e com ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.52 que não existe grande variação na carga vertical dos pilares antes e após a ISE.

A variação relativa máximo obtido, em relação as cargas verticais dos pilares, por meio da Eq. 5.2, foi de 6,72%.

A Fig. 5.53 apresenta a variação de carga para todos os pilares antes e após a ISE (ou seja, sem iteração e após a 7ª iteração entre os programas GARP, CAD/TQS e surfer).

Lembrando que nessa análise todos os blocos foram calculados separadamente no GARP, sem a consideração da não linearidade.

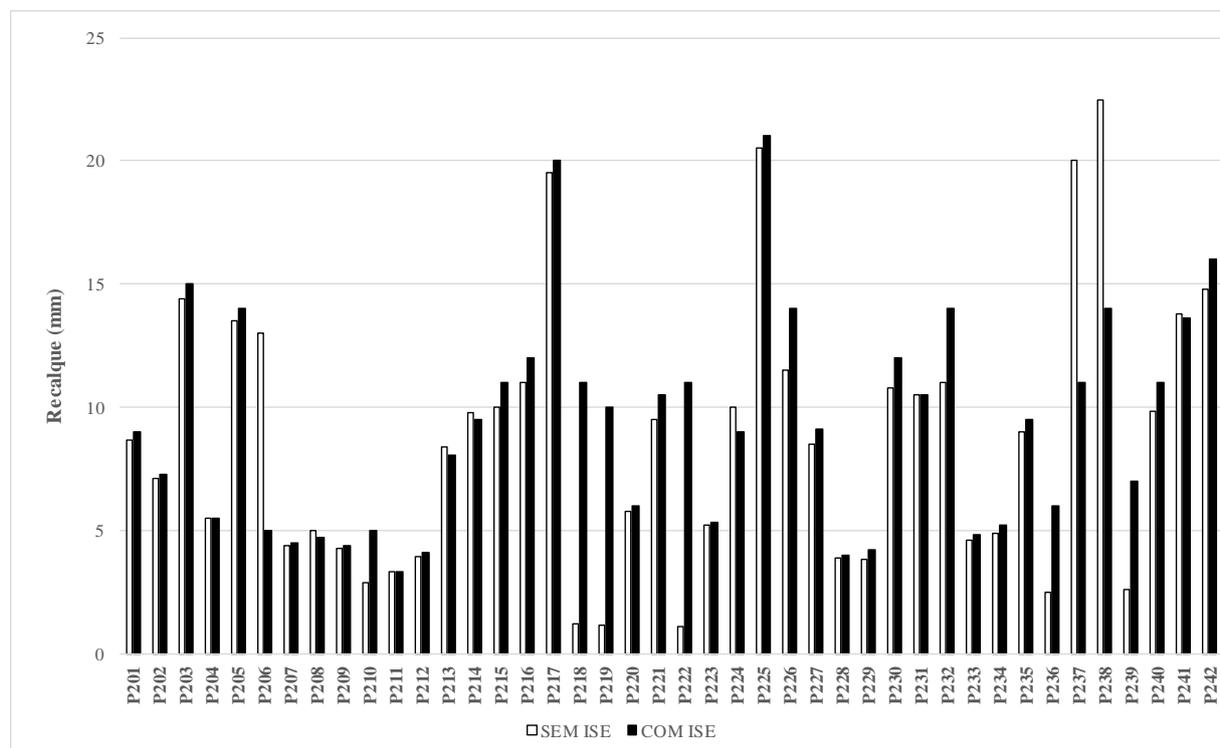


Figura 5.53 Recalque antes e após a ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.53 que os resultados de recalque, no geral, após a ISE foram maiores que os recalques obtidos antes da ISE.

Destaca-se que os resultados dos pilares P206, P210, P236, P237, P238 e P239 foram obtidos pelo programa surfer, por meio da interpolação dos resultados obtidos pelo GARP (Fig. 5.54). Isso ocorreu devido a observação de que a cada interação entre os programas, o CAD/TQS fornecia valores maiores de momentos (em x e em y nos pilares) para o sistema global. Dessa forma, alguns blocos, quando analisados pelo GARP, obtinham valores muito altos de recalques negativos na metade do bloco e positivos na outra, conforme Fig. 5.55.

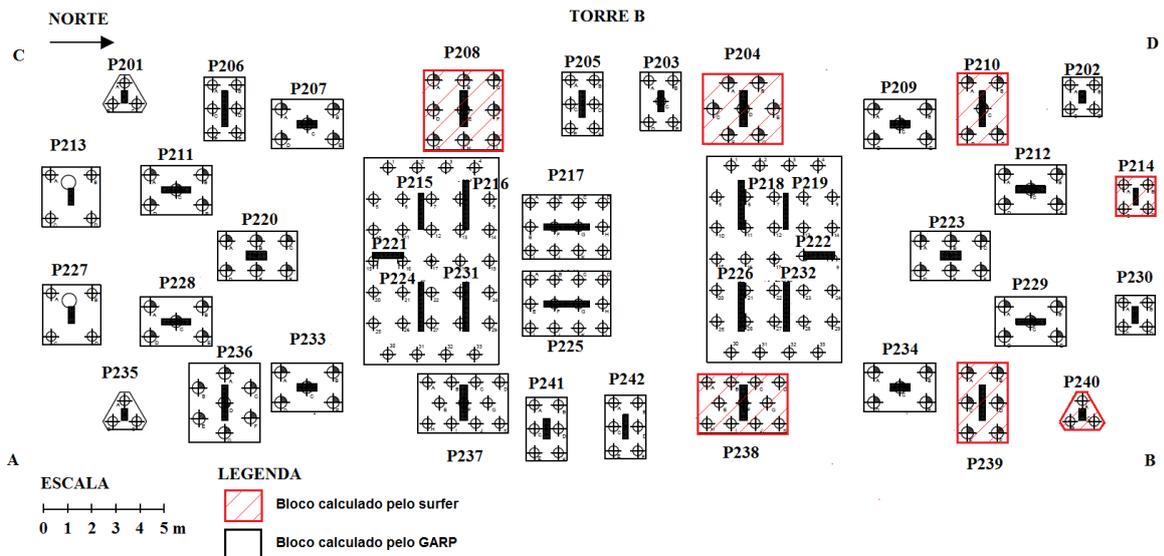


Figura 5.54 Recalques dos blocos calculados pelo surfer e pelo GARP

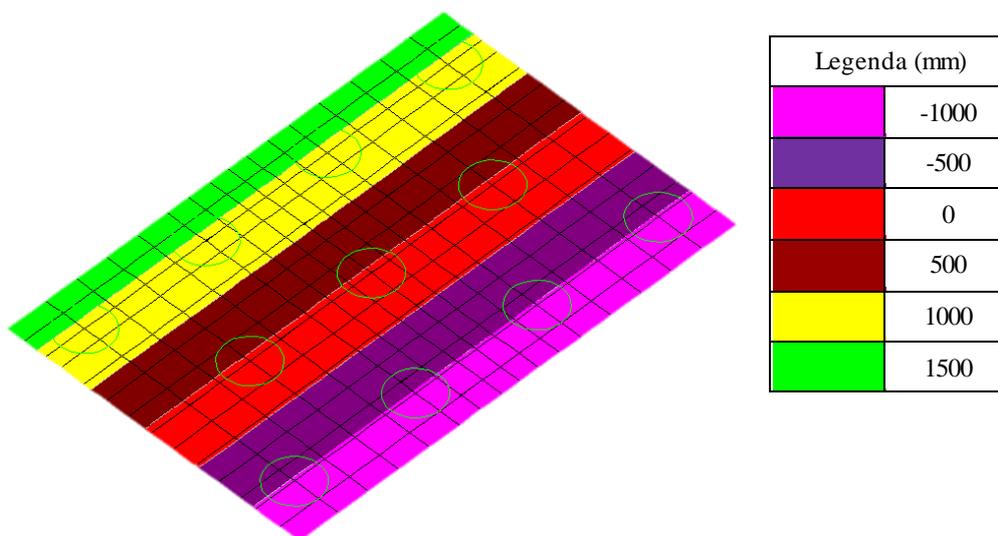


Figura 5.55 Deslocamento do Bloco B238 após a ISE

Sendo assim, para os blocos que obtinham resultados de recalques semelhantes ao bloco B238, foram realizadas análises no surfer, utilizando como método de interpolação, a krigagem, por ter uma melhor precisão geral dos resultados e boa fidelidade aos dados originais quando se tem um espaço amostral considerável (com bastante dados para encontrar poucos pontos).

As curvas de iso-recalque obtidas pelo surfer após a ISE estão apresentadas na Fig. 5.56, a seguir.

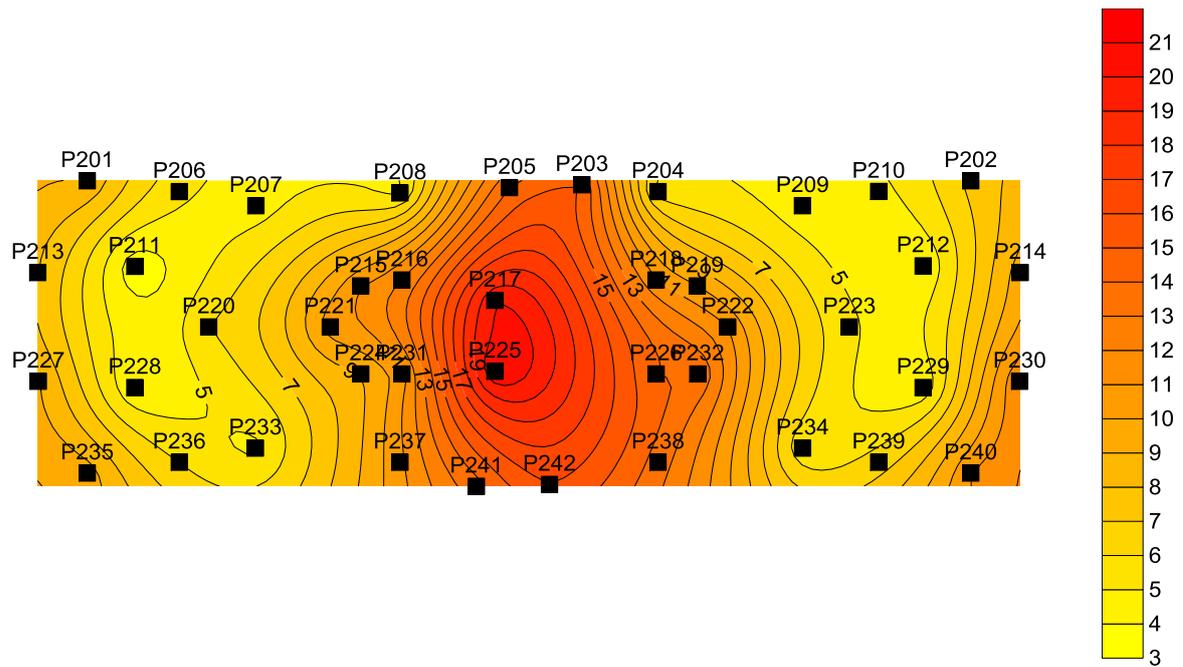


Figura 5.56 Curvas de iso-recalque após ISE

Por meio da Fig. 5.56 pode-se notar uma tendência dos pilares centrais da edificação recalcarem mais do que os pilares periféricos.

A Fig. 5.57 apresenta a variação relativa dos recalques antes e após a ISE, conforme Eq. 5.4.

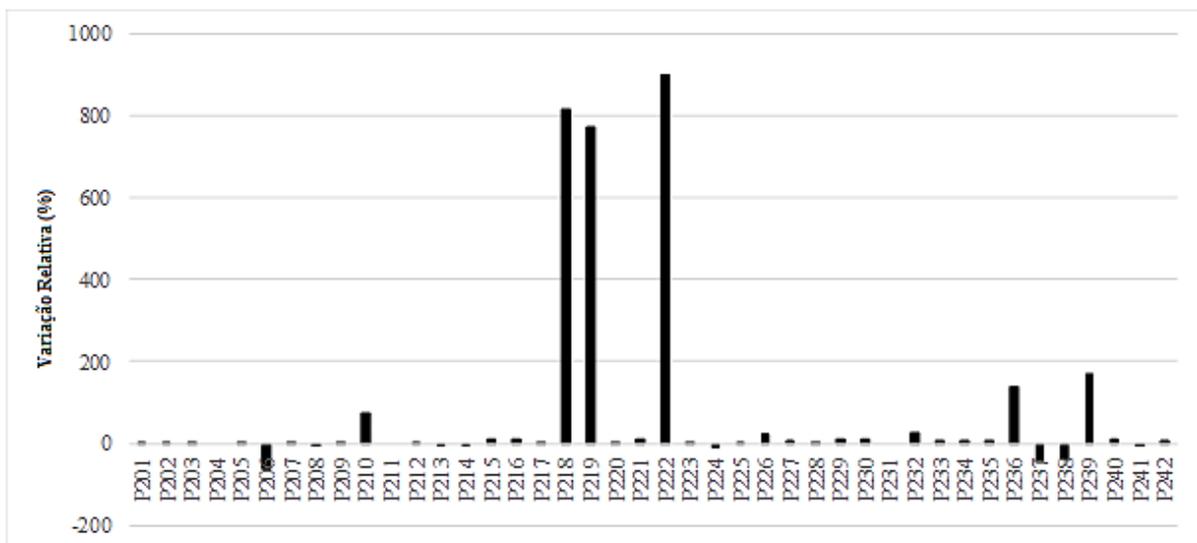


Figura 5.57 Variação relativa dos recalques antes e após ISE

Observa-se pela Fig. 5.57 que os pilares P218, P219 e P222 (todos pertencentes a um dos raders estaqueados centrais) apresentaram valores de variação relativa discrepantes em relação aos demais pilares da edificação.

Com exceção dos pilares P210, P218, P219, P222, P226 e P232, a variação relativa foi menor que 20%.

As Figs. 5.58 e 5.59 apresentam os resultados dos recalques distorcionais antes e após a ISE, respectivamente.

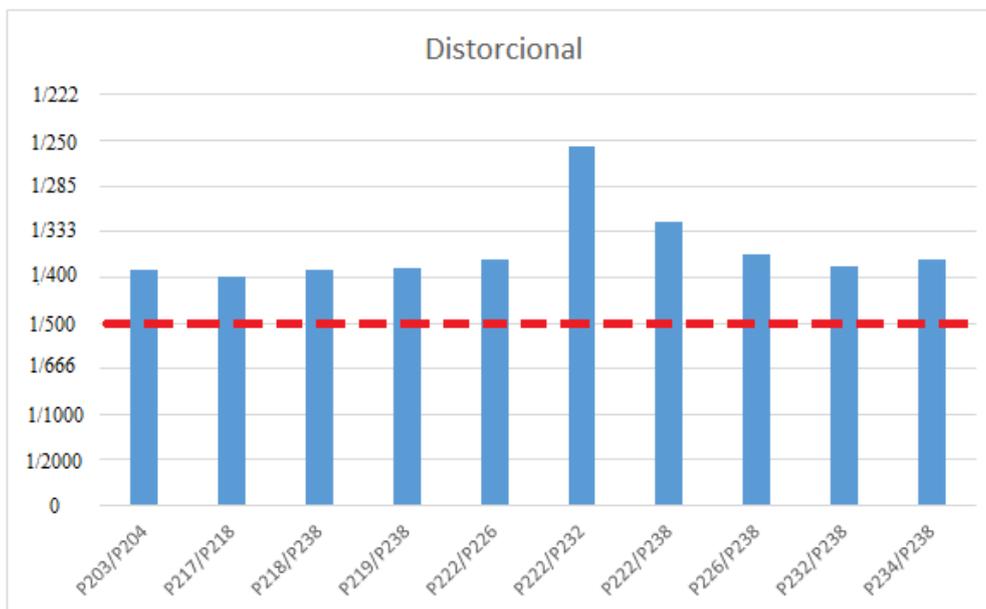


Figura 5.58 Maiores recalques distorcionais antes da ISE

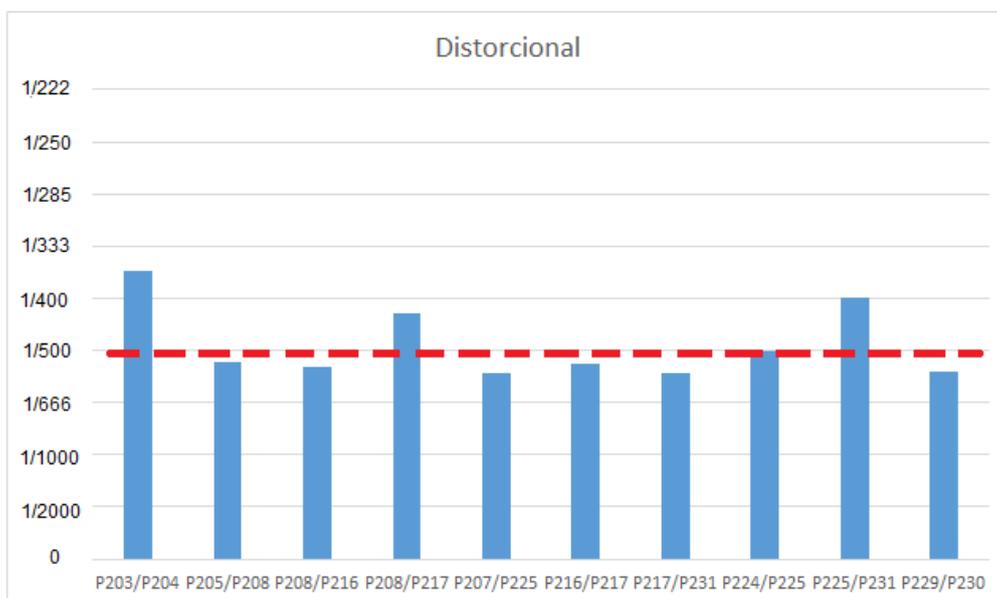


Figura 5.59 Maiores recalques distorcionais após a ISE

Nas Figs. 5.58 e 5.59 existem combinações de pilares que possuem recalque distorcional maiores ou iguais ao limite estabelecido pelas bibliografias consagradas (1/500), totalizando 25 combinações de pilares para a situação antes da ISE (Fig. 5.58), sendo 17 dessas combinações compostas por pelo menos um pilar dos radiers estaqueados centrais e 4 combinações de pilares para a situação após a ISE (Fig. 5.59), sendo 1 dessas combinações constituída por pelo menos um pilar pertencente aos radiers estaqueados centrais. Observa-se que o número de combinações de pilares com recalques maiores que o limite estabelecido diminui com o número de interações realizadas.

Em resumo, a 3ª análise consistiu em:

- Analisar os resultados de carga e recalque, antes e após a ISE. Para isso foram inseridos, em cada arquivo do GARP, 1 (um) dos 42 (quarenta e dois) blocos da edificação para serem analisados separadamente pelo GARP. Devido alguns blocos apresentarem valores de recalque fora da realidade, quando analisados pelo GARP, optou-se por utilizar o programa surfer para obtenção dos recalques desses blocos. Isso ocorreu devido à consideração dos momentos fletores obtidos pelo CAD/TQS nas análises do GARP aliado à ausência de flexibilização dos apoios à rotação. Como resultados observou-se que:
 - Após as 7 (sete) iterações realizadas, não foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa de $(k_{i+1} - k_i)/k_i \neq 0$).
 - A magnitude de variação de carga antes e após a ISE, foi pequena, atingindo o valor máximo de variação relativa (Eq. 5.2) de 6,72% para o P216, estando a média em torno de 0,47%.
 - Existe uma considerável diferença entre os valores de recalque de alguns pilares antes e após a ISE, sendo os valores de recalques após a ISE maiores, no geral, que os recalques antes da ISE.
 - A variação relativa de recalque (Eq. 5.4), considerando as situações com e sem a ISE, atinge valores discrepantes para alguns pilares, a saber: P218, P219 e P222 (todos pertencentes a um dos radiers estaqueados centrais). Mas no geral, os valores de variação relativa se mantêm abaixo de 20%.
 - Os valores de recalque distorcionais diminuem após a ISE, ficando, ainda, as combinações P203/P204, P208/P217, P224/P225 e P225/P231, na situação após a interação solo-estrutura, acima dos referidos valores limites de recalque distorcional (1/500).

5.3.1.4 4ª Análise – ISE, considerando o caso 3 ($F_{z_{máx}}$) e a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP

Nesta análise foi considerada a fase construtiva em que foram realizados o nivelamento (Fig. 5.60) e a última medição de recalque (Fig. 5.61).

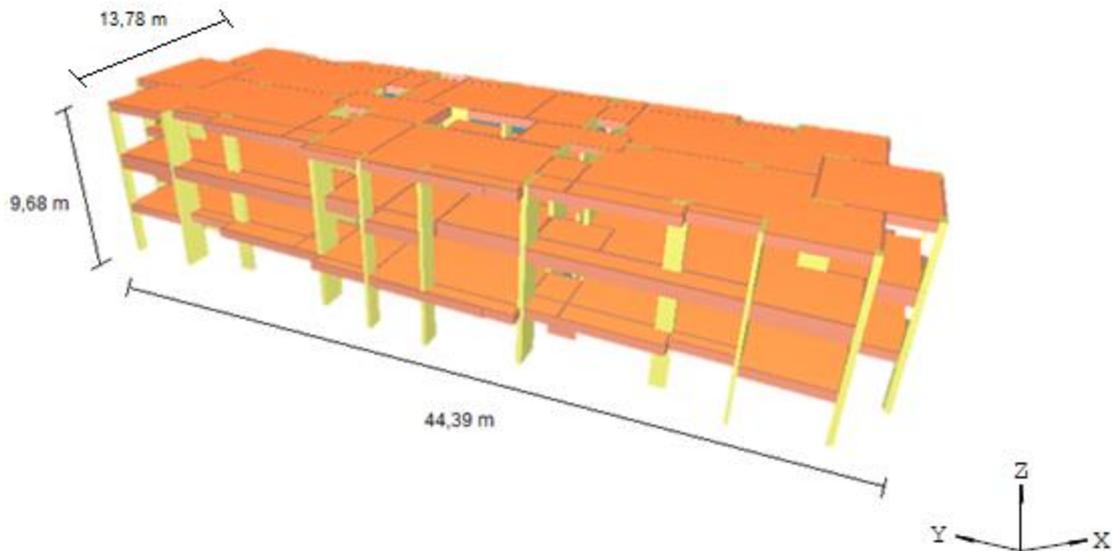


Figura 5.60 Edificação na situação do nivelamento

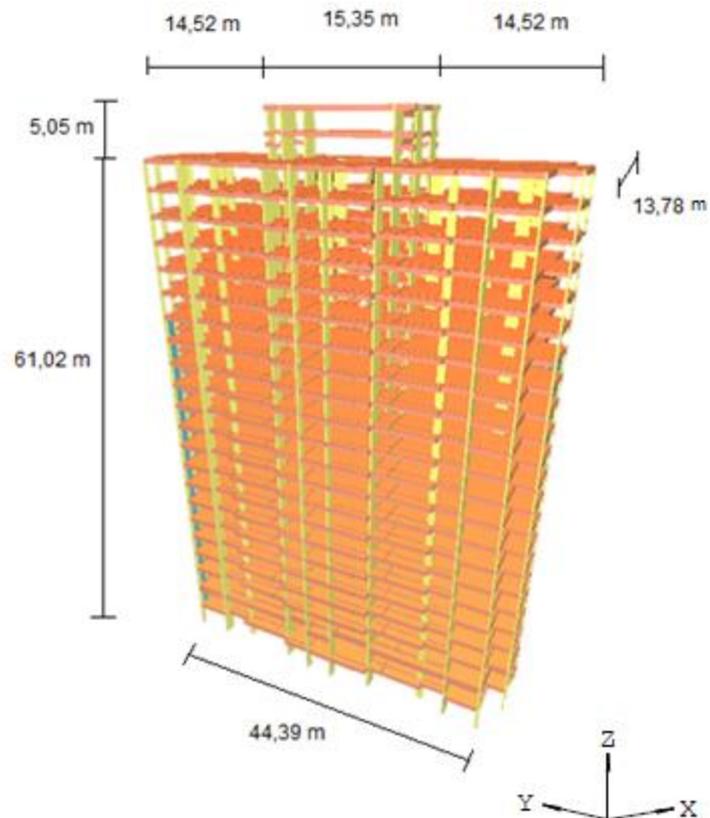


Figura 5.61 Pórtico espacial da edificação desenvolvido no CAD/TQS

Foi realizada apenas 1 (uma) iteração entre os programas GARP, CAD/TQS e Surfer, pois optou-se por desconsiderar a 2ª iteração realizada, em que 31 (trinta e um) pilares apresentaram valores de recalque fora da realidade e precisariam ser analisados pelo surfer. Como a amostra de 11 (onze) pilares era muito menor que o espaço amostral de 42 (quarenta e dois) pilares, considerou-se apenas os valores da 1ª iteração entre os programas. Dessa forma, não foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa $\neq 0$).

Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical à translação em z de k.

A Fig. 5.62 apresenta as cargas verticais aplicadas nos pilares nas situações com e sem ISE para a edificação na fase construtiva da última medição de recalque (Fig. 5.61).

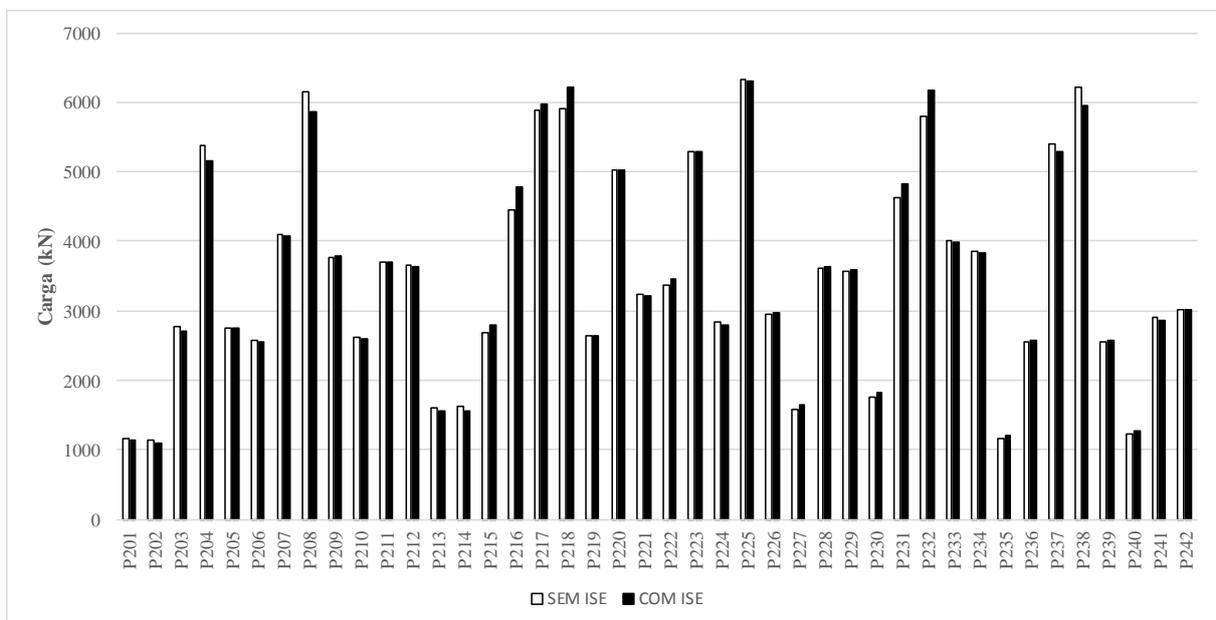


Figura 5.62 Esforço Fz sem e com ISE da fase construtiva da última medição

Observa-se por meio da Fig. 5.62 que não existe grande variação na carga vertical dos pilares antes e após a ISE, independente da fase construtiva em que o edifício se encontrava.

A média da variação relativa obtido, em relação as cargas verticais dos pilares, por meio da Eq. 5.2, foi de 0,38%.

A Fig. 5.63 apresenta os recalques obtidos antes e após a ISE. Para o cálculo dos referidos recalques subtraem-se os valores de recalque obtidos com a fase de construção da última medição de recalque do recalque obtido com a edificação na fase construtiva de nivelamento, para cada uma das situações (com ISE e sem ISE).

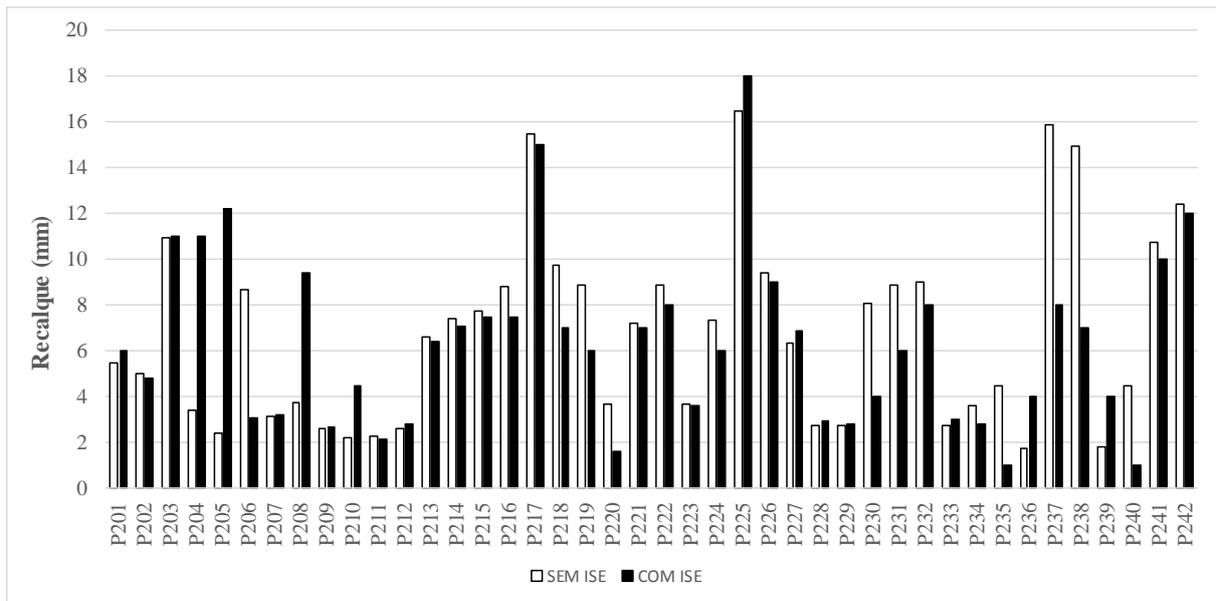


Figura 5.63 Recalque sem e com ISE da 4ª análise

Observa-se por meio da Fig. 5.63 que os resultados de recalque apresentaram variação nas situações sem e com ISE, com uma diferença de recalques considerável, em alguns pilares.

Destaca-se que os resultados dos pilares P206, P208, P210, P236, P237, P238 e P239 foram obtidos pelo programa surfer, por meio da interpolação dos resultados obtidos pelo GARP (Fig. 5.64). O cálculo pelo surfer foi realizado nos blocos que obtiveram altos valores de momento pelo CAD/TQS e consequentemente altos valores de recalque no GARP.

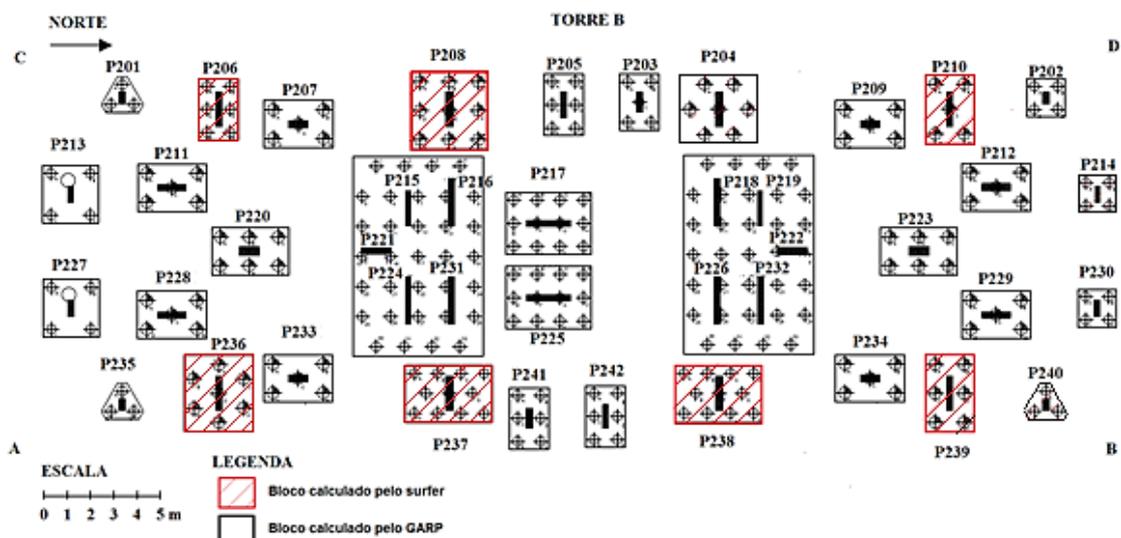


Figura 5.64 Recalques dos blocos calculados pelos softwares: surfer e GARP

As análises realizadas no surfer utilizaram como método de interpolação a krigagem.

As curvas de iso-recalque obtidas pelo surfer após a ISE estão apresentadas na Fig. 5.65, a seguir.

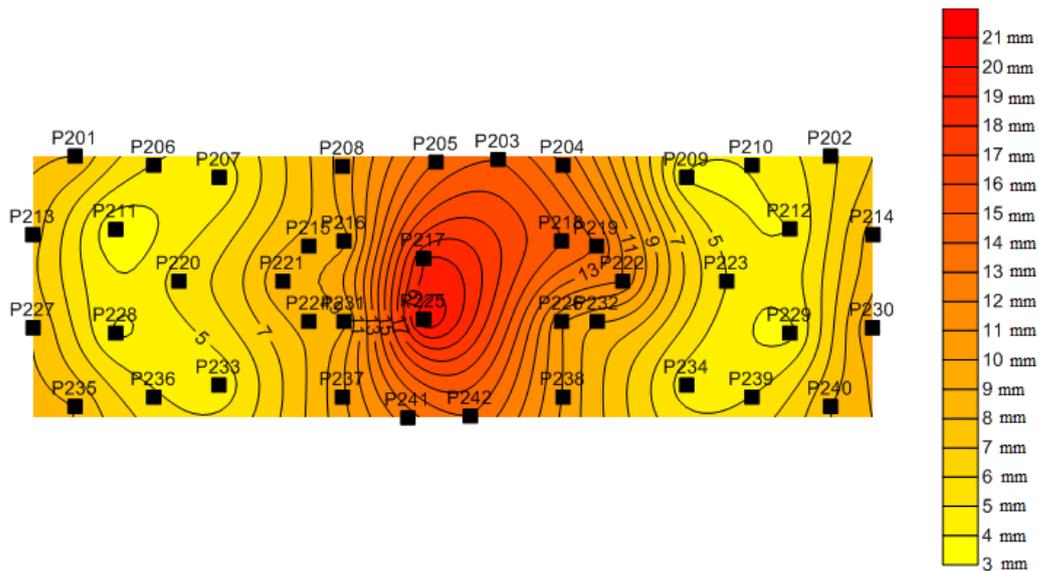


Figura 5.65 Curvas de iso-recalque após ISE

Por meio da Fig. 5.65 pode-se notar uma tendência dos pilares centrais da edificação recalcarem mais do que os pilares periféricos.

A Fig. 5.66 apresenta a variação relativa, conforme Eq. 5.4, para os recalques na situação antes da ISE e após a ISE.

