Universidade Federal de Pernambuco
Centro Acadêmico do Agreste
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental

Yago Ryan Pinheiro dos Santos

ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM CASO DE OBRA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO

CARUARU
2018

YAGO RYAN PINHEIRO DOS SANTOS

ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM CASO DE OBRA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração: Tecnologia Ambiental

Orientadora: Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello

Coorientador: Dr. Alexandre Duarte Gusmão

CARUARU

2018

Catalogação na fonte:
Bibliotecária – Paula Silva - CRB/4 - 1223

S237e Santos, Yago Ryan Pinheiro dos.
Estudo da interação solo-estrutura de um caso de obra de edifícios com fundações em maciço rochoso. / Yago Ryan Pinheiro dos Santos. - 2018.
174f.; il.: 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.
Coorientador: Alexandre Duarte Gusmão.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2018.
Inclui Referências.

1. Estrutura do solo (geo). 2. Fundações (Engenharia) (geo). 3. Rochas (geo). 4. Recalque de estruturas (geo). 5. Engenharia – Instrumentos (geo). 6. Elasticidade. I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Gusmão, Alexandre Duarte (Coorientador). III. Título.

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2018-140)

YAGO RYAN PINHEIRO DOS SANTOS

ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM CASO DE OBRA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), como requisito para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovada em: 09/07/2018.

BANCA EXAMINADORA

_____

Profª. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Orientadora)

Universidade Federal de Pernambuco

_____

Profº. Dr. Alexandre Duarte Gusmão (Coorientador)

Universidade de Pernambuco

_____

Profª. Dra. Analice França Lima Amorim (Examinadora Externa)

Universidade Federal de Pernambuco

_____

Profº. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira (Examinador Externo)

Universidade Católica de Pernambuco

Dedico e agradeço aos meus pais, Kátia e Arnaldo, por terem me dado todo o suporte necessário para a realização e conclusão deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, primeiramente, por ter me dado forças e iluminado o meu caminho para que eu pudesse concluir este trabalho.

Aos meus pais, Kátia e Arnaldo, por tudo que já fizeram por mim, até hoje.

Às minhas irmãs, Kathaline e Kari, pela amizade e palavras de motivação e apoio.

À minha orientadora, Maria Isabela Bello, pela disponibilidade em me orientar, pelos conhecimentos transmitidos e por sempre me motivar e incentivar com suas palavras amigas durante todo o período do mestrado.

Ao meu Coorientador, Alexandre Gusmão, pela orientação, pelos conhecimentos transmitidos e por ter sugerido e disponibilizado o tema e objeto de estudo deste trabalho.

Aos professores do PPGECAM, por terem contribuído enormemente para o conhecimento que tenho hoje.

À TQS Informática, pela licença concedida a mim, para a utilização do software CAD/TQS e pelo excelente suporte dado sempre que precisei durante todo esse período.

Ao engenheiro e colega de profissão Eurico Júnior, pela disponibilidade em me ajudar quando necessitei, em questões relacionadas a este trabalho.

À construtora responsável pela obra do objeto de estudo da dissertação, em especial aos colegas de profissão Marília Santos e Danilo Guerra, pela atenção e fornecimento das informações solicitadas.

Aos meus amigos, pela motivação e apoio para a conclusão desta dissertação.

RESUMO

A interação solo-estrutura (ISE) avalia como a deformabilidade do solo ou da rocha impõe à estrutura, um fluxo de carregamento diferente da hipótese de apoios indeslocáveis, alterando, assim, os esforços atuantes nos elementos estruturais e nas reações do terreno. A presente pesquisa tem como objetivo analisar os efeitos da interação solo-estrutura em um caso de obra de um empreendimento residencial composto por duas torres em concreto armado de múltiplos pavimentos, intituladas torres "A" e "B", com fundações superficiais em maciço rochoso e que, tiveram seus recalques monitorados por meio de instrumentação de campo em cinco estágios de sua construção. Foi realizado um estudo acerca dos valores de recalques obtidos em campo e estimados recalques via curvas de isorecalques para alguns pontos analisados. Em seguida, realizou-se a modelagem numérica e análise estrutural dos edifícios via *software* CAD/TQS, considerando os dados reais do empreendimento, e a estrutura com seus apoios fixos (indeslocáveis) e deslocáveis (com coeficientes de mola de rigidez "K"), contemplando dois diferentes casos de interação solo-estrutura (ISE caso 1 e 2). Foi avaliada a redistribuição de esforços entre os pilares das duas torres imposta pela deslocabilidade de seus apoios, não só em relação à transferência de esforços entre os pilares centrais com os de extremidade, como também, em função da magnitude dos recalques apresentados por cada um dos pilares, do alívio e aumento de esforços máximos observados e em termos médios de redistribuição. Foi realizada, ainda, a retroanálise acerca da determinação do módulo de elasticidade (E_s) da rocha do terreno de fundação a partir dos recalques obtidos anteriormente, construindo correlações pertinentes aos estudos realizados. Dentre os resultados obtidos, observou-se valores de recalques diferenciais na ordem de 12,47 mm para a torre "A" e de 7,64 mm para a torre "B", com a evolução dos seus recalques parciais ocorrendo a velocidades dentro dos limites de segurança estabelecidos. Os resultados apontaram ainda que, de fato, os efeitos da ISE puderam ser notados no caso de obra analisado, mesmo que de maneira pouco expressiva, podendo ser observada uma redistribuição de esforços entre seus pilares reduzida, a qual comportou-se de diferentes formas quando comparadas as duas torres, os diferentes estágios de obra analisados e os casos de ISE 1 e 2. Por fim, a retroanálise apresentou resultados satisfatórios para a estimativa dos valores de E_s, encontrando valores reduzidos numa faixa de valores entre 0,14 e 2,03 GPa, sendo útil a aplicação dos dados obtidos em estudos a serem realizados próximos à área de abrangência deste trabalho.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Fundações. Maciço rochoso. Recalques. Instrumentação de campo. Módulo de elasticidade da rocha.

ABSTRACT

The soil-structure interaction (SSI) evaluates how soil or rock deformability imposes on the structure a load flow different from the hypothesis of fixed supports, altering the loads acting on the structural elements and the ground. The study aims to analyze the effects of soil-structure interaction in a case study of a residential project consisting of two reinforced concrete towers, called towers “A” and “B”, with shallow foundations in rocky mass and that their settlements were monitored by means of field instrumentation in five stages of their construction. A study was carried out on the values of field settlements and estimated settlements through interpolation curves for some analyzed points. Then, numerical modeling and structural analysis of the buildings were carried out using CAD / TQS software, considering real informations of the project, and the structure with its fixed (undeslocated) and displaceable supports (with stiffness spring coefficients "K"), considering two different cases of soil-structure interaction (case 1 and 2). The redistribution of loads between the columns of the two towers imposed by the dislocation of their support was evaluated, not only in relation to the transfer of loads between the central and borders columns, but also due to the magnitude of the settlements presented by each of the two towers, relief and increase of maximum loads observed and in average terms of redistribution. The analysis of the Young's modulus (E_s) of the foundation rock was also performed, based on the previously obtained settlements, constructing correlations pertinent to the studies carried out. Among the results, we observed values of differential settlements in the order of 12.47 mm for tower "A" and 7.64 mm for tower "B", with the evolution of its partial settlements occurring at speeds within the established safety limits. The results pointed out that, in fact, the SSI effects could be noticed in the case analyzed, even if in a little expressive way, and a redistribution of loads between its reduced columns could be observed, which behaved in different ways when comparing the two towers, the different stages of construction analyzed and the SSI 1 and 2 cases. Finally, the analysis presented satisfactory results for the estimation of E_s values, finding reduced values in a range between 0.14 and 2.03 GPa, being useful the application of the data obtained in studies to be performed near the area of coverage this construction.

Keywords: Soil-Structure interaction. Foundations. Rocky mass. Settlements. Field instrumentation. Young’s modulus of rock.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Suavização da deformada de recalques com a interação solo-estrutura 26
Figura 2 - Recalques observados em grupo de três prédios da cidade de Santos/SP 28
Figura 3 - Representação da redistribuição de cargas entre os pilares da edificação em porcentagem 29
Figura 4 - Galpão metálico para o estudo dos efeitos da ISE 32
Figura 5 - Modelo numérico representativo para o estudo da interação solo-estrutura em uma ponte real da Argélia 34
Figura 6 - Pórtico plano para estudo da fragilidade e efeitos de forças atuantes de uma estrutura com a ISE 36
Figura 7 - Protótipo do pórtico representativo da estrutura 37
Figura 8 - Representação do movimento das fundações 40
Figura 9 - Modelo geomecânico para estudo de recalques em rochas 42
Figura 10 - Esquema simplificado para o monitoramento de recalques 45
Figura 11 - (a) Marco de referência e (b) pino metálico de extremidade esférica para o monitoramento de recalques 45
Figura 12 - Exemplo de estrutura modelada pelo CAD/TQS 48
Figura 13 - Interface do modelador estrutural CAD/TQS 49
Mapa 1 - Localização do caso de obra estudado 50
Fotografia 1 - Torres “A” (à direita) e “B” (à esquerda) concluídas 51
Figura 14 - Detalhamento da laje nervurada 52
Figura 15 - Planta de locação dos pilares da torre “A” 53
Figura 16 - Planta de locação dos pilares da torre “B” 53
Mapa 2 - Localização da cidade de Caruaru/PE na região do Planalto da Borborema 54
Fotografia 2 - Amostra da rocha obtida (a) pelo furo de sondagem SM-02 da área do terreno da torre “A” e (b) pelo furo de sondagem SM-09 da área do terreno da torre “B” . 56
Figura 17 - Localização dos furos de sondagem mista e planta de projeção das sapatas da área da torre “A” 57
Figura 18 - Localização dos furos de sondagem mista e planta de projeção das sapatas da área da torre “B” 58
Figura 19 - Perfil geotécnico representativo do terreno da torre “A” 58
Figura 20 - Perfil geotécnico representativo do terreno da torre “B” 59
Fluxograma 1 - Resumo da metodologia deste trabalho 66

Figura 21 - Entrada do modelo estrutural IV para modelagem de edifícios em pórtico espacial e grelhas 68
Figura 22 - Representação da estrutura da torre “A” nos estágios de obra (a) 1 e (b) 2, 3, 4 e 5 70
Figura 23 - Representação da estrutura da torre “B” nos estágios de obra (a) 1 e (b) 2, 3, 4 e 5 70
Figura 24 - Entrada para os dados da mola de translação Z de valores “K” 72
Figura 25 - Radiers fictícios das torres "A" (RA01) e "B" (RB01) 73
Figura 26 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 1 74
Figura 27 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 2 75
Figura 28 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 3 75
Figura 29 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 4 76
Figura 30 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 5 76
Gráfico 1 - Evolução dos recalques com o tempo observados na torre “A” 78
Figura 31 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 1 78
Figura 32 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 2 79
Figura 33 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 3 79
Figura 34 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 4 80
Figura 35 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 5 80
Gráfico 2 - Evolução dos recalques com o tempo observados na torre “B” 82
Figura 36 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 1 85
Figura 37 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 2 85
Figura 38 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 3 86
Figura 39 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 4 86
Figura 40 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 5 87
Figura 41 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 1 88
Figura 42 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 2 88
Figura 43 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 3 89
Figura 44 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 4 89
Figura 45 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 5 90
Gráfico 3 - Velocidades parciais dos recalques da torre “A” ao longo do tempo 91
Gráfico 4 - Velocidades parciais dos recalques da torre “B” ao longo do tempo 92
Gráfico 5 - – Distorções angulares observadas nas torres “A” e “B” 93

Gráfico 6 - Esforços totais observados nos estágios da obra ao longo do tempo 95
Gráfico 7 - Evolução dos esforços totais torre “A” – S/ISE 101
Gráfico 8 - Evolução dos esforços totais torre “A” – ISE caso 1 102
Gráfico 9 - Evolução dos esforços totais torre “A” – ISE caso 2 102
Gráfico 10 - Evolução dos esforços totais torre "B" - S/ISE 103
Gráfico 11 - Evolução dos esforços totais torre "B" – ISE caso 1 103
Gráfico 12 - Evolução dos esforços totais torre "B" – ISE caso 2 104
Gráfico 13 - Esforços totais observados entre os pilares centrais – Torre “A” 105
Gráfico 14 - Esforços totais observados entre os pilares de extremidade – Torre “A” 105
Gráfico 15 - Esforços totais observados entre os pilares centrais – Torre “B” 107
Gráfico 16 - Esforços totais observados entre os pilares de extremidade – Torre “B” 107
Gráfico 17 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “A” - ISE caso 1 109
Gráfico 18 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “A” - ISE caso 2 109
Gráfico 19 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “B” - ISE caso 1 110
Gráfico 20 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “B” - ISE caso 2 110
Gráfico 21 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “A” – ISE caso 1 112
Gráfico 22 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “A” – ISE caso 2 112
Gráfico 23 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “B” – ISE caso 1 114
Gráfico 24 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “B” – ISE caso 2 114
Gráfico 25 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre “A” – ISE caso 1 115
Gráfico 26 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre “A” – ISE caso 2 115
Gráfico 27 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre “B” – ISE caso 1 116

Gráfico 28 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre "B" – ISE caso 2 117
Gráfico 29 - Redistribuição de esforços entre os pilares da torre "A" em termos médios 118
Gráfico 30 - Redistribuição de esforços entre os pilares da torre "B" em termos médios 119
Mapa 3 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "A" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 1 121
Mapa 4 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "A" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 2 122
Mapa 5 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "A" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 3 123
Mapa 6 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "A" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 4 124
Mapa 7 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "A" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 5 125
Mapa 8 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "B" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 1 126
Mapa 9 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "B" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 2 127
Mapa 10 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "B" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 3 128
Mapa 11 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "B" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 4 129
Mapa 12 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre "B" nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 5 130
Gráfico 31 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre "A" – ISE caso 1 136
Gráfico 32 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre "A" – ISE caso 2 136
Gráfico 33 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre "B" – ISE caso 1 137
Gráfico 34 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre "B" – ISE caso 2 137
Gráfico 35 - Correlação entre os módulos E_s e os recalques observados na torre "A" – ISE caso 1 139

Gráfico 36 - Correlação entre os módulos E_s e os recalques observados na torre “B” – ISE caso 1 139
Gráfico 37 - Correlação entre os módulos E_s e os recalques observados na torre “A” – ISE caso 2 140
Gráfico 38 - Correlação entre os módulos Es e os recalques observados na torre “B” – ISE caso 2 140
Gráfico 39 - Comparação entre as curvas de evolução de recalques com o tempo dos elementos analisados baseada nos valores medidos e calculados com o E_s estimado – ISE caso 1 142
Gráfico 40 - Comparação entre as curvas de evolução de recalques com o tempo dos elementos analisados baseada nos valores medidos e calculados com o E_s estimado – ISE caso 2 142
Figura 46 - Furo de sondagem SM-01 – Torre “A” 159
Figura 47 - Furo de sondagem SM-02 – Torre “A” 160
Figura 48 - Furo de sondagem SM-03 – Torre “A” 161
Figura 49 - Furo de sondagem SM-B – Torre “A” 162
Figura 50 - Furo de sondagem SM-06 – Torre “A” 163
Figura 51 - Furo de sondagem SM-05 – Torre “A” 164
Figura 52 - Furo de sondagem SM-04 – Torre “A” 165
Figura 53 - Furo de sondagem SM-A – Torre “A” 166
Figura 54 - Furo de sondagem SM-08 – Torre “B” 167
Figura 55 - Furo de sondagem SM-07 – Torre “B” 168
Figura 56 - Furo de sondagem SM-C – Torre “B” 169
Figura 57 - Furo de sondagem SM-09 – Torre “B” 170
Figura 58 - Furo de sondagem SM-D – Torre “B” 171
Figura 59 - Furo de sondagem SM-10 – Torre “B” 172

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores limites de distorção angular em edifícios estruturados e paredes portantes 39
Tabela 2 - Valores de fator de forma (Cd) da área carregada de sapatas 44
Tabela 3 - Velocidades aceitáveis para evolução de recalques 47
Tabela 4 - Valores de resistência à compressão simples (RCS) da rocha do terreno de fundação 56
Tabela 5 - Estágios da obra da torre “A” 60
Tabela 6 - Estágios da obra da torre “B” 61
Tabela 7 - Recalques absolutos parciais - Torre "A" 62
Tabela 8 - Recalques absolutos parciais – Torre “B” 63
Tabela 9 - Especificações e peso específico calculados dos materiais constituintes da estrutura 69
Tabela 10 - Recalques absolutos parciais registrados – Torre “A” 77
Tabela 11 - Recalques absolutos parciais registrados – Torre “B” 81
Tabela 12 - Recalques médios e quantitativo de pilares com recalques acima e abaixo do recalque médio – Torre “A” 83
Tabela 13 - Recalques médios e quantitativo de pilares com recalques acima e abaixo do recalque médio – Torre “B” 84
Tabela 14 - Resumo dos principais valores encontrados para a análise de recalques das torres “A” e “B” 84
Tabela 15 - Esforços resultantes – Torre “A” 94
Tabela 16 - Esforços resultantes – Torre “B” 95
Tabela 17 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “A” – S/ISE e ISE caso 1 97
Tabela 18 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “A” – S/ISE e ISE caso 2 98
Tabela 19 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “B” – S/ISE e ISE caso 1 99
Tabela 20 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “B” – S/ISE e ISE caso 2 100
Tabela 21 - Redistribuição de esforços resultantes totais (%) – Torre “A" 105
Tabela 22 - Redistribuição de esforços resultantes totais (%) – Torre “B" 107

Tabela 23 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “A” – ISE caso 1 133
Tabela 24 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “A” – ISE caso 2 133
Tabela 25 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “B” – ISE caso 1..... 134
Tabela 26 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “B” – ISE caso 2..... 134
Tabela 27 - Intervalo de valores de Es obtidos..... 135
Tabela 28 - Equações da variação do módulo Es com o tempo 138
Tabela 29 - Equações, R^2 e recalques medidos e calculados das análises de Es..... 141
Tabela 30 - Velocidades parciais dos recalques da torre “A” 152
Tabela 31 - Velocidades parciais dos recalques da torre “B”..... 153
Tabela 32 - Coeficientes de Mola "K_i" torre “A” - ISE CASO 1..... 154
Tabela 33 - Coeficientes de Mola "K_m" torre “A” - ISE CASO 2..... 154
Tabela 34 - Coeficientes de Mola "K_i" torre “B” - ISE CASO 1..... 155
Tabela 35 - Coeficientes de Mola "K_m" torre “B” - ISE CASO 2..... 155
Tabela 36 - Cd, q e B torre "A" - ISE caso 1..... 156
Tabela 37 - Cd, q e B torre "B" - ISE caso 1..... 157
Tabela 38 - Cd, q e B torre "A" - ISE caso 2..... 158
Tabela 39 - Cd, q e B torre "B" - ISE caso 2..... 158
Tabela 40 - Dimensões das sapatas da torre "A"..... 173
Tabela 41 - Dimensões das sapatas da torre "B" 173
Tabela 42 - Mapeamento de emboço de fachada e contrapiso das torres "A" e "B"..... 174

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Calc.	Calculado
fck	Resistência característica do concreto
GPa	GigaPascal
ISE	Interação solo-estrutura
kN	Kilonewton
Med.	Medido
MPa	MegaPascal
MR	*Magnetorheological*
Rec.	Recalque
RCS	Resistência à Compressão Simples
RQD	*Rock-Quality Designation*
SAC	*Simple Adaptive Control*

LISTA DE SÍMBOLOS

q	Carregamento por unidade de área
C_d	Coeficiente de forma da área carregada da sapata
υ	Coeficiente de Poisson
L	Comprimento do vão
β	Distorção angular
$\mathbf{F_z}$	Esforço vertical
ω	Inclinação
B	Largura da sapata
μ	Micras
G*r*	Módulo de Cisalhamento
E_s	Módulo de elasticidade da rocha
γ	Peso específico
S_x, S_y e S_z	Posições ortogonais de descontinuidades
$\boldsymbol{\delta}$	Recalque
$\boldsymbol{\delta_i}$	Recalque absoluto
$\boldsymbol{\Delta\delta}$	Recalque diferencial
$\boldsymbol{\Delta\delta máx}$	Recalque diferencial máximo
$\boldsymbol{\delta_m}$	Recalque médio
K_s	Rigidez de Cisalhamento
K_n	Rigidez normal
$\boldsymbol{\theta}$	Rotação

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 19

1.1 Considerações Iniciais 19

1.2 Justificativa 20

1.3 Objetivos 21

1.3.1 Geral 21

1.3.2 Específicos 21

1.4 Estrutura da Dissertação 22

2 REVISÃO DA LITERATURA 23

2.1 Estudos Relacionados à Interação Solo-Estrutura (ISE) 23

2.2 Definições e Generalidades Sobre o Movimento das Fundações 37

2.2.1 Recalques 37

2.2.2 Rotação 38

2.2.3 Deflexões relativa e proporcional 38

2.2.4 Inclinação 39

2.2.5 Distorção angular 39

2.3 Movimento das Fundações em Rochas 40

2.3.1 A Metodologia de Schleicher (1926) 43

2.4 Monitoramento de Recalques 45

2.5 Modelador Estrutural de Edifícios CAD/TQS 48

3 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO CASO DE OBRA 50

3.1 Descrição Geral 50

3.2 Características Estruturais 51

3.3 Características Geológico-Geotécnicas do Local 54

3.4 Instrumentação e Monitoramento de Recalques 59

4 METODOLOGIA 64

4.1 Considerações Gerais 64

4.2 Estimativa de Recalques Pelas Curvas de Isorecalques 67

4.3 Modelagem Estrutural dos Edifícios 67

4.4 Procedimento Para Determinação dos Coeficientes de Mola dos Apoios da Estrutura 71

4.5 Estudo do Módulo de Elasticidade (E_s) da Rocha do Terreno de Fundação dos Edifícios 72
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES 74
5.1 Estudo dos Recalques do Caso de Obra 74
5.1.1 Resultados da estimativa de recalques pelas curvas de isorecalques 74
5.1.2 Deformada de Recalques do terreno da fundação dos edifícios 85
5.1.3 Velocidades parciais dos recalques 91
5.1.4 Distorções angulares dos edifícios analisados 92
5.2 Resultados da Modelagem Estrutural dos Edifícios 93
5.3 Análises da Interação Solo-Estrutura 96
5.3.1 Coeficientes de mola de rigidezes "K" 96
5.3.2 Redistribuição de esforços entre os pilares 96
5.4 Estudo Sobre o Módulo de Elasticidade (E_s) da Rocha do Terreno de Fundação dos Edifícios Analisados 132
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 144
6.1 Conclusões 144
6.2 Sugestões Para Pesquisas Futuras 146
REFERÊNCIAS 147
APÊNDICE A – Velocidades Parciais dos Recalques 152
APÊNDICE B - Coeficientes de mola "K" 154
APÊNDICE C – Valores de Cd, q, e B para o cálculo do módulo de elasticidade da rocha (E_s) do terreno de fundação 156
ANEXO A – Boletins de sondagens 159
ANEXO B – Dimensões dos elementos de fundação 173
ANEXO C – Mapeamento de emboço de fachada e contrapiso 174

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Convencionalmente, quando são elaborados os projetos de edificações de concreto armado, são consideradas três partes distintas: a superestrutura, composta por lajes, vigas e pilares; a infraestrutura, composta pelos elementos de fundação, seja ela direta, com o uso de sapatas e radiers, ou profundas, cujos elementos são estacas ou tubulões; e, por último, o maciço de solos ou rochas, que dão suporte às solicitações advindas da parcela da superestrutura.

A interação existente entre essas partes é chamada de interação solo-estrutura (ISE), cujo mecanismo descreve o desempenho dos sistemas de fundações juntamente com a superestrutura de edifícios e demais sistemas estruturais, e que, ao ser considerado, permite a elaboração de projetos com maior segurança e durabilidade, com melhor qualidade e de menor custo econômico, objetivos esses a serem atingidos dentro de um projeto de engenharia.

Apesar dos mecanismos da interação solo-estrutura, ao serem considerados dentro de um projeto, representarem de maneira mais realista o comportamento dos elementos de uma obra, geralmente são negligenciados, recaindo-se na tradicional prática onde os projetos da superestrutura são desenvolvidos admitindo-se que seus apoios são indeslocáveis, enquanto que, os projetos de fundações, ao serem dimensionados, levam em conta as deformações sofridas pelo material de suporte local, devido às solicitações advindas do projeto estrutural, sem uma integração direta com a estrutura.

Tal falta de uso destes mecanismos pode ser justificada pela dificuldade de sua representação, pois, tanto a superestrutura quanto os sistemas de fundações levam em consideração diversos fatores que, muitas vezes torna-se complicado combiná-los e representá-los dentro de um único sistema.

Embora tamanha dificuldade de representação, a interação solo-estrutura vem sendo estudada em âmbito mundial, desenvolvendo-se para os mais diversos sistemas estruturais (edifícios, pontes, galpões) e levando-se em consideração algumas características ou elementos que influenciam as partes constitutivas da estrutura (recalques, fluência do concreto, sismicidade, efeitos de segunda ordem, entre outros).

As análises da influência mútua entre as partes de um sistema estrutural podem ser explicadas por diversas metodologias presentes na literatura, a exemplo das propostas por Meyerhof (1953), Morris (1966), Lee & Brown (1972) e Poulos (1975). Os fatores como o número de pavimentos, processos construtivos, forma em planta da edificação, sequência

construtiva e outros efeitos relacionados ao comportamento do solo e da estrutura, contribuem para os mecanismos desta influência mútua (GUSMÃO, 1990).

Para que os estudos da ISE sejam representativos, tanto a superestrutura quanto o sistema de fundações das construções devem ser bem caracterizados. Quando essas fundações são executadas em rochas, realizar a caracterização do maciço rochoso de maneira adequada é de fundamental importância, pois prevê seu comportamento geomecânico frente às ações de intemperismo que eventualmente atuaram em sua estrutura.

Além disso, qualquer que seja o sistema de fundações em maciço rochoso, é imprescindível determinar a capacidade de carga do sistema, assim como estimar e monitorar em campo os recalques sofridos pelos elementos.

Embora não seja esperado, dependendo das condições em que a rocha se encontra na área onde será executada a obra, como também das solicitações impostas pela superestrutura no terreno, os recalques podem apresentar valores significativos; daí, a importância do monitoramento desses recalques em campo, cuja NBR 6122 (2010) relata a obrigatoriedade da prática em casos particulares, como em estruturas com carregamentos variáveis, estruturas com alturas superiores a 60 metros, fundações não convencionais, entre outros casos, sem desprezar esse tipo de instrumentação de campo em ocasiões mais comuns.

É notável a importância dos dados reais que são coletados em campo na contribuição em estudos da ISE, desde que estes sejam confiáveis, complementando o uso das metodologias já presentes na literatura.

Tendo em vista a importância do tema descrito no que se diz respeito aos fatores econômicos, de segurança, de desempenho e de durabilidade das construções, o presente trabalho busca contribuir para os estudos da interação solo-estrutura e de fundações em rochas, por meio de análises que associam dados coletados em campo com dados gerados em laboratório por meio de simulações numéricas, a fim de representar o comportamento de construções de edifícios em concreto armado e do maciço rochoso que dá suporte às estruturas estudadas, analisando os efeitos desta interação.

1.2 Justificativa

A busca por projetos visando segurança, qualidade, durabilidade e custos reduzidos tem se tornado cada vez mais frequente, e o uso de mecanismos que contribuam para atender a todas essas necessidades, é essencial.

A literatura mostra que o tema interação solo-estrutura está abrangendo cada vez mais situações diferentes relacionadas às obras da engenharia em geral, compreendendo análises em edificações em concreto armado, estruturas metálicas, túneis, pontes, dutos, paredes de concreto moldadas *in loco* e mais uma gama de elementos explorados considerando tal mecanismo.

Para o caso de obras de edificações em concreto armado, a ISE permite uma representação mais realista do comportamento dessas estruturas frente aos efeitos oriundos da sua interação com o maciço de suportes de seus esforços (solos e rochas); desta forma, tal ferramenta pode, muitas vezes, viabilizar projetos que antes não eram aceitos ao ser considerado uma análise puramente estrutural (convencional), onde desprezava-se o comportamento do terreno diante da superestrutura dimensionada.

A própria NBR 6122 (2010), que trata de projeto e execução de fundações, relata em seu item 5.5 a importância de se considerar os efeitos da interação solo-estrutura em estruturas onde a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição dos seus esforços.

Diante disto, o presente trabalho vem a contribuir, através da abordagem da interação solo-estrutura, para a literatura relacionada ao tema, mostrando sua importância e aplicabilidade em um caso prático de obra de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.

1.3 Objetivos

1.3.1 Geral

Analisar o desempenho da superestrutura e do sistema de fundações (formado por sapatas isoladas, associadas e pelo maciço rochoso) de um caso de obra de dois edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado, considerando os efeitos da interação solo-estrutura.

1.3.2 Específicos

Como objetivos específicos, o presente estudo pretende:

- Estabelecer correlações entre a distribuição dos esforços da estrutura e a evolução dos recalques monitorados em campo;
- Validar a representação do modelo estrutural do caso de obra estudado considerando seus apoios indeslocáveis e deslocáveis para as análises da ISE;

- Avaliar e quantificar os efeitos da interação solo-estrutura no que diz respeito à redistribuição dos esforços entre os pilares das edificações;
- Estudar e estabelecer valores para o módulo de elasticidade da rocha do terreno de fundação por meio dos resultados obtidos com a interação solo-estrutura;
- Comparar os resultados obtidos pelas diferentes metodologias empregadas para representação da estrutura estudada considerando a ISE.

1.4 Estrutura da Dissertação

A estrutura desta dissertação foi dividida em 6 capítulos, conforme será descrito a seguir. Neste capítulo, foi apresentado a introdução, contendo as considerações iniciais, os objetivos (geral e específicos) e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2, é apresentado a revisão bibliográfica acerca dos estudos relacionados à interação solo-estrutura; sobre os movimentos das fundações, descrevendo os principais movimentos e a prática de monitoramento de recalques, além de uma explanação sobre o caso particular de movimento das fundações em rochas envolvendo as principais características e metodologias presentes na literatura e sobre a modelagem estrutural de edifícios.

No Capítulo 3, é apresentado o caso de obra estudado, com suas principais características estruturais e geotécnicas.

No Capítulo 4, é descrita a metodologia empregada neste trabalho.

No Capítulo 5, são apresentados os resultados obtidos nesta dissertação, com as discussões convenientes a cada item.

No capítulo 6, por fim, são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo traz a revisão da literatura realizada neste trabalho. Inicialmente, foram apresentadas as principais referências relacionadas aos estudos da interação solo-estrutura; em seguida, uma breve revisão acerca do movimento das fundações foi apresentada, dando destaque aos movimentos das fundações em rochas; por fim, o capítulo apresentou o modelador estrutural de edifícios em concreto armado CAD/TQS, em que mostrou as suas principais características e especificações.

2.1 Estudos Relacionados à Interação Solo-Estrutura (ISE)

Devido à importância do assunto, inúmeros estudos relacionados à análise da interação solo-estrutura podem ser encontrados na literatura, que tentam representar o comportamento de uma edificação apoiada sobre o terreno de fundação de uma maneira mais realista, embora nem sempre seja considerada pelos projetistas de estruturas e de fundações.

Uma das primeiras análises de interação solo-estrutura foi realizada por Meyerhof (1953), onde, baseada na teoria da elasticidade, mostrou que tanto os recalques totais como os diferenciais sofridos pelos elementos presentes nas fundações, poderiam ser estimados considerando o solo, a superestrutura e a infraestrutura como um elemento integrado. Além disso, o autor, ao afirmar que a rigidez da fundação é pequena em relação à rigidez da estrutura da edificação, mostrou alguns efeitos da rigidez relativa estrutura-solo, concluindo que os recalques totais pouco são afetados pela rigidez da estrutura, entretanto, os recalques diferenciais são influenciados tanto pelos fatores que contribuem para os recalques totais, mas também pelas características da estrutura e da compressibilidade do maciço de solo.

Chameki (1954) apresentou em seu trabalho uma análise da interação solo-estrutura baseada em um processo iterativo. No seu método, foi necessário calcular as reações dos apoios da superestrutura como indeslocáveis e, considerando também os coeficientes de transferência de carga (relacionados às reações verticais nos apoios vindos de recalques unitários de um apoio), determinou-se um recalque correspondente para cada reação de apoio. A partir disto, o método realizava iterações por meio de expressões preestabelecidas, até que houvesse a convergência entre os valores de recalque e das reações. Com isso, observou-se que, ao considerar a rigidez da estrutura na determinação de recalques da fundação, havia uma influência nos recalques diferenciais, obtendo-se valores menores de deslocamentos verticais e mais próximos dos medidos em campo, se comparados aos métodos convencionais.

Ao analisar a interação solo-estrutura em pórticos espaciais com fundações superficiais do tipo sapatas isoladas, Morris (1966) utilizou, nos apoios da superestrutura, amortecedores para representar o comportamento viscoso e molas para representar o comportamento elástico do solo da fundação. Este modelo, conforme o autor cita em seu trabalho, é indicado para a realização de estudos paramétricos relacionados aos mecanismos deste tipo de interação.

Para o estudo de interação solo-estrutura em elementos do tipo estacas, Poulos (1968) apresentou uma análise para previsão de recalques considerando a interação entre duas estacas iguais, aplicando a elas carregamentos semelhantes, e, a partir das observações feitas, aplicou tal metodologia a um grupo de estacas, onde considerou os efeitos de superposição elástica da influência de todos os elementos. O autor observou em seu trabalho que, o recalque de um grupo de estacas pode ser influenciado, dentre outros fatores, pelo tipo de estaca utilizado, pelo espaçamento entre esses elementos, pela profundidade relativa h/L de cada camada de solo e também pelo coeficiente de Poisson da camada de solo analisada.

Em seu trabalho, Lee & Brown (1972) ao analisar o comportamento de estruturas formadas por pórticos utilizando radiers como fundação, consideraram a superestrutura, infraestrutura e o terreno de fundação como um sistema único e, baseados no modelo de Winkler (1867) para representação do solo, observaram que, comparando os diagramas de momentos fletores obtidos pelos métodos convencionais e pelo método proposto, foram semelhantes para pórticos de até três vãos; contudo, para pórticos de quatro ou mais vãos, os diagramas de momentos fletores foram muito diferentes.

Wood & Larnach (1974) apresentaram uma metodologia para a estimativa de recalques e das reações de apoio de uma edificação considerando um sistema único solo-estrutura, onde, utilizando os elementos finitos para a modelagem da superestrutura e considerando o solo como um meio contínuo, foi possível determinar também as tensões resultantes da interação existente.

Considerando a superestrutura, a fundação e o terreno de fundação como um sistema único, Poulos (1975) propôs, em seu trabalho, uma metodologia para se estimar os recalques sofridos pela fundação. Neste método, que se baseia em cálculo matricial, o autor combinou equações que relacionavam o comportamento da superestrutura com recalques de apoio (considerando a interação superestrutura-fundação), com equações que relacionavam o comportamento da fundação e do solo (considerando a interação fundação-maciço de solos), estabelecendo assim, a interação solo-estrutura. Com isso, esse mesmo autor, realizando um estudo paramétrico em um pórtico plano, afirmou que, em geral, a rigidez da estrutura tende a reduzir os recalques diferenciais da fundação.

Majid & Cunnell (1976) apresentaram um método que permitia analisar a interação solo-estrutura em qualquer tipo de fundação, levando-se em consideração o comportamento não-linear do solo. Por meio de investigações teóricas e experimentais realizados em pórticos planos e espaciais, os autores apresentaram detalhes sobre a interação solo-estrutura, como não-linearidade da tensão-deformação do solo, recalques diferenciais e interação entre os elementos da estrutura, obtendo-se valores bem próximos se comparados às investigações feitas.

Para analisar os recalques sofridos pelas fundações de edifícios altos, Jain, Trikha & Jain (1977) consideraram os efeitos da interação solo-estrutura para criação de seu método, que se baseava em um processo iterativo de rápida convergência, já que separava a estrutura nas direções transversal e longitudinal, reduzindo a ordem das matrizes de análise. Ao longo de seu trabalho, os autores fizeram comparações entre os resultados obtidos a partir de métodos convencionais e os obtidos pelo método proposto, ao analisarem um edifício de nove pavimentos.

Brown (1977) em seu método apresentou uma análise de interação solo-estrutura que levava em consideração o efeito do *creep* do solo, onde, segundo sua análise, mostrou que tal efeito provocava variações nos valores de recalques diferenciais e momentos fletores da superestrutura de um pórtico plano de um único pavimento.

Brown & Yu (1986) ao analisarem a aplicação progressiva de carregamento em um pórtico plano e espacial e considerando a interação solo-estrutura, afirmam que a rigidez de um edifício, ao ser carregado progressivamente, pode ser estimada como sendo a metade da rigidez da edificação inteira, quando se quer prever os recalques sofridos pela fundação como também avaliar a redistribuição das cargas nos pilares.

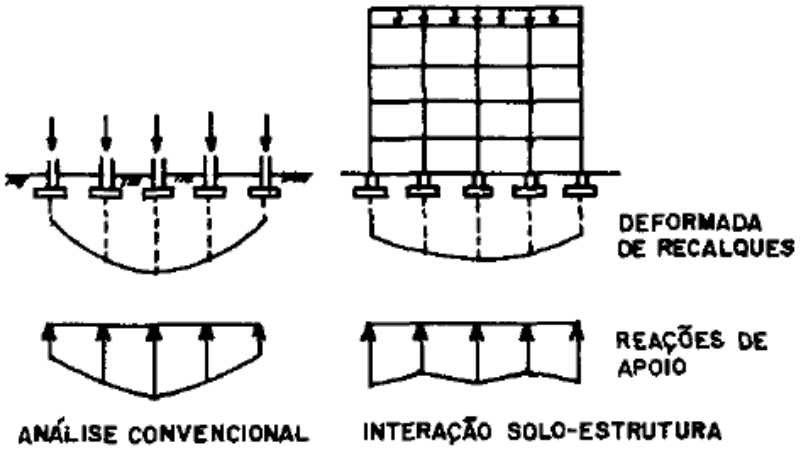
Aoki (1987) apresentou em sua análise de interação solo-estrutura um método utilizando um processo iterativo para considerar a influência da rigidez estrutural nos recalques de uma edificação. O estudo foi feito adotando-se a interação existente entre a superestrutura e grupos de estacas, blocos de coroamento e o solo da fundação, que por meio de iterações, determinavam-se os recalques após duas iterações consecutivas convergirem para o mesmo valor.

Por meio de um estudo paramétrico, Gusmão (1990), realizou uma análise qualitativa e quantitativa dos principais fatores que influenciam o mecanismo de interação solo-estrutura, tais como a rigidez relativa estrutura-solo, efeito tridimensional do pórtico, efeito dos primeiros pavimentos na edificação, entre outros. Dentre as inúmeras observações feitas pelo autor, este afirma que o aumento do número de pavimentos de uma edificação proporciona um aumento na rigidez global da estrutura, influenciando na tendência da uniformização dos recalques, como

também essa uniformização não cresce linearmente com o número de pavimentos da edificação, havendo uma maior contribuição dos primeiros pavimentos. Gusmão (1990) ressalta ainda que, a consideração da interação solo-estrutura em projeto de edificações permite a elaboração de projetos mais seguros e econômicos.

Em se tratando de rigidez estrutura-solo, Gusmão (1994) afirma que tal fator influencia na grandeza dos recalques. Levando-se em consideração a interação solo-estrutura, ocorre uma redistribuição dos esforços, onde os pilares centrais são aliviados, enquanto que os pilares periféricos são mais solicitados, suavizando a deformada dos recalques (Figura 1). Assim, tanto os recalques absolutos máximos quanto os recalques diferenciais máximos diminuem com o aumento desta rigidez, diferentemente da mesma análise sem considerar a ISE, a qual não influencia nos valores de recalques.

Figura 1 - Suavização da deformada de recalques com a interação solo-estrutura



Fonte: GUSMÃO (1994)

Holanda Júnior (1998) mostrou a importância de considerar a influência de uma camada indeslocável no interior do solo em estudos da interação solo-estrutura de edifícios com fundações diretas em concreto armado. Adotando uma camada indeslocável a 15 metros de profundidade, podendo esta, ser constituída por rocha ou por um solo muito compacto, o autor observou que a camada diminui os valores dos recalques, se comparados com os valores de recalques calculados considerando o solo como uma camada semi-infinita, aproximando-se mais da realidade, uma vez que, sempre há uma camada indeslocável no subsolo.

Além de constatada a redistribuição dos esforços verticais nos elementos da fundação com a ISE, Holanda Júnior (1998), comparando os resultados das análises com e sem a consideração da interação solo-estrutura, verificou que os valores dos momentos fletores nos

pilares e nas vigas do edifício sofreram alterações bastante consideráveis com a ISE, como a mudança de sinal, mostrando que a interação causou perturbações no comportamento desses momentos.

Holanda Júnior (1998) ainda ao falar sobre o efeito incremental da construção (sequência construtiva), mostrou que os deslocamentos sofridos pelos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos inferiores, tendo esses deslocamentos diferenciais menores nos andares superiores e que, sem a interação com o solo, tais deslocamentos correspondem somente às deformações axiais dos pilares para o carregamento do último pavimento; contudo, ao considerar a ISE, este deslocamento é acrescido do valor do recalque sofrido pela fundação, provocado pelo carregamento do seu pavimento e dos pavimentos superiores.

Uma metodologia baseada em modelos tridimensionais completos para a análise da interação solo-estrutura foi apresentada por Moura (1999), aplicada a um edifício de dezenove andares em concreto armado. Para a avaliação dos efeitos dessa interação, foram feitas análises de três tipos, sendo a primeira realizada sem considerar a ISE com a sequência construtiva andar por andar; a segunda, considerando a interação com a sequência construtiva andar por andar e; a terceira, onde foi considerada a interação solo-estrutura numa estrutura totalmente construída e carregada.

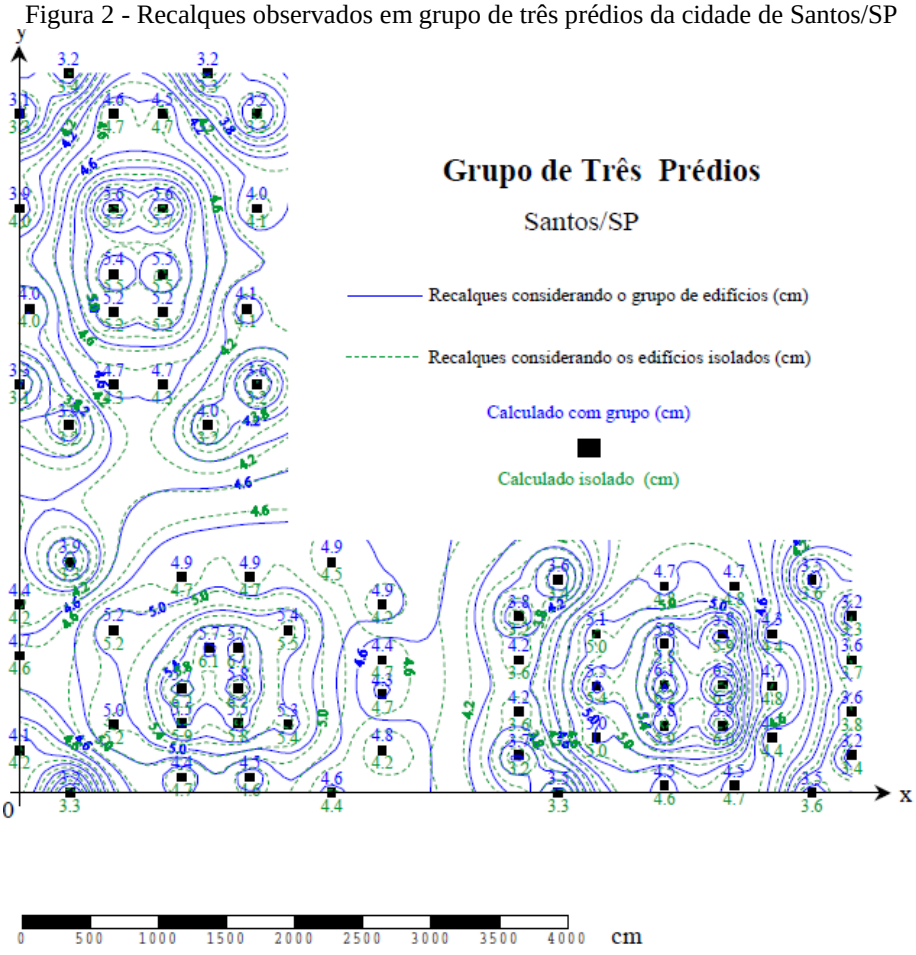
Analisando os valores de recalques totais e diferenciais, cargas na fundação, distorções angulares e esforços desenvolvidos nos elementos estruturais provindos da interação solo-estrutura, Moura (1999) concluiu que a análise tridimensional completa possibilita resultados mais próximos da realidade do conjunto dos elementos envolvidos, viabilizando, em determinados casos, a utilização de fundações superficiais e que, embora o efeito incremental (sequencia construtiva andar por andar) tenha sido pequeno ao se avaliar valores de recalques, mostra-se, ainda, importante na avaliação dos esforços nas vigas da superestrutura da edificação.

Reis (2000) analisou a interação solo-estrutura em três edifícios com fundações superficiais localizados na cidade de Santos, no estado de São Paulo, cujo subsolo presente é constituído por uma camada superficial de areia medianamente fina, seguida por uma camada de argila marinha muito mole de 9 metros de profundidade e por uma camada de areia medianamente compacta a muito compacta. Em seu estudo, o autor observou que ao considerar os mecanismos da ISE, de fato há uma redistribuição de cargas entre os pilares dos edifícios, provocando recalques maiores nos pilares periféricos e menores nos pilares centrais se comparados com os determinados de maneira convencional; contudo, o aumento dos recalques

nos pilares periféricos não é proporcional a diminuição dos recalques nos pilares centrais, sendo este último comportamento mais evidente devido ao efeito da análise tridimensional, em que a carga de um pilar central não é distribuída uniformemente entre os pilares periféricos.

Ainda analisando os recalques sofridos pelos edifícios, Reis (2000) corrobora a afirmação de que tais valores observados não são condicionados apenas pelas cargas que chegam em determinado elemento de fundação, mas também pelo estado de tensões à que o maciço está sendo submetido, que depende, além de todas as cargas de todos os pilares da sua estrutura, das cargas dos pilares das estruturas vizinhas (efeito de grupo), observando assim valores de recalques diferentes, se comparados com os valores de recalques considerando um prédio isoladamente (Figura 2).

Figura 2 - Recalques observados em grupo de três prédios da cidade de Santos/SP



Fonte: REIS (2000)

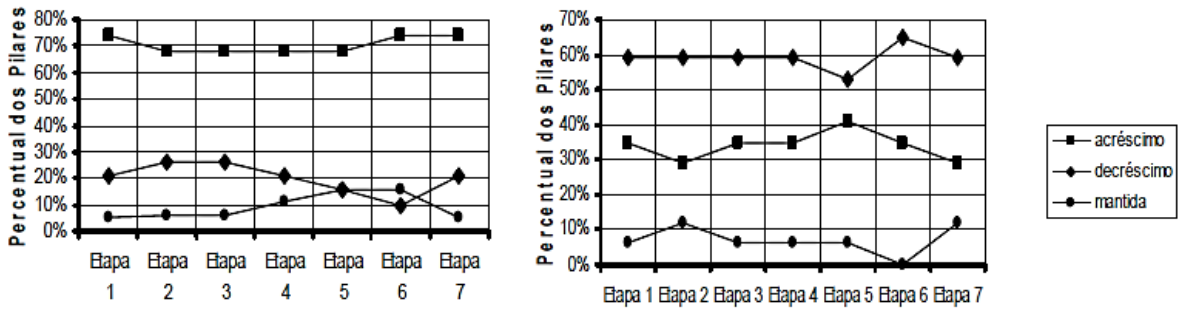
Visando mostrar a importância da interação solo-estrutura na análise global da estrutura, Iwamoto (2000) utilizou um modelo numérico que considerava a contribuição da rigidez à flexão das lajes com as vigas e os pilares, juntamente com os efeitos de grupo de estacas e a

não linearidade dos recalques. O autor avaliou numericamente alguns efeitos da interação, como a redistribuição das cargas nos elementos estruturais e as reações e os recalques devidos à deslocabilidade dos apoios, e verificou também a diminuição dos recalques diferenciais e das distorções angulares devido à contribuição da rigidez da estrutura.

Gonçalves (2004) apresentou um estudo analisando a distribuição de cargas em 21 pilares de um edifício localizado no Rio de Janeiro, em função da ação dos recalques ocorridos em suas fundações, através de uma modelagem numérica via elementos finitos, onde representou as diversas etapas construtivas do edifício de acordo com o período em que foram realizadas leituras de recalques e deformações dos pilares em campo. Ao comparar os valores das cargas considerando apoios indeslocáveis e apoios com deslocamento (considerando a interação estrutura-solo), a análise constatou que 11 dos 21 pilares apresentaram diferenças de cargas com a imposição dos recalques medidos em relação à consideração de apoios indeslocáveis de até 5%. Já para os outros 10 pilares, tal redistribuição foi mais expressiva, ganhando carga em valores superiores a 5%, por estes se situarem nas extremidades da edificação, comprovando os efeitos da interação solo-estrutura nos pilares periféricos.

Danziger *et al.* (2005) analisaram a interação solo-estrutura de uma edificação composta por quatro pavimentos em fundação direta, assente em um solo arenoso, com monitoramento de recalques em sete estágios da construção, desde o início até a obra finalizada, com todo o carregamento permanente atuando. Os autores citados observaram que os recalques estimados considerando apoios elásticos para representar a interação solo-estrutura aproximaram-se mais dos recalques medidos pela instrumentação do que os recalques estimados pelos métodos convencionais. Além disso, eles procuraram representar em forma de porcentagem a redistribuição das cargas atuantes considerando este tipo de apoio, havendo uma predominância de sobrecarga para os pilares periféricos em 70% deles, enquanto que houve o alívio de cargas para cerca de 60% dos pilares centrais (Figura 3).

Figura 3 - Representação da redistribuição de cargas entre os pilares da edificação em porcentagem



Fonte: DANZIGER *et al.* (2005)

Colares (2006) apresentou uma ferramenta computacional para análise da interação solo-estrutura em edificações em concreto armado considerando os efeitos da deformabilidade do maciço de solos nos elementos da superestrutura (lajes, vigas e pilares) e nos elementos da fundação (modelada via Elementos Finitos). Após as análises realizadas, o autor afirmou que desconsiderar os efeitos resultantes desta interação no projeto estrutural vai contra a segurança e a economia nestes tipos de projetos.

Analisando os efeitos da interação solo-estrutura em fundações do tipo estacas em plataformas *offshore*, Aguiar (2007) apresentou resultados referentes a observações feitas em estacas longas típicas do tipo flutuantes, fixas do tipo jaquetas e as do tipo torpedo (utilizada em projetos de ancoragem de plataformas marítimas). O autor cita que, o efeito de grupo das estacas se considerado juntamente com a não-linearidade do solo e o deslocamento solo-estaca, conduz a uma menor influência de uma estaca sobre a outra; além disso, de acordo com os resultados finais obtidos na análise, este afirma que a realização de ensaios geotécnicos experimentais é necessária para o melhor conhecimento acerca dos parâmetros da interação solo-estrutura.

Utilizando uma formulação numérica em elementos finitos (MEF) para representar as estacas de uma edificação com e sem blocos de capeamento rígido e o método dos elementos de contorno (MEC) para representar o maciço de solos como um meio elástico, isótropo, semi-infinito e ideal, Matos Filho & Paiva (2007) combinaram tais métodos para estudar a interação estaca-solo desses elementos de fundação submetidos à esforços horizontais e verticais. Após a resolução desses sistemas combinados e aplicados à diversos exemplos, os autores observaram que os deslocamentos verticais e horizontais observados nos nós que representavam as estacas são diretamente influenciadas pelo seu comprimento, pela sua rigidez e pelo espaçamento entre elas, e que, se observadas as estacas com o bloco de capeamento rígido, as que mais absorvem cargas são as mais distantes do centro geométrico do sistema, sendo mais uniforme a distribuição das cargas à medida em que o espaçamento entre esses elementos aumenta.

Mota (2009) elaborou um programa computacional, chamado PEISE (Pórtico Espacial com Interação Solo-Estrutura), de análise estática linear de estruturas com fundações profundas, considerando ou não a interação solo-estrutura via elementos finitos, onde a estrutura tridimensional é todo o conjunto formado pela superestrutura e pela estrutura de fundação. O código mostrou eficiência ao analisar 5 problemas práticos de engenharia, e de boa aplicabilidade ao considerar a ISE, com destaque no exemplo do bloco de coroamento com

nove estacas, onde mostra o efeito do grupo de estacas pela interação solo-estrutura, em que as estacas localizadas na periferia do bloco recebem mais esforços axiais que as estacas localizadas na parte central do bloco, não havendo, como o esperado tradicionalmente na prática de engenharia, uma distribuição uniforme de esforços axiais.

Ao analisar um edifício de 26 pavimentos com fundações em estacas do tipo hélice contínua, o autor comparou os recalques das bases dos pilares medidos por meio de instrumentação em diversos estágios da construção com os estimados pelo programa desenvolvido, e observou que estes mostraram valores mais conservadores do que os obtidos pelo monitoramento em campo, apresentando uma evolução de forma crescente, mas com algumas oscilações indicando um comportamento não linear e de acomodação do maciço de solos durante as fases construtivas.

Além disso, Mota (2009) apontou que, diferentemente do esperado, não houve redistribuição dos esforços verticais nos pilares comparando o modelo numérico de estrutura com apoios rígidos com o modelo desenvolvido considerando a interação solo-estrutura, devido à distribuição em planta dos pilares da edificação, pois, além da grande maioria dos pilares serem de periferia, houveram recalques absolutos e diferenciais reduzidos de fato, na estrutura.

Antoniazzi (2011) desenvolveu seu estudo baseado na identificação da alteração dos esforços e dos deslocamentos sofridos pelos elementos estruturais ao considerar a deformabilidade do solo e a sequência construtiva em edifícios com fundações superficiais do tipo sapatas isoladas para análise da interação solo-estrutura. O autor corroborou que a redistribuição dos esforços ao longo da estrutura ocasionada pela consideração da deformabilidade do solo nos projetos estruturais pode acarretar em mudanças significativas no dimensionamento dos elementos da estrutura, como inversão nos momentos fletores atuantes.

Mesmo que essa redistribuição dos esforços na estrutura não apresente redução no custo do projeto, Antoniazzi (2011) defendeu que ainda sim, são favoráveis para a questão da segurança, fator este que predomina entre os demais. Este citou também que é perceptível a suavização da deformada de recalques da edificação devido à redistribuição das cargas, diminuindo os recalques diferenciais existentes.