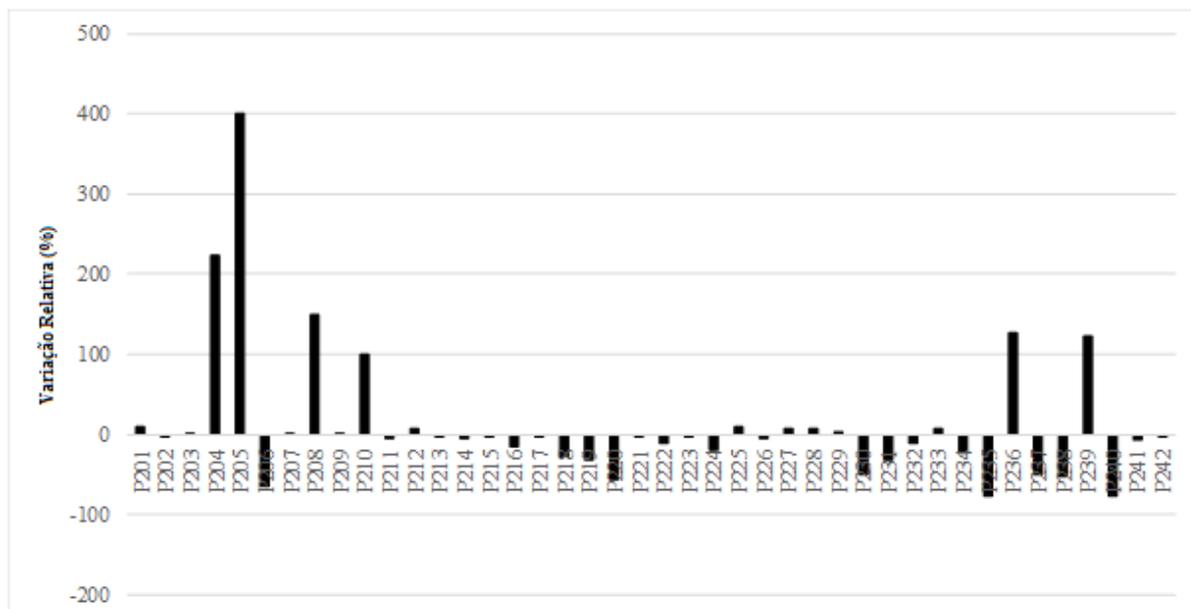


Figura 5.66 Variação relativa dos recalques obtidos antes e após a ISE

Por meio da Fig. 5.66 é possível observar que alguns pilares apresentaram valores de erros relativos altos e discrepantes. 8 (oito) dos 42 (quarenta e dois) pilares analisados apresentaram erros relativos superiores a 20% os demais apresentaram erros inferiores a esta faixa.

As Figs. 5.67 e 5.68 apresentam os resultados dos recalques distorcionais para a edificação na fase construtiva da última medição de recalque antes e após a ISE, respectivamente.



Figura 5.67 Maiores recalques distorcionais antes da ISE

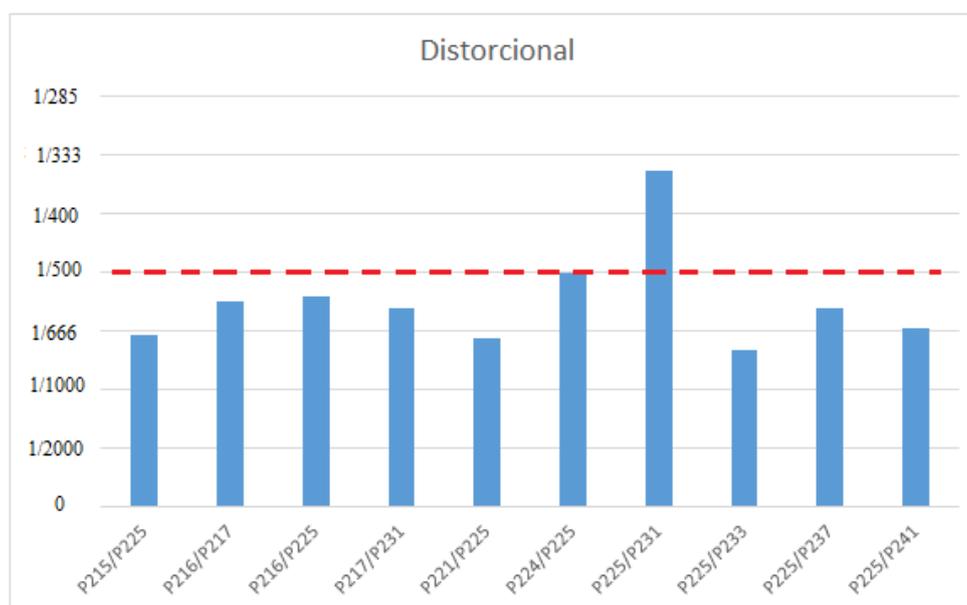


Figura 5.68 Maiores recalques distorcionais após a ISE

Nas Figs. 5.67 e 5.68 existem combinações de pilares que possuem recalques distorcionais maiores ou iguais ao limite estabelecido pelas bibliografias consagradas (1/500), sendo as combinações de pilares P203/P204, P203/P205 e P205/P217 da Fig. 5.67 (antes da ISE) e a combinação P225/P231 da Fig. 5.68 (após a ISE). Observa-se que o número de combinações de pilares com recalques maiores que o limite estabelecido diminuem com o número de iterações realizadas. Porém, observa-se que existe um erro nesta análise, pois a combinação P225/P231 aumenta após a ISE. Isso se deve a interpolação utilizada no surfer e a utilização dos momentos no GARP sem a consideração da flexibilização à rotação dos apoios.

Em resumo, a 4ª análise consistiu em:

- Analisar os resultados de carga e recalque, antes e após a ISE, considerando a fase construtiva em que foram realizados o nivelamento e a última medição de recalque e considerando a não linearidade do meio. Para isso foram modelados no CAD/TQS a edificação no momento do nivelamento, com 3 andares, e depois a edificação na fase construtiva da última medição de recalque, com 25 andares e sem revestimento. Após as modelagens realizaram-se as iterações com o GARP, onde foram inseridos, em cada arquivo, 1 (um) dos 42 (quarenta e dois) blocos da edificação, utilizando para todos eles um fator R_f igual a 12. Devido alguns blocos apresentarem valores de recalque fora da realidade, quando analisados pelo GARP, optou-se por utilizar o programa surfer para obtenção dos recalques desses blocos. Como resultados observou-se que:
 - Após a iteração realizada, não foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa de $(k_{i+1} - k_i)/k_i \neq 0$).
 - A magnitude de variação de carga antes e após a ISE na fase construtiva analisada (Fig.5.61), foi pequena, atingindo o valor máximo de variação relativa (Eq. 5.2) de 7,2%, estando a média em torno de 0,38%.
 - Existe uma considerável diferença entre os valores de recalque de alguns pilares antes e após a ISE, sendo os valores de recalques após a ISE maiores, no geral, que os recalques antes da ISE.
 - A variação relativa de recalque (Eq. 5.4), considerando as situações com e sem a ISE, atinge valores discrepantes para alguns pilares. Mas no geral, os valores de variação relativa se mantêm abaixo de 20%.
 - Os valores de recalque distorcionais diminuem após a ISE, ficando, ainda, a combinação P225/P231, na situação após a interação solo-estrutura, acima dos referidos valores limites de recalque distorcional (1/500).

5.3.1.5 5ª Análise - ISE, considerando o caso 3 ($F_{z_{máx}}$), a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP, desconsiderando os momentos e considerando a correlação de $3 \times N_{SPT}$

Foram realizadas 3 (três) iterações entre os programas GARP e CAD/TQS. Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical à translação em z de k . Não foram considerados os momentos fornecidos pelo CAD/TQS no programa GARP, uma vez que só foi considerado o k à translação vertical em z .

As Figs. 5.69 e 5.70 apresentam a média do valor de k para todos os pilares para cada iteração realizada para a fase construtiva em que foi realizado o nivelamento (3 andares, Fig. 5.60) e para a fase construtiva em que foi realizada a última medição de recalque (25 andares, Fig. 5.61), respectivamente.

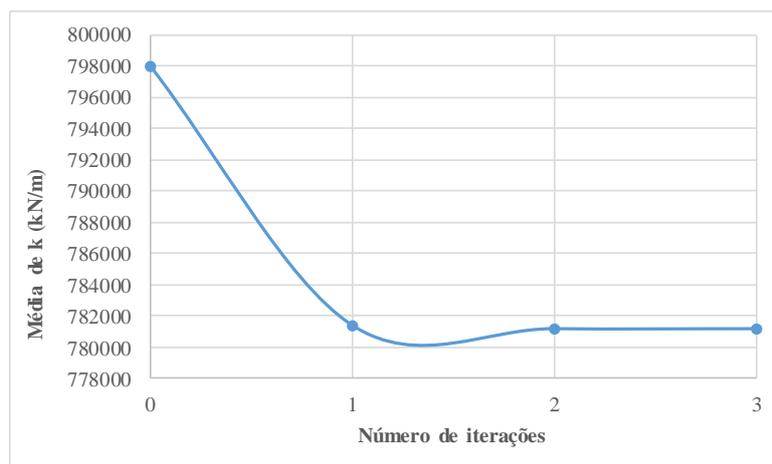


Figura 5.69 Média de k à translação vertical em y para edificação com 3 andares

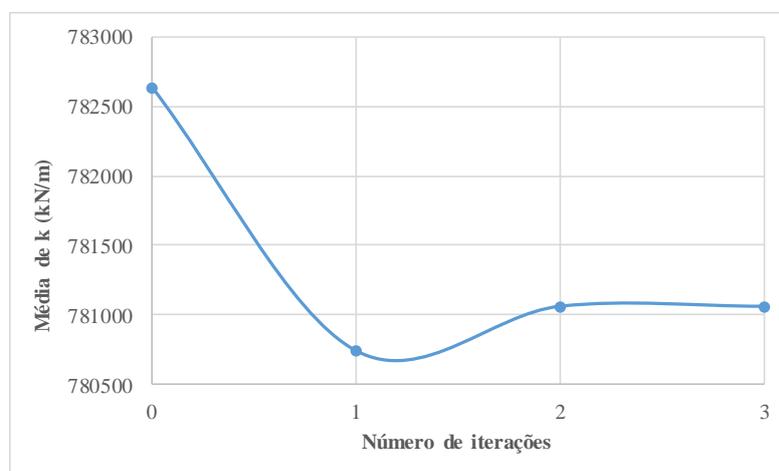


Figura 5.70 Média de k à translação vertical em y para edificação com 25 andares

Observa-se por meio das Figs. 5.69 e 5.70 que a média de k , estabiliza na 3ª iteração, sendo 781182,6 kN/m para a edificação com 3 andares e 781182,6 kN/m para a edificação com 25 andares.

A Fig. 5.71 apresenta a média do variação relativa dos pilares para cada iteração realizada para a fase construtiva da última medição de recalque, conforme Eq. 5.1.

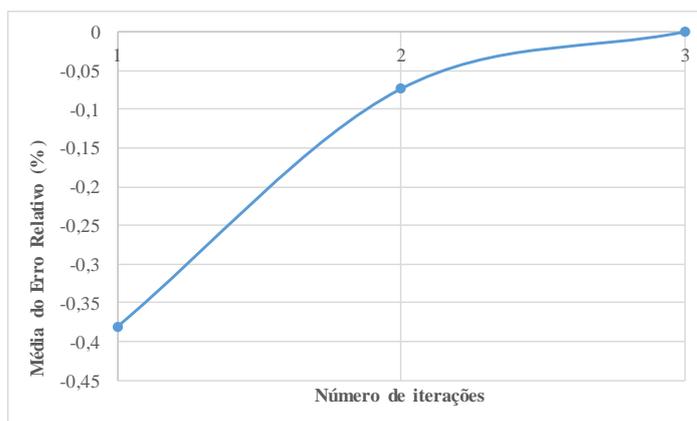


Figura 5.71 Média do variação relativa para a edificação na última medição de recalque

Observa-se que após as 3 (três) iterações realizadas, foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa = 0).

A seguir serão apresentados apenas os valores das análises para a edificação na fase da última medição de recalque.

A Fig. 5.72 apresenta a variação das cargas verticais nos pilares nas situações com e sem ISE, para a situação da edificação na fase de construção da última medição de recalque.

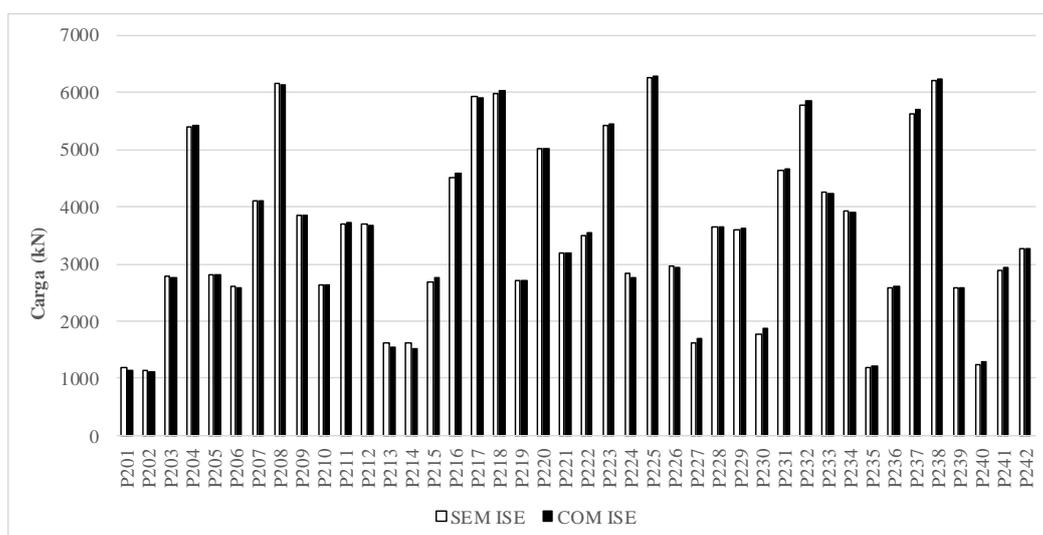


Figura 5.72 Carga vertical sem e com ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.72 que a carga vertical não variou de forma significativa para nenhum pilar, sendo a média do variação relativa de 0,2%.

A seguir (Fig. 5.73) apresentam-se os resultados de recalque antes e após a ISE.

Vale ressaltar, que nessa análise todos os blocos foram calculados separadamente no GARP, com a consideração da não linearidade (por meio do fator R_f), considerando o recalque conforme a fase construtiva em que foi feita a medição de recalque (desconsiderados os recalques da fase de nivelamento da obra), desconsiderando o momento na análise do GARP e utilizando no CAD/TQS apenas o coeficiente de mola a translação em z.

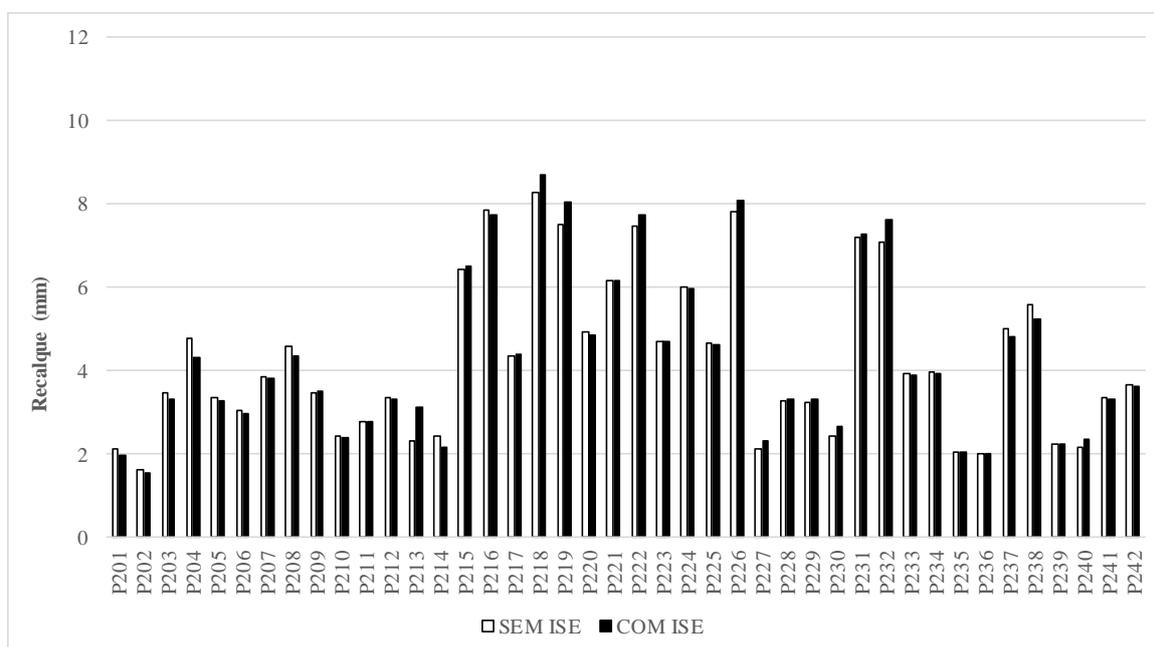


Figura 5.73 Recalque com e sem a ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.73 que os resultados de recalque apresentaram pouca variação nas situações sem e com ISE, sendo a média de variação entre o recalque obtido sem ISE para o recalque obtido com ISE de -0,0295 mm, ou seja, na média os recalques com ISE estão maiores que os recalques sem ISE.

Na Fig. 5.74 apresenta-se a variação relativa, conforme Eq. 5.6.

$$Variação\ Relativa\ (\%) = \frac{Recalque\ com\ ISE - Recalque\ sem\ ISE}{Recalque\ sem\ ISE} \times 100 \quad Eq. (5.6)$$

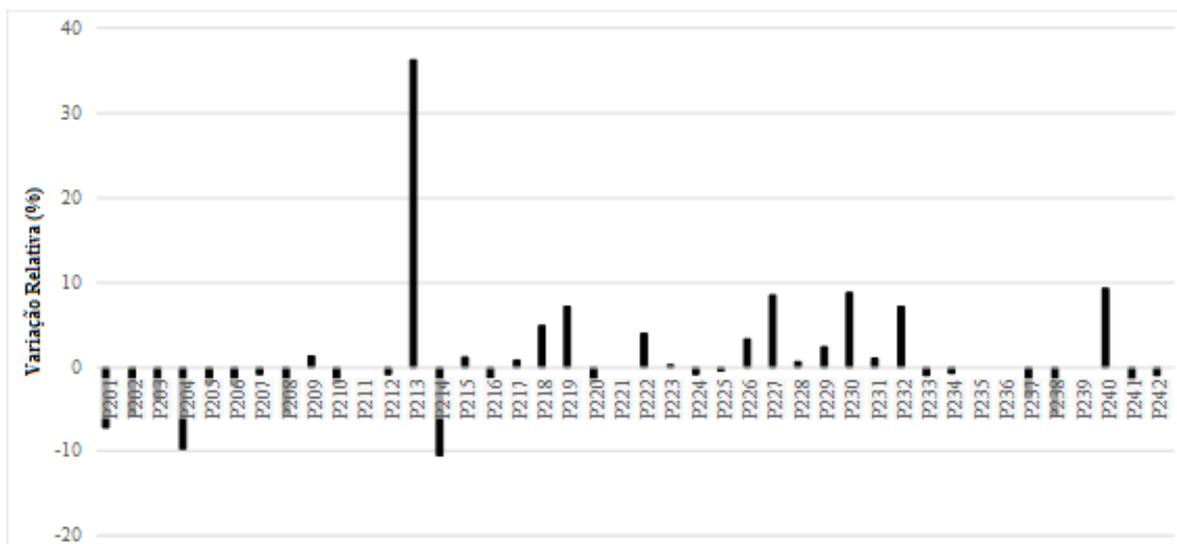


Figura 5.74 Variação relativa dos recalques

Observa-se que a variação do recalque antes e após a ISE, com exceção dos pilares P213 e P214, não ultrapassou 10% do recalque obtido sem ISE. A variação relativa negativo significa que o valor do recalque após a ISE foi menor que o recalque antes da ISE. De acordo com a Fig. 5.74 a média da variação relativa foi de 0,66%.

As Figs. 5.75 e 5.76 apresentam os resultados dos recalques distorcionais antes e após a ISE, respectivamente.

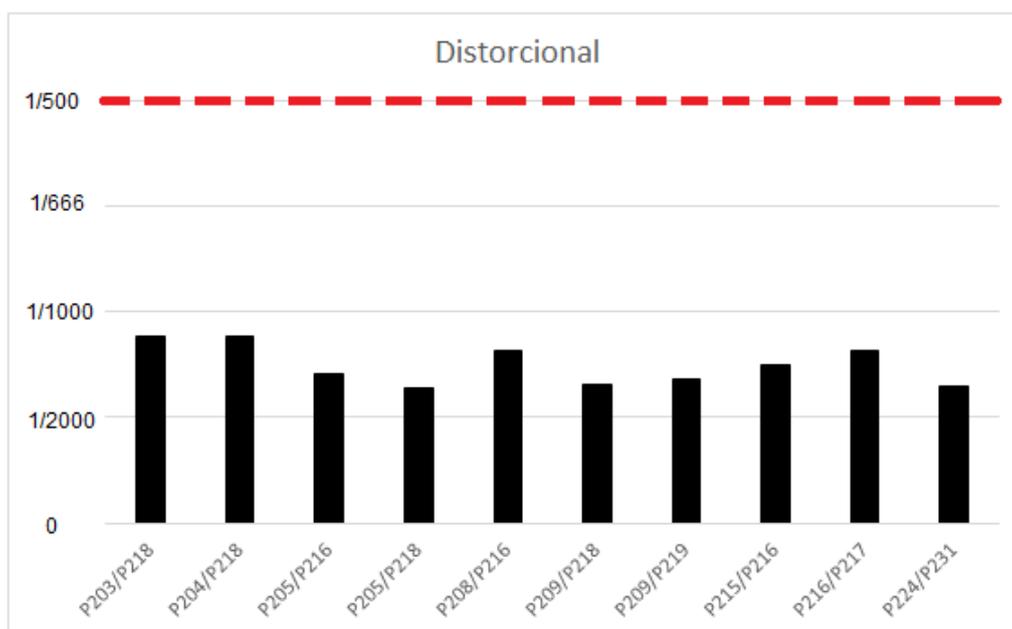


Figura 5.75 Maiores recalques distorcionais antes da ISE

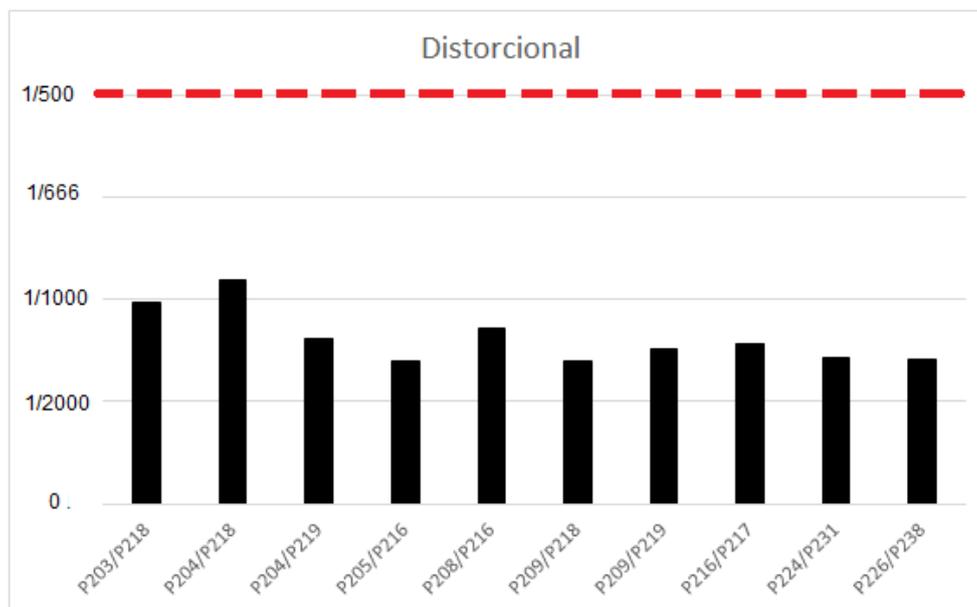


Figura 5.76 Maiores recalques distorcionais após a ISE

Nas Figs. 5.75 e 5.76 é possível observar que todas as combinações de pilares, antes e após a ISE, se apresentam dentro da faixa limite estabelecido pelas bibliografias consagradas (1/500). Nota-se que o valor do recalque distorcional aumenta quando se considera a interação solo-estrutura.

Em resumo, a 5ª análise consistiu em:

- Analisar os resultados de recalque nas fundações, antes e após a ISE, considerando a fase construtiva em que foram realizados o nivelamento e a última medição de recalque e considerando a não linearidade do meio. Para isso foram modelados no CAD/TQS a edificação no momento do nivelamento, com 3 andares, e depois a edificação na fase construtiva da última medição de recalque, com 25 andares e sem revestimento. Após as modelagens realizou-se as iterações com o GARP, onde foram inseridos, em cada arquivo, 1 (um) dos 42 (quarenta e dois) blocos da edificação, utilizando para todos eles um fator R_f , e foram desconsiderados os momentos fornecidos pelo CAD/TQS, ou seja, utilizou-se no GARP apenas os valores de carga vertical na interação. Como resultados observou-se que:
 - A convergência entre os valores de carga e recalque foi atingida com 3 iterações entre os programas CAD/TQS e GARP (ou seja, $k_{i+1} - k_i = 0$).

- A variação de carga antes e após a ISE, para a fase construtiva da última medição de recalque, não apresentou diferença significativa. A variação relativa em relação a carga considerada antes e após a ISE, foi de 0,02%.
- Os resultados de recalque apresentaram pouca variação nas situações sem e com ISE, sendo a média de variação entre o recalque obtido sem ISE para o recalque obtido com ISE de -0,0295 mm, ou seja, na média os recalques com ISE estão maiores que os recalques sem ISE.
- A variação do recalque antes e após a ISE, com exceção dos pilares P213 e P214, não ultrapassou 10% do recalque obtido sem ISE, sendo a média do variação relativa (Eq. 5.6) de 0,66%.
- Os valores de recalque distorcionais estão dentro dos limites estabelecidos pelas bibliografias consagradas, tanto antes quanto após a ISE, sendo que observa-se um aumento dos recalques distorcionais após a interação solo-estrutura.

5.3.1.6 6ª Análise - ISE, considerando o caso 3 ($f_{z_{máx}}$), a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP, desconsiderando os momentos e considerando a correlação de $5 \times N_{SPT}$

Para obtenção da convergência dos resultados de carga e recalque foram realizadas 2 (duas) iterações entre os programas GARP e CAD/TQS. Essa análise foi realizada para observar as diferenças nos valores de recalque dessa análise em relação à análise anterior. Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical à translação em z de k . Não foram considerados os momentos fornecidos pelo CAD/TQS no programa GARP, uma vez que só foi considerado o k à translação vertical em z .

Vale ressaltar, que nessa análise todos os blocos foram calculados separadamente no GARP, com a consideração da não linearidade (por meio do fator R_f), considerando o recalque conforme a fase construtiva em que foi feita a medição de recalque (desconsiderados os recalques da fase de nivelamento da obra).

As Figs. 5.77 e 5.78 apresentam a média do valor de k para todos os pilares para cada iteração realizada para a fase construtiva em que foi realizado o nivelamento (3 andares, Fig. 5.60) e para a fase construtiva em que foi realizada a última medição de recalque (25 andares, Fig. 5.61), respectivamente.

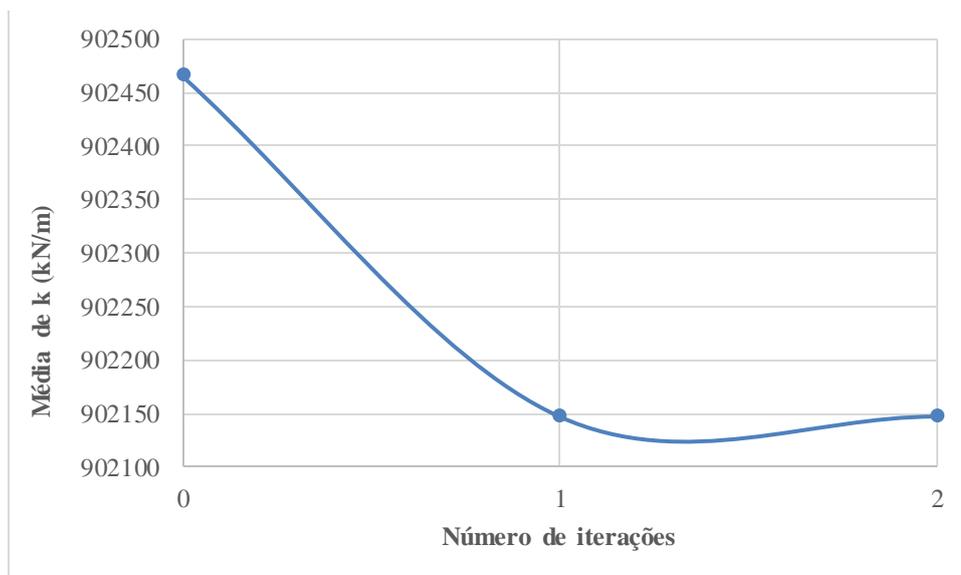


Figura 5.77 Média de k à translação vertical em y para edificação com 3 andares

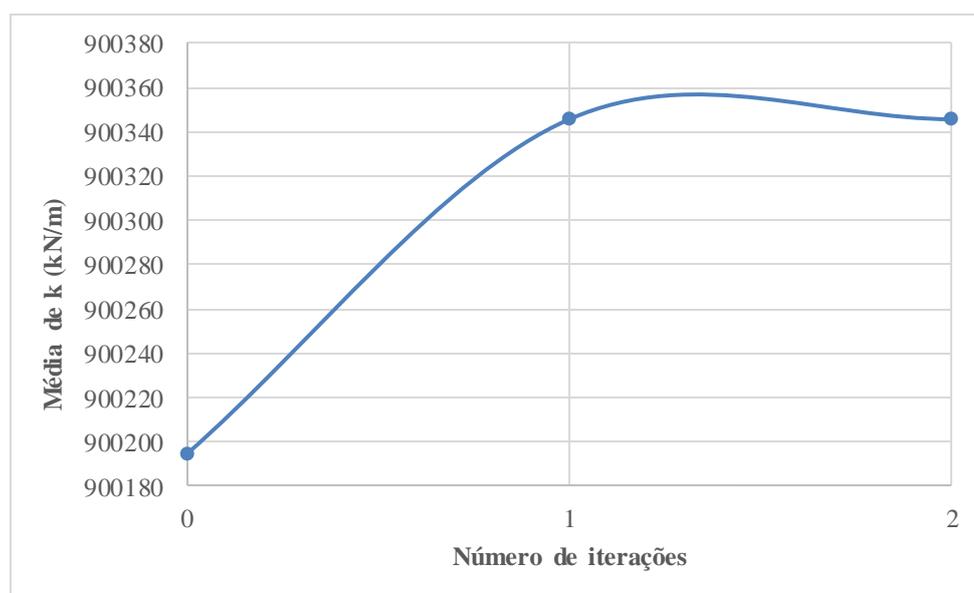


Figura 5.78 Média de k à translação vertical em y para edificação com 25 andares

Observa-se por meio das Figs. 5.77 e 5.78 que a média de k, estabiliza na 2ª iteração, sendo 902146,6 kN/m para a edificação com 3 andares e 900345,7 kN/m para a edificação com 25 andares.

A Fig. 5.79 apresenta a média da variação relativa dos pilares para cada iteração realizada para a fase construtiva da última medição de recalque, conforme Eq. 5.1.

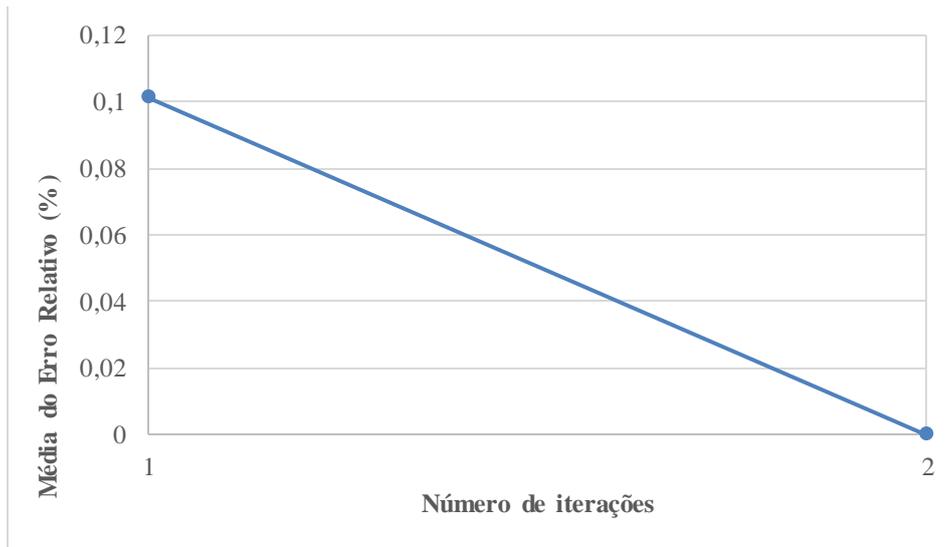


Figura 5.79 Média do variação relativa para a edificação na última medição de recalque

Observa-se que após as 2 (duas) iterações realizadas, foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa = 0).

A seguir serão apresentados apenas os valores das análises para a edificação na fase da última medição de recalque.

A Fig. 5.80 apresenta a variação das cargas verticais nos pilares nas situações com e sem ISE.

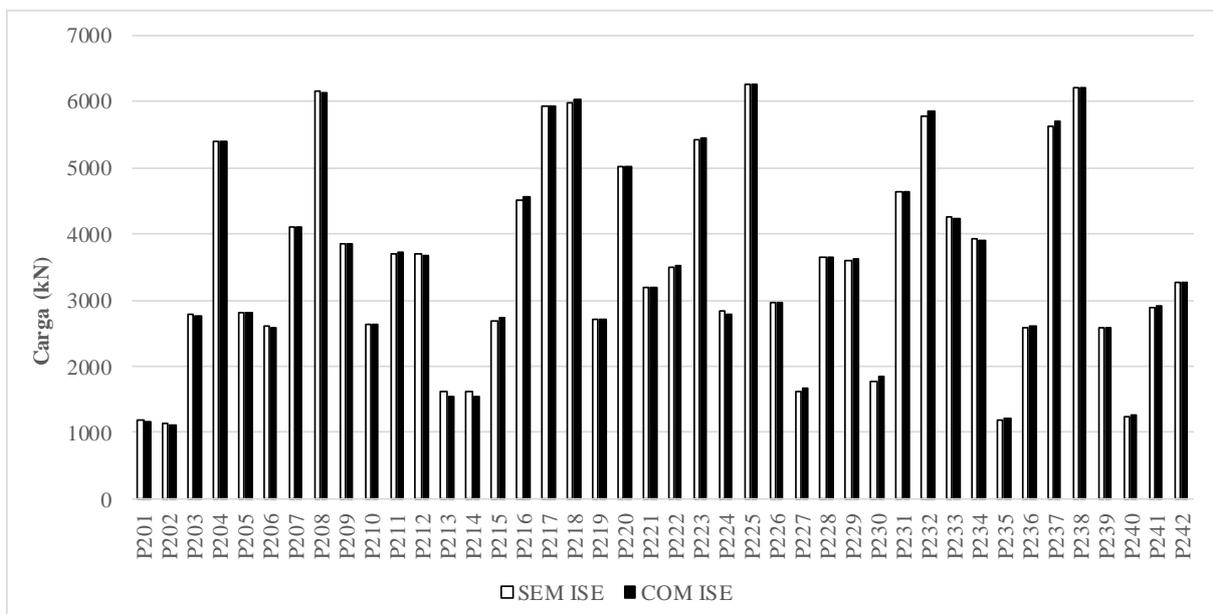


Figura 5.80 Carga vertical sem e com ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.80 que a carga vertical não variou de forma significativa para nenhum pilar, sendo a média da variação relativa de 0,17%.

A Fig. 5.81 apresenta os recalques antes e após a consideração da interação solo-estrutura.

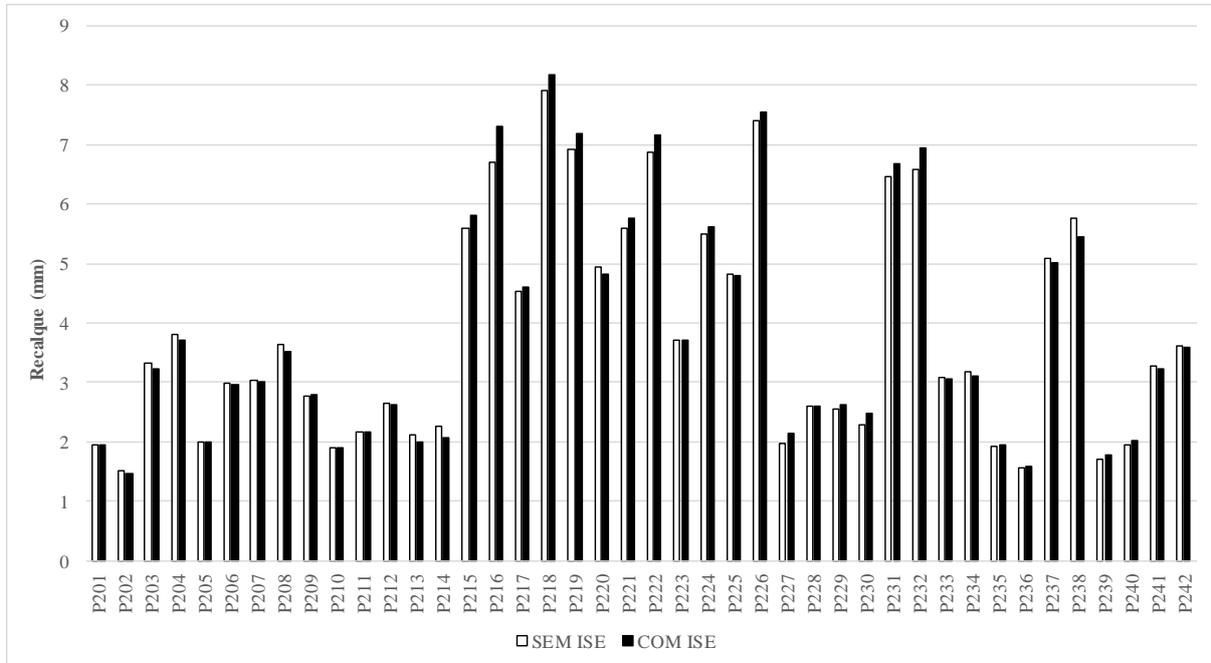


Figura 5.81 Recalque com e sem a ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.81 que os resultados de recalque apresentaram pouca variação nas situações sem e com ISE, sendo a média de variação entre o recalque obtido sem ISE para o recalque obtido com ISE de -0,045 mm, ou seja, na média os recalques com ISE estão maiores que os recalques sem ISE.

Na Fig. 5.82 apresenta-se a variação relativa, conforme Eq. 5.7.

$$\text{Variação Relativa}(\%) = \frac{\text{Recalque com ISE} - \text{Recalque sem ISE}}{\text{Recalque sem ISE}} \times 100 \quad \text{Eq. (5.7)}$$

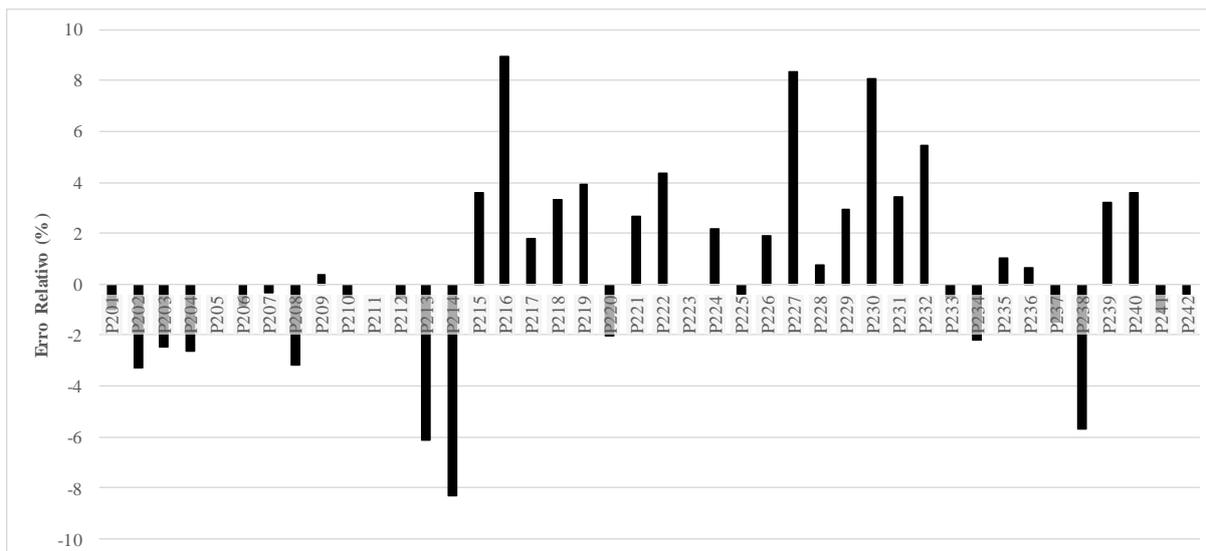


Figura 5.82 Variação relativa dos recalques

Observa-se que a variação do recalque antes e após a ISE não ultrapassou 10% do recalque obtido sem ISE. A variação relativa negativa significa que o valor do recalque após a ISE foi menor que o recalque antes da ISE. De acordo com a Fig. 5.82 a média da variação relativa foi de 0,65%.

A Fig. 5.83 apresenta os resultados dos recalques distorcionais antes e após a ISE.

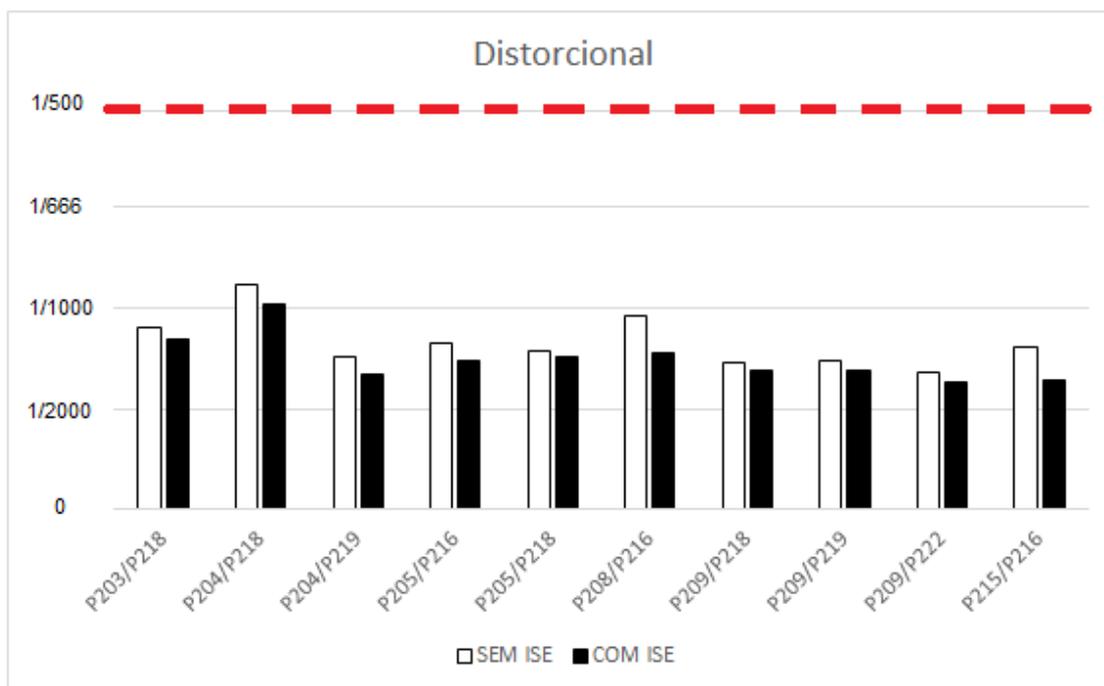


Figura 5.83 Maiores recalques distorcionais antes da ISE

Na Fig. 5.83 é possível observar que todas as combinações de pilares, antes e após a ISE, se apresentam dentro da faixa limite estabelecido pelas bibliografias consagradas (1/500). Nota-se que o valor do recalque distorcional diminui quando se considera a interação solo-estrutura.

Em resumo, a 6ª análise consistiu em:

- Analisar os resultados de esforços na estrutura e recalque nas fundações, antes e após a ISE, considerando a fase construtiva em que foram realizados o nivelamento e a última medição de recalque e considerando a não linearidade do meio. Para isso foram modelados no CAD/TQS a edificação no momento do nivelamento, com 3 andares, e depois a edificação na fase construtiva da última medição de recalque, com 25 andares e sem revestimento. Após as modelagens realizou-se as iterações com o GARP, onde foram inseridos, em cada arquivo, 1 (um) dos 42 (quarenta e dois) blocos da edificação, utilizando para todos eles um fator R_f igual a 12, e foram desconsiderados os momentos fornecidos pelo CAD/TQS, ou seja, utilizou-se no GARP apenas os valores de carga vertical. Como resultados observou-se que:
 - A convergência entre os valores de carga e recalque foi atingida com 2 iterações entre os programas CAD/TQS e GARP (ou seja, variação relativa de $(k_{i+1} - k_i)/k_i = 0$).
 - Os resultados de recalque apresentaram pouca variação nas situações sem e com ISE, sendo a média de variação entre o recalque obtido sem ISE para o recalque obtido com ISE de -0,045 mm, ou seja, na média os recalques com ISE estão maiores que os recalques sem ISE.
 - A variação do recalque antes e após a ISE não ultrapassou 10% do recalque obtido sem ISE, sendo a média da variação relativa (Eq. 5.7) de 0,65%.
 - Os valores de recalque distorcionais estão dentro dos limites estabelecidos pelas bibliografias consagradas, tanto antes quanto após a ISE, sendo que observa-se uma diminuição dos recalques distorcionais após a interação solo-estrutura.

5.3.2 7ª Análise - ISE, considerando o caso 3 ($f_{z_{máx}}$), a não linearidade do meio, para todos os blocos da edificação analisados pelo GARP, desconsiderando os momentos e considerando a correlação de 3 X N_{SPT} e o SP05

Para obtenção da convergência dos resultados de carga e recalque foram realizadas 3 (três) iterações entre os programas GARP e CAD/TQS. Essa análise foi realizada para observar as diferenças nos valores de recalque dessa análise em relação as análises anteriores. Foi utilizado um valor específico de k para cada apoio da edificação, e como hipótese

simplificadora, levou-se em consideração apenas o valor vertical à translação em z de k. Não foram considerados os momentos fornecidos pelo CAD/TQS no programa GARP, uma vez que só foi considerado o k à translação vertical em z.

Vale ressaltar, que nessa análise todos os blocos foram calculados separadamente no GARP, com a consideração da não linearidade (por meio do fator R_f), considerando o recalque conforme a fase construtiva em que foi feita a medição de recalque (desconsiderados os recalques da fase de nivelamento da obra).

A Fig. 5.84 apresenta a média do valor de k para todos os pilares para a iteração realizada para a fase construtiva em que foi realizada a última medição de recalque (25 andares, Fig. 5.61).

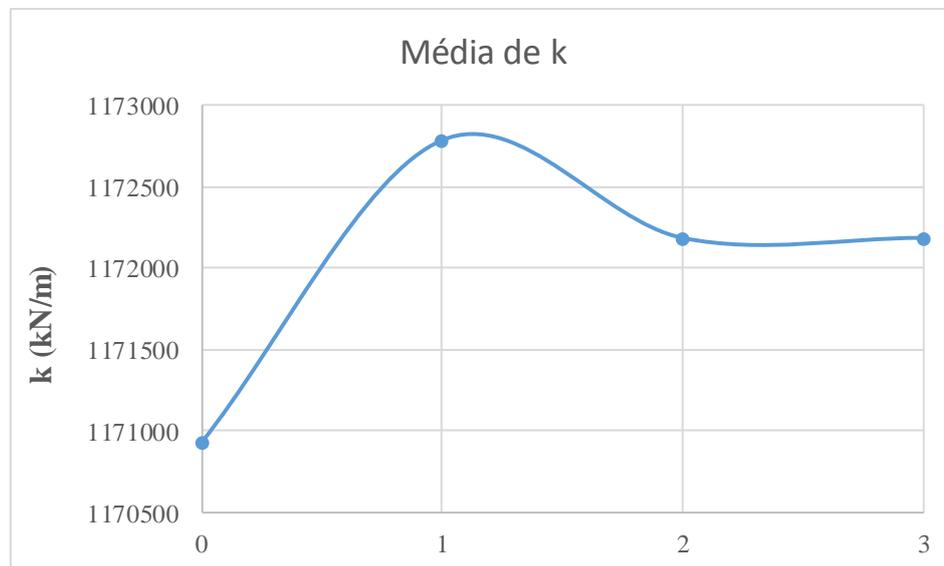


Figura 5.84 Média de k à translação vertical em y para edificação com 25 andares para a 7ª análise

Observa-se por meio da Fig. 5.84 que a média de k, estabiliza na 3ª iteração, sendo 1172187 kN/m.

A Fig. 5.85 apresenta a média do variação relativa dos pilares para cada iteração realizada para a fase construtiva da última medição de recalque, conforme Eq. 5.1.

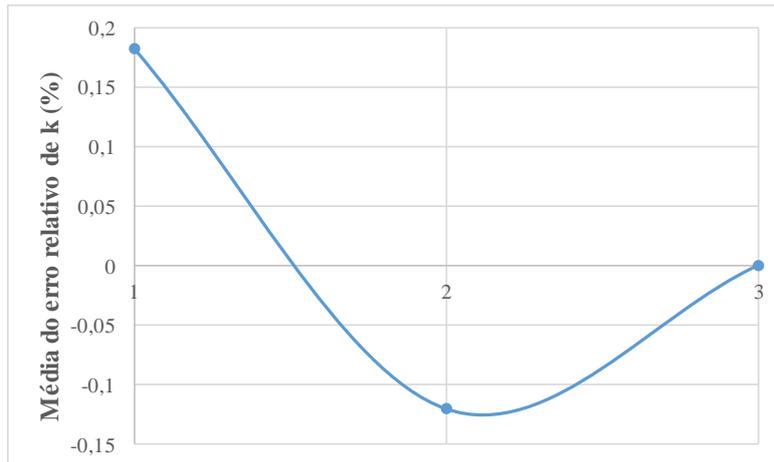


Figura 5.85 Média do variação relativa para a edificação na última medição de recalque para a 7ª análise

Observa-se que após as 3 (três) iterações realizadas, foi possível atingir a convergência entre os valores de carga e recalque (ou seja, variação relativa = 0).

A seguir serão apresentados apenas os valores das análises para a edificação na fase da última medição de recalque.

A Fig. 5.86 apresenta a variação das cargas verticais nos pilares nas situações com e sem ISE.

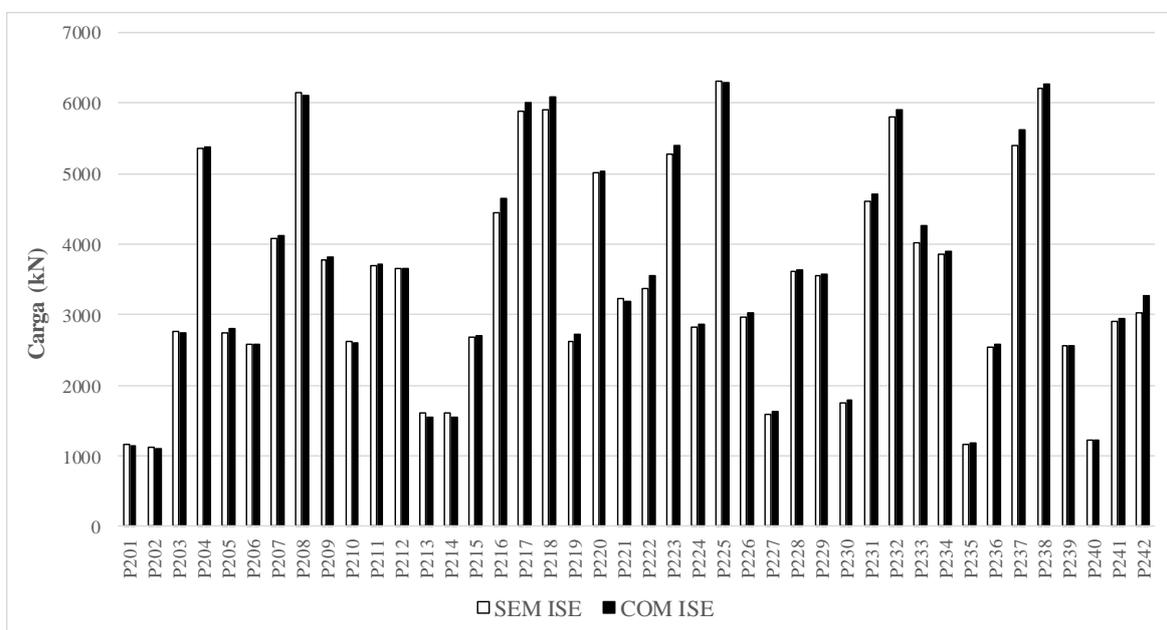


Figura 5.86 Carga vertical sem e com ISE para a 7ª análise

Observa-se por meio da Fig. 5.86 que a carga vertical não variou de forma significativa para nenhum pilar, sendo a média do variação relativa de 1,91%.

As Figs. 5.87 a 5.89 apresentam os esforços (F_z – Força cortante, M_x – Momento fletor em x e M_y – Momento fletor em y) nos pilares obtidos antes e após a consideração da interação solo-estrutura.

As Figs. 5.90 a 5.94 apresentam as variações relativas por andar para cada pilar do radier analisado.

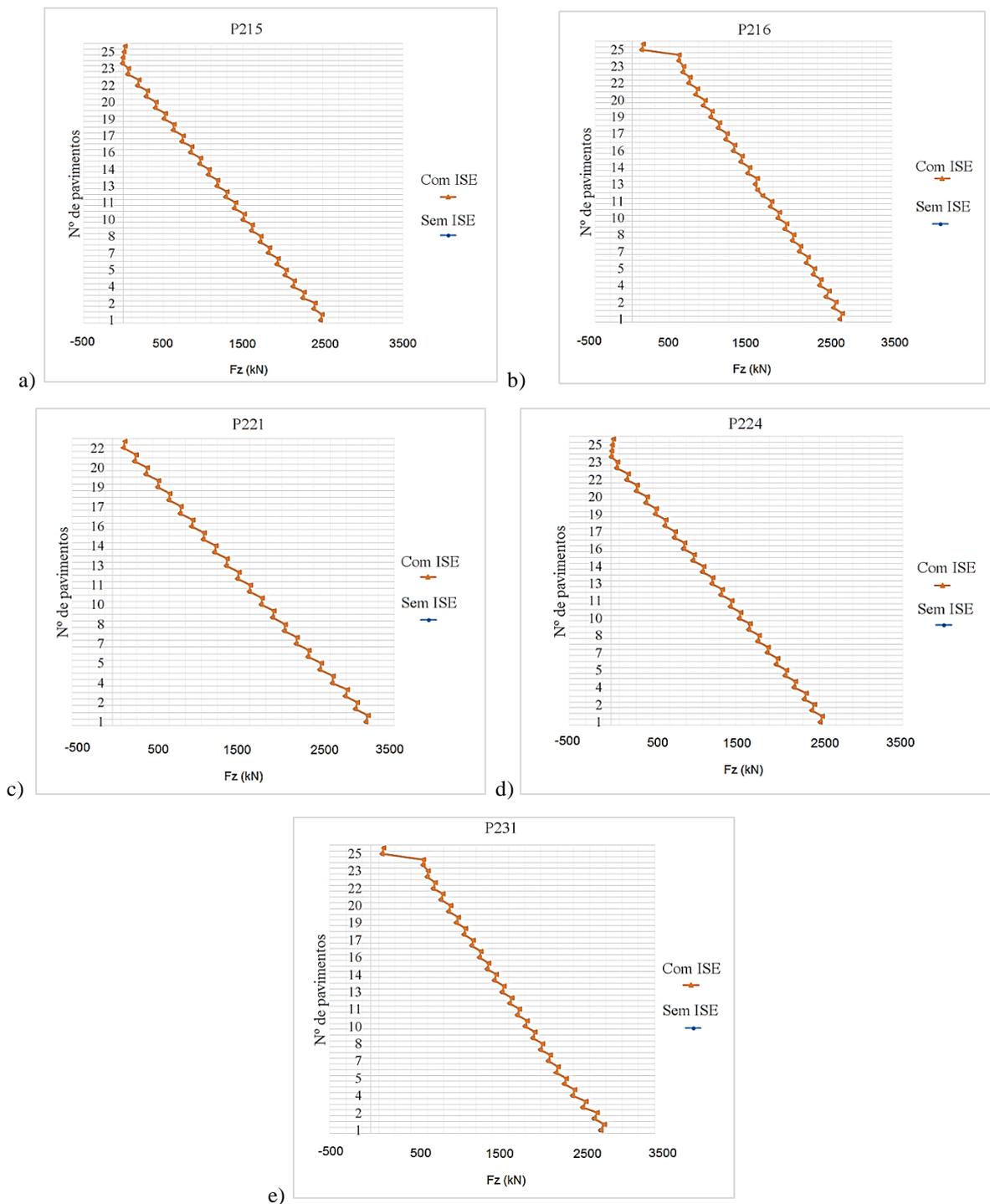


Figura 5.87 Variação do esforço normal antes e após a ISE para os pilares: a)P215 b)P216 c)P221 d)P224 e)P231

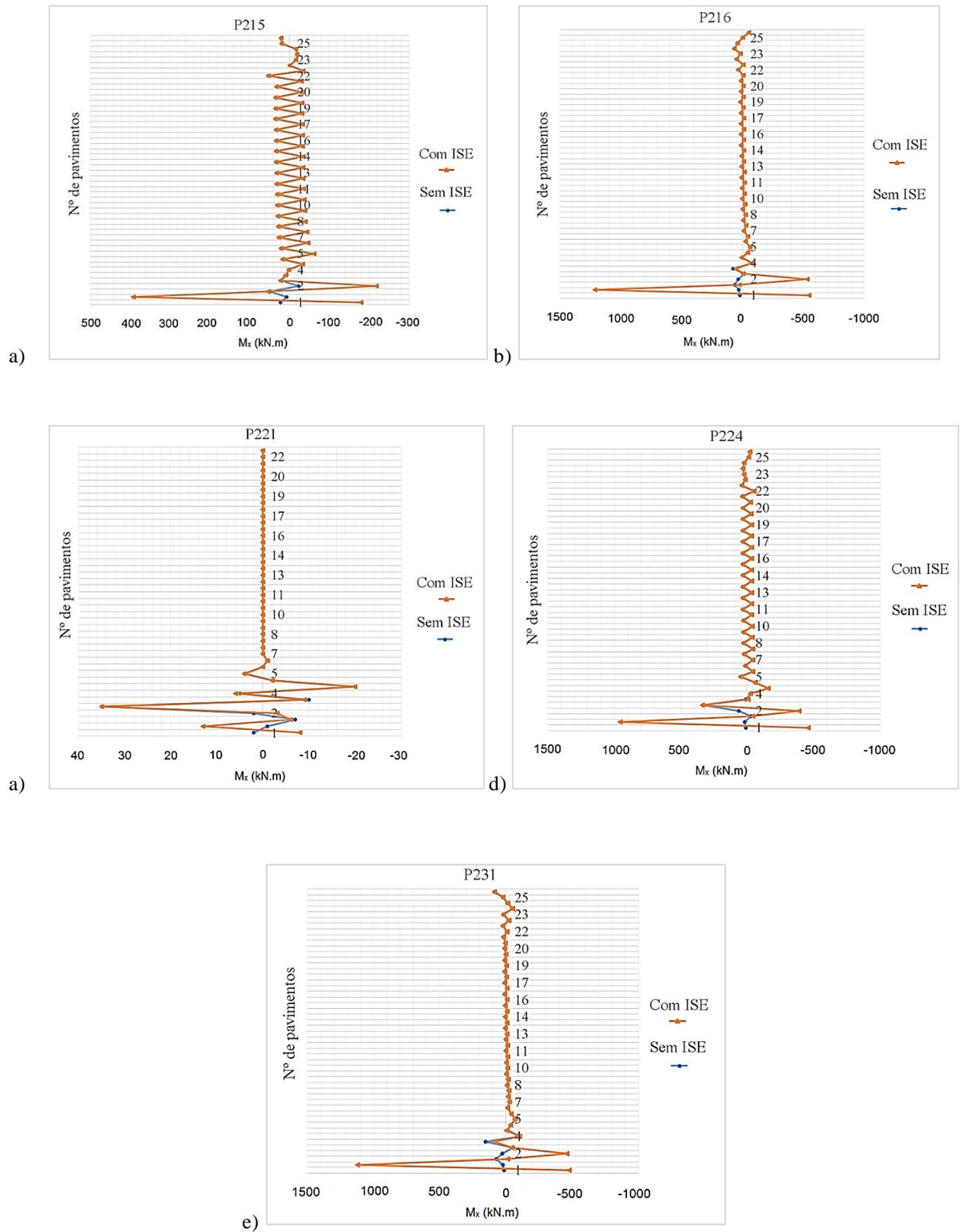


Figura 5.88 Variação do M_x antes e após a ISE para os pilares: a)P215 b)P216 c)P221 d)P224 e)P231

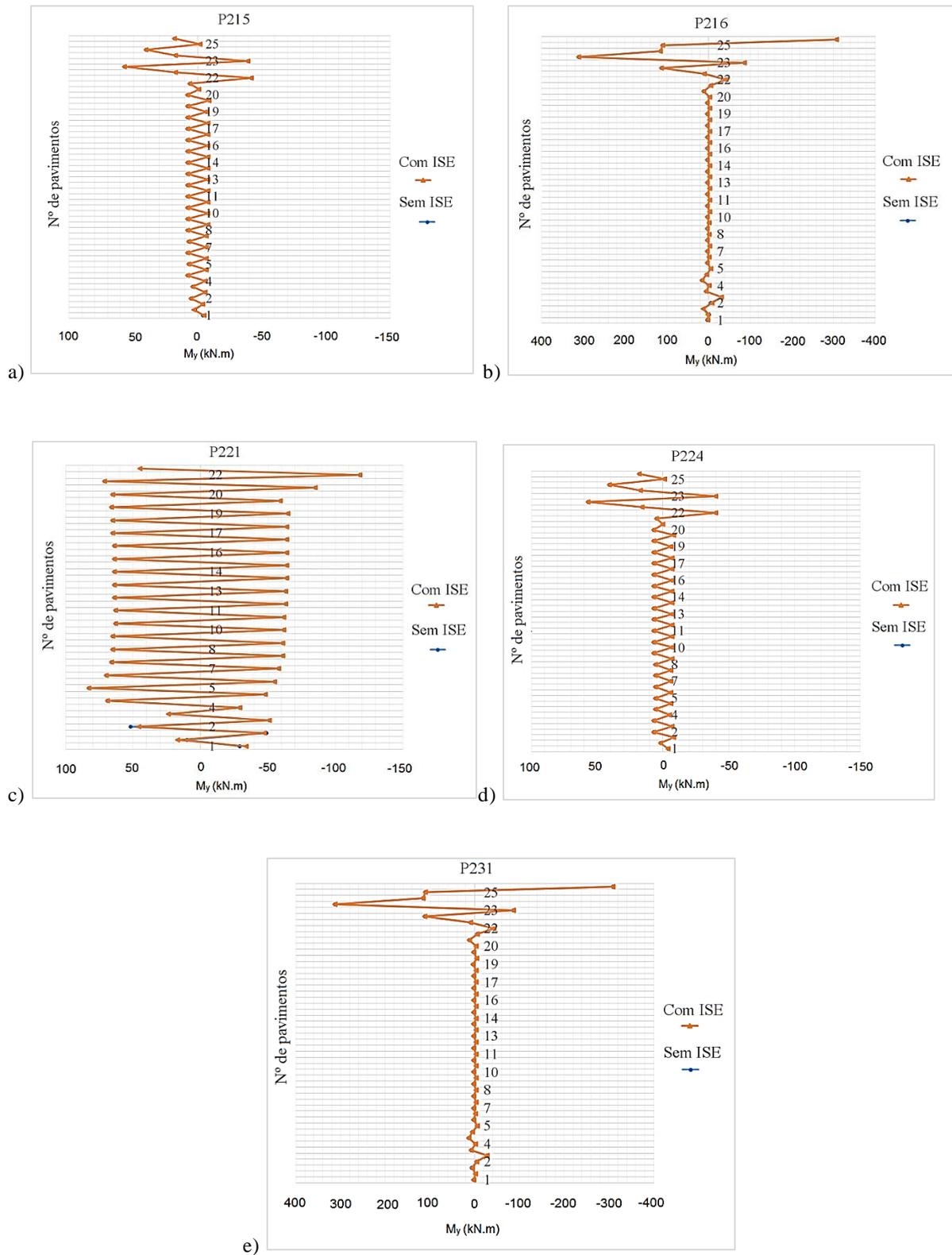


Figura 5.89 Variação do M_y antes e após a ISE para os pilares: a)P215 b)P216 c)P221 d)P224 e)P231