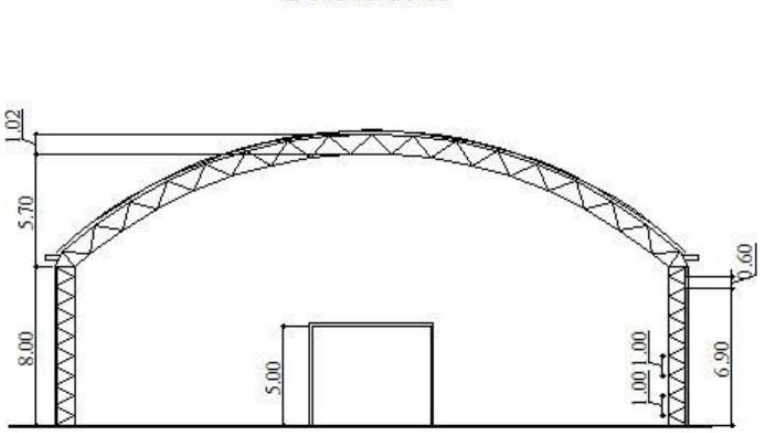
De acordo com as observações feitas, ainda segundo o autor, a sequência construtiva de uma edificação influencia diretamente no dimensionamento das estruturas, principalmente quando estas são baixas, apresentando deslocamentos verticais maiores juntos ao apoio central no primeiro pavimento e menores no último.

Savaris, Hallak & Maia (2011) investigaram o mecanismo da interação solo-estrutura por meio da observação de uma edificação, e para isso, foi realizado o monitoramento dos

recalques dos elementos de fundação em quatorze diferentes estágios de sua obra, a fim de verificar a influência de tal mecanismo em alguns parâmetros como a rigidez da estrutura, a redistribuição dos esforços nos pilares e o coeficiente de deformabilidade do solo. Segundo os autores, a comparação entre o comportamento da estrutura com apoios deslocáveis e indeslocáveis permite avaliar o efeito dos recalques na edificação, como a redistribuição dos esforços entre os pilares e a uniformização de recalques; além disso, ao representar os elementos de fundação como apoios deslocáveis (coeficientes de mola) para a consideração da ISE, não só o coeficiente de rigidez do solo, como também o coeficiente de rigidez da estrutura deve ser considerado, uma vez que de acordo com os resultados observados, esses coeficientes variam entre os elementos de fundação.

Os efeitos da interação solo-estrutura foram observados em Ferro (2013) ao estudar um galpão metálico treliçado em arco metálico circular. Com a utilização do *software* computacional SAP 2000, cuja implementação se dá via método dos elementos finitos, o autor definiu uma estrutura de formato em planta retangular, com pilares de pé direito de 8 metros, vãos livres de 30 metros fechamento em alvenaria, arco em formato circular com flecha de 5,70 metros (Figura 4), e com sistema de fundações superficiais do tipo sapatas isoladas em concreto armado convencional.

Figura 4 - Galpão metálico para o estudo dos efeitos da ISE



Fonte: FERRO (2013)

Realizando variações nas dimensões das sapatas utilizadas no estudo, Ferro (2013) observou que, tanto os esforços nas hastes metálicas da estrutura quanto as tensões normais nas barras da estrutura aumentam quando os efeitos da ISE foram computados por meio da diminuição das dimensões desses elementos de suporte; além disso, notou-se que os

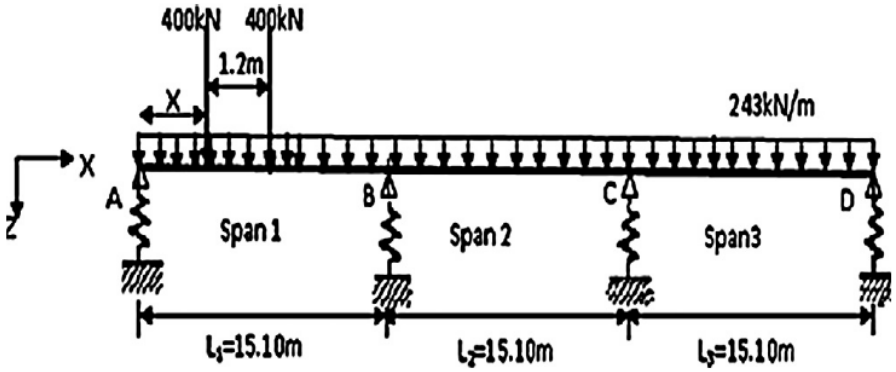
deslocamentos ocorridos nos pontos de contato da sapata com o solo quando a interação solo-estrutura foi levada em consideração, e as dimensões das sapatas diminuíam, tendo variações para mais e para menos, conforme os nós se aproximam das ações de carga ou de alívio provocadas pelos montantes da estrutura metálica.

Bahia (2015) avaliou o desempenho de fundações de dois edifícios residenciais com 22 pavimentos em concreto armado e fundações profundas do tipo hélice contínua localizados na cidade de Águas Claras-DF, por meio da utilização de técnicas da interação solo-estrutura, analisando a variação dos esforços da edificação e seus recalques. Verificou-se, para a mesma prumada da edificação, uma variação nos momentos fletores nos pilares comparando os valores com e sem a ISE, havendo a inversão dos sinais desses momentos em alguns casos, ocorrendo, porém, tal comportamento, apenas nos primeiros pavimentos (não superiores ao quinto).

Mendonça, Silva & Sieira (2015) consideraram a deformabilidade dos solos e a ação do vento para analisar os efeitos da interação solo-estrutura em uma edificação mista de aço e concreto composta por quatro pavimentos, com fundações superficiais do tipo sapatas isoladas assentes em diferentes tipos de solos. Os autores observaram uma redistribuição de cargas nos pilares de aço em todos os casos analisados, em que os pilares de canto tiveram maior aumento do esforço normal e os pilares centrais foram aliviados. Em relação à consideração do vento como ação variável principal na estrutura, houve uma modificação efetiva nos valores dos momentos fletores dos pilares atingidos diretamente por esse carregamento, apresentando valores até 40% maiores de momento em comparação com as respostas obtidas considerando os apoios da estrutura como indeslocáveis. Por fim, esses mesmos autores não observaram uma alteração significativa nos deslocamentos horizontais da estrutura dos casos analisados considerando a interação solo-estrutura.

A probabilidade de falha existente em pontes de concreto armado foi verificada por Bezih *et al.* (2015) através de um modelo numérico, considerando os efeitos da interação solo-estrutura, cuja estrutura de concreto armado foi modelada via elementos finitos, com o sistema sapatas-solo representado por molas de comportamento não-linear (apoios deslocáveis), a qual tem seu modelo mecânico mostrado pela Figura 5, representando parte de uma ponte real (apenas três vãos, devido ao aspecto repetitivo da ponte) construída no leste da Argélia, que conta com 407 metros de comprimento e 9 metros de largura. Por um processo iterativo, já que a resolução direta do problema é inviável, face a não linearidade do comportamento do solo, os autores, ao verificarem a probabilidade de falha, consideraram a flexão da estrutura, o ângulo de atrito do solo e o carregamento imposto na estrutura, puderam afirmar que a grande variabilidade do solo desempenha um papel muito importante em pontes de concreto armado.

Figura 5 - Modelo numérico representativo para o estudo da interação solo-estrutura em uma ponte real da Argélia



Fonte: BEZIH *et al.* (2015)

Bezih *et al.* (2015) demostram que o uso da suposição de apoios rígidos (indeslocáveis) leva a uma superestimação significativa da confiabilidade da ponte, indo contra os princípios de robustez e segurança deste tipo de superestrutura, sendo imprescindível levar em conta os efeitos da ISE, destacando que a segurança estrutural é altamente sensível à variabilidade das propriedades do solo, especialmente quando seu comportamento não-linear é considerado.

Santos (2016) analisou a interação solo-estrutura através de um caso de obra onde foi realizado o monitoramento de recalques em vários estágios da construção de um edifício residencial de pequeno porte em concreto armado, assente em solo arenoso. O autor verificou uma certa diferença na distribuição dos recalques em plantas calculados e medidos em campo para as três fases da obra analisadas, sendo estes valores maiores na região frontal esquerda para os recalques medidos e maiores na região posterior direita para os recalques calculados. Tal comportamento Santos (2016) atribui ao fato da baixa representatividade da variabilidade do solo devido às poucas sondagens realizadas na investigação do subsolo, afetando assim nos cálculos de estimativas de recalques, como também pela falta de acurácia no momento das leituras desses valores em campo.

Quanto à redistribuição de cargas entres os pilares da edificação analisada, embora Santos (2016) tenha observado um maior número de pilares internos com alívio de cargas e um maior número de pilares externos com acréscimo de cargas, este constatou o maior alívio de carga em um pilar externo no valor de 16% e o maior acréscimo de carga em um pilar interno, no valor de 19%, sendo, como causas de tal comportamento a assimetria da estrutura, o posicionamento periférico do núcleo rígido da edificação e do reduzido número de pavimentos que compõe a edificação.

Observando os efeitos da fluência e da retração do concreto na interação solo-estrutura, Rosa (2016) analisou um edifício de doze pavimentos com fundação mista, apresentando sapatas de grande extensão na sua região central e estacas metálicas na periferia. Comparando os valores obtidos pela análise numérica considerando a fluência e retração do concreto com os valores obtidos através do monitoramento de recalques e de deformações nos pilares, o autor afirma que, para a maior parte dos pilares, os efeitos de interação solo-estrutura e da fluência do concreto caminham em sentidos opostos, mostrando-se a fluência mais relevante para a uniformização dos recalques e redistribuição das cargas nos pilares do que a retração do material.

Papadopoulos *et al.* (2017) realizaram um estudo das características modais (que analisa as propriedades dinâmicas da estrutura sob influência de vibrações) de um pórtico plano de concreto armado, considerando os efeitos dinâmicos da interação solo-estrutura, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Após serem computados os resultados obtidos baseados nas análises feitas para uma ampla faixa de valores de velocidades de onda de cisalhamento do solo, a fim de representar todos os modos da estrutura, os autores concluíram que os efeitos dinâmicos da ISE afetam todos esses modos, em especial o modo vertical, onde tal interação desempenha uma maior influência, mesmo nos solos mais rígidos, além de diminuir as frequências próprias do sistema e aumentar as taxas de amortecimento modal.

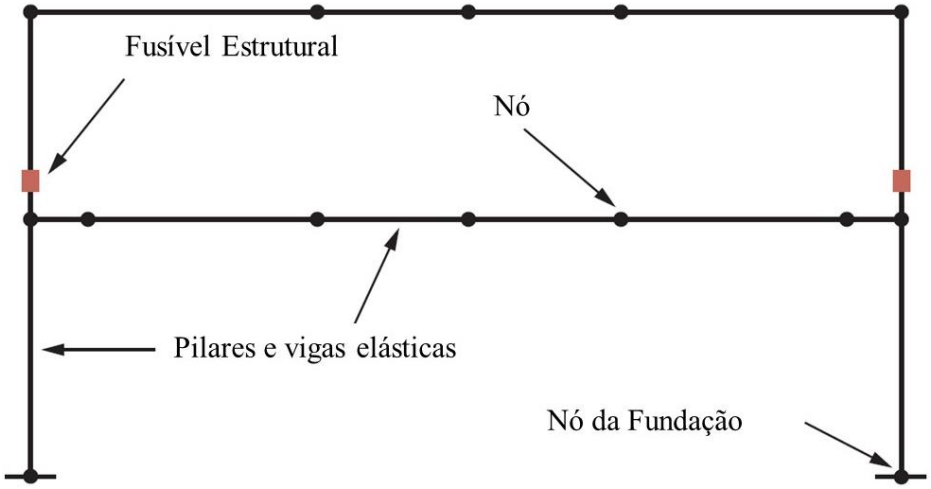
Peña (2017) evidenciou a técnica de controle de vibrações por meio do acoplamento estrutural juntamente com os efeitos da interação solo-estrutura, em pórticos planos com rigidez constante em todos os pilares da estrutura, pavimentos de mesma massa, mas com diferentes alturas e assentes em solo mole, semirrígido e rígido. Tal técnica, que objetivou diminuir os efeitos dinâmicos em função das propriedades mecânicas da estrutura por meio da interligação de duas edificações vizinhas através do uso de um dispositivo de acoplamento, foi aplicada comparando tais estruturas com e sem acoplamento, em base fixa e em base flexível.

O autor observou, por meio das frequências do sistema analisadas, que a medida em que a rigidez do solo diminui, tal frequência obtida para o caso das estruturas acopladas em base flexível reduz-se consideravelmente, mostrando que, ao considerar a ISE, o comportamento do modelo acoplado se aproxima ao comportamento do modelo com base fixa. Peña (2017) afirmou ainda que os casos envolvendo a interação são de alto grau de complexidade, por representar de forma mais real o problema analisado.

A fim de analisar a fragilidade e os efeitos das forças atuantes de um modelo estrutural e verificar a performance do Algoritmo *SAC* (*simple adaptive control*) nas análises de interação

solo-estrutura, Amini *et al.* (2018) investigaram um modelo estrutural numérico representado por um pórtico não-linear em solo de argila mole submetido aos efeitos da sismicidade. Utilizando o algoritmo *SAC* (*simple adaptive control*), que minimizou a discrepância entre o comportamento real da estrutura e o comportamento de um modelo que apresentou um comportamento ideal, e a ferramenta *MR* (*magnetorheological*) em conjunto, os autores representaram a estrutura por um pórtico plano (Figura 6) baseado num modelo de vigas e pilares elásticos, com os fusíveis discretizados de modo a captar o comportamento não-linear de cada elemento da estrutura; em relação à fundação, as sapatas foram representadas por molas, segundo a representação de Winkler (1867).

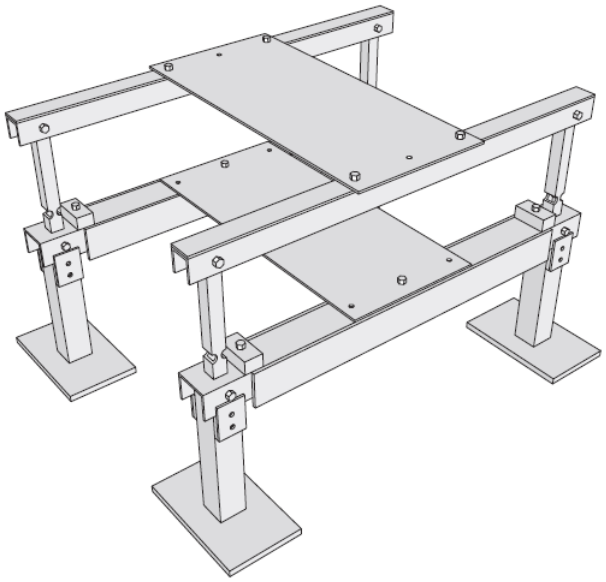
Figura 6 - Pórtico plano para estudo da fragilidade e efeitos de forças atuantes de uma estrutura com a ISE



Fonte: AMINI *et al.* (2018)

Para validar o modelo, Amini *et al.* (2018) desenvolveram um protótipo (Figura 7) deste pórtico representando uma estrutura de dois pavimentos e com dois vãos conectados por uma placa. Seus pilares possuíam seção quadrada vazada, suas vigas eram em formato de “U” e suas sapatas foram representadas por placas retangulares. Por último, foram implantados fusíveis estruturais para representar a não-linearidade do pórtico.

Figura 7 - Protótipo do pórtico representativo da estrutura



Fonte: AMINI *et al*. (2018)

Combinando as análises numéricas e os testes experimentais realizados nos modelos desenvolvidos, os resultados mostraram que o algoritmo *SAC* foi eficiente na análise, e que, ao considerar a fragilidade do sistema, há uma grande discrepância nos valores das forças sísmicas atuantes na superestrutura comparando o pórtico com apoios fixos e com os apoios deslocáveis. Os resultados mostram ainda que, se negligenciados os efeitos da ISE na estrutura em análises considerando a sismicidade, os danos provocados por essas forças sísmicas no sistema podem ser subestimados, sendo de fundamental importância a sua consideração no controle das estruturas, especialmente se estas estão em solos moles.

2.2 Definições e Generalidades Sobre o Movimento das Fundações

Os recalques (δ) configuram um dos possíveis movimentos de uma fundação, que também englobam a rotação (θ), as deflexões relativa ($\triangle$) e proporcional ($\triangle$ /L), a inclinação (ω) e as distorções angulares (β). A seguir, são apresentadas as definições dos movimentos das fundações.

2.2.1 Recalques

O termo Recalque (δ) refere-se ao deslocamento vertical, para baixo, sofrido pelos elementos discretos da fundação devido à deformação do maciço de solos ou de rochas. É

inevitável, ao submeter os elementos de fundação a um carregamento, a ocorrência de recalques, embora seja prática corriqueira considerar, dentro de um projeto estrutural convencional, a hipótese de apoios indeslocáveis, desprezando-se o comportamento real das camadas de suporte, tendo uma representatividade pouco realista.

O recalque absoluto, segundo Gusmão (1990), é definido como o deslocamento vertical descendente de um ponto da fundação, denominando-se também como levantamento quando este descolamento for ascendente.

Já o recalque diferencial ($\Delta\delta$) pode ser explicado como a diferença entre os recalques absolutos de dois diferentes pontos, indicando o movimento relativo entre eles (GUSMÃO, 1990). O maior recalque diferencial observado é dito como recalque diferencial máximo ($\Delta\delta_{máx}$).

Devido à essa grande variabilidade tanto nos elementos de fundação quanto do subsolo, é reconhecível a manifestação dos recalques (principalmente os diferenciais) nas edificações, que se dá por meio do aparecimento de patologias nos seus elementos estruturais, como fissuras e rachaduras. Diante disto, o acompanhamento ou o controle de recalques é necessário para a identificação precisa do comportamento real das fundações (MILITITISKY, CONSOLI & SCHNAID, 2008).

2.2.2 Rotação

A rotação (θ) descreve a mudança de gradiente da reta que une dois pontos quaisquer das fundações ou do terreno (GUSMÃO, 1990).

2.2.3 Deflexões relativa e proporcional

A deflexão relativa (Δ) configura o deslocamento máximo, para baixo, tendo como referência uma reta que conecta dois pontos separados à uma distância L. A deflexão proporcional (Δ/L) é a razão entre a deflexão relativa e a distância (L) entre dois pontos de referência conhecidos (BURLAND & WROTH, 1975).

2.2.4 Inclinação

A inclinação (ω) descreve a rotação de corpo rígido de toda a superestrutura ou de uma parte definida dela (BURLAND & WROTH, 1975). Segundo os mesmos autores, normalmente não é possível verificar os valores de inclinação da estrutura, à menos que os detalhes construtivos e seu comportamento sejam conhecidos.

2.2.5 Distorção angular

A distorção angular (β), também chamada de rotação relativa, representa a rotação de uma reta que une dois pontos de referência de uma edificação, descontada dos valores da inclinação da estrutura (ω) (GUSMÃO, 1990).

Bjerrum (1963) mostra em seu trabalho, valores limites de distorção angular em edifícios estruturados e paredes portantes, relacionados com os danos causados à estrutura. Em resumo, são aceitáveis os valores de β presentes na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores limites de distorção angular em edifícios estruturados e paredes portantes

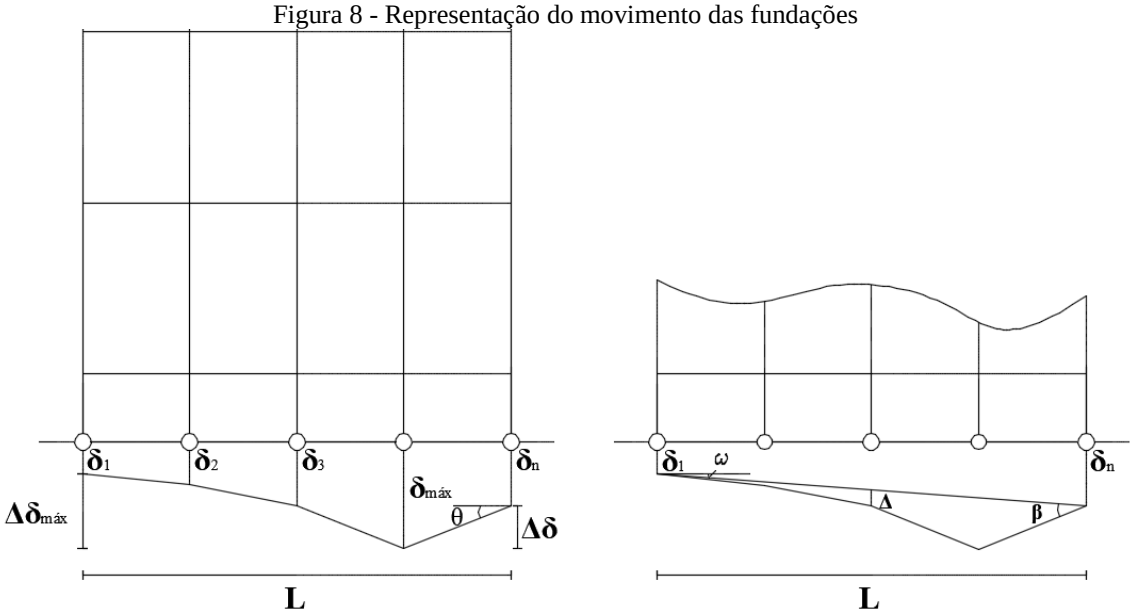
Distorção Angular	**Danos associados à estrutura**
β > 1/150	Fissuração considerável em paredes de alvenaria, limite de segurança para paredes flexíveis de alvenaria, (h/l < 1/4), prováveis danos nos elementos estruturais
β > 1/250	Limite em que o desaprumo de edifícios altos torna-se visível
β > 1/300	Surgimento das primeiras fissuras em paredes divisórias e onde se espera dificuldades com pontes rolantes
β > 1/500	Limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras
β > 1/600	Limite de perigo para pórticos com contaventamentos
β > 1/750	Limite a partir do qual espera-se alguma dificuldade na operação de máquinas sensíveis a recalques

Fonte: BJERRUM (1963)

Dentre os valores apresentados na Tabela 2.1, segundo Souza & Reis (2008), o intervalo entre 1/150 e 1/300 é o recomendável para preservar os valores de distorção angular calculados

para as edificações, já que não tem uma indicação precisa para os valores aceitáveis de recalques diferenciais. A Figura 8 mostra a representação simplificada do movimento das fundações citados, com a sua respectiva simbologia adotada.

Figura 8 - Representação do movimento das fundações



Fonte: O AUTOR (2018)

2.3 Movimento das Fundações em Rochas

Os recalques em rochas, poucos explorados na literatura, configuram os deslocamentos verticais descendentes causados pela aplicação de um carregamento no corpo rochoso, cujos valores podem ser determinados considerando as propriedades do material de suporte e as descontinuidades presentes na sua estrutura.

Segundo Wyllie (1999), a ocorrência de recalques em rochas depende diretamente das propriedades da rocha intacta e de suas descontinuidades e, dependendo dessas propriedades, quatro tipos de recalques podem ser identificados:

1) Recalques resultantes da combinação da tensão da rocha intacta, de pequenas oclusões e do movimento das descontinuidades com a compressão de bolsões de argila;
2) Recalques resultantes da movimentação de blocos de rochas devido ao cisalhamento entre as superfícies de descontinuidades;
3) Recalques dependentes do tempo, que inclui fundações em rochas dúcteis como as de sal, que se deformam com qualquer nível de carregamento, e em rochas frágeis, se a tensão aplicada exceder sua capacidade de suporte;

4) Recalques devido à subsidência em áreas de mineração, em que há a ocorrência do colapso de aberturas devido à extração de carvão nessas áreas, formando depressões na superfície.

Wyllie (1999) aponta que o tamanho e tipo da estrutura, as propriedades dos materiais da superestrutura e da subsuperfície solo e rocha são alguns dos fatores que podem afetar nos valores dos recalques observados. O autor ainda mostra que, após terem sido realizados estudos de fissuras em muros, pisos e em elementos estruturais, observou-se que os danos causados nesses elementos haviam sido causados por deformações distorcionais representadas pela distorção angular (β) das fundações; diante disso, os valores de distorções angulares são usados como índice crítico de recalques em rochas.

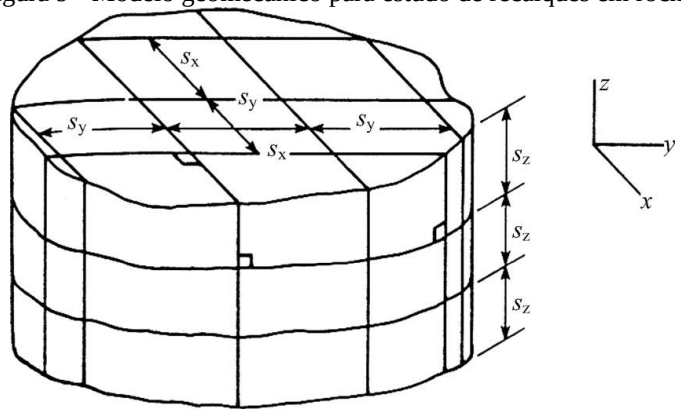
Hobbs (1973) em seu trabalho retratou o comportamento não-linear das rochas de fundação para o cálculo dos recalques. Através de um ensaio de placa, em que foi aplicada à rocha uma tensão menor que a resistência da mesma, foram verificadas as características de deformabilidade do maciço, analisando-se seu módulo de deformabilidade e o seu módulo secante de deformabilidade (usado para o caso de comportamento não-linear de rochas) para a estimativa de recalques. O autor, após analises, determinou o módulo do perfil, em que expressa a variação do módulo de deformabilidade da rocha com a profundidade, e afirmou que os valores dos módulos a serem considerados para o cálculo de recalques podem, dependendo da não-linearidade do maciço, variar muito com a profundidade, sendo a determinação desses valores como a primeira etapa para o estudo de recalques da estrutura.

Além disso, Hobbs (1973) mostrou que a deformabilidade da rocha abaixo das estruturas carregadas podem ser expressas por valores de módulo de deformabilidade obtidos em ensaios de compressão uniaxial em laboratório, desde que estes sejam ajustados por um fator de correção que considere os efeitos das descontinuidades do maciço; quanto ao módulo secante de deformabilidade, o autor afirmou que embora o uso desses valores possam superestimar os valores dos recalques observados das estruturas em rochas, para o caso de rochas muito resistentes, em que ocorrem pequenos recalques, tais elementos com comportamento não-linear podem ser tratados como lineares, através do uso de um módulo secante aceitável para o cálculo dos recalques.

Para o estudo de recalques de fundações em rochas, Kulhawy (1978) sugeriu um modelo geomecânico (Figura 9) para representar as propriedades elásticas do maciço rochoso e de suas descontinuidades, onde a rocha é definida pelo módulo de elasticidade (E_s), pelo coeficiente de Poisson (v) e pelo módulo de cisalhamento (Gr), enquanto que, as descontinuidades, que

considera o caso de 3 posições ortogonais de descontinuidades (S_x, S_y e S_z), são representadas pela rigidez normal (K_n) e de cisalhamento (K_s).

Figura 9 - Modelo geomecânico para estudo de recalques em rochas



Fonte: KULHAWY (1978)

Após a definição do modelo representativo e da caracterização da rocha, Kulhawy (1978) afirmou que os recalques observados em meios isotrópicos, lineares e elásticos podem ser computados, desde que seja considerado um fator de redução do módulo de elasticidade da rocha α_E, usando convencionalmente em problemas de engenharia, que é a razão entre o módulo da rocha e o módulo do material rochoso, cujo autor relaciona tais valores com os valores de RQD (*Rock-Quality Designation*) da rocha.

Como mostra Gusmão Filho (2003), é preciso conhecer dados referentes a geologia local, em especial as características da rocha carregada (se é intacta ou alterada), para a estimativa dos recalques. No caso de ser rocha alterada, o autor aponta a necessidade de se saber o grau de intemperização, as condições das fraturas (se são abertas ou fechadas, se elas estão próximas ou afastadas, sua direção e mergulho e outros); para o caso do maciço ser composto por camadas, deve-se ter conhecimento sobre a espessura dessas rochas, a resistência relativa das rochas presentes, seu grau de faturamento ou intemperização de cada camada.

A fim de analisar o movimento (recalques) de fundações superficiais assentes em rochas brandas, Nova, Parma & Castellanza (2008) apresentaram uma metodologia baseada na Teoria do Macroelemento proposto por Nova & Montrasio (1991), onde realizou um programa experimental em laboratório representando elementos de fundação cilíndrico-circulares de aço, submetidos à carregamentos excêntricos. Para ações de cargas moderadas nesses elementos apoiados em rochas desse tipo, os autores afirmam que os recalques sofridos são pequenos e mais ou menos reversíveis, mostrando que o maciço pode ter seu comportamento descrito como

um material elástico linear; contudo, há um limiar de carga onde, a partir deste valor, podem ocorrer a ruptura dos elementos e recalques permanentes na rocha, levando o sistema ao colapso.

Com relação ao fator de segurança do sistema, Nova, Parma & Castellanza (2008) afirmam que o uso da teoria do Macroelemento para a sua estimativa não pode ser calculado de maneira precisa, porém, uma boa correlação qualitativa e quantitativa entre os dados experimentais e os resultados calculados dos testes realizados podem encontrar valores que descrevam, de maneira aceitável para a engenharia, o comportamento das fundações quanto aos seus deslocamentos.

Chen (2011) retratou em seu trabalho um caso de obra em que foram analisados os recalques sofridos pelo edifício *Shenzhen Saige* Plaza, um arranha-céus de setenta e dois pavimentos localizado na china, com fundações profundas em rochas do tipo graníticas. Tal análise consistiu numa comparação entre os recalques observados em campo com os recalques estimados por uma metodologia que leva em consideração a soma da deformação de compressão do corpo das estacas com a deformação de compressão do maciço rochoso. Os valores obtidos usando a metodologia empregada para o cálculo dos recalques foram muitos próximos dos medidos em campo, na ordem de 13 a 16 mm, com recalques diferenciais na ordem de 2,2 mm. Chen (2011) ainda retratou o fato de que se a superestrutura estiver assente em rochas graníticas resistentes, o recalque total sofrido pela fundação é contribuição principalmente da deformação elástica da estaca, havendo apenas uma pequena contribuição da deformação do maciço rochoso.

2.3.1 A Metodologia de Schleicher (1926)

A teoria da elasticidade pode ser utilizada para determinar os valores de recalques em rochas com condições geológicas distintas, que leva em consideração algumas propriedades da rocha, como seu módulo de elasticidade e seu coeficiente de Poisson, além da espessura e posições de suas camadas, sua capacidade de suporte e geometria dos elementos de fundação.

Baseado nesta teoria, Schleicher (1926) propôs uma metodologia em que adota o maciço rochoso como um meio homogêneo e isotrópico, para a determinação dos seus recalques. Considerando uma área circular ou retangular com uma certa profundidade na qual está atuando sobre ela, um carregamento uniformemente distribuído, os recalques calculados em um ponto i

da superfície rochosa δ_i podem ser determinados, supondo um semi-espaço elástico, pela Equação 1, a seguir:

$$\delta_i = \frac{C_d . q . B . (1 - v^2)}{E} \quad (1)$$

Em que:

δ_i (m) = Recalque de um ponto i da superfície rochosa;

C_d = Fator de forma da área carregada;

q (Pa) = Carregamento uniformemente distribuído;

B (m) = Dimensão característica da área carregada, onde, para uma sapata de base circular, é o seu diâmetro, e para sapatas de base retangular é seu menor lado (largura);

v = Coeficiente de Poisson referente à rocha do maciço e;

E (Pa) = Módulo de elasticidade do maciço rochoso.

Os valores de C_d para vários pontos, sob áreas com carregamento uniformemente distribuído, são dados na Tabela 2, proposta por Winterkorn & Fang (1975).

Tabela 2 - Valores de fator de forma (Cd) da área carregada de sapatas

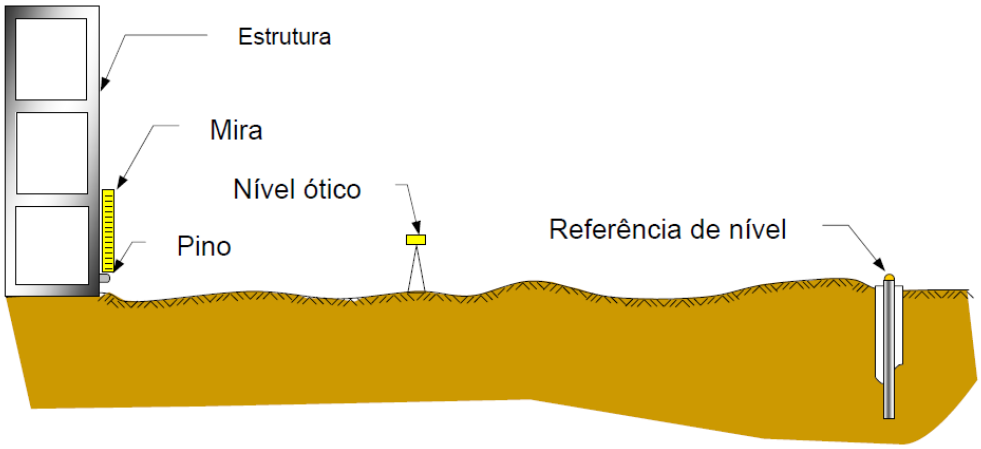
Forma	Centro	Vértice	Meio do lado menor	Meio do lado maior	Média
Circular	1,00	0,64	0,64	0,64	0,85
Circular rígida	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95
Quadrada rígida	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Retangular L/B					
1,5	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15
2	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30
3	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52
5	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83
10	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25
100	4,00	2,00	2,20	3,60	3,70
1000	5,47	2,75	2,94	5,03	5,15
10000	6,90	3,50	3,70	6,50	6,60

Fonte: WINTERKORN & FANG (1975)

2.4 Monitoramento de Recalques

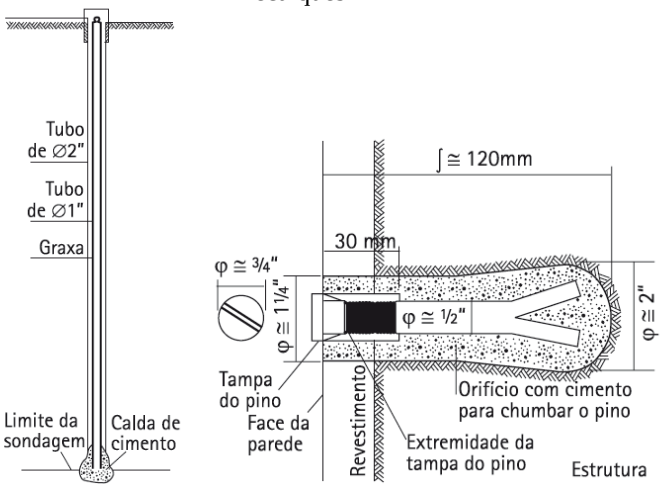
O desempenho de uma fundação de superestruturas pode ser verificado, dentre outras práticas, através do controle e monitoramento de recalques. Russo Neto (2005) apresenta um esquema do arranjo do monitoramento de recalques com o uso de nivelamento óptico, que pode ser visto na Figura 10. Tal procedimento, que segue uma instalação de controle segundo a NBR 9061 (1995), utiliza um nível óptico de precisão que é interligado a um marco de referência (*bench mark*) (Figura 11(a)), além de uma mira em chapa de invar com escala graduada que é apoiada em pinos metálicos de extremidade esférica (Figura 11(b)) que são engastados nos pilares da edificação, podendo ser fixos ou removíveis.

Figura 10 - Esquema simplificado para o monitoramento de recalques



Fonte: RUSSO NETO (2005)

Figura 11 - (a) Marco de referência e (b) pino metálico de extremidade esférica para o monitoramento de recalques



(a) (b)

Fonte: NBR 9061 (1995, *apud* MILITITSKY, CONSOLI & SCHNAID, 2008)

Russo Neto (2005) recomenda que o nível óptico, após ter sido instalado e calado, seja protegido contra eventuais variações de temperatura, sugerindo o uso de guarda-sol para protegê-lo, minimizando tais efeitos da radiação do sol. Recomenda ainda que as leituras sejam feitas sempre que possível pelo mesmo operador, tanto do nível, como o da mira, verificando sempre se a base da mira está limpa e que, sempre que possível, seja feita a instalação de mais de uma referência de nível no local, de modo a contemplar a aferição de eventuais deslocamentos e a propiciar um elemento de reserva contra eventuais acidentes de obra.

A partir do arranjo esquemático a ser implementado, é possível realizar leituras regulares de recalques ao longo do tempo, contemplando diversos estágios de carregamento da obra, obtendo-se ao final, gráficos Tempo X Recalques.

No seu item sobre o desempenho de fundações, a NBR 6122 (2010) relata que o monitoramento de recalques é obrigatório nos seguintes casos:

a) Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
b) Estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
c) Relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
d) Fundações ou estruturas não convencionais.

Ainda segundo a NBR 6122 (2010), o programa de monitoramento, incluído no projeto de fundações, deve conter informações como a referência de nível indeslocável a ser utilizada, as características dos aparelhos de medida e a frequência e período em que serão realizadas as leituras dos recalques.

Milititsky, Consoli & Schnaid (2008) apontam que os pontos de medição dos recalques devem ser escolhidos de modo a facilitar as leituras e fornecer os dados necessários ao acompanhamento do problema suscitado. Afirmam ainda que a periodicidade das medidas está relacionada com os efeitos a serem acompanhados, podendo ser diárias em casos especiais ou situações de risco, semanais em casos de escavações e execução de tirantes, mensais ou bimensais em casos de monitoramento de rotina e semestrais ou anuais quando os efeitos a serem verificados são de longo prazo.

A prática de acompanhamento de recalques por meio de instrumentação de campo é usual, sendo retratada por diversos autores, a serem citados Gusmão (1990), Gonçalves (2004), Danziger *et al.* (2005), Russo Neto (2005), Mota (2009), Savaris, Hallak & Maia (2011), Santos (2016) e Rosa (2016).

As leituras de recalques durante o monitoramento geralmente são feitas em intervalos entre três e seis meses, quando são lentos, podendo serem feitas em intervalos menores, com frequência semanal ou diária, para o caso de recalques rápidos (GUSMÃO FILHO, 2006).

Durante o monitoramento, é possível ainda avaliar a evolução dos recalques através da velocidade com que eles ocorrem ao longo do tempo. Segundo Gusmão Filho (2006), os pilares podem ter velocidades diferentes para a evolução dos recalques, pois tais recalques crescem de forma diferente.

Alonso (1991) estabelece velocidades aceitáveis para a evolução dos recalques tendo em vista a imprecisão das leituras realizadas. A Tabela 3, a seguir, mostra os valores de velocidade de recalques, em micras por dia (μ/dia), para edifícios em construção e já concluídos.

Tabela 3 - Velocidades aceitáveis para evolução de recalques

Tempo de Construção	**Velocidade (μ/dia)**	**Classificação**
Prédios em Construção		
Fundação Direta	até 200	Normal
Fundação Profunda	até 100	Normal
Prédios Construídos		
Mais de 1 ano e menos de 5 anos	até 30	Aceitável
	até 40	Muito Alta
Mais de 5 anos	até 20	Mediana
	menos de 20	Desprezível

Fonte: ALONSO (1991)

Como observado também por Milititsky, Consoli & Schnaid (2008), tal velocidade depende de inúmeros fatores, podendo ser estabelecido valores genéricos, como prédios com fundações diretas em fase construtiva de até 200 μ/dia, prédios com fundações profundas em fase construtiva de até 80 μ/dia, prédios entre 1 e 5 anos entre 10 e 20 μ/dia e com mais de 5 anos, menor que 10 μ/dia.

2.5 Modelador Estrutural de Edifícios CAD/TQS

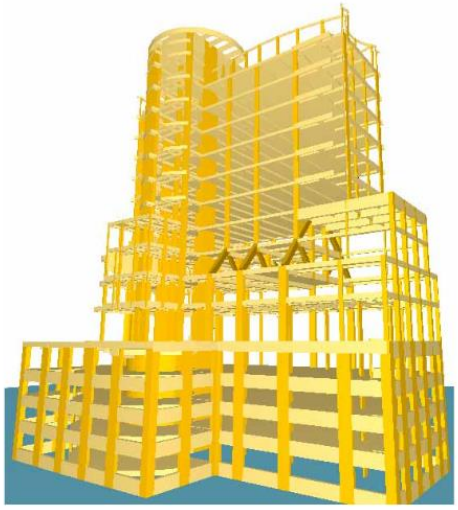
Devido à complexidade dos projetos de estruturas, cuja concepção está ligada a um trabalho intelectual envolvendo uma série de variáveis de diferentes propriedades, atualmente é comum, entre os projetistas estruturais, o uso de programas computacionais que permitam a modelagem e a análise estrutural mais refinada das edificações, incluindo o seu dimensionamento, a interação entre os seus elementos e a verificação de sua segurança diante o seu futuro uso.

Dentre os programas de modelagem estrutural existentes no mercado, um dos mais utilizados pelos projetistas de edificações está o CAD/TQS, desenvolvido pela TQS Informática LTDA., que se destaca devido à sua gama de recursos e critérios utilizados para o dimensionamento estrutural, além de sua interface e fácil manuseio.

O CAD/TQS consiste em um sistema computacional que elabora projetos de estruturas em concreto armado e protendido, além de projetos em alvenaria estrutural, considerando todas as etapas de um projeto e integrando-os, seguindo as prescrições estabelecidas pela NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e a metodologia usual de elaboração e representação de projetos estruturais nas empresas do Brasil (TQS, 2018).

Além disso, tal sistema é capaz de modelar e calcular edificações (Figura 12) de concreto de pequeno, médio e grande porte, frente a diferentes formatos e complexidades, passando pelas diferentes etapas de projeto, incluindo a concepção estrutural inicial, a análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras, finalizando pela produção de todos os desenhos necessários para a complementação das análises (TQS, 2018).

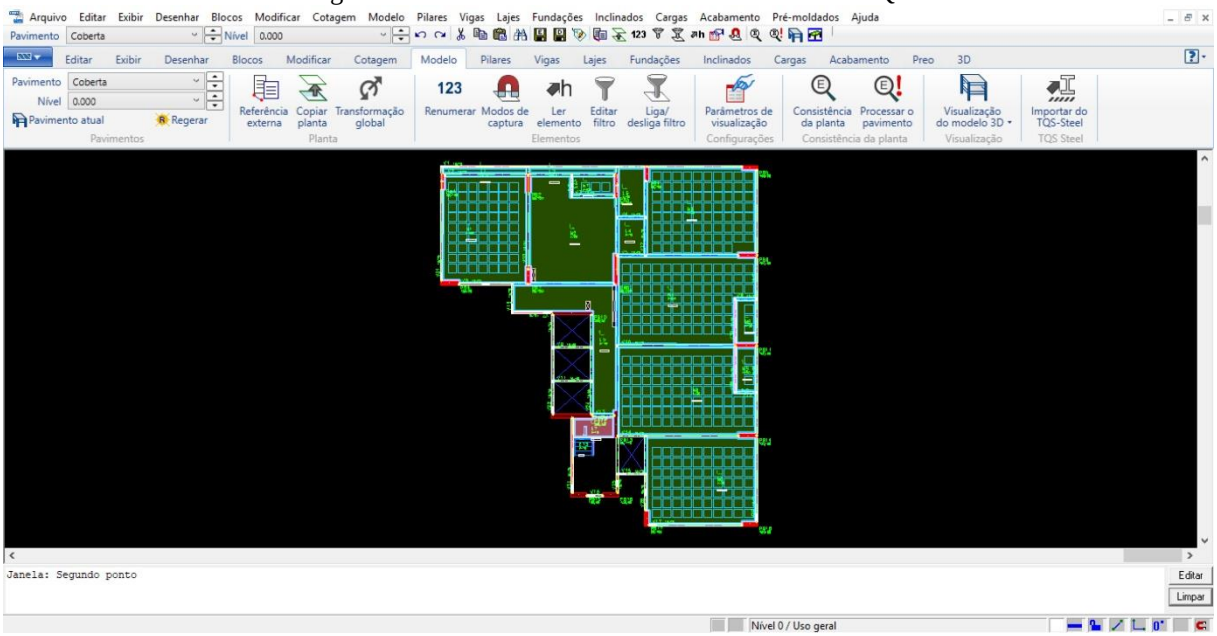
Figura 12 - Exemplo de estrutura modelada pelo CAD/TQS



Fonte: TQS (2018)

Apresentando uma interface de fácil manuseio e de claro entendimento (Figura 13), o sistema em questão, utilizando ajustes refinados, gera modelos matemáticos compostos por grelhas e pórticos espaciais que simulam o comportamento mais realista da estrutura a ser analisada, juntamente com relatórios contendo os esforços e deslocamentos de seus elementos, além de dimensionar e detalhar as armaduras desses elementos automaticamente, permitindo ao engenheiro responsável pela concepção do projeto, a interpretação dos resultados obtidos pela modelagem.

Figura 13 - Interface do modelador estrutural CAD/TQS



Fonte: O AUTOR (2018)

Tais elementos dimensionados incluem lajes (maciça, nervurada, treliçada, pré-moldada, mista) vigas (retas ou curvas, vigas-faixa, de transição, inclinada), pilares (seções diferenciadas, pilar-parede, inclinado, pilarete, tirantes, com variação de seção) escadas e fundações (que incluem sapatas e blocos de coroamento sobre até 12 estacas), incluindo características e estruturas complementares de cada elemento citado anteriormente.

O pós-processamento gerado pelo CAD/TQS é bastante completo, mostrando, dentre outros itens, o relatório com diferentes combinações de carregamento, tornando mais abrangente possível a análise do modelo estrutural implementado.

3 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO CASO DE OBRA

Este capítulo apresenta as principais características do caso de obra estudado neste trabalho, relacionadas aos aspectos estruturais dos edifícios analisados, dos aspectos geológico-geotécnicos do terreno de fundação e do monitoramento de recalques realizado durante a construção das edificações.

3.1 Descrição Geral

O caso de obra estudado neste trabalho trata-se de um empreendimento residencial composto por duas torres de múltiplos pavimentos, intituladas aqui de “A” e “B”, localizadas na Avenida Adjar da Silva Casé, Bairro Indianópolis, na cidade de Caruaru (Mapa 1), que se insere na região do semiárido do estado de Pernambuco.

Mapa 1 - Localização do caso de obra estudado

Fonte: O AUTOR (2018)

Ambas as torres são compostas por: pavimento térreo, que conta com dois diferentes níveis, e onde está localizada a portaria e o *hall* de entrada, assim como algumas áreas comuns do condomínio como academia e salão de festas; dois mezaninos onde se localiza a área de estacionamento de veículos dos moradores; os pavimentos-tipo (ou lâminas), onde ficam

localizados os apartamentos, sendo 32 lâminas na torre “A” com quatro unidades de 56,89 m² e quatro unidades de 73 m² por andar, e 35 lâminas na torre “B”, com uma unidade de 89,81 m² duas unidades de 93 m² por andar, totalizando 361 apartamentos; além disso, as torres ainda possuem o pavimento de coberta e o ático, onde está presente o reservatório de água superior. A Fotografia 1 ilustra o empreendimento já concluído.

Fotografia 1 - Torres “A” (à direita) e “B” (à esquerda) concluídas

Fonte: O AUTOR (2018)

3.2 Características Estruturais

O empreendimento foi construído com peças de concreto armado, compreendendo lajes, vigas e pilares dimensionados de acordo com as prescrições previstas pela NBR 6118 (2003) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, versão em vigor no momento da concepção do projeto. Os elementos estruturais citados anteriormente possuem valores de resistência características do concreto à compressão (fck) que reduzem de acordo com o avanço dos pavimentos executados, tendo fck igual à 45 MPa da fundação até o oitavo pavimento-tipo, fck

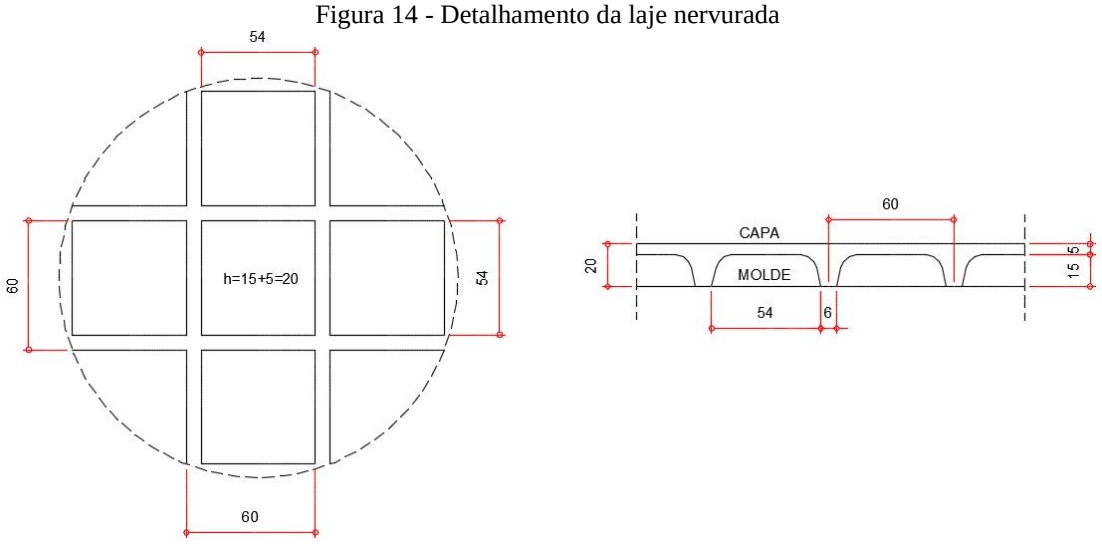
igual à 40 MPa do nono ao décimo nono pavimento-tipo e fck igual à 35 MPa do vigésimo pavimento-tipo até o ático, e aço utilizado CA-50 A, em ambas as torres.

Analisando as lâminas das duas torres, as lajes são do tipo nervuradas, exceto nas lajes das varandas dos apartamentos, que são do tipo maciças. A altura total das lajes nervuradas é de 20 cm, com alturas das nervuras de 15 cm e capa de 5 cm (Figura 14); quanto às lajes maciças em balanço das varandas, estas possuem altura de 13 cm e rebaixadas 7 cm em relação à altura das lajes nervuradas. As vigas possuem diferentes seções, com bases entre 12 e 16 cm, e alturas que variam de 40 a 75 cm.

A torre "A" possui um total de 22 pilares na região de sua lâmina, enquanto que a torre "B", 18 pilares. Quanto às suas seções transversais, estes apresentam diferentes valores, determinados de acordo com a necessidade do projeto; em relação à variação da seção ao longo do comprimento, os pilares sofrem uma redução de seção a partir do segundo pavimento-tipo, permanecendo com esta dimensão até o pavimento de coberta. A Figura 15 e Figura 16 mostram a locação dos pilares dos pavimentos-tipo das torres "A" e "B", respectivamente.

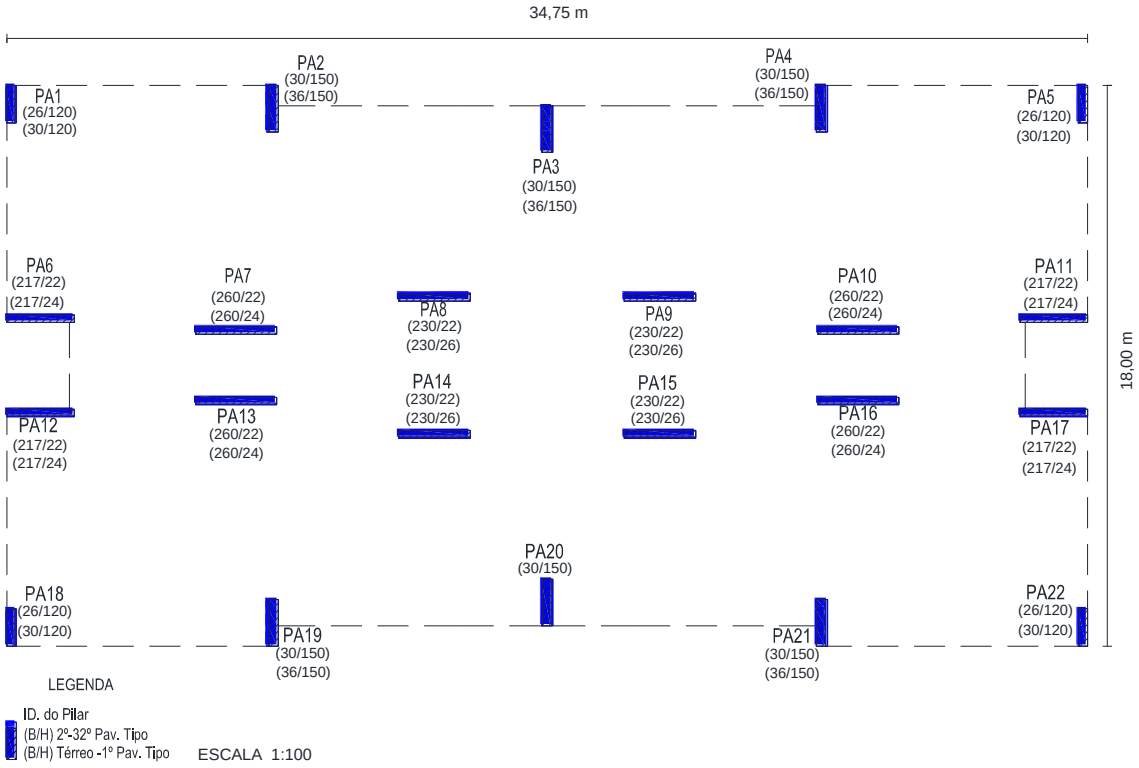
A alvenaria, tanto a externa como a interna, é composta por tijolos cerâmicos. Para o caso da alvenaria externa, esta é revestida por uma camada de emboço de argamassa convencional e pastilhas cerâmicas; já a alvenaria interna é revestida por uma camada de emboço de argamassa convencional para as áreas molhadas (varanda, área de serviço e cozinha) e por emboço de argamassa convencional e cerâmica para o banheiro (também área molhada); por fim, uma camada de emboço em gesso reveste internamente as demais áreas internas. O contrapiso é constituído por uma camada de argamassa convencional e revestido por cerâmicas, e o teto é revestido por placas de gesso.