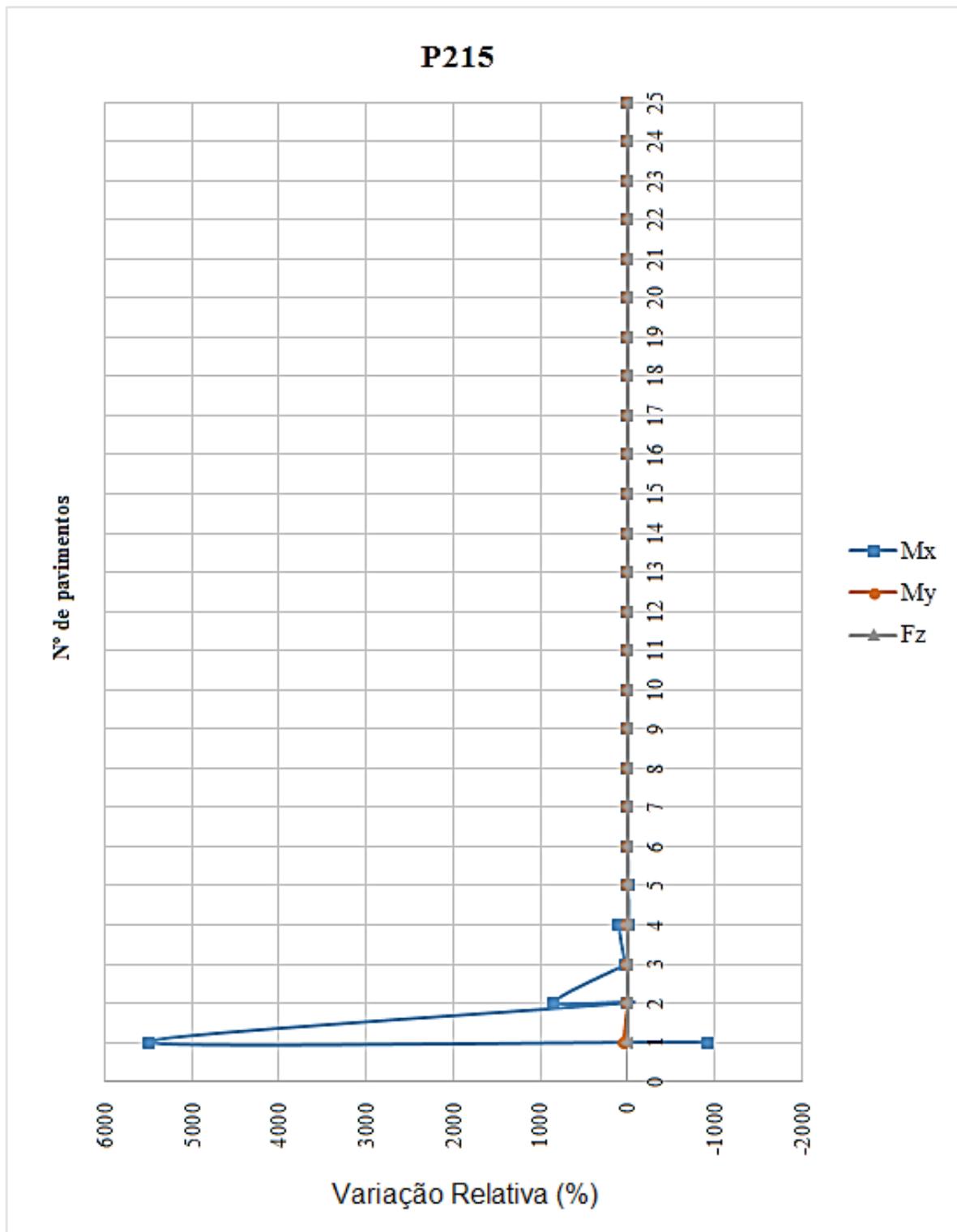


Figura 5.90 Variação relativa dos esforços Mx, My e Fz para o pilar P215

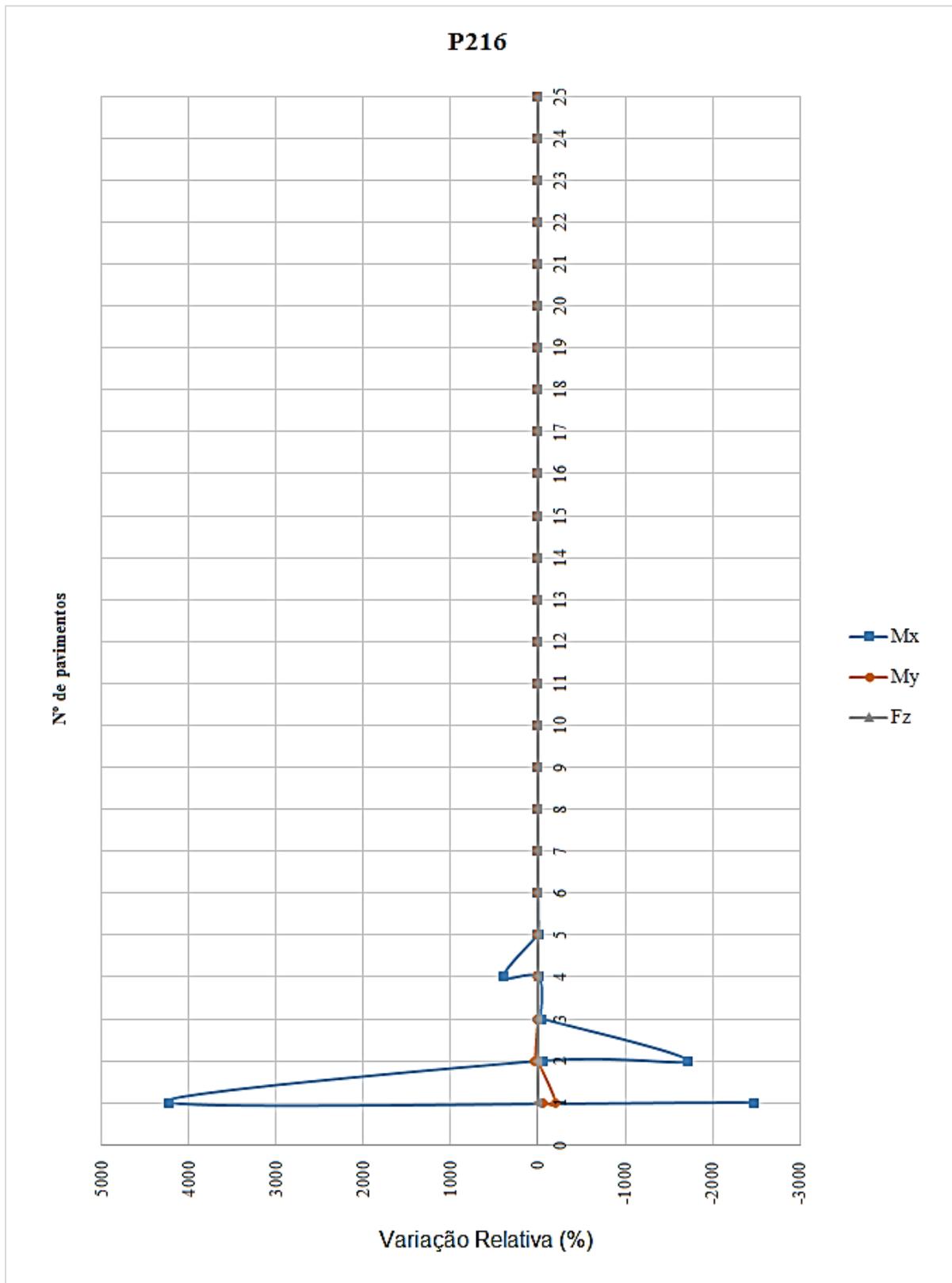


Figura 5.91 Variação relativa dos esforços My, Mz e Fx para o pilar P216

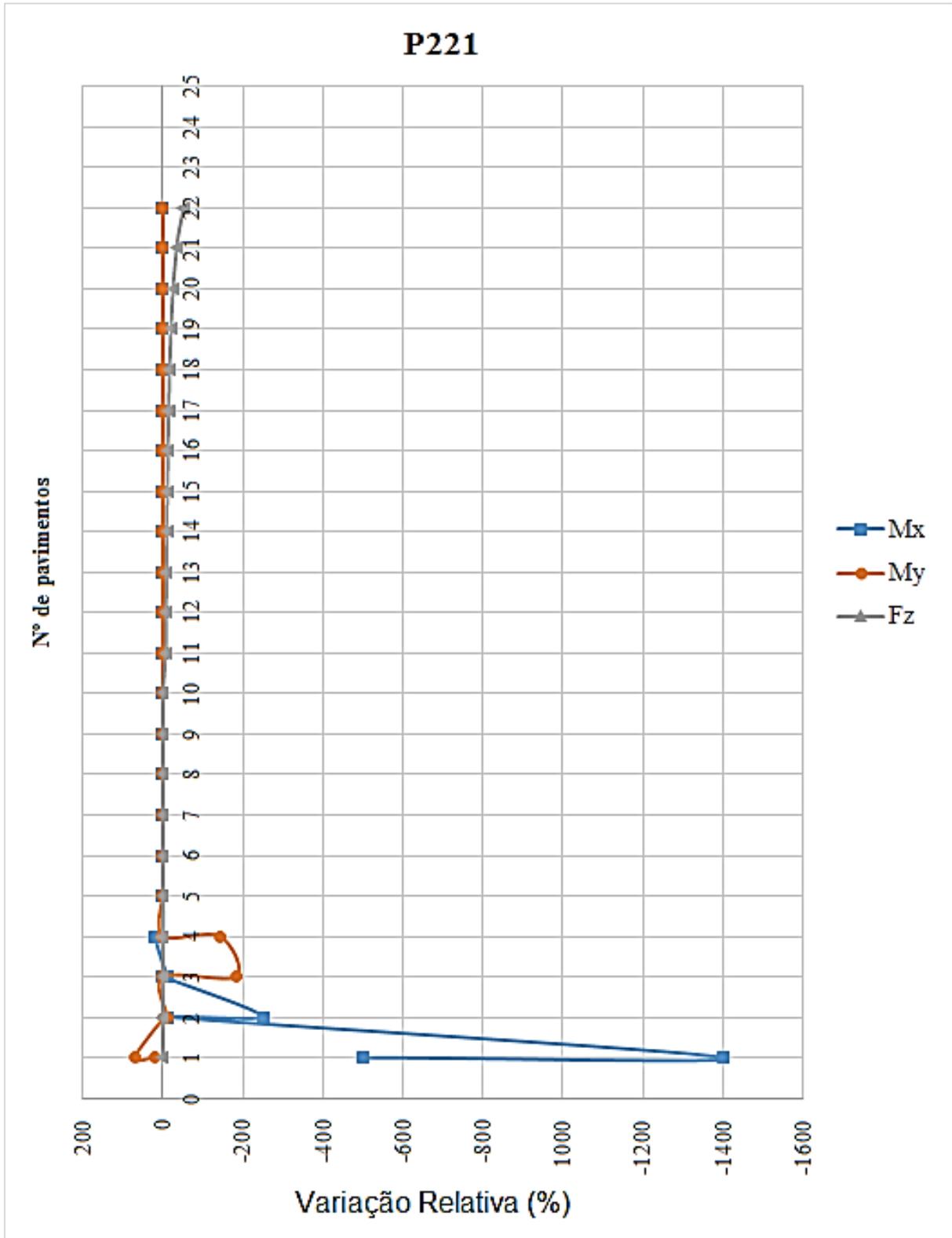


Figura 5.92 Variação relativa dos esforços My, Mz e Fx para o pilar P221

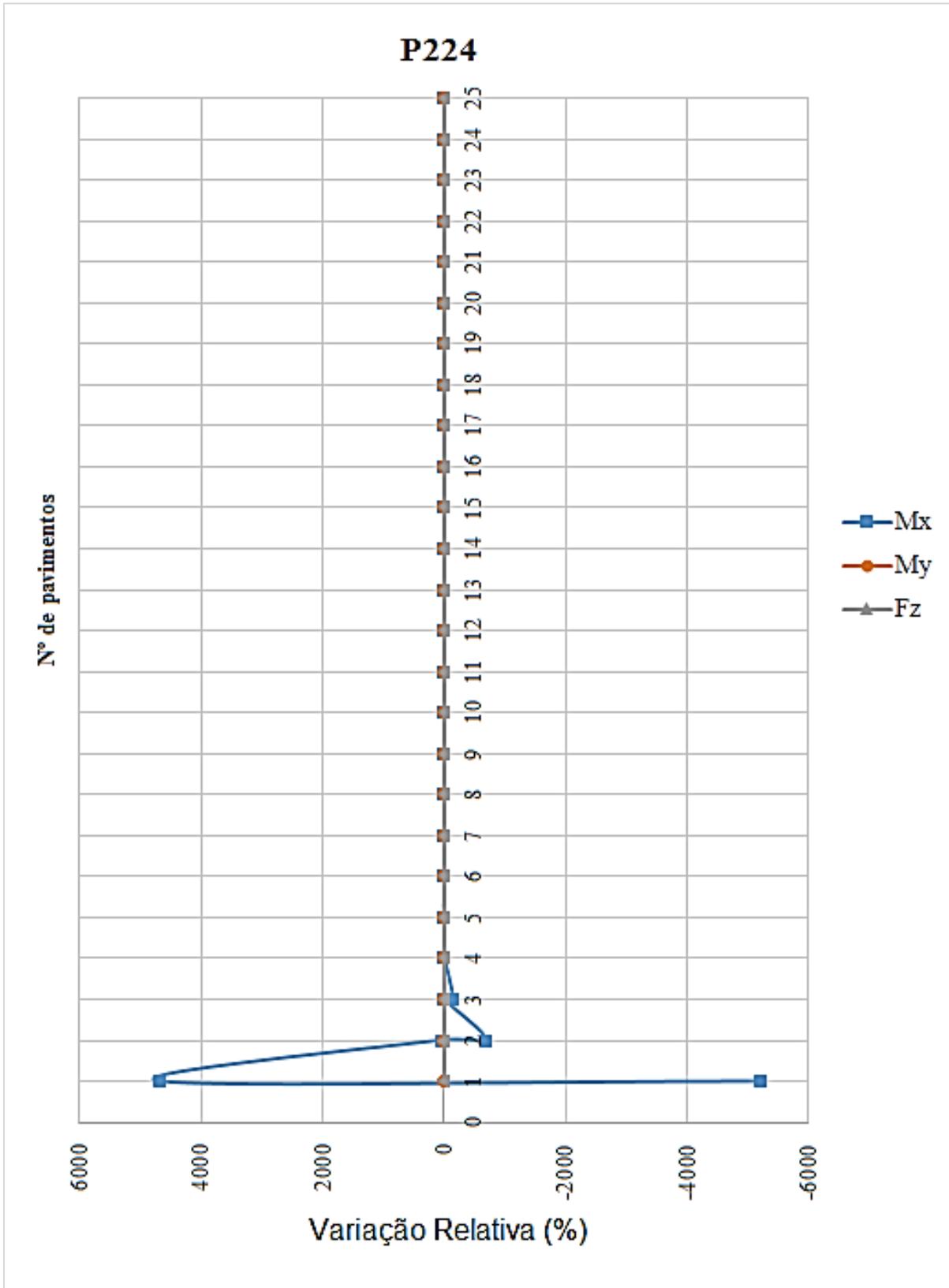


Figura 5.93 Variação relativa dos esforços M_y , M_z e F_x para o pilar P224

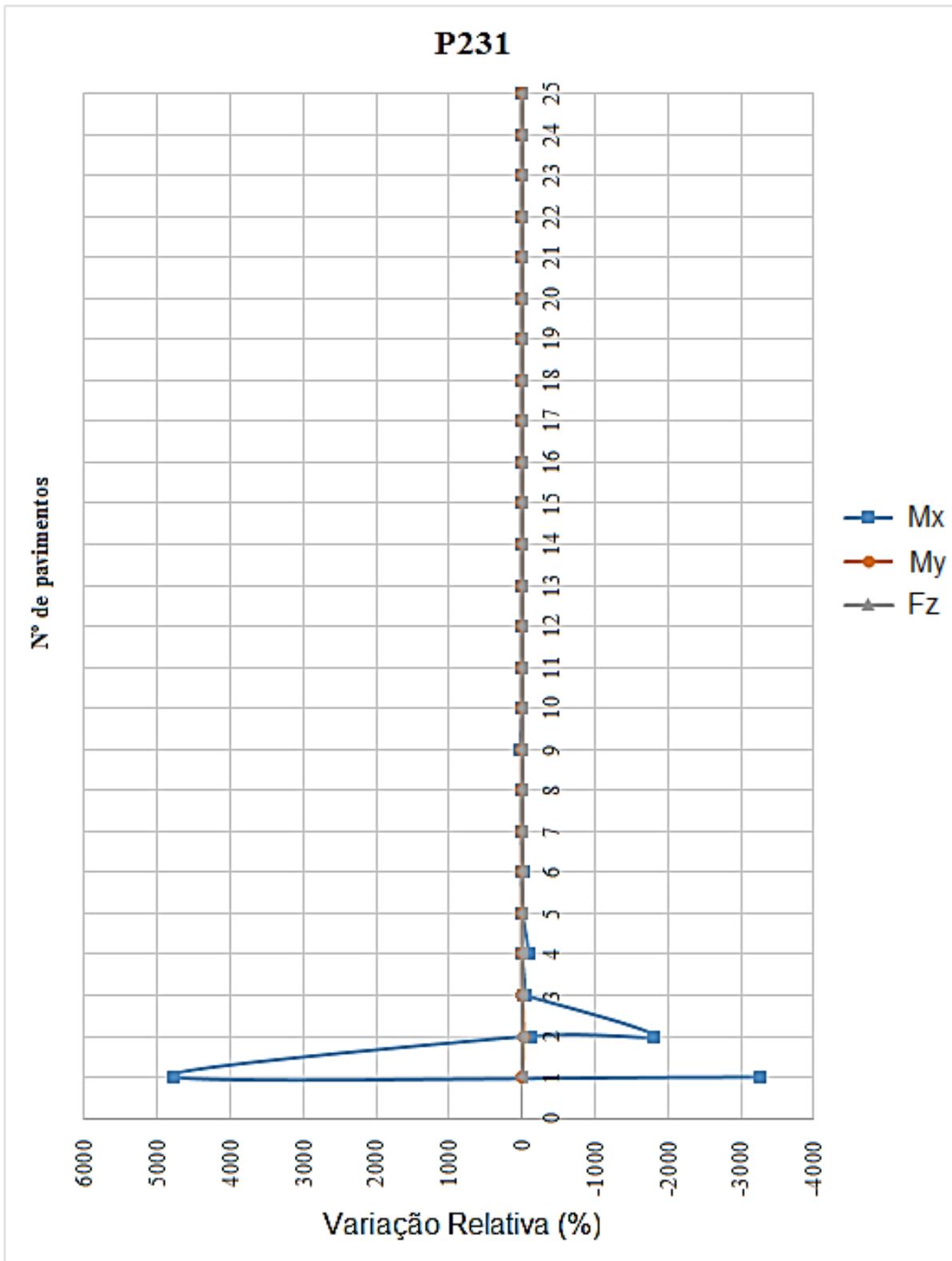


Figura 5.94 Variação relativa dos esforços My, Mz e Fx para o pilar P231

- Observa-se na Fig. 5.87 que existe pouca variação do esforço normal para os pilares da edificação antes e após a interação solo-estrutura. Sendo essa variação mais evidenciada

nos primeiros pavimentos, conforme Figs. 5.90 a 5.94. A consideração da ISE ora reduziu, ora aumentou a carga normal, sendo a maior variação (F_z sem ISE – F_z com ISE) de 0,7 kN para o P216 ao final do 2º pavimento.

- Observa-se por meio da Fig. 5.88 que a consideração da ISE gerou um aumento de momento na direção x, nos primeiros pavimentos, chegando a atingir o 5º pavimento, conforme Figs. 5.90 a 5.94. Esse aumento atingiu valores maiores que o momento sem ISE nos primeiros pavimentos se atenuando nos pavimentos seguintes, até se igualar aos momentos obtidos sem a interação solo-estrutura. Nota-se, também, que em alguns pavimentos esse momento chega a inverter o sentido, mudando de positivo para negativo ou vice-versa, sendo a maior variação (M_x sem ISE – M_x com ISE) de -118,3 kN.m para o P216 ao final do 1º pavimento.
- Na Fig. 5.89 observa-se uma diferença no momento (M_y) considerando o cálculo convencional e a interação solo-estrutura, nos primeiros pavimentos (até o 5º pavimento), conforme Figs. 5.90 a 5.94, porém a magnitude da variação observada é, no geral, menor que para o momento em x, sendo a maior variação (M_y sem ISE – M_y com ISE) de -0,7 kN.m para o P221 ao final do 1º pavimento.

No Anexo D apresentam-se as Tabs. com os erros relativos para cada esforço obtidos em cada pavimento para os pilares P215, P216, P221, P224 e P231, conforme Eq. 5.5, a Tab 5.18 apresenta as médias dos erros relativos para cada pilar e para cada esforços (M_x , M_y e F_z).

$$Variação\ Relativa\ (\%) = \frac{Esforço\ com\ ISE - Esforço\ sem\ ISE}{Esforço\ sem\ ISE} \quad Eq. (5.5)$$

Tabela 5.18 Média da variação relativa de cada pilar para cada esforços analisado

Pilares	Média do variação relativa (%) para M_x	Média do variação relativa (%) para M_y	Média do variação relativa (%) para F_z
P215	111,42	1,5	0,005
P216	5,85	-4,15	-0,009
P221	-48,96	-11,29	-10,0
P224	-26,40	0	0,024
P231	-11,29	-0,73	-0,0005

Observa-se pela Tab. 5.18 que o esforço que obteve a maior variação relativa média para todos os pilares foi o M_x , seguido do M_y e por último do F_z . Nota-se que essa variação nos valores dos esforços antes e após a ISE atingiu até 111,42% para o M_x , evidenciando que a diferença nos valores de esforços considerando a ISE pode ser maior que o dobro do valor do esforço obtido por meio de uma análise convencional, e com inversão de sentido dos esforços.

A Fig. 5.95 apresenta os recalques antes e após a consideração da interação solo-estrutura.

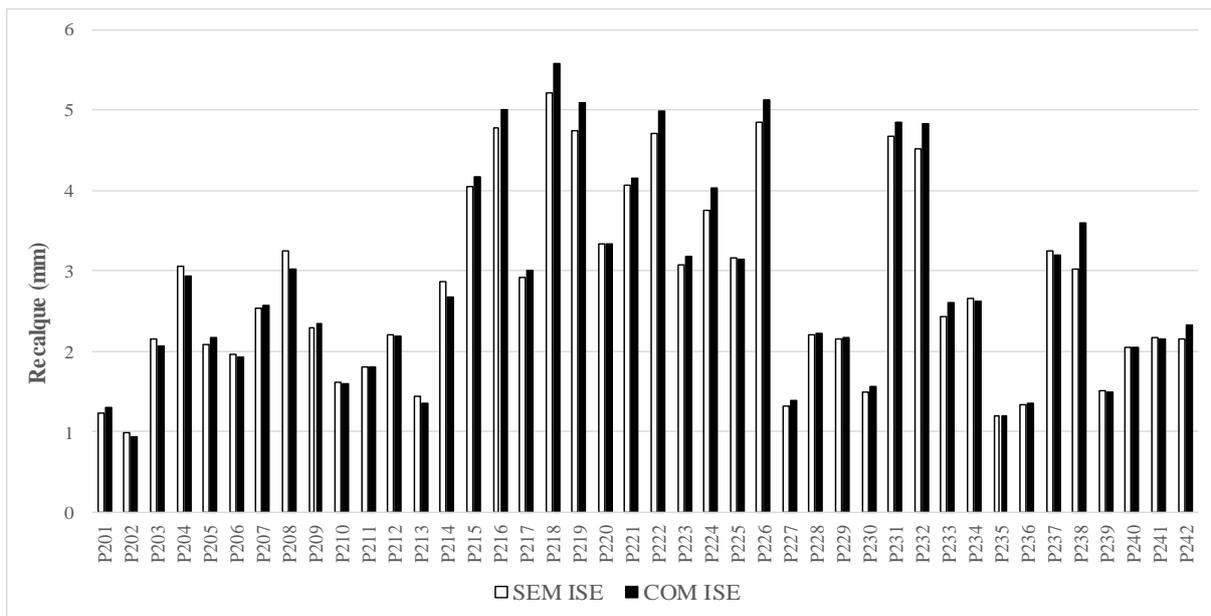


Figura 5.95 Recalque com e sem a ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.95 que os resultados de recalque apresentaram pouca variação nas situações sem e com ISE, sendo a média de variação entre o recalque obtido sem ISE para o recalque obtido com ISE de -0,073 mm, ou seja, na média os recalques com ISE estão maiores que os recalques sem ISE.

Na Fig. 5.96 apresenta-se a variação relativa, conforme Eq. 5.7.

$$\text{Variação Relativa (\%)} = \frac{\text{Recalque com ISE} - \text{Recalque sem ISE}}{\text{Recalque sem ISE}} \times 100 \quad \text{Eq. (5.7)}$$

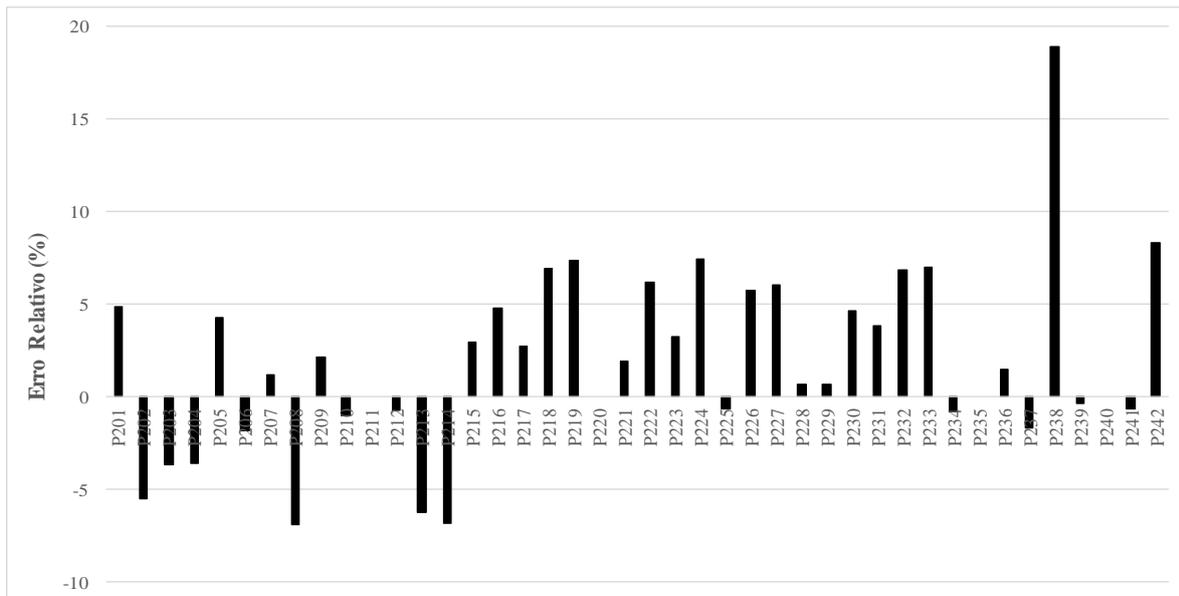


Figura 5.96 Variação relativa dos recalques

Observa-se que a variação do recalque antes e após a ISE não ultrapassou 20% do recalque obtido sem ISE. A variação relativa negativa significa que o valor do recalque após a ISE foi menor que o recalque antes da ISE. De acordo com a Fig. 5.96 a média da variação relativa foi de 1,91%.

A Fig. 5.97 apresenta os resultados dos recalques distorcionais antes e após a ISE.

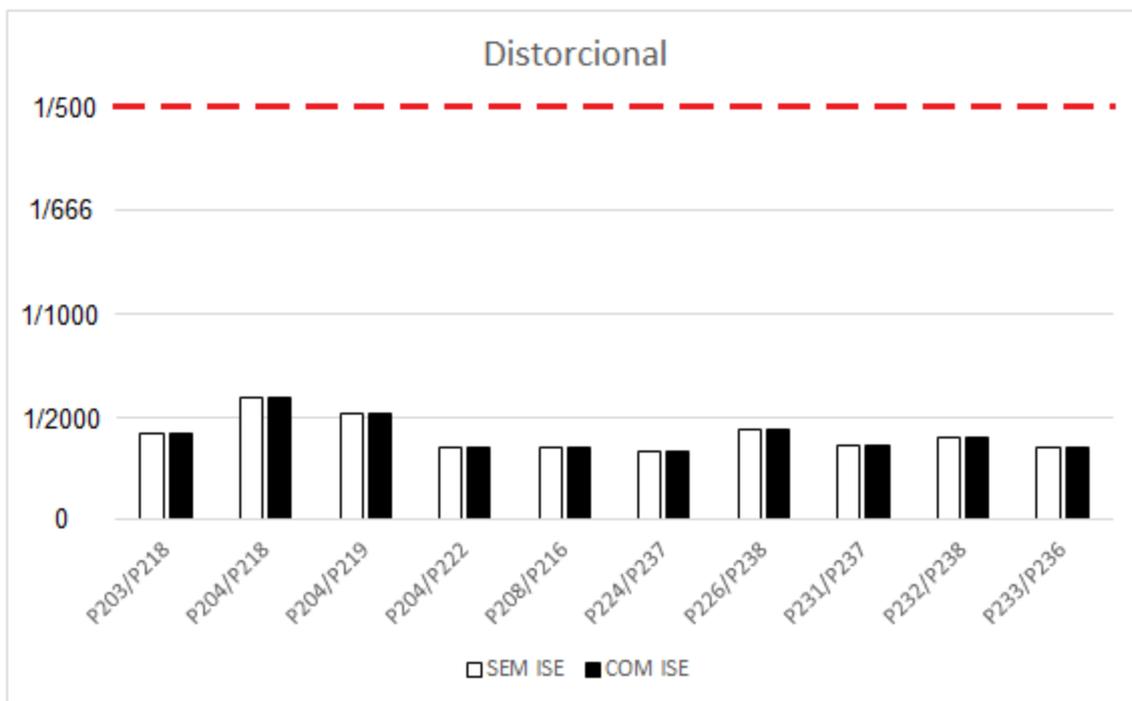


Figura 5.97 Maiores recalques distorcionais antes da ISE

Na Fig. 5.97 é possível observar que todas as combinações de pilares, antes e após a ISE, se apresentam dentro da faixa limite estabelecido pelas bibliografias consagradas (1/500). Nota-se que não houve variação do recalque distorcional antes e após a ISE.

Em resumo, a 7ª análise consistiu em:

- Analisar os resultados de esforços na estrutura e recalque nas fundações, antes e após a ISE, considerando a fase construtiva em que foram realizados o nivelamento e a última medição de recalque e considerando a não linearidade do meio. Para isso foram modelados no CAD/TQS a edificação no momento do nivelamento, com 3 andares, e depois a edificação na fase construtiva da última medição de recalque, com 25 andares e sem revestimento. Após as modelagens realizou-se as iterações com o GARP, utilizando a sondagem SP05, onde foram analisados todos os blocos da edificação (um em cada arquivo), utilizando para todos eles um fator R_f igual a 12, e foram desconsiderados os momentos fornecidos pelo CAD/TQS, ou seja, utilizou-se no GARP apenas os valores de carga vertical. Como resultados observou-se que:
 - A convergência entre os valores de carga e recalque foi atingida com 3 iterações entre os programas CAD/TQS e GARP (ou seja, variação relativa de $(k_{i+1} - k_i)/k_i = 0$).
 - Os resultados de recalque apresentaram pouca variação nas situações sem e com ISE, sendo a média de variação entre o recalque obtido sem ISE para o recalque obtido com ISE de -0,073 mm mm, ou seja, na média os recalques com ISE estão maiores que os recalques sem ISE.
 - A variação do recalque antes e após a ISE não ultrapassou 20% do recalque obtido sem ISE, sendo a média do variação relativa (Eq. 5.7) de 1,91%.
 - Os valores de recalque distorcionais estão dentro dos limites estabelecidos pelas bibliografias consagradas, tanto antes quanto após a ISE.

5.4. MONITORAMENTO DE RECALQUE

O monitoramento de recalque foi realizado durante as etapas de carregamento da obra foi concretizado durante os anos de 2011 e 2012.

Os quantitativos dos serviços executados até a última medição e as tabelas resumo de todas as medições realizadas se encontram no Anexo E. Destaca-se que não foram realizadas medições de recalque em todos os pilares da obra.

A seguir apresenta-se a Tab. 5.19 com os resultados de recalque medidos para os pilares instrumentados da obra na última medição de recalque, 4ª medição, realizada no dia 1º/08/2012.

Destaca-se que as medições foram iniciadas quando a edificação já se apresentava na 4ª laje (15/12/2011) não sendo computados os recalques obtidos anteriores a essa fase da obra.

Tabela 5.19 Recalque e velocidade de recalque dos pilares instrumentados da Torre B

Pilares	Recalque Total (mm)	Velocidade de Recalque ($\mu\text{m}/\text{dia}$)
P209	4,890	21,26
P212	4,040	17,57
P218	4,060	17,65
P223	3,735	16,24
P225	4,475	19,46
P226	5,300	23,04
P233	4,495	19,54
P234	4,560	19,83
P235	2,960	12,87
P237	2,460	10,70
P238	2,495	10,85
P240	*	*

* Recalque obtido apenas na 3ª medição de recalque (03/05/2012) devido a obstrução no local de encaixe do pino

Observa-se por meio da Tab. 5.19 que a magnitude dos recalques variou de 2,460 mm a 5,3 mm, porém como as medições foram iniciadas após a concretagem da 4ª laje e foram realizadas apenas até a concretagem da última laje (22º pavimento) sem os revestimentos da edificação, os recalques apresentados na Tab. 5.19 se apresentam menores do que os recalques reais obtidos do início ao final da construção.

O pilar que obteve os maiores valores de recalque e velocidade de recalque foi o P226 com 5,300 mm de recalque e 23,04 $\mu\text{m}/\text{dia}$ de velocidade. De acordo com as bibliografias consagradas, citadas anteriormente, os valores de velocidade de recalque de uma edificação em fase construtiva com fundações profundas é de até 80 $\mu\text{m}/\text{dia}$ e de acordo com a experiência na região de Brasília para recalques totais de fundação considera-se um valor aceitável até 10 mm, sendo assim, constata-se que a edificação em estudo obedece aos padrões de referência e se encontra distante dos valores limites mencionados.

A seguir apresenta-se na Fig. 5.98 as curvas de iso-recalque da Torre B para a última medição de recalque, obtido pelo surfar, junto aos seus valores de distorção angular (Tab. 5.20).

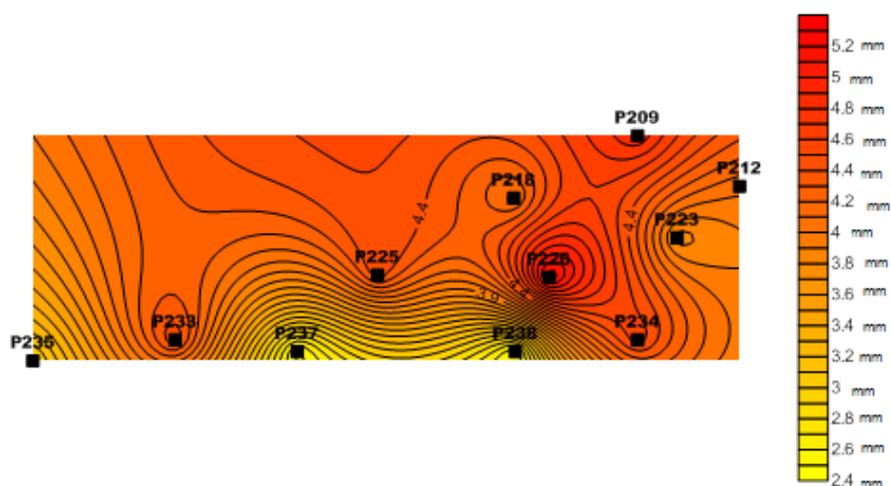


Figura 5.98 Curvas de iso-recalque da 4ª medição da Torre B

As curvas de iso-recalque permitem analisar a distribuição espacial dos deslocamentos verticais das fundações na projeção do edifício. Essas curvas representam os pilares que obtiveram igual assentamento, análogas às curvas de nível e facilitam a visualização dos recalques. Por meio da Fig. 5.98 é possível observar que existe um pequeno desaprumo na edificação.

É possível obter uma estimativa da combinação de pilar que apresenta maior recalque distorcional por meio dessas curvas, observando a maior concentração de linhas em uma área entre dois pilares com a menor distância.

A Tab 5.20 apresenta os resultados de recalques distorcionais para a última medição de recalque realizada em campo (4ª medição).

Tabela 5.20 Recalques distorcionais referentes à 4ª medição da Torre B

	P209	P212	P218	P223	P225	P226	P233	P234	P235	P237	P238
P209	-	1/7137	1/8910	1/5093	0	0	0	0	0	1/8854	1/5563
P212	-1/ 7137	-	0	0	0	-1/8931	0	0	0	0	1/9630
P218	-1/ 8910	0	-	0	0	-1/3753	0	0	0	1/8859	1/5281
P223	-1/ 5093	0	0	-	0	-1/4559	0	-1/7130	0	0	1/8519
P225	0	0	0	0	-	0	0	0	0	1/2946	1/4249
P226	0	1/8931	1/3753	1/4559	0	-	0	1/7822	0	1/4921	1/1564
P233	0	0	0	0	0	0	-	0	1/4980	1/3209	1/9056
P234	0	0	0	1/7130	0	-1/7822	0	-	0	1/8624	1/3163
P235	0	0	0	0	0	0	-1/ 4980	0	-	0	0
P237	- 1/8854	0	-1/8859	0	-1/2946	-1/4921	-1/3209	-1/8624	0	-	0
P238	- 1/5563	-1/9630	-1/5281	-1/ 8519	-1/4249	-1/ 1564	-1/9056	-1/3163	0	0	-

De acordo com a Tab. 5.20, verifica-se que os valores de distorção máximos obtidos são do P226/P238 com distorção de 1/1564 seguido do P225/P237 com distorção de 1/2946. Observa-se que esses valores de distorção se apresentam distantes dos valores das referências consagradas para qualquer tipo de dano na edificação.

5.5. COMPARATIVO DAS ANÁLISES DE RECALQUE

Com o objetivo de comparar as análises realizadas nesta dissertação, apresentam-se abaixo as Fig. 5.99 a 5.102 que resumem os resultados de recalque obtidos pelo método de Poulos e Davis (1980), pelas análises realizadas no GARP, e pelos resultados encontrados por meio do monitoramento de recalques para todos os pilares instrumentados no controle de recalque.

Destaca-se que as análises comparativas foram feitas para as 2^a, 3^a, 4^a, 5^a, 6^a e 7^a análises do GARP e CAD/TQS, uma vez que a 1^a análise foi realizada apenas para definir a combinação de carregamento a ser usada nas demais análises. Sendo apenas a 7^a análise apresentada separadamente com o monitoramento de recalques.

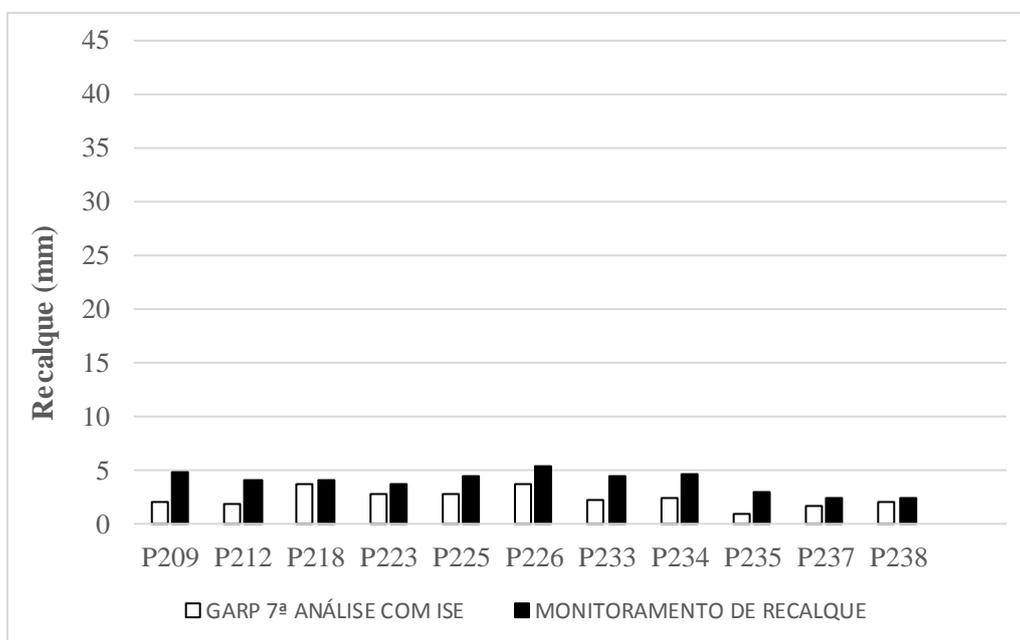


Figura 5.99 Comparativo da 7^a análise realizada no GARP junto ao CAD/TQS e o monitoramento de recalque

Observa-se pela Fig. 5.99 que os resultados de recalque da 7ª análise se aproximaram aos resultados de monitoramento de recalques.

Na Fig. 5.100 pode-se observar os resultados de recalques de todas as análises realizadas junto aos resultados de monitoramento de recalques.

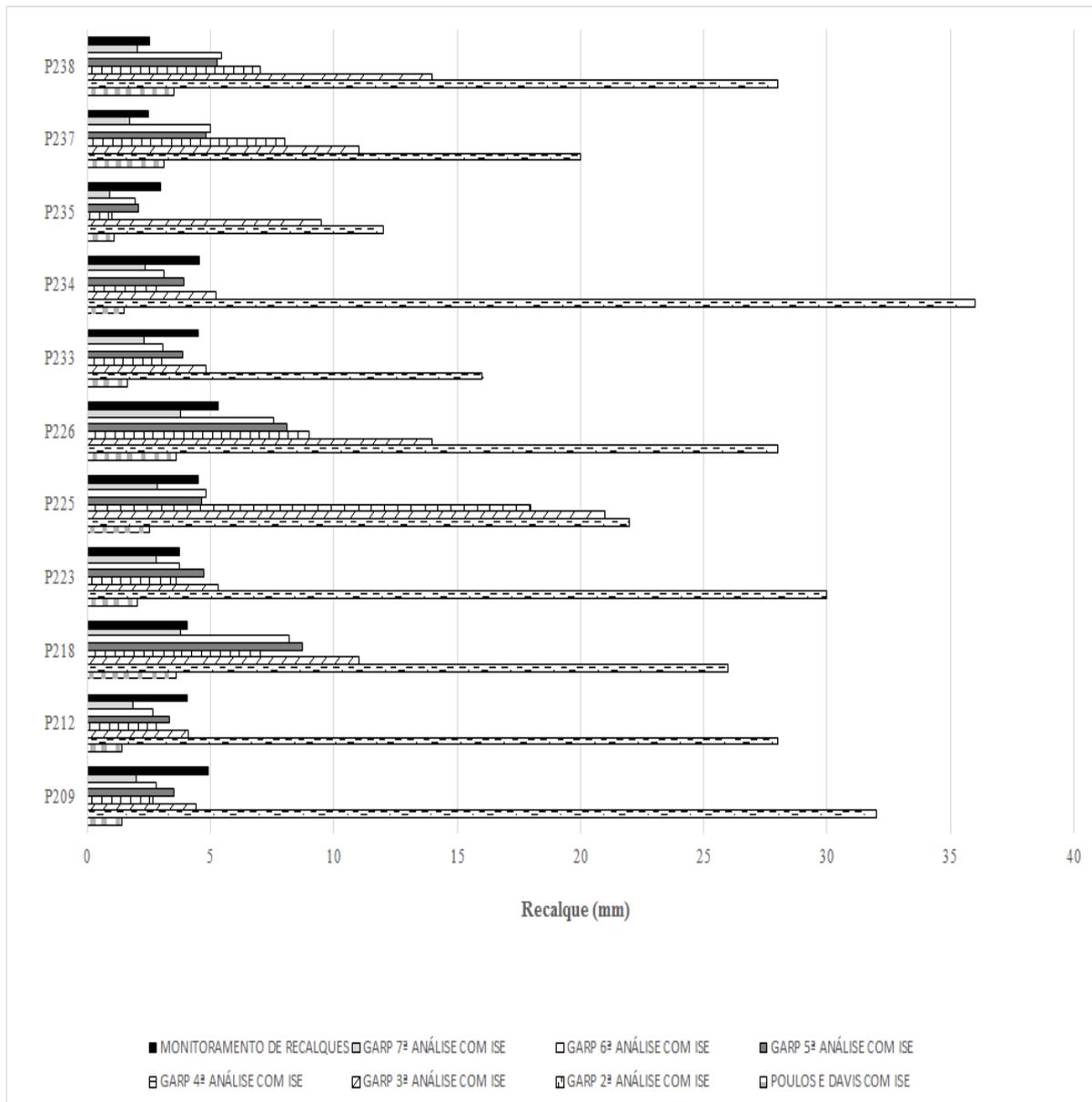


Figura 5.100 Valores de recalque obtidos nas análises

Observa-se na Fig. 5.100 que alguns pilares obtiveram valores de recalques menores que os obtidos pelo monitoramento de recalque e alguns pilares obtiveram valores bastante superiores aos valores obtidos pelo monitoramento.

Vale destacar, que as 2ª e 3ª análises não foram realizadas com a diferença de fase construtiva do nivelamento e da última medição de recalque, e que apesar do recalque obtido no nivelamento ser muito pequeno, a comparação dessas duas análises com o monitoramento de recalques não apresenta boa representatividade.

Para melhor visualização dos resultados apresentados acima apresentam-se as Figs. 5.101 e 5.102 com a variação relativa para cada análise, sem e com ISE, em relação ao recalque obtido no monitoramento de recalque (Eq. 5.8).

$$\text{Variação Relativa (\%)} = \frac{\rho_{ANÁLISE} - \rho_{MONITORAMENTO}}{\rho_{MONITORAMENTO}} \times 100 \quad \text{Eq. (5.8)}$$

Sendo:

$\rho_{ANÁLISE}$: Recalque obtido em uma das análises, pelos softwares ou pela previsão de Poulos e Davis (1980).

$\rho_{MONITORAMENTO}$: Recalque obtido por meio do monitoramento de recalque.

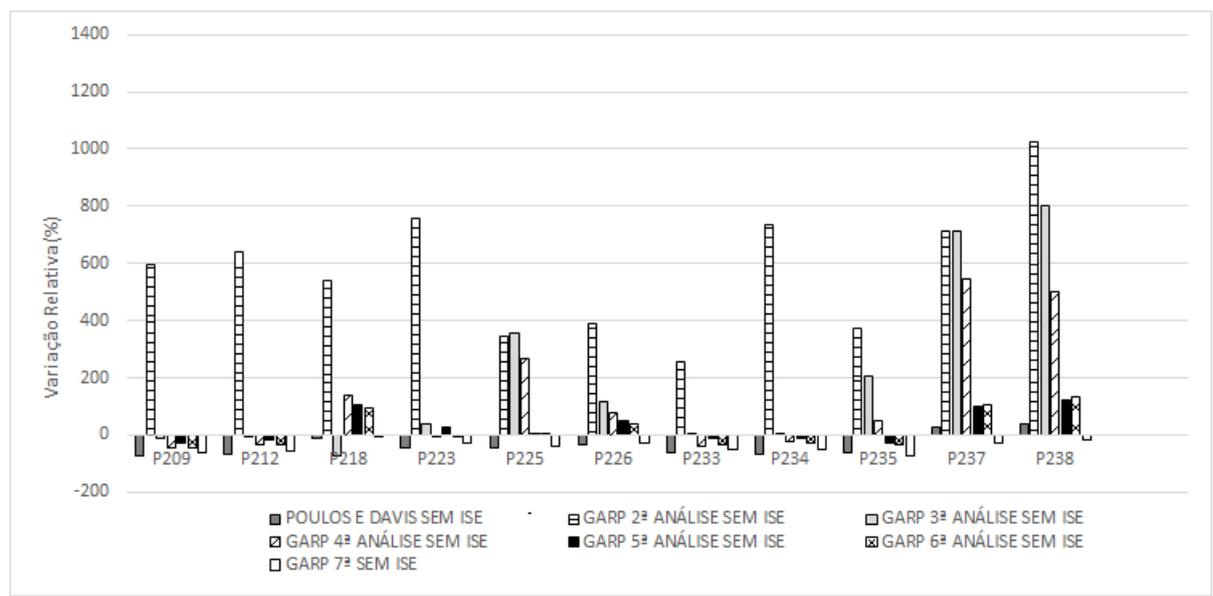


Figura 5.101 Variação relativa dos recalques nas análises antes da ISE

Observa-se na Fig. 5.101 que a análise que apresentou a menor variação relativa (em média), antes da ISE, foi a 6ª análise realizada no GARP e a análise que apresentou os maiores erros relativos foi a 2ª análise do GARP.

A Tab. 5.21 apresenta os erros relativos de cada análise, para cada pilar, a média geral para cada análise, o desvio padrão e o coeficiente de variação (Eq. 5.9) da situação sem ISE.

$$\text{Coeficiente de variação (\%)} = \frac{\text{Desvio Padrão}}{\text{Média}} \times 100 \quad \text{Eq. (5.9)}$$

Tabela 5.21 Variação relativa das análises sem ISE em relação ao monitoramento de recalques

Pilar	Variação relativa (%)						
	Poulos e Davis	GARP 2 ^a Análise	GARP 3 ^a Análise	GARP 4 ^a Análise	GARP 5 ^a Análise	GARP 6 ^a Análise	GARP 7 ^a Análise
P209	-71,4	596,0	-12,8	-46,8	-29,0	-43,1	-59,9
P212	-65,3	642,6	-2,3	-35,9	-17,2	-34,4	-54,3
P218	-11,3	540,4	-70,4	140,1	104,2	94,6	-6,7
P223	-46,5	756,8	39,2	-2,0	25,6	-0,4	-25,6
P225	-44,1	346,9	358,1	268,7	3,7	7,7	-37,0
P226	-32,1	390,6	117,0	77,4	47,4	39,8	-28,4
P233	-64,4	256,0	2,1	-38,4	-13,0	-31,6	-48,7
P234	-67,1	733,3	7,5	-20,4	-13,2	-30,0	-49,1
P235	-62,8	373,0	204,1	52,0	-30,7	-35,1	-70,3
P237	26,0	713,0	713,0	544,3	102,6	106,5	-30,3
P238	40,3	1022,2	801,8	499,2	123,3	131,2	-18,2
Média	-36,3	579,1	196,1	130,8	27,6	18,6	-39,0
Desvio Padrão	38,8	226,2	303,1	215,3	57,9	64,4	19,2
Coef. de Variação	-107,1	39,1	154,5	164,6	209,9	345,6	-49,3

Observa-se por meio da Tab. 5.21, que a média da variação relativa da 6^a análise é menor do que para as demais análises, e se apresenta abaixo da média de 20% (faixa escolhida como aceitável). Porém, observa-se que mesmo com a média abaixo de 20%, alguns pilares apresentaram valores de variação relativa altos, atingindo até 131,2%, fato este relacionado à baixa magnitude absoluta dos recalques experimentais, onde qualquer pequena diferença milimétrica equivale a um valor razoável de erro percentual.

Apesar da média da variação relativa da 6^a análise se apresentar menor que para as demais, observa-se que a 7^a análise apresentou o menor desvio padrão, ou seja, a variação

relativa dos pilares está menos acentuada que para as demais análises, estando o maior erro por pilar com -70,3%, sendo a média desta análise de -39,0%.

O coeficiente de variação da 2ª análise se apresentou menor que para as demais análises (atingindo o valor de 39,1%), seguido do coeficiente de variação da 7ª análise com -49,3%, demonstrando que a dispersão dos resultados se apresentou menor que para as demais análises.

Por meio da Tab. 5.21 e da Fig. 5.102 é possível notar o aprimoramento realizado nas análises a fim de atingir valores mais próximos ao monitoramento de recalque.

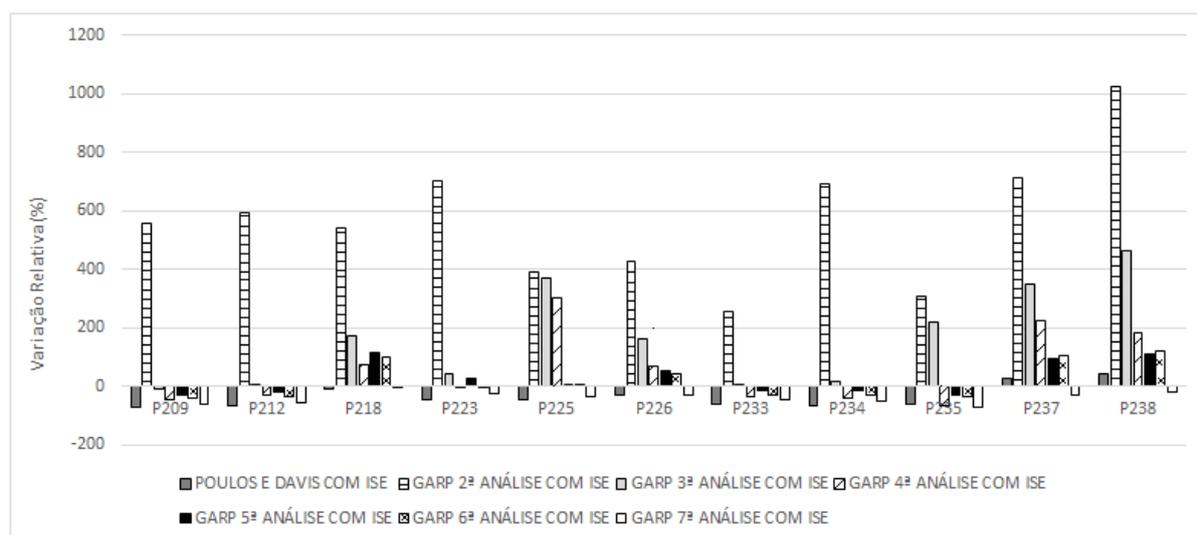


Figura 5.102 Variação relativa dos recalques nas análises após a ISE

Observa-se por meio da Fig. 5.102 que a análise que mais se distanciou dos recalques obtidos pelo monitoramento de recalques após a ISE continua sendo a 2ª análise do GARP. O método que apresenta a menor variação relativa, em média, foi a 6ª análise do GARP, porém considerando a dispersão dos resultados a análise que obteve a menor e com um dos menores coeficientes de variação (verificando a maior precisão do método) foi a 7ª análise.

É possível notar que após a ISE houve uma diminuição dos erros relativos para todas as análises realizadas, com exceção do método de Poulos e Davis, e isso pode ser visualizado com maior facilidade na Tab. 5.22.

Tabela 5.22 Variação relativa das análises com ISE em relação ao monitoramento de recalques

Pilar	Variação relativa (%)						
	Poulos e Davis	GARP 2 ^a Análise	GARP 3 ^a Análise	GARP 4 ^a Análise	GARP 5 ^a Análise	GARP 6 ^a Análise	GARP 7 ^a Análise
P209	-71,4	554,4	-10,0	-45,8	-28,1	-42,9	-59,5
P212	-65,3	593,1	1,5	-30,7	-17,4	-34,8	-54,3
P218	-11,3	540,4	170,9	72,4	114,3	101,0	-6,7
P223	-46,5	703,2	41,9	-3,6	25,8	-0,4	-25,6
P225	-44,1	391,6	369,3	302,2	3,2	7,3	-37,0
P226	-32,1	428,3	164,2	69,8	52,3	42,5	-28,5
P233	-64,4	226,0	6,8	-33,3	-13,9	-31,9	-48,7
P234	-67,1	689,5	14,0	-38,6	-13,8	-31,6	-49,1
P235	-62,8	305,4	220,9	-66,2	-30,7	-34,5	-70,3
P237	26,0	713,0	347,2	225,2	95,1	103,5	-30,3
P238	40,3	1022,2	461,1	180,6	110,4	118,0	-18,2
Média	-36,3	563,4	162,5	57,5	27,0	17,8	-38,9
Desvio Padrão	38,8	218,8	169,1	125,9	56,7	62,8	19,2
Coef. de Variação	-107,1	38,8	104,1	219,1	210,3	352,3	-49,3

Observa-se por meio da Tab. 5.22 que a 6^a análise do GARP obteve a menor variação relativa média, estando menor que 20%. Porém, alguns pilares apresentaram erros relativos altos, mesmo após a ISE, atingindo até 118% de erro, em função do que já foi comentado anteriormente.

Apesar da média da variação relativa da 6^a análise se apresentar menor que para as demais, observa-se que os erros relativos por pilar da 7^a análise apresentaram menor dispersão.

Quanto ao coeficiente de variação, observa-se que a 2^a análise apresentou o menor, seguido da 7^a análise, demonstrando maior precisão do método e menor variação relativa dos resultados.

A seguir apresentam-se os comentários a respeito de todas as análises realizadas.

a) Poulos e Davis (1980)

Os resultados do método de Poulos e Davis (1980) antes e após a ISE não apresentam variações significativas. Observa-se que os valores de recalque, na maioria dos pilares, da análise de Poulos e Davis (1980) se apresentam menores que os recalques obtidos pelo monitoramento.

A magnitude dos erros relativos dos recalques (-36,3%, antes e após a ISE) mostrou que a previsão de recalques não obteve bons resultados quando comparados com o monitoramento em campo. O desvio padrão desta análise apresentou bons resultados quando comparados com as demais análises, apontando que os resultados de recalque dos pilares se aproximam da média obtida pela respectiva análise.

Em relação às demais análises realizadas, a previsão de recalque não obteve bons, pois se apresentou contra a segurança.

b) 2ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer

Observa-se que os resultados de recalque obtidos nessa análise se distanciam dos resultados encontrados com o monitoramento de recalque. Com exceção do P235, todos os pilares atingiram valores de recalque acima de 15 mm, valor este considerado um limite usual de recalque absoluto máximo pelos projetistas da região.

Observada a magnitude dos erros relativos dos recalques obtidos pelos *softwares* (sendo a média sem ISE de 579,1% e com ISE, de 563,4%) em relação aos resultados obtidos pelo monitoramento nota-se que a análise, da forma que foi realizada, não obteve bons resultados.

Em relação às demais análises realizadas, esta análise foi a que mais se distanciou dos resultados do monitoramento de recalques.

c) 3ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer

Os resultados obtidos nesta análise apresentaram, para alguns pilares (P218, P225, P226, P235, P237 e P238), valores de recalque altos em relação aos recalques obtidos pelo monitoramento de recalques, sendo que, com exceção do P235 que apresenta bloco com 3 estacas, os demais pilares apresentam mais de 10 estacas no bloco.

Nota-se que em média a análise realizada sem a ISE apresentou variação relativa dos recalques de 196,1%, enquanto a análise considerando a ISE apresentou variação relativa de

162,5%, dessa forma, observa-se que a análise com ISE se aproximou mais dos resultados do monitoramento de recalques que a análise sem a ISE.

Observada a magnitude dos erros relativos obtidos pelos *softwares* em relação aos resultados obtidos pelo monitoramento de recalques infere-se que essa análise não obteve bons resultados.

Com relação às demais análises realizadas, esta análise apresentou um resultado mediano, quanto à aproximação aos resultados de monitoramento de recalques.

d) 4ª Análise – GARP, CAD/TQS e Surfer

Observa-se que os resultados de recalque nesta análise apresentaram valores altos para os pilares P218, P225, P226, P237 e P238, sendo todos esses pilares constituídos por blocos com mais de 10 estacas cada.

Nota-se que a variação relativa dos recalques obtido após a interação solo-estrutura (57,5%) diminuiu mais que a metade quando comparado com a variação relativa obtido antes da ISE (130,8%).

Observada a magnitude dos erros relativos em relação aos resultados obtidos pelo monitoramento de recalques infere-se que essa análise não obteve bons resultados.

Com relação às demais análises, esta obteve o segundo melhor resultado em relação aos resultados do monitoramento de recalques.

e) 5ª Análise – GARP e CAD/TQS

Observa-se que os resultados de recalque nesta análise apresentaram valores bem mais próximos aos recalques obtidos pelo monitoramento de recalques que as efetuadas anteriormente.

Nota-se que a variação relativa obtido dos recalques antes da interação solo-estrutura (27,6%) foi maior que a variação relativa obtido após a ISE (27,0%).

Observada a magnitude dos erros relativos, esta análise não obteve resultados satisfatórios. Apesar da média dos erros relativos se apresentar maior que a média para a 6ª análise, quando observados os erros relativos de cada pilar nota-se que a 5ª análise apresentou, no geral, menores erros relativos por pilar que a 6ª análise. Porém, alguns pilares ainda apresentaram altos valores de variação relativa, em função da baixa magnitude absoluta dos valores de recalque medidos em campo.

Com relação as demais análises, esta análise obteve, junto à 6ª análise, os melhores resultados de recalque por pilar, no geral, ou seja, se aproximou mais dos resultados de recalque do monitoramento, desconsiderando a média.

f) 6ª Análise – GARP e CAD/TQS

Observa-se que os resultados de recalque nesta análise apresentaram valores próximos aos recalques obtidos pelo monitoramento de recalques.

Nota-se que o variação relativa dos recalques obtido antes da interação solo-estrutura (18,6%) foi maior que o variação relativa obtido após a ISE (17,1%).

Observada a média dos erros relativos, esta análise obteve resultados satisfatórios, considerando a taxa de 20% de variação relativa como sendo aceitável. Porém, vale destacar, que alguns pilares apresentaram erros relativos altos, atingindo até 118% para a situação após a ISE, em função do que já foi comentado anteriormente.

Com relação às demais análises esta análise obteve, em média, os melhores resultados.

g) 7ª Análise – GARP e CAD/TQS

Observa-se que os resultados de recalque nesta análise apresentaram uma variação relativa média para todos os pilares de -38,9%, estando ainda distante dos resultados do monitoramento de recalques. Porém, em se tratando da variação relativa de cada pilar, essa análise apresentou valores com menor dispersão dos resultados que a análise anterior (desvio padrão de 19,2%). Quanto ao coeficiente de variação observou-se que obteve um dos menores valores, comparado com as demais análises, evidenciando que o método apresenta maior precisão e menor dispersão relativa.

Observada a média dos erros relativos, esta análise não obteve resultados satisfatórios, considerando a taxa de 20% de variação relativa como sendo aceitável.

Com relação às demais análises esta análise obteve resultados mais confiáveis, devido a metodologia utilizada (que considerou o caso de carregamento e os procedimentos mais apropriados que nas demais análises).

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos foram desenvolvidos com base nos resultados obtidos em 2011 e 2012 de monitoramento de recalque e de prova de carga e a partir de atividades realizadas nos anos de 2014 e 2015, a saber: previsões de recalque pelos métodos de Poulos e Davis (1980) e análises dos esforços na estrutura (por meio do programa CAD/TQS) e dos recalques de fundação (por meio dos *softwares* DEFPIG, GARP e Surfer).

Neste item serão apresentadas as principais conclusões obtidas para a 1ª a 6ª análises, e no item 7 serão apresentadas as principais conclusões para a 7ª análise, bem como, recomendações importantes na consideração da interação solo-estrutura na análise de uma edificação.

Análise de Combinação de Carregamentos

A 1ª análise realizada no GARP (apenas com o radier central e sem a consideração da ISE) foi realizada com o intuito de identificar quais as combinações de carga apresentariam os maiores esforços. Pela análise dos esforços no bloco de fundação foi identificado que os maiores momentos e valores de recalque ocorriam com a combinação de carga de $Fz_{m\acute{a}x}$. Já para os resultados de esforços na estrutura, não foi identificada uma combinação de carga que obtivesse os maiores valores para todos os esforços. Dessa forma, como a combinação $Fz_{m\acute{a}x}$ obteve um dos maiores valores de esforços na estrutura e foi a combinação de carga que pela análise da fundação obteve os maiores valores de esforços, adotou-se essa combinação para a realização das análises posteriores (a saber: Poulos e Davis e 2ª a 6ª análises).

A 1ª análise no GARP realizada com o radier junto aos blocos circundantes foi realizada para observar se o programa GARP consideraria a influência dos blocos de fundação nos resultados de esforços e de recalques do radier estaqueado central. Após realizadas as análises (sem os blocos circundantes e com os blocos circundantes), observou-se uma grande diferença nos resultados de esforços e recalques obtidos para o radier estaqueado central. Dessa forma, observou-se que o programa GARP considerou a influência dos blocos circundantes na análise do radier estaqueado.

Análise Comparativa dos Recalques

Na análise comparativa dos recalques pode-se observar que os recalques calculados por meio da previsão de recalque, pela 2ª análise, pela 3ª análise e pela 4ª análise obtiveram valores de recalque, no geral, distantes dos valores de recalque medidos na estrutura, enquanto os recalques obtidos pela 5ª e 6ª análises se aproximaram bem mais dos resultados do monitoramento de recalques.

Com relação aos resultados do método de Poulos e Davis (1980), foi possível obter a convergência dos resultados de carga e recalque somente após 3 (três) iterações entre a planilha e o programa CAD/TQS. Observou-se que os resultados de recalque, antes e após a ISE, não apresentaram mudanças significativas. Esta previsão não apresentou bons resultados, atingindo variação relativa médio de -36,3%, para a situação sem e com ISE.

Quanto aos recalques distorcionais a previsão de Poulos e Davis (1980), tanto antes quanto após a ISE, se apresentou dentro dos limites estabelecidos pelas bibliografias consagradas (1/500).

Com relação a 2ª análise realizada (considerando a influência dos blocos no recalque com a análise dos 14 blocos em um único arquivo do GARP) foram realizadas 9 iterações entre os programas GARP, CAD/TQS e Surfer, e, apesar de não ter conseguido a convergência de carga e recalque nesta análise, observou-se que a média da variação do coeficiente de mola k ($k_{n+1} - k_n$) para todos os pilares foi se estabilizando, conforme o número de interações aumentava.

Quanto aos resultados de recalque foi observada uma aproximação maior dos recalques obtidos na análise com ISE que com a análise sem ISE. Porém, os recalques obtidos ainda foram muito altos, no geral, maior que 15 mm e a magnitude da variação relativa foi alta, atingindo 563,4% após a ISE. Notou-se, também, que em relação as demais análises a 2ª análise do GARP foi a que mais superestimou os valores de recalque. Quanto aos recalques distorcionais obtidos, notou-se que antes da ISE os valores de recalques distorcionais para todas as combinações de pilares estavam dentro dos limites estabelecidos pelas bibliografias (1/500), e após a ISE a combinação P230/P235 apresentou valor de recalque distorcional acima de 1/500.

Na 3ª análise realizada (analisando todos os blocos da edificação em arquivos separados no GARP sem a consideração da não linearidade e da fase construtiva no momento da medição de recalque) foram feitas 8 iterações entre os programas GARP, CAD/TQS e Surfer, e, apesar de não ter conseguido a convergência de carga e recalque nesta análise, observou-se que a média da variação do coeficiente de mola k ($k_{n+1} - k_n$) para todos os pilares foi se estabilizando, conforme o número de interações aumentava.

Os valores de recalques se apresentaram distantes aos valores de recalque medidos na estrutura, em alguns casos esses valores são inferiores aos valores de recalque medido, estando contra a segurança, tanto antes quanto após a ISE. Observa-se uma diminuição da variação relativa quando considerada a ISE, porém mesmo após a interação solo-estrutura a variação relativa continua alta, atingindo 162,5%. Quanto aos recalques distorcionais, 25 combinações de pilares, para a situação antes da ISE, apresentaram valores de recalques distorcionais acima do limite estabelecido pelas bibliografias, sendo 17 dessas combinações compostas por pelo menos um pilar dos radiers estaqueados centrais e 4 combinações de pilares apresentaram valores de recalques distorcionais, também, acima do limite estabelecido pelas bibliografias, para a situação após a ISE, sendo 1 dessas combinações constituídas por pelo menos um pilar pertencente aos radiers estaqueados centrais.

Na 4ª análise realizada (analisando os blocos em arquivos separados no GARP e considerando a não linearidade do meio e a fase construtiva da edificação no momento da medição de recalque) foi feita apenas 1 iteração entre os programas GARP, CAD/TQS e Surfer, e não foi alcançada a convergência dos resultados de carga e recalque. Optou-se por não prosseguir as interações devido ao grande número de blocos analisados no GARP apresentarem resultados de recalque fora da realidade na 2ª iteração entre os programas, sendo necessário descartar esta iteração.

Os valores de recalque obtidos com a 1ª iteração se apresentaram altos para os pilares P218, P225, P226, P237 e P238, sendo todos esses pilares constituídos por blocos com mais de 10 estacas cada. Alguns pilares apresentaram valores contra a segurança, sendo os recalques obtidos pela análise menores que os recalques obtidos pelo monitoramento de recalques. A variação relativa diminuiu com a consideração da ISE, porém ainda apresentou valor alto de 57,5%. Quanto aos recalques distorcionais, 3 combinações de pilares apresentaram valores acima do limite estabelecido pelas bibliografias antes da ISE e 1 combinação de pilar apresentou valor acima do limite estabelecido pelas bibliografias após a ISE.

Na 5ª análise realizada (analisando os blocos em arquivos separados no GARP, considerando a não linearidade do meio, a fase construtiva da edificação no momento da medição de recalque, desconsiderando o momento obtido pelo CAD/TQS no GARP e ainda utilizando a correlação de $3 \times N_{SPT}$) foram feitas somente 3 iterações entre os programas GARP e CAD/TQS e já foi obtida a convergência de resultados de carga e recalque.

Os resultados de recalque nesta análise apresentaram valores próximos aos recalques obtidos pelo monitoramento de recalques. A variação relativa após a ISE (27,0%) foi menor

que o variação relativa obtido antes da ISE (27,6%), porém ainda apresenta valores altos de variação relativa média.

Analisando as variações relativas de cada pilar, observa-se que existem pilares que apresentaram variações relativas altas, atingindo até 114,3%, na situação após a ISE, fato este relacionado à baixa magnitude absoluta dos recalques experimentais, em que qualquer pequena diferença milimétrica equivale a um valor razoável de erro percentual.

Quanto aos recalques distorcionais as análises, tanto antes da ISE quanto após a ISE apresentaram resultados satisfatórios, estando dentro da faixa limite estabelecida pelas bibliografias consagradas.

Na 6ª análise realizada (analisando os blocos em arquivos separados no GARP, considerando a não linearidade do meio, a fase construtiva da edificação no momento da medição de recalque, desconsiderando o momento obtido pelo CAD/TQS no GARP e considerando a correlação $5 \times N_{SPT}$) foram feitas somente 3 iterações entre os programas GARP e CAD/TQS e foi já obtida a convergência de resultados de carga e recalque.

Os resultados de recalque nesta análise apresentaram valores próximos aos recalques obtidos pelo monitoramento de recalques.

A variação relativa média após a ISE (17,1%) foi menor que a variação relativa média obtida antes da ISE (18,6%) e se apresentou satisfatório, considerando 20% de variação relativa média como resultado “aceitável”. Porém, mesmo com este erro do limite considerado, alguns pilares apresentaram erros relativos altos, atingindo até 118%, na situação após a ISE, em função da baixa magnitude absoluta dos valores de recalque medidos em campo.

Quanto aos recalques distorcionais as análises, tanto antes da ISE quanto após a ISE apresentaram resultados satisfatórios, estando dentro da faixa limite estabelecida pelas bibliografias consagradas.

Dessa forma, conclui-se que, para o caso da 2ª análise realizada, o programa GARP é um programa simplificado para a consideração de diversos blocos em um único arquivo, pois não permite a inserção de muitos blocos, limitando-se a apenas 14 (quatorze) blocos, e apresenta valores muito superiores de recalque aos valores reais, devendo ser utilizado com cautela.

Para a análise de blocos de forma separada sem a consideração da não linearidade do meio, no caso da 3ª análise, o programa GARP apresenta, em alguns casos, valores satisfatórios, porém para alguns pilares os valores encontrados foram distantes do monitoramento e a média da variação relativa não foi satisfatória. Isso pode ter ocorrido devido aos diversos parâmetros do solo que dependem da grande variabilidade estratigráfica ou da consideração dos momentos fornecidos pela estrutura junto a simplificação realizada na flexibilização dos apoios realizadas

no CAD/TQS, que pode ter fornecido valores de esforços distantes dos reais. Ainda que realizada uma retroanálise com os resultados da prova de carga, essa técnica é realizada de forma pontual e não representam completamente o solo em toda a extensão da edificação.

Para a análise considerando a não linearidade do meio, as fases construtivas em que foram realizadas as medições de recalque, e considerando apenas os momentos junto a correlação de $3 \times N_{SPT}$ para obtenção dos módulos de Young do solo (4ª análise), não foram obtidos resultados satisfatórios para recalque. Isso pode ter ocorrido devido aos diversos parâmetros do solo que dependem da grande variabilidade estratigráfica, à simplificação realizada na flexibilização de apoios no CAD/TQS (que podem ter fornecido valores de esforços distantes dos reais) e à limitação de espaçamento relativo (s/d) utilizada (que pode não ter sido suficiente para evitar os altos valores de recalque obtidos nos blocos com mais de 10 estacas).

Para a 5ª análise realizada, (com a consideração da não linearidade do meio, das fases construtivas em que foram realizadas as medições de recalque, a desconsideração dos momentos fornecidos pela estrutura no GARP, a limitação do espaçamento relativo (s/d) igual a 8 e ainda com a correlação de $3 \times N_{SPT}$ para obtenção dos módulos de Young do solo), os resultados de recalque dos pilares se aproximaram mais aos resultados de recalque do monitoramento, porém a variação relativa média ainda foi alta. Isso pode ter ocorrido devido aos diversos parâmetros do solo que dependem da grande variabilidade estratigráfica, à simplificação realizada na flexibilização dos apoios realizadas no CAD/TQS que pode ter fornecido valores de esforços distantes dos reais e à correlação com o N_{SPT} utilizada para obtenção dos módulos de Young do solo.

Para a 6ª análise realizada, com a mudança na correlação com o N_{SPT} para a obtenção dos módulos de Young do solo, os resultados de recalque se aproximaram aos resultados de recalque reais medidos na estrutura, sendo, os resultados, no que se refere à variação relativa média, considerados satisfatórios. Os altos valores das variações relativas de cada pilar pode ter sido ocasionado devido aos diversos parâmetros do solo que dependem da grande variabilidade estratigráfica e à simplificação realizada na flexibilização dos apoios realizadas no CAD/TQS que pode ter fornecido valores de esforços distantes dos reais.

No geral, em termos de recalques medidos (no monitoramento de recalques), os valores são aceitáveis em termos de distorção angular, e estão dentro do esperado, tomando como base as referências bibliográficas consagradas.

7. CONCLUSÕES

Análise dos Esforços da Estrutura

A diferença observada nas reações de apoio calculadas considerando a ISE e o cálculo convencional, no que diz respeito ao esforço cortante F_z , é evidente, porém sua magnitude é pequena e atinge apenas os pavimentos iniciais da edificação (5º pavimento). A variação relativa média do esforço F_z para os pilares analisados (P215, P216, P221, P224 e P231) foi de -2,0%, dessa forma, seus valores são maiores, em geral, quando não é considerada a ISE, aos valores obtidos considerando os apoios indesejáveis.

Quanto ao carregamento vertical da estrutura, observa-se que após a interação solo-estrutura seus valores aumentam, porém a magnitude é pequena, sendo a média da variação relativa de 1,91%.

Com relação aos momentos fletores para os pilares ao longo da prumada da edificação houve uma considerável variação de esforços com e sem a ISE, em alguns casos até com a inversão dos momentos, porém essa variação ocorre apenas nos primeiros pavimentos da edificação, não atingindo andares superiores ao quinto. Para o momento fletor em x a variação relativa média foi de 6,12%, sendo a maior diferença de valores (M_x antes da ISE – M_x após a ISE) obtida para o P216 ao final do primeiro pavimento com -118,3kN.m e para o momento fletor em y a variação média foi de -2,9%, sendo a maior diferença de valores (M_y antes da ISE – M_y após a ISE) de -0,7kN.m. Dessa forma, observa-se que a média da variação relativa não retrata bem a magnitude do esforço que mais variou, isso se deve a presença de momentos negativos e positivos que na média acabam se anulando.

A variação de momentos que chegam às fundações têm seus valores maiores, em geral, quando considerada a ISE do que considerando os apoios indesejáveis, sendo a média positiva apenas devido aos valores de momentos positivos ser maior na situação sem ISE do que na situação com ISE, em que predominam os valores negativos de momento.

Com isto, verifica-se que nas análises realizadas nesta dissertação foi obtida boa tendência dos resultados de esforços na estrutura, sendo observada a influência da ISE com mais evidência nos primeiros pavimentos, conforme Gusmão (1990) já havia constatado, quando afirmou existir um limite a partir do qual a ISE não exerceria mais grande influência no cálculo da edificação.

Com relação à carga que a estrutura fornece, sabe-se que ela não representa a carga real da edificação, pois o concreto armado é um material heterogêneo, não elástico e de

comportamento não linear, o cálculo das solicitações, no CAD/TQS, por meio da teoria da elasticidade, mesmo quando utilizado um modelo de pórtico espacial adequado não representa a carga real do edifício, sendo aconselhada a medição de cargas na estrutura para uma análise mais completa.

Com relação aos esforços obtidos na estrutura, observa-se que existe uma grande variação, especialmente no que se refere ao esforço M_x , quando se considera a ISE. A variação relativa média dos esforços M_x , M_y e F_z , quando comparados aos esforços obtidos pela análise convencional, foi de 111,42, 1,5% e 0,005% para o P215, 5,85%, -4,15% e -0,009% para o P216, -48,96%, -11,29% e -10,0% para o P221, -26,40%, 0% e 0,024% para o P224 e -11,29% -0,73% e -0,0005% para o P231.

Para a 7ª análise realizada, (utilizando a combinação de carregamento PP+G, considerando a não linearidade do modelo, as fases construtivas do nivelamento e da última medição de recalque), a média da variação relativa dos recalques foi de -38,9%, não sendo considerada satisfatória. Os altos valores das variações relativas de cada pilar pode ter sido ocasionado devido aos diversos parâmetros do solo que dependem da grande variabilidade estratigráfica e à simplificação realizada na flexibilização dos apoios realizadas no CAD/TQS que pode ter fornecido valores de esforços distantes dos reais.

Quanto aos recalques distorcionais, esta análise apresentou resultados satisfatórios estando todas as combinações de pilares com distorcionais dentro dos resultados das bibliografias consagradas.

Esta análise, comparada com as demais, foi a que apresentou maior precisão no método, devido a todos os ajustes realizados nas análises anteriores, porém sabe-se que a técnica de previsão de recalques é muito complexa e mesmo com todos os ajustes realizados os resultados não foram considerados satisfatórios.

Sendo assim, este trabalho demonstrou que as análises que consideram a interação solo estrutura, para que se aproximem do comportamento real da estrutura, devem ser feitas da seguinte forma:

- Calibração dos parâmetros do DEFPIG com base na prova de carga, verificando se o comportamento das curvas de carga x recalque obtidas se adequam à prova de carga;
- Limitação do espaçamento relativo (s/d) igual a 8, para o caso das configurações de estacas utilizadas nesta análise, de forma que a interação entre as estacas do bloco apresente resultados coerentes com o real;
- Ajuste da correlação utilizada com o N_{SPT} para melhor definição dos módulos de Young do solo.

- Calibração dos parâmetros do GARP com base na prova de carga, incorporando a não linearidade do meio (R_f);
- Utilização do GARP para a modelagem de um bloco de cada vez, sem a consideração dos demais blocos da edificação em um mesmo arquivo ou considerando um recalque médio;
- Utilização do CAD/TQS para a interação solo estrutura, estabelecendo um coeficiente de mola distinto para cada apoio da edificação, com pilar sobre grau de liberdade apenas à translação em z;
- Coerência na consideração dos esforços obtidos pelo CAD/TQS no GARP e nos coeficientes de mola utilizados para a flexibilização dos apoios, ou seja, utilização apenas dos esforços verticais obtidos pelo CAD/TQS no GARP, devido à simplificação da flexibilização do apoio ter sido realizada apenas com o coeficiente de mola à translação em z;
- Análise dos coeficientes de mola obtidos por meio dos programas para estabelecer um critério de convergência, quando os coeficientes de mola da análise posterior (k_{n+1}) apresentarem em relação a análise anterior (k_n) um valor de $k_{n+1} - k_n = 0$;

Por fim, este trabalho apresenta uma contribuição na apresentação da metodologia e das análises de resultados que consideram a interação solo-estrutura, bem como a importância da realização de provas de carga e instrumentação de obras, durante a construção, para a obtenção dos recalques de fundação.

8. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para a validação dos resultados obtidos por meio desta dissertação e para a obtenção de novos resultados no estado da arte, torna-se necessário o prosseguimento do estudo da interação-solo estrutura. Dessa forma, são apresentadas, a seguir, algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Realizar medidas de carga na estrutura, se possível instrumentando todos os pilares da edificação, para comprovação dos esforços de carga vertical obtidos por meio de um *software* de cálculo estrutural junto à realização de maior número de provas de carga para melhor representatividade do terreno da edificação e obtenção de melhor retroanálise dos parâmetros do solo (para calibração dos programas DEFPIG e GARP) com posterior uso em análises similares às aqui apresentadas;
- Implementar em programa que permita maiores recursos, como o Abaqus ou Ansys, que utilize métodos numéricos mais rebuscados para análise dos recalques das fundações e até mesmo da própria estrutura, onde em um mesmo programa se acople o solo, a fundação e a estrutura para esse tipo de análise, com os mesmos dados iniciais citados anteriormente.
- Realizar ensaios triaxiais para obtenção do módulo de Young do solo e do coeficiente de Poisson, em vez de utilizar correlações com o N_{SPT} , de forma a obter melhores parâmetros.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1985). Segurança de escavação a céu aberto – Procedimento: NBR-9061. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 31p.
- ABNT (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio: NBR-6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 17p.
- ABNT (2006). Estaca – Prova de carga estática – Método de ensaio: NBR-12131. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- ABNT (2010). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 91p.
- ABNT (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR-6118. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 221p.
- ALONSO, U. R. (1989). Dimensionamento de fundações profundas. São Paulo: Edgard Bluncher.
- ALMEIDA, F. P. A. (2003). Aplicação do acoplamento entre o MEC e o MEF para o estudo da interação dinâmica elastoplástica entre o solo e estrutura. Tese de Doutorado, Engenharia de estruturas, EESC, São Carlos, SP, p.283.
- ANTONIAZZI, J. P. (2011). Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Santa Maria, 139p.
- AOKI, N. (1989). Discussion to session 14. Proceedings, 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 5, pp. 2963-2966.
- AOKI, N. (1997). Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macço de solos. XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, vol. 1, São Carlos, pp. VII-XX.
- ARAÚJO, A. C. (2009). Análise da interação solo-estrutura em edifícios sobre estacas. Dissertação de mestrado, universidade federal de goiás, p. 144
- ARAÚJO, C. R. S.; CARVALHO, E. M. L.; DANZIGER, B. R. (2012). Estudo das fundações de um caso de obra em estaca raiz envolvendo a interação solo x estrutura. ENGEVISTA, V. 14, n. 1, p. 104-123.
- AZEVEDO, A. F. M. (2003). Método de elementos finitos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1^a Edição, p. 258.
- BAHIA, G. A. D. (2013). Análise do desempenho de fundações durante a construção de edifício localizado no DF. Monografia para conclusão do curso de engenharia Civil, UniCEUB, p. 94.
- BARATA, F. E. (1986). Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura. Tese de concurso para professor titular do departamento de construção civil, Escola de Engenharia da UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p.178.
- BARROS, R. A. (2005). Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalque. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 118p.
- BEZERRA, J. E. (2003). Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: conceitos e aplicações. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 193p.
- BORGES, A. C. L. (2009). Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, p. 205.

CAMPOS, D. V. (2011). Dimensionamento de blocos sobre estacas utilizando o conceito de radier estaqueado. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás, UFG, Goiânia, 116p.

CARVALHO, S. L.; CURADO, T. S. (2012). Otimização de fundações em radier estaqueado na cidade de Goiânia. Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Graduação em Engenharia Civil, 59p.

CERQUEIRA, G. N. (2009). Eficiência de grupos de estacas: revisão e aplicação dos métodos em três tipos de fundações. Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Graduação em Engenharia Civil, 110p.

CHAMECKI, S. (1954). Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 1, pp. 35-80, Porto Alegre.

COLARES, G. M. (2006). Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, EESC, São Carlos, SP, 83p.

CORDEIRO, A. F. B. (2007). Avaliação numérica de reforço de grupo de estacas pela introdução de estacas adicionais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 118p.

COSTA NUNES, A. J. (1956). Curso de mecânica dos solos e fundações. Rio de Janeiro: Globo, p. 314.

CUNHA, P. P.; SOARES, J. M.; MOTA, N. M. B. (2000). Otimização de um projeto de fundações, através do uso de radier estaqueado. Simpósio Interação Estrutura-Solo em Edifícios, São Carlos, Novembro, CD ROM, 10 p.

DANZIGER, B. R.; DANZIGER, F. A. B.; CRISPEL, F. A. (2000). A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. Anais do 4º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, SEFE IV, v. 1, pp. 191-202, São Carlos.

FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J. T. F. (1994). Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: X Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações. Vol. 1, pp. 239-46, Foz do Iguaçu, Brasil; *apud* Holanda Jr, O. G. (1998).

FRASER, R. A., WARDLE, L. J. (1976). Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations. *Geotechnique*, 26(4), pp. 613-630.

GONÇALVES, J. C. (2004). Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil COPPE/UFRJ, RJ, 126p.

GOSHY, B. (1978). Soil-foundation-structure interaction. *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 104, n°ST5, pp.749-761.

GUERRA, M. V. P.; SALES, M. M. (2011). Interação fundação-estrutura em edifícios sobre sapatas. Artigo da pesquisa de iniciação científica PIBIC, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, GO, 12p.

GUSMÃO, A. D. (1990) Estudo da interação solo estrutura e sua influência em recalques de edificações. Tese de M. SC., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 165.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1990). Um caso prático dos efeitos da interação solo-estrutura em edificações. In: IX COBRAMSEF, Salvador, ABMS. Anais, Vol. 2, p. 437-446.

GUSMÃO A. D. e GUSMÃO FILHO J. A. (1994). Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 67-74.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1995). Contribuição à prática de fundações: A experiência de Recife. Tese de concurso para professor titular da escola de engenharia da UFPE, Pernambuco, PE, p. 251.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1998). Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia. Editora Universitária, UFPE, Livro, Recife, PE, p. 345.

HOLANDA JR, O. G. (1998). Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas. Dissertação de Mestrado, EESC, São Carlos, SP, 191 p.

HOLANDA, O. G.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (2000). Comportamento de um edifício de concreto armado considerando a interação solo-estrutura e o efeito incremental construtivo. In: Congresso Brasileiro do Concreto, p. 42, Fortaleza. Ibracon, 2000.

IWAMOTO, R. K. Alguns aspectos dos efeitos da interação solo estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. Dissertação de Mestrado, EESC, São Carlos, SP, 140 p.

JORDÃO, D. R. (2003). Estabilidade Global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo. Dissertação de mestrado em engenharia civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, p.142.

LANARCH, W. J. (1970). Computation of settlements in building frames. Civ. Eng Pub Wks Rev, v. 65, pp. 1040-1043.

LANDIM, P. M. B. (2000). Introdução aos métodos de estimação especial para confecção de mapas. Rio Claro: UNESP, 20 p.

LIMA, B. S. (2007). Otimização de fundações estacadas. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 132p.

LIMA, C. I. A.; SILVA, R. J. C.; SILVA FILHO, F. C. (2008). Estudo da redistribuição de esforços em edificações com recalques diferenciais. Anais do 50º congresso brasileiro do concreto CBC2008, IBRACON, Salvador, Bahia, 9p.

LOTTI, R. S.; MACHADO, A. W.; MAZZIEIRO, E. T.; LANDRE JÚNIOR, J. (2006). Aplicabilidade científica do método de elementos finitos. Revista Dental Press Ortodontia e Ortopedia Facial, Maringá, v. 11, n. 2, p. 35-43, mar/abril 2006.

MAROSINI, G. M.; NAVIA, J. P. B.; CUNHA, J. M. B. (2014). Aplicação da interação solo-estrutura na análise de um edifício com fundações profundas. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Graduação de Engenharia Civil, 59p.

MARTHA, L. F. (1994). Notas de aula do curso CIV 2118 – Método dos elementos finitos, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC, Rio de Janeiro, 52p.

MEYERHOF, G. G. (1953). Some recente foundation research and its application to design. Structural Engineering, v. 31, pp. 151-167, Londres.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F (2005). Patologia das fundações. Oficina de textos, SP, p. 191.

MINDLIN, R. D. (1936). Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid. Physics, v. 7, p. 195-202.

MOURA, A. R. L. U. (1995). Interação solo-estrutura em edifícios. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 135p.

MOURA, A. R. L. U. (1999). Análise tridimensional de interação solo estrutura em edifícios. Solos e Rochas, v. 22, n. 2 (agosto), pp. 87-100.

PORTO, T. B. (2010). Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação. Dissertação de Mestrado, Engenharia de estruturas, UFMG, Belo Horizonte, MG, 220p.

POULOS, H. G. (1975). Settlement analysis of structural foundation systems. Proceedings of South-East Asian Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malasia, Vol. IV, pp. 52-62.

POULOS, H. G. (1993). Settlement prediction for bored pile groups. Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. P. 103-117.

POULOS, H. G. (1994). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. Int. Journal for Num. Anal. Meth. In Geomechanics, 18: 73-92.

POULOS, H. G. (1998). The pile-enhanced raft – an economical foundation system. Keynote Lecture at XI COBRAMSEG, novembro, Brasília.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1980). Pile foundations analysis and design. John Wiley and Sons, New York, 397p.

RANDOLPH, M. F. & CLANCY, P. (1994). Design of piled raft foundations. Cambridge University, Eng. Depart. Research Report, Soils TR143.

REVISTA TÉCNICA (2005). “Estacas a toda prova”. São Paulo, Editora PINI, edição 95, fevereiro de 2005.

REIS, J. H. C. (2000). Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. Dissertação de Mestrado, EESC, São Paulo, SP, 155p.

REIS, J. H. C.; AOKI, N. (2005). Aplicação do método de aproximações sucessivas para solução de problemas em interação solo-estrutura de edifícios. Anais. Belo Horizonte: ABMS, v. 7, p. 405-410.

RIBEIRO, D. B. (2005). Análise da interação solo-estrutura via acoplamento MEC-MEF. Dissertação de Mestrado, EESC, São Paulo, SP, 118p.

RUSSO NETO, L. (2005). Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada. Tese de Doutorado em Geotecnia, EESC, São Paulo, SP, 279p.

SALES, M. M. (2000). Análise do comportamento de sapatas estacadas. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 229p.

SALES, M. M.; SMALL, J. C.; POULOS, H. G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements and predictions. Canadian Geotechnical Journal, 47(3), pp. 327-345.

SANTANA, C. M. (2008). Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas. Dissertação de Mestrado, COPPE/UF RJ, Rio de Janeiro, 160p.

SANTOS FILHO, W. M.; SILVA, M. J. G.; MIRANDA, C. F. (2014). Estacas de compactação de material granular em solos moles. Artigo publicado no COBRAMSEG 2014, p.8.

SILVA, P. A. B. A.; CINTRA, J. C. A. (1996). Capacidade de carga de grupo de estacas escavadas de pequeno diâmetro. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), São Paulo, pp.247 - 256.

SILVA, W. Q. (2010). Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 148p.

SMALL, J. C. & POULOS, H. G. (1998). User's manual of GARP6. Centre for Geotechnical Researches. Univ. of Sydney. Australia.

SOARES, J. M. (2004). Estudo numérico-experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do Distrito Federal. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 265p.

SOUZA, R. S. (2010). Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estacado: comparação entre duas ferramentas numéricas. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás, UFG, Goiânia, 206p.

STEINBRENNER, W. (1934). Tafeln zur Setzungberechnung. Strasse, v. 1, p. 221.

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

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1997). Fundações, critérios de projeto – investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas. Vol. Completo, São Paulo, Oficina de textos, 2010, 568p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011). Fundações, critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais. 2ª ed., vol.1, oficina de textos, SP, 224p.

WWW.GOLDENSOFTWARE.COM, acessado em 25/05/2015

WWW.ORDEMENGENHEIROS.PT/PT/CENTRO-DE-INFORMACAO/DOSSIERS/HISTORIAS-DA-ENGENHARIA/HISTORIA-BREVE-DA-ENGENHARIA-CIVIL-PILAR-DA-CIVILIZACAO-OCIDENTAL, acessado em 09/06/2015.

www.tqs.com.br/produtos-e-solucoes/sistemas-em-conjunto/cadtqs-plena-software-projeto-concreto-armado, acessado em 07/08/2015

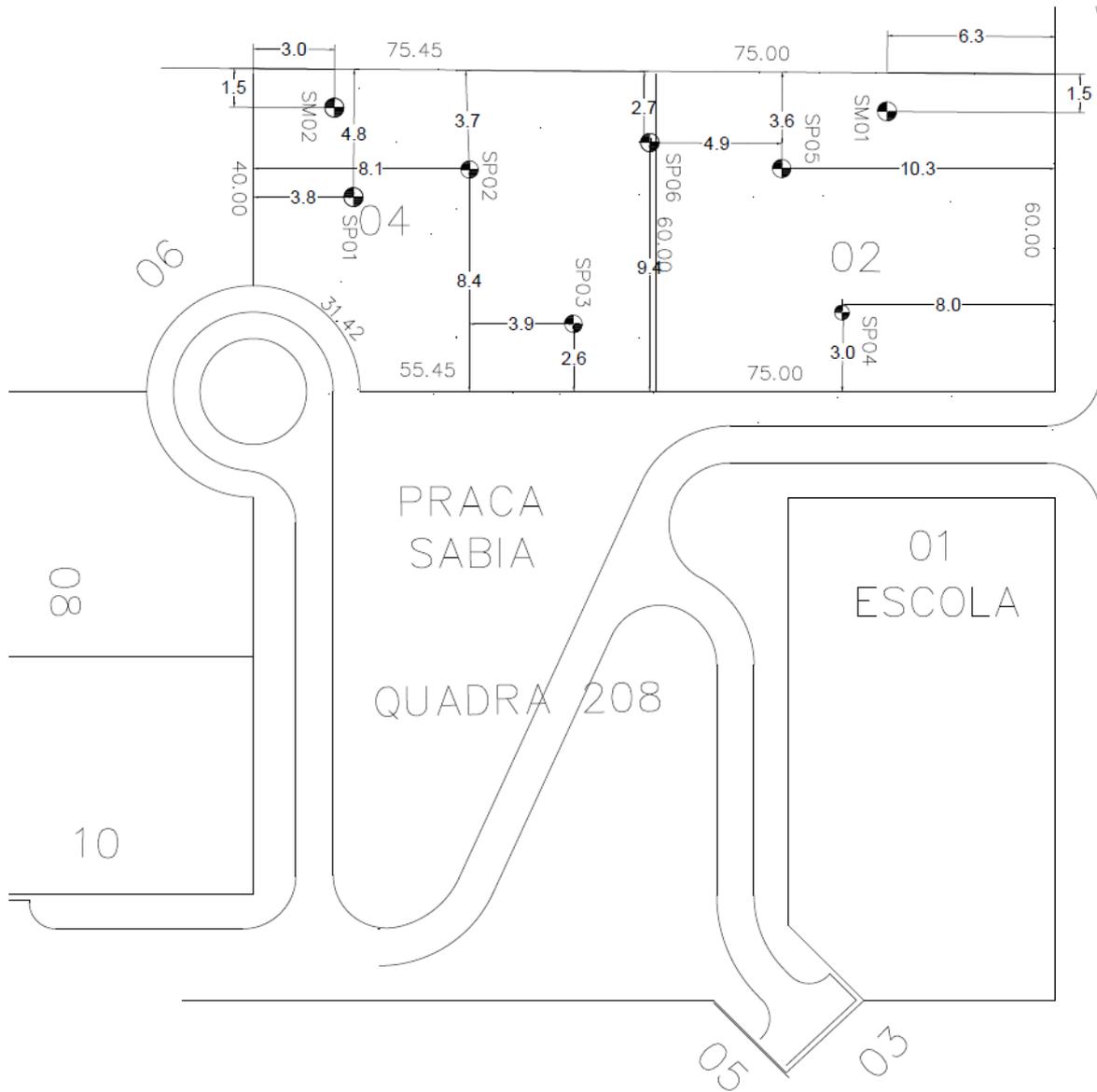
ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. (2000). The finite element method, vol. 01: The Basis. 5ª edição, Butterworth-Heinemann Linacre House, 125p.

ZHEMCHUZHNIKOV, A. (2011). Análise comparativa dos diversos métodos de previsão de recalque de grupo de estacas em meios homogêneos. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 129p.

ANEXOS

ANEXO A

- Sondagens do Terreno



Anexo A.1. Localização das sondagens na obra

Anexo A.2 Resultados dos laudos de sondagem

SP01			
COTA		NA	
1170,965		1168,865	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1169,965	35	CANGA
-2	1168,965	6	ARGILA
-3	1167,965	6	SILTE
-4	1166,965	14	SILTE
-5	1165,965	14	SILTE
-6	1164,965	26	SILTE
-7	1163,965	31	SILTE
-8	1162,965	40	SILTE
-9	1161,965	42	SILTE
-10	1160,965	45	SILTE
-11	1159,965	49	SILTE

SP02			
COTA		NA	
1170,5		1168,4	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1169,5	30	CANGA
-2	1168,5	8	SILTE
-3	1167,5	9	SILTE
-4	1166,5	17	SILTE
-5	1165,5	21	SILTE
-6	1164,5	30	SILTE
-7	1163,5	40	SILTE
-8	1162,5	45	SILTE
-9	1161,5	46	SILTE
-10	1160,5	47	SILTE
-11	1159,5	52	SILTE

SP03			
COTA		NA	
1170,6		1167,9	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1169,6	12	CANGA
-2	1168,6	5	ARGILA
-3	1167,6	6	ARGILA
-4	1166,6	13	SILTE
-5	1165,6	24	SILTE
-6	1164,6	50	SILTE
-7	1163,6	54	SILTE
-8	1162,6	58	SILTE
-9	1161,6	60	SILTE
-10	1160,6	62	SILTE

SP04			
COTA		NA	
1167,728		1164,128	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1166,728	2	ARGILA
-2	1165,728	5	ARGILA
-3	1164,728	6	ARGILA
-4	1163,728	12	SILTE
-5	1162,728	13	SILTE
-6	1161,728	10	SILTE
-7	1160,728	29	SILTE
-8	1159,728	36	SILTE
-9	1158,728	43	SILTE
-10	1157,728	51	SILTE
-11	1156,728	55	SILTE
-12	1155,728	60	SILTE

Anexo A.2 (continuação) Resultados dos laudos de sondagem

SP05			
COTA		NA	
1168,65		1165,75	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1167,65	7	ARGILA
-2	1166,65	15	ARGILA
-3	1165,65	24	ARGILA
-4	1164,65	29	CASCALHO
-5	1163,65	33	SILTE
-6	1162,65	41	SILTE
-7	1161,65	46	SILTE
-8	1160,65	50	SILTE
-9	1159,65	52	SILTE
-10	1158,65	53	SILTE

SP06			
COTA		NA	
1169,892		1167,792	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1168,892	6	ARGILA
-2	1167,892	8	ARGILA
-3	1166,892	14	SILTE
-4	1165,892	13	SILTE
-5	1164,892	18	SILTE
-6	1163,892	21	SILTE
-7	1162,892	44	SILTE
-8	1161,892	43	SILTE
-9	1160,892	55	SILTE
-10	1159,892	61	SILTE
-11	1158,892	62	SILTE

SM01			
COTA		NA	
1168,817		1164,917	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1167,817		CANGA
-2	1166,817	23	CANGA
-3	1165,817	25	CANGA
-4	1164,817	4	ARGILA
-5	1163,817	7	SILTE
-6	1162,817	6	SILTE
-7	1161,817	11	SILTE
-8	1160,817	34	SILTE
-9	1159,817	37	SILTE
-10	1158,817	50	SILTITO
-11	1157,817	50	SILTITO
-12	1156,817	50	SILTITO
-13	1155,817	50	SILTITO
-14	1154,817	50	SILTITO
-15	1153,817	50	SILTITO
-16	1152,817	50	SILTITO
-17	1151,817	50	SILTITO
-18	1150,817	50	SILTITO

SM02			
COTA		NA	
1171,01		1167,11	
PROF	COTA	Nspt	Solo
-1	1170,01		CANGA
-2	1169,01	10	CANGA
-3	1168,01	10	CANGA
-4	1167,01	9	CANGA
-5	1166,01	6	ARGILA
-6	1165,01	10	SILTE
-7	1164,01	18	SILTE
-8	1163,01	24	SILTE
-9	1162,01	23	SILTE
-10	1161,01	38	SILTE
-11	1160,01	50	SILTE
-12	1159,01	33	SILTE
-13	1158,01	50	SILTE
-14	1157,01	50	SILTE
-15	1156,01	50	SILTITO
-16	1155,01	50	SILTITO
-17	1154,01	50	SILTITO
-18	1153,01	50	SILTITO
-19	1152,01	50	SILTITO
-20	1151,01	50	SILTITO
-21	1150,01	50	SILTITO
-22	1149,01	50	SILTITO

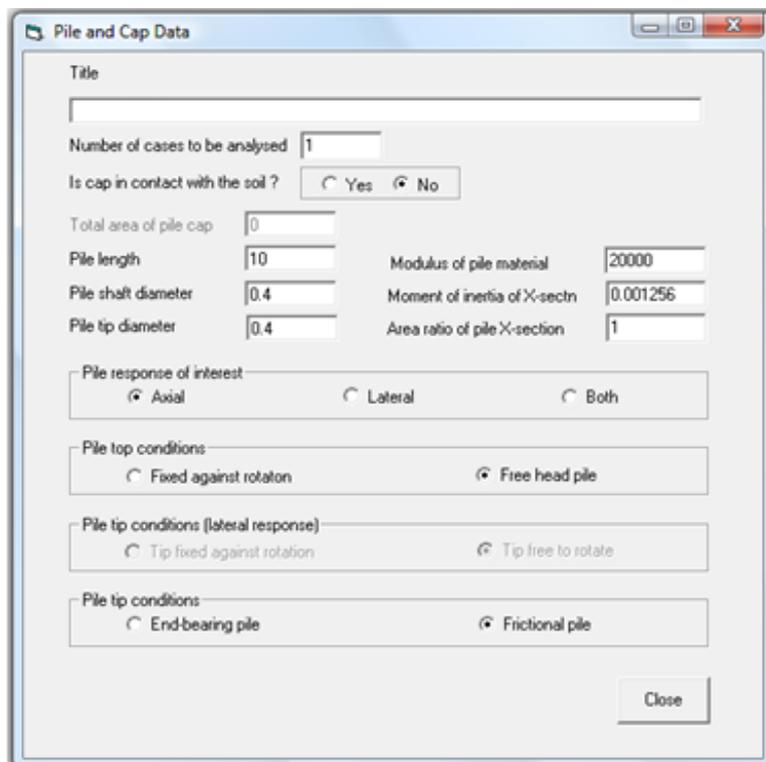
ANEXO B

PROCEDIMENTOS DE UTILIZAÇÃO DOS PROGRAMAS

- **DEFPIG**

Para a utilização do programa DEFPIG, primeiramente deve-se preencher os campos de entrada com relação à estaca e com relação ao radier.

As principais características da estaca alimentadas no programa são: comprimento total, diâmetro, módulo de Young do material constituinte da estaca, momento de inércia na direção x e razão entre a área da estaca na seção x, conforme Anexo B.1.



The screenshot shows a software dialog box titled "Pile and Cap Data". It contains the following fields and options:

- Title: [Empty text box]
- Number of cases to be analysed: [1]
- Is cap in contact with the soil?: Yes No
- Total area of pile cap: [0]
- Pile length: [10]
- Modulus of pile material: [20000]
- Pile shaft diameter: [0.4]
- Moment of inertia of X-sectn: [0.001256]
- Pile tip diameter: [0.4]
- Area ratio of pile X-section: [1]
- Pile response of interest: Axial Lateral Both
- Pile top conditions: Fixed against rotation Free head pile
- Pile tip conditions (lateral response): Tip fixed against rotation Tip free to rotate
- Pile tip conditions: End-bearing pile Frictional pile
- Close button

Anexo B.1 Características da estaca

Para o cálculo do momento de inércia na seção x, utilizou-se a Equação, descrita abaixo:

$$Inércia = \frac{\pi d^4}{64}$$

Sendo:

d: diâmetro da estaca.

Para uma das análises optou-se por utilizar a seguinte correlação:

$$E_{sv} (MPa) = 5 \times N_{spt}$$

Sendo:

E_{sv} : módulo de Young do solo de cada camada na vertical

O próximo passo foi entrar com os espaçamentos relativos e com a escolha do método para o cálculo dos fatores de interação, como apresentado abaixo (Anexo B.3).

Vertical interaction factor options

Horizontal interaction factor options

Number of points at which vertical factors computed. Press Enter to activate grid: 13

Number	s/d
1	1.5
2	2
3	2.5
4	3
5	4
6	5
7	6
8	7
9	8
10	9
11	10
12	12

Number	s/d
1	1.5
2	2
3	2.5
4	3
5	4
6	5
7	6
8	7
9	8
10	9
11	10
12	12

Non-uniform soil modulus next to pile:

Ratio of soil mass modulus to near pile modulus:

Ratio of mass modulus to near pile modulus-lateral:

Transition distance over which modulus changes s/d:

Anexo B.3 Informações para o cálculo dos fatores de interação

Como espaçamentos relativos utilizaram-se os valores apresentados a seguir (Anexo B.4), para as primeiras análises (1ª, 2ª, 3ª e 4ª análises):

Anexo B.4 Espaçamentos relativos

Ponto	s/d
α_1	1,5
α_2	2
α_3	2,5
α_4	3
α_5	4
α_6	5
α_7	6
α_8	7
α_9	8
α_{10}	9
α_{11}	10
α_{12}	11
α_{13}	12

Esses valores foram escolhidos baseados no trabalho de Sales *et. al* (2010).

Para a 5^a, 6^a e 7^a análises utilizou-se os seguintes espaçamentos relativos:

Anexo B.5 Espaçamentos relativos

Ponto	s/d
α_1	1,5
α_2	2
α_3	2,5
α_4	3
α_5	4
α_6	5
α_7	6
α_8	7
α_9	8

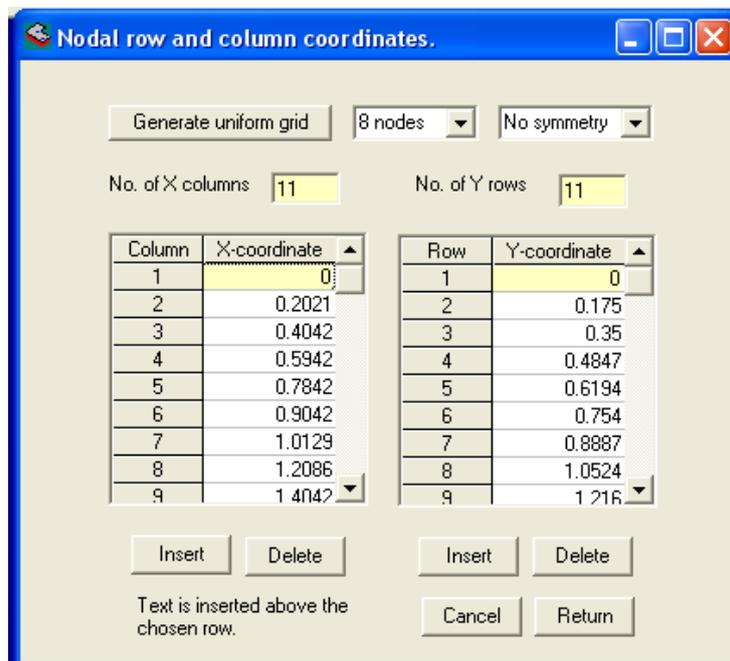
Depois de fornecer todas as informações necessárias ao programa, gera-se o arquivo de saída para a obtenção dos resultados.

Destaca-se que o programa analisa um tipo de estaca de cada vez, ou seja, se o mesmo bloco conter estacas com diâmetros e comprimentos diferentes deve-se para cada tipo de estaca gerar um arquivo único para análise.

- **GARP**

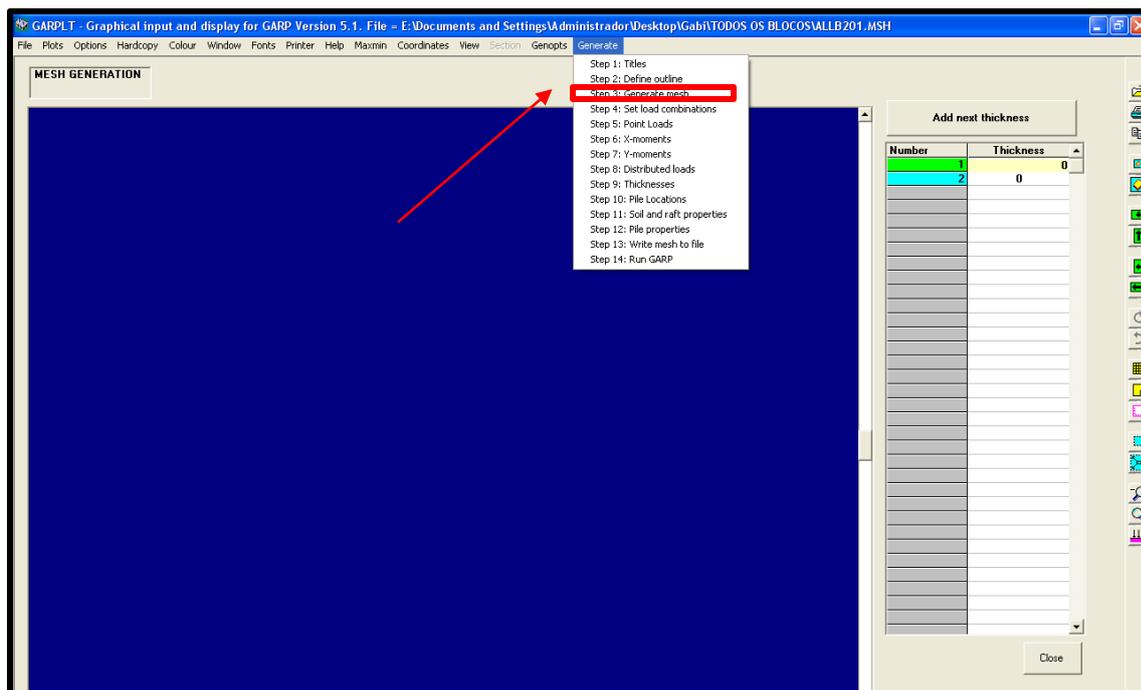
Para o emprego do programa GARP é necessário, inicialmente, gerar uma malha tendo como base a planta de fundação com a locação dos pilares. Os dados iniciais de entrada do programa são as coordenadas em x e em y, que auxiliarão, posteriormente, na locação das estacas, dos pilares e dos blocos. Para obter essas coordenadas, traçam-se linhas na planta de locação da fundação e de fôrma dos pilares que passem pelo eixo das estacas e pelas faces dos pilares e dos blocos. Para que não ocorram problemas na geração da malha sugere-se que a linha traçada sobre um desses elementos citados acima (pilar, estaca ou bloco) esteja a uma distância igual ou inferior a 2,5 vezes a distância da próxima linha (traçada, também, sobre um desses elementos). Isso não é uma regra, mas sabe-se que pelo método dos elementos finitos não se deve ter elementos com dimensões muito diferentes nem mudanças bruscas de tamanho.

Após traçar todas as linhas, pegam-se as coordenadas x e y de cada ponto de interseção das retas e coloca-se em ordem crescente na entrada do programa GARP. A partir dessas coordenadas são formados diversos elementos retangulares, cada um deles com 8 (oito) nós (porém esse número de nós pode ser alterado de acordo com o disponível no *default* do programa, sendo quatro nas extremidades e quatro intermediários (Anexo B.6).

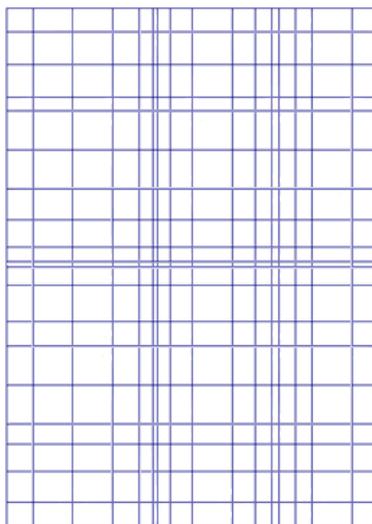


Anexo B.6 Coordenadas e nós

Após a entrada das coordenadas é necessário definir os limites dos blocos para, assim, gerar a malha e determinar as suas espessuras, Anexo B.7 e B.8.

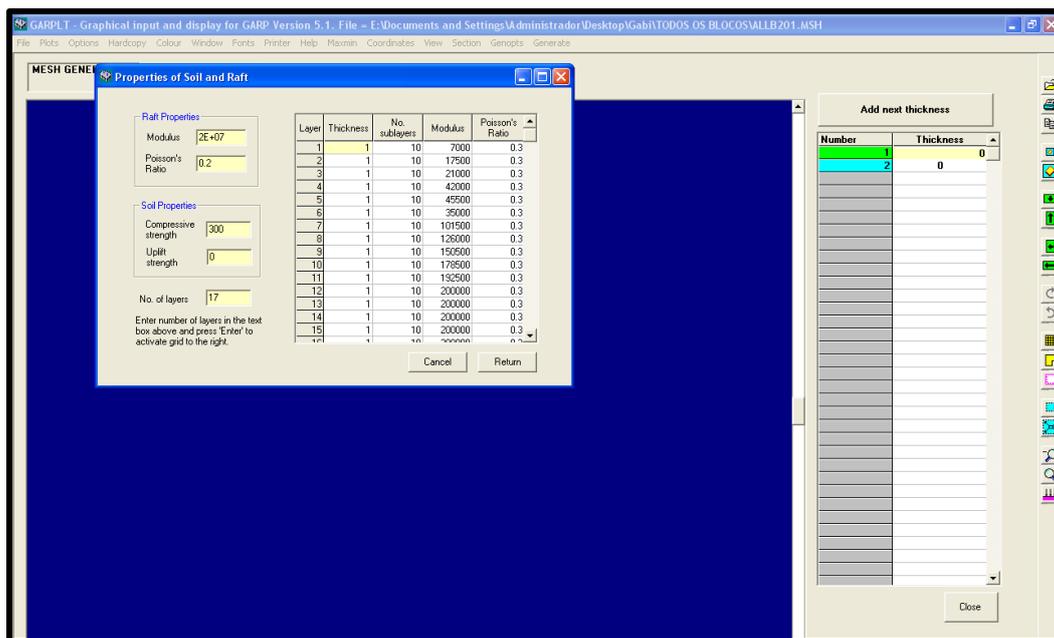


Anexo B.7 Geração da malha



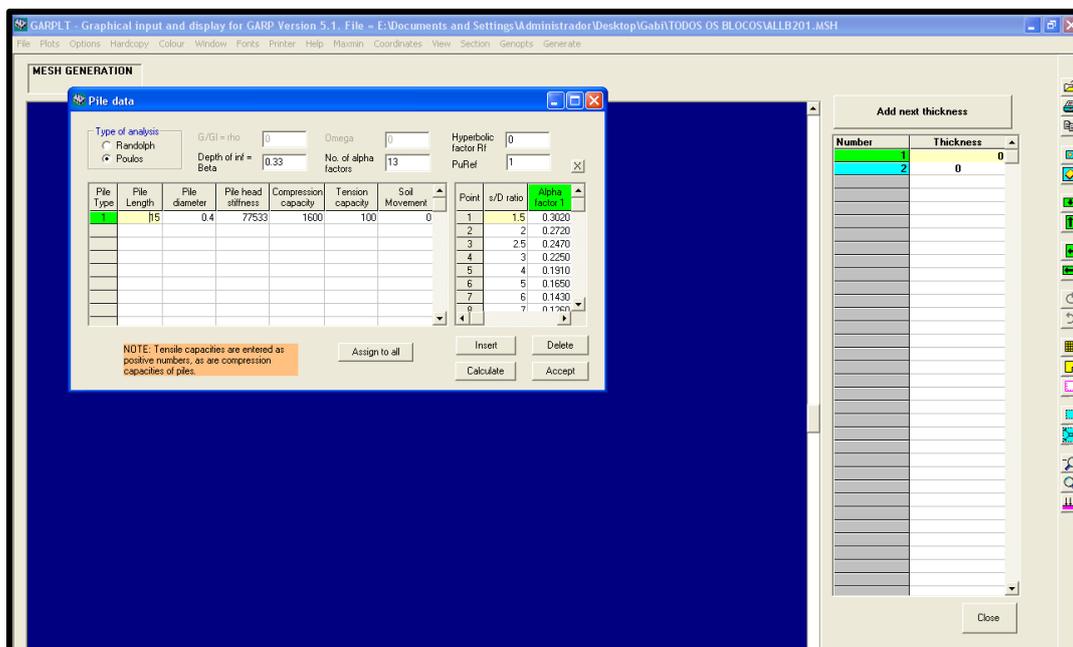
Anexo B.8 Exemplo de malha gerada no GARP

As propriedades do bloco são o coeficiente de Poisson e o módulo de Young, que dependem do concreto utilizado, enquanto as propriedades de entrada do solo são a resistência à compressão do solo e a quantidade de camadas em que ele foi dividido. Para cada camada, deve-se fornecer o valor da espessura, o número de subcamadas consideradas dentro de cada uma delas, o módulo de Young e o coeficiente de Poisson (Anexo B.9).



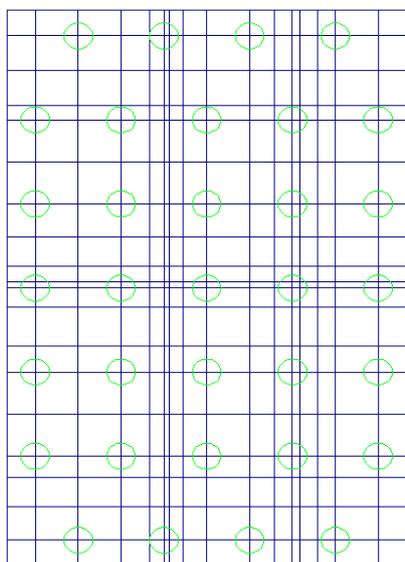
Anexo B.9 Propriedades do radier e do solo

As propriedades de entrada da estaca são o comprimento, o diâmetro, a rigidez, os limites de compressão e de tração e os fatores de interação para cada tipo de estaca, conforme Anexo B.10.