Figura 14 - Detalhamento da laje nervurada



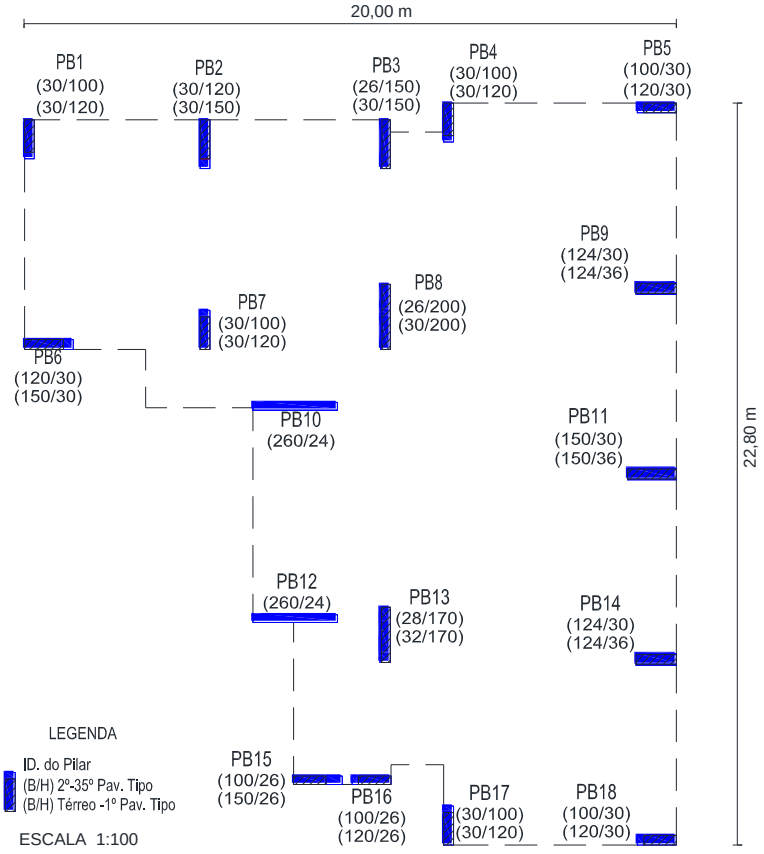
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 15 - Planta de locação dos pilares da torre “A”



Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 16 - Planta de locação dos pilares da torre “B”



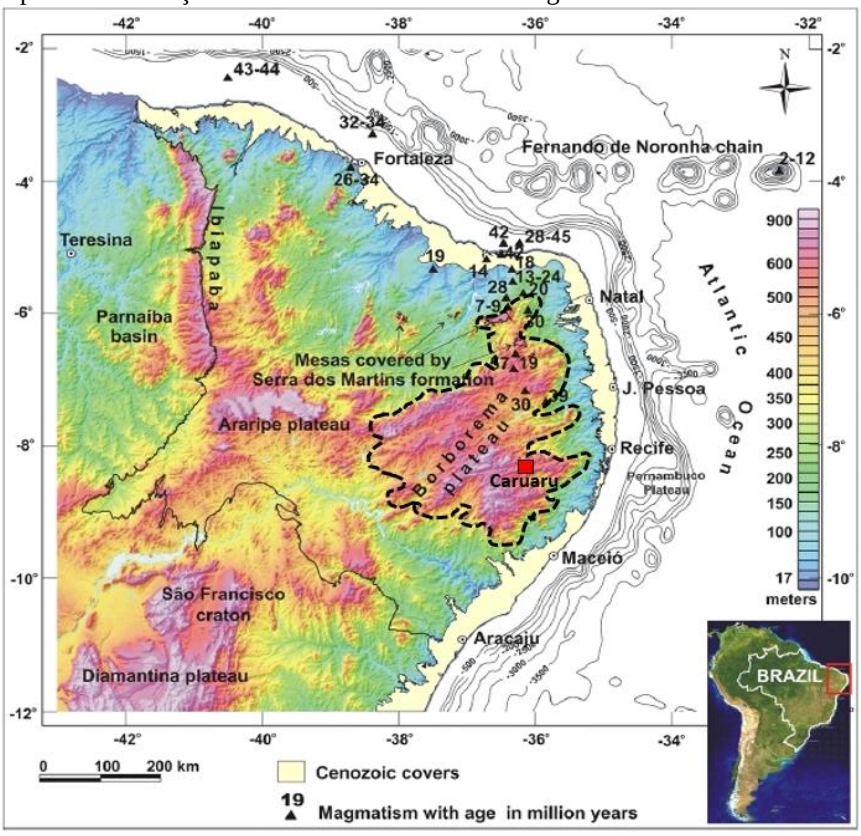
Fonte: O AUTOR (2018)

3.3 Características Geológico-Geotécnicas do Local

Por se localizar na região do Planalto da Borborema (Mapa 2), a cidade de Caruaru apresenta terrenos com características mais resistentes, com predominância de rochas muito ou pouco fraturadas. Segundo Oliveira & Medeiros (2012), a Borborema poderia ter seu soerguimento provocado pela atividade magmática e de uma anomalia térmica profunda que teria se iniciado há cerca de 30 milhões de anos, na região do Nordeste, onde um material quente e fundido, formado basicamente de magma basáltico, teria ficado preso entre a crosta e o manto da Terra e que, pela diferença de densidade entre o magma aprisionado e as rochas vizinhas teria provocado uma força vertical, o empuxo, formando assim o Planalto.

Oliveira & Medeiros (2012) comentam ainda que, devido às atividades sísmicas que podem ser observadas na região da Borborema, como pequenos tremores de terra ocorridos em Caruaru e cidades vizinhas, o Planalto ainda não teria atingido o seu equilíbrio isostático, indicando que o processo de soerguimento ainda está ativo, de modo que quando tal processo ocorre, a crosta lentamente retorna de forma elástica para sua condição inicial.

Mapa 2 - Localização da cidade de Caruaru/PE na região do Planalto da Borborema



Fonte: Adaptado de OLIVEIRA & MEDEIROS (2012)

O programa de investigação geológico-geotécnica para o reconhecimento do terreno da área de estudo foi realizado através da execução de furos de sondagens do tipo mista, com a execução de SPT até ser atingida a camada impenetrável, sendo depois prosseguida pela sondagem rotativa. No total, foram executados 14 furos de sondagens, sendo que 8 deles compreenderam a área do terreno da torre "A", e os outros 6, a área do terreno da torre "B".

As sondagens realizadas na área do terreno da torre "A" (SM-01, SM-02, SM-03, SM-04, SM-05, SM-06, SM-A e SM-B**)** mostraram uma variação de cotas entre 6,54 m e 8,27 m, com a presença de uma camada superficial de solo arenoso com pedregulhos, de cor clara, seguida por uma camada de rocha alterada, também de cor clara, observada em alguns furos. Por fim, foi encontrado rocha metamórfica cataclástica (cataclasito) até a profundidade investigada (entre 1,50 m e -4,0 m); quanto ao seu grau de alteração, a rocha apresentava-se de muito a pouco fraturada e pouco alterada a praticamente inalterada, com valores de *RQD (Rock Quality Designation)* predominantemente maiores que 75%, configurando uma classificação com recuperação de boa a excelente. Durante a execução dos furos, não foi encontrado, até a profundidade investigada, nível d'água freático (NA).

As sondagens realizadas na área do terreno da torre "B" (SM-07, SM-08, SM-09, SM-10, SM-C e SM-D**)** mostraram uma variação de cotas entre 6,25 m e 8,37 m, com a presença de uma camada superficial de solo arenoso com pedregulhos, de cor clara, seguida por uma camada de aterro arenoso. Assim como no terreno da torre "A", foi encontrado na área do terreno da torre "B" a presença de rocha metamórfica cataclástica (cataclasito) até a profundidade investigada (entre 4,50 m e -5,50 m); quanto ao seu grau de alteração, a rocha apresentava-se de muito a pouco fraturada e pouco alterada a praticamente inalterada, com valores de *RQD (Rock Quality Designation)* predominantemente maiores que 75%, configurando uma classificação com recuperação de boa a excelente. Durante a execução dos furos, não foi encontrado, até a profundidade investigada, nível d'água freático (NA). A Fotografia 2 (a-b) ilustra amostras de rocha obtidas através da execução de um dos furos de sondagem (SM-02) executado na área do terreno da torre "A" (a) e de um dos furos de sondagem (SM-09) executado na área do terreno da torre "B". Encontram-se, no ANEXO A, os boletins de sondagens de todos os furos executados no terreno das torres "A" e "B".

Fotografia 2 - Amostra da rocha obtida (a) pelo furo de sondagem SM-02 da área do terreno da torre “A” e (b) pelo furo de sondagem SM-09 da área do terreno da torre “B”

(a) (b)

Fonte: O AUTOR (2018)

A fim de verificar a resistência à compressão simples da rocha (RCS), foi realizado o ensaio de compressão simples em 8 amostras cilíndricas de rochas de dimensões 5,4 cm x 10,8 cm (diâmetro x altura) extraídas de diferentes profundidades das sondagens realizadas. A rocha apresentou resistência à compressão simples (RCS) variando entre 83,0 MPa e 175,0 MPa, com valor médio de 110,9 MPa, desvio-padrão de 33,13 e coeficiente de variação (CV) de 30%, como mostra a Tabela 4.

Tabela 4 - Valores de resistência à compressão simples (RCS) da rocha do terreno de fundação

Amostras (5,40 cm x 10,80 cm)	**Profundidade (m)**	**RCS (MPa)**
A	1,80	83,00
B	4,50	91,70
C	2,00	175,00
D	1,80	78,60
E	2,50	100,50
F	3,50	118,00
G	3,50	153,00
H	2,30	87,40
Média		**110,90**
Desvio Padrão		**33,13**
Coeficiente de Variação (%)		**30**

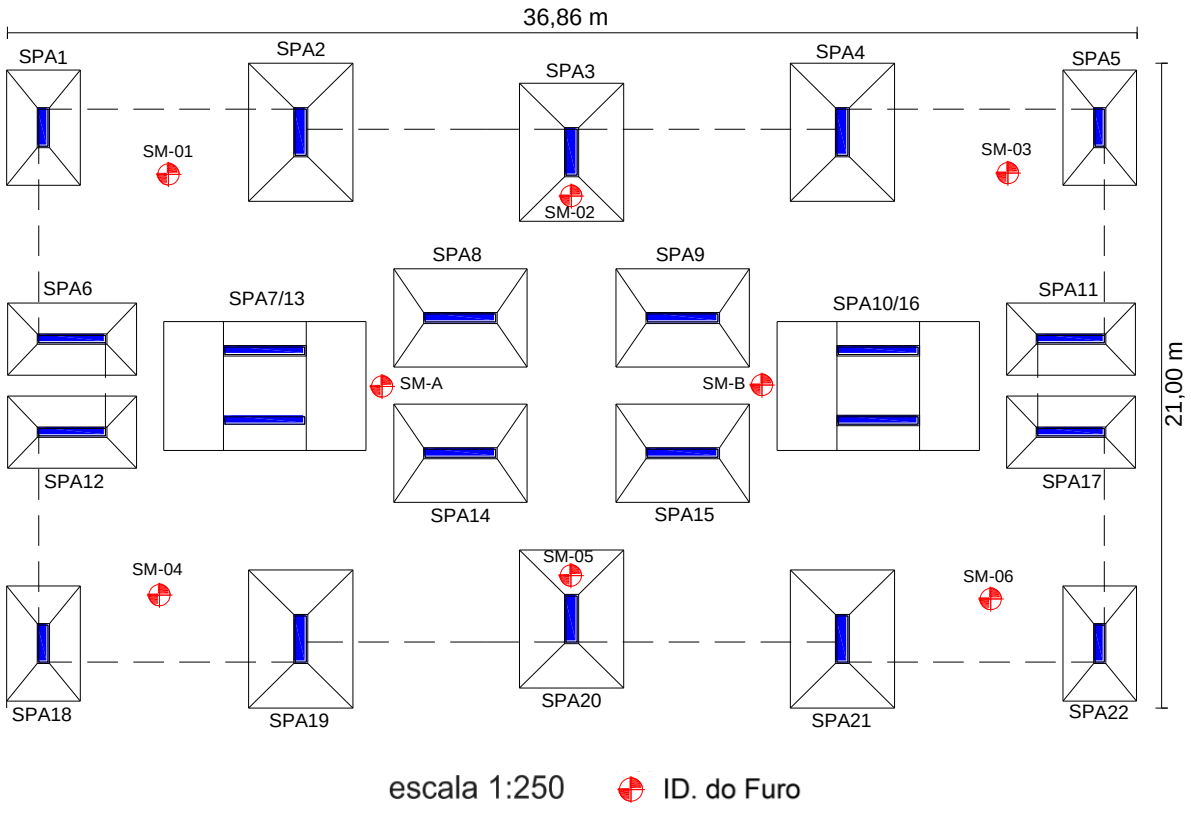
Fonte: O AUTOR (2018)

Devido às características do terreno da área de estudo, foi escolhida, como solução para o caso, a execução de uma fundação superficial, composta por sapatas isoladas e associadas de diferentes dimensões, cujas sapatas das lâminas foram projetadas para uma tensão admissível de 800 kPa para as cargas permanentes, e para uma tensão de 1040 kPa (acréscimo de 30%, como preconiza a NBR 6122 (2010) para o caso em que considera a combinação das cargas permanentes e a ação do vento.

As Figuras 17 e 18 mostram, respectivamente, a locação dos furos de sondagens mista realizados para o reconhecimento do terreno da área de estudo, juntamente com a planta das sapatas da região das lâminas das torres “A” e “B”. O ANEXO B apresenta as dimensões de todas as sapatas executadas no projeto, assim como as cotas das suas bases.

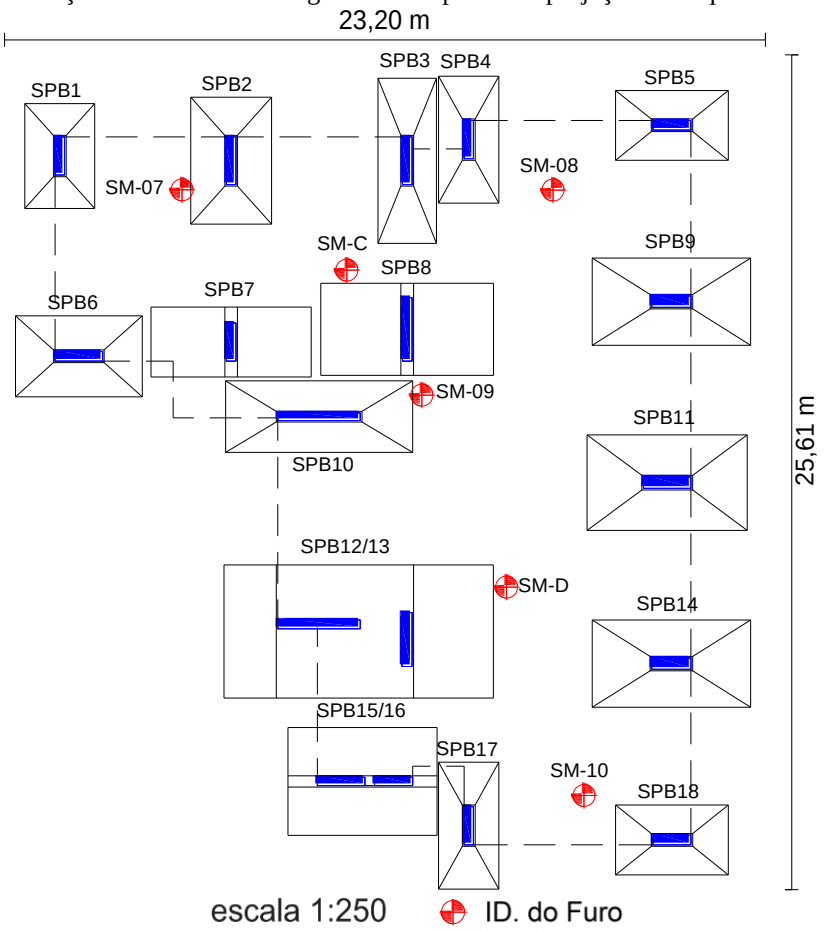
As Figuras 19 e 20, a seguir, apresentam os perfis geotécnicos representativos do terreno das áreas das torres “A” e “B”, respectivamente.

Figura 17 - Localização dos furos de sondagem mista e planta de projeção das sapatas da área da torre “A”



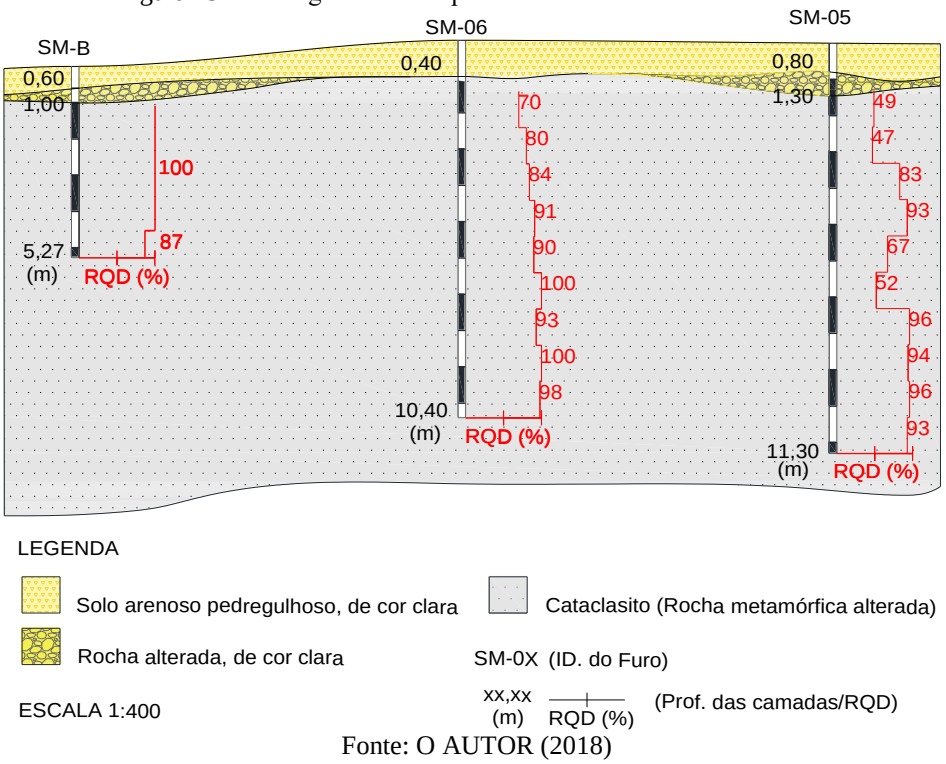
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 18 - Localização dos furos de sondagem mista e planta de projeção das sapatas da área da torre “B”



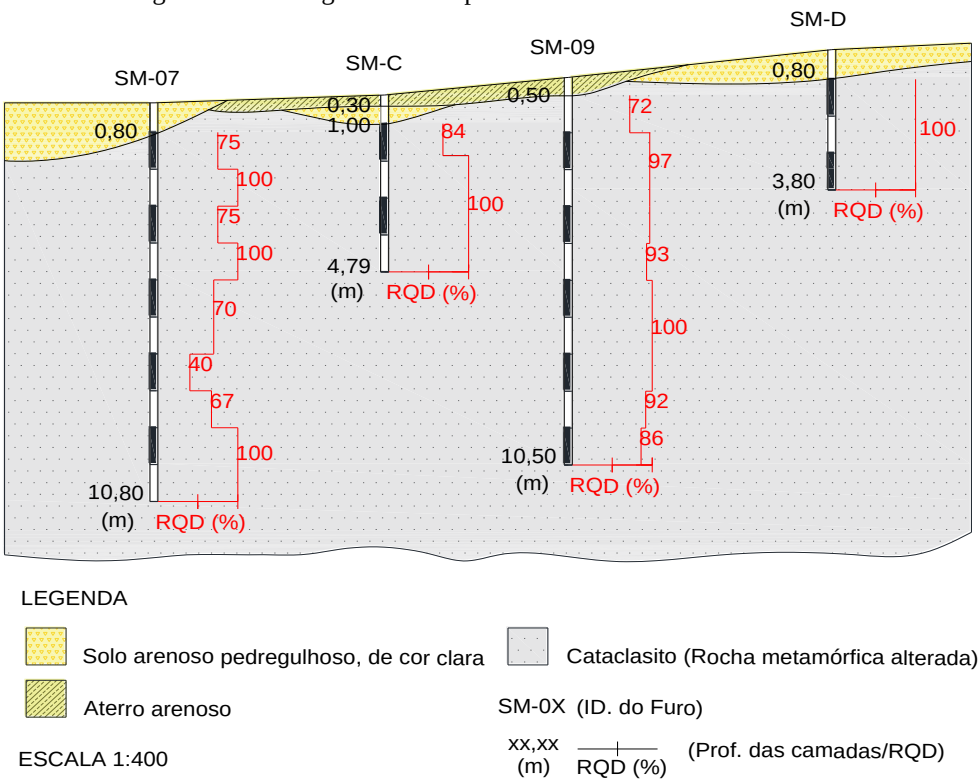
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 19 - Perfil geotécnico representativo do terreno da torre “A”



Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 20 - Perfil geotécnico representativo do terreno da torre “B”



Fonte: O AUTOR (2018)

3.4 Instrumentação e Monitoramento de Recalques

O monitoramento de recalques em campo foi realizado a fim de estabelecer os valores dos deslocamentos verticais da estrutura no terreno. A prática, que segundo a NBR 6122 (2010), é obrigatória para o caso analisado por se tratar de edifícios com mais de 60 metros de altura, desde o pavimento térreo até a laje de cobertura do último piso habitável, seguiu o procedimento convencional para esse tipo de instrumentação de campo.

Previamente, foram instalados pinos metálicos em cada um dos 22 pilares da torre “A” e nos 18 pilares da torre “B”, ambos no nível 1 do pavimento térreo. O pino engastado no pilar funcionou como referência para identificar os deslocamentos verticais das suas respectivas sapatas. Cada pilar foi identificado com um número pintado em tinta, ao lado do seu respectivo pino engastado, também destacado com tinta para facilitar a sua leitura. Instalada a referência de nível profunda como base, e tendo como referências adicionais pontos externos à obra, como postes e muros localizados no entorno da construção, o procedimento de medição foi executado, juntamente com o nível óptico de precisão e as réguas em ínvar (miras).

Foram realizadas, ao todo, 6 leituras nos pinos de recalques, entre os dias 14 de novembro de 2013 e 04 de julho de 2016, totalizando um período de 963 dias de monitoramento.

As leituras compreenderam diferentes estágios da obra. A primeira leitura foi realizada no momento em que foram instalados os pinos (leitura zero); a última, após a conclusão da obra (leitura 5). As Tabelas 5 e 6 apresentam, respectivamente, os estágios da obra das torres “A” e “B” no momento em que foram realizadas as leituras nos pinos de recalques, mostrando o andamento de cada atividade executada na obra durante as leituras. As Tabelas 7 e 8 mostram, respectivamente, os valores dos recalques absolutos parciais obtidos nas leituras dos pinos de recalques das torres “A” e “B”.

Tabela 5 - Estágios da obra da torre “A”

Leitura	0	1	2	3	4	5
Data	14/11/13	06/08/14	04/11/14	28/04/15	23/10/15	04/07/16
Tempo transcorrido (dias)	0	265	355	530	708	963
Atividade	**ESTÁGIO DA OBRA DA TORRE “A”**					
Lajes	pav. térreo	25º pav. tipo	res. superior	res. superior	res. superior	Obra concluída
Alv. externa	-	19º pav. tipo	31º pav. tipo	pav. coberta	pav. coberta	
Alv. interna	-	2º pav. tipo	12º pav. tipo	32º pav. tipo	32º pav. tipo	
Piso **Contrapiso**	-	7º pav. tipo	19º pav. tipo	32º pav. tipo	32º pav. tipo	
Piso **Cerâmica**	-	-	-	11º pav. tipo	32º pav. tipo	
Rev. Interno (emboço, e cerâmicas)	-	-	5º pav. tipo	21º pav. tipo	32º pav. tipo	
Rev. Externo (emboço e pastilhas cerâmicas)	-	-	-	11º pav. tipo	32º pav. tipo	
Forro	-	-	-	5º pav. tipo	32º pav. tipo	

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 6 - Estágios da obra da torre “B”

Leitura	0	1	2	3	4	5
Data	14/11/13	06/08/14	04/11/14	28/04/15	23/10/15	04/07/16
Tempo transcorrido (dias)	0	265	355	530	708	963
Atividade	**ESTÁGIO DA OBRA DA TORRE “B”**					
Lajes	pav. térreo	29º pav. tipo	res. superior	res. superior	res. superior	Obra concluída
Alv. externa	-	21º pav. tipo	33º pav. tipo	pav. coberta	pav. coberta	
Alv. interna	-	9º pav. tipo	21º pav. tipo	35º pav. tipo	35º pav. tipo	
Piso **Contrapiso**	-	15º pav. tipo	27º pav. tipo	35º pav. tipo	35º pav. tipo	
Piso **Cerâmica**	-	-	-	11º pav. tipo	34º pav. tipo	
Rev. Interno (emboço, e cerâmicas)	-	1º pav. tipo	9º pav. tipo	24º pav. tipo	35º pav. tipo	
Rev. Externo (emboço e pastilhas cerâmicas)	-	-	-	11º pav. tipo	35º pav. tipo	
Forro	-	-	-	5º pav. tipo	34º pav. tipo	

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 7 - Recalques absolutos parciais - Torre "A"

Recalques absolutos parciais (mm)						
Pilar	**Leituras (Estágios da obra)**					
	0	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
	Tempo transcorrido (dias)					
	0	**265**	**355**	**530**	**708**	**963**
PA01	0,00	0,61	1,22	3,61	3,20	-
PA02	0,00	1,81	-0,14	4,94	4,44	-
PA03	0,00	2,28	0,59	6,04	5,59	-
PA04	0,00	3,29	1,78	7,74	7,51	-
PA05	0,00	1,59	-1,55	4,62	4,21	-
PA06	0,00	2,76	1,04	7,11	7,09	-
PA07	0,00	3,21	1,83	8,04	7,68	-
PA08	0,00	3,51	2,57	9,13	9,42	-
PA09	0,00	3,94	2,92	9,22	9,27	-
PA10	0,00	4,12	3,32	9,59	10,64	-
PA11	0,00	2,42	3,09	5,23	5,27	-
PA12	0,00	2,63	0,77	6,58	6,33	-
PA13	0,00	3,26	5,44	8,12	-	-
PA14	0,00	3,70	5,96	8,88	-	-
PA15	0,00	4,51	6,88	9,66	-	-
PA16	0,00	5,02	7,43	10,90	11,89	13,38
PA17	0,00	1,72	2,51	7,11	-	-
PA18	0,00	3,32	5,25	7,54	-	-
PA19	0,00	5,79	8,76	11.44	-	-
PA20	0,00	9,84	14,48	18,37	-	-
PA21	0,00	8,28	11,95	15,33	17,38	18,99
PA22	0,00	2,32	3,73	6,09	6,03	6,52

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 8 - Recalques absolutos parciais – Torre “B”

Recalques absolutos parciais (mm)						
Pilar	**Leituras (Estágios da obra)**					
	0	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
	Tempo transcorrido (dias)					
	0	**265**	**355**	**530**	**708**	**963**
PB01	0,00	1,84	1,80	3,87	3,92	-
PB02	0,00	4,60	4,50	6,93	-	-
PB03	0,00	5,90	6,98	9,90	11,02	-
PB04	0,00	6,51	7,18	9,91	11,11	-
PB05	0,00	4,23	2,93	5,97	-	-
PB06	0,00	3,15	3,57	6,45	6,91	-
PB07	0,00	4,17	4,43	6,81	7,39	-
PB08	0,00	4,90	5,27	7,57	8,10	-
PB09	0,00	4,17	3,80	6,01	-	-
PB10	0,00	3,31	3,40	5,64	7,72	-
PB11	0,00	6,27	7,10	9,69	10,50	12,15
PB12	0,00	3,02	3,74	5,45	5,65	-
PB13	0,00	3,34	3,97	6,35	6,35	-
PB14	0,00	2,61	2,50	5,02	5,41	6,18
PB15	0,00	1,68	1,75	-	4,63	-
PB16	0,00	2,13	1,92	4,29	4,45	4,51
PB17	0,00	2,92	3,50	5,48	6,66	6,62
PB18	0,00	2,37	2,30	4,11	4,91	5,01

Fonte: O AUTOR (2018)

Observou-se erros nos valores dos recalques nos pilares PA02 à PA10 e PA12 durante a leitura 2, e ausência do registro dos valores dos recalques nos pilares PA13 à PA15 e PA17 à PA20 na leitura 4 e PA01 à PA15 e PA17 à PA2 0 na leitura 5 da torre “A”, assim como erros nos valores dos recalques nos pilares PB05, PB09 e PB16 durante a leitura 2, e ausência do registro dos valores dos recalques nos pilares PB15 durante a leitura 3, PB02, PB05 e PB09 durante a leitura 4 e PB01 à PB10, PB12, PB13 e PB15 durante a leitura 5 da torre “B”; além disso, a ausência dos valores não registrados durante as leituras se deve ao fato de que os pinos de monitoramento de recalques foram removidos por parte dos operadores da obra sem que houvesse a autorização do engenheiro responsável pela instrumentação de campo.

4 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta a metodologia empregada para os estudos realizados nesta dissertação, em que retrata a estimativa de recalques através das curvas de isorecalques, a modelagem estrutural dos edifícios, o procedimento para o cálculo dos coeficientes de mola de rigidez “K” para as análises de interação solo-estrutura (ISE caso 1 e 2) e, por fim, os procedimentos para o estudo do módulo de elasticidade da rocha do terreno de fundação dos edifícios analisados.

4.1 Considerações Gerais

A metodologia geral para a representação do caso de obra estudado, considerando os mecanismos da interação solo-estrutura, iniciou-se por meio da coleta das informações gerais do objeto de estudo. Tais informações estão relacionadas tanto ao projeto estrutural das torres “A” e “B” (plantas arquitetônica e de fôrmas), como também dos dados referentes ao cronograma geral de cada atividade executada durante a construção e ao monitoramento de recalques realizado nos estágios de obra já mencionados no item 3.4 deste trabalho.

As informações contidas nas plantas de fôrmas e de arquitetura, assim como os dados referentes ao cronograma de atividades executadas durante a construção serão utilizadas para realizar a modelagem estrutural dos edifícios via *software* CAD/TQS, nos estágios de obra analisados considerando seus apoios fixos (indeslocáveis), obtendo-se os esforços resultantes para cada um dos apoios.

Em seguida, a partir das leituras dos recalques registradas durante o monitoramento dos pilares dos edifícios, serão estimados, via curvas de isorecalques geradas pelo s*oftware* de interpolação denominado *Surfer*, os valores que foram registrados de maneira equivocada e os valores não registrados, a fim de obter os dados para todos os pilares que foram instrumentados durante a execução da obra.

Tendo concluída a modelagem da estrutura considerando seus apoios fixos e obtendo-se os esforços resultantes, como também os valores dos recalques obtidos pela instrumentação e os estimados pelas curvas de isorecalques, serão calculados os valores dos coeficientes de mola “K”, de natureza elástica, que representarão os apoios da superestrutura como deslocáveis, em duas análises da interação solo-estrutura:

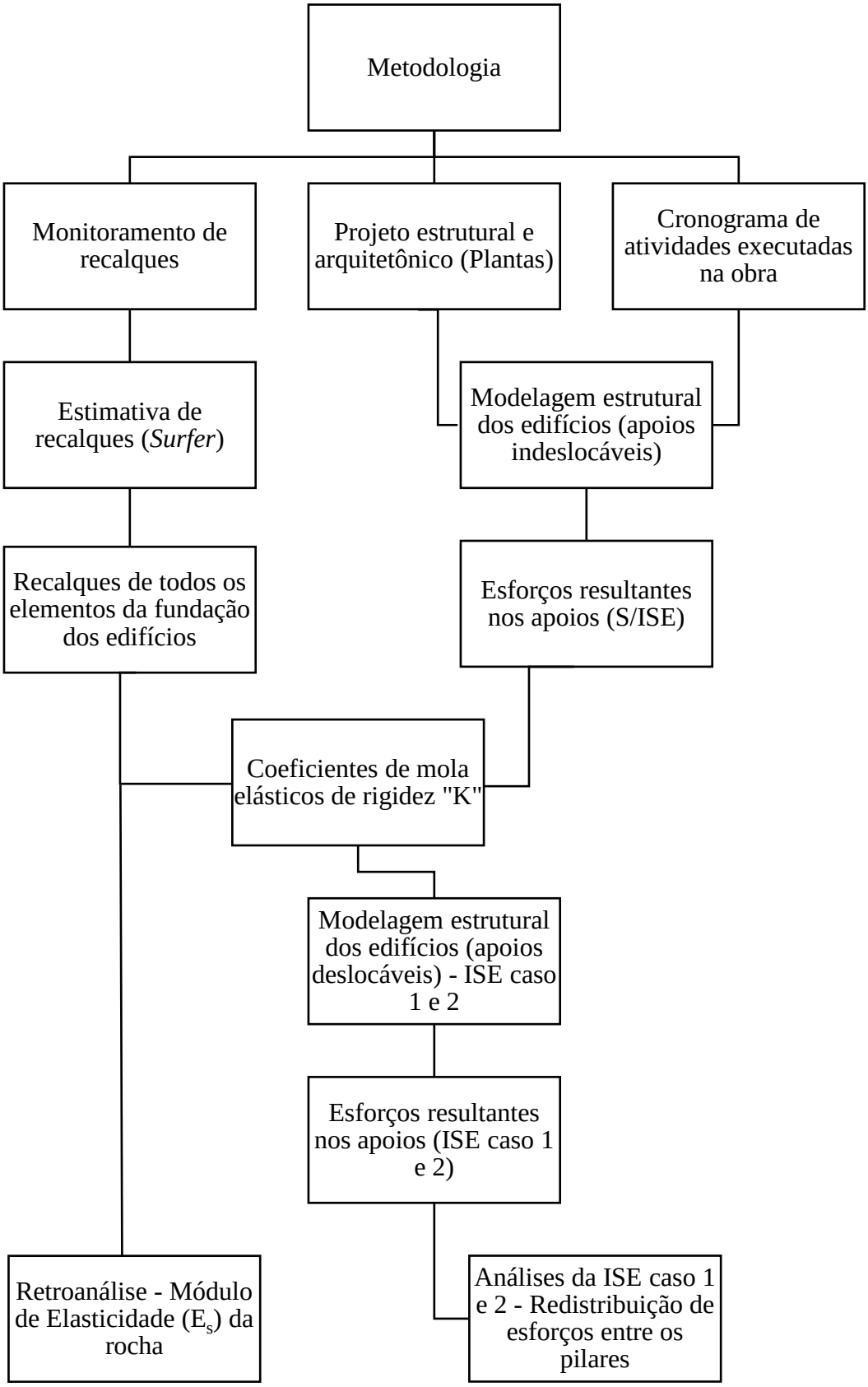
- 1ª análise – ISE caso 1: nesta análise, os coeficientes de mola serão calculados de forma independente, obtidos pela razão entre o esforço resultante e o recalque sofrido por cada elemento, nos diferentes estágios de obra;
- 2ª análise – ISE caso 2: nesta análise, para cada estágio de obra analisado, será determinado um único coeficiente de mola, obtido pela razão entre o esforço resultante médio e o recalque médio dos elementos de fundação.

Uma vez que, já determinados os valores de "K" e inseridos no modelador estrutural CAD/TQS, serão recalculados os esforços resultantes nos apoios da superestrutura, sendo possível analisar a sua redistribuição de esforços entre seus pilares, comparando os resultados obtidos com os resultados da modelagem considerando seus apoios fixos.

Por fim, o trabalho aborda, por meio de retroanálise, um estudo acerca do módulo de elasticidade do maciço rochoso da fundação dos edifícios. Para isso, foi utilizada a metodologia proposta por Schleicher (1926) para a estimativa de recalques em rocha e os valores dos esforços resultantes nos apoios da superestrutura das duas análises de ISE realizadas anteriormente, relacionando tais dados com os valores dos recalques obtidos em cada estágio da obra. Foram feitas correlações entre os valores encontrados e os dados geotécnicos relacionados à obra, obtendo-se informações acerca do terreno da fundação.

O Fluxograma 1 apresenta, de maneira simplificada, toda metodologia adotada neste trabalho. Os itens deste capítulo descreverão com mais detalhes, cada etapa da metodologia empregada.

Fluxograma 1 - Resumo da metodologia deste trabalho



Fonte: O AUTOR (2018)

4.2 Estimativa de Recalques Pelas Curvas de Isorecalques

Com a finalidade de analisar o comportamento e realizar os estudos da interação solo-estrutura dos pontos onde os recalques dos pilares foram registrados de maneira errada ou que não foram registrados, foi utilizada a ferramenta computacional chamada *Surfer*, desenvolvida pela *Golden Software inc*., a fim de estimar tais recalques.

O software, amplamente utilizado para elaboração de mapas de variáveis, permite a visualização do comportamento espacial dos dados estudados utilizando-se algoritmos matemáticos implementados em sua estrutura.

Assim, tendo como dados iniciais, os valores conhecidos dos recalques que foram registrados através do monitoramento de campo, das coordenadas da projeção, em planta, do centro dos pilares, foi realizada, por meio do método de Krigagem implementado no *software* em questão, a estimativa dos recalques que foram registrados de maneira errada e dos recalques que não foram registrados. Segundo Landim (2000), o método de Krigagem apresenta a interpolação com a melhor precisão geral de dados para a determinação dos valores desses recalques, obtendo-se, ao final, as curvas de isorecalques dos pilares contendo linhas que unem os recalques de mesmo valor, dos estágios de obra 1 ao 5, já que o estágio 0 (zero) refere-se ao momento em que foram instalados os pinos de monitoramento, apresentando leitura zero.

4.3 Modelagem Estrutural dos Edifícios

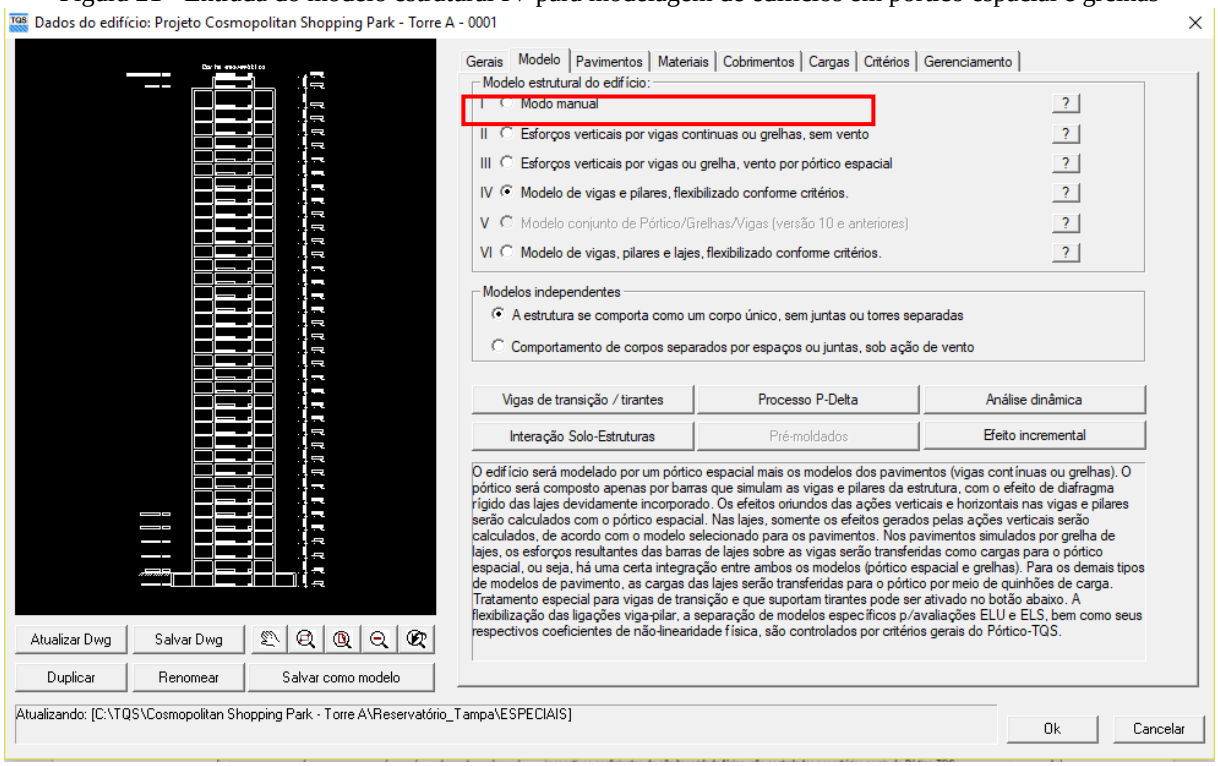
Para representar o caso de obra deste trabalho, e estudá-lo, quantos aos mecanismos da ISE, foi necessário elaborar a modelagem estrutural dos edifícios através do CAD/TQS, cujas características já foram descritas anteriormente. Tal modelagem consistiu em representar, de maneira mais fiel possível, toda a estrutura das torres “A” e “B”, utilizando, para isso, os seguintes itens:

- Dados iniciais relacionados às características dos materiais da estrutura e ao terreno da fundação;
- Plantas de Fôrmas e de arquitetura dos pavimentos;
- Planilhas de acompanhamento e mapeamento das atividades executadas na obra.

Inicialmente, após lançados as informações iniciais de identificação dos edifícios, foi escolhido, a fim de melhor representar o caso estudado, o modelo estrutural do edifício IV do CAD/TQS (Figura 21), onde as torres serão modeladas por um pórtico espacial e por grelhas,

cujo pórtico será composto por barras representando as vigas e os pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes considerado. Além disso, há uma integração entre os modelos de pórtico e de grelhas, obtendo-se, assim, as informações sobre os esforços atuantes na estrutura.

Figura 21 - Entrada do modelo estrutural IV para modelagem de edifícios em pórtico espacial e grelhas



Fonte: O AUTOR (2018)

Em seguida, foram inseridos os dados iniciais dos edifícios, relacionados aos pavimentos, como classe, altura de pé-direito, número de pisos do mesmo pavimento, pisos auxiliares, fck do concreto e cobrimento dos elementos estruturais.

Quanto ao terreno de fundação, foi estabelecido o valor de tensão admissível do material de suporte de 800 kPa (8,16 kg/cm²), de acordo com o estabelecido pelo projeto original da obra. Escolheu-se também, o fator de segurança igual a 3, conforme limite proposto pela NBR 6122 (2010).

As plantas de fôrmas dos pavimentos fornecidas foram implementadas no sistema CAD/TQS seguindo, exatamente, as mesmas especificações presentes no material: tipos e dimensões dos elementos estruturais, variações de seções de peças e angulação dos elementos inclinados (rampas e escadas).

Os carregamentos permanentes atuantes na estrutura, provenientes do piso, alvenaria e acabamento, foram determinados de acordo com as informações cedidas pela empresa responsável pela execução da obra, que compreendeu tanto as especificações dos materiais utilizados na construção, como também as planilhas de mapeamento da execução das fachadas das torres e do contrapiso dos pavimentos, contendo a espessura de emboço de cada parte monitorada; em relação ao carregamento permanente advindo do peso próprio do concreto da estrutura, este já é calculado pelo modelador quando são lançados os elementos estruturais na modelagem.

Quanto às especificações dos materiais utilizados, através das informações contidas nos boletins técnicos dos seus fabricantes, como dimensões (altura, largura e espessura) e sua massa, foi possível determinar seus pesos específicos (γ). A Tabela 9 mostra as especificações e o peso específico calculados, em kN/m³, dos materiais constituintes da estrutura analisada.

Tabela 9 - Especificações e peso específico calculados dos materiais constituintes da estrutura

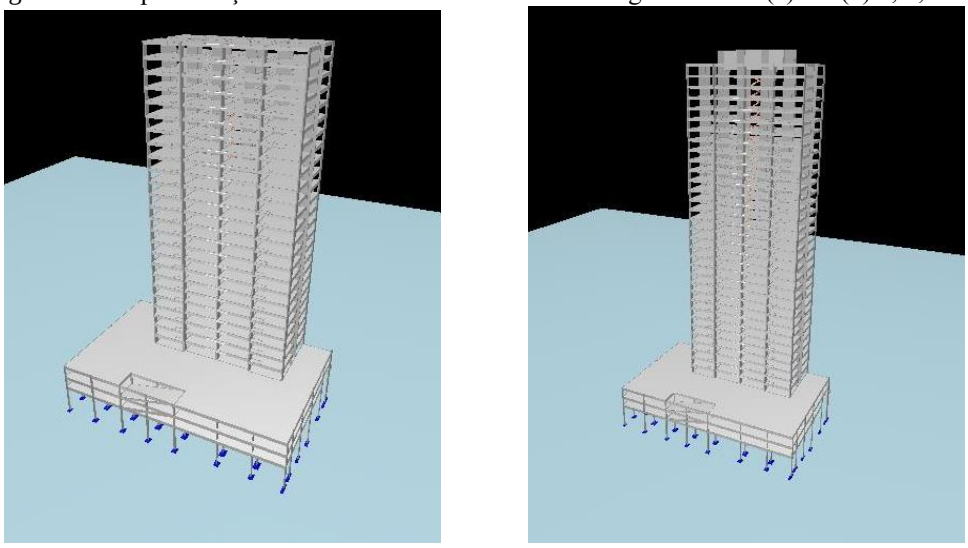
Material	**γ (kN/m³)**
Concreto armado	25
Argamassa convencional (cimento) p/contrapiso, emboço externo e emboço interno (áreas molhadas)	21
Argamassa de gesso para emboço interno	12,50
Blocos Cerâmicos (9 x 19 x 19 cm)	13
Placas de gesso p/forro (60 x 60 x 2 cm)	20
Pastilha cerâmica p/ rev. externo de fachada (9,5 x 9,5 x 0,65 cm)	21
Cerâmica p/rev. piso (45 x 45 x 0,65 cm)	19,80
Cerâmica p/rev. paredes – Banheiro (45 x 33,5 x 0,68 cm)	17,30

Fonte: O AUTOR (2018)

O ANEXO C mostra os valores obtidos pelo mapeamento da espessura do emboço de fachada e do contrapiso dos pavimentos das torres “A” e “B”. Quanto ao emboço das regiões internas dos edifícios, adotou-se o valor médio de 3,5 cm, já que não houve o mapeamento do mesmo. Foi adotado o valor médio da espessura do contrapiso para os pavimentos térreo e mezaninos 1 e 2, como também o valor médio da espessura do emboço externo de fachada para esses pavimentos, já que não houve o mapeamento destes.

Com os dados supracitados, foram modeladas as estruturas das torres nos 5 estágios de obra. Como trata-se de edificações em fase construtiva, desprezou-se o adicional de carregamento acidental (sobrecarga), assim como o carregamento oriundo da ação do vento. Obteve-se, como objetivo final das modelagens, os esforços resultantes (Fz) que chegam até os apoios da edificação. A Figura 22 (a-b) mostra a representação da estrutura da torre "A" nos estágios de obra analisados; a Figura 23 (a-b) mostra a representação da estrutura da torre "B".

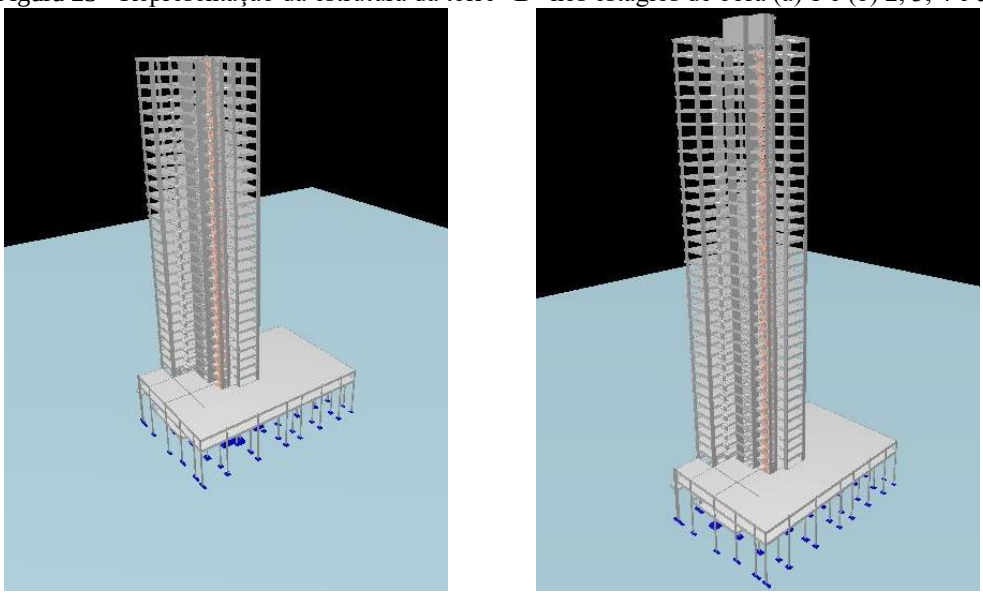
Figura 22 - Representação da estrutura da torre "A" nos estágios de obra (a) 1 e (b) 2, 3, 4 e 5



(a) (b)

Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 23 - Representação da estrutura da torre "B" nos estágios de obra (a) 1 e (b) 2, 3, 4 e 5



(a) (b)

Fonte: O AUTOR (2018)

4.4 Procedimento Para Determinação dos Coeficientes de Mola dos Apoios da Estrutura

Seguindo a hipótese de Winkler (1867), que representa o terreno da fundação como um sistema composto por molas igualmente espaçadas e independentes entre si, foram determinados os valores dos coeficientes de mola (K) dos apoios da estrutura de natureza elástica, a fim de analisar os mecanismos da ISE, representando a deslocabilidade da estrutura (apoios deslocáveis).

Foram determinados dois tipos de coeficientes de mola "K", a fim de realizar duas diferentes análises de ISE. O primeiro coeficiente de mola compreende a análise ISE caso 1, onde apoio da estrutura "i" possui um valor de coeficiente de mola associado. A Equação 2, a seguir, mostra como cada coeficiente de mola "K_i" será obtido:

$$K_i = \frac{Fz_i}{\delta_i} \tag{2}$$

Em que:
K_i (kN/m) = Coeficiente de mola de cada apoio da estrutura;
Fz_i (kN) = Esforço vertical que chega até os apoios da estrutura;
δ_i (m) = Recalque absoluto sofrido por cada um dos apoios.

O segundo coeficiente de mola foi utilizado para representar a análise ISE caso 2, cujos apoios possuem um mesmo coeficiente de mola K_m para cada estágio de obra analisado, obtido pela razão entre o esforço vertical médio que chega até os apoios da estrutura e o recalque médio medido em cada estágio de obra. A Equação 3, a seguir, mostra a determinação deste coeficiente:

$$K_m = \frac{Fz_m}{\delta_m} \tag{3}$$

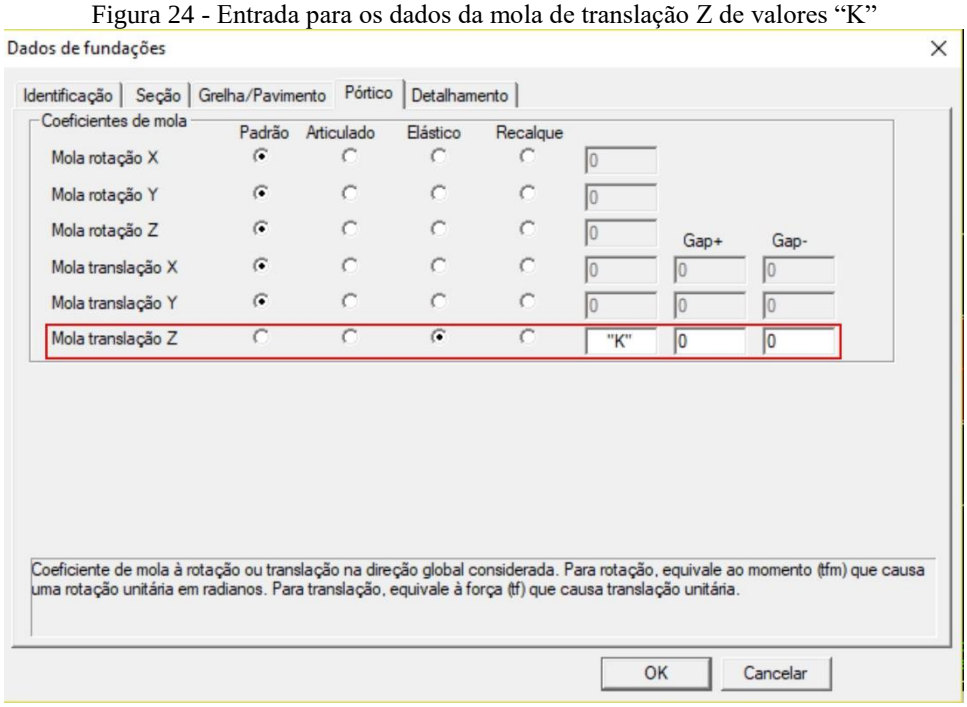
Em que:
K_m (kN/m) = Coeficiente de mola médio dos apoios da estrutura para cada estágio de obra;
Fz_m (kN) = Esforço vertical médio que chega até os apoios da estrutura para cada estágio de obra;
δ_{im} (m) = Recalque médio sofrido pelos apoios em cada estágio de obra.

Assim, para cada leitura de recalque realizada, os apoios da estrutura terão um valor de coeficiente de mola "K" associado, para ambas as análises. Tais valores serão inseridos, como

mostra a Figura 24, na opção pórtico do campo “DADOS DE FUNDAÇÕES”, selecionando o elemento de mola de translação Z e marcando a opção “ELÁSTICO”, inserindo, em seguida, o valor de “K” correspondente a cada elemento de fundação selecionado.

Com esse procedimento, a superestrutura passará a se comportar segundo os mecanismos da ISE, em que considera a deformação do terreno, ou seja, com seus apoios deslocáveis, obtendo-se, ao final, os valores dos esforços resultantes após esta interação, permitindo, assim, as análises quanto à redistribuição de esforços entre os pilares da estrutura e a retroanálise acerca do módulo de elasticidade da rocha do terreno de fundação dos edifícios.

Figura 24 - Entrada para os dados da mola de translação Z de valores “K”



Fonte: O AUTOR (2018)

4.5 Estudo do Módulo de Elasticidade (E_s) da Rocha do Terreno de Fundação dos Edifícios

O estudo acerca do módulo de elasticidade (E_s) da rocha do terreno do caso de obra, foi realizado por meio de uma retroanálise baseada nos valores dos recalques sofridos pelos elementos de fundação das torres “A” e “B”, que foram obtidos em campo, além dos estimados através das curvas de isorecalques.

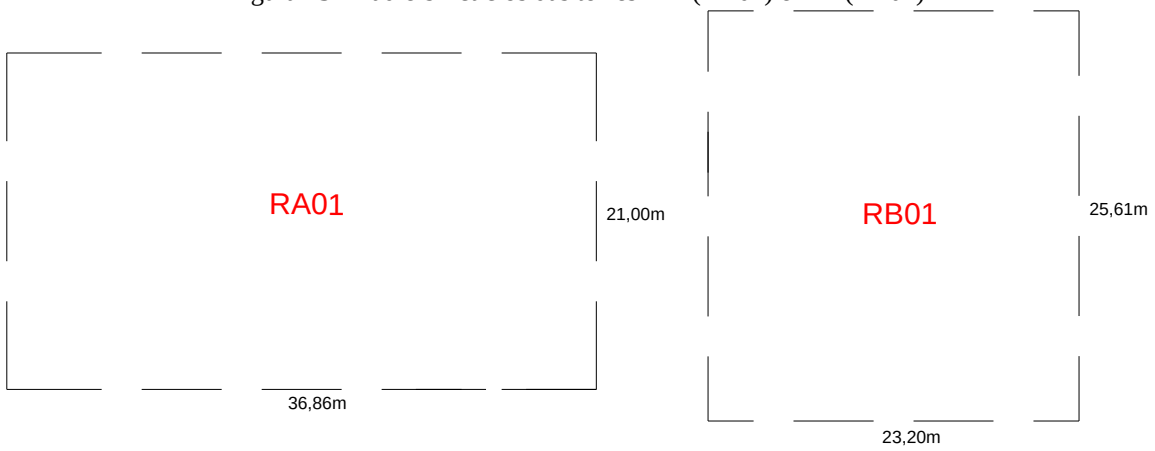
Para isso, foi utilizada a metodologia proposta por Schleicher (1926), que propõe a estimativa de recalques em rochas baseada nas características do maciço rochoso, da geometria

dos elementos de fundação e dos esforços atuantes nesses elementos. A Equação 1, descrita no item 2.4 foi empregada para a determinação de E_s.