Anexo B.10 Propriedades das estacas

Depois de determinadas as propriedades das estacas, deve-se locá-las manualmente na malha gerada anteriormente, conforme Anexo B.11.



Anexo B.11 Malha gerada no GARP com as estacas posicionadas

Definidas as propriedades e gerada a malha, são aplicados os carregamentos diretamente na malha do bloco, lembrando que o nó esperado para aplicação deve ser antecipadamente fornecido na entrada das coordenadas.

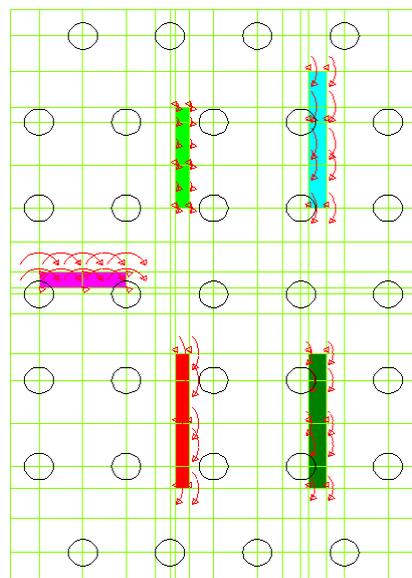
Da mesma forma acontece para aplicação dos momentos nos pilares. O momento deve ser aplicado nos nós de cada pilar, de maneira distribuída.

Vale destacar que o sistema cartesiano para aplicação de carregamento do programa é diferente do utilizado convencionalmente, conhecido como "regra da mão direita". Dessa forma, é necessária a conversão de sentidos dos momentos dados na combinação de carregamentos do projeto estrutural, para a entrada de dados dos momentos no programa GARP (Carvalho e Curado, 2012), conforme Anexo B.12.

Anexo B.12 Comparação de momento convencional com o GARP

Convencional	GARP
Mx positivo	My negativo
My positivo	Mx positivo

No Anexo B.13 apresenta-se a malha após o lançamento dos momentos e cargas.



Anexo B.13 Malha após o lançamento das cargas e momentos

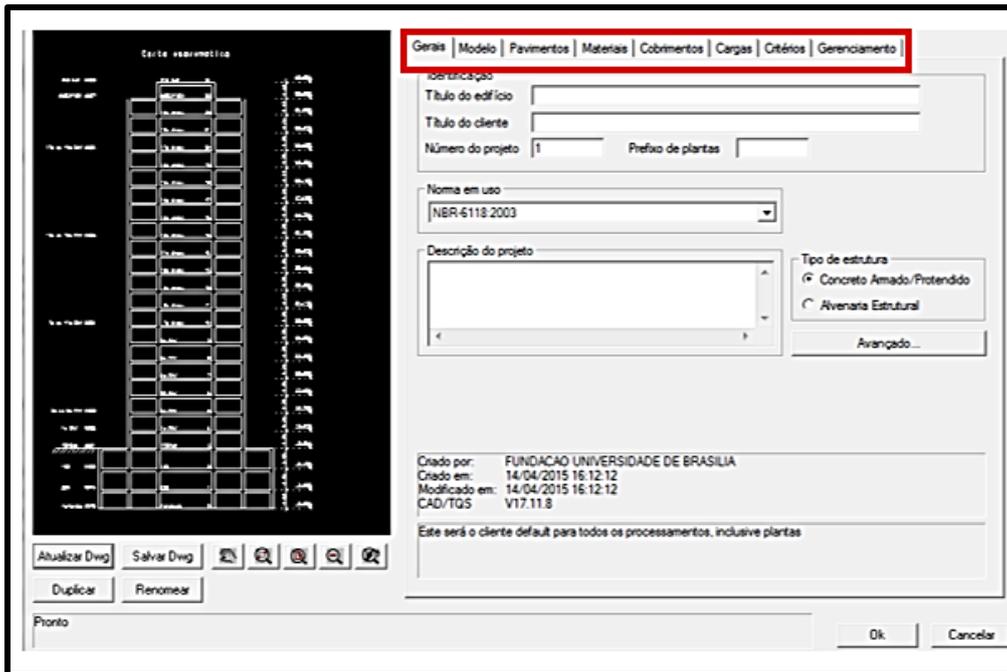
Após a entrada de todos esses dados, o programa é executado obtendo-se resultados como valores de momentos internos em x e em y máximos e mínimos, carga suportada para cada estaca, recalques máximos, deformações, entre outros.

- **CAD/TQS**

Para a utilização do programa, primeiramente cria-se um novo projeto de edifício para a inserção dos dados da edificação, tais como, a norma em uso (no caso da versão utilizada do TQS V.17, a norma utilizada foi a NBR 6118:2003, por ser a única disponível no *default* do programa, apesar da norma vigente ser a NBR 6118:2014), o cadastramento de cada um dos pavimentos, esse cadastro dos pavimentos é definido em relação ao pé direito e de acordo com a nomenclatura estabelecida pelo projeto arquitetônico e a definição do modelo utilizado.

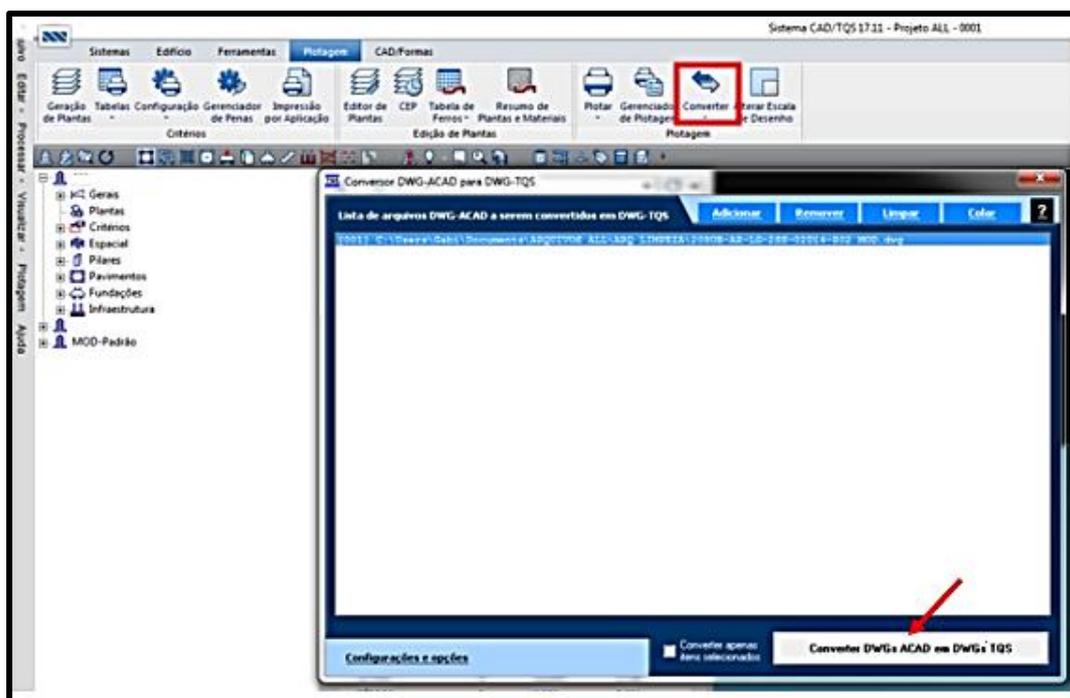
Após essas definições é necessário escolher os materiais utilizados no edifício, tais como o tipo de concreto (armado ou protendido), o fck para vigas, pilares, lajes e fundações e a classe de agressividade ambiental do edifício. Posteriormente, definem-se os cobrimentos utilizados para as estruturas, as cargas verticais, as cargas de vento, as cargas adicionais e as combinações de cargas e realizam-se os ajustes de critérios.

Todas essas definições e critérios de projeto são realizados por meio das abas da janela dados do edifício, conforme apresentado no Anexo B.14.



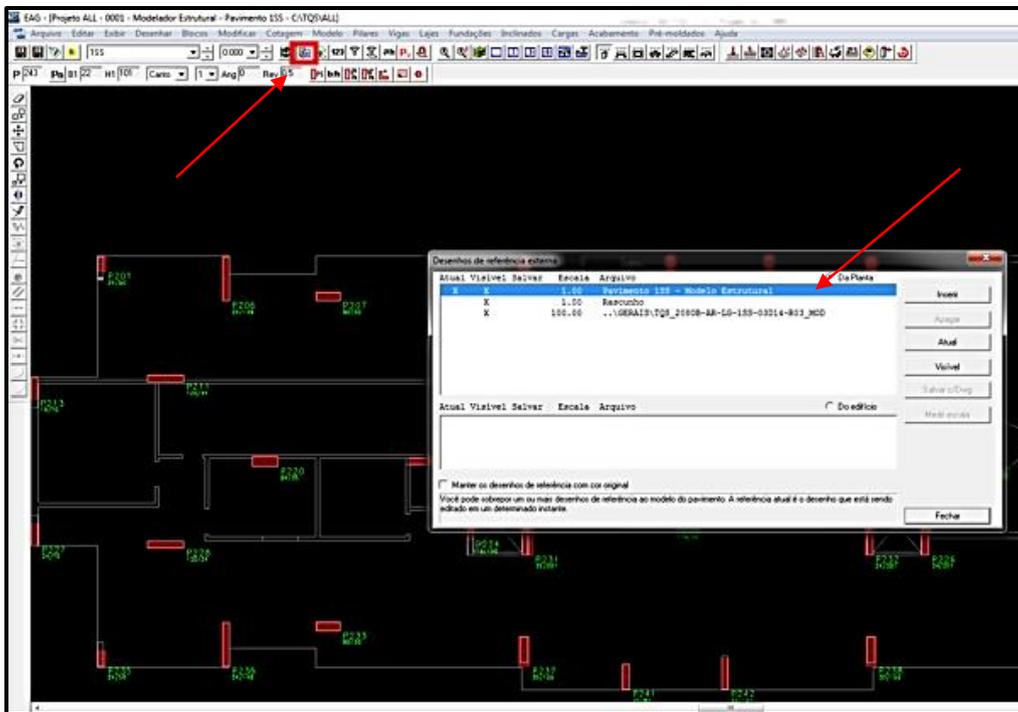
Anexo B.14 Entrada das definições e critérios do novo edifício

Após essa etapa deve-se converter a planta arquitetônica em formato dwg do Autocad, para o formato dwg – TQS (Anexo B.15), pois apesar do TQS trabalhar com o arquivo dwg, essas extensões são diferentes.



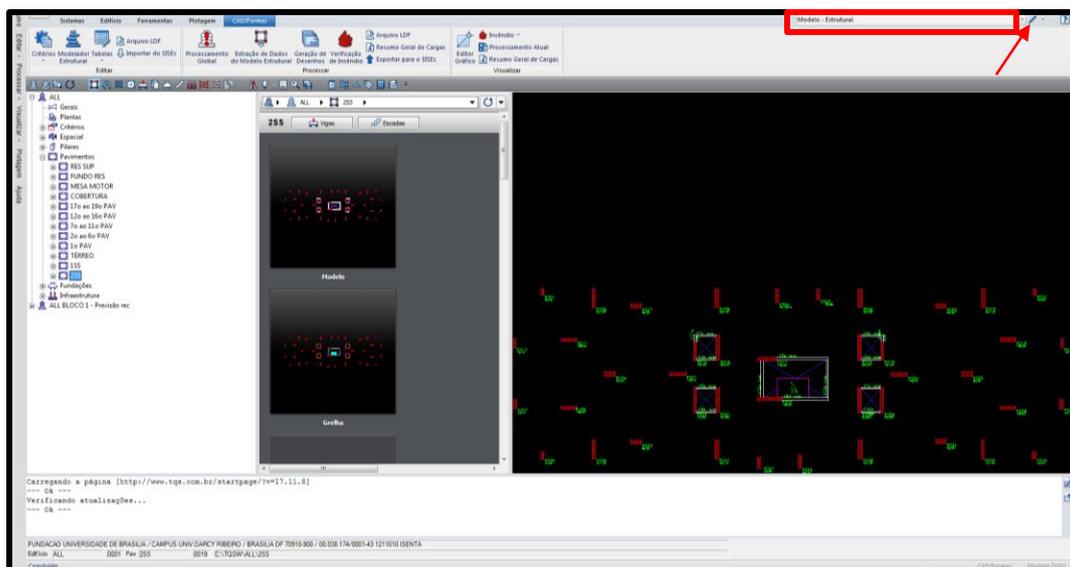
Anexo B.15 Conversão do arquivo Autocad para TQS

Depois de convertido os arquivos necessários preparam-se as arquiteturas para utilizá-las como referência externa, conforme Anexo B.16.



Anexo B.16 Referência externa

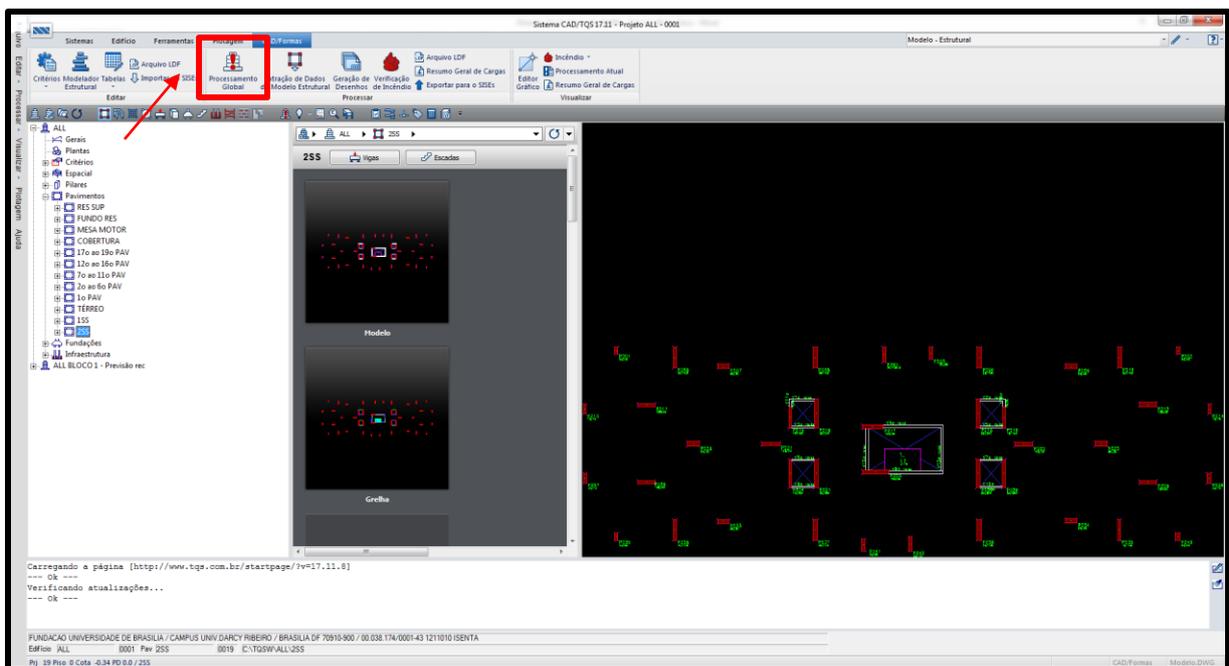
A partir de então seleciona-se um dos pavimentos para lançar a estrutura do pavimento e as cargas lineares, por meio do modelador estrutural do TQS e dos menus de viga, pilares, lajes e cargas, conforme Anexo B.17.



Anexo B.17 Modelador estrutural

Repete-se esse procedimento para as plantas de arquitetura de cada pavimento do edifício.

Após o lançamento de toda a estrutura dos pavimentos, faz-se o processamento global do pórtico espacial, conforme Anexo B.18, para depois processar as plantas de carga e a estabilidade global da edificação, por meio da aba Pórtico-TQS da árvore Espacial da edificação.



Anexo B.18 Processamento global

O programa fornece avisos em relação aos erros encontrados, a descrição dos erros, parâmetros para identificar se a edificação está estável (valores máximos permitidos de deslocamentos horizontais, deslocamentos máximos entre pisos), além de fornecer para as diversas combinações de carregamento os esforços obtidos para os elementos estruturais da edificação.

Destaca-se que o programa é apenas uma ferramenta para a modelagem estrutural, sendo de responsabilidade do usuário verificar se os critérios utilizados estão bem ajustados.

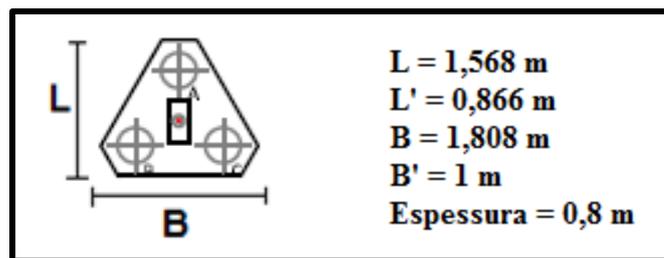
ANEXO C

Resultados de recalque pelo método de Poulos e Davis (1980) antes da interação solo-estrutura para da Torre B:

- B201**

Anexo C.1 Propriedades gerais do Bloco 201

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	3	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	3769,911	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	14174,72	cm ²
Carga total	1121	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.2 Configuração do Bloco 201

Anexo C.3 Dados para obtenção do recalque do Bloco 201

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (deq)	151,2032	cm
Relação L/D	9,92	-
K - Relação Eeq/ES	433,6	-
Relação H/L	1,13	-
I0	0,15	-
Rk	1,13	-
Rh	0,38	-
Rv	0,928	-
I	0,05977	-

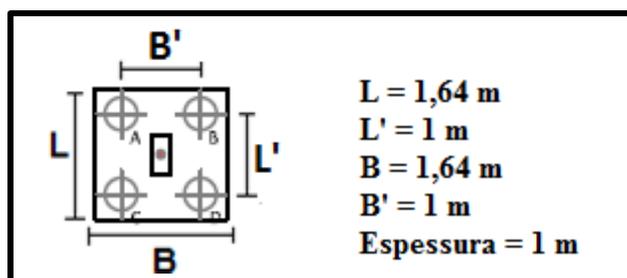
Anexo C.4 Previsão de recalque do Bloco 201

Previsão de recalque para o grupo		
ρ	0,0011	m
	1,1	mm

- **B202**

Anexo C.5 Propriedades gerais do Bloco 202

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	4	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	5026,54	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	26896	cm ²
Carga total	1095	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.6 Configuração do Bloco 202

Anexo C.7 Dados para obtenção do recalque do Bloco 202

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	208,28	cm
Relação L/D	7,2	-
K - Relação E_{eq}/E_S	304,98	-
Relação H/L	1,13	-
I0	0,16	-
Rk	1,16	-
Rh	0,31	-
Rv	0,93	-
I	0,05351	-

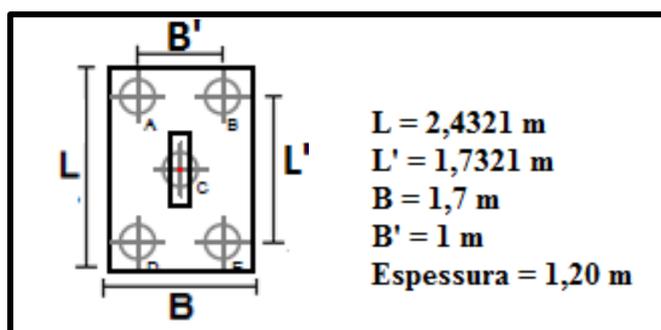
Anexo C.8 Previsão de recalque do Bloco 202

Previsão de recalque para o grupo		
ρ	0,0007	m
	0,7	mm

- B203**

Anexo C.9 Propriedades gerais do Bloco 203

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	6283,19	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	41345,7	cm ²
Carga total	2579	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.10 Configuração do Bloco 203

Anexo C.11 Dados para obtenção do recalque do Bloco 203

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (deq)	258,24	cm
Relação L/D	5,81	-
K - Relação Eeq/ES	248,18	-
Relação H/L	1,13	-
I0	0,18	-
Rk	1,12	-
Rh	0,32	-
Rv	0,938	-
I	0,06051	-

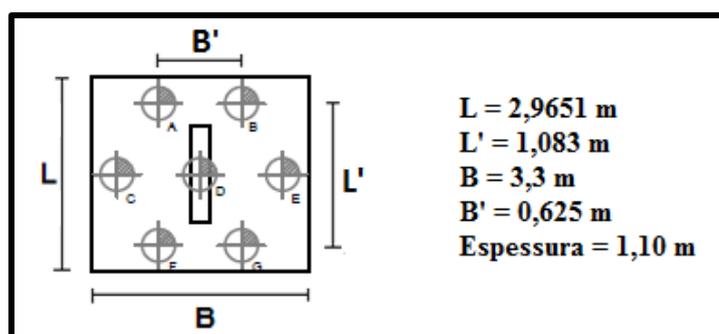
Anexo C.12 Previsão de recalque do Bloco 203

Previsão de recalque para o grupo		
ρ	0,0013	m
	1,3	mm

- B204**

Anexo C.13 Propriedades gerais do Bloco 204

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	7	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	13744,46	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	97848,3	cm ²
Carga	3434	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.14 Configuração do Bloco 204

Anexo C.15 Dados para obtenção do recalque do Bloco 204

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	397,2651	cm
Relação L/D	3,78	-
K - Relação E_{eq}/E_s	274,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,29	-
R_k	1,03	-
R_h	0,18	-
R_v	0,935	-
I	0,05027	-

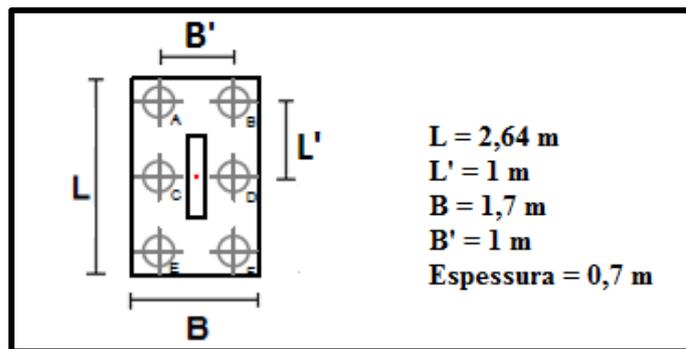
Anexo C.16 Previsão de recalque do Bloco 204

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0021	m
	2,1	mm

- **B205**

Anexo C.17 Propriedades gerais do Bloco 205

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	7539,82	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	44880	cm ²
Carga	2776	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.18 Configuração do Bloco 205

Anexo C.19 Dados para obtenção do recalque do Bloco 205

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	269,05	cm
Relação L/D	5,58	-
K - Relação E_{eq}/E_s	274,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,19	-
R_k	1,1	-
R_h	0,3	-
R_v	0,935	-
I	0,05862	-

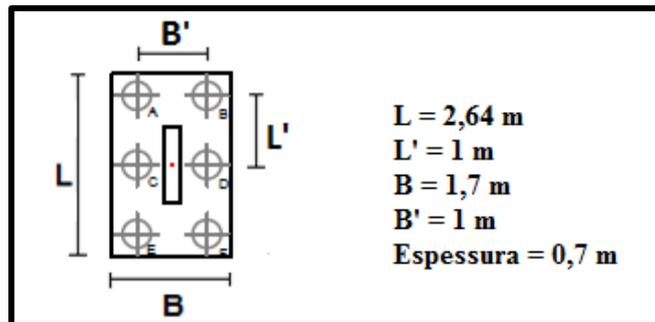
Anexo C.20 Previsão de recalque do Bloco 205

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0014	m
	1,4	mm

- B206**

Anexo C.21 Propriedades gerais do Bloco 206

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	7539,82	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	44880	cm ²
Carga	2503	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.22 Configuração do Bloco 206

Anexo C.23 Dados para obtenção do recalque do Bloco 206

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	269,05	cm
Relação L/D	5,58	-
K - Relação E_{eq}/E_s	274,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,19	-
R_k	1,1	-
R_h	0,3	-
R_v	0,935	-
I	0,05862	-

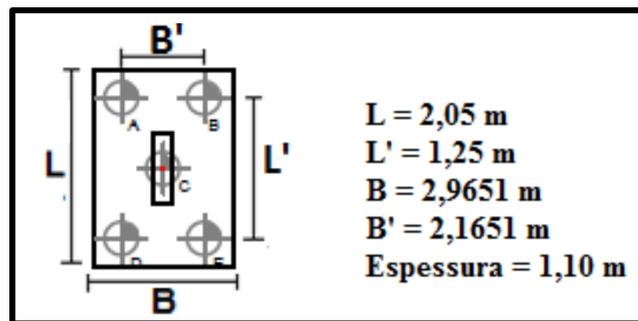
Anexo C.24 Previsão de recalque do Bloco 206

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0012	m
	1,2	mm

- B207**

Anexo C.25 Propriedades gerais do Bloco 207

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,48	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	4201	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.26 Configuração do Bloco 207

Anexo C.27 Dados para obtenção do recalque do Bloco 207

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_s	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,21	-
R_k	1,1	-
R_h	0,2	-
R_v	0,937	-
I	0,04329	-

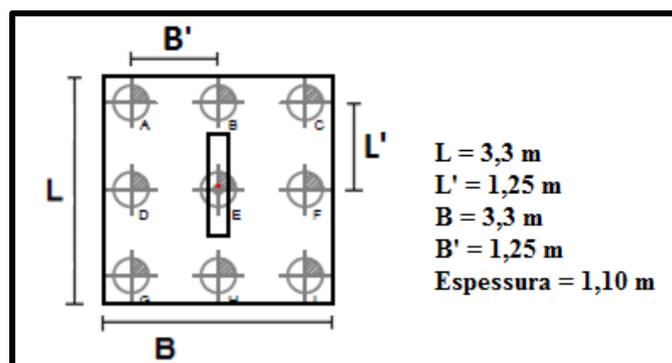
Anexo C.28 Previsão de recalque do Bloco 207

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0016	m
	1,6	mm

- B208**

Anexo C.29 Propriedades gerais do Bloco 208

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	9	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	17671,46	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	108900	cm ²
Carga	4044	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.30 Configuração do Bloco 208

Anexo C.31 Dados para obtenção do recalque do Bloco 208

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	419,1	cm
Relação L/D	3,58	-
K - Relação E_{eq}/E_s	264,94	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,25	-
R_k	1,08	-
R_h	0,14	-
R_v	0,937	-
I	0,03542	-

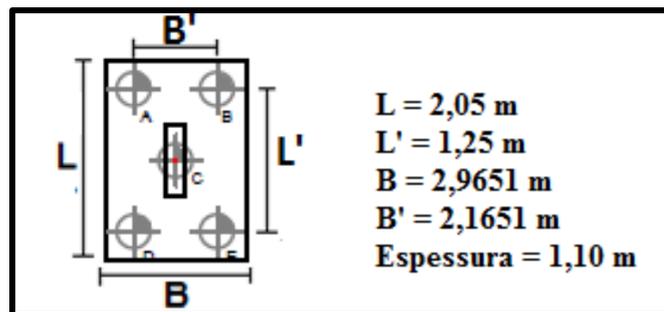
Anexo C.32 Previsão de recalque do Bloco 208

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0024	m
	2,4	mm

- B209**

Anexo C.33 Propriedades gerais do Bloco 209

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,477	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	4077	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.34 Configuração do Bloco 209

Anexo C.35 Dados para obtenção do recalque do Bloco 209

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_s	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,1	-
R_h	0,21	-
R_v	0,937	-
I	0,04762	-

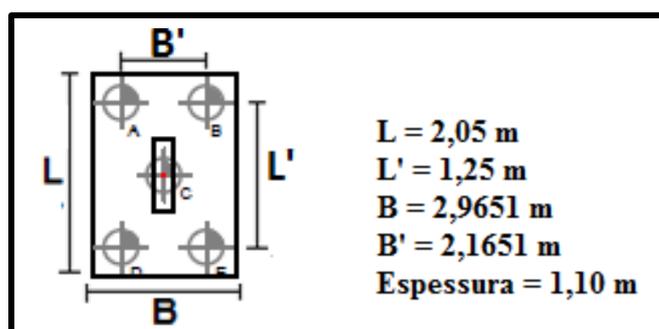
Anexo C.36 Previsão de recalque do Bloco 209

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0014	m
	1,4	mm

- **B210**

Anexo C.37 Propriedades gerais do Bloco 210

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,477	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	2577	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.38 Configuração do Bloco 210

Anexo C.39 Dados para obtenção do recalque do Bloco 210

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,1124	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_S	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,1	-
R_h	0,21	-
R_v	0,937	-
I	0,04762	-

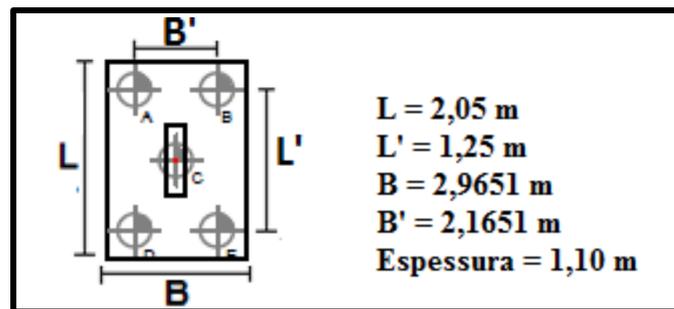
Anexo C.40 Previsão de recalque do Bloco 210

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,001	m
	1	mm

- B211**

Anexo C.41 Propriedades gerais do Bloco 211

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,477	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	3830	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.42 Configuração do Bloco 211

Anexo C.43 Dados para obtenção do recalque do Bloco 211

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_s	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,1	-
R_h	0,21	-
R_v	0,937	-
I	0,04762	-

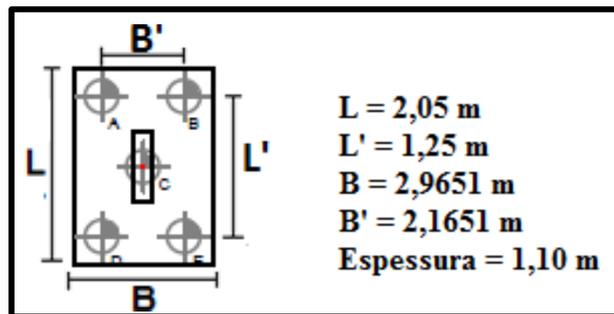
Anexo C.44 Previsão de recalque do Bloco 211

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0014	m
	1,4	mm

- B212**

Anexo C.45 Propriedades gerais do Bloco 212

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,477	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	3778	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.46 Configuração do Bloco 212

Anexo C.47 Dados para obtenção do recalque do Bloco 212

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_s	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,1	-
R_h	0,21	-
R_v	0,937	-
I	0,04762	-

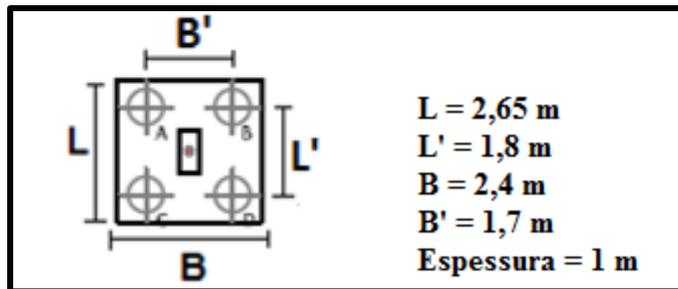
Anexo C.48 Previsão de recalque do Bloco 212

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0014	m
	1,4	mm

- B213**

Anexo C.49 Propriedades gerais do Bloco 213

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	4	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	5026,54	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	63600	cm ²
Carga	1382	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.50 Configuração do Bloco 213

Anexo C.51 Dados para obtenção do recalque do Bloco 213

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	320,28	cm
Relação L/D	4,68	-
K - Relação E_{eq}/E_s	129,55	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,06	-
R_h	0,21	-
R_v	0,94	-
I	0,04603	-

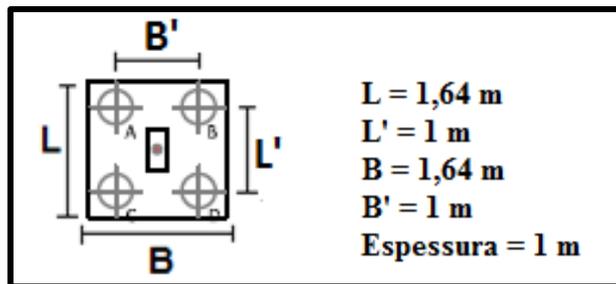
Anexo C.52 Previsão de recalque do Bloco 213

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,00053	m
	0,53	mm

- **B214**

Anexo C.53 Propriedades gerais do Bloco 214

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	4	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	5026,54	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	26896	cm ²
Carga	1400	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.54 Configuração do Bloco 214

Anexo C.55 Dados para obtenção do recalque do Bloco 214

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	208,28	cm
Relação L/D	7,2	-
K - Relação E_{eq}/E_s	304,98	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,16	-
R_k	1,16	-
R_h	0,31	-
R_v	0,93	-
I	0,05351	-

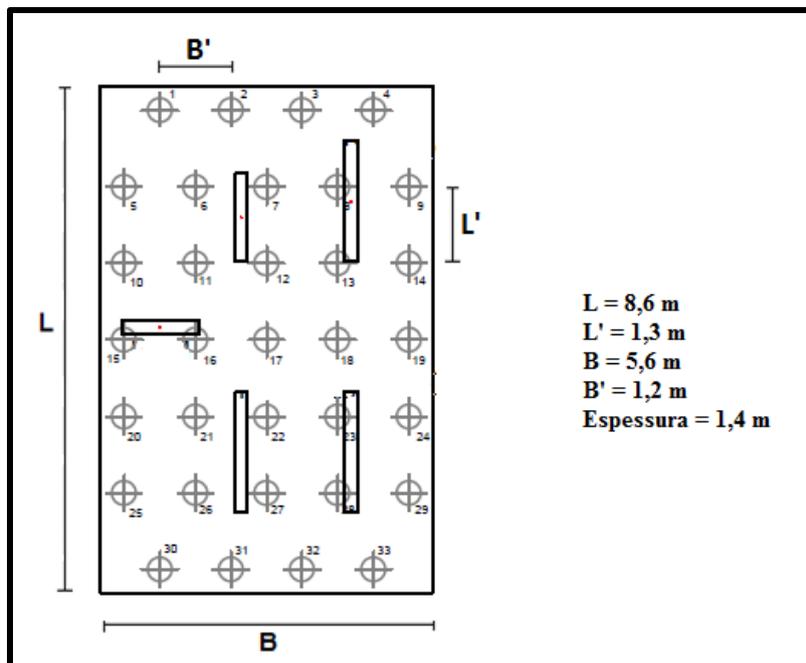
Anexo C.56 Previsão de recalque do Bloco 208

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0011	m
	1,1	mm

• **B215/216/221/224/231**

Anexo C.57 Propriedades gerais do Bloco 215/216/221/224/231

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	33	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	41469,02	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	481600	cm ²
Carga	14645	kN
Comprimento	1000	cm



Anexo C.58 Configuração do Bloco 215/216/221/224/231

Anexo C.59 Dados para obtenção do recalque do Bloco 215/216/221/224/231

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	881,35	cm
Relação L/D	1,13	-
K - Relação E_{eq}/E_s	141,06	-
Relação H/L	1,7	-
I_0	0,42	-
R_k	1	-
R_h	0,1	-
R_v	0,945	-
I	0,03969	-

Anexo C.60 Previsão de recalque do Bloco 215/216/221/224/231

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0031	m
	3,1	mm

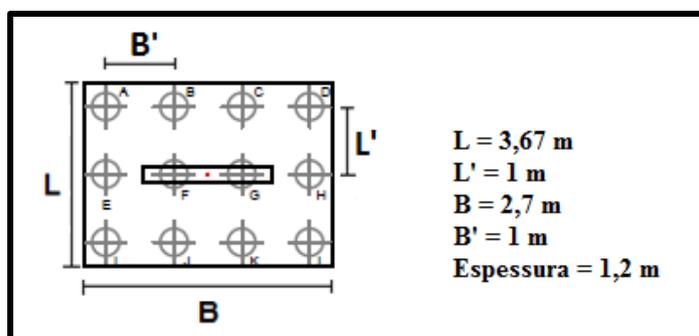
- **P217**

Anexo C.61 Propriedades gerais do Bloco 217

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	12	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	15079,64	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	99090	cm ²
Carga	6036	kN
Comprimento	1500	cm

Anexo C.62 Dados para obtenção do recalque do Bloco 217

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	399,78	cm
Relação L/D	3,75	-
K - Relação E_{eq}/E_s	248,53	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,27	-
R_k	1,08	-
R_h	0,15	-
R_v	0,938	-
I	0,04103	-



Anexo C.63 Configuração do Bloco 217

Anexo C.64 Previsão de recalque do Bloco 217

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0024	m
	2,4	mm

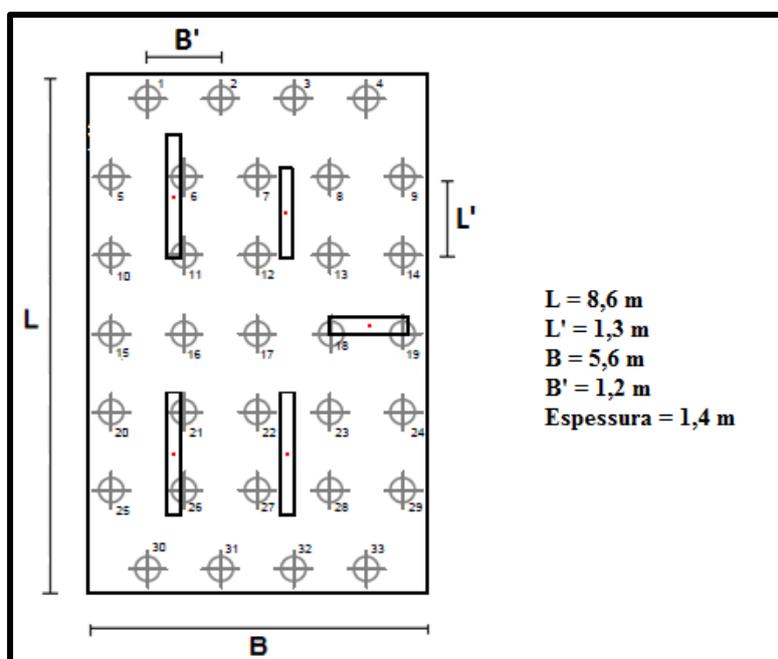
- **P218/219/222/226/232**

Anexo C.65 Propriedades gerais do Bloco 218/219/222/226/232

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	33	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	41469,02	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	481600	cm ²
Carga	17452	kN
Comprimento	1000	cm

Anexo C.66 Dados para obtenção do recalque do Bloco 218/219/222/226/232

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	881,34	cm
Relação L/D	1,13	-
K - Relação E_{eq}/E_s	141,06	-
Relação H/L	1,7	-
I_0	0,42	-
R_k	1	-
R_h	0,1	-
R_v	0,945	-
I	0,03969	-



Anexo C.67 Configuração do Bloco 218/219/222/226/232

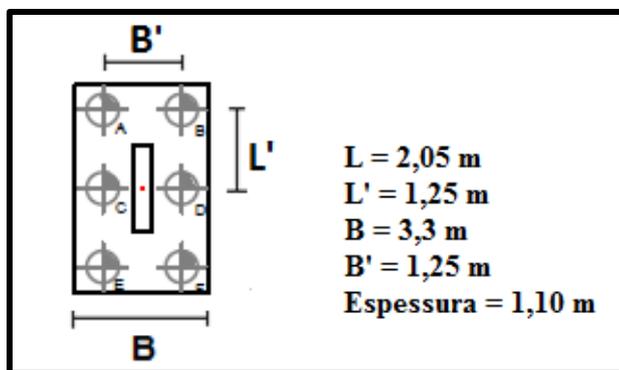
Anexo C.68 Previsão de recalque do Bloco 218/219/222/226/232

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0036	cm
	3,6	mm

- P220

Anexo C.69 Propriedades gerais do Bloco 220

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	11780,97	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	67650	cm ²
Carga	5130	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.70 Configuração do Bloco 220

Anexo C.71 Dados para obtenção do recalque do Bloco 220

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	330,32	cm
Relação L/D	4,54	-
K - Relação E_{eq}/E_s	284,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,07	-
R_h	0,18	-
R_v	0,93	-
I	0,03941	-

Anexo C.72 Previsão de recalque do Bloco 220

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0019	m
	1,9	mm

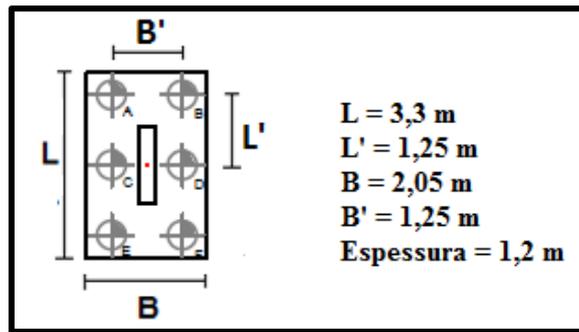
- **P223**

Anexo C.73 Propriedades gerais do Bloco 223

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	11780,97	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	67650	cm ²
Carga	5389	kN
Comprimento	1500	cm

Anexo C.74 Dados para obtenção do recalque do Bloco 223

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	330,21	cm
Relação L/D	4,54	-
K - Relação E_{eq}/E_s	284,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,23	-
R_k	1	-
R_h	0,2	-
R_v	0,936	-
I	0,04306	-



Anexo C.75 Configuração do Bloco 223

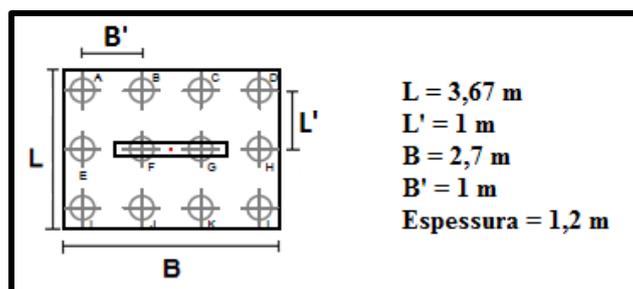
Anexo C.76 Previsão de recalque do Bloco 223

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,002	m
	2	mm

- P225

Anexo C.77 Propriedades gerais do Bloco 225

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	12	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	15079,64	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	99090	cm ²
Carga	6336	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.78 Configuração do Bloco 225

Anexo C.79 Dados para obtenção do recalque do Bloco 225

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	399,78	cm
Relação L/D	3,75	-
K - Relação E_{eq}/E_s	248,53	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,27	-
R_k	1,08	-
R_h	0,15	-
R_v	0,938	-
I	0,04103	-

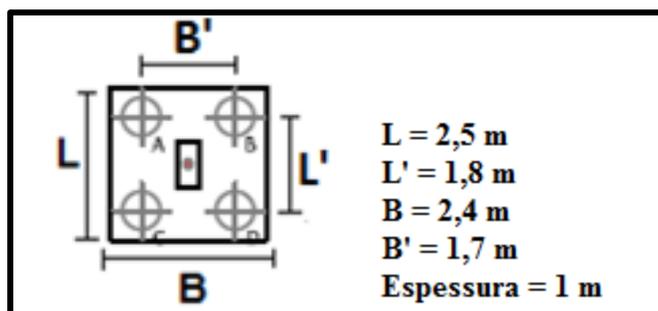
Anexo C.80 Previsão de recalque do Bloco 225

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0025	m
	2,5	mm

- **P227**

Anexo C.81 Propriedades gerais do Bloco 227

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	4	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	5026,54	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60000	cm ²
Carga	1363	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.82 Configuração do Bloco 227

Anexo C.83 Dados para obtenção do recalque do Bloco 227

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	311,08	cm
Relação L/D	4,82	-
K - Relação E_{eq}/E_s	137,27	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,22	-
R_k	1,09	-
R_h	0,21	-
R_v	0,93	-
I	0,04683	-

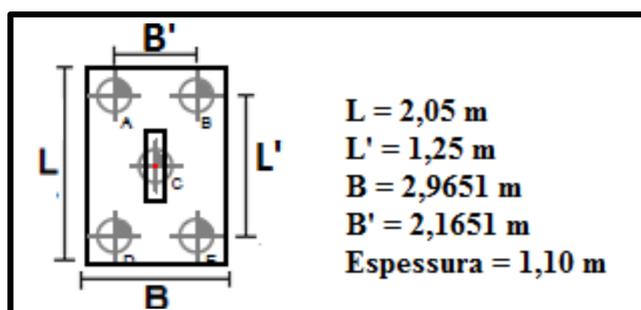
Anexo C.84 Previsão de recalque do Bloco 227

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,00062	m
	0,62	mm

- P228

Anexo C.85 Propriedades gerais do Bloco 228

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,48	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	3737	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.86 Configuração do Bloco 228

Anexo C.87 Dados para obtenção do recalque do Bloco 228

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_s	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,21	-
R_k	1,1	-
R_h	0,2	-
R_v	0,937	-
I	0,04329	-

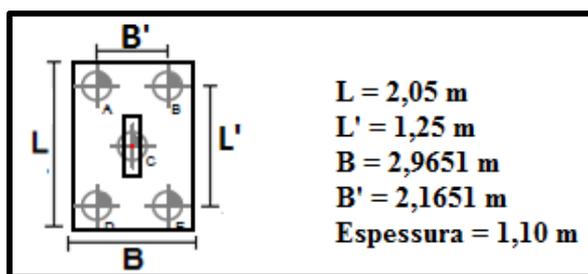
Anexo C.88 Previsão de recalque do Bloco 228

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0014	m
	1,4	mm

- **P229**

Anexo C.89 Propriedades gerais do Bloco 229

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,48	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	3692	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.90 Configuração do Bloco 229

Anexo C.91 Dados para obtenção do recalque do Bloco 229

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_S	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,21	-
R_k	1,1	-
R_h	0,2	-
R_v	0,937	-
I	0,04329	-

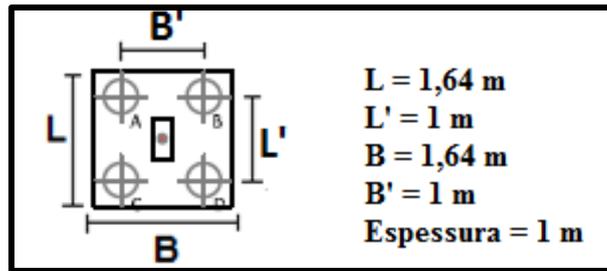
Anexo C.92 Previsão de recalque do Bloco 229

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0013	m
	1,3	mm

- **P230**

Anexo C.93 Propriedades gerais do Bloco 230

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	4	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_r)	5026,54	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	26896	cm ²
Carga	1498	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.94 Configuração do Bloco 230

Anexo C.95 Dados para obtenção do recalque do Bloco 230

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	208,28	cm
Relação L/D	7,2	-
K - Relação E_{eq}/E_S	304,98	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,16	-
R_k	1,16	-
R_h	0,31	-
R_v	0,93	-
I	0,05351	-

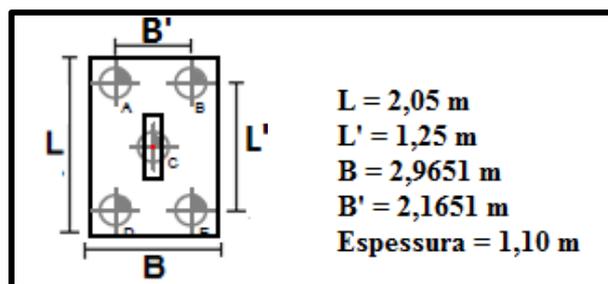
Anexo C.96 Previsão de recalque do Bloco 230

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0012	cm
	1,2	mm

- **P233**

Anexo C.97 Propriedades gerais do Bloco 233

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_r)	9817,48	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	4396	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.98 Configuração do Bloco 233

Anexo C.99 Dados para obtenção do recalque do Bloco 233

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_s	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,21	-
R_k	1,1	-
R_h	0,2	-
R_v	0,937	-
I	0,04329	-

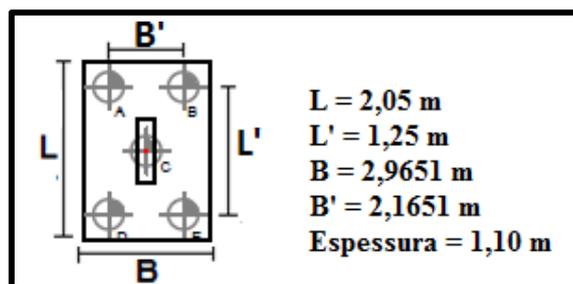
Anexo C.100 Previsão de recalque do Bloco 233

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0016	m
	1,6	mm

- **P234**

Anexo C.101 Propriedades gerais do Bloco 234

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	5	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	9817,48	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	60784,55	cm ²
Carga	4182	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.102 Configuração do Bloco 234

Anexo C.103 Dados para obtenção do recalque do Bloco 234

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	313,11	cm
Relação L/D	4,79	-
K - Relação E_{eq}/E_S	263,71	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,21	-
R_k	1,1	-
R_h	0,2	-
R_v	0,937	-
I	0,04329	-

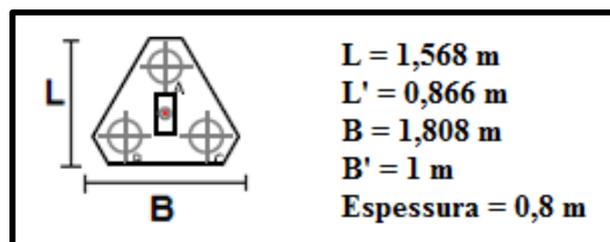
Anexo C.104 Previsão de recalque do Bloco 234

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0015	cm
	1,5	mm

- **P235**

Anexo C.105 Propriedades gerais do Bloco 235

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	3	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	3769,91	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	14174,72	cm ²
Carga	1132	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.106 Configuração do Bloco 235

Anexo C.107 Dados para obtenção do recalque do Bloco 235

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	151,20	cm
Relação L/D	9,92	-
K - Relação E_{eq}/E_s	433,6	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,15	-
R_k	1,13	-
R_h	0,38	-
R_v	0,928	-
I	0,05977	-

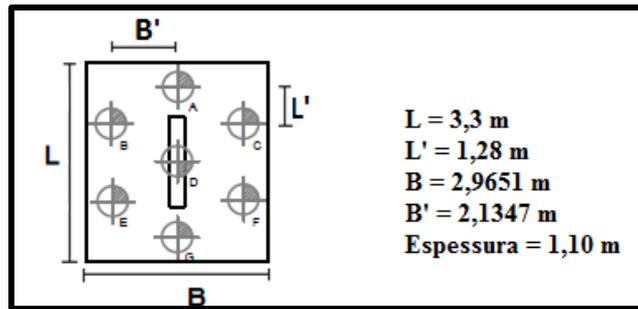
Anexo C.108 Previsão de recalque do Bloco 235

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0011	cm
	1,1	mm

- **P236**

Anexo C.109 Propriedades gerais do Bloco 236

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	7	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	13744,47	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	97848,3	cm ²
Carga	2505	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.110 Configuração do Bloco 236

Anexo C.111 Dados para obtenção do recalque do Bloco 236

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	397,27	cm
Relação L/D	3,78	-
K - Relação E_{eq}/E_s	229,48	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,24	-
R_k	1,02	-
R_h	0,15	-
R_v	0,94	-
I	0,03452	-

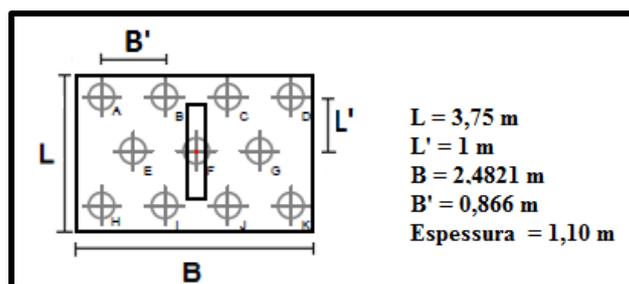
Anexo C.112 Previsão de recalque do Bloco 236

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0009	m
	0,9	mm

- **P237**

Anexo C.113 Propriedades gerais do Bloco 237

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	11	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_1)	13823	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	93078,75	cm ²
Carga	3597	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.114 Configuração do Bloco 237

Anexo C.115 Dados para obtenção do recalque do Bloco 237

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	387,4619	cm
Relação L/D	3,87	-
K - Relação E_{eq}/E_S	242,56	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,25	-
R_k	1,07	-
R_h	0,16	-
R_v	0,938	-
I	0,04015	-

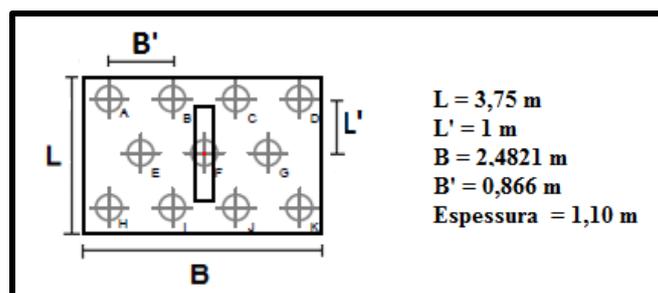
Anexo C.116 Previsão de recalque do Bloco 237

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0031	m
	3,1	mm

- **P238**

Anexo C.117 Propriedades gerais do Bloco 238

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	11	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	13823,0	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	93075	cm ²
Carga	4339	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.118 Configuração do Bloco 238

Anexo C.119 Dados para obtenção do recalque do Bloco 238

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	387,45	cm
Relação L/D	3,87	-
K - Relação E_{eq}/E_s	242,57	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,25	-
R_k	1,07	-
R_h	0,17	-
R_v	0,94	-
I	0,04275	-

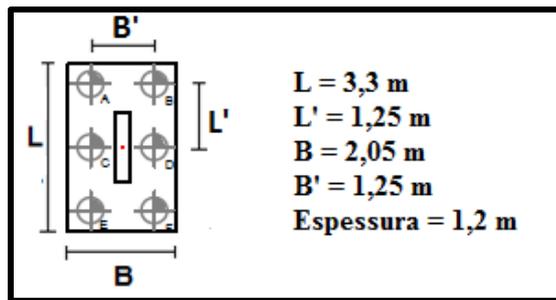
Anexo C.120 Previsão de recalque do Bloco 238

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0035	m
	3,5	mm

- P239**

Anexo C.121 Propriedades gerais do Bloco 239

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	50	cm
Σ áreas das seções (A_t)	11780,97	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	67650	cm ²
Carga	2520	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.122 Configuração do Bloco 239

Anexo C.123 Dados para obtenção do recalque do Bloco 239

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	330,32	cm
Relação L/D	4,54	-
K - Relação E_{eq}/E_S	284,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,21	-
R_k	1,08	-
R_h	0,2	-
R_v	0,934	-
I	0,04237	-

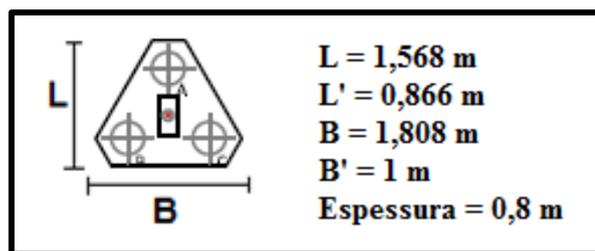
Anexo C.124 Previsão de recalque do Bloco 239

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,001	m
	1	mm

- **P240**

Anexo C.125 Propriedades gerais do Bloco 240

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	3	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	3769,91	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	14174,72	cm ²
Carga	1156	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.126 Configuração do Bloco 240

Anexo C.127 Dados para obtenção do recalque do Bloco 240

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	151,20	cm
Relação L/D	9,92	-
K - Relação E_{eq}/E_s	433,6	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,15	-
R_k	1,13	-
R_h	0,38	-
R_v	0,928	-
I	0,05977	-

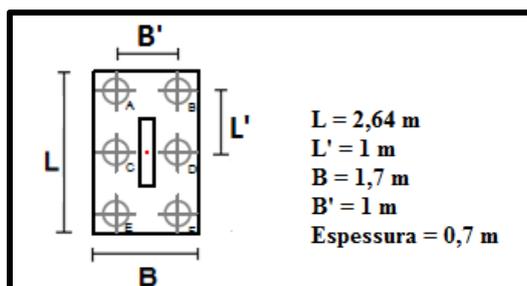
Anexo C.128 Previsão de recalque do Bloco 240

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0012	m
	1,2	mm

- **P241**

Anexo C.129 Propriedades gerais do Bloco 241

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	7539,82	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	44880	cm ²
Carga	2640	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.130 Configuração do Bloco 241

Anexo C.131 Dados para obtenção do recalque do Bloco 241

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	269,05	cm
Relação L/D	5,58	-
K - Relação E_{eq}/E_s	274,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,19	-
R_k	1,1	-
R_h	0,3	-
R_v	0,935	-
I	0,05862	-

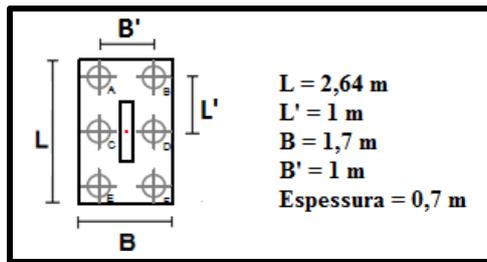
Anexo C.132 Previsão de recalque do Bloco 241

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0015	m
	1,5	mm

- **P242**

Anexo C.133 Propriedades gerais do Bloco 242

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Número de estacas	6	Unid.
Diâmetro	40	cm
Σ áreas das seções (A_t)	7539,82	cm ²
Área circun. ao Bloco (A_g)	44880	cm ²
Carga	3151	kN
Comprimento	1500	cm



Anexo C.134 Configuração do Bloco 242

Anexo C.135 Dados para obtenção do recalque do Bloco 242

Propriedades	Quant.	Unid. de medida
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	269,05	cm
Relação L/D	5,58	-
K - Relação E_{eq}/E_s	274,26	-
Relação H/L	1,13	-
I_0	0,19	-
R_k	1,1	-
R_h	0,3	-
R_v	0,935	-
I	0,05862	-

Anexo C.136 Previsão de recalque do Bloco 242

Previsão de recalque da estaca equivalente		
ρ	0,0016	m
	1,6	mm

ANEXO D

Anexo D.1a Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P215

Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
P215	Início do 1º	-918,182	25	-0,0405022
	Final do 1º	5500	50	-0,0802568
	Início do 2º	12,5	0	-0,0419287
	Final do 2º	847,8261	0	-0,0415282
	Início do 3º	4,761905	0	0,0445633
	Final do 3º	28,57143	0	0,0441112
	Início do 4º	100	0	0,0470588
	Final do 4º	-2,94118	0	0
	Início do 5º	0	0	0
	Final do 5º	-1,5873	0	0,0489237
	Início do 6º	0	0	0
	Final do 6º	0	0	0
	Início do 7º	0	0	0
	Final do 7º	0	0	0,0545256
	Início do 8º	0	0	0
	Final do 8º	0	0	0,0579039
	Início do 9º	0	0	0
	Final do 9º	0	0	0,0617665
	Início do 10º	0	0	0
	Final do 10º	0	0	0
	Início do 11º	0	0	0
	Final do 11º	0	0	0
	Início do 12º	0	0	0,0783085
	Final do 12º	0	0	0
	Início do 13º	0	0	0
	Final do 13º	0	0	0
	Início do 14º	0	0	0
	Final do 14º	0	0	0
	Início do 15º	0	0	0
	Final do 15º	0	0	0

Anexo D.1b Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P215 (Continuação)

Variação relativa (%)				
Pilar	Pavimento	Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
	Início do 16°	0	0	0
	Final do 16°	0	0	0
	Início do 17°	0	0	0
	Final do 17°	0	0	0
	Início do 18°	0	0	0
	Final do 18°	0	0	0
	Início do 19°	0	0	0
	Final do 19°	0	0	0
	Início do 20°	0	0	0
	Final do 20°	0	0	0
	Início do 21°	0	0	0
	Final do 21°	0	0	0
	Início do 22°	0	0	0
	Final do 22°	0	0	0
	Início do 23°	0	0	0
	Final do 23°	0	0	0
	Início do 24°	0	0	0
	Final do 24°	0	0	0
	Início do 25°	0	0	0
	Final do 25°	0	0	0
	Média	111,42	1,5	0,005

Anexo D.2a Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P216

Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
P216	Início do 1°	-2478,2609	-50	-0,1786352
	Final do 1°	4225	-200	-0,1760563
	Início do 2°	-61,904762	9,0909091	-0,2209131
	Final do 2°	-1712,1212	33,3333333	-0,2538071
	Início do 3°	-40	0	0,0382848
	Final do 3°	-32,467532	0	0,0376932
	Início do 4°	-5	0	0
	Final do 4°	400	0	0
	Início do 5°	0	0	0
	Final do 5°	-5,8823529	0	0
	Início do 6°	0	0	0
	Final do 6°	0	0	0
	Início do 7°	0	0	0
	Final do 7°	3,2258065	0	0
	Início do 8°	0	0	0
	Final do 8°	0	0	0
	Início do 9°	0	0	0,0486618
	Final do 9°	0	0	0
	Início do 10°	0	0	0
	Final do 10°	0	0	0
	Início do 11°	0	0	0
	Final do 11°	0	0	0
	Início do 12°	0	0	0
	Final do 12°	0	0	0
	Início do 13°	0	0	0
	Final do 13°	0	0	0
	Início do 14°	0	0	0
	Final do 14°	0	0	0
	Início do 15°	0	0	0
	Final do 15°	0	0	0

Anexo D.2b Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P216 (Continuação)

Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
	Início do 16°	0	0	0
	Final do 16°	0	0	0
	Início do 17°	0	0	0
	Final do 17°	0	0	0
	Início do 18°	0	0	0
	Final do 18°	0	0	0,255102
	Início do 19°	0	0	0
	Final do 19°	0	0	0
	Início do 20°	0	0	0
	Final do 20°	0	0	0
	Início do 21°	0	0	0
	Final do 21°	0	0	0
	Início do 22°	0	0	0
	Final do 22°	0	0	0
	Início do 23°	0	0	0
	Final do 23°	0	0	0
	Início do 24°	0	0	0
	Final do 24°	0	0	0
	Início do 25°	0	0	0
	Final do 25°	0	0	0
	Média	5,85	-4,15	-0,009

Anexo D.3a Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P221

Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
P221	Início do 1º	-500	17,24138	0,063633
	Final do 1º	-1400	70	0,063131
	Início do 2º	-14,2857	-4,08163	-0,03317
	Final do 2º	-250	-11,5385	-0,03289
	Início do 3º	0	0	-0,0346
	Final do 3º	-10	-182,759	-0,03431
	Início do 4º	20	-142,029	-0,03672
	Final do 4º	0	-243,75	-0,0365
	Início do 5º	0	0	0
	Final do 5º	0	0	-0,03861
	Início do 6º	0	0	-0,04124
	Final do 6º	0	0	0
	Início do 7º	0	0	0
	Final do 7º	0	0	-0,04359
	Início do 8º	0	0	-0,04693
	Final do 8º	0	0	0
	Início do 9º	0	0	0
	Final do 9º	0	0	-0,04995
	Início do 10º	0	0	-0,05435
	Final do 10º	0	0	0
	Início do 11º	0	0	-7,88043
	Final do 11º	0	0	-7,8125
	Início do 12º	0	0	-8,55457
	Final do 12º	0	0	-8,46963
	Início do 13º	0	0	-9,28433
	Final do 13º	0	0	-9,18953
	Início do 14º	0	0	-10,1635
	Final do 14º	0	0	-10,1124
	Início do 15º	0	0	-11,3133
	Final do 15º	0	0	-11,1719

Anexo D.3b Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P221 (Continuação)

Variação relativa (%)				
Pilar	Pavimento	Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
	Início do 16º	0	0	-12,7565
	Final do 16º	0	0	-12,5659
	Início do 17º	0	0	-14,6067
	Final do 17º	0	0	-14,2714
	Início do 18º	0	0	-16,9654
	Final do 18º	0	0	-16,6471
	Início do 19º	0	0	-20,4317
	Final do 19º	0	0	-19,9438
	Início do 20º	0	0	-25,6318
	Final do 20º	0	0	-24,7368
	Início do 21º	0	0	-34,2233
	Final do 21º	0	0	-32,8671
	Início do 22º	0	0	-51,2915
	Final do 22º	0	0	-48,6111
	Média	-48,961	-11,2936	-9,99678

Anexo D.4a Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P224

Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
P224	Início do 1°	-5200	0	0,000
	Final do 1°	4675	0	0,000
	Início do 2°	51,85185	0	0,125
	Final do 2°	-698,462	0	0,082
	Início do 3°	1,510574	0	0,043
	Final do 3°	-145,455	0	0,043
	Início do 4°	-4	0	0,046
	Final do 4°	-2,46914	0	0,045
	Início do 5°	0	0	0,048
	Final do 5°	2,040816	0	0,048
	Início do 6°	0	0	0,051
	Final do 6°	0	0	0,050
	Início do 7°	0	0	0,054
	Final do 7°	0	0	0,000
	Início do 8°	0	0	0,057
	Final do 8°	0	0	0,000
	Início do 9°	0	0	0,000
	Final do 9°	0	0	0,060
	Início do 10°	0	0	0,000
	Final do 10°	0	0	0,064
	Início do 11°	0	0	0,070
	Final do 11°	0	0	0,000
	Início do 12°	0	0	0,076
	Final do 12°	0	0	0,000
	Início do 13°	0	0	0,000
	Final do 13°	0	0	0,000
	Início do 14°	0	0	0,000
	Final do 14°	0	0	0,000
	Início do 15°	0	0	0,102
	Final do 15°	0	0	0,000

Anexo D.4b Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P224 (Continuação)

Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
	Início do 16º	0	0	0,115
	Final do 16º	0	0	0,000
	Início do 17º	0	0	0,000
	Final do 17º	0	0	0,000
	Início do 18º	0	0	0,000
	Final do 18º	0	0	0,000
	Início do 19º	0	0	0,000
	Final do 19º	0	0	0,000
	Início do 20º	0	0	0,000
	Final do 20º	0	0	0,000
	Início do 21º	0	0	0,000
	Final do 21º	0	0	0,000
	Início do 22º	0	0	0,000
	Final do 22º	0	0	0,000
	Início do 23º	0	0	0,000
	Final do 23º	0	0	0,000
	Início do 24º	0	0	0,000
	Final do 24º	0	0	0,000
	Início do 25º	0	0	0,000
	Final do 25º	0	0	0,000
	Média	-26,3996	0	0,0235557

Anexo D.5a Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P231

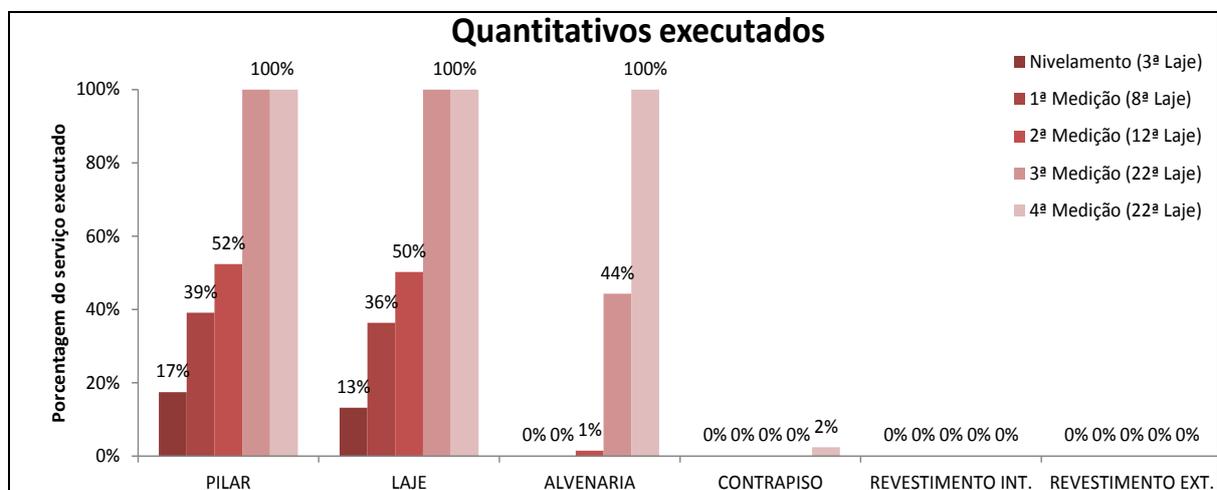
Pilar	Pavimento	Variação relativa (%)		
		Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
P231	Início do 1°	-3273,33	0	0,211939
	Final do 1°	4778,261	0	0,208914
	Início do 2°	-115,278	-16,6667	0,218341
	Final do 2°	-1811,11	-20	0,215131
	Início do 3°	-21,8182	0	0
	Final do 3°	-43,871	0	0
	Início do 4°	-4,71698	0	-0,04023
	Final do 4°	-84,6154	0	-0,03981
	Início do 5°	0	0	-0,04195
	Final do 5°	-6,75676	0	0
	Início do 6°	2,5	0	-0,04376
	Final do 6°	-7,69231	0	0
	Início do 7°	3,703704	0	0
	Final do 7°	0	0	0
	Início do 8°	0	0	-0,04778
	Final do 8°	0	0	0
	Início do 9°	0	0	0
	Final do 9°	20	0	0
	Início do 10°	0	0	0
	Final do 10°	0	0	0
	Início do 11°	0	0	0
	Final do 11°	0	0	-0,0545
	Início do 12°	0	0	-0,05834
	Final do 12°	0	0	0
	Início do 13°	0	0	0
	Final do 13°	0	0	0
	Início do 14°	0	0	0
	Final do 14°	0	0	0
	Início do 15°	0	0	0
	Final do 15°	0	0	0

Anexo D.5b Variação relativa dos esforços de cada pavimento para o P231 (Continuação)

Variação relativa (%)				
Pilar	Pavimento	Momento em x	Momento em y	Esforço Normal
	Início do 16º	0	0	-0,07485
	Final do 16º	0	0	0
	Início do 17º	0	0	0
	Final do 17º	0	0	-0,07886
	Início do 18º	0	0	0
	Final do 18º	0	0	0
	Início do 19º	0	0	0
	Final do 19º	0	0	0
	Início do 20º	0	0	-0,10428
	Final do 20º	0	0	0
	Início do 21º	0	0	0
	Final do 21º	0	0	0
	Início do 22º	0	0	0
	Final do 22º	0	0	0
	Início do 23º	0	0	-0,14368
	Final do 23º	0	0	0
	Início do 24º	0	0	0
	Final do 24º	0	0	-0,15314
	Início do 25º	0	0	0
	Final do 25º	0	0	0
	Média	-11,2946	-0,73333	-0,00054

ANEXO E

- **Dados referente ao monitoramento de recalque para a Torre B**



Anexo E.1 Quantitativo dos serviços executados nas medições da Torre B

Anexo E.2 Recalque total e velocidade de recalque das quatro medições realizadas na Torre B

Torre B													
Pilares	Data	Data	Data	Data	Data	Tt = 28 dias		Tt = 70 dias		Tt = 140 dias		Tt = 230 dias	
	15/12/11	12/01/12	23/02/12	03/05/12	01/08/12	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)
	Niv.	1ª Med.	2ª Med.	3ª Med.	4ª Med.								
	Cota de Ref. (mm)												
P209	2574,555	2572,530	2570,510	2568,905	2569,655	2,025	72,32	4,045	57,79	5,650	40,36	4,890	21,26
P212	2497,735	2495,510	2493,950	2493,170	2493,695	2,225	79,46	3,785	54,07	4,565	32,61	4,040	17,57
P218	2680,600	2679,040	2676,860	2677,180	2676,540	1,560	55,71	3,740	53,43	3,420	24,43	4,060	17,65
P223	2478,780	2478,405	2476,140	2474,610	2475,045	0,375	13,39	2,640	37,71	4,170	29,79	3,735	16,24
P225	2530,370	2529,925	2528,160	2527,405	2525,895	0,445	15,89	2,210	31,57	2,965	21,18	4,475	19,46
P226	2611,480	2609,810	2609,650	2607,620	2606,180	1,670	59,64	1,830	26,14	3,860	27,57	5,300	23,04
P233	2551,475	2550,555	2550,355	2548,445	2546,980	0,920	32,86	1,120	16,00	3,030	21,64	4,495	19,54
P234	2563,640	2562,325	2560,445	2558,830	2559,080	1,315	46,96	3,195	45,64	4,810	34,36	4,560	19,83
P235	2558,510	2558,270	2558,000	2556,900	2555,550	0,240	8,57	0,510	7,29	1,610	11,50	2,960	12,87
P237	2575,000	2575,340	2573,640	2573,350	2572,540	-0,340	-	1,360	19,43	1,650	11,79	2,460	10,70
P238	2548,425	2547,750	2545,760	2545,630	2545,930	0,675	24,11	2,665	38,07	2,795	19,96	2,495	10,85
P240	2472,270	2470,650	2468,860	2467,515	-	1,620	57,86	3,410	48,71	4,755	33,96	-	-