Foram realizadas duas análises distintas, que compreendem as seguintes informações: (1) A primeira análise utilizou os recalques δ_i obtidos através do monitoramento de recalques e pelas curvas de isorecalques de cada elemento de fundação. Os valores de C_d e B foram utilizados de acordo com a geometria das sapatas e o carregamento por unidade de área (q) foi determinado pela razão entre os esforços finais que chegam até os apoios obtidos pela modelagem estrutural dos edifícios considerando a análise ISE caso 1 e a área da base da sapata; (2) A segunda análise utilizou os recalques médios δ_m obtidos através do monitoramento de recalques e pelas curvas de isorecalques de cada elemento de fundação em cada estágio de obra analisado. Os valores de C_d e B foram utilizados de acordo com a geometria dos radiers fictícios (Figura 25) cuja área representa a projeção aproximada da área de todas as bases das sapatas no terreno de fundação, e o carregamento por unidade de área (q) foi determinado pela razão entre o esforço final total de cada estágio de obra obtido pela modelagem estrutural dos edifícios considerando a análise ISE caso 2 e a área de cada radier adotado.

Quanto ao coeficiente de poisson (υ), foi adotado o valor médio de 0,20 para as análises.

Figura 25 - Radiers fictícios das torres "A" (RA01) e "B" (RB01)



Fonte: O AUTOR (2018)

Tendo os valores do módulo de elasticidade da rocha do terreno de fundação dos edifícios obtidos pelos procedimentos descritos anteriormente, serão feitas análises quanto à variação dos seus valores ao longo do tempo, tempo este que está relacionado com o período em que foi realizado o monitoramento de recalques, assim como correlações entre os valores obtidos e os seus recalques correspondentes, validando, posteriormente, as equações obtidas pelas correlações propostas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

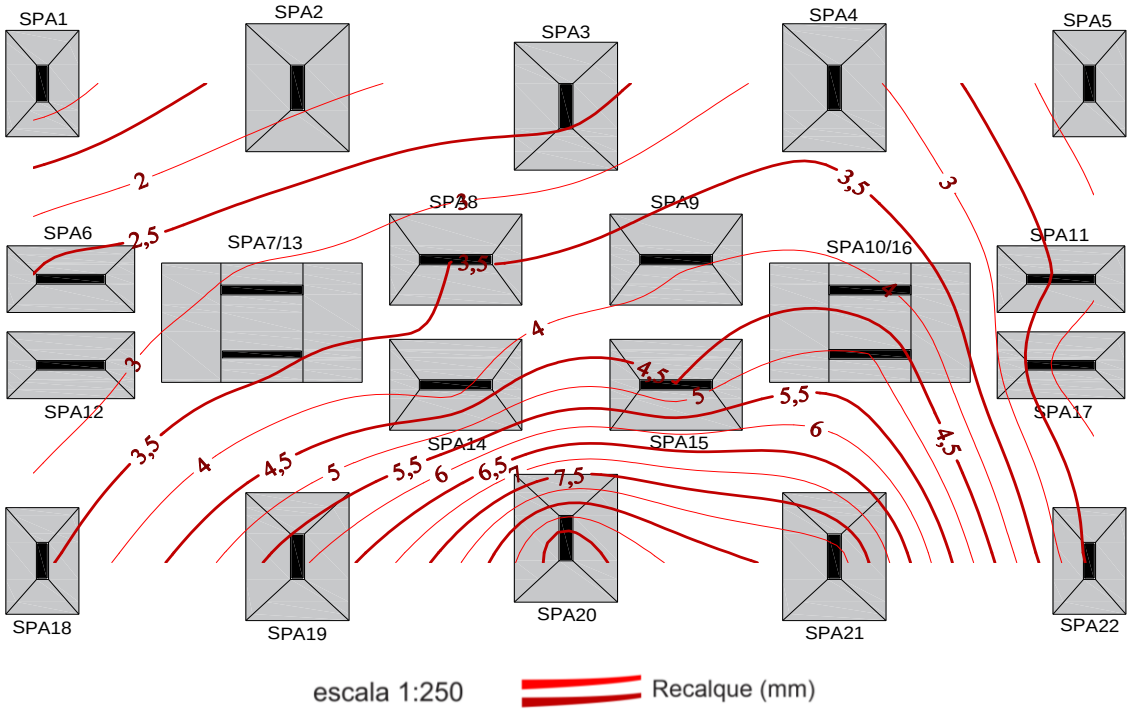
Este capítulo traz os resultados e discussões das análises realizadas nesta pesquisa, relacionados ao estudo dos recalques, da interação solo-estrutura (ISE caso 1 e 2) e do módulo de elasticidade da rocha do terreno de fundação do caso de obra analisado.

5.1 Estudo dos Recalques do Caso de Obra

5.1.1 Resultados da estimativa de recalques pelas curvas de isorecalques

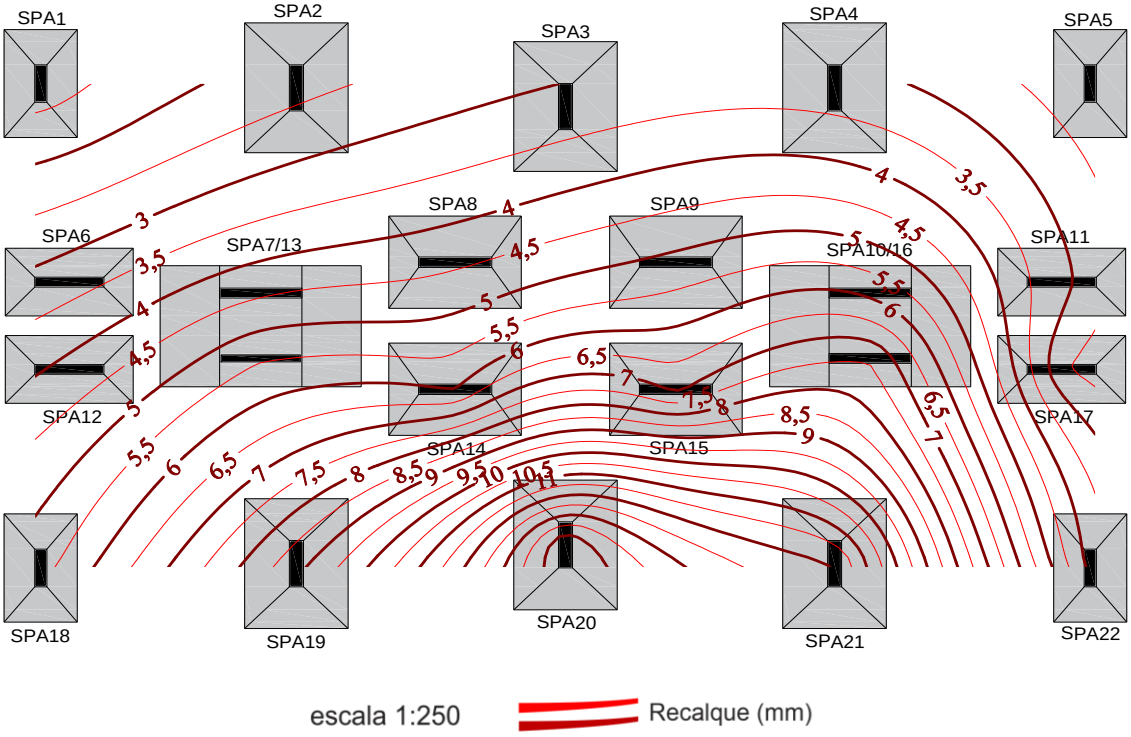
Apresentam-se a seguir, as curvas de isorecalques que foram construídas para estimar, por interpolação, os recalques que não foram registrados durante o monitoramento, como também os recalques registrados de maneira errada, das áreas do terreno das torres “A” e “B” do caso de obra analisado. As Figuras 26 à 30 apresentam as curvas de isorecalques das leituras 1 à 5, respectivamente, com os valores, em milímetros, dos recalques observados no terreno da torre “A”, juntamente com a projeção das sapatas da fundação desta torre.

Figura 26 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 1



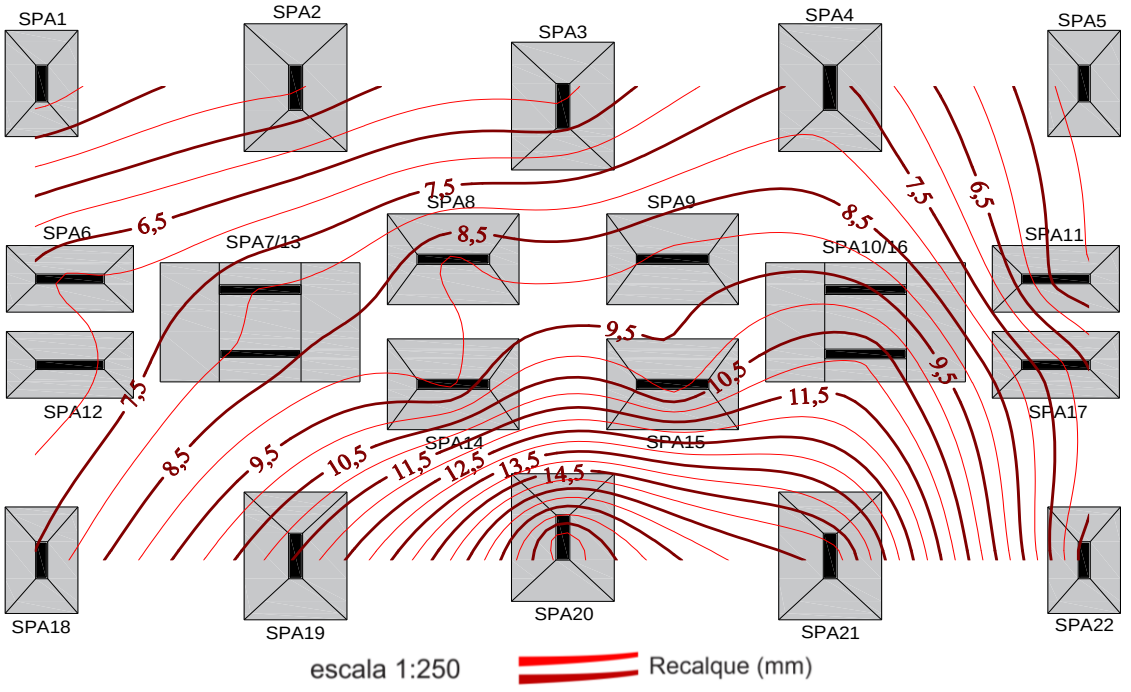
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 27 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 2



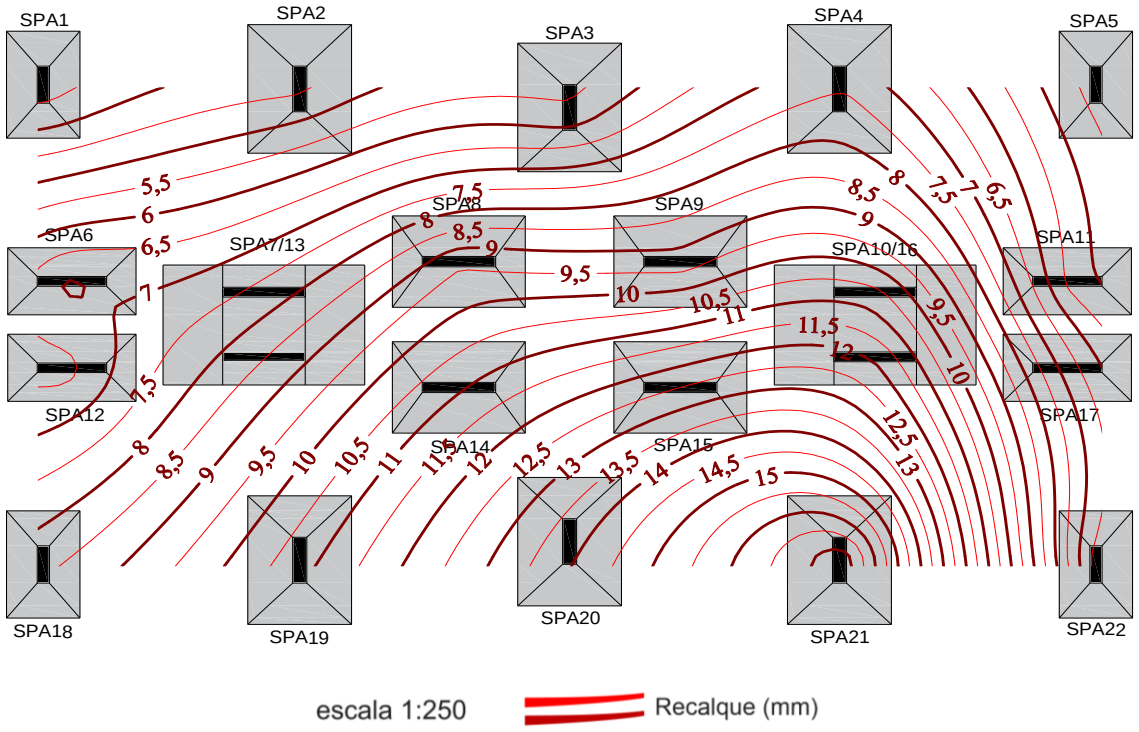
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 28 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 3



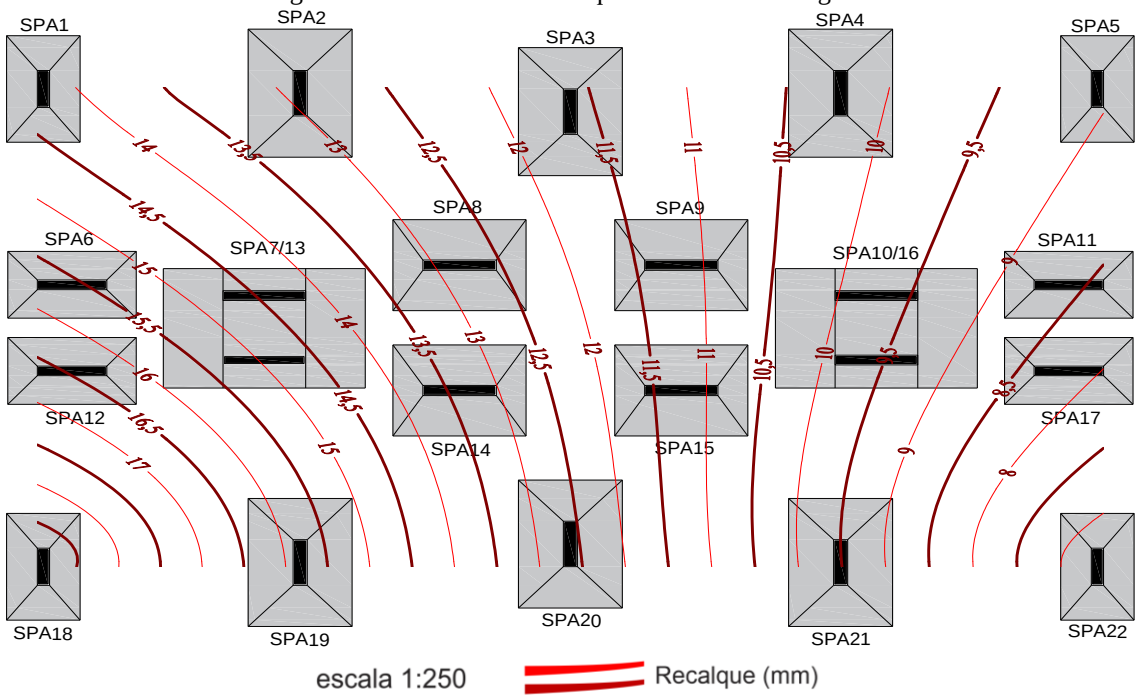
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 29 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 4



Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 30 - Curvas de isorecalques torre “A” – Estágio 5



Fonte: O AUTOR (2018)

A Tabela 10 apresenta os valores dos recalques absolutos parciais, em milímetros, da área do terreno da torre “A”, já com os valores estimados pelas curvas de isorecalques obtidos nas Figuras 26 à 30. O Gráfico 1 apresenta a evolução dos recalques registrados nos pilares ao longo do tempo compreendendo o início e o fim do monitoramento.

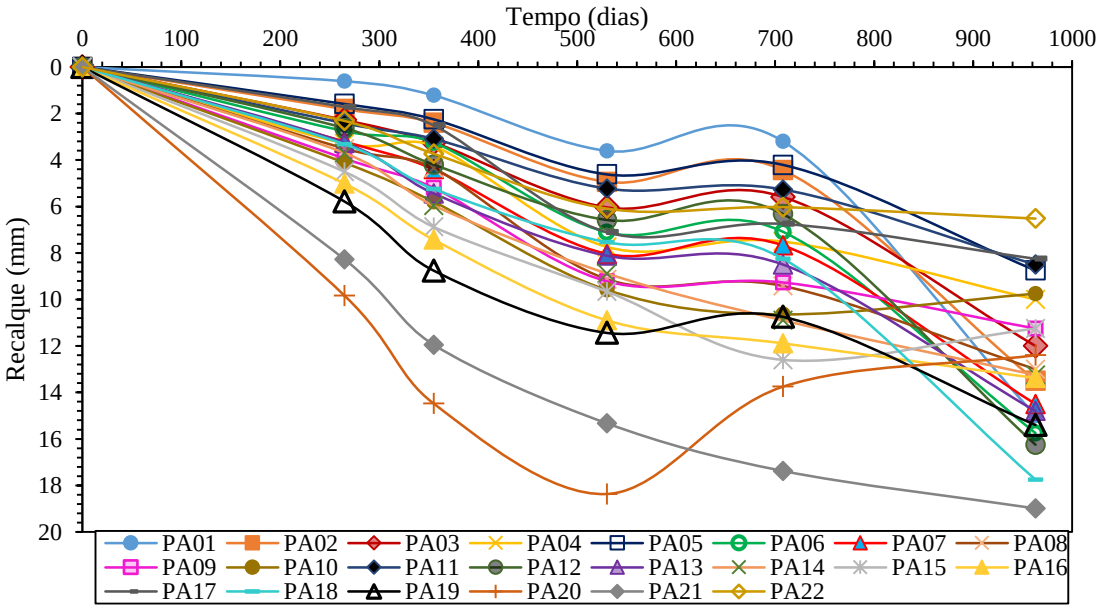
Tabela 10 - Recalques absolutos parciais registrados – Torre “A”

Pilar	**Recalques (mm) – Leitura (estágios da obra)/data**					
	0 (0 dias)	**1 (265 dias)**	**2 (355 dias)**	**3 (530 dias)**	**4 (708 dias)**	**5 (963 dias)**
	14/11/13	**06/08/14**	**04/11/14**	**28/04/15**	**23/10/15**	**04/07/16**
PA01	0,00	0,61	1,22*	3,61	3,20	15,00*
PA02	0,00	1,81	2,40*	4,94	4,44	13,50*
PA03	0,00	2,28	3,25*	6,04	5,59	12,00*
PA04	0,00	3,29	3,40*	7,74	7,51	10,00*
PA05	0,00	1,59	2,25*	4,62	4,21	8,75*
PA06	0,00	2,76	3,25*	7,11	7,09	15,75*
PA07	0,00	3,21	4,40*	8,04	7,68	14,50*
PA08	0,00	3,51	4,35*	9,13	9,42	13,00*
PA09	0,00	3,94	5,20*	9,22	9,27	11,25*
PA10	0,00	4,12	5,80*	9,59	10,64	9,75*
PA11	0,00	2,42	3,09	5,23	5,27	8,50*
PA12	0,00	2,63	4,20*	6,58	6,33	16,25*
PA13	0,00	3,26	5,44	8,12	8,50*	14,80*
PA14	0,00	3,70	5,96	8,88	10,90*	13,25*
PA15	0,00	4,51	6,88	9,66	12,60*	11,25*
PA16	0,00	5,02	7,43	10,90	11,89	13,38
PA17	0,00	1,72	2,51	7,11	6,75*	8,25*
PA18	0,00	3,32	5,25	7,54	8,25*	17,75*
PA19	0,00	5,79	8,76	11,44	10,75*	15,40*
PA20	0,00	9,84	14,48	18,37	13,75*	12,40*
PA21	0,00	8,28	11,95	15,33	17,38	18,99
PA22	0,00	2,32	3,73	6,09	6,03	6,52
Média	**0,00**	**3,63**	**5,24**	**8,42**	**8,52**	**12,74**
Desv. Padrão	**0,00**	**2,08**	**3,11**	**3,34**	**3,38**	**3,17**
CV (%)	**-**	**57**	**59**	**40**	**40**	**25**

*valores estimados pelas curvas de isorecalques.

Fonte: O AUTOR (2018)

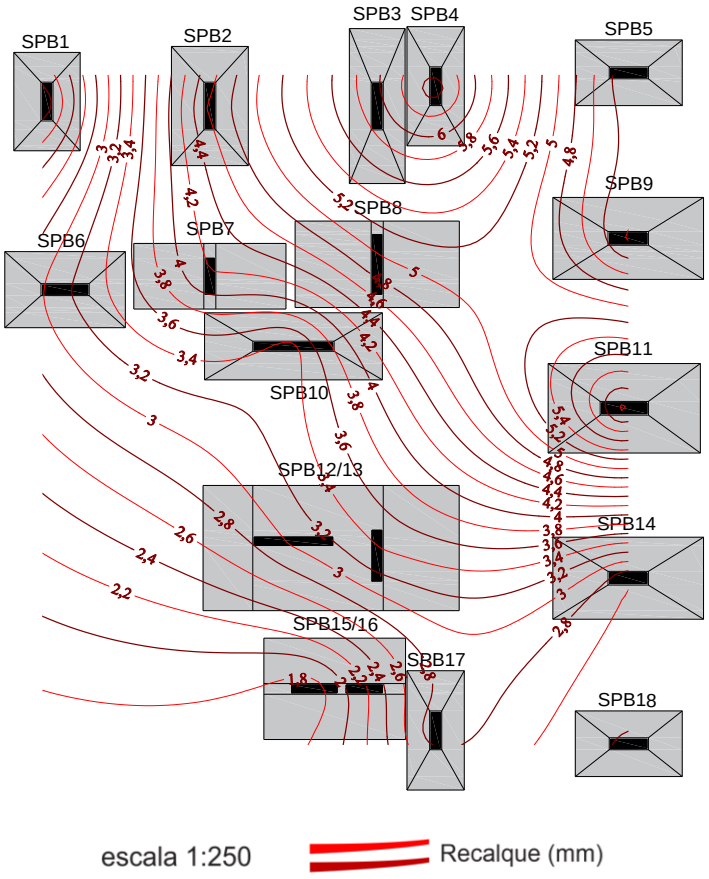
Gráfico 1 - Evolução dos recalques com o tempo observados na torre “A”



Fonte: O AUTOR (2018)

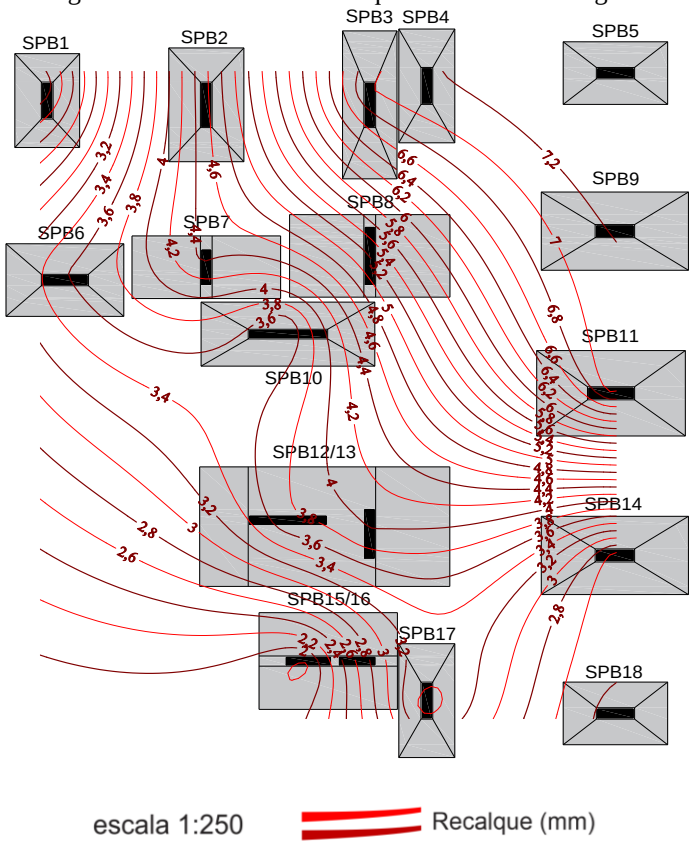
As Figuras 31 à 35 apresentam as curvas de isorecalques das leituras 1 à 5, respectivamente, com os valores, em milímetros, dos recalques observados no terreno da torre “B”, juntamente com a projeção das sapatas da fundação desta torre.

Figura 31 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 1



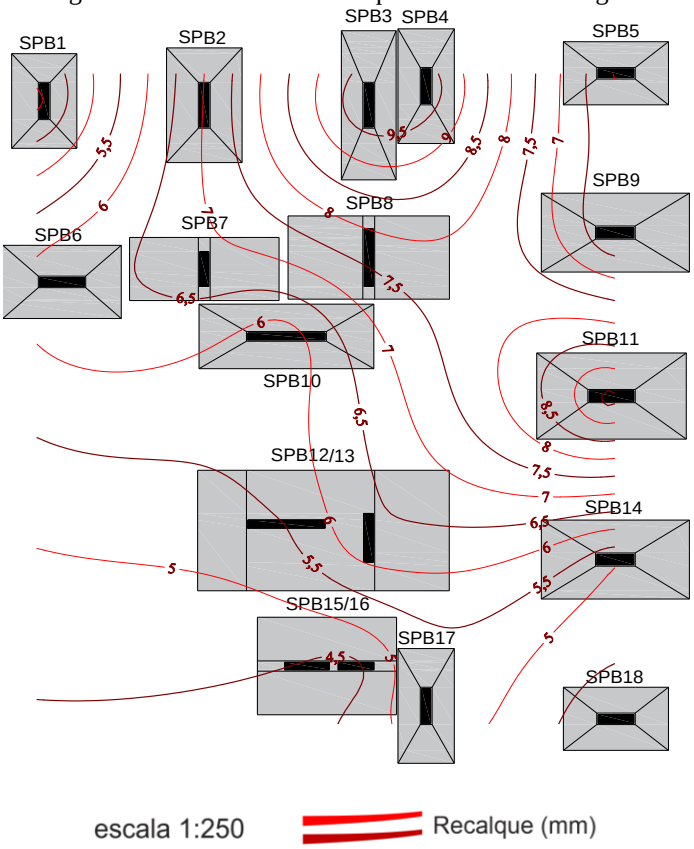
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 32 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 2



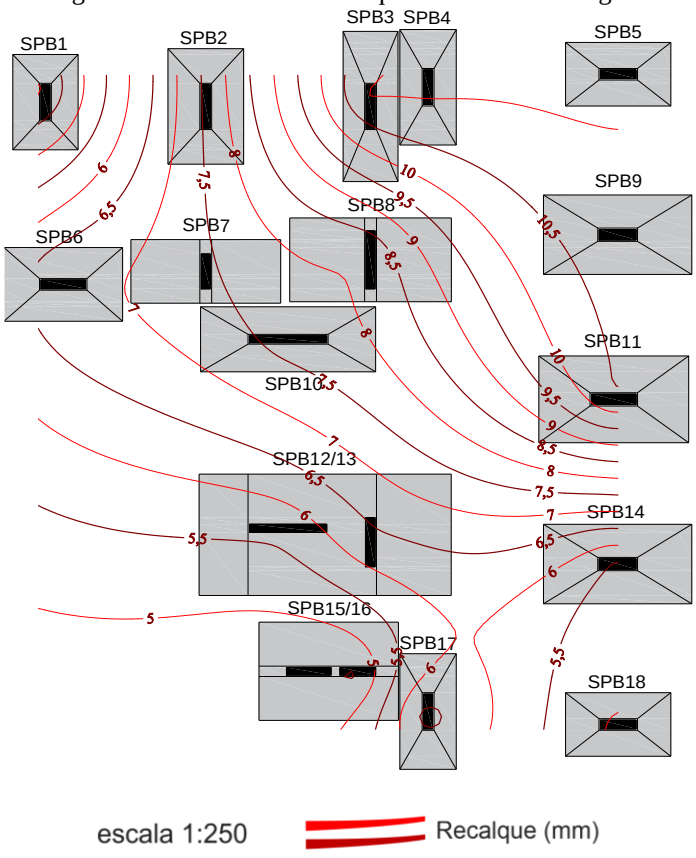
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 33 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 3



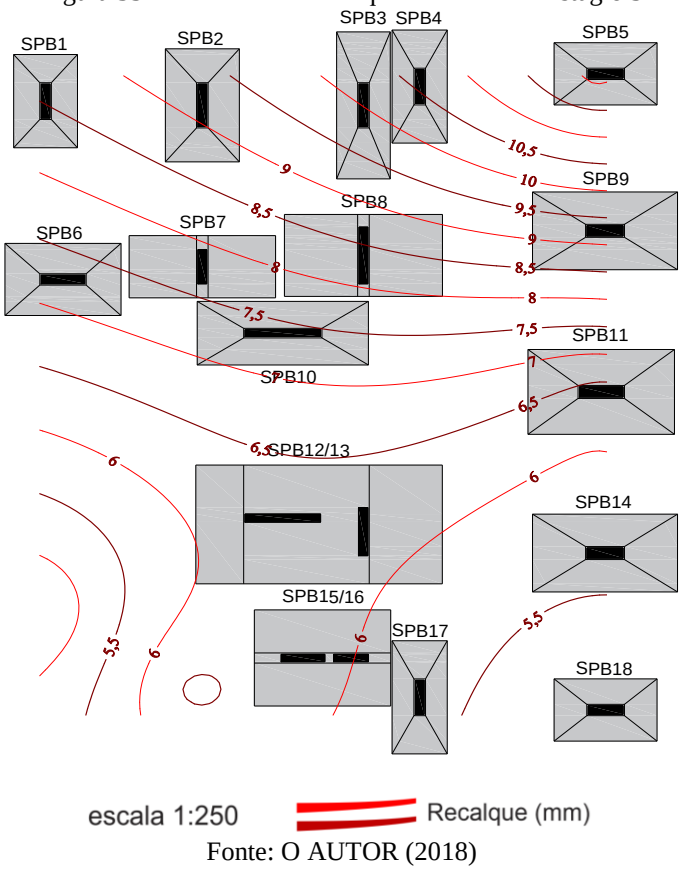
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 34 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 4



Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 35 - Curvas de isorecalques torre “B” – Estágio 5



Fonte: O AUTOR (2018)

A Tabela 11 apresenta os valores dos recalques absolutos parciais da área do terreno da torre “B”, já com os valores estimados pelas curvas de isorecalques obtidos nas Figuras 31 à 35. O Gráfico 2 apresenta a evolução dos recalques registrados nos pilares da torre “B” ao longo do tempo que compreende o início e o fim do monitoramento.

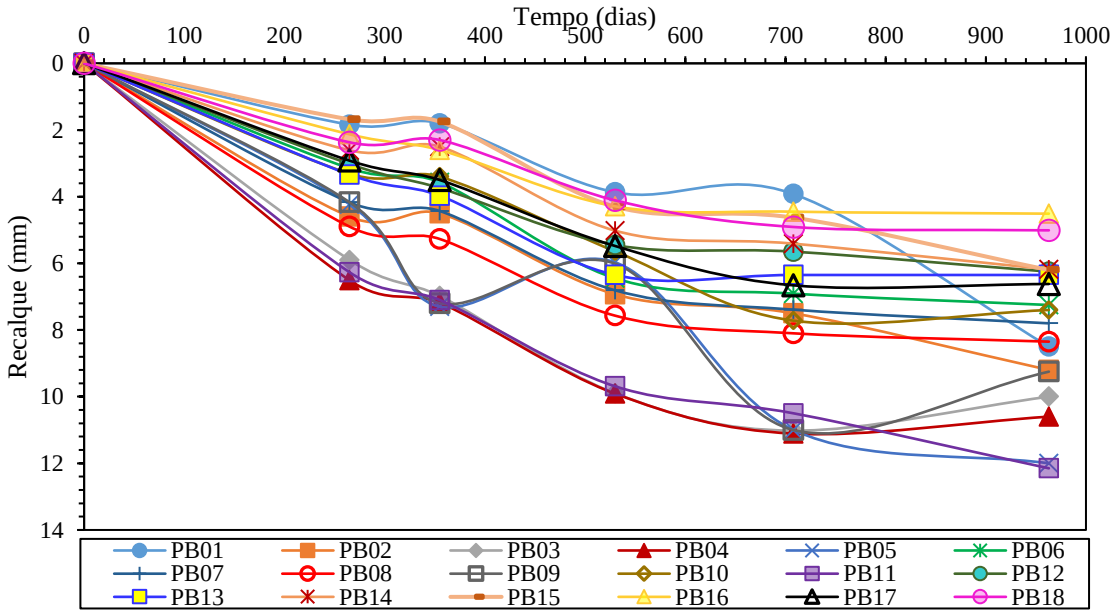
Tabela 11 - Recalques absolutos parciais registrados – Torre “B”

Pilar	**Recalque (mm) – Leitura/data**					
	0 (0 dias)	**1 (265 dias)**	**2 (355 dias)**	**3 (530 dias)**	**4 (708 dias)**	**5 (963 dias)**
	14/11/13	**06/08/14**	**04/11/14**	**28/04/15**	**23/10/15**	**04/07/16**
PB01	0,00	1,84	1,80	3,87	3,92	8,50*
PB02	0,00	4,60	4,50	6,93	7,50*	9,20*
PB03	0,00	5,90	6,98	9,90	11,02	10,00*
PB04	0,00	6,51	7,18	9,91	11,11	10,60*
PB05	0,00	4,23	7,30*	5,97	11,00*	12,00*
PB06	0,00	3,15	3,57	6,45	6,91	7,25*
PB07	0,00	4,17	4,43	6,81	7,39	7,80*
PB08	0,00	4,90	5,27	7,57	8,10	8,35*
PB09	0,00	4,17	7,20*	6,01	11,00*	9,25*
PB10	0,00	3,31	3,40	5,64	7,72	7,40*
PB11	0,00	6,27	7,10	9,69	10,50	12,15
PB12	0,00	3,02	3,74	5,45	5,65	6,25*
PB13	0,00	3,34	3,97	6,35	6,35	6,35*
PB14	0,00	2,61	2,50	5,02	5,41	6,18
PB15	0,00	1,68	1,75	4,30*	4,63	6,20*
PB16	0,00	2,13	2,60*	4,29	4,45	4,51
PB17	0,00	2,92	3,50	5,48	6,66	6,62
PB18	0,00	2,37	2,30	4,11	4,91	5,01
Média	**0,00**	**3,73**	**4,39**	**6,32**	**7,46**	**7,98**
Desv. Padrão	**0,00**	**1,43**	**1,93**	**1,86**	**2,43**	**2,16**
CV (%)	**-**	**38**	**44**	**29**	**33**	**27**

*valores estimados pelas curvas de isorecalques.

Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 2 - Evolução dos recalques com o tempo observados na torre “B”



Fonte: O AUTOR (2018)

Observa-se, diante dos valores registrados, uma boa estimativa dos recalques absolutos parciais encontrados pelas curvas de isorecalques nas leituras 2 e 4 para a torre “A” e nas leituras 2, 3 e 4 para a torre “B”, utilizando-se o método de Krigagem para interpolação; contudo, para o caso específico do estágio 5 de ambas as torres, devido ao fato da interpolação ter sido realizada para se estimar 19 valores de recalques na torre “A” e 13 valores de recalques na torre “B”, baseada em poucas leituras já registradas (apenas 3 para a torre “A” e 5 para a torre “B”), os valores encontrados não apresentaram um bom ajuste (pouca representatividade), o que pode ser notado pelo comportamento das curvas das duas torres neste estágio (Figura 30 e Figura 35). Ainda assim, todos os valores encontrados foram considerados para as futuras análises presentes neste trabalho, referente aos casos relacionados aos recalques dos edifícios.

Considerando os recalques da torre “A”, segundo o período de monitoramento realizado, o pilar que apresentou o maior recalque absoluto final foi o PA21, com o valor de 18,99 mm; já o que apresentou o menor recalque absoluto final foi o pilar PA22 (6,52 mm), aproximadamente 3 vezes menor que o pilar que apresentou o maior recalque. Em relação aos recalques diferenciais, obtidos pela diferença entre os valores dos recalques de dois pontos da fundação, o maior foi registrado entre os pilares PA21 e PA22, com o valor de 12,47 mm.

Já em relação aos recalques registrados na torre “B”, observou-se o maior recalque absoluto final no pilar PB11, com o valor de 12,15mm, e o menor valor de 4,51mm para este

recalque no pilar PB16 (2,7 vezes menor que o maior recalque absoluto registrado). Quanto aos recalques diferenciais, o maior ocorreu entre os pilares PB11 e PB16, com o valor de 7,64 mm.

Os recalques médios, obtidos pela média dos valores dos recalques registrados em cada uma das leituras da torre "A", são apresentados na Tabela 12, a seguir, juntamente com o quantitativo de pilares que apresentaram valores de recalques acima e abaixo da média calculada.

Tabela 12 - Recalques médios e quantitativo de pilares com recalques acima e abaixo do recalque médio – Torre "A"

Leitura	**Recalque médio (mm)**	**Recalques**			
		ACIMA do recalque médio		**ABAIXO do recalque médio**	
		qnt. de pilares	**(%)**	**qnt. de pilares**	**(%)**
0	0,00	-	-	-	-
1	3,63	8	36,36	14	63,64
2	5,24	9	40,91	13	59,09
3	8,42	9	40,91	13	59,09
4	8,52	9	40,91	13	59,09
5	12,74	12	54,55	10	45,45

Fonte: O AUTOR (2018)

Relacionando os pilares que apresentaram recalques acima da média desta torre, estes foram: PA09, PA10, PA14 a PA16, PA19 a PA21 para a leitura 1; PA10, PA13 a PA16, PA18 a PA21 para a leitura 2; PA08 a PA10, PA14 a PA16, PA19 a PA21 para leitura 3; PA08 a PA10, PA14 a PA16, PA19 a PA21 para a leitura 4 e: PA01, PA02, PA06 a PA08, PA12 a PA14, PA16, PA18, PA19 e PA21 para a leitura 5; os demais pilares, de acordo com suas respectivas leituras, apresentaram valores abaixo do recalque médio calculado.

Notou-se que, para as leituras 1, 2, 3 e 4, a maior parte dos recalques registrados apresentaram valores abaixo da média calculada, diferentemente do resultado observado na leitura 5, em que 54,55% dos seus pilares apresentaram recalques acima do valor médio calculado de 12,74 mm.

Os recalques médios da torre "B", obtidos pela média dos valores dos recalques registrados são apresentados na Tabela 13, juntamente com o quantitativo de pilares que apresentaram valores de recalques acima e abaixo da média calculada.

Tabela 13 - Recalques médios e quantitativo de pilares com recalques acima e abaixo do recalque médio – Torre "B"

Leitura	Recalque médio (mm)	Recalques			
		ACIMA do recalque médio		ABAIXO do recalque médio	
		qnt. de pilares	(%)	qnt. de pilares	(%)
0	0,00	-	-	-	-
1	3,73	8	44,44	10	55,56
2	4,39	8	44,44	10	55,56
3	6,32	8	44,44	10	55,56
4	7,46	8	44,44	10	55,56
5	7,98	8	44,44	10	55,56

Fonte: O AUTOR (2018)

Relacionando os pilares que apresentaram recalques acima da média da torre "B", estes foram: PB02 a PB05, PB07 a PB09, PB11, para a leitura 1; PB02 a PB05, PB07 a PB09, PB11 para a leitura 2; PB02 a PB04, PB06 a PB08, PB11, PB13 para a leitura 3; PB02 a PB05, PB08 a PB11 para a leitura 4 e; PB01 a PB05, PB08, PB09. PB11 para a leitura 5; os demais pilares, de acordo com suas respectivas leituras, apresentaram valores abaixo do recalque médio calculado.

Notou-se a manutenção no quantitativo dos pilares que apresentaram recalques com valores acima (44,44%) e abaixo (55,56%) do recalque médio calculado em todos os estágios de obra analisados.

De forma análoga ao que foi observado na torre "A" (exceto para a leitura 5), a maioria dos pilares da torre "B" apresentaram recalques com valores abaixo do recalque médio calculado nos estágios de obra analisados. A Tabela 14 apresenta um resumo com os principais valores encontrados entre os recalques registrados nos pilares das torres "A" e "B", ao final do monitoramento.

Tabela 14 - Resumo dos principais valores encontrados para a análise de recalques das torres "A" e "B"

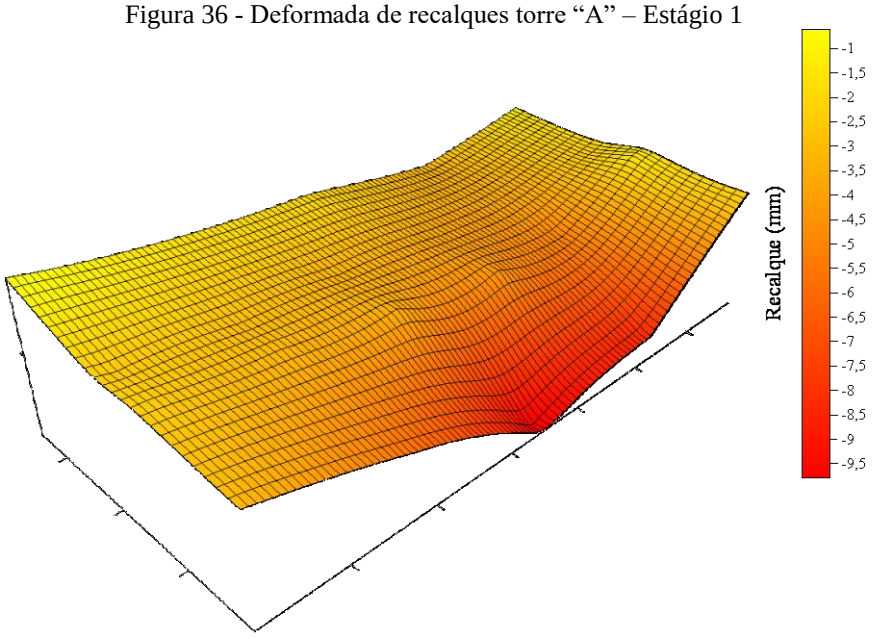
Recalque (mm)	Torre A	Torre B
Absoluto máximo	18,99	12,15
Absoluto mínimo	6,52	4,51
Médio	12,74	7,98
Diferencial máximo	12,47	7,64

Fonte: O AUTOR (2018)

5.1.2 Deformada de Recalques do terreno da fundação dos edifícios

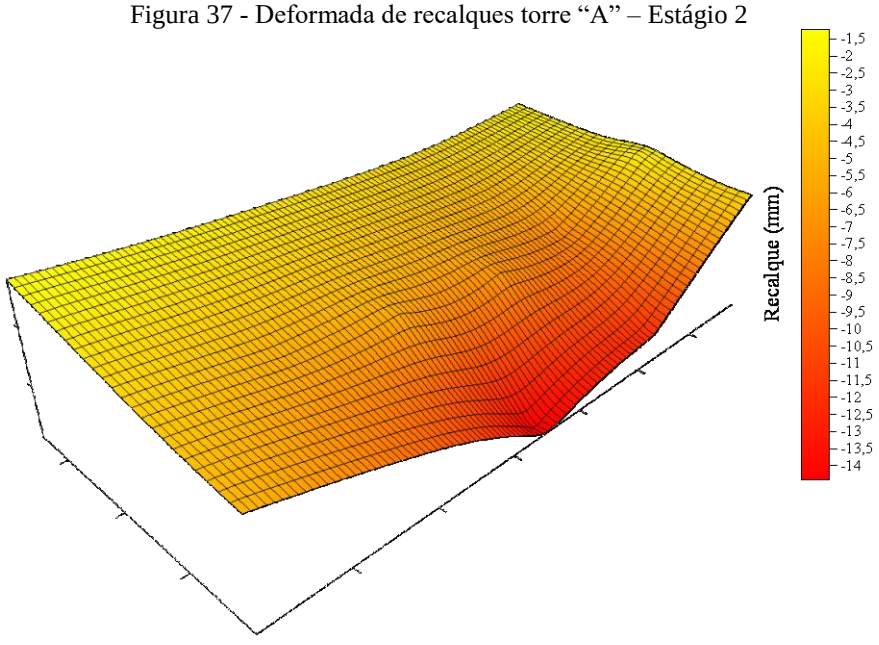
Para melhor visualizar a ocorrência dos recalques nos terrenos da fundação, as Figuras 36 à 40 mostram, em representação 3D, a deformada de recalques obra do terreno da torre “A”, observadas nas leituras de recalques dos estágios 1 a 5 da obra, onde as regiões em vermelho indicam a ocorrência dos maiores recalques e as regiões em amarelo, os menores.

Figura 36 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 1



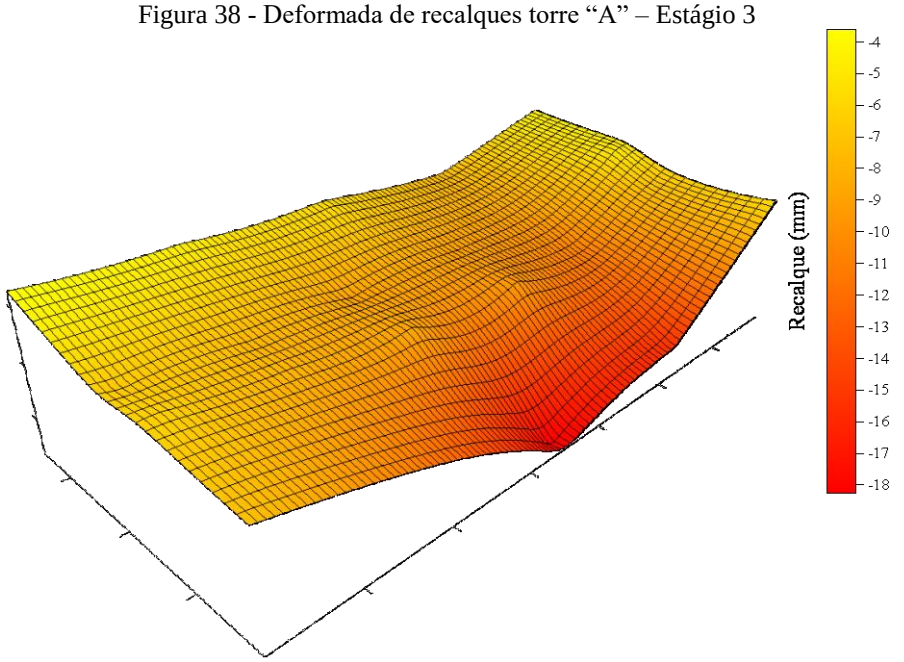
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 37 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 2



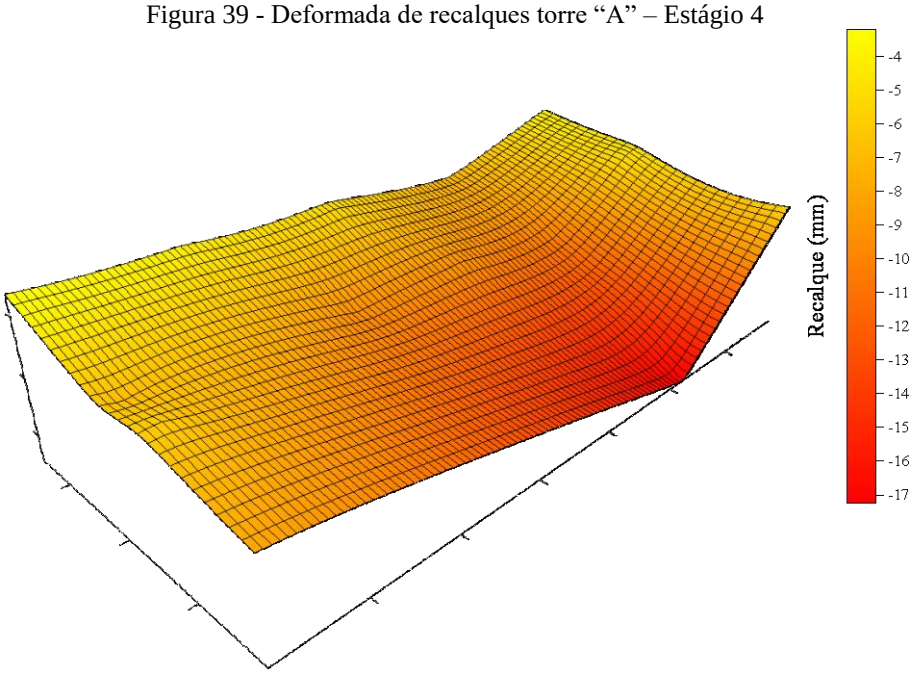
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 38 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 3



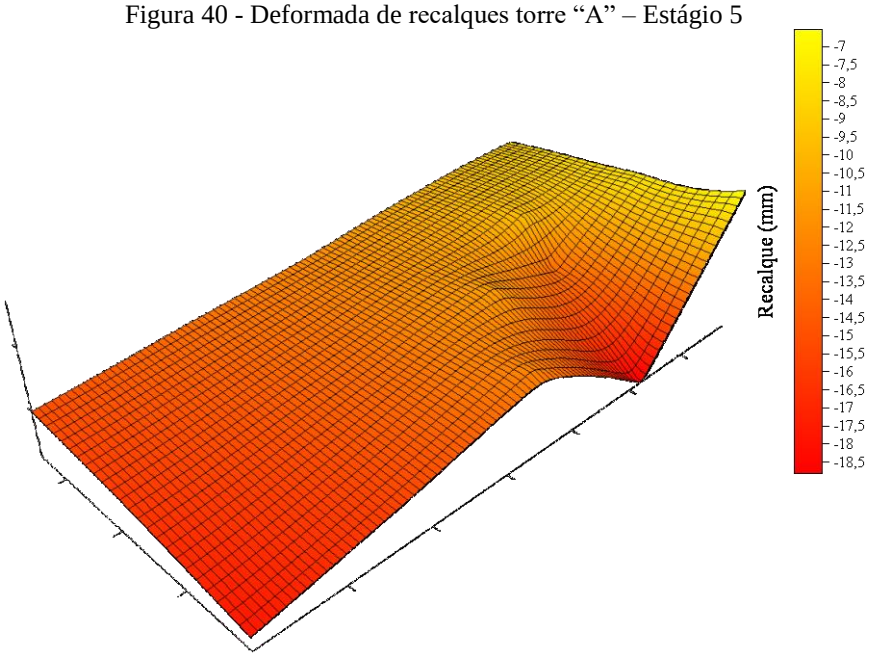
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 39 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 4



Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 40 - Deformada de recalques torre “A” – Estágio 5



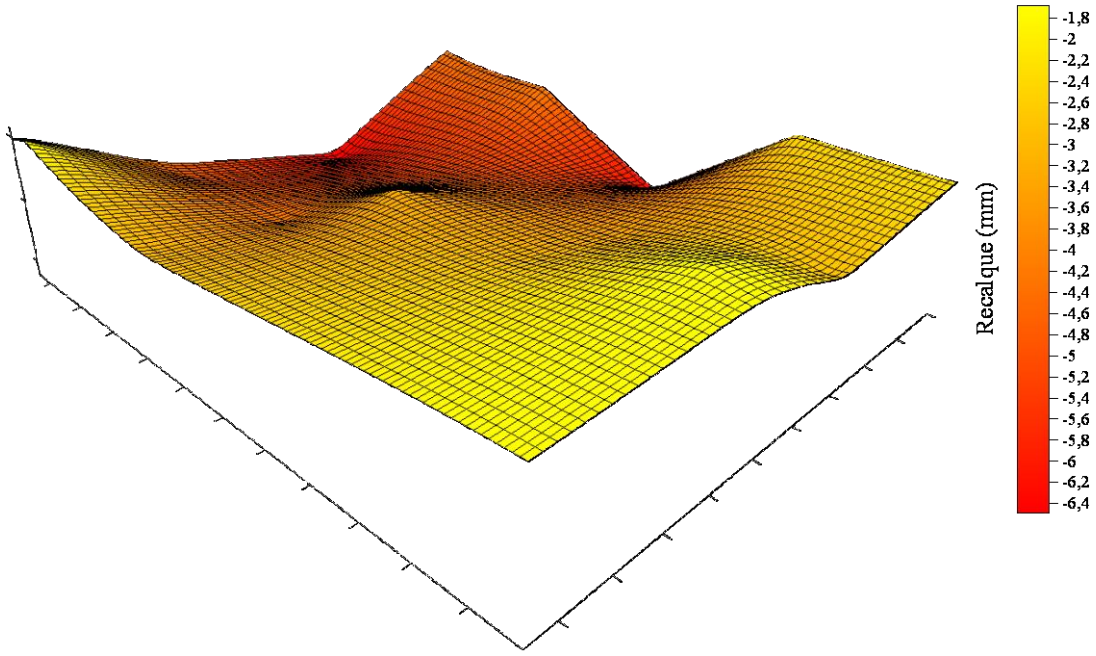
Fonte: O AUTOR (2018)

Em relação às deformadas de recalques das leituras 1, 2 e 3, a maior deformação do terreno situa-se na região central inferior da área analisada, em que se faz presente o pilar PA20, justamente onde foi registrado os maiores recalques dessas leituras (9,84 mm, 14,48 mm e 18,37 mm, respectivamente). Analisando a bacia de recalques referente à leitura 4, esta, apresenta-se um pouco diferente em relação às anteriores, apontando a maior deformação do terreno situada na parte inferior direita da imagem, justamente onde foi observado o maior recalque da leitura, na região do pilar PA21, com valores de 17,38 mm. A bacia de recalques da leitura 5 apresenta maiores recalques também na parte da extremidade inferior da imagem, mais especificamente na região do pilar PA18 (no extremo inferior esquerdo) com o valor de 17,75 mm, e na região do pilar PA21 (extremidade inferior direita) que apresentou o recalque absoluto máximo de 18,99 mm. Quanto às regiões centrais e extremidade superior do terreno, estas apresentaram recalques menos acentuados, indicados pela cor amarela da representação.

É possível notar uma certa tendência de que os maiores recalques registrados ocorrem na região da extremidade inferior do terreno de fundação desta torre, diferentemente do que comumente ocorre, onde, em geral, os maiores recalques são observados na região central da edificação. Tal fato pode ser explicado tanto pelas condições em que se encontra o subsolo do terreno, sendo mais susceptíveis à deformarem mais, como também pelo fato dos esforços atuantes advindos dos pilares serem maiores nesta área, causando assim, maiores deformações no terreno.

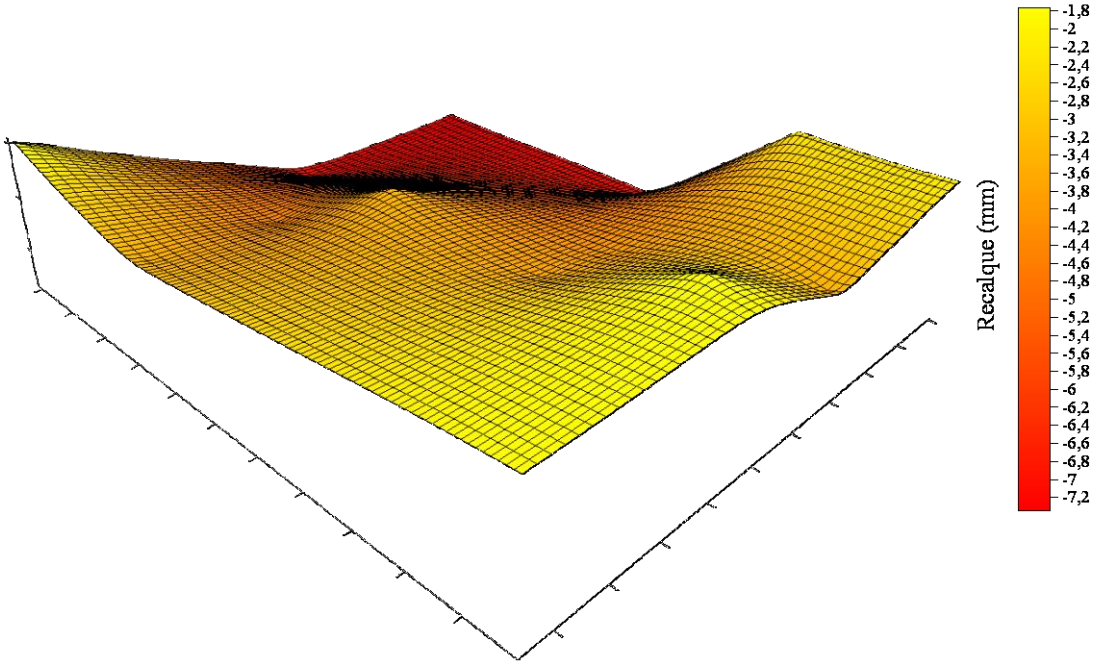
Assim como foi feito para o terreno da torre “A”, para melhor visualizar a distribuição dos recalques no terreno da fundação da torre “B”, foram construídas, em representação 3D, as deformadas de recalques com os dados das leituras de 1 a 5, que podem ser observadas pelas Figuras 41 à 45, onde as regiões em vermelho indicam a ocorrência dos maiores recalques e as regiões em amarelo, os menores.

Figura 41 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 1



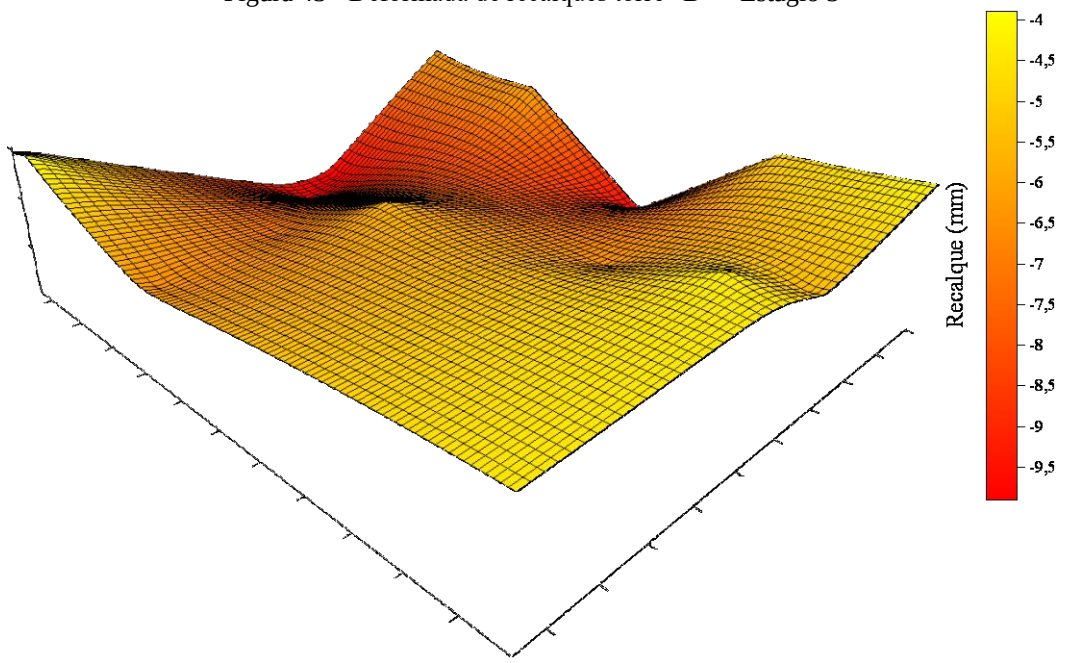
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 42 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 2



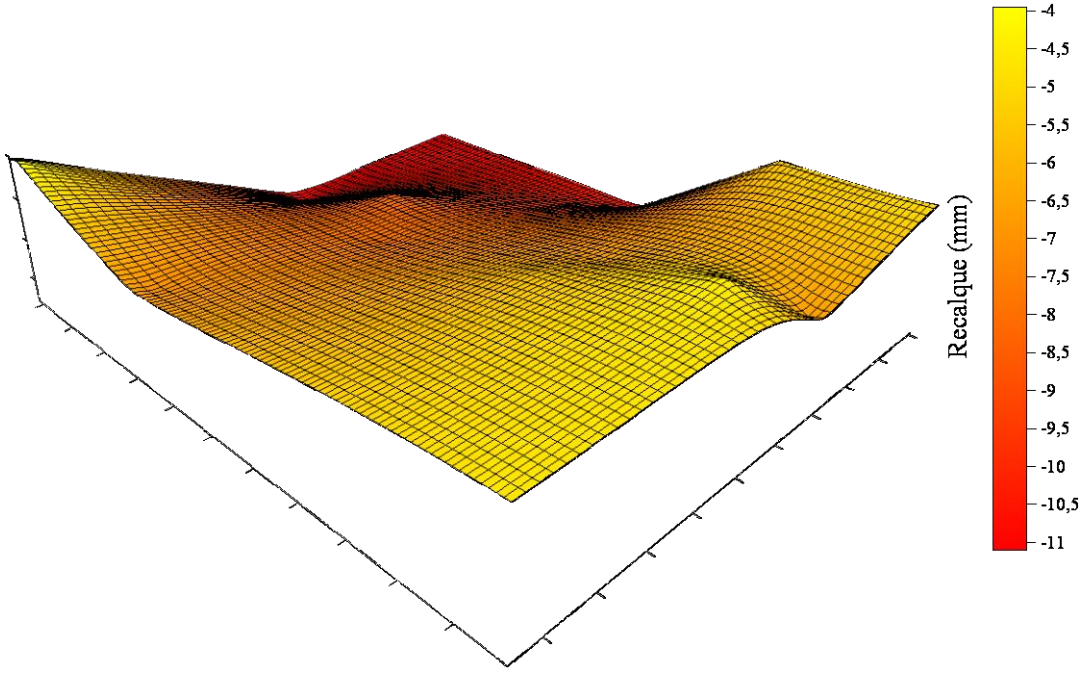
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 43 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 3



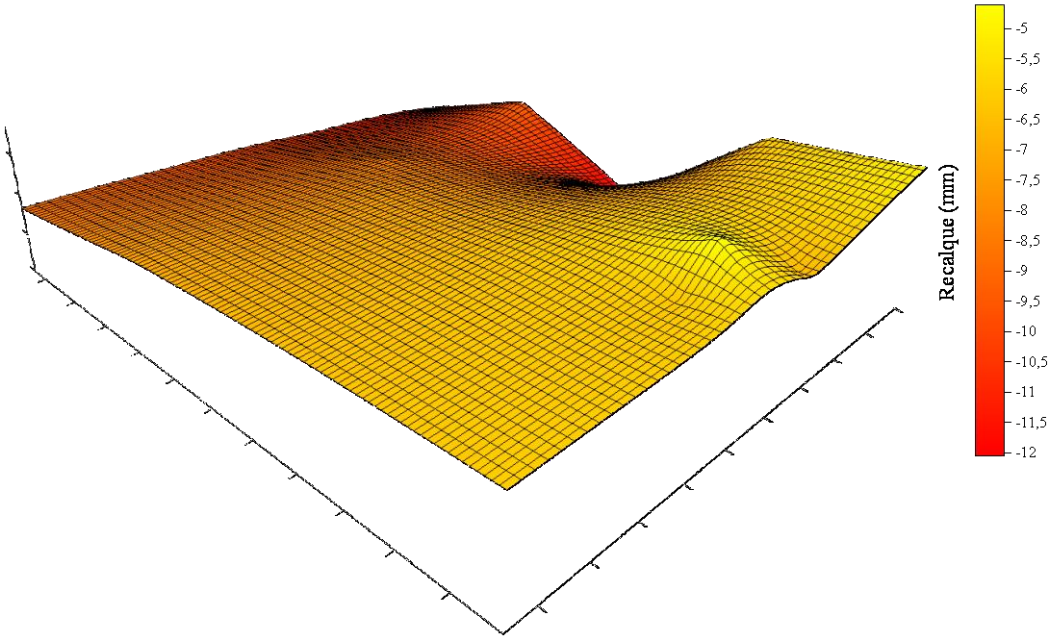
Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 44 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 4



Fonte: O AUTOR (2018)

Figura 45 - Deformada de recalques torre “B” – Estágio 5



Fonte: O AUTOR (2018)

As deformadas de recalques apresentadas anteriormente mostram uma certa tendência de deformação do terreno da torre “B” mais acentuada na região da extremidade superior e extremidade direita da área analisada.

Em relação à bacia de recalques da leitura 1, observa-se uma maior deformação na região dos pilares PB03 e PB04 (extremidade superior) e PB11 (extremidade direita), em que apresentam recalques nos valores de 5,90 mm, 6,51 mm e 6,27 mm, respectivamente. O mesmo ocorre para a bacia de recalques da leitura 2, que apresenta maiores recalques nas regiões do pilar PB03 (6,98 mm), PB04 (7,18 mm) e PB05 (7,30 mm), PB09 (7,20 mm) e PB11 (7,10 mm). Pode ser notado, através da deformada de recalques das leituras 3 e 4, recalques que geram deformações no terreno de maneira mais acentuada em relação à área como um todo também nas regiões supracitadas, destacando-se a dos pilares PB03 e PB04 (9,90 mm e 9,91 mm, respectivamente) e do pilar PB11 (9,69 mm) na leitura 3 e dos pilares PB03 a PB05 (11,02 mm, 11,11 mm e 11,00 mm) e PB09 e PB11 (11,00 mm e 10,50 mm, respectivamente). Por fim, ao ser analisada a deformada da leitura 5, esta apresenta uma maior deformada apenas na extremidade direita do terreno, mais especificamente nas regiões dos pilares PB05 (12,00 mm) e PB11, que apresentou o recalque absoluto máximo de 12,15 mm.

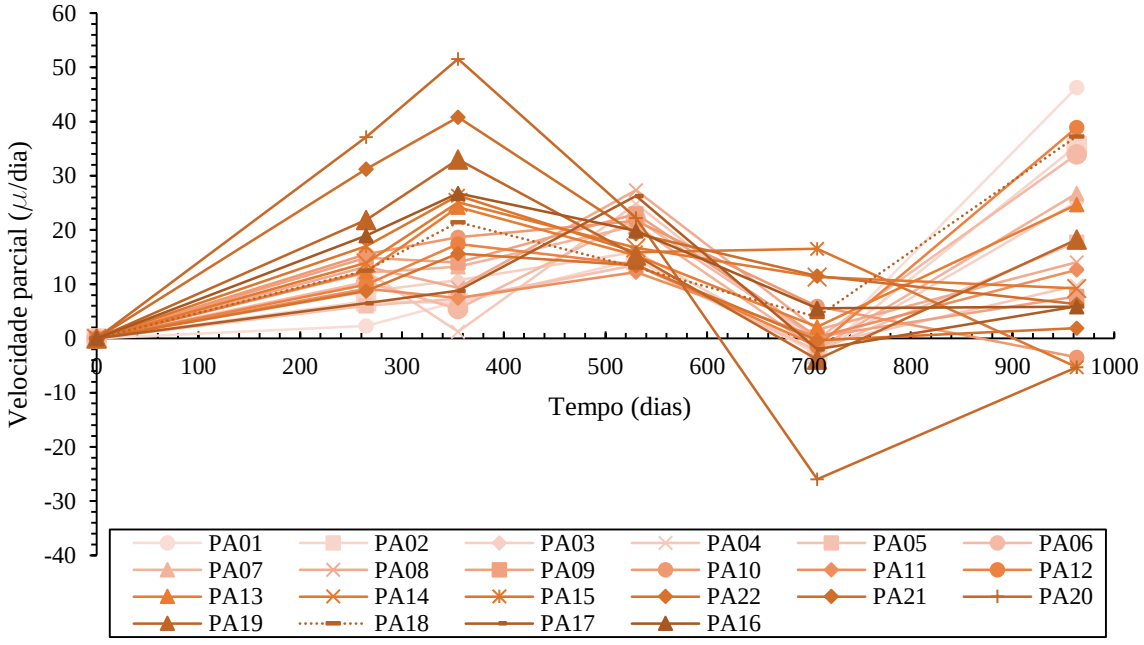
De forma análoga ao que ocorreu no terreno da torre “A”, o terreno da torre “B” apresentou maiores recalques na sua porção mais extrema, diferentemente ao que comumente ocorre, onde há uma tendência de maiores recalques se manifestarem na região central das

edificações. A mesma explicação utilizada para a torre “A” também pode ser empregada para a presente edificação, onde tal comportamento onde observa-se maiores deformações na extremidade estão relacionadas às condições em que se encontra o subsolo do terreno sendo mais susceptíveis à deformarem mais, como também pelo fato dos esforços atuantes advindos dos pilares serem maiores, causando assim, maiores deformações no terreno nas áreas mencionadas.

5.1.3 Velocidades parciais dos recalques

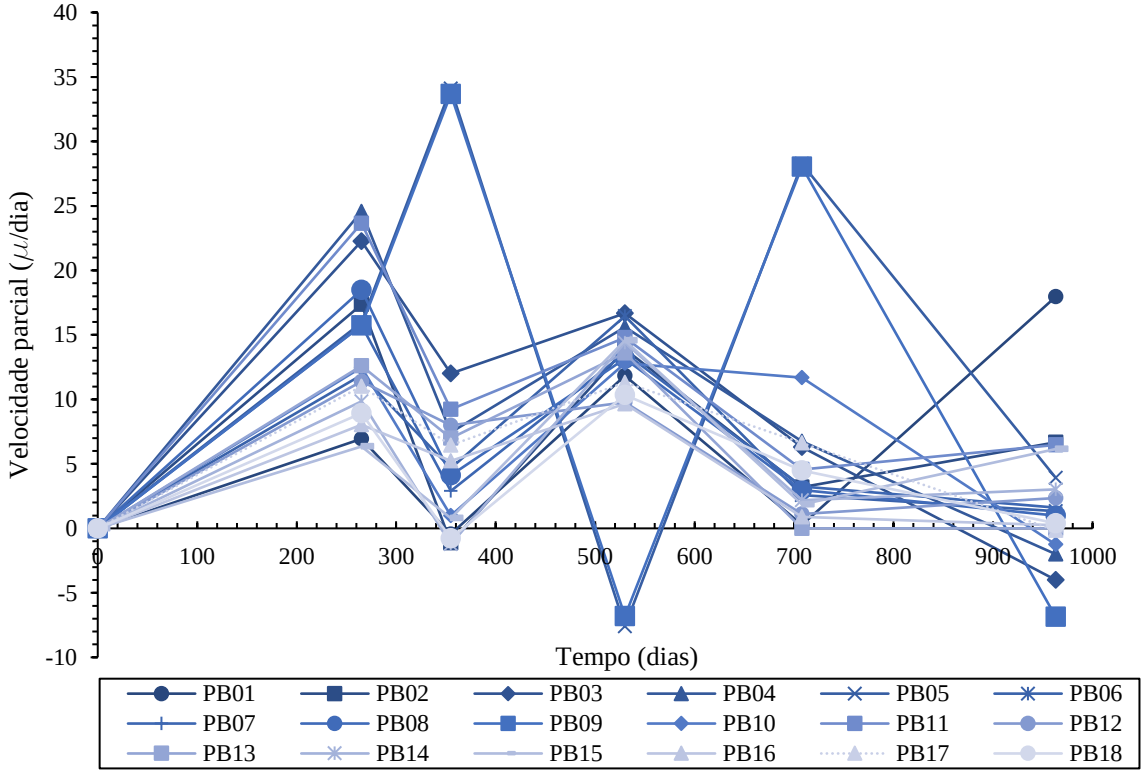
As velocidades dos recalques parciais das torres “A” e “B”, que foram obtidas pela razão entre a diferença de duas leituras seguidas (recalque parcial) e o tempo transcorrido entre as duas leituras, são mostradas no Gráfico 3 e Gráfico 4, respectivamente. Os valores das velocidades parciais encontram-se no APÊNDICE A deste trabalho.

Gráfico 3 - Velocidades parciais dos recalques da torre “A” ao longo do tempo



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 4 - Velocidades parciais dos recalques da torre “B” ao longo do tempo



Fonte: O AUTOR (2018)

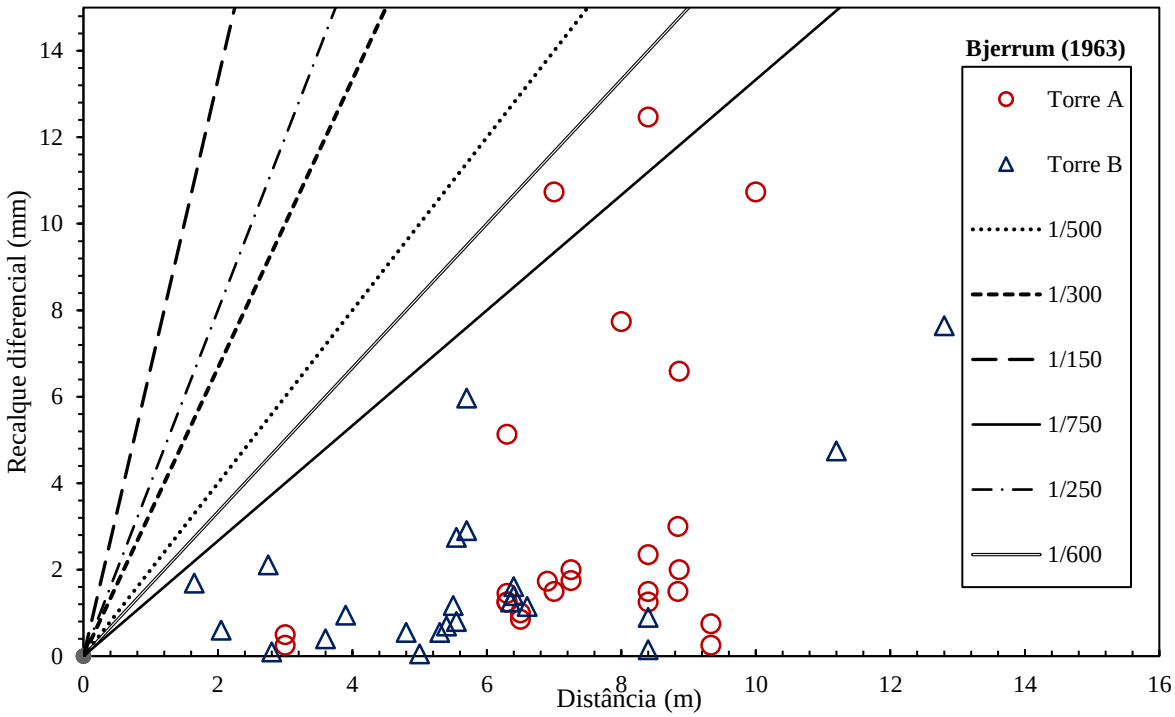
É possível observar, pelos valores presentes no Gráfico 3 e Gráfico 4, que a evolução dos recalques registrados durante as leituras feitas nos pilares das torres “A” e “B” ocorreram com velocidades muito abaixo do limite proposto por Alonso (1991) para edificações com fundações diretas em construção, que é de até 200 μ/dia. Além disso, tais velocidades apresentaram-se distintas entre si, o que pode ser justificado, como aponta Gusmão Filho (2006), pelo fato de que os recalques crescem de forma diferente com o tempo, apresentando assim, tal variação.

5.1.4 Distorções angulares dos edifícios analisados

Apontado por Wyllie (1999) como índice crítico de recalques de fundações em rochas, os valores das principais distorções angulares observadas (desprezando-se os efeitos da rotação) entre os elementos de fundação das torres “A” e “B”, determinados pela razão entre os recalques diferenciais e a distância entre os eixos de duas sapatas vizinhas em que foram determinados esses recalques podem ser observados no Gráfico 5. Tal gráfico foi baseado nos valores dos

recalques obtidos na leitura 5, referente aos valores registrados após a conclusão da obra dos edifícios.

Gráfico 5 - – Distorções angulares observadas nas torres “A” e “B”



Fonte: O AUTOR (2018)

Observando o gráfico, é possível afirmar que as distorções angulares de ambas as torres se apresentaram abaixo dos limites estabelecidos por Bjerrum (1963) para o aparecimento de primeiras fissuras em alvenarias de paredes divisórias (1/300) como também para fissuração considerável em alvenarias, além de danos nos elementos estruturais (1/150), apontando a ausência de tais patologias ao longo da estrutura. De fato, estes dados estão de acordo com o desempenho observado nos prédios, onde não foram observadas patologias ao longo de sua estrutura.

5.2 Resultados da Modelagem Estrutural dos Edifícios

Foram previstos, para cada estágio de obra analisado (referente às leituras de recalques feitas), um modelo estrutural das torres “A” e “B”, construídos a partir do *software* CAD/TQS. Com isso, foi possível analisar e obter os esforços verticais (F_z) resultantes em seus apoios, considerando inicialmente a indeslocabilidade da estrutura.

A Tabela 15 e Tabela 16 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos pela modelagem estrutural dos estágios de obra das torres “A” e “B”, em termos de esforços resultantes, em kN (*kilonewton*). O Gráfico 6 apresenta a evolução dos esforços totais da estrutura dos edifícios ao longo do tempo transcorrido correspondente ao período em que foi realizado o monitoramento de recalques.

Tabela 15 - Esforços resultantes – Torre “A”

	Esforços resultantes (kN)				
Pilar	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
PA01	3072,49	4462,57	5922,30	6897,41	6897,41
PA02	5229,71	7731,26	10285,79	11755,32	11755,32
PA03	5283,67	7935,31	10783,15	12461,64	12461,64
PA04	5202,24	7649,84	10168,07	11623,87	11623,87
PA05	3049,93	4266,37	5634,86	6564,85	6564,85
PA06	3035,21	4543,99	6147,93	7036,71	7036,71
PA07	4112,35	6679,63	9151,75	10129,81	10129,81
PA08	4842,22	7809,74	10889,10	12076,11	12076,11
PA09	4574,4	7125,00	10083,70	11196,15	11196,15
PA10	3941,66	6184,22	8525,87	9422,51	9422,51
PA11	3239,26	4905,98	6759,09	7711,64	7711,64
PA12	3202,97	4746,08	6389,25	7293,74	7293,74
PA13	4431,18	7091,65	9675,60	10695,84	10695,84
PA14	4937,37	7929,42	10741,95	11870,10	11870,10
PA15	4725,48	7369,27	10059,17	11077,45	11077,45
PA16	3693,47	5707,46	7825,44	8619,07	8619,07
PA17	3705,24	5521,07	7515,44	8549,42	8549,42
PA18	3332,46	4853,01	6279,38	7268,23	7268,23
PA19	5937,99	8721,09	11351,15	12894,26	12894,26
PA20	5727,08	8491,54	11245,20	12856,99	12856,99
PA21	5822,24	8580,81	11205,96	12743,19	12743,19
PA22	3482,55	4952,09	6325,49	7288,83	7288,83
TOTAL	**94581,20**	**143257,40**	**192965,60**	**218033,10**	**218033,10**

Fonte: O AUTOR (2018)

Observa-se que, em relação aos carregamentos implementados nos modelos estruturais, não houve acréscimo de carregamento entre o estágio 4 e 5 para a torre “A”, e pouco acréscimo entre o estágio 4 e 5 da torre “B”, mostrando-se que a obra já estava concluída com relação ao que foi considerado na modelagem na torre “A” em seu estágio 4, e perto da conclusão da torre “B” já aos 708 dias (estágio 4) transcorridos desde o início do monitoramento de recalques. É possível analisar ainda que, embora a torre “B” possua mais pavimentos-tipo, a torre “A”

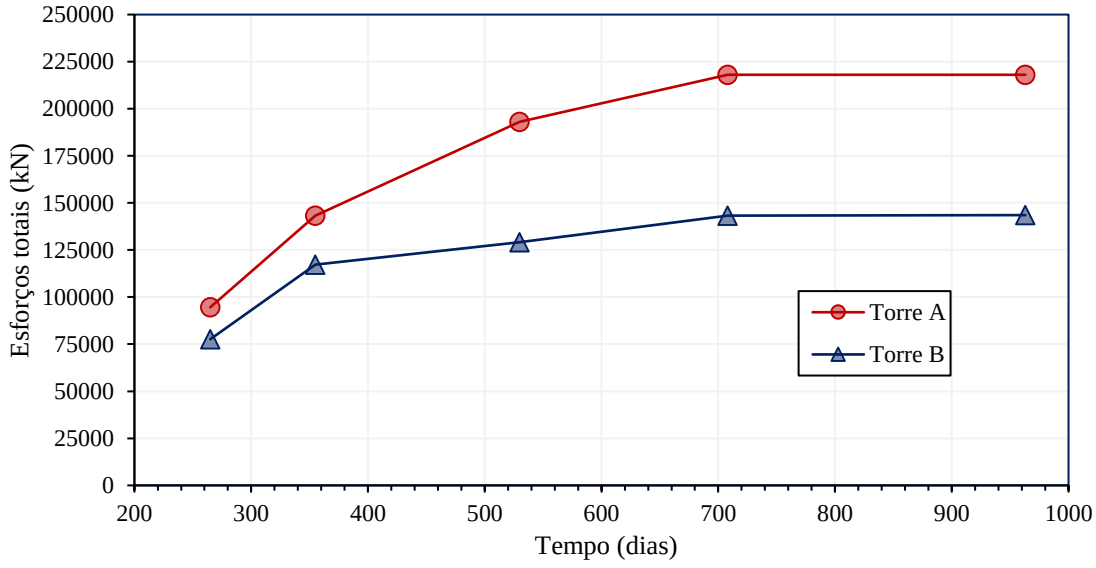
apresenta maiores esforços totais, devido ao maior tamanho em planta apresentado por ela em comparação à torre supracitada.

Tabela 16 - Esforços resultantes – Torre “B”

	Esforços resultantes (kN)				
Pilar	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
PB01	2923,38	3804,32	4662,69	5307,21	5302,31
PB02	4331,12	6031,19	7449,71	8408,15	8381,66
PB03	3808,24	5365,09	6154,79	6839,53	6750,26
PB04	3152,93	4483,17	5468,09	6262,70	6254,86
PB05	2849,81	3883,78	4531,24	5155,16	5138,48
PB06	3184,33	4370,36	5289,55	6024,32	6057,68
PB07	4131,97	6148,91	7646,90	8505,27	8538,62
PB08	6144,98	8799,57	11448,27	12435,16	12545,03
PB09	4993,29	7182,88	8968,30	10159,24	10190,63
PB10	3901,44	5420,03	6277,42	7014,15	6995,51
PB11	7087,73	10429,01	12049,62	13207,20	13221,92
PB12	3985,80	5954,67	7119,12	8086,38	8196,26
PB13	8035,37	14353,01	13143,44	13894,88	13794,82
PB14	5640,75	8458,18	9716,81	10981,31	10977,39
PB15	1552,92	2279,84	1672,61	1753,05	1970,83
PB16	6427,51	9999,33	8629,86	8932,01	8951,63
PB17	2725,22	6367,67	4679,37	5321,93	5355,28
PB18	2735,03	3878,87	4269,31	4897,15	4902,06
TOTAL	**77611,82**	**117209,88**	**129177,10**	**143184,80**	**143525,21**

Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 6 - Esforços totais observados nos estágios da obra ao longo do tempo



Fonte: O AUTOR (2018)

5.3 Análises da Interação Solo-Estrutura

5.3.1 Coeficientes de mola de rigidezes "K"

Após serem obtidos os esforços totais dos apoios da estrutura indeslocável, foram calculados os valores dos coeficientes de mola de rigidezes "K" para serem realizadas as análises de interação solo-estrutura.

Para a análise de interação solo-estrutura ISE caso 1, os coeficientes de mola "K_i" foram calculados individualmente, pela razão entre o esforço total que chegava em cada apoio da edificação e o recalque registrado em cada um desses apoios de acordo com cada estágio de obra analisado.

Para a análise ISE caso 2, os coeficientes de mola "K_m" foram obtidos pela razão entre o esforço médio total (soma dos esforços totais atuantes no apoio divido pelo número de apoios) e o recalque médio (média dos recalques registrados), também para cada estágio de obra analisado.

O APÊNDICE B apresenta os valores dos coeficientes de mola calculados, em kN/m, correspondentes às torres "A" e "B", para cada análise de ISE correspondente.

5.3.2 Redistribuição de esforços entre os pilares

A Tabela 17, Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20 mostram, respectivamente o resultado dos valores dos esforços resultantes nos pilares após as análises de interação solo-estrutura ISE caso 1 e ISE caso 2 da torre "A" e das análises de interação solo-estrutura ISE caso 1 e ISE caso 2 da torre "B", juntamente com a diferença de esforços observada entre as análises da ISE comparadas com os valores encontrados considerando os apoios da estrutura fixos (S/ISE). Observou-se que os pilares que apresentaram maiores carregamentos não se situam na parte mais central dos edifícios.

Tabela 17 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre "A" – S/ISE e ISE caso 1

Pilar	ESFORÇOS RESULTANTES (kN)														
	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)
PA01	3072,49	3098,98	0,86	4462,57	4418,42	-0,99	5922,30	5886,00	-0,61	6897,41	6881,72	-0,23	6897,41	6509,92	-5,62
PA02	5229,71	5212,05	-0,34	7731,26	7673,38	-0,75	10285,79	10345,63	0,58	11755,32	11814,18	0,50	11755,32	11717,06	-0,33
PA03	5283,67	5317,02	0,63	7935,31	7897,05	-0,48	10783,15	10881,25	0,91	12461,64	12613,70	1,22	12461,64	12409,65	-0,42
PA04	5202,24	5111,99	-1,73	7649,84	7603,73	-0,60	10168,07	10035,63	-1,30	11623,87	11528,71	-0,82	11623,87	11563,05	-0,52
PA05	3049,93	3060,72	0,35	4266,37	4208,49	-1,36	5634,86	5611,32	-0,42	6564,85	6561,91	-0,04	6564,85	6458,90	-1,61
PA06	3035,21	2926,32	-3,59	4543,99	4562,63	0,41	6147,93	5919,35	-3,72	7036,71	6751,24	-4,06	7036,71	7006,30	-0,43
PA07	4112,35	3990,71	-2,96	6679,63	6760,07	1,20	9151,75	8997,73	-1,68	10129,81	10269,11	1,38	10129,81	10077,81	-0,51
PA08	4842,22	4800,03	-0,87	7809,74	7963,76	1,97	10889,10	10509,45	-3,49	12076,11	11663,11	-3,42	12076,11	12012,35	-0,53
PA09	4574,40	4525,35	-1,07	7125,00	7085,76	-0,55	10083,70	9984,62	-0,98	11196,15	11439,44	2,17	11196,15	11302,10	0,95
PA10	3941,66	4043,68	2,59	6184,22	6367,67	2,97	8525,87	8649,48	1,45	9422,51	9475,48	0,56	9422,51	10096,45	7,15
PA11	3239,26	3128,41	-3,42	4905,98	4792,19	-2,32	6759,09	6999,44	3,56	7711,64	7894,11	2,37	7711,64	7703,79	-0,10
PA12	3202,97	3257,90	1,72	4746,08	4696,05	-1,05	6389,25	6505,99	1,83	7293,74	7496,80	2,78	7293,74	7288,83	-0,07
PA13	4431,18	4616,59	4,18	7091,65	7044,56	-0,66	9675,60	9975,79	3,10	10695,84	10876,35	1,69	10695,84	10588,91	-1,00
PA14	4937,37	5166,93	4,65	7929,42	8221,76	3,69	10741,95	11139,26	3,70	11870,10	11754,34	-0,98	11870,10	11907,38	0,31
PA15	4725,48	4860,86	2,86	7369,27	7502,69	1,81	10059,17	10469,23	4,08	11077,45	10698,79	-3,42	11077,45	11679,79	5,44
PA16	3693,47	3640,49	-1,43	5707,46	5556,38	-2,65	7825,44	7708,70	-1,49	8619,07	8698,53	0,92	8619,07	7831,32	-9,14
PA17	3705,24	3847,48	3,84	5521,07	5722,17	3,64	7515,44	7263,32	-3,35	8549,42	8364,01	-2,17	8549,42	8527,83	-0,25
PA18	3332,46	3396,22	1,91	4853,01	4981,52	2,65	6279,38	6414,76	2,16	7268,23	7331,99	0,88	7268,23	7248,61	-0,27
PA19	5937,99	5908,56	-0,50	8721,09	8726,00	0,06	11351,15	11358,02	0,06	12894,26	12987,46	0,72	12894,26	12879,55	-0,11
PA20	5727,08	5393,54	-5,82	8491,54	7934,33	-6,56	11245,20	10591,86	-5,81	12856,99	12838,35	-0,14	12856,99	13120,88	2,05
PA21	5822,24	5662,33	-2,75	8580,81	8348,31	-2,71	11205,96	10947,96	-2,30	12743,19	12326,27	-3,27	12743,19	12054,53	-5,40
PA22	3482,55	3603,21	3,46	4952,09	5164,97	4,30	6325,49	6661,97	5,32	7288,83	7673,38	5,28	7288,83	7603,73	4,32

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 18 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “A” – S/ISE e ISE caso 2

Pilar	ESFORÇOS RESULTANTES (kN)														
	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)
PA01	3072,49	3021,48	-1,66	4462,57	4410,58	-1,17	5922,30	5851,67	-1,19	6897,41	6814,03	-1,21	6897,41	6776,75	-1,75
PA02	5229,71	5139,46	-1,73	7731,26	7623,35	-1,40	10285,79	10157,27	-1,25	11755,32	11607,19	-1,26	11755,32	11549,31	-1,75
PA03	5283,67	5250,31	-0,63	7935,31	7881,35	-0,68	10783,15	10704,67	-0,73	12461,64	12349,81	-0,90	12461,64	12292,91	-1,35
PA04	5202,24	5114,93	-1,68	7649,84	7525,25	-1,63	10168,07	10014,05	-1,51	11623,87	11453,18	-1,47	11623,87	11378,62	-2,11
PA05	3049,93	3066,61	0,55	4266,37	4314,44	1,13	5634,86	5731,98	1,72	6564,85	6657,07	1,40	6564,85	6698,27	2,03
PA06	3035,21	3059,74	0,81	4543,99	4576,37	0,71	6147,93	6189,13	0,67	7036,71	7080,86	0,63	7036,71	7095,57	0,84
PA07	4112,35	4250,67	3,36	6679,63	6955,29	4,13	9151,75	9562,79	4,49	10129,81	10576,16	4,41	10129,81	10688,00	5,51
PA08	4842,22	4805,92	-0,75	7809,74	7601,77	-2,66	10889,10	10530,05	-3,30	12076,11	11718,05	-2,97	12076,11	11622,89	-3,75
PA09	4574,40	4582,25	0,17	7125,00	7100,48	-0,34	10083,70	9940,47	-1,42	11196,15	11054,89	-1,26	11196,15	11007,80	-1,68
PA10	3941,66	3949,51	0,20	6184,22	6226,41	0,68	8525,87	8606,31	0,94	9422,51	9510,80	0,94	9422,51	9594,18	1,82
PA11	3239,26	3282,43	1,33	4905,98	4954,05	0,98	6759,09	6811,08	0,77	7711,64	7767,56	0,73	7711,64	7783,25	0,93
PA12	3202,97	3194,14	-0,28	4746,08	4735,29	-0,23	6389,25	6364,73	-0,38	7293,74	7273,13	-0,28	7293,74	7272,15	-0,30
PA13	4431,18	4457,66	0,60	7091,65	7213,29	1,72	9675,60	9847,28	1,77	10695,84	10890,08	1,82	10695,84	10960,71	2,48
PA14	4937,37	4915,79	-0,44	7929,42	7766,58	-2,05	10741,95	10513,38	-2,13	11870,10	11651,34	-1,84	11870,10	11593,46	-2,33
PA15	4725,48	4704,88	-0,44	7369,27	7282,94	-1,17	10059,17	9928,70	-1,30	11077,45	10972,49	-0,95	11077,45	10956,79	-1,09
PA16	3693,47	3901,44	5,63	5707,46	6122,42	7,27	7825,44	8446,41	7,94	8619,07	9291,05	7,80	8619,07	9458,80	9,74
PA17	3705,24	3654,23	-1,38	5521,07	5437,68	-1,51	7515,44	7374,18	-1,88	8549,42	8407,17	-1,66	8549,42	8361,06	-2,20
PA18	3332,46	3370,72	1,15	4853,01	4924,62	1,48	6279,38	6396,12	1,86	7268,23	7380,06	1,54	7268,23	7428,13	2,20
PA19	5937,99	5851,67	-1,45	8721,09	8607,29	-1,30	11351,15	11203,02	-1,30	12894,26	12723,57	-1,32	12894,26	12652,94	-1,87
PA20	5727,08	5693,72	-0,58	8491,54	8449,35	-0,50	11245,20	11184,38	-0,54	12856,99	12767,72	-0,69	12856,99	12722,59	-1,05
PA21	5822,24	5710,40	-1,92	8580,81	8408,15	-2,01	11205,96	10965,62	-2,14	12743,19	12474,40	-2,11	12743,19	12376,30	-2,88
PA22	3482,55	3522,77	1,15	4952,09	5031,55	1,60	6325,49	6467,73	2,25	7288,83	7427,15	1,90	7288,83	7484,05	2,68

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 19 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “B” – S/ISE e ISE caso 1

Pilar	ESFORÇOS RESULTANTES (kN)														
	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 1	Dif. (%)
PB01	2923,38	3138,22	7,35	3804,32	4072,13	7,04	4662,69	4963,86	6,46	5307,21	5684,90	7,12	5302,31	5303,29	0,02
PB02	4331,12	4243,81	-2,02	6031,19	6067,49	0,60	7449,71	7456,58	0,09	8408,15	8475,84	0,81	8381,66	8397,36	0,19
PB03	3808,24	3733,69	-1,96	5365,09	5129,65	-4,39	6154,79	5778,09	-6,12	6839,53	6438,30	-5,87	6750,26	6705,14	-0,67
PB04	3152,93	2998,92	-4,88	4483,17	4431,18	-1,16	5468,09	5239,52	-4,18	6262,70	6175,40	-1,39	6254,86	6219,54	-0,56
PB05	2849,81	2941,04	3,20	3883,78	3912,23	0,73	4531,24	4698,01	3,68	5155,16	5203,22	0,93	5138,48	4949,15	-3,68
PB06	3184,33	3152,93	-0,99	4370,36	4220,26	-3,43	5289,55	5130,63	-3,00	6024,32	5738,85	-4,74	6057,68	6009,61	-0,79
PB07	4131,97	4030,93	-2,45	6148,91	6016,47	-2,15	7646,90	7571,36	-0,99	8505,27	8414,04	-1,07	8538,62	8523,91	-0,17
PB08	6144,98	6181,28	0,59	8799,57	8999,69	2,27	11448,27	11660,17	1,85	12435,16	12833,44	3,20	12545,03	12679,43	1,07
PB09	4993,29	5178,70	3,71	7182,88	7201,52	0,26	8968,30	9294,98	3,64	10159,24	10131,77	-0,27	10190,63	10545,75	3,48
PB10	3901,44	3958,34	1,46	5420,03	5618,19	3,66	6277,42	6453,02	2,80	7014,15	6966,08	-0,69	6995,51	7056,33	0,87
PB11	7087,73	6755,17	-4,69	10429,01	10113,13	-3,03	12049,62	11537,54	-4,25	13207,20	12891,32	-2,39	13221,92	12604,87	-4,67
PB12	3985,80	3995,61	0,25	5954,67	5704,52	-4,20	7119,12	7299,62	2,54	8086,38	8236,48	1,86	8196,26	8195,27	-0,01
PB13	8035,37	7857,81	-2,21	14353,01	14085,20	-1,87	13143,44	12505,79	-4,85	13894,88	13625,11	-1,94	13794,82	13690,84	-0,75
PB14	5640,75	5907,58	4,73	8458,18	8869,22	4,86	9716,81	10048,38	3,41	10981,31	11387,45	3,70	10977,39	11347,23	3,37
PB15	1552,92	1780,52	14,66	2279,84	2845,88	24,83	1672,61	1697,13	1,47	1753,05	1683,40	-3,97	1970,83	1579,41	-19,86
PB16	6427,51	6396,12	-0,49	9999,33	9801,17	-1,98	8629,86	8980,07	4,06	8932,01	9287,13	3,98	8951,63	9600,07	7,24
PB17	2725,22	2608,48	-4,28	6367,67	6167,55	-3,14	4679,37	4493,96	-3,96	5321,93	4992,31	-6,19	5355,28	5075,69	-5,22
PB18	2735,03	2729,14	-0,22	3878,87	3905,36	0,68	4269,31	4322,29	1,24	4897,15	4944,24	0,96	4902,06	4920,70	0,38

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 20 - Esforços resultantes e diferença entre os esforços da torre “B” – S/ISE e ISE caso 2

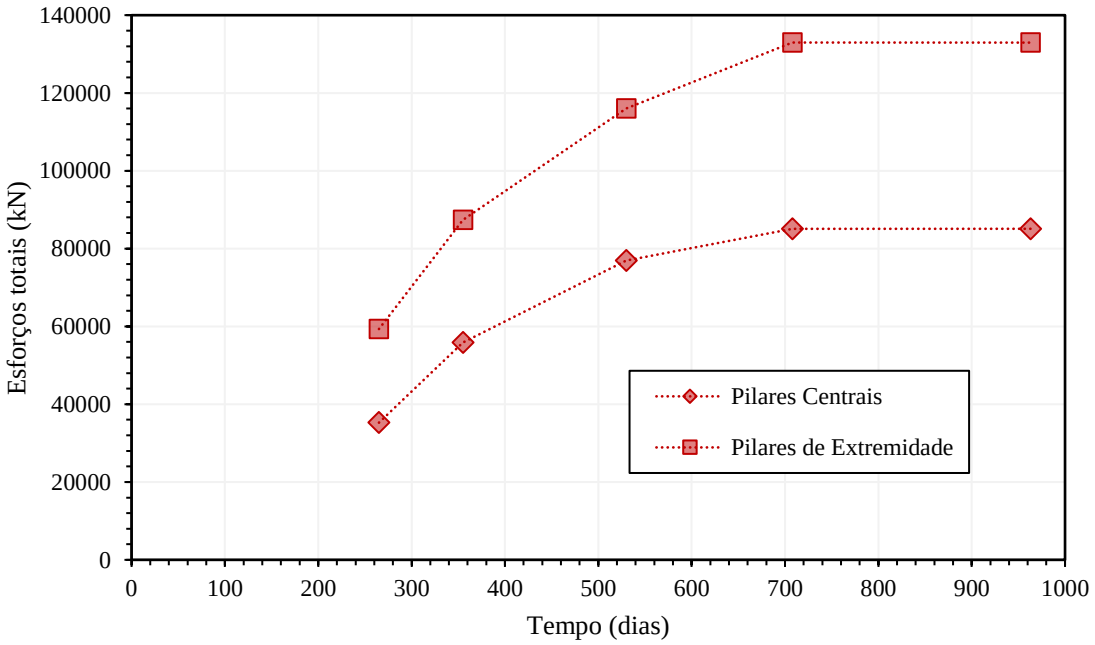
Pilar	ESFORÇOS RESULTANTES (kN)														
	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)	S/ISE	ISE caso 2	Dif. (%)
PB01	2923,38	2891,99	-1,07	3804,32	3737,61	-1,75	4662,69	4657,79	-0,11	5307,21	5333,70	0,50	5302,31	5337,62	0,67
PB02	4331,12	4199,66	-3,04	6031,19	5850,68	-2,99	7449,71	7228,99	-2,96	8408,15	8139,36	-3,20	8381,66	8104,04	-3,31
PB03	3808,24	4137,86	8,66	5365,09	5787,90	7,88	6154,79	6964,12	13,15	6839,53	7804,84	14,11	6750,26	7780,31	15,26
PB04	3152,93	3265,75	3,58	4483,17	4620,51	3,06	5468,09	5685,88	3,98	6262,70	6502,07	3,82	6254,86	6504,03	3,98
PB05	2849,81	2982,24	4,65	3883,78	4098,62	5,53	4531,24	4832,41	6,65	5155,16	5528,92	7,25	5138,48	5526,95	7,56
PB06	3184,33	3212,78	0,89	4370,36	4425,29	1,26	5289,55	5400,41	2,10	6024,32	6151,85	2,12	6057,68	6196,98	2,30
PB07	4131,97	4192,79	1,47	6148,91	6197,96	0,80	7646,90	7613,54	-0,44	8505,27	8443,47	-0,73	8538,62	8464,07	-0,87
PB08	6144,98	5631,92	-8,35	8799,57	8156,03	-7,31	11448,27	10237,72	-10,57	12435,16	11040,17	-11,22	12545,03	11056,85	-11,86
PB09	4993,29	5039,40	0,92	7182,88	7269,21	1,20	8968,30	8983,02	0,16	10159,24	10126,86	-0,32	10190,63	10131,77	-0,58
PB10	3901,44	3968,15	1,71	5420,03	5725,12	5,63	6277,42	6658,05	6,06	7014,15	7443,83	6,13	6995,51	7443,83	6,41
PB11	7087,73	6981,78	-1,49	10429,01	10304,42	-1,19	12049,62	11880,89	-1,40	13207,20	13029,64	-1,34	13221,92	13027,68	-1,47
PB12	3985,80	4723,52	18,51	5954,67	7290,79	22,44	7119,12	7755,79	8,94	8086,38	8551,38	5,75	8196,26	8612,20	5,07
PB13	8035,37	6643,33	-17,32	14353,01	11429,63	-20,37	13143,44	10580,09	-19,50	13894,88	11195,17	-19,43	13794,82	11081,38	-19,67
PB14	5640,75	5678,03	0,66	8458,18	8560,21	1,21	9716,81	9706,01	-0,11	10981,31	10900,87	-0,73	10977,39	10882,23	-0,87
PB15	1552,92	3377,58	117,50	2279,84	5158,10	126,25	1672,61	4660,73	178,65	1753,05	5002,12	185,34	1970,83	5213,03	164,51
PB16	6427,51	4768,64	-25,81	9999,33	7839,17	-21,60	8629,86	6669,82	-22,71	8932,01	6972,95	-21,93	8951,63	7041,62	-21,34
PB17	2725,22	2927,30	7,42	6367,67	6396,12	0,45	4679,37	4907,94	4,88	5321,93	5550,50	4,29	5355,28	5604,45	4,65
PB18	2735,03	2964,58	8,39	3878,87	4336,02	11,79	4269,31	4715,67	10,45	4897,15	5417,08	10,62	4902,06	5443,57	11,05

Fonte: O AUTOR (2018)

Convencionalmente, como ocorrem nas análises de interação solo-estrutura quanto à redistribuição de esforços entre os pilares, observa-se uma diferença entre os valores dos esforços presentes entre os pilares, onde há uma tendência de alívio de esforços entre os pilares centrais e ganho de carregamento entre os pilares de extremidade. Para isso, tem-se que, em relação aos pilares da torre “A”, PA07, PA08, PA09, PA10, PA13, PA14, PA15 e PA16 são centrais, e os demais, de extremidade; já em relação aso pilares da torre “B”, PB07, PB08 e PB13 são centrais, e os demais, de extremidade.

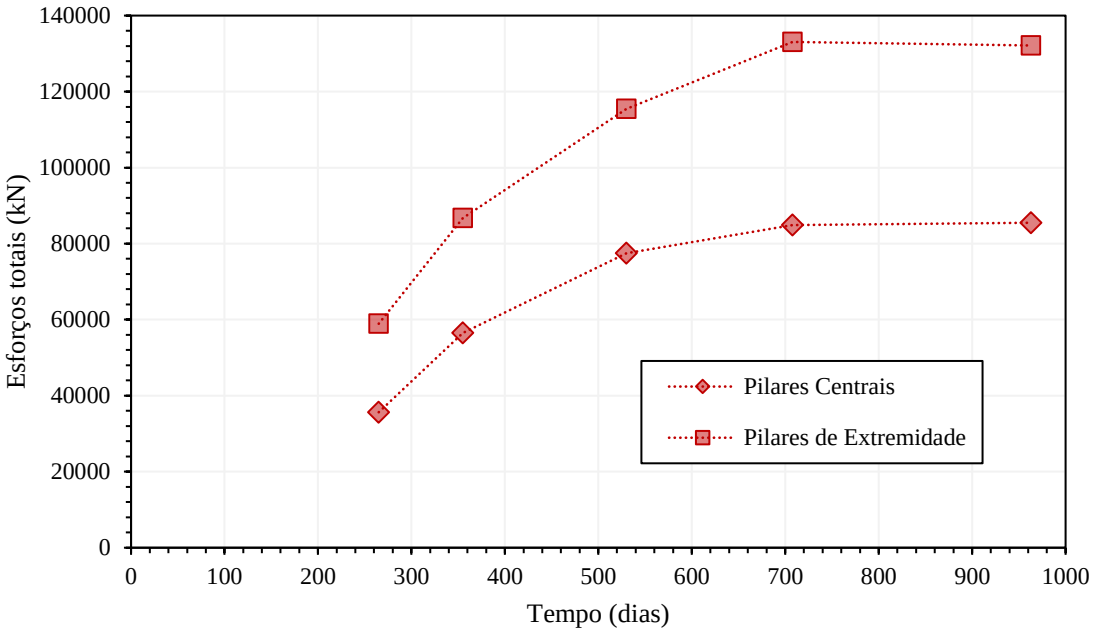
O Gráfico 7, Gráfico 8 e Gráfico 9 mostram, respectivamente, a evolução dos esforços totais, atuante nos pilares centrais e de extremidade da torre “A” para as análises sem a interação solo-estrutura (S/ISE) e as análises ISE caso 1 e ISE caso 2, em função do tempo transcorrido do monitoramento de recalques.

Gráfico 7 - Evolução dos esforços totais torre “A” – S/ISE



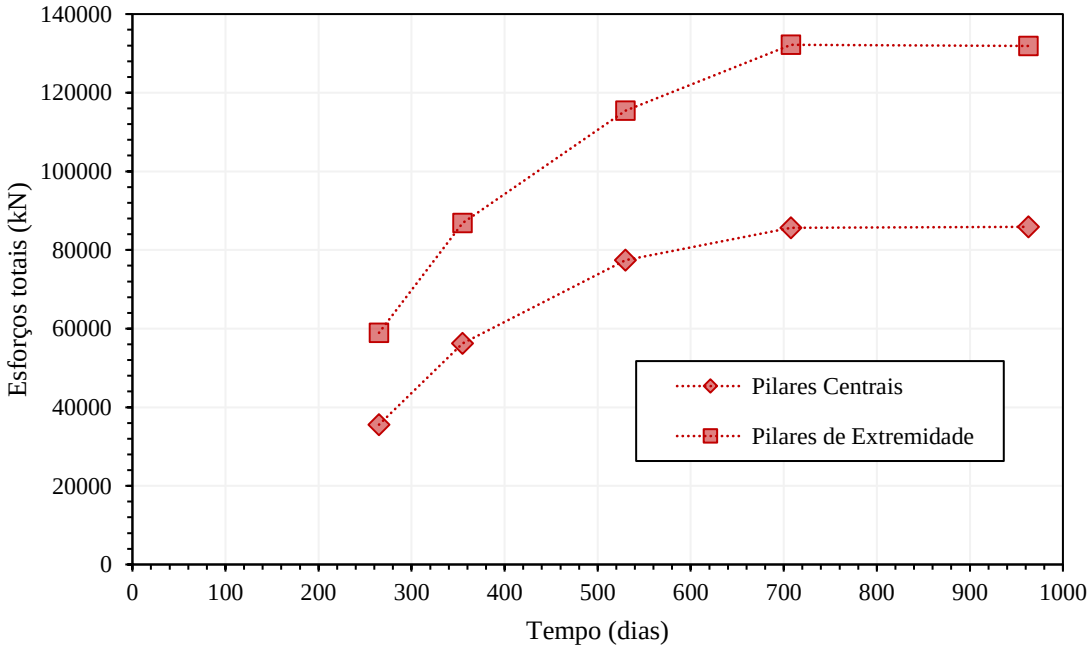
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 8 - Evolução dos esforços totais torre “A” – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 9 - Evolução dos esforços totais torre “A” – ISE caso 2



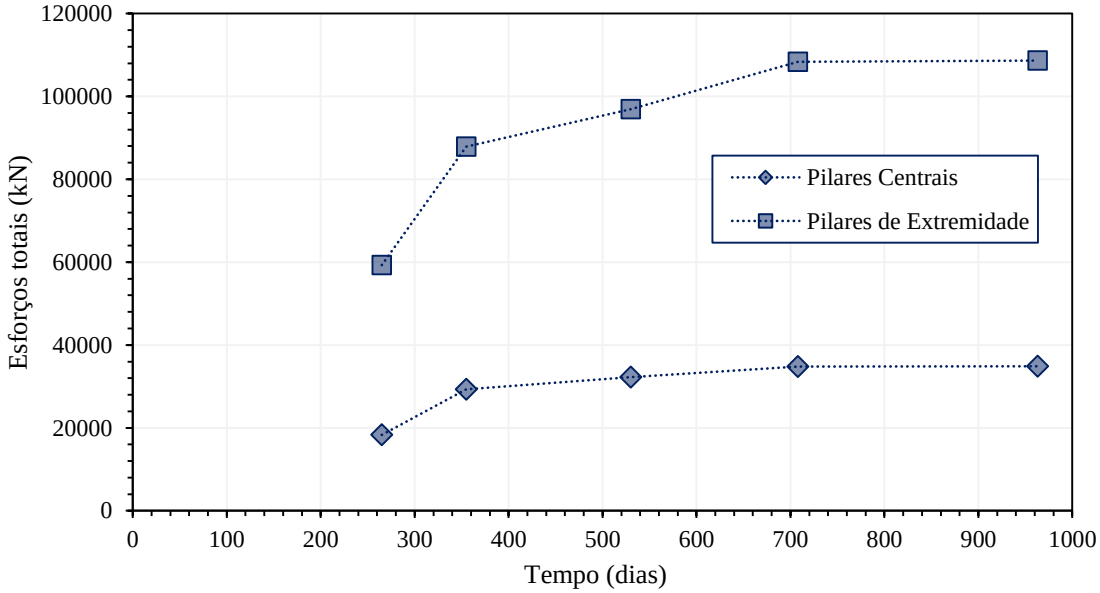
Fonte: O AUTOR (2018)

O Gráfico 7, Gráfico 8 e Gráfico 9 permitem visualizar que, em termos de esforços totais para as análises consideradas, há uma manutenção no comportamento da distribuição de carregamento entre os pilares centrais e de extremidade da torre “A”. Em todos os casos

analisados, observa-se que a maior parcela de esforços atuantes na estrutura do edifício concentra-se entre os pilares de extremidade, que representa 14 num total de 22 pilares, mesmo após a redistribuição de carregamento entre os pilares após as análises da ISE.

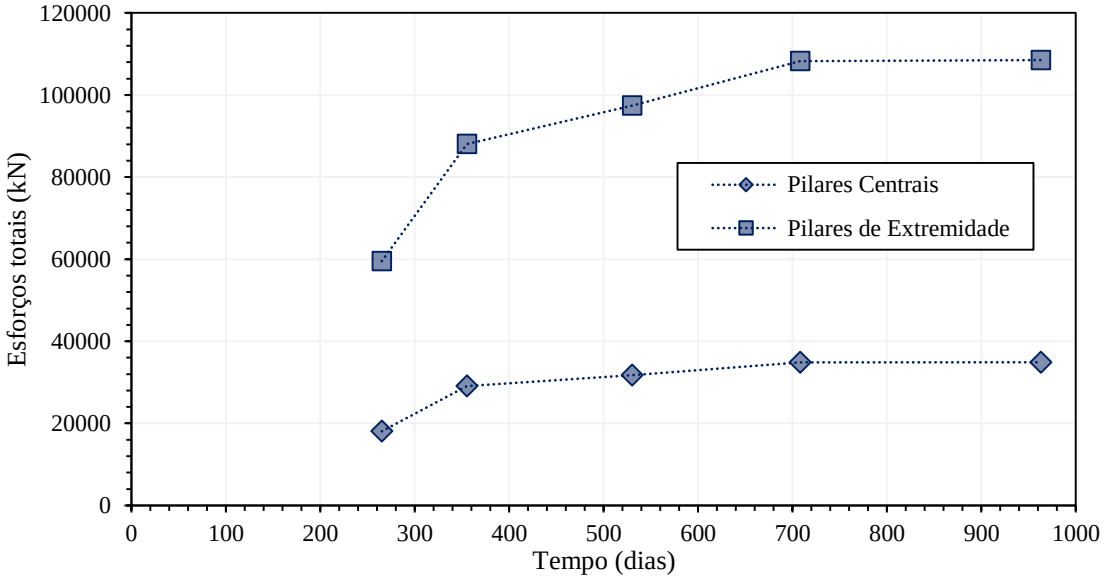
O Gráfico 10, Gráfico 11 e Gráfico 12 mostram, respectivamente, a evolução dos esforços totais, em tf, atuantes nos pilares centrais e de extremidade da torre “B” sem a interação solo-estrutura (S/ISE) e nas análises ISE caso 1 e ISE caso 2, em função do tempo transcorrido do monitoramento de recalques.

Gráfico 10 - Evolução dos esforços totais torre "B" - S/ISE



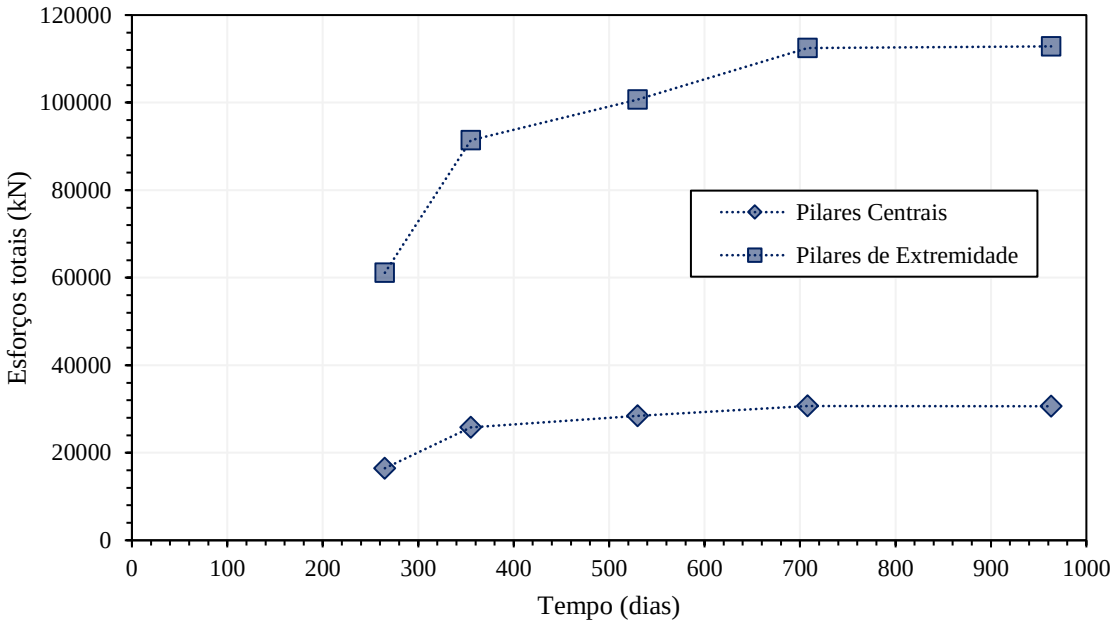
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 11 - Evolução dos esforços totais torre "B" – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 12 - Evolução dos esforços totais torre "B" – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

Como observado na torre “A”, o Gráfico 10, Gráfico 11 e Gráfico 12 permitem visualizar, para as análises consideradas em termos de esforços totais, uma manutenção no comportamento da distribuição de esforços entre os pilares centrais e de extremidade da torre “B”. Para os estágios analisados, a maior parcela do carregamento total da estrutura concentra-se entre seus pilares de extremidade (15 pilares, do total de 18), mesmo após a redistribuição de esforços entre os pilares imposta pela ISE. Nota-se ainda que, o carregamento presente entre os pilares centrais no estágio 4 (708 dias) na análise ISE caso 2 é superior ao carregamento presente entre esses mesmos pilares no estágio 5, aos 963 dias, mostrando que parte destes esforços (76,52 kN) foram redistribuídos para os pilares de extremidade deste edifício.

A Tabela 21 relaciona a redistribuição, em %, dos esforços resultantes finais, onde tem-se a taxa de esforços adquirida ou perdida entre os pilares centrais e de extremidade da torre “A” nos 5 estágios de obra analisados, obtida pela comparação entre os valores obtidos desses esforços nesses pilares após as análises de ISE com a estrutura indeslocável (S/ISE). O Gráfico 13 apresenta a redistribuição, em termos de esforços resultantes totais, observada entre os pilares centrais; o Gráfico 14 apresenta a mesma análise para os pilares de extremidade.

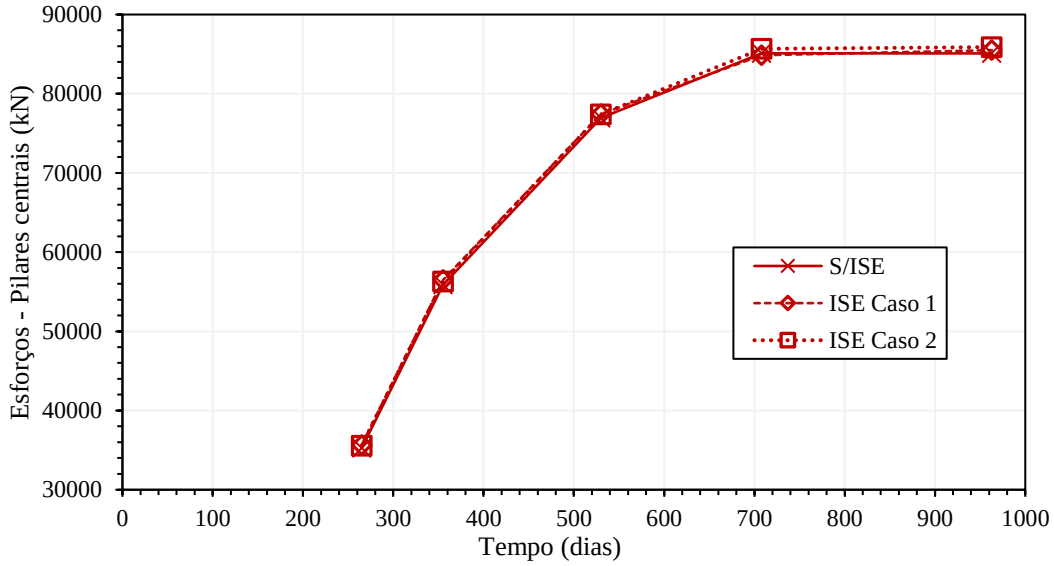
Com relação à redistribuição dos esforços entre os pilares centrais e de extremidade da torre “A”, observa-se, em todos os estágios de obra analisados, uma pequena variação nos valores de seu carregamento comparando as análises de ISE caso 1 e ISE caso 2 com o caso da estrutura com seus apoios fixos (S/ISE).

Tabela 21 - Redistribuição de esforços resultantes totais (%) – Torre “A"

Redistribuição de esforços totais– Torre A (%)				
Estágio da obra	Pilares Centrais		Pilares de Extremidade	
	ISE caso 1	ISE caso 2	ISE caso 1	ISE caso 2
1 (265 dias)	-0,67	-0,66	1,10	0,88
2 (355 dias)	-0,72	-0,55	1,08	0,67
3 (530 dias)	-0,51	-0,51	0,63	0,55
4 (708 dias)	0,09	-0,57	-0,25	0,68
5 (963 dias)	-0,64	-0,81	0,48	0,93

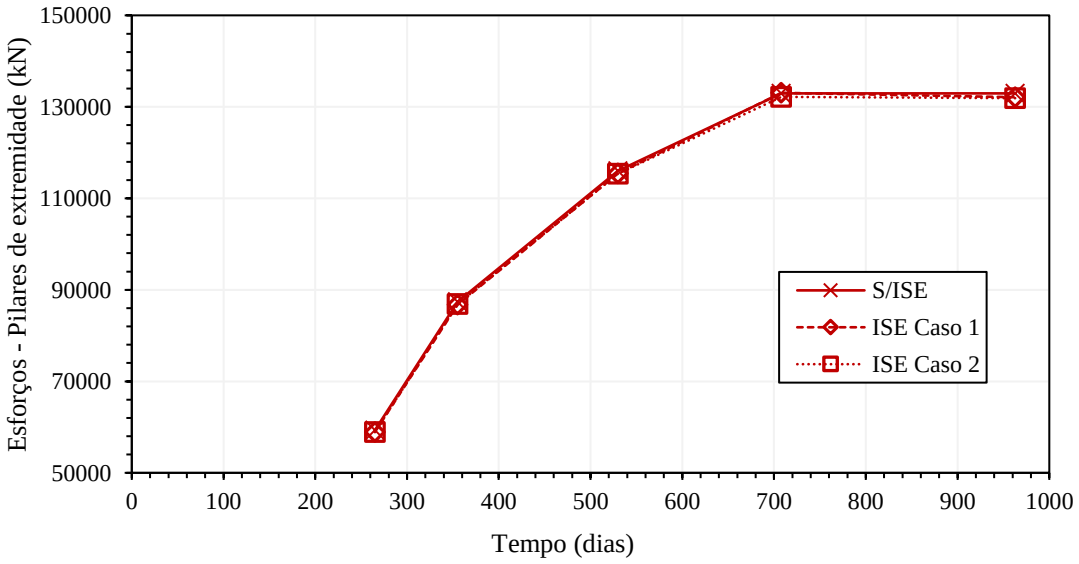
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 13 - Esforços totais observados entre os pilares centrais – Torre “A”



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 14 - Esforços totais observados entre os pilares de extremidade – Torre “A”



Fonte: O AUTOR (2018)

Observando os resultados obtidos para a análise ISE caso 1, o maior alívio de esforços entre os pilares centrais ocorreu no estágio 2 da obra (-0,72%), enquanto que o maior ganho de carregamento total entre os pilares de extremidade ocorreu no estágio 1 da obra (1,10%). Foi observado, no estágio 4 da obra, embora apresentando valores pequenos, um alívio de esforços total entre os pilares de extremidade (-0,25%) e ganho de esforços final entre os pilares centrais (0,09%), comportamento inverso do esperado quando se considera a redistribuição de esforços entre pilares centrais e de extremidade influenciada pela ISE. Como esta análise considera apenas o somatório final dos esforços nesses pilares, tal fato pode ser observado, visto que, nem todos os pilares de extremidade ganham esforços e nem todos os pilares centrais são aliviados com a interação solo-estrutura da obra, podendo haver, no balanço final de esforços, este comportamento inverso.

Relacionando os resultados observados para a análise ISE caso 2, o valor final da redistribuição de esforços entre os pilares centrais mostra, para todos os estágios de obra, uma diminuição nesses valores, enquanto que, entre os pilares de extremidade, o balanço indica, em todos os estágios de carregamento, um aumento no somatório final de esforços entre esses elementos, comportando-se, em termos gerais, como o esperado após a interação solo-estrutura. Tanto o maior alívio de esforços finais (-0,81%) entre os pilares centrais quanto o maior ganho de entre os pilares de extremidade (0,93%) ocorreu no estágio 5 da obra.

Observa-se ainda, para os dois gráficos anteriores, uma sobreposição de suas curvas para os casos analisados, indicando que, para esta torre, a transferência de esforços entre pilares centrais e de extremidade é reduzida; além disso, pode-se afirmar que a influência da ISE nesta torre foi baixa.

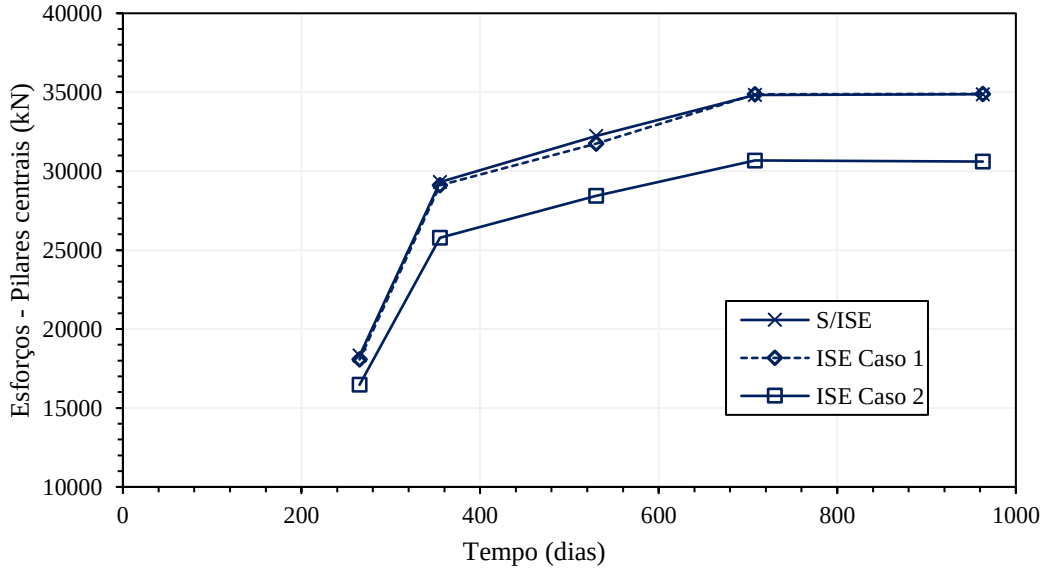
A Tabela 22 relaciona o percentual da redistribuição dos esforços resultantes finais, onde tem-se a taxa de esforços adquirida ou perdida entre os pilares centrais e de extremidade da torre “B” nos 5 estágios de obra analisados, obtida pela diferença entre os valores obtidos desses esforços nesses pilares após as análises de ISE com a estrutura indeslocável (S/ISE). O Gráfico 15 apresenta a redistribuição, em termos de esforços resultante totais, observada entre os pilares centrais; o Gráfico 16 apresenta a mesma análise para os pilares de extremidade.

Tabela 22 - Redistribuição de esforços resultantes totais (%) – Torre “B"

Redistribuição de Esforços Totais - Torre B (%)				
Estágio de obra	Pilares Centrais		Pilares de Extremidade	
	ISE caso 1	ISE caso 2	ISE caso 1	ISE caso 2
1	-1,32	-10,07	0,37	3,07
2	-0,68	-12,01	0,17	3,97
3	-1,55	-11,81	0,47	3,89
4	0,11	-11,93	-0,10	3,79
5	0,06	-12,25	-0,13	3,87

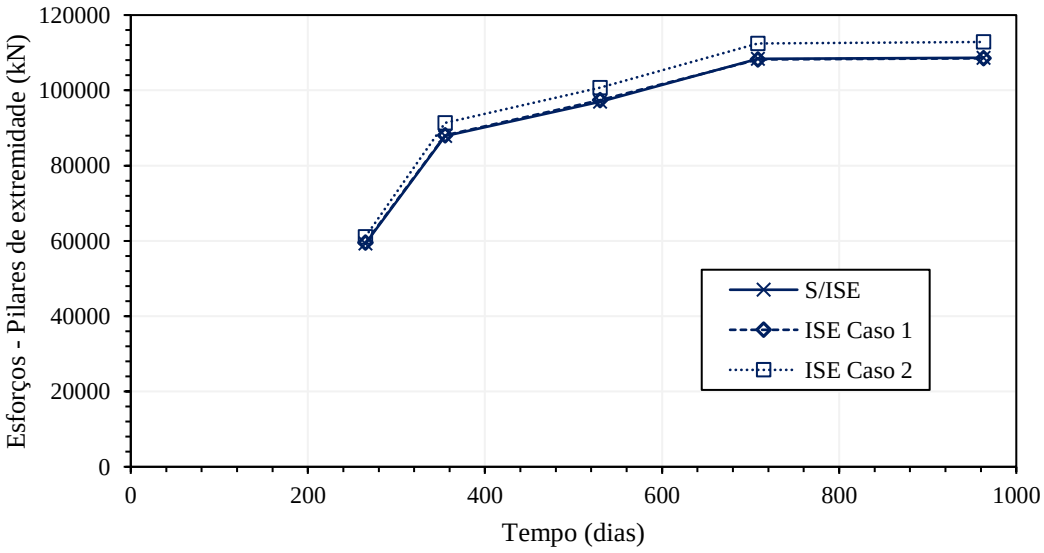
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 15 - Esforços totais observados entre os pilares centrais – Torre “B”



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 16 - Esforços totais observados entre os pilares de extremidade – Torre “B”



Fonte: O AUTOR (2018)

Com relação à análise ISE caso 1, a torre “B”, houve uma certa variação no comportamento de redistribuição de esforços entre os seus pilares. Observou-se que, em termos de carregamento total, os estágios 1, 2 e 3 apresentaram o comportamento esperado para redistribuição dos pilares considerando a interação solo-estrutura, em que os pilares centrais são aliviados e os de extremidade apresentam aumento de seus esforços. Quanto aos estágios 4 e 5, estes apresentaram um comportamento contrário ao observado nos estágios anteriores; contudo, da mesma forma como explicitado para o estágio 4 da torre “A”, nem todos os pilares centrais são aliviados e nem todos os pilares de extremidades ganham carregamento com a consideração da ISE, de modo que, para este caso, havendo, no balanço final de esforços para os estágios citados, um comportamento inverso do esperado.

O maior alívio entre os pilares centrais e o maior ganho entre os pilares de extremidade em termos de esforços totais pôde ser observado no estágio 3 da obra (-1,55% e 0,47%, respectivamente).

Analisando a torre “B” para o caso 2, todos os estágios de obra considerados comportaram-se como o esperado para o tipo de observação feita neste item (redistribuição entre pilares centrais e de extremidade). Para esta análise, o maior alívio de esforços totais entre os pilares centrais ocorreu no estágio 5 (-12,25%), enquanto que o maior ganho de esforços totais entre os pilares de extremidade ocorreu no estágio 2, com o valor de 3,97%.

Comparando os resultados obtidos por esta análise para as duas torres, é possível afirmar que a redistribuição de esforços totais entre os pilares centrais e de extremidade é pouco mais expressiva no caso 2 entre os pilares da torre “B”, que pode ser confirmado pela posição das suas respectivas curvas, apresentando-se mais afastadas em relação à curva S/ISE se comparada com a respectiva curva da análise ISE caso 1. Ainda assim, de uma maneira geral, assim como observado na torre “A”, a influência da interação solo-estrutura nesta torre também foi baixa.

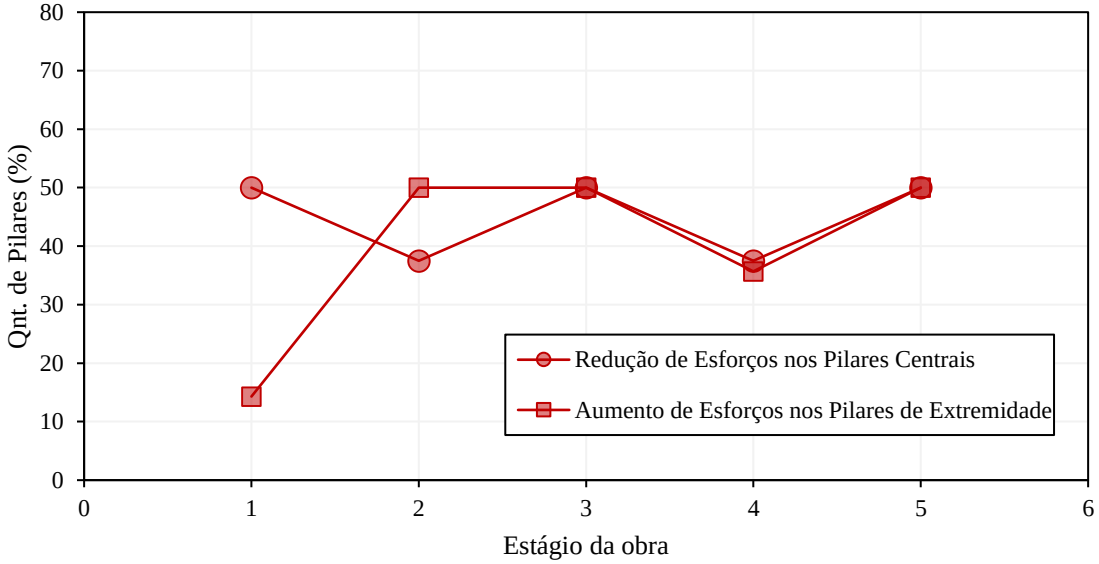
O Gráfico 17 e o Gráfico 18 relacionam, respectivamente, para as análises ISE caso 1 e ISE caso 2 na torre “A”, a quantidade de pilares centrais que sofreram alívio de esforços e a quantidade de pilares de extremidade que sofreram um aumento de esforços em função do estágio de obra analisado.

Observa-se, para a análise ISE caso 1, uma variação no quantitativo de pilares que sofreram alívio e ganho de esforços em relação aos estágios de obra estudados. 4 entre os 8 pilares centrais da torre “A” sofreram alívio de seus esforços, representando metade (50%) desses pilares, nos estágios 1, 3 e 5 da obra; em relação ao aumento de esforços entre os pilares

de extremidade, tal redistribuição foi mais expressiva nos estágios 2, 3 e 5 da obra, em que 50% desses pilares (7 entre os 14) tiveram um ganho de carregamento após esta análise.

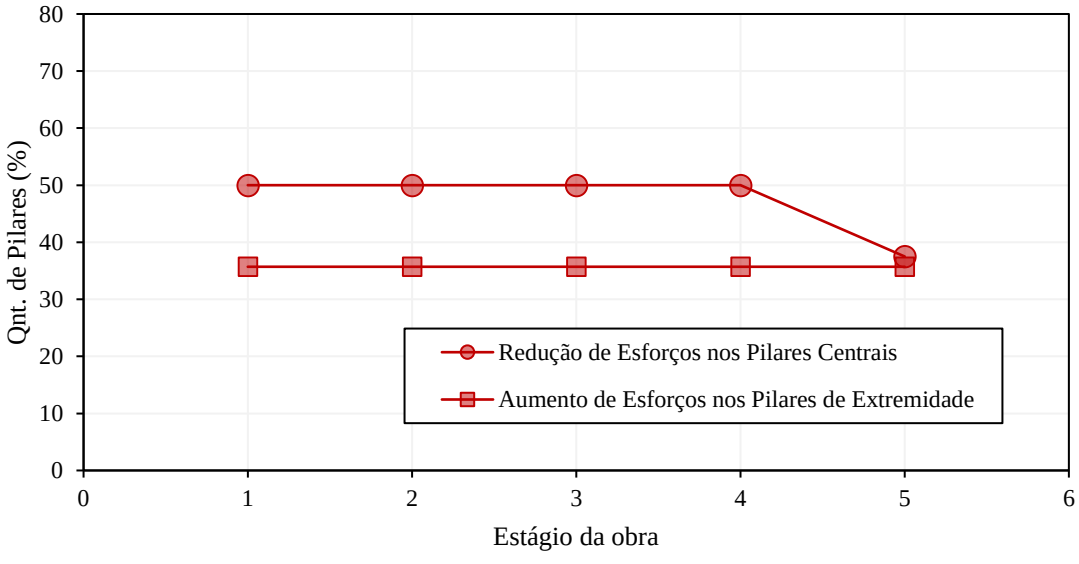
Para a análise ISE caso 2, houve uma manutenção de 35,70% do quantitativo de pilares de extremidade que sofreram ganho de esforços, para todos os estágios de obra. Tal comportamento foi similar em relação aos pilares centrais, onde, até o estágio 4 da obra, um quantitativo de 50% dos pilares sofreu alívio de esforços, com uma ligeira redução observada no estágio 5, apontando um quantitativo de 37,50%.

Gráfico 17 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “A” - ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

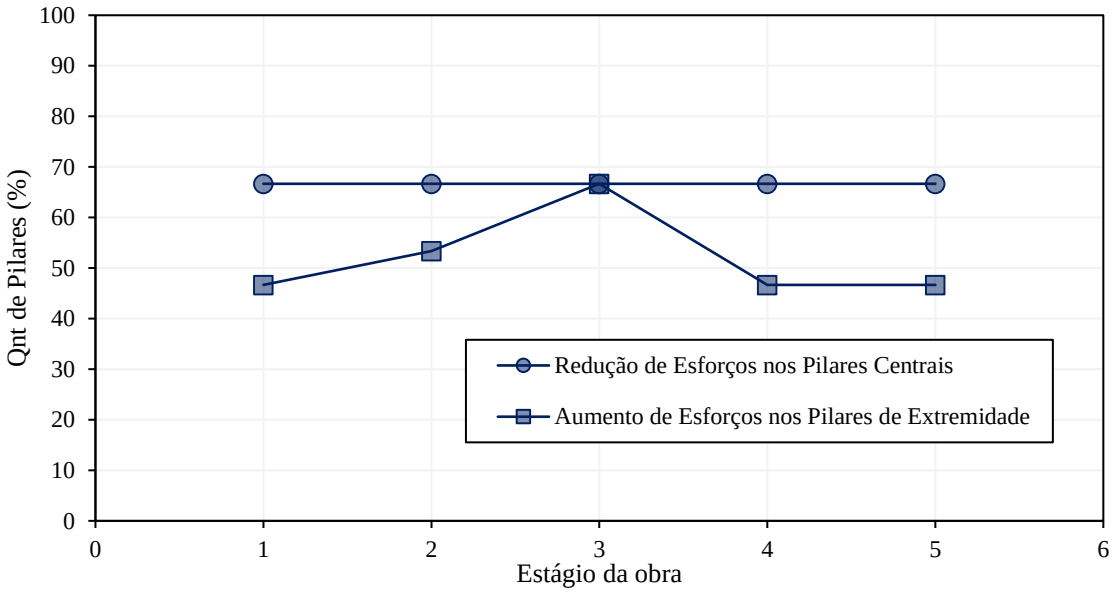
Gráfico 18 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “A” - ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

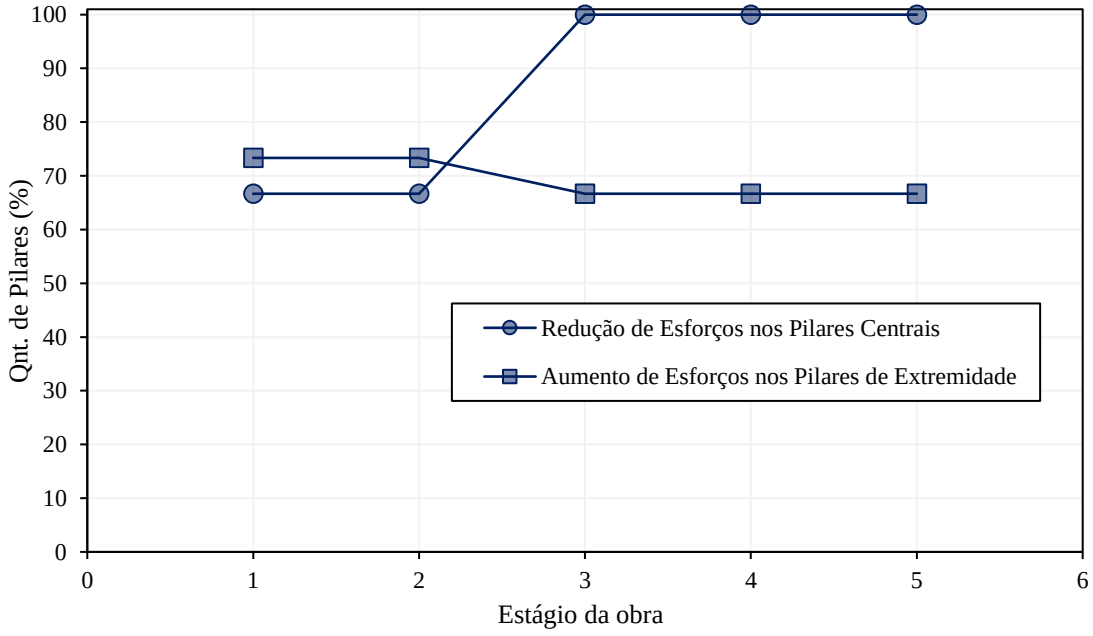
O Gráfico 19 e o Gráfico 20 relacionam, para as análises ISE caso 1 e ISE caso 2 na torre “B”, respectivamente, a quantidade de pilares centrais, que sofreram alívio de esforços e a quantidade de pilares de extremidade que sofreram um aumento de esforços em função do estágio de obra analisado.

Gráfico 19 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “B” - ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 20 - Pilares centrais com redução e de extremidade com aumento de esforços da torre “B” - ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

Em relação à análise ISE caso 1, observa-se, para todos os estágios de obra estudados, uma manutenção no quantitativo de pilares centrais que sofreram redução de seus esforços após a consideração da interação solo-estrutura, em que 2 dos 3 destes pilares, o que representa 66,67%, apresentaram tal redistribuição; quanto aos pilares de extremidade, o ganho de esforços foi mais expressivo no estágio 3, em que 66,67% (10 do total de 15 pilares de extremidade) sofreram esse tipo de redistribuição.

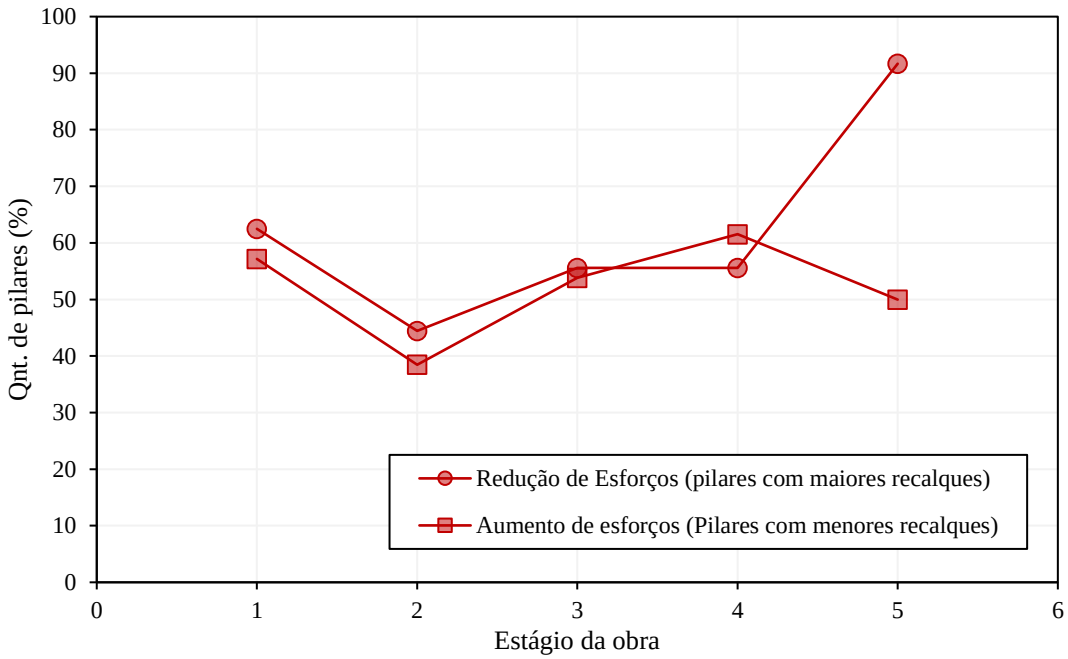
Dentro da análise ISE caso 2, foi observado nos estágios 1 e 2 a manutenção no quantitativo de pilares centrais que sofreram alívio de esforços após a consideração da interação em 66,67% do total destes pilares (2 entre os 3), apresentando, para os demais estágios, alívio na totalidade desses elementos; em relação aos pilares de extremidade, estes apresentaram aumento de esforços num quantitativo de 73,33% (11 pilares entre o total de 15) nos estágios 1 e 2, diminuindo esta proporção para 66,67% nos demais estágios, o que representa 10 entre os 15 pilares de extremidade da torre.

Tal comportamento observado constata o fenômeno de redistribuição de esforços entre os pilares relacionado à ISE, em que parte dos esforços atuantes entre os pilares centrais são transferidos para os pilares de extremidade, havendo um alívio dos primeiros e sobrecarregamento nestes últimos. É possível notar ainda que, nem todos os pilares centrais, como também nem todos os pilares de extremidade, na grande maioria dos estágios de obra observados, foram aliviados e sobrecarregados, respectivamente, fato este também notado por Danziger *et al.* (2005) e por Santos (2016).

A análise a seguir consiste em avaliar a redistribuição dos esforços entre os pilares considerando os recalques sofridos por eles. Para isso, a partir do recalque médio observado para cada um dos estágios de obra, foram determinados os pilares que tiveram recalques superiores e inferiores a estes, pois, a tendência é que os pilares que apresentem recalques superiores ao médio sejam os mais carregados, e os que apresentem recalques inferiores ao médio, sejam os menos carregados, esperando-se, após a ISE, um alívio de esforços nos pilares com recalques acima do recalque médio e ganho de esforços nos pilares que apresentaram recalques abaixo do recalque médio, visto que os mais carregados não estão no centro e sim na extremidade.

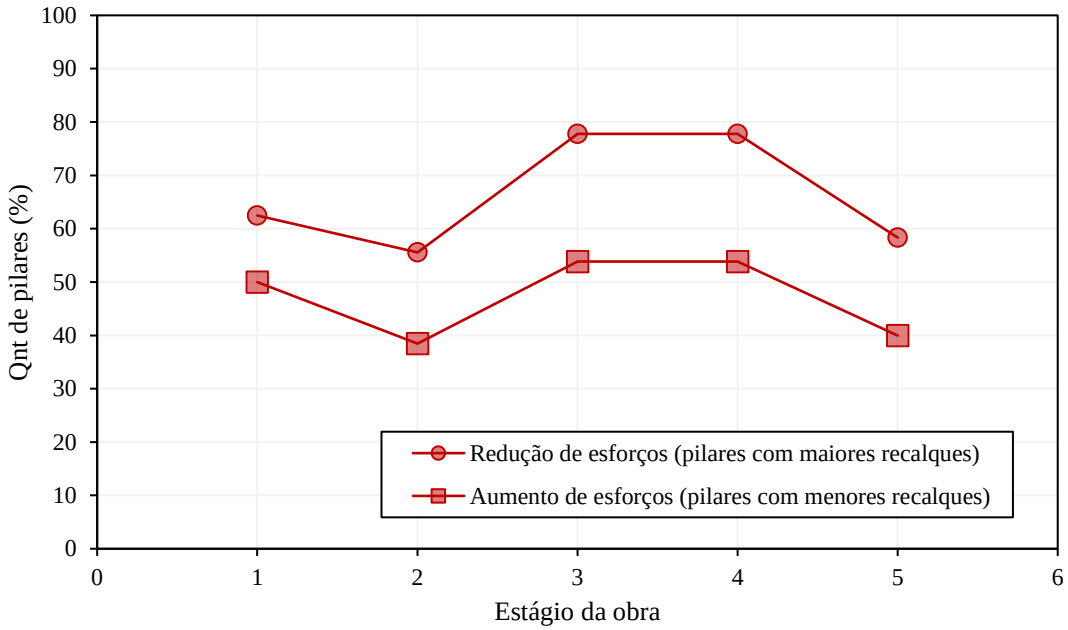
O Gráfico 21 e Gráfico 22 apresentam o quantitativo de pilares que foram aliviados e os que ganharam esforços após a interação solo-estrutura (caso 1 e 2), considerando esta análise.

Gráfico 21 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “A” – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 22 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “A” – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

Para a análise ISE caso 1, não há uma manutenção, considerando os estágios de obra, no quantitativo de pilares que sofrem redução e aumento de carregamento. Quanto à redução de esforços, a maior delas ocorreu no estágio 5, em que 91,70% dos pilares que apresentaram

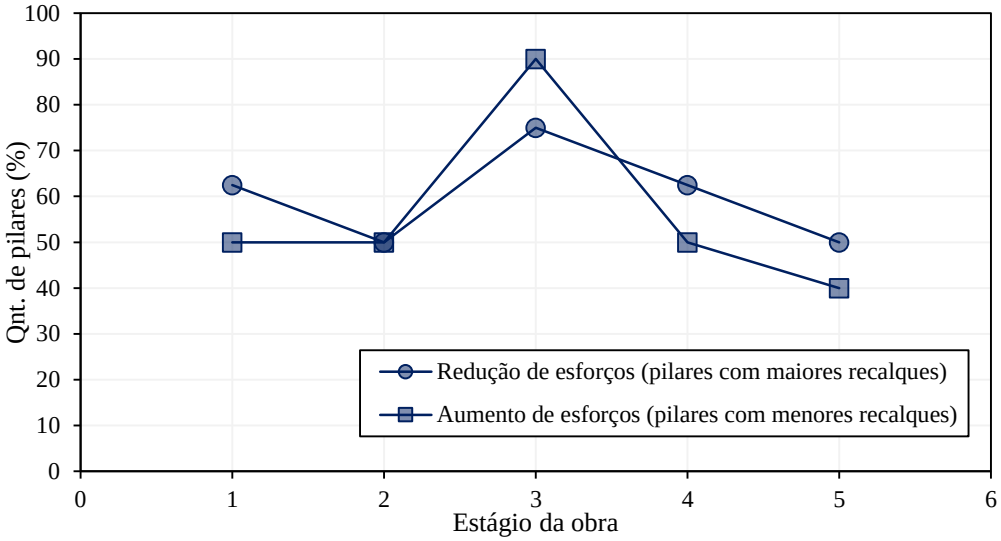
recalques acima do recalque médio observado foram aliviados, sendo esta redução menos expressiva no estágio 2, com apenas 44,40% desses pilares apresentando esse tipo de comportamento. Em relação ao quantitativo de pilares que sofreram um aumento no seu carregamento, este ganho foi mais expressivo no estágio 4 (61,50%), e ocorrida de maneira mais contida no estágio 2, onde apenas 38,50% desses pilares que apresentaram recalques menores que o recalque médio observado ganharam parcela desse carregamento após os mecanismos da ISE.

Analisando os resultados obtidos através do caso 2, a redução de esforços observada entre os pilares que apresentaram recalques maiores que o recalque médio foi mais expressiva nos estágios 3 e 4, havendo uma manutenção no quantitativo de 77,80% desses pilares que sofreram tal redistribuição, e apresentando-se de forma menos expressiva no estágio 2, mas ainda sim com mais da metade do total desses pilares (55,60%). Também pode ser observado, entre os pilares que sofreram aumento de esforços após esta análise da ISE, uma manutenção do quantitativo de pilares que ganharam carregamento de maneira mais expressiva entre os estágios 3 e 4 (53,80%), e menor no estágio 2, onde menos da metade dos pilares (38,50%) que apresentaram recalques menores que os recalques médios observados tiveram algum acréscimo de carregamento após os mecanismos da interação solo-estrutura.

Fazendo esta mesma análise, agora para a torre “B”, o Gráfico 23 e Gráfico 24 apresentam os quantitativos de pilares que foram aliviados e os quantitativos de pilares que ganharam esforços após a interação solo-estrutura (caso 1 e 2), considerando os recalques apresentados nas leituras.

Analisando o caso 1, observa-se que a redução de esforços entre os pilares que apresentaram recalques maiores que o recalque médio calculado se apresenta de forma mais expressiva no estágio 3, em que 75% destes pilares foram aliviados em relação à consideração da estrutura sem a interação solo-estrutura, e menos expressiva nos estágios 2 e 5, com 50% desses pilares sofrendo esta redução de carregamento. Em relação ao aumento de esforços entre os pilares que apresentaram recalques menores que o recalque médio, o estágio 3 é o que apresenta, também, o maior quantitativo, os quais 90% destes pilares ganham alguma parcela de carregamento com a ISE; entretanto, este aumento mostra-se menos expressivo no estágio 5, onde apenas 40% desses pilares sofrem algum ganho de carregamento com este mecanismo.

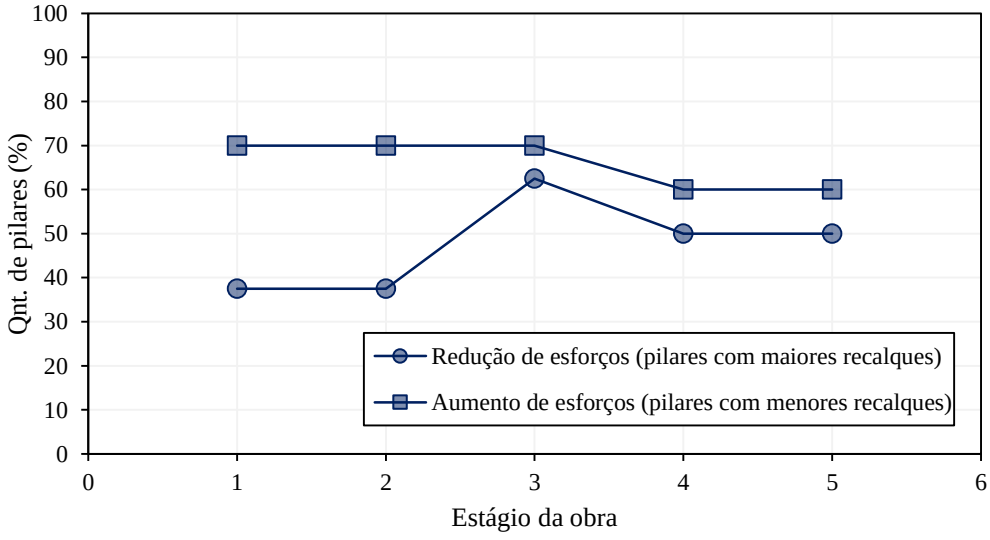
Gráfico 23 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “B” – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Considerando o caso 2, a torre “B” apresentou o maior quantitativo de pilares com recalques maiores que o recalque médio observado e que sofreram redução dos seus esforços no estágio 3 da obra, cujo alívio ocorreu em 50% destes elementos, sendo menor nos estágios 1 e 2, com apenas 37,50% desses pilares. Com relação ao ganho de esforços entre os pilares que apresentaram recalques menores que o recalque médio observado, tal comportamento mostrou-se mais expressivo nos estágios 1, 2 e 3, os quais 70% do quantitativo destes pilares apresentaram mais sobrecarregados em relação a análise sem a interação, enquanto que, tal ganho, ocorreu de maneira menos expressiva nos estágios 4 e 5 (60%).

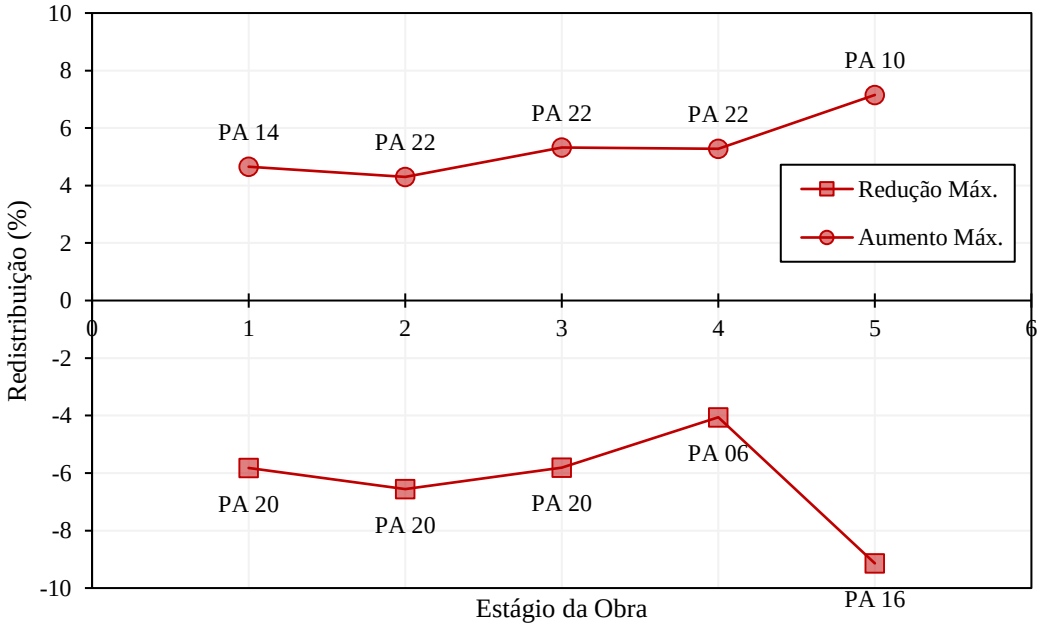
Gráfico 24 - Pilares com redução (maiores recalques) e aumento de esforços (menores recalques) da torre “B” – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

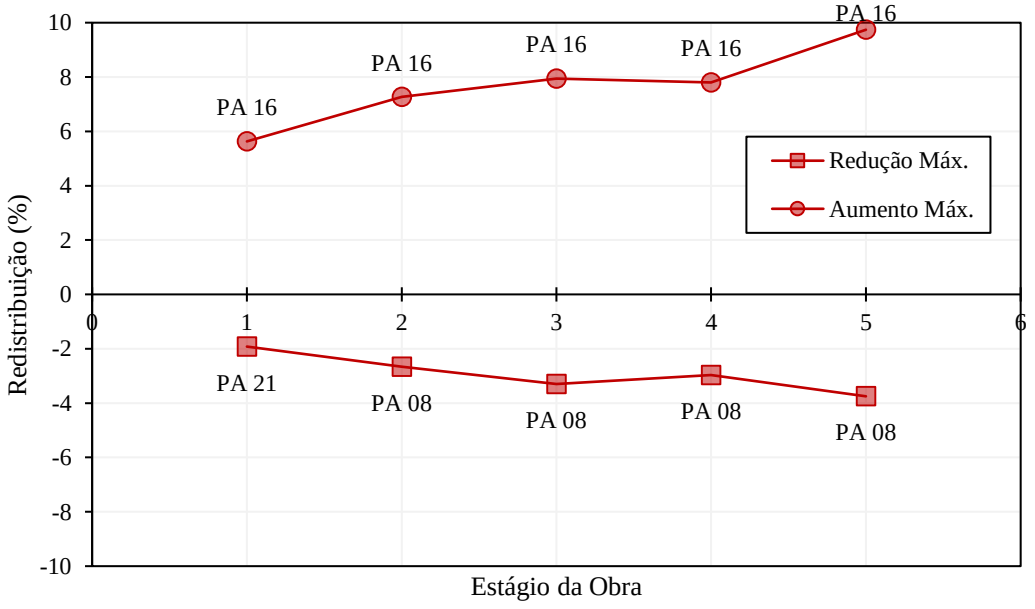
O Gráfico 25 e Gráfico 26 interpretam a redistribuição dos esforços em termos de redução e aumento de esforços máximos, apresentando para cada estágio de obra da torre “A”, o pilar que apresentou o maior alívio de esforços e o pilar que apresentou o maior ganho de esforços após as análises da interação solo-estrutura (ISE caso 1 e caso 2), respectivamente.

Gráfico 25 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre “A” – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 26 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre “A” – ISE caso 2



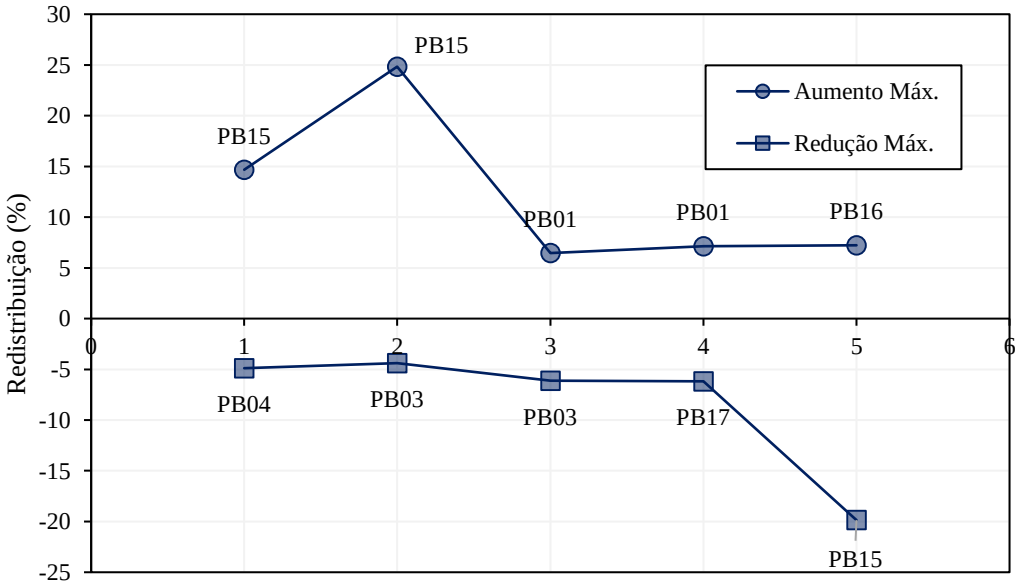
Fonte: O AUTOR (2018)

Nota-se que, em ambas as análises de interação solo-estrutura, a redução máxima (alívio de esforços) e aumento máximo (ganho de esforços) são observados à medida em que a obra está chegando ao fim, o que representa o estágio 5. Em relação à análise ISE caso 1, o maior ganho de esforços foi notado no pilar PA10 (7,15%), e o maior alívio de esforços no pilar PA16, apresentando uma redução de 9,14%. Quanto à análise ISE caso 2, o pilar PA16, que no caso apresentou a maior redução de carregamento no caso 1, foi o que obteve o maior ganho de esforços (9,74%); verificando o maior alívio de esforços, este pôde ser observado no pilar PA08, com uma redução de 3,75%.

O Gráfico 27 e Gráfico 28 interpretam a redistribuição dos esforços em termos de ganho e alívio de esforços máximos, apresentando, para cada estágio de obra da torre "B", o pilar que apresentou o maior alívio de esforços e o pilar que apresentou o maior ganho de esforços após as análises da interação solo-estrutura (ISE caso 1 e caso 2), respectivamente.

Pela análise ISE caso 1, o maior ganho de esforços pôde ser observado no pilar PB15 no estágio de obra 2, com um aumento de carregamento de 24,83%, e o maior alívio de esforços também no pilar PB15, mas no estágio de obra 5, que apresentou uma redução de 19,86% em relação ao seu carregamento sem a interação solo-estrutura. Tal variação pode ser atribuída a assimetria da planta do edifício, apresentando assim, esta variação.

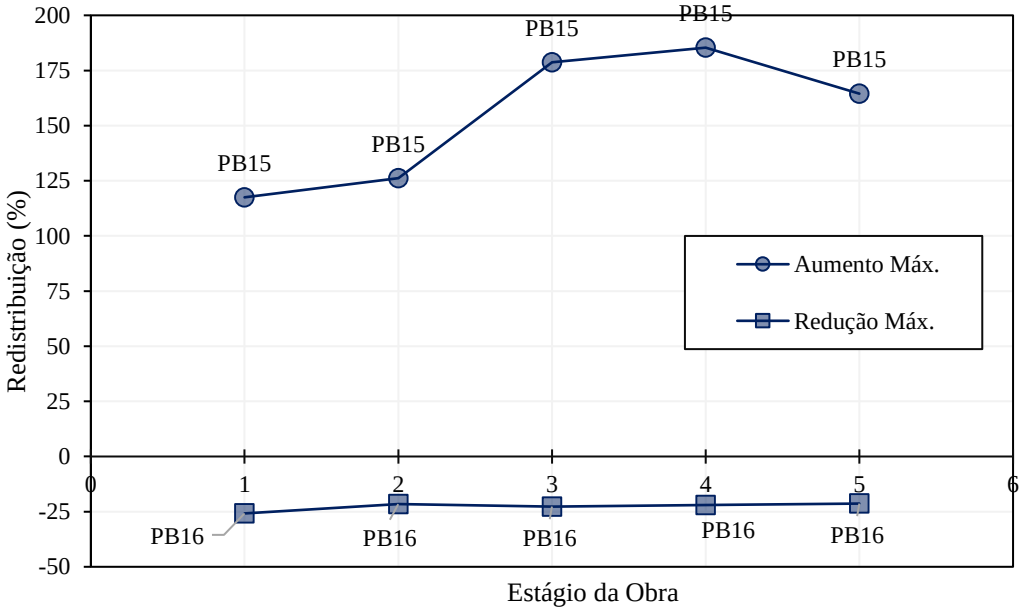
Gráfico 27 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre "B" – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Através da interpretação dos resultados da ISE caso 2, em termos de redistribuição máximas, para todos os estágios de obra analisados, o mesmo pilar (PB15) apresentou os ganhos de esforços máximos, e o mesmo pilar (PB16) apresentou as reduções de esforços máximos. Enquanto o aumento máximo de esforços ocorreu no estágio de obra 4, com valor de 185,34%, a maior redução pôde ser observada no estágio 1, com um valor de 25,81%. Nota-se ainda que, para esta análise, é expressivo o ganho de esforços absorvidos pelo pilar PB15, onde, em todos os estágios, este aumento supera o dobro do seu carregamento comparados com a análise sem a consideração da ISE.

Gráfico 28 - Redistribuição de esforços em termos de redução e aumento máximos da torre “B” – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

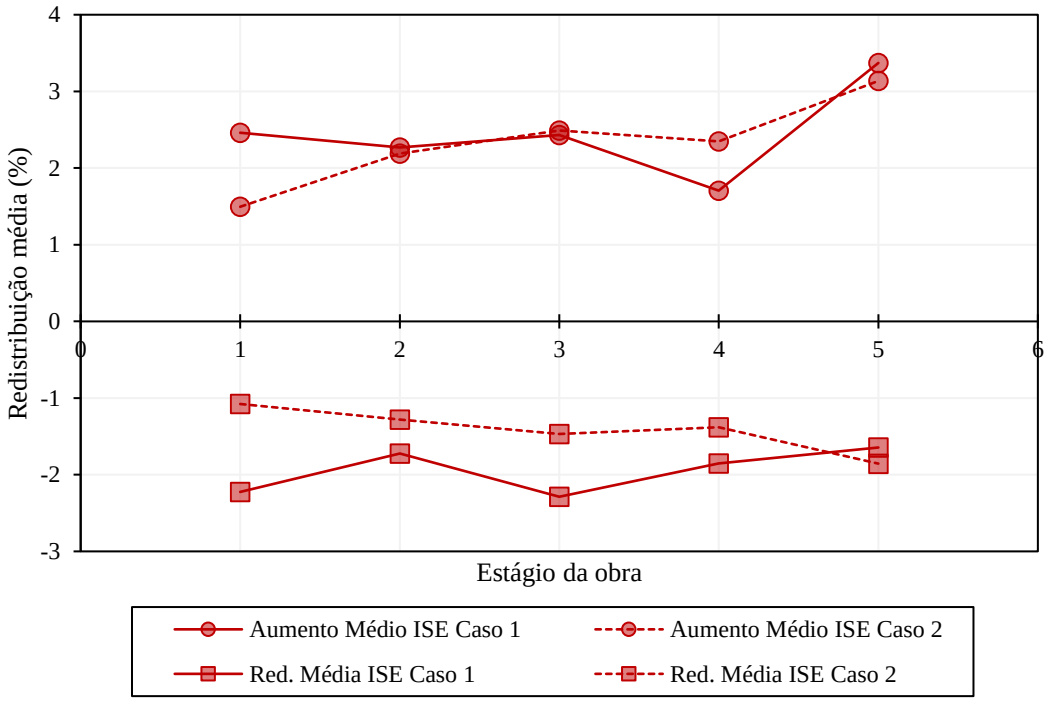
O Gráfico 29 e Gráfico 30 representam a redistribuição, em termos médios, dos esforços das torres “A” e “B”, respectivamente, nas análises ISE caso 1 e ISE caso 2, apresentando a redistribuição de esforços média ocorrida entre os pilares que foram aliviados e que ganharam carregamento após a interação solo-estrutura, para os estágios de obra analisados.

Na torre “A”, observa-se, para as análises ISE caso 1 e 2, o maior aumento médio de esforços no estágio 5 da obra, o que representa que a redistribuição de esforços entre os pilares ocorreu de forma mais expressiva neste estágio, com valores de 3,37% e 3,14%, respectivamente. Quanto ao alívio médio de esforços, a análise ISE caso 1 aponta uma maior redução no estágio 3 da obra (2,29%), enquanto que o caso 2 apresenta um maior alívio médio no estágio 5 (1,86%), que representa a conclusão da obra.

Na torre “B”, o estágio 2 da obra apresentou o maior ganho médio de carregamento na análise ISE caso 1 (5%), enquanto que no caso 2, o maior ganho médio pôde ser observado no estágio 4, com o valor de 23,99%. Os valores mostram que a redistribuição em termos de ganho de esforços médios foi mais expressiva nestes estágios. Já quanto ao alívio médio de esforços entre os pilares do edifício, este foi maior no estágio 3 (3,91%) para o caso 1 e maior no estágio 1 (9,51%) para o caso 2.

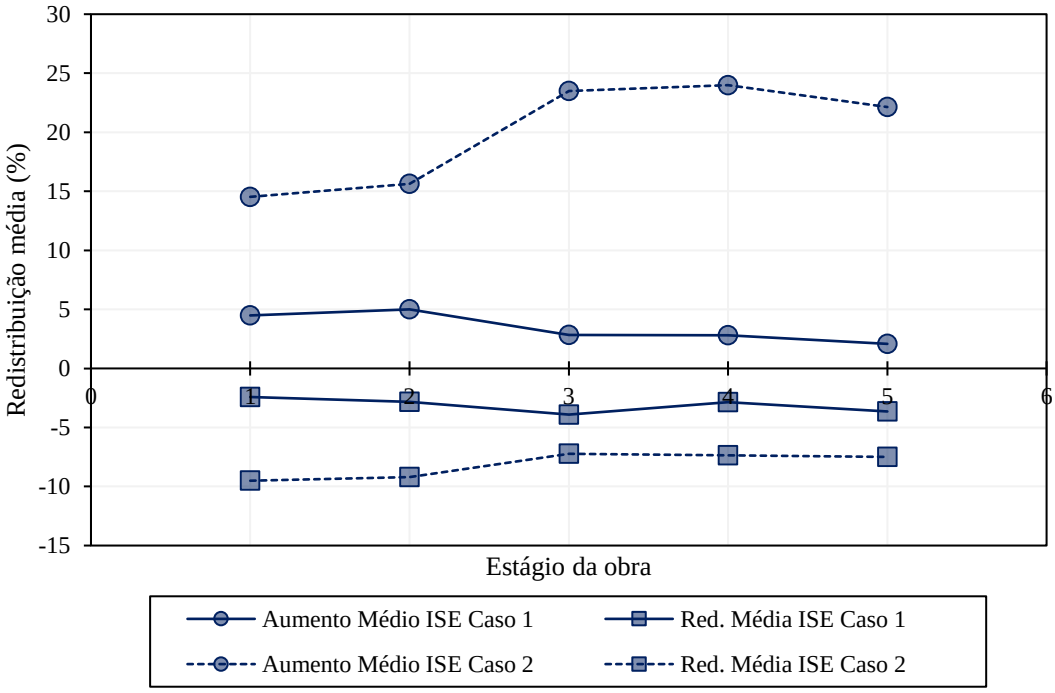
Dentre os resultados observados, não é possível notar uma tendência na redução da redistribuição dos esforços entre os pilares ao passo que a obra vai chegando à sua conclusão (o que caracteriza o aumento da rigidez da estrutura) como afirma Gusmão (1990) e Rosa (2015), mas que é observado, também, por Santos (2016), o que pode ser atribuído aos reduzidos valores de recalques observados na torre “A”, e pelos reduzidos valores de recalques e assimetria em planta da torre “B”, minimizando, assim, os efeitos da ISE.

Gráfico 29 - Redistribuição de esforços entre os pilares da torre “A” em termos médios



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 30 - Redistribuição de esforços entre os pilares da torre “B” em termos médios



Fonte: O AUTOR (2018)

Os Mapas 3 (a-b) a 7 (a-b) apresentam a redistribuição dos esforços resultantes da fundação entre os pilares da torre “A”, para as análises ISE caso 1 e 2, em que as áreas hachuradas em verde indicam onde houve acréscimo de esforços, e as áreas em branco, onde houve alívio de esforços, para os estágios de obra analisados.

Pode-se observar, para o primeiro estágio de obra analisado, que a redistribuição de esforços entre os pilares para as análises de ISE são distintas entre si. Na análise ISE caso 1, o ganho de esforços situa-se predominantemente entre os pilares de extremidade superior, direita e esquerda da planta, como também entre os pilares da porção inferior central esquerda; a perda de esforços é perceptível na extremidade inferior e na porção superior central esquerda da planta. Para o caso 2, o ganho de esforços concentra-se na porção direita e esquerda do mapa, além do ganho de esforços em alguns pilares centrais (PA07, PA09, PA16) e alívio nos pilares centrais PA14 e PA15 que, na análise 1, tiveram o comportamento oposto a este.

Analisando os mapas de redistribuição de esforços do estágio de obra 2, observa-se um ganho de esforços mais perceptível na sua porção central e extremidade inferior e alívio entre todos os pilares da extremidade superior do mapa para o caso 1, enquanto que, para o caso 2, tal ganho de esforços concentra-se também nas porções esquerda e direta do mapa, apresentando, ainda, alívio entre os pilares PA08, PA14 e PA15 e sobrecarga no pilar PA13,

ambos localizados na porção central e que tiveram comportamento oposto para a primeira análise.

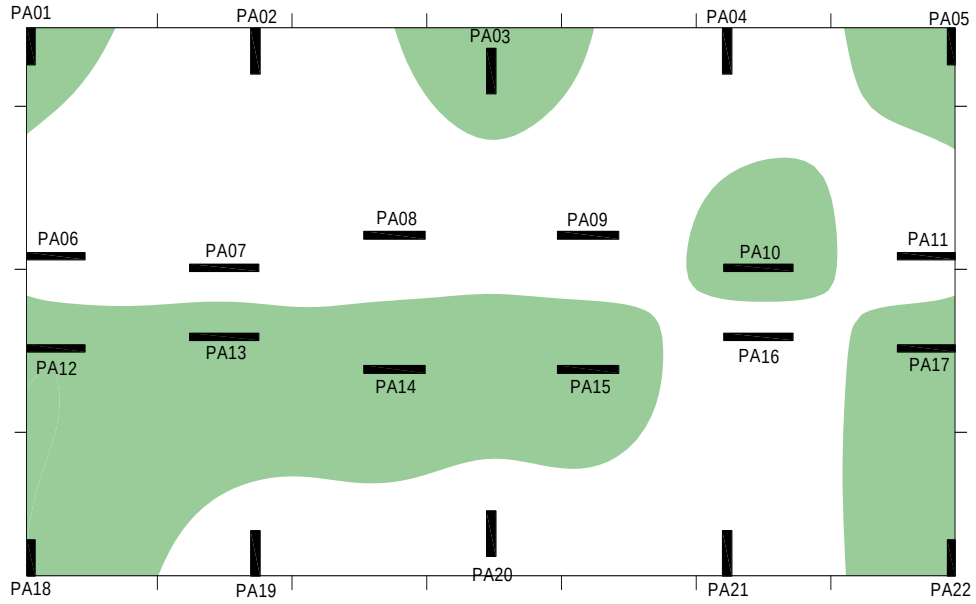
Os mapas de redistribuição dos esforços entre os pilares no estágio de obra 3 para o caso 1 indicam um ganho de carregamento em 50% dos pilares da porção central e 50% dos pilares das extremidades do mapa, distribuídos de forma a não ser perceptível uma tendência na direção da redistribuição; quando à análise 2, a redistribuição ocorreu entre os mesmo pilares do estágio 2, onde o ganho de esforços concentrou-se nas porções esquerda e direta do mapa, e com o alívio dos pilares PA14 e PA15 e sobrecarga nos pilares PA07 e PA16, ambos localizados na porção central e que tiveram comportamento oposto para à primeira análise.

A redistribuição de esforços observada no estágio 4 para a análise 1 mostra um ganho de carregamento em 50% dos pilares da extremidade do mapa, ocorrendo de forma semelhante ao do estágio 4, não se concentrando em nenhuma porção específica; para a análise 2, conservam-se os pilares que sofreram igualmente alívio e ganho de esforços nos estágios 2 e 3, com alívio de esforços predominantemente na porção da extremidade superior e inferior central do mapa. Além disso, diferentemente do que ocorre com o pilar PA09 no caso 1, há uma perda de seu carregamento nesta análise.

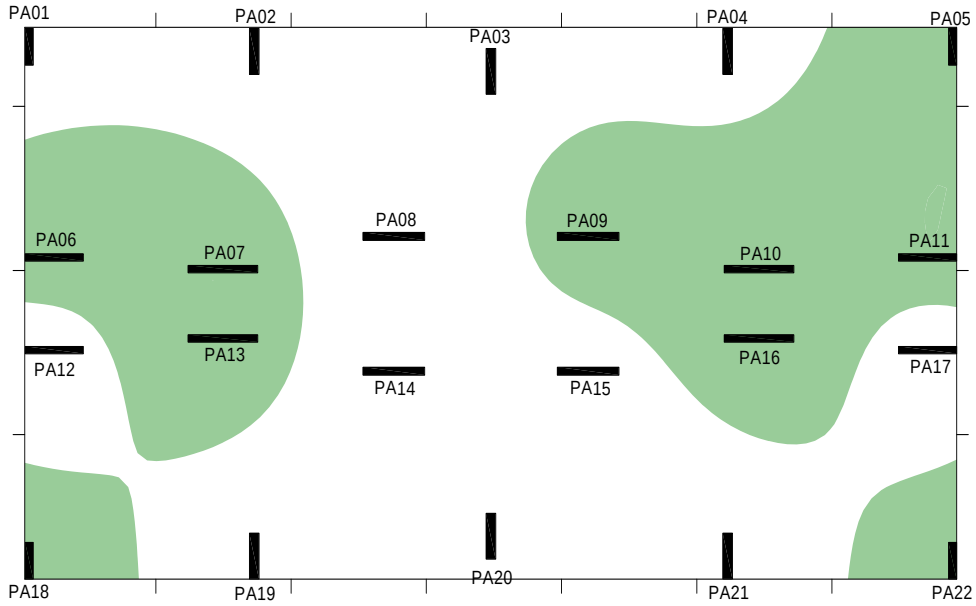
Analisando o estágio 5, referente à conclusão da obra, observa-se que, para o caso 1, o ganho de esforços entre os pilares apresenta-se de maneira mais reduzida em comparação aos estágios anteriores, concentrando-se em 50% dos pilares da porção central e na porção da extremidade inferior do mapa; em relação ao caso 2, de modo análogo aos estágios 2, 3 e 4, há uma conservação dos pilares que são aliviados e sobrecarregados com a redistibuição, com o ganho de esforços mais perceptível nas extremdades direita e esquerda do mapa; além disso, os pilares da porção central PA07, PA09, PA13, PA14 e PA15 apresentam comportamento oposto ao observado no caso 1.

Em geral, a redistribuição de esforços observada na torre “A” apresenta-se de maneira distinta para as análises da ISE caso 1, enquanto que, para o caso 2, tal redistribuição é mais conservada, apresentando o mesmo comportamento nos estágios 2, 3, 4 e 5, em que os mesmos pilares são aliviados e sobrecarrregados. Este fenômeno pode ser explicado pelo fato da adoção do coeficiente de mola “K_m” que é determinado pelo carregamento médio e recalque médio dos pilares do edifício, em que cada apoio apresenta uma deslocabilidade com a mesma rigidez, tornando o comportamento da ISE mais homogêneo, reduzindo ainda mais a variabilidade do maciço rochoso, gerando, assim, resultados bastante semelhantes entre si.

Mapa 3 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “A” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 1



(a)

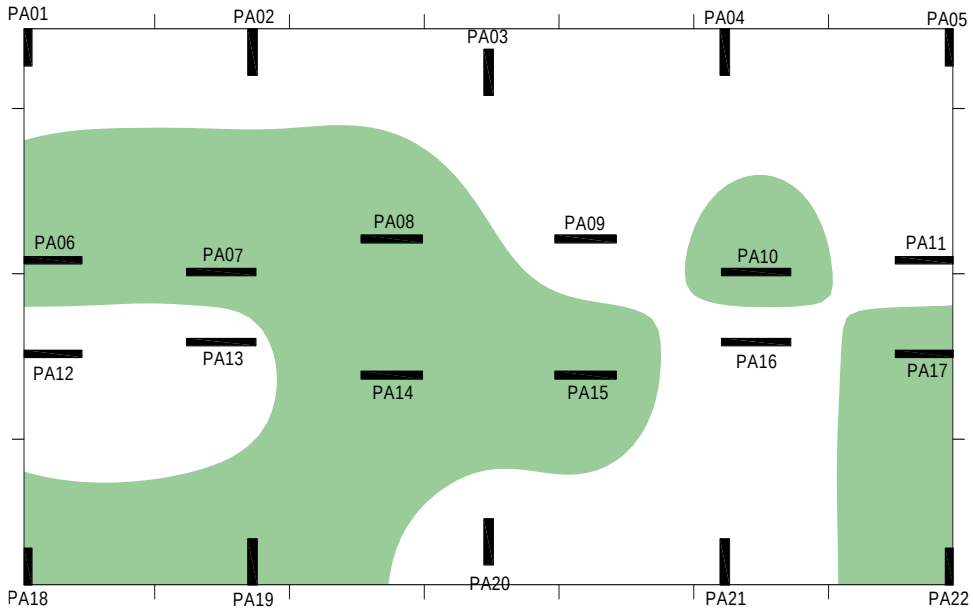


(b)

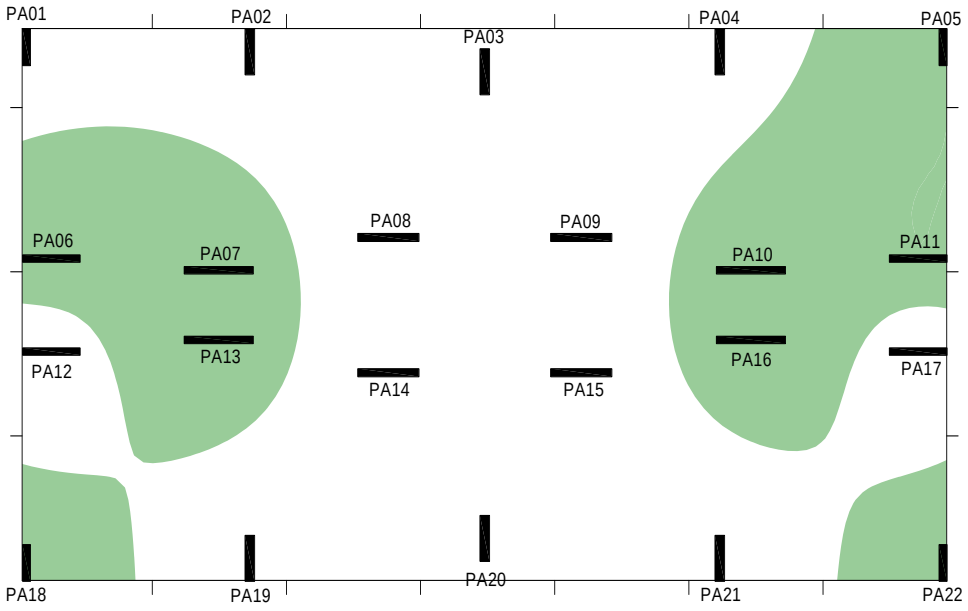
escala 1:300 Aumento de Esforços Redução de Esforços

Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 4 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “A” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 2



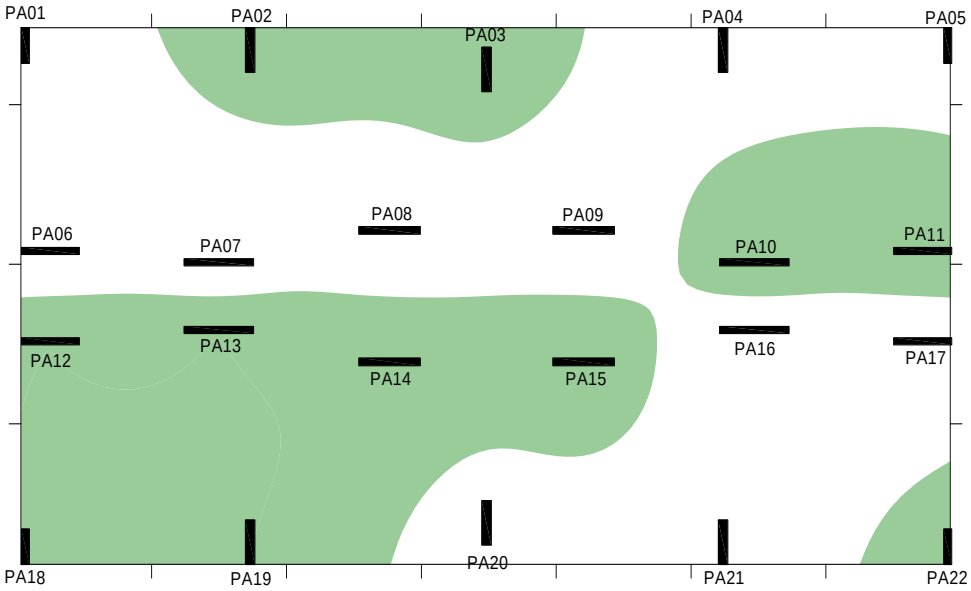
(a)



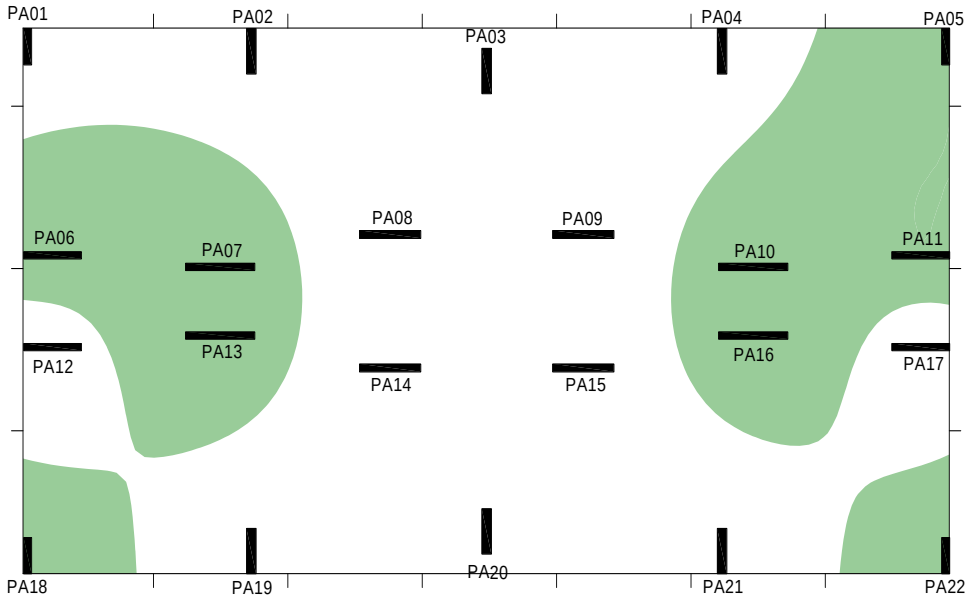
(b)

Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 5 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “A” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 3



(a)

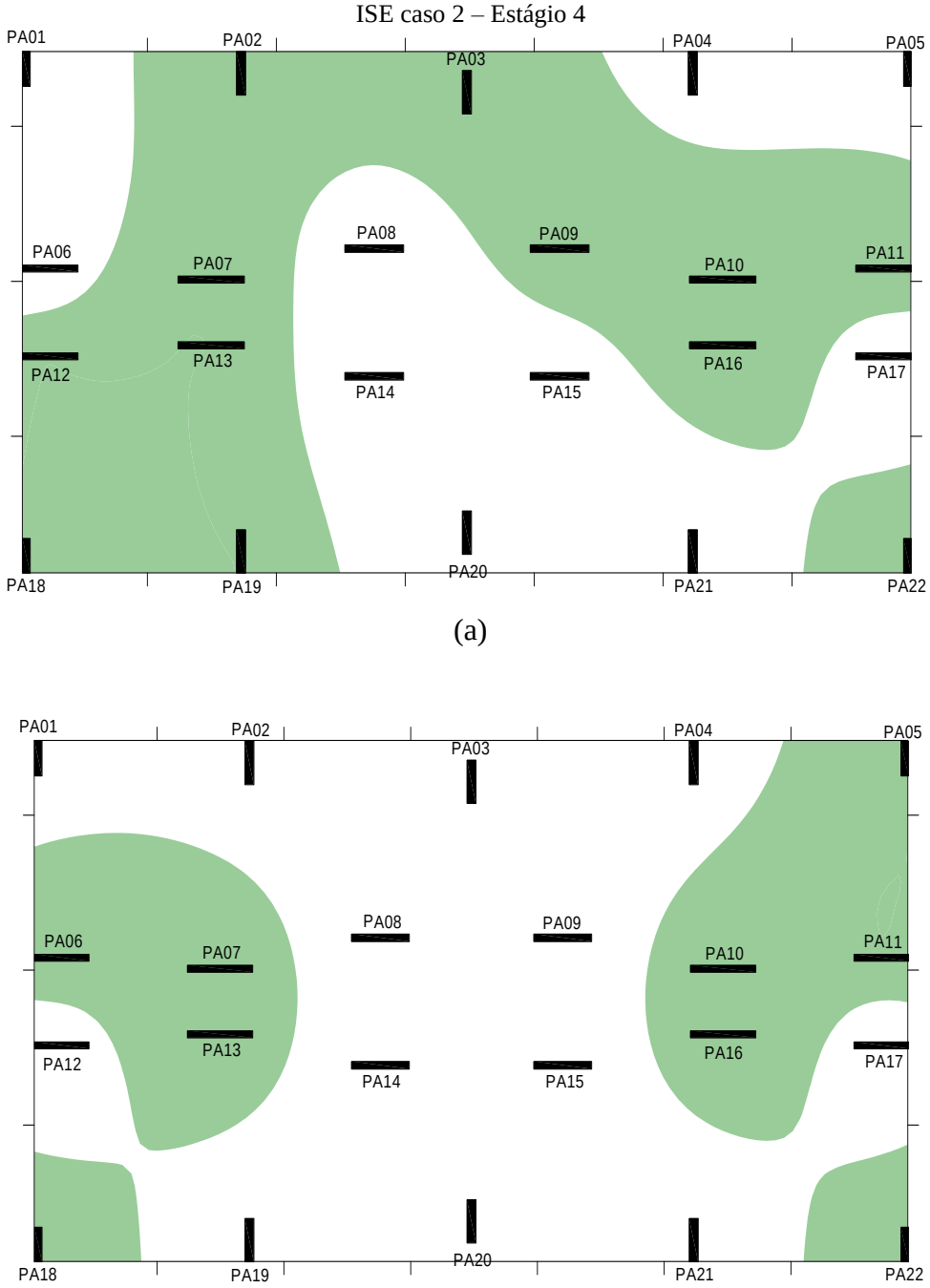


(b)

escala 1:300 Aumento de Esforços Redução de Esforços

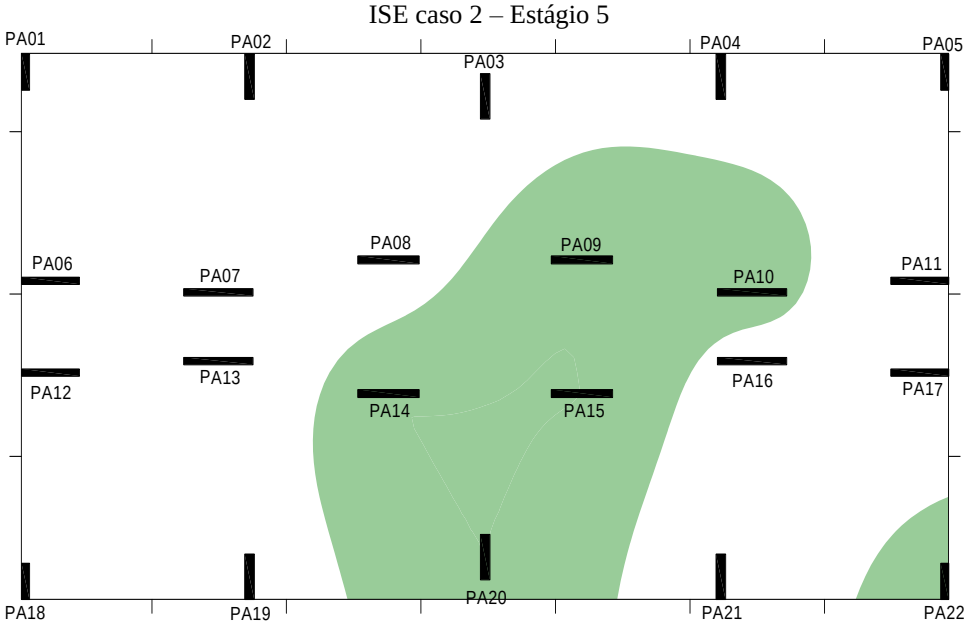
Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 6 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “A” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 4

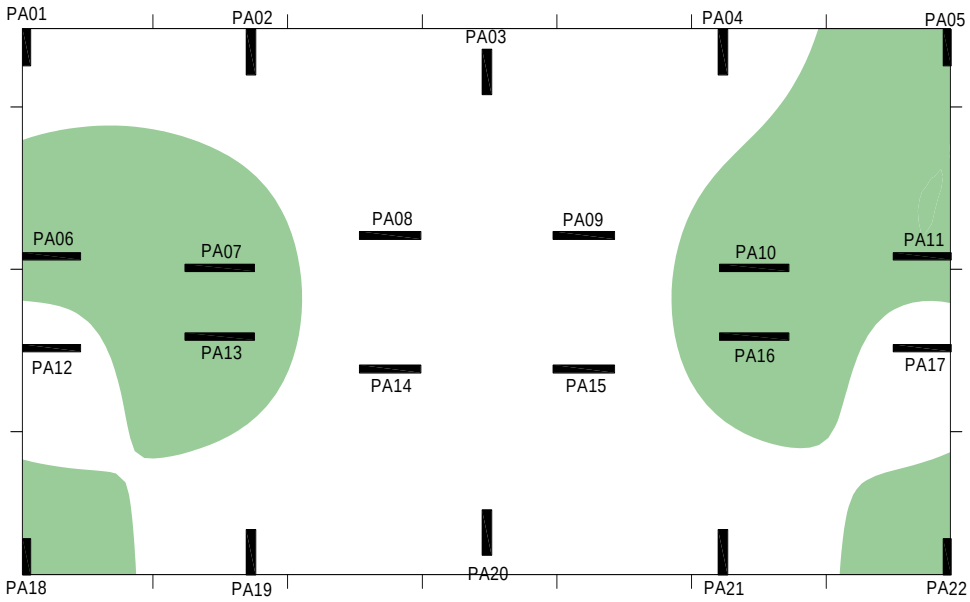


Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 7 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “A” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 5



(a)



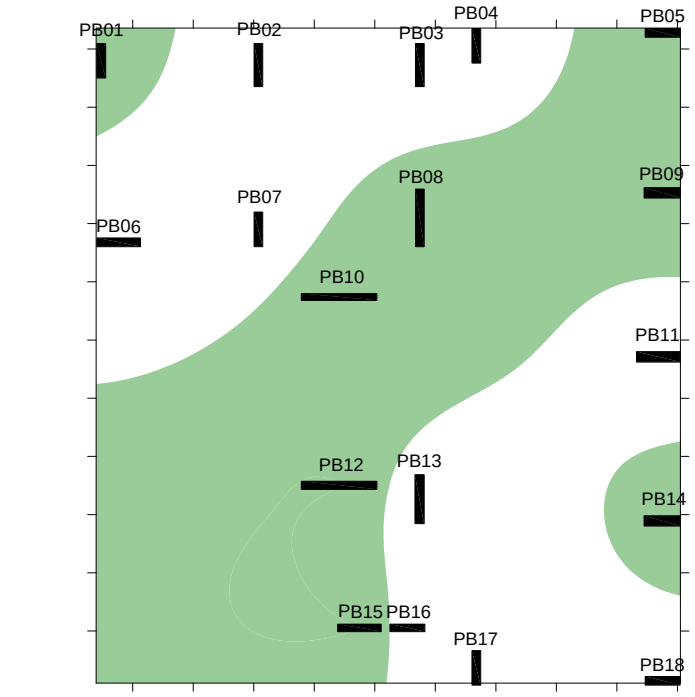
(b)

escala 1:300 Aumento de Esforços Redução de Esforços

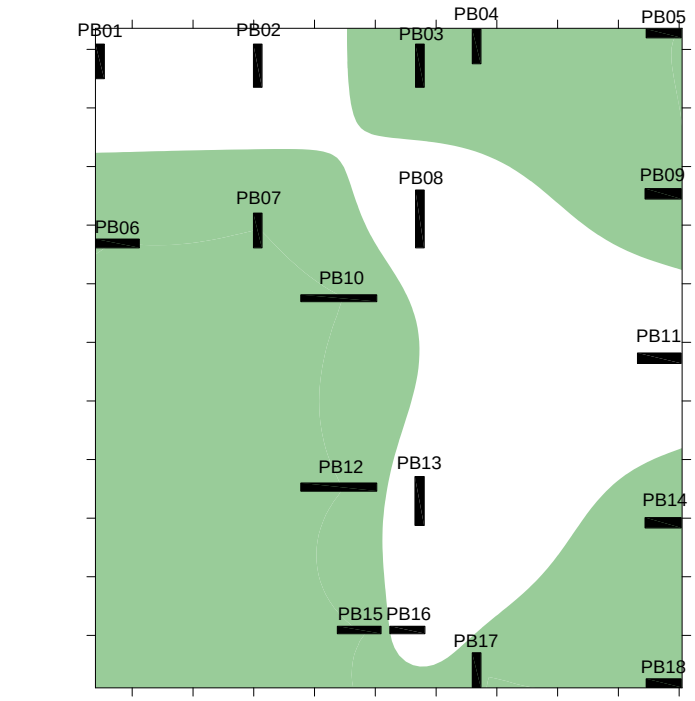
Fonte: O AUTOR (2018)

Os Mapas 8 (a-b) a 12 (a-b) apresentam a redistribuição dos esforços resultantes da fundação entre os pilares da torre “B”, para as análises ISE caso 1 e 2, em que as áreas hachuradas em verde, indicam onde houve acréscimo de esforços, e as áreas em branco, onde houve alívio de esforços, para os estágios de obra analisados.

Mapa 8 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “B” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 1



(a)

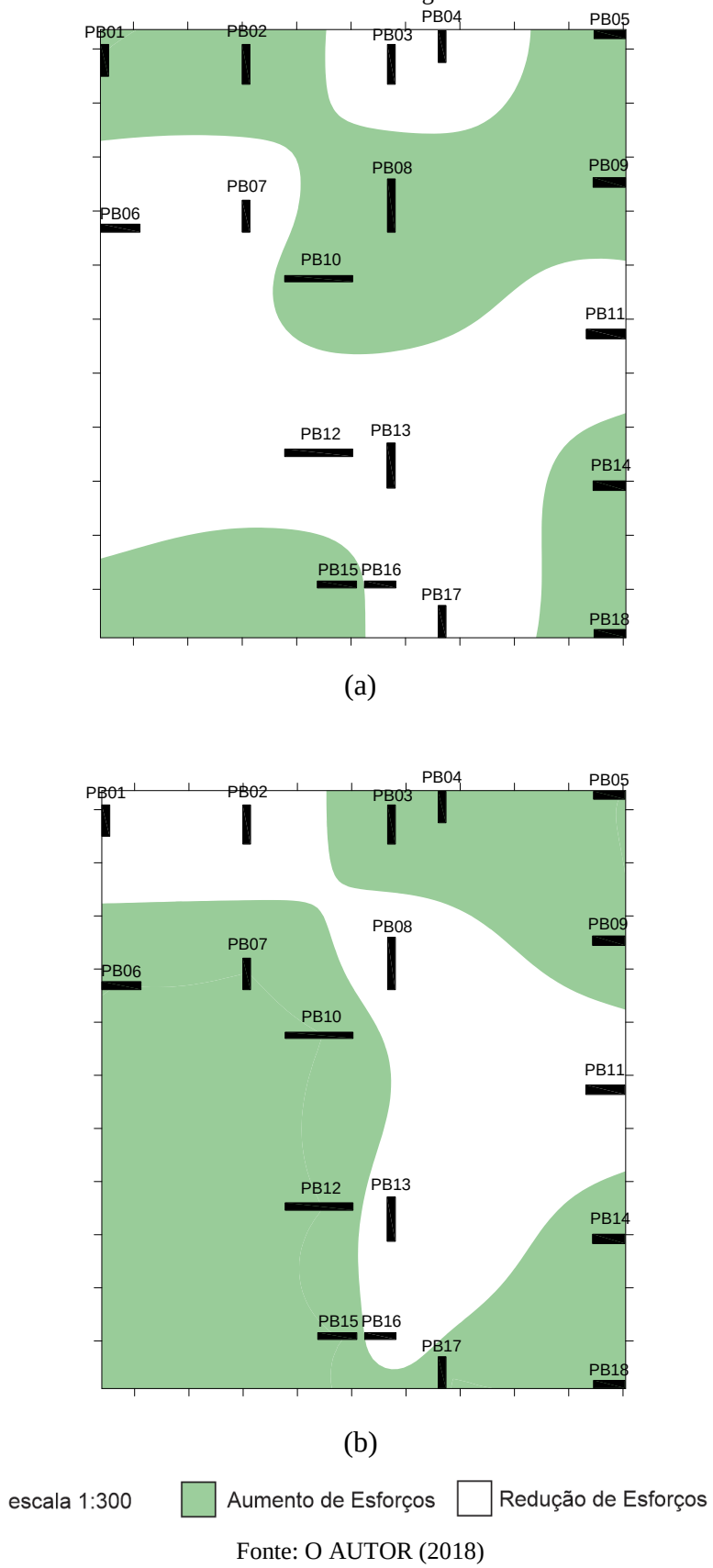


(b)

escala 1:300 Aumento de Esforços Redução de Esforços

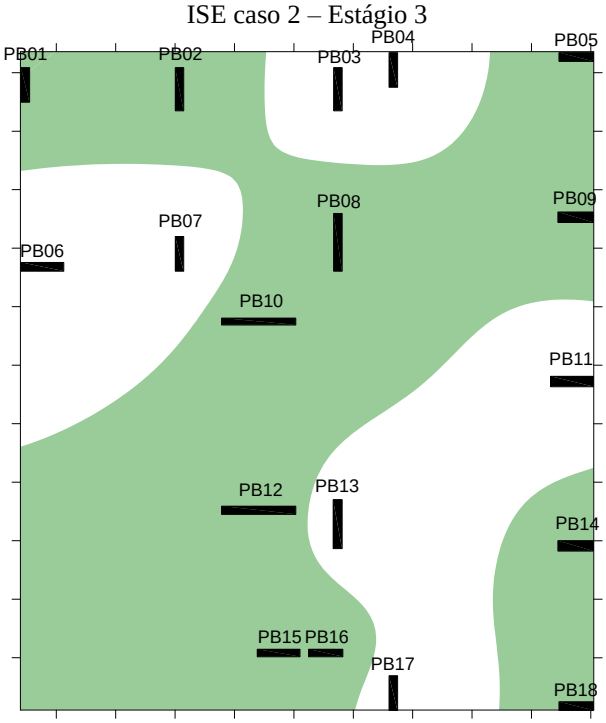
Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 9 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “B” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 2

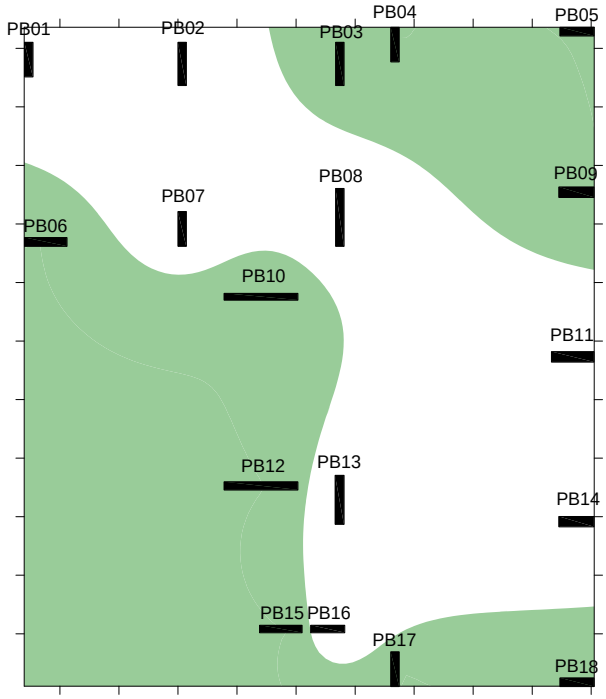


Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 10 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “B” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 3



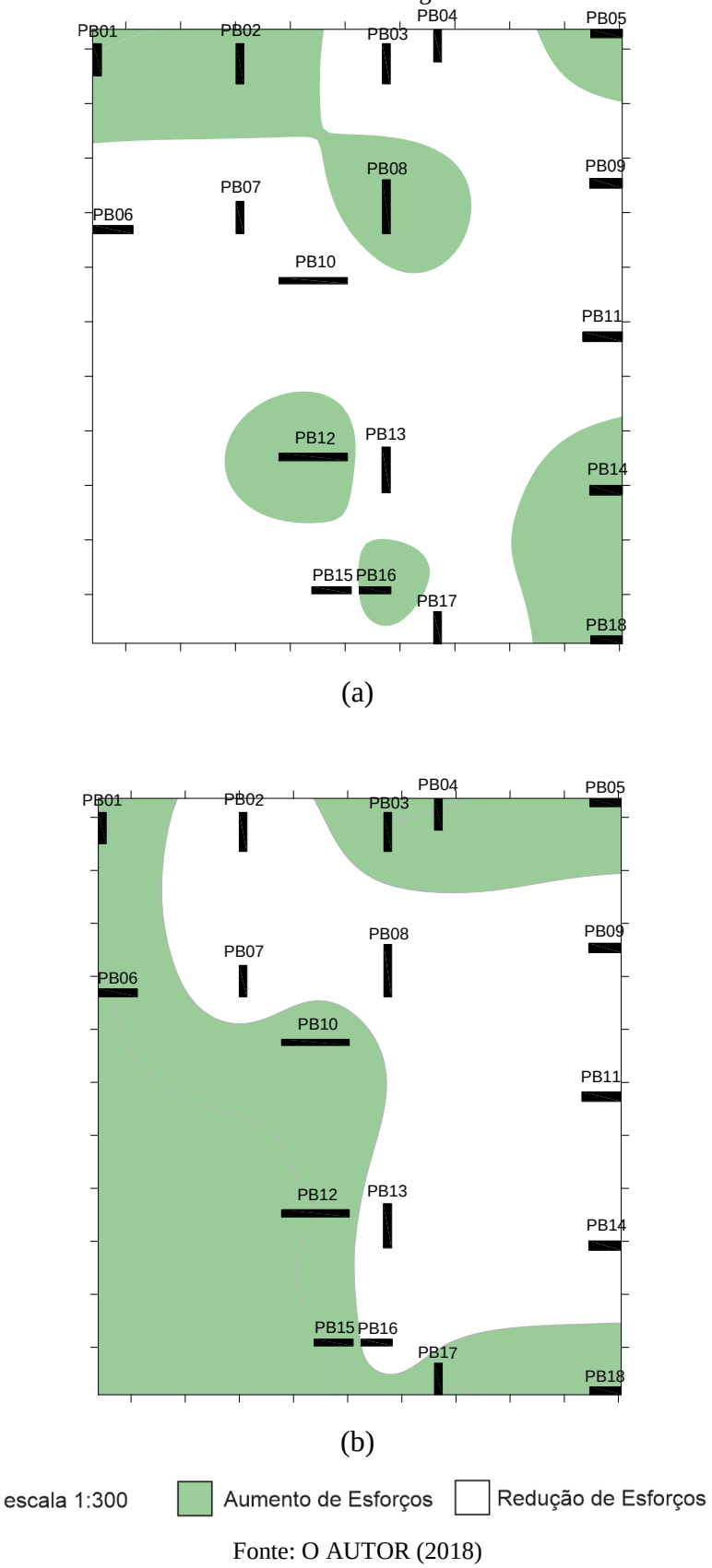
(a)



(b)

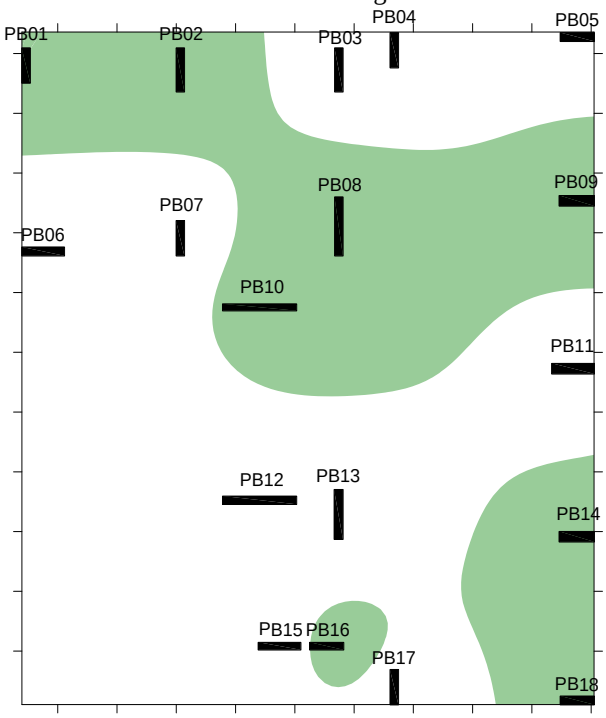
Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 11 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “B” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 4

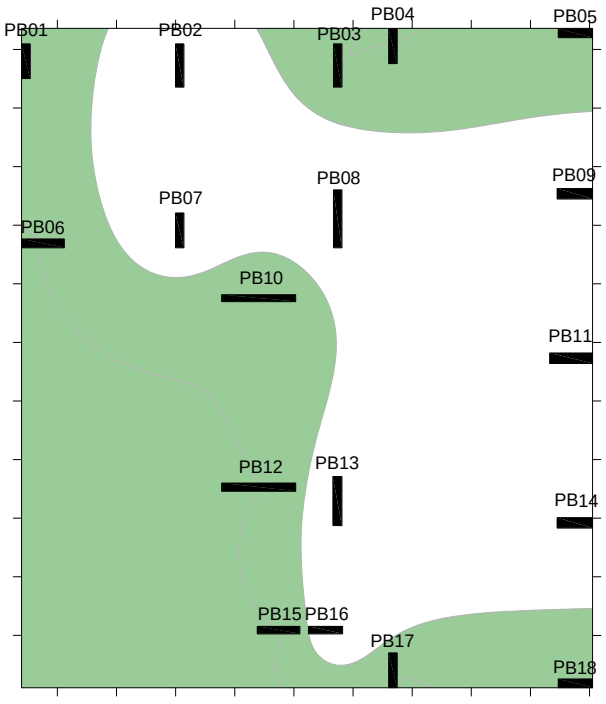


Fonte: O AUTOR (2018)

Mapa 12 - Redistribuição de esforços em planta entre os pilares da torre “B” nas análises de (a) ISE caso 1 e (b) ISE caso 2 – Estágio 5



(a)



(b)

escala 1:300 Aumento de Esforços Redução de Esforços

Fonte: O AUTOR (2018)

Os mapas de redistribição de esforços entre os pilares da análise ISE caso 1 do estágio 1 da obra mostram uma tendência no alívio de esforços entre os pilares da porção superior e inferior direita da planta, havendo maior alívio do que ganho de esforços entre seus pilares; no caso 2, o comportamento é diferente do apresentado anteriormente, em que há uma tendência maior no ganho do que no alívio de esforços entre os pilares. Se comparada com a análise anterior, pode-se notar um comportamento oposto de alguns pilares em relação à redistribuição, a exemplo do PB01, PB03, PB04, PB06 e PB12, que, aliviados no caso 1, apresentam aumento de esforços no caso 2, e vice-versa.

O mapa de redistribuição de esforços do estágio 2, relacionado ao caso 1, apresenta uma redistribuição onde não é perceptível uma tendência de alívio e ganho de esforços numa porção específica do mapa, podendo ser notado, ainda sim, um maior ganho de esforços entre os pilares da porção superior e dos cantos inferiores deste mapa; em relação ao caso 2, os mesmos pilares que sofreram alívio e ganho de esforços no estágio 1 são conservados. Além disso, pilares que, no caso 1, apresentaram ganho de esforços, nesta análise, apresentaram alívio, a exemplo do PB01, PB02 e PB08.

A redistribuição observada na análise ISE caso 1 do estágio 3 da obra tende à maioria dos pilares da extremidade da planta ganharem esforços (10 entre os 15 pilares). Para o caso 2, todos os pilares centrais são aliviados, enquanto que a maioria dos pilares de extremidade (10 entre os 15 pilares) ganham parcela desses esforços; além disso, pilares que, no caso 1, apresentaram ganho de carregamento, nesta análise, apresentaram alívio, a exemplo do PB01, PB02, PB08 e PB16.

O ganho de esforços observado no mapa de redistribuição na análise ISE caso 1 do estágio 4 da obra apresenta-se de maneira mais pontual, distribuídos ao longo de todo mapa. Em relação ao caso 2, este mapa apresenta-se de forma diferente, com uma tendência no ganho de esforços observada entre os pilares da extremidade esquerda, inferior e parte da extremidade superior da planta, enquanto que o alívio de esforços ocorre em todos os seus pilares centrais, na porção da extremidade direita e a outra parcela da extremidade superior do mapa. Além disso, pilares que apresentaram ganho de esforços no caso 1, nesta, são aliviados, a exemplo dos pilares PB02 e PB08.

O mapa de redistribuição de esforços do estágio 5, relacionado ao caso 1, apresenta alívio de esforços na maioria em 8 de seus pilares da extremidade, mais evidente nas porções superior direita e extremidade esquerda do mapa. Já o mapa de redistribuição do caso 2 apresenta-se igual ao mapa do estágio 4, conservando os mesmos pilares que sofreram alívio e ganho de esforços. Além disso, se comparados com o caso 1, pilares a exemplo do PB02 e PB08

que sofreram aumento de esforços, agora sofreram alívio, comportamento oposto este que também pode ser observado entre os pilares PB05 e PB06 que, antes aliviados, neste caso ganharam parcela dos esforços atuantes.

Assim como observado nos mapas de redistribuição da torre “A”, tais elementos relacionados à torre “B” também apresentam comportamentos diferentes entre si para a análise ISE caso 1; contudo, para o caso 2, a redistribuição é um pouco mais conservativa em relação aos pilares que sofrem alívio e acréscimo de esforços entre os estágios de obra analisados, apresentando o mesmo mapa de redistribuição entre os estágios 1 e 2 e entre os estágios 4 e 5. Este fenômeno pode ser explicado pelo fato da adoção, para cada estágio de obra, do coeficiente de mola “K_m”, que é determinado pela razão entre o carregamento médio e recalque médio dos pilares do edifício, em que cada apoio apresenta uma deslocabilidade com a mesma rigidez, tornando o comportanto da ISE mais homogêneo, reduzindo ainda mais a variabilidade do maciço rochoso, gerando, assim, resultados semelhantes entre si.

5.4 Estudo Sobre o Módulo de Elasticidade (E_s) da Rocha do Terreno de Fundação dos Edifícios Analisados

A retroanálise acerca da determinação do módulo de elasticidade (E_s) da rocha (cataclasito) do maciço do terreno de fundação dos edifícios, a partir dos valores dos recalques registrados nos estágios 1 a 5 da obra e dos esforços resultantes nos apoios após as análises de ISE caso 1 e 2, pode ser observada nas análises a seguir.

O APÊNDICE C apresenta as tabelas de cálculo, baseado na Metodologia de Schleicher (1926), contendo todos os valores de Cd, q e B (com υ fixo de 0,20) que foram utilizados para a determinação do módulo elástico considerando os casos 1 e 2 da interação solo-estrutura já explicitados na metodologia.

As Tabelas 23 à 26 apresentam os valores do módulo de elasticidade da rocha (E_s), em GPa, determinados considerando as análises da interação solo-estrutura nas torre “A” e “B”, em que adotou e calculou, respectivamente, o módulo de elasticidade para cada ponto da fundação baseado na tensão resultante e no recalque no centro de cada sapata individualmente (caso 1) e considerando o radier fictício onde foram associados os valores de tensão resultante total e recalque médio no centro do elemento (caso 2), para os estágios de obra analisados.

Tabela 23 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “A” – ISE caso 1

Módulo de Elasticidade da Rocha E_s (GPa) - Torre A (ISE caso 1)					
Sapata	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
SPA01	1,79	1,28	0,58	0,76	0,15
SPA02	0,80	0,89	0,58	0,74	0,24
SPA03	0,65	0,67	0,50	0,63	0,29
SPA04	0,43	0,62	0,36	0,43	0,32
SPA05	0,68	0,66	0,43	0,55	0,26
SPA06	0,35	0,47	0,28	0,32	0,15
SPA07	1,08	1,26	0,95	1,11	0,57
SPA08	0,40	0,53	0,34	0,36	0,27
SPA09	0,33	0,40	0,32	0,36	0,29
SPA10	0,75	0,83	0,68	0,69	0,74
SPA11	0,43	0,51	0,44	0,50	0,30
SPA12	0,41	0,37	0,33	0,39	0,15
SPA13	1,06	1,02	0,94	1,00	0,56
SPA14	0,65	0,40	0,37	0,31	0,26
SPA15	0,31	0,32	0,32	0,25	0,30
SPA16	0,61	0,64	0,60	0,61	0,54
SPA17	0,74	0,76	0,34	0,41	0,34
SPA18	0,36	0,34	0,30	0,31	0,14
SPA19	0,28	0,28	0,28	0,34	0,23
SPA20	0,15	0,15	0,16	0,26	0,29
SPA21	0,19	0,19	0,20	0,20	0,18
SPA22	0,55	0,49	0,39	0,45	0,41
Média	**0,59**	**0,59**	**0,44**	**0,50**	**0,32**
Desv. Padrão	**0,37**	**0,31**	**0,21**	**0,24**	**0,16**
Coef. de variação (%)	**63**	**53**	**48**	**48**	**50**

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 24 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “A” – ISE caso 2

Módulo de Elasticidade da Rocha E_s (GPa) - Torre A (ISE caso 2)					
Radier	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
RA01	1,00	1,06	0,88	0,99	0,66

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 25 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “B” – ISE caso 1

Módulo de Elasticidade da Rocha E_s (GPa) - Torre B (ISE caso 1)					
Sapata	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
SPB01	0,67	0,90	0,51	0,57	0,25
SPB02	0,31	0,45	0,36	0,37	0,30
SPB03	0,20	0,23	0,19	0,19	0,21
SPB04	0,17	0,23	0,20	0,21	0,22
SPB05	0,26	0,20	0,30	0,18	0,16
SPB06	0,33	0,39	0,26	0,28	0,27
SPB07	0,29	0,41	0,34	0,35	0,33
SPB08	0,33	0,45	0,40	0,41	0,40
SPB09	0,35	0,28	0,43	0,26	0,32
SPB10	0,33	0,45	0,31	0,25	0,26
SPB11	0,29	0,38	0,32	0,33	0,28
SPB12	0,45	0,52	0,46	0,50	0,45
SPB13	0,81	1,22	0,68	0,74	0,74
SPB14	0,63	0,99	0,56	0,59	0,51
SPB15	0,57	0,88	0,21	0,20	0,14
SPB16	1,62	2,03	1,13	1,13	1,15
SPB17	0,33	0,66	0,31	0,28	0,29
SPB18	0,44	0,64	0,40	0,38	0,37
Média	**0,47**	**0,63**	**0,41**	**0,40**	**0,37**
Desv. Padrão	**0,33**	**0,45**	**0,22**	**0,24**	**0,24**
Coef. de variação (%)	**70**	**71**	**54**	**60**	**65**

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 26 - Valores de Es obtidos pelos dados da torre “B” – ISE caso 2

Módulo de Elasticidade da Rocha E_s (GPa) - Torre B (ISE caso 2)					
Radier	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
RB01	0,77	0,99	0,76	0,71	0,67

Fonte: O AUTOR (2018)

Observa-se que os valores obtidos pela retroanálise dos dados relacionados à torre “A” para a determinação do módulo elástico do cataclasito, variaram entre 0,15 e 1,79 GPa para o caso 1, e entre 0,66 a 1,06 GPa para o caso 2. Através dos dados relacionados à torre “B”, observa-se que os valores variaram entre 0,14 e 2,03 GPa para o caso 1, e entre 0,67 e 0,99 GPa para o caso 2.

Os valores apresentados mostram-se próximos em relação aos módulos de elasticidade do cataclasito obtidos por Griffith *et al.* (2012) em simulações numéricas, com valores médios entre 0,80 e 4,20 GPa, e bem abaixo dos encontrados por Carpenter *et al.* (2014) em ensaios de compressão uniaxial em laboratório, que variaram entre 14 e 19 GPa.

A Tabela 27, a seguir, resume o intervalo dos valores obtidos para o módulo de elasticidade da rocha do maciço de fundações dos edifícios.

Tabela 27 - Intervalo de valores de Es obtidos

E_s (GPa)	ISE caso 1	ISE caso 2
Torre A	0,15 - 1,79	0,66 - 1,06
Torre B	0,14 - 2,03	0,67 - 0,99

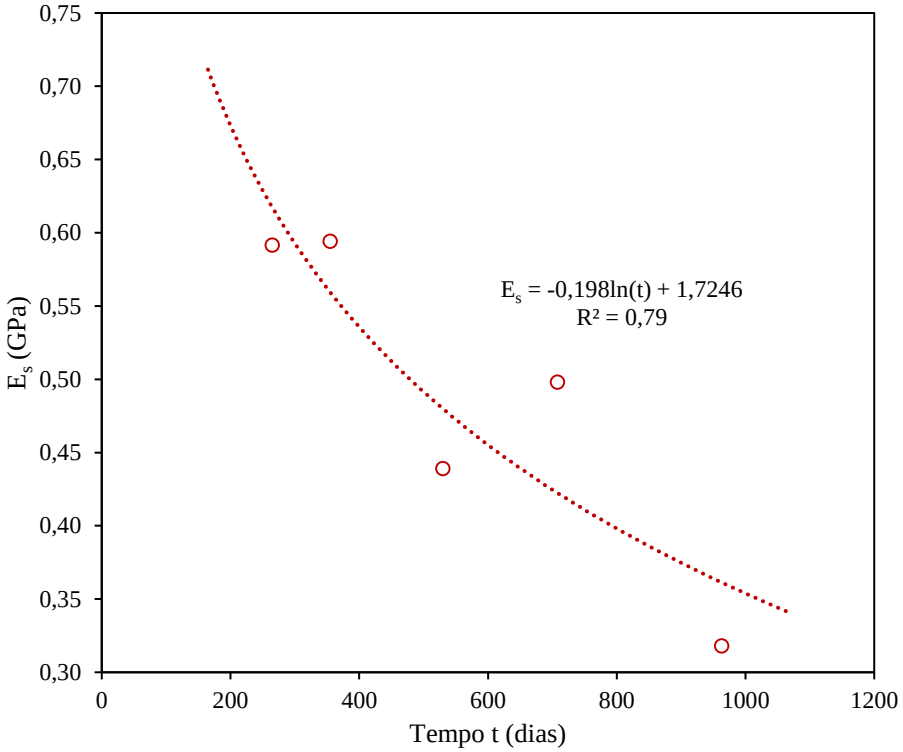
Fonte: O AUTOR (2018)

Tais valores apresentados na Tabela 27 são informações inéditas e relevantes a respeito do módulo de elasticidade da rocha da área de estudo, podendo ser utilizadas na prática local, em casos semelhantes ao estudado neste trabalho.

O Gráfico 31 e Gráfico 32 mostram a variação do Módulo de elasticidade E_s do cataclasito ao longo do tempo transcorrido da construção dos edifícios, para os valores médios encontrados com a primeira análise (ISE caso 1) e com os valores da segunda análise (ISE caso 2). Nota-se que, para ambos os casos, há uma tendência, representada pela curva do gráfico, em que descreve a diminuição desses valores há medida em que a obra vai chegando ao fim. Isto indica que, os valores do módulo elástico diminuem na medida em que há o acréscimo de esforços na estrutura e o aumento na evolução dos recalques registrados durante os estágios da obra.

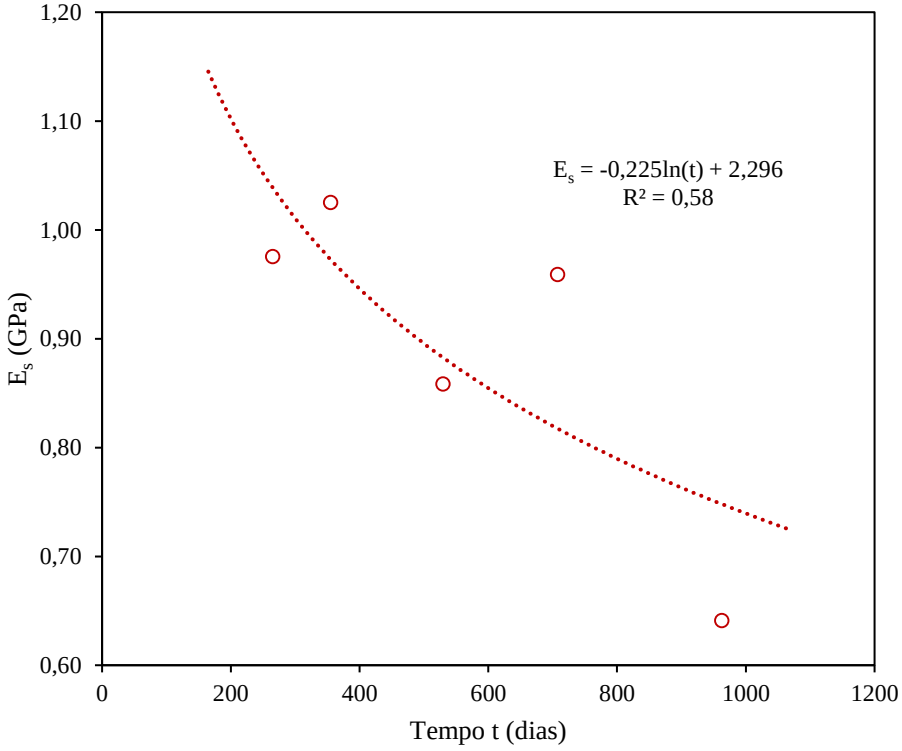
O Gráfico 33 e Gráfico 344 mostram a mesma variação do Módulo de elasticidade E_s do cataclasito ao longo do tempo transcorrido da construção na torre “B”, para os valores médios encontrados com a primeira análise (ISE caso 1) e com os valores da segunda análise (ISE caso 2). Nota-se que, para ambos os casos, há uma tendência, representada pela curva do gráfico, em que descreve a diminuição desses valores há medida em que a obra vai chegando ao fim (o mesmo observado para os dados relacionados da torre “A”). Isto indica que, os valores do módulo elástico diminuem na medida em que há o acréscimo de esforços na estrutura e o aumento da evolução dos recalques durante os estágios da obra.

Gráfico 31 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre “A” – ISE caso 1



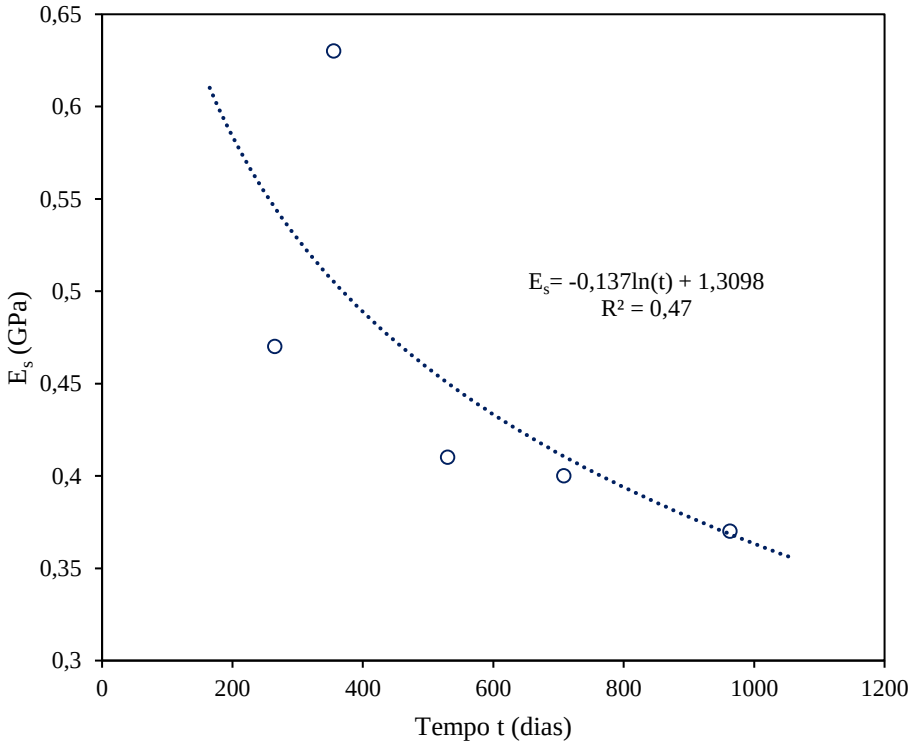
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 32 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre “A” – ISE caso 2



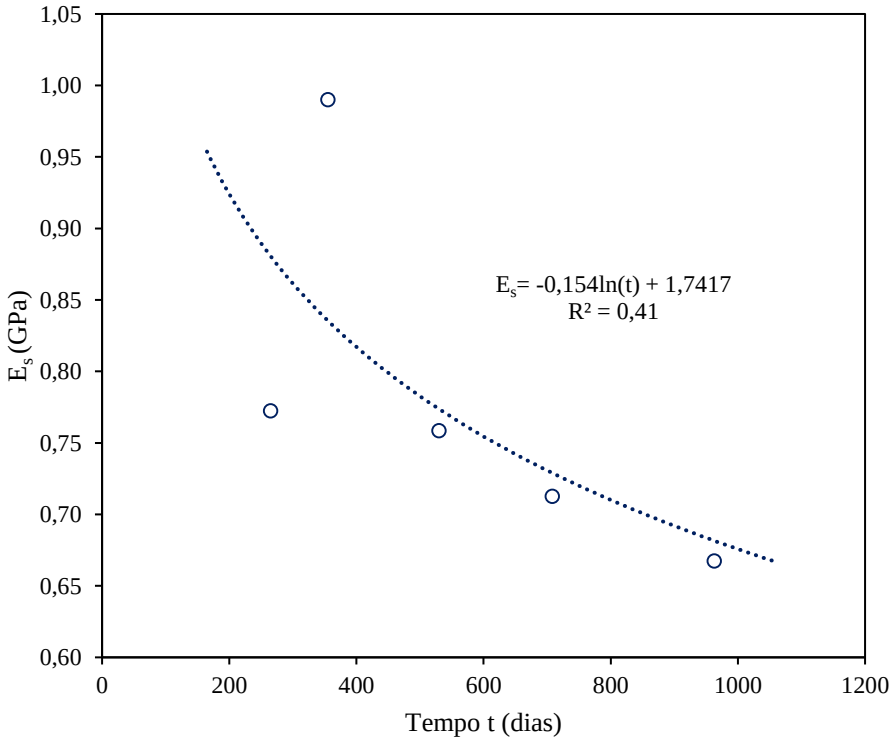
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 33 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre “B” – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 34 - Variação do E_s do cataclasito ao longo do tempo obtido pelos dados da torre “B” – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

A diferença de valores observada entre as duas torres para as análises de ISE caso 1 e 2 podem ser explicadas pela grandeza de esforços resultantes nos apoios da estrutura, sendo este bem superior na torre “A” se comparados com os esforços resultantes nos apoios da estrutura da torre “B”. Além disso, há uma variação nas características do maciço rochoso ao longo da área do terreno, com graus de alteração distintos demonstrados pelos resultados obtidos das sondagens mistas realizadas no programa de investigação do subsolo, em que apresentaram, para pontos bem próximos, valores de RQD diferentes, indicando a variabilidade do terreno. A Tabela 28 relaciona as equações obtidas pelas análises anteriores.

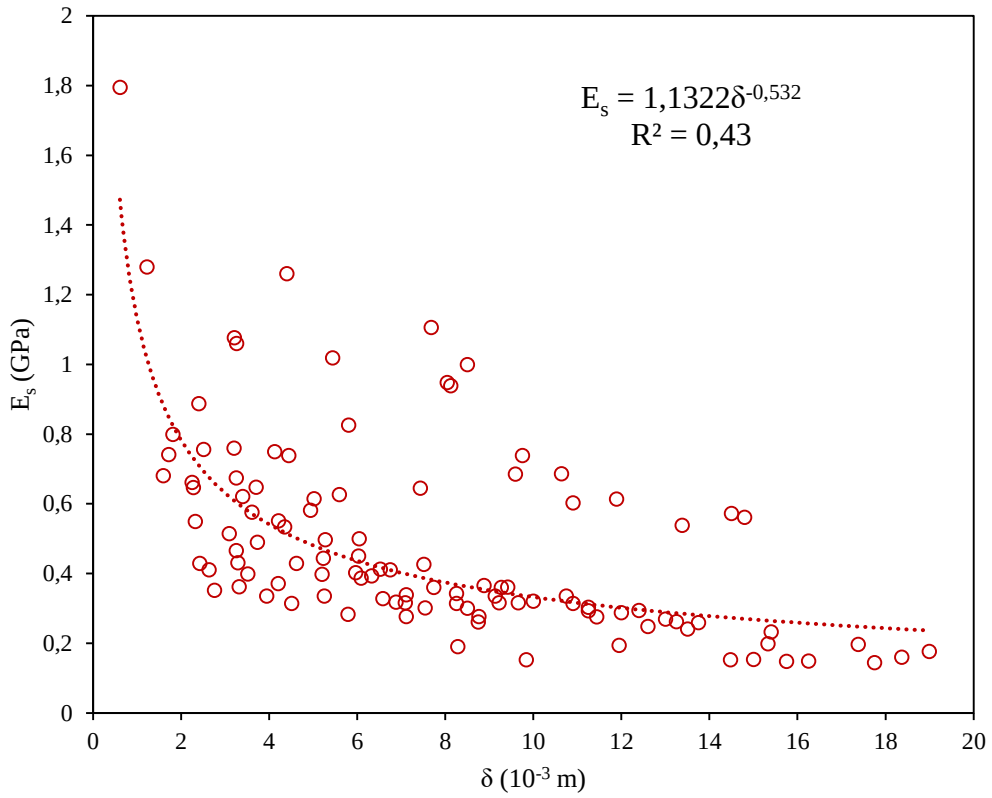
Tabela 28 - Equações da variação do módulo Es com o tempo

	Análise	**Equação**	**R^2**
Torre A	ISE caso 1	$E_s = -0,198\ln(t) + 1,7246$	0,79
	ISE caso 2	$E_s = -0,225\ln(t) + 2,296$	0,58
Torre B	ISE caso 1	$E_s = -0,137\ln(t) + 1,3098$	0,47
	ISE caso 2	$E_s = -0,154\ln(t) + 1,7417$	0,41

Fonte: O AUTOR (2018)

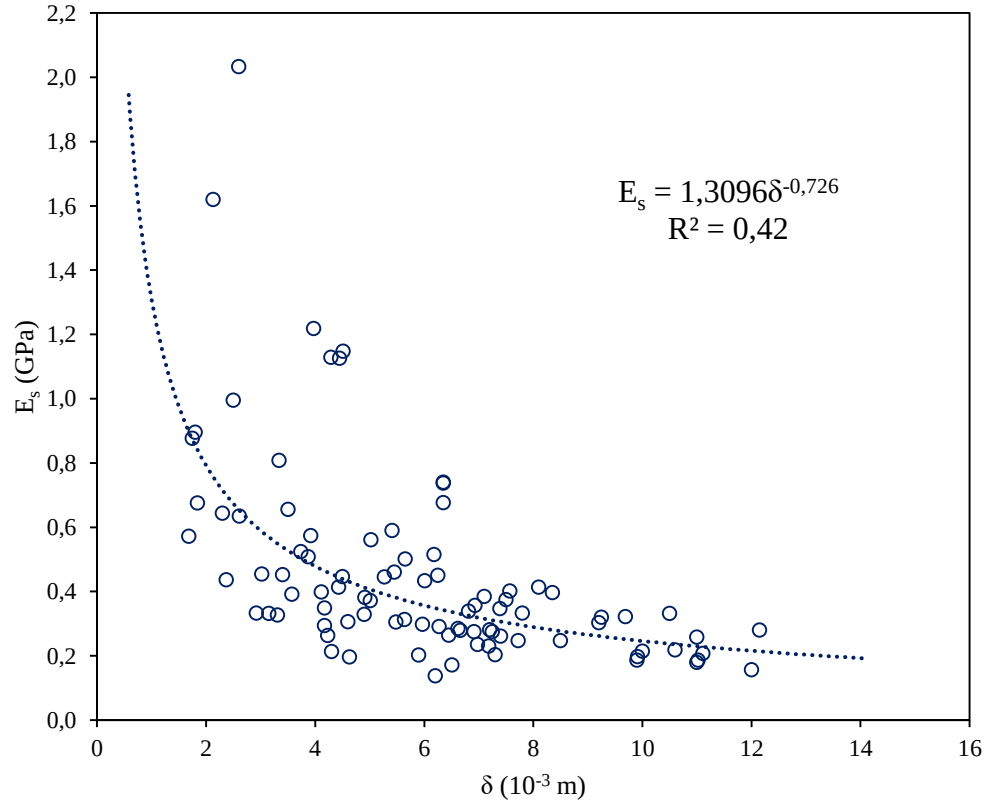
O Gráfico 35 e Gráfico 36 correlacionam, para a análise ISE caso 1, os valores dos módulos de elasticidade E_s do cataclasito obtidos pela retroanálise com os valores de recalques observados nos elementos de fundação do primeiro ao quinto estágio de obra das torres “A” e “B”, sem haver a distinção entre tais estágios; o Gráfico 37 e Gráfico 38 apresentam a mesma correlação, mas para a análise ISE caso 2, que se baseia no estudo do recalque médio observado em cada estágio de obra sofrido pelo radier fictício.

Gráfico 35 - Correlação entre os módulos E_s e os recalques observados na torre "A" – ISE caso 1



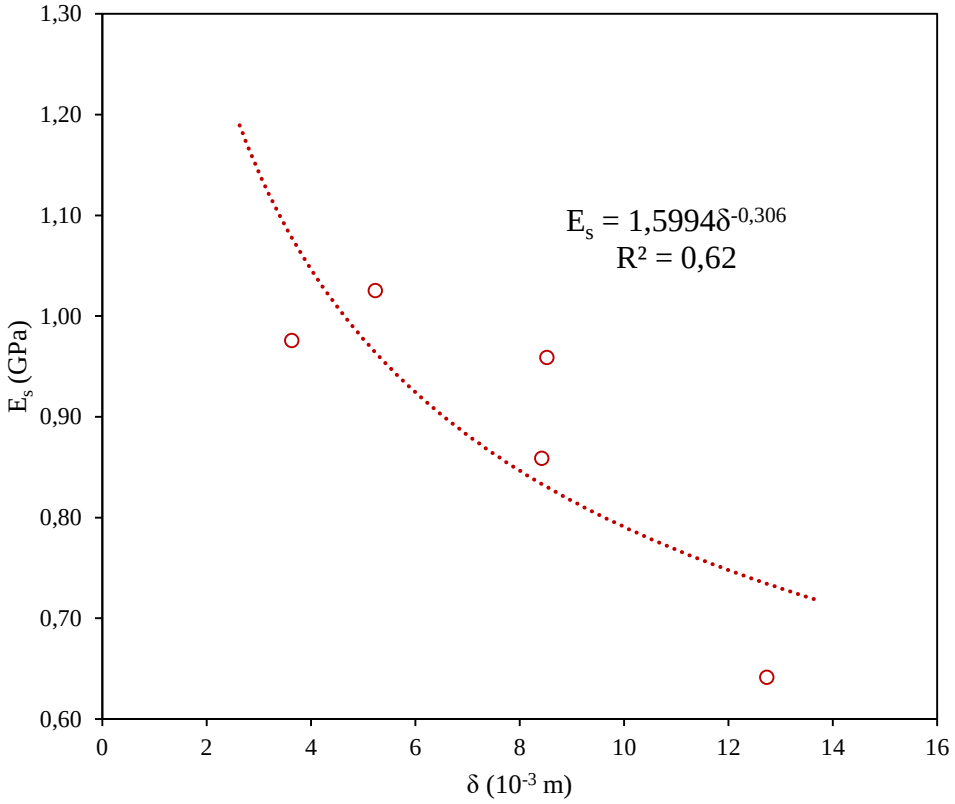
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 36 - Correlação entre os módulos E_s e os recalques observados na torre "B" – ISE caso 1



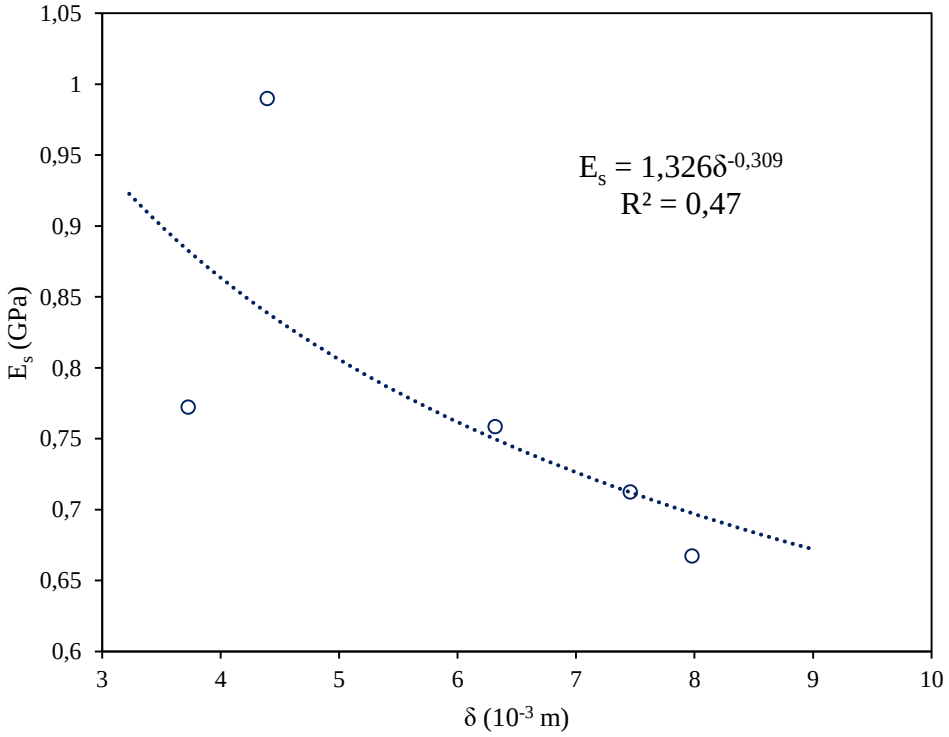
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 37 - Correlação entre os módulos E_s e os recalques observados na torre “A” – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 38 - Correlação entre os módulos Es e os recalques observados na torre “B” – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

É possível observar que os valores de E_s diminuem à medida em que os recalques aumentam, indicando que o módulo de elasticidade é inversamente proporcional aos recalques registrados durante os estágios de obras da área estudada.

Tal correlação permite estimar o valor aproximado do módulo de elasticidade da rocha do terreno de fundações estudado com suas respectivas equações. Isto proporciona, consequentemente, estimar valores iniciais de recalques em rochas para a área de estudo (que utiliza o módulo de elasticidade) quando não se tem disponível ensaios de compressão uniaxial em testemunhos de rochas para a determinação deste parâmetro.

Para analisar tal correlação, toma-se, como exemplo, as sapatas SPA22 e SPB18, das torres "A" e "B", respectivamente, e que tiveram suas medidas registradas no monitoramento de recalques até a conclusão da obra (estágio 5), para a determinação do módulo de elasticidade da rocha e realizar, em seguida, a estimativa de recalques pela metodologia de Schleicher (1926) do mesmo elemento. O mesmo é feito para os recalques médios das torres "A" e "B", que foram utilizados para a análise ISE caso 2, que considerou os radiers fictícios das duas torres.

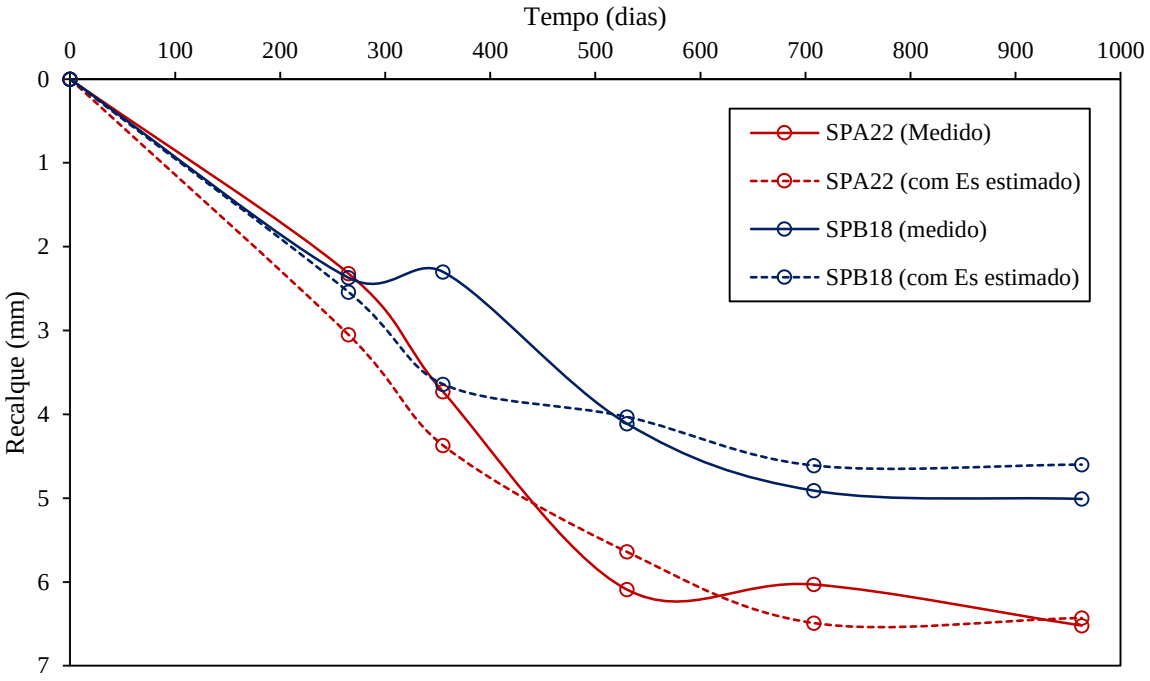
A Tabela 29 correlaciona as equações utilizadas juntamente com os valores de recalques registrados para os elementos considerados e dos recalques calculados com o Es estimado. O Gráfico 39 e Gráfico 40 comparam os recalques registrados durante o monitoramento com os estimados após o uso das Equações para a determinação de E_s.

Tabela 29 - Equações, R^2 e recalques medidos e calculados das análises de E_s

Elemento	**Equação**	**R^2**	**Recalques (mm)**									
			Estágio 1		**Estágio 2**		**Estágio 3**		**Estágio 4**		**Estágio 5**	
			med.	calc.	med.	calc.	med.	calc.	med.	calc.	med.	calc.
SPA22	$E_s = 1{,}1322\delta^{-0{,}532}$	0,43	2,32	3,05	3,73	4,37	6,09	5,64	6,03	6,49	6,52	6,43
RA01	$E_s = 1{,}5994\delta^{-0{,}306}$	0,62	3,63	4,25	5,24	6,44	8,42	8,68	8,52	9,81	12,74	9,80
SPB18	$E_s = 1{,}3096\delta^{-0{,}726}$	0,42	2,37	2,54	2,30	3,64	4,11	4,03	4,91	4,61	5,01	4,60
RB01	$E_s = 1{,}326\delta^{-0{,}309}$	0,47	3,73	4,04	4,39	6,10	6,32	6,73	7,46	7,46	7,98	7,47

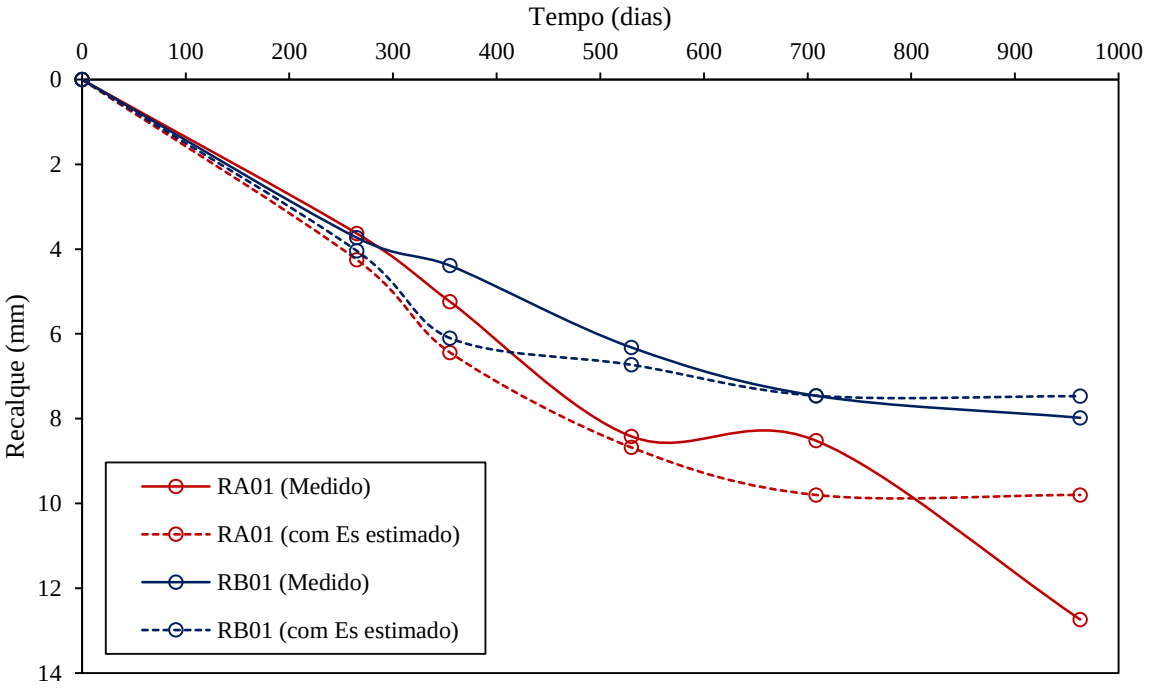
Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 39 - Comparação entre as curvas de evolução de recalques com o tempo dos elementos analisados baseada nos valores medidos e calculados com o E_s estimado – ISE caso 1



Fonte: O AUTOR (2018)

Gráfico 40 - Comparação entre as curvas de evolução de recalques com o tempo dos elementos analisados baseada nos valores medidos e calculados com o E_s estimado – ISE caso 2



Fonte: O AUTOR (2018)

Analisando o Gráfico 39, é possível visualizar uma aproximação razoável em relação às curvas de evolução de recalques das duas sapatas analisadas, apesar dos valores de R^2 serem baixos (não indicando um bom ajuste do modelo proposto), com valores medidos e estimados com o E_s da correlação bem próximos para todos os pontos, e registrando valores de recalques finais menores que os medidos para as duas torres.

O mesmo pode ser observando para o radier fictício, em que se nota, no Gráfico 40, curvas de evolução de recalques médios com o tempo tendendo a apresentarem um comportamento bastante semelhante, com pontos de recalques médios calculados com o E_s estimado bem próximos aos recalques médios registrados.

Esta tendência em que se observa o comportamento de ambas as curvas bem próximas, representa uma boa estimativa do módulo de elasticidade da rocha em questão, a partir dos recalques medidos em campo, sendo útil a sua utilização quando se fizer necessário saber valores de E_s desta rocha em regiões adjacentes à área de estudo deste trabalho.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este capítulo traz as principais conclusões obtidas a partir dos resultados desta dissertação, juntamente com sugestões para pesquisas futuras relacionadas ao trabalho realizado.

6.1 Conclusões

Este trabalho apresentou um estudo sobre a interação solo-estrutura de um caso de obra tendo como objeto de estudo um empreendimento residencial composto por dois edifícios em concreto armado, intitulados torres “A” e “B”, cujo sistema de fundação é composto por sapatas isoladas e associadas, assentes em terreno constituído por maciço rochoso e que teve, ao longo de sua construção, o monitoramento, através de instrumentação de campo, dos recalques sofridos pelos seus elementos de fundação.

Foram observados valores de recalques absolutos máximos de 18,99 mm para a torre “A” e de 12,15 mm para a torre “B” que, apesar de serem baixos, são significativos, em se tratando de recalques em rochas. Seus valores, por meio da análise de suas velocidades parciais, ocorreram abaixo dos limites propostos por Alonso (1991), indicando que estes evoluíram dentro da normalidade, sem apresentar nenhum risco associado à integridade da estrutura das torres.

Analisando os valores de distorção angular, obtidos pelos recalques diferenciais observados entre os elementos de fundação, também se apresentaram bem abaixo dos limites propostos por Bjerrum (1963) para o aparecimento de fissuras, rachaduras e comprometimento dos elementos estruturais dos edifícios, corroborando o fato de que, apesar de terem ocorrido, esses recalques não comprometeram a integridade estrutural das edificações.

As análises anteriores foram possíveis graças ao monitoramento de recalques em campo, que é preconizado pela NBR 6122 (2010), ficando evidente a sua importante frente às questões de segurança e de controle no acompanhamento das construções em concreto armado, proporcionando, de uma certa forma, uma maior garantia de que as execuções de obras desta natureza estejam caminhando de maneira correta, diante destas questões.

Além disso, o monitoramento de recalques em campo deve ser feito independente do terreno de fundações, que, embora possam apresentar características mais resistentes, como neste trabalho, podem ser observados recalques significativos, a depender das condições em

que o terreno se encontra, assim como da imposição, pela superestrutura, de tensões que causam deformações em sua estrutura.

A modelagem estrutural dos edifícios mostrou-se bastante representativa, apontando valores de esforços maiores que o valores médios bem presentes nas regiões de extremidade dos edifícios, contrariando, de uma certa forma, a ideia convencional de que os pilares centrais são mais carregados que os pilares de extremidade.

Quanto às análises de interação solo-estrutura, estas apresentaram comportamento distintos entre si, tanto no que se diz respeito às diferentes torres, estágios de obra, como também relacionado aos casos 1 e 2, investigados nesta dissertação.

Comparando os dois edifícios estudados, observou-se que os valores de redistribuição foram mais reduzidos na torre "A" em relação à torre "B", em que esta última apresentou, após as análises da ISE, esforços resultante entre seus pilares mais distintos em relação à estrutura indeslocável, podendo ser explicada pela assimetria em planta, de sua projeção, diferentemente da projeção em planta da torre "A", que apresenta-se simétrica e, com isso, uma redistribuição mais reduzida, diferindo-se pouco dos seus esforços considerando sua estrutura indeslocável (S/ISE).

Fazendo uma análise entre os 5 estágios de obra analisados, não houve uma tendência de redução na redistribuição de esforços entre os pilares das duas torres à medida em que a obra estava chegando ao fim, em que há, segundo Gusmão (1990) e Rosa (2015), um aumento na rigidez da estrutura, reduzindo, assim, tal redistribuição. O fenômeno comportou-se bastante distinto entre os estágios, comportamento esse observado também por Santos (2016).

Em relação às análises ISE caso 1 e 2, estas apresentaram-se bastante diferentes entre si, ficando evidenciado nos mapas de redistribuição de esforços apresentados neste trabalho, havendo, para a mesma torre e estágio de obra analisados, pilares que eram aliviados e sobrecarregados no caso 1, mas que, no caso 2, tinham comportamento oposto, e vice-versa. Este fato corrobora o efeito provocado pelos diferentes valores atribuídos aos coeficientes de mola "K", que são distintos em cada apoio para o caso 1 e iguais para o caso 2, considerando cada estágio de obra.

Quanto à redistribuição dos esforços entre os pilares das torres em geral, ficou claro que houve sim, a influência dos mecanismos da ISE em todos os casos, porém baixa, indicados pela diferença de esforços observada em cada elemento após a aplicação dos coeficientes de mola "K" para representar a deslocabilidade da estrutura. É importante relatar também que, tal redistribuição não pode apenas ser avaliada quanto à transferência de esforços entre pilares centrais e de extremidade, uma vez que, nem sempre, os pilares centrais apresentam esforços

maiores que os pilares de extremidade, ficando bem evidente através dos valores apresentados pelos pilares da torre “A”.

Além disso, nem sempre os pilares de extremidade ganham esforços, como também, nem sempre os pilares centrais são aliviados, como pôde ser observado, assim como no presente trabalho, por Danziger *et al.* (2005), Mota (2009) e Santos (2016). Assim, análises que contemplem valores máximos de redução e de ganho de esforços, como também as que demonstrem a redistribuição relacionando a magnitude dos recalques, dão uma visão mais completa e abrangente dos fenômenos atribuídos à ISE.

Por fim, a retroanálise acerca da determinação do módulo de elasticidade da rocha (E_s) do terreno de fundação a partir dos valores de recalques registrados, foi consistente, e trouxe valores reduzidos do módulo E_s. Tais informações obtidas são inéditas e bastante relevantes para a prática local, permitindo, para casos futuros de obras e estudos adjacentes à área de estudo deste trabalho, uma estimava do módulo elástico quando não se tem disponível ferramentas e recursos para a realização de ensaios que visem obter tal parâmetro. Com isso, tais correlações feitas contribuem para uma estimativa inicial do módulo (E_s), e, consequentemente, para a caracterização do maciço rochoso da região.

6.2 Sugestões Para Pesquisas Futuras

Como sugestões para pesquisas futuras, tem-se:

- Comparar os recalques obtidos pela instrumentação com os estimados pelos métodos tradicionais de estimativa de recalques em rochas;
- Avaliar os efeitos da interação solo-estrutura ao longo dos elementos da superestrutura (variações nos esforços cortantes e momentos fletores das vigas e pilares);
- Verificar a influência da ação do vento atuante na estrutura concluída na redistribuição de esforços entre seus elementos;
- Realizar as mesmas análises feitas neste trabalho em edifícios adjacentes à área de estudo e comparar os resultados obtidos.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, C. S. **Interação solo-estrutura de fundações offshore do tipo estaca**. 2007. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2007.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo, ed. Edgard Blucher, São Paulo, p.156, 1991.

AMINI, F., BITARAF, M., NASAB, M. S. E., JAVIDAN, A. M.Impacts os soil-structure interaction on the structural control os nonlinear systems using adaptive control approach. **Engineering Structures**, n. 157, 9. 1-13, 2018.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2011.

AOKI, N. Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão. In.: Ciclo de Palestras sobre Fundações, ABMS-NRNE, 1987, Recife, **proceedings**... Recife: 1987. p. 79-95.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9061: Segurança de escavações a céu aberto**, Rio de Janeiro, p. 31. 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, p. 225. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**, Rio de Janeiro, p. 91. 2010.

BAHIA, G. A. D. **Avaliação do desempenho de fundações em edificação do DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura**. 2015. 245 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

BEZIH, K., CHATEAUNEUF, A., KALLA, M., BACCONNET, C. Effect os soil-structure interaction on the reliability of reinforced concrete bridges. **Ain Shams Engineering Journal**, n. 6, p. 755-766, 2015.

BJERRUM, L. Allowable Settlement of Structures. In: European Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., Weisbaden, Alemanha, **proceedings...** Weisbaden: 1963, vol. 3, p. 135-137.

BROWN, P. T. Structure-foundation interaction and soil creep. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, 1977, Tóquio, Japão, **proceedings**... Tóquio: 1977, vol. 1, p. 439-442.

BROWN, P. T., YU, S. K. R. Load sequence and soil-foundation interaction. **Journal os Structural Engineering**, ASCE, vol. 112, n. 3, p. 481-488, 1986.

BURLAND, J. B., WROTH, C. P. Settlement of Buildings and Associated Damage. In: British Geothecnical Society's Conference on the Settlement os Structures, 5, 1975, Cambridge, England, **proceedings...** Cambridge: 1975, p. 611-654.

CARPENTER, B. M., KITAJIMA, H., SUTHERLAND, R., TOWNEND, J., TOY, V. G., SAFFER, D. M. **Hydraulic and acoustic properties of the active alpine fault, New Zealand: Laboratory measurements on DFDP-1 drill core**. Earth and Planetary Science Letters, vol. 390, p. 45-51, 2014.

CHAMEKI, S. Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: Primeiro Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1, 1954, Porto Alegre, **proceedings**.... Porto Alegre: 1954. p. 35-80.

CHEN, X. **Settlement calculation on high-rise buildings – Theory and application**. Beijing, 1ª edição, ed. Science Press Beijing, Beijing, p. 430, 2011.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

COSTA, C. A. **Estudos numéricos de estacas em rochas brandas**. 2005. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2005.

DANZIGER, B. R., CARVALHO, E. M. L., COSTA, R. V., DANZIGER, F. A. B. Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura. **Revista de Engenharia Civil**, n. 23, p. 43-54, 2005.

FERRO, F. L. B. **Interação solo-estrutura em galpões metálicos treliçados com cobertura em arco metálico circular**. 2013. 258 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2013.

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. 2004. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.

GRIFFITH, W. A., MITCHELL, T. M., RENNER, J., DI TORO, G. Coseismic damage and softening of fault rocks at seismogenic depths. **Earth and Planetary Science Letters**, vol. 353-354, p. 219-230, 2012.

GUERRA, G. J. Z. **Caracterização geomecânica de maciços rochosos intemperizados**. 2011. 186 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1990.

GUSMÃO, A. D. Aspectos Relevantes da Interação Solo - Estrutura em Edificações. **Soils and Rocks**, vol. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações de Pontes: Hidráulica e Geotécnica**. Recife, 2ª edição, ed. Universitária da UFPE, Recife, p. 328, 2003.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Desempenho de Obras Geotécnicas**. Recife, 1ª edição, ed. Universitária da UFPE, Recife, p. 523, 2006.

HOBBS, N. B. Effects of non-linearity of the prediction of settlements of foundations on rock. **Q. Jl. Engineering Geology**, vol. 6, p. 153-158, 1973.

HOLANDA JR, O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. 195 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

JAIN, O. P., TRIKHA, D. N., JAIN, S. C. Differential foundation Settlement of high rise buildings. In: International Symposium on Soil-Structure Interaction, 1977, Roorkee, **proceedings**... Roorkee: 1977, p. 237-243.

KULHAWY, F. H. Geomechanical model for rock foundation settlement. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, vol. 104, n. GT2, p. 211-227, 1978.

LANDIM, P. M. B. **Introdução aos métodos de estimação espacial para confecção de mapas**. Rio Claro, UNESP, 2000, 20p.

LEE, I. K.; BROWN, P. T. Structure-Foundation interaction analysis. **Journal of the Structural Division**, ASCE, vol. 98, n. ST11, p. 2413-2431, 1972.

MAJID, K. I., CUNNELL, M. D. A theorical and experimental investigation into soil-structure interaction. **Geotechnique**, vol. 26, n. 2, p. 331-350, 1976.

MATOS FILHO, R. F., PAIVA, J. B. Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, vol. 9, n. 40, p. 59-80, 2007.

MENDONÇA, F. R. S., SILVA, J. G. S., SIEIRA, A. C. C. F. Avaliação do efeito da interação solo-estrutura sobre a resposta estrutural de edifícios mistos (aço-concreto). In: Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia. 2015, Lisboa, Portugal, **proceedings**... Lisboa: 2015. 20 p.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **Structural Engineering**, Londres, vol. 31, p. 151-167, 1953.

MILITITSKY, J., CONSOLI, N. C., SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo, ed. Oficina de Textos, 2008. 207 p.

MORRIS, D. Interaction of continuous frames and soil media. **Journal of the Structural Division**, ASCE, vol. 92, n. ST5, p. 13-44, 1966.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. 2009. 222 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2009.

MOURA, A. R. L. U. Análise tridimensional de interação solo-estrutura em edifícios. **Solos e Rochas**, ABMS, vol. 22, n. 2, p. 87-100, 1999.

NOVA, R., MONTRASIO, L. Analysis os settlements of shallow foundations on sand. **Geotechnique**, vol. 41, n.2, p. 243-256, 1991.

NOVA, R., PARMA, M., CASTELLANZA, R. Settlements of shallow foundations on soft rocks. **Rivista Italiana di Geotecnica**, p. 10-22, 2008.

OLIVEIRA, R. G., MEDEIROS, W. E. Evidences of buried loads in the base of the crust of Borborema Plateau (NE Brazil) from bouguer admittance estimates. **Journal of South American Earth Sciences**, vol. 37, p. 60-76, 2012.

PAPADOPOULOS, M., VAN BEEUMEN, R., FRANÇOIS, S., DEGRANDE, G., LOMBAERT, G. Computing the modal characteristics os structure considering soil-structure interaction effects. **Procedia Engineering**, n. 199, p. 2414-2419, 2017.

PEÑA, L. A. P. **Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: Considerações sobre a interação solo-estrutura**. 2017. 212f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília. 2017.

POULOS, H. G. Analysis of the settlement of pile groups. **Geotechnique**, vol. 18, n. 4, p. 449-471, 1968.

POULOS, H. G. Settlement analysis of structural foundation systems. In: South-East Asian Conference on Soil Engineering, 4., 1975, Kuala Lumpur, **proceedings**... Kuala Lumpur: 1975. p. 52-62.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. 171 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2000.

ROSA, L. M. P. **Interação solo-estrutura: Análise contemplando a consideração da fluência do concreto**. 2016. 203 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2016.

RUSSO NETO, L. **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada**. 2005. 310 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2005.

SANTOS, M. J. A. P. **Interação solo x estrutura: análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques desde o início da construção**. 2016. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

SAVARIS, G., HALLAK, P. H., MAIA, P. C. A. Understanding the mechanism of static soil-structure interaction – A case study. **Soils and Rocks**, ABMS, vol. 34, n. 3, p. 195-206, 2011.

SCHLEICHER, F. Zur theorie des Baugrundes , **Der Bauingenieur**, n. 48-49, 1926.

SOUZA, R. A., REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Science Technology**. Maringá, vol. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

TQS Informática LTDA. **Programa Computacional CAD/TQS v. 19.0**, <www.tqs.com.br>, acesso em 14/11/2017, São Paulo, 2017.

WINKLER, E. **Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit**. 1st Edn., H. Dominicus, Prague, 1867.

WINTERKORN, H. F., FANG, H-F. **Foundation Engineering Handbook**. Nova York, ed. Van Nostrand Reinhold, p. 148-166, 1975.

WOOD, L. A., LARNACH, W. The effects os soil-structure interaction on raft foundations. In: Conference on Settlement of Structures, 1974, Cambridge, Inglaterra, **proceedings**... Cambridge: 1974. p. 460-470.

WYLLIE, D. C. **Foundations on Rock**. Londres, 2ª edição, ed. E & FN Spon, Londres e Nova York, p. 457, 1999.

APÊNDICE A – Velocidades Parciais dos Recalques

Tabela 30 - Velocidades parciais dos recalques da torre “A”

Pilar	Estágio 1		Estágio 2		Estágio 3		Estágio 4		Estágio 5	
	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)
PA01	265	2,30	90,00	6,78	175,00	13,66	178,00	-2,30	255,00	46,27
PA02	265	6,83	90,00	6,56	175,00	14,51	178,00	-2,81	255,00	35,53
PA03	265	8,60	90,00	10,78	175,00	15,94	178,00	-2,53	255,00	25,14
PA04	265	12,42	90,00	1,22	175,00	24,80	178,00	-1,29	255,00	9,76
PA05	265	6,00	90,00	7,33	175,00	13,54	178,00	-2,30	255,00	17,80
PA06	265	10,42	90,00	5,44	175,00	22,06	178,00	-0,11	255,00	33,96
PA07	265	12,11	90,00	13,22	175,00	20,80	178,00	-2,02	255,00	26,75
PA08	265	13,25	90,00	9,33	175,00	27,31	178,00	1,63	255,00	14,04
PA09	265	14,87	90,00	14,00	175,00	22,97	178,00	0,28	255,00	7,76
PA10	265	15,55	90,00	18,67	175,00	21,66	178,00	5,90	255,00	-3,49
PA11	265	9,13	90,00	7,44	175,00	12,23	178,00	0,22	255,00	12,67
PA12	265	9,92	90,00	17,44	175,00	13,60	178,00	-1,40	255,00	38,90
PA13	265	12,30	90,00	24,22	175,00	15,31	178,00	2,13	255,00	24,71
PA14	265	13,96	90,00	25,11	175,00	16,69	178,00	11,35	255,00	9,22
PA15	265	17,02	90,00	26,33	175,00	15,89	178,00	16,52	255,00	-5,29
PA16	265	18,94	90,00	26,78	175,00	19,83	178,00	5,56	255,00	5,84
PA17	265	6,49	90,00	8,78	175,00	26,29	178,00	-2,02	255,00	5,88
PA18	265	12,53	90,00	21,44	175,00	13,09	178,00	3,99	255,00	37,25
PA19	265	21,85	90,00	33,00	175,00	15,31	178,00	-3,88	255,00	18,24
PA20	265	37,13	90,00	51,56	175,00	22,23	178,00	-25,96	255,00	-5,29
PA21	265	31,25	90,00	40,78	175,00	19,31	178,00	11,52	255,00	6,31
PA22	265	8,75	90,00	15,67	175,00	13,49	178,00	-0,34	255,00	1,92

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 31 - Velocidades parciais dos recalques da torre “B”

Pilar	Estágio 1		Estágio 2		Estágio 3		Estágio 4		Estágio 5	
	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)	I (dias)	V (μ/dia)
PB01	265	6,94	90,00	-0,44	175,00	11,83	178,00	0,28	255,00	17,96
PB02	265	17,36	90,00	-1,11	175,00	13,89	178,00	3,20	255,00	6,67
PB03	265	22,26	90,00	12,00	175,00	16,69	178,00	6,29	255,00	-4,00
PB04	265	24,57	90,00	7,44	175,00	15,60	178,00	6,74	255,00	-2,00
PB05	265	15,96	90,00	34,11	175,00	-7,60	178,00	28,26	255,00	3,92
PB06	265	11,89	90,00	4,67	175,00	16,46	178,00	2,58	255,00	1,33
PB07	265	15,74	90,00	2,89	175,00	13,60	178,00	3,26	255,00	1,61
PB08	265	18,49	90,00	4,11	175,00	13,14	178,00	2,98	255,00	0,98
PB09	265	15,74	90,00	33,67	175,00	-6,80	178,00	28,03	255,00	-6,86
PB10	265	12,49	90,00	1,00	175,00	12,80	178,00	11,69	255,00	-1,25
PB11	265	23,66	90,00	9,22	175,00	14,80	178,00	4,55	255,00	6,47
PB12	265	11,40	90,00	8,00	175,00	9,77	178,00	1,12	255,00	2,35
PB13	265	12,60	90,00	7,00	175,00	13,60	178,00	0,00	255,00	0,00
PB14	265	9,85	90,00	-1,22	175,00	14,40	178,00	2,19	255,00	3,02
PB15	265	6,34	90,00	0,78	175,00	14,57	178,00	1,85	255,00	6,16
PB16	265	8,04	90,00	5,22	175,00	9,66	178,00	0,90	255,00	0,24
PB17	265	11,02	90,00	6,44	175,00	11,31	178,00	6,63	255,00	-0,16
PB18	265	8,94	90,00	-0,78	175,00	10,34	178,00	4,49	255,00	0,39

Fonte: O AUTOR (2018)

APÊNDICE B - Coeficientes de mola “K”

Tabela 32 - Coeficientes de Mola "K_i" torre “A” - ISE CASO 1

Coeficientes de mola "K_i" (kN/m) - ISE CASO 1					
Pilar	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
PA01	5036876	3657845	1640526	2155443	459824
PA02	2889339	3221359	2082143	2647591	870765
PA03	2317397	2441631	1785292	2229273	1038467
PA04	1581225	2249953	1313706	1547783	1162387
PA05	1918198	1896165	1219667	1559349	750269
PA06	1099711	1398151	864683	992488	446777
PA07	1281108	1518098	1138274	1318984	698609
PA08	1379551	1795338	1192670	1281961	928929
PA09	1161014	1370192	1093678	1207788	995215
PA10	956710	1066249	889041	885578	966413
PA11	1338535	1587699	1292369	1463309	907248
PA12	1217853	1130014	971013	1152253	448847
PA13	1359254	1303612	1191581	1258339	722693
PA14	1334425	1330442	1209681	1088998	895859
PA15	1047777	1071115	1041322	879162	984659
PA16	735750	768162	717925	724900	644174
PA17	2154207	2199628	1057028	1266579	1036289
PA18	1003749	924386	832810	880997	409479
PA19	1025557	995558	992232	1199469	837293
PA20	582017	586432	612154	935050	1036858
PA21	703171	718063	730982	733209	671043
PA22	1501097	1327636	1038663	1208759	1117918

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 33 - Coeficientes de Mola "K_m" torre “A” - ISE CASO 2

Coeficientes de mola "K_m" (kN/m) - ISE CASO 2					
Pilares	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
PAm	1183302	1243555	1041430	1163152	778021

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 34 - Coeficientes de Mola "K_i" torre “B” - ISE CASO 1

Coeficientes de mola "K_i" (kN/m) - ISE CASO 1					
Pilar	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
PB01	1588793	2113510	1204830	1353880	623801
PB02	941547	1340264	1074995	1121087	911050
PB03	645465	768637	621696	620647	675026
PB04	484322	624397	551775	563700	590081
PB05	673713	532025	759002	468650	428207
PB06	1010897	1224189	820086	871826	835541
PB07	990881	1388015	1122892	1150916	1094695
PB08	1254078	1669748	1512321	1535204	1502399
PB09	1197432	997623	1492230	923567	1101690
PB10	1178682	1594125	1113018	908569	945339
PB11	1130419	1468875	1243511	1257829	1088224
PB12	1319802	1592158	1306260	1431218	1311401
PB13	2405800	3615368	2069833	2188171	2172413
PB14	2161207	3383273	1935619	2029818	1776277
PB15	924359	1302768	388978	378628	317876
PB16	3017611	3845897	2011622	2007192	1984839
PB17	933294	1819335	853900	799088	808955
PB18	1154020	1686467	1038762	997383	978454

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 35 - Coeficientes de Mola "K_m" torre “B” - ISE CASO 2

Coeficientes de mola "K_m" (kN/m) - ISE CASO 2					
Pilares	**Estágio 1**	**Estágio 2**	**Estágio 3**	**Estágio 4**	**Estágio 5**
PBm	1156314	1481981	1135623	1066712	999340

Fonte: O AUTOR (2018)

APÊNDICE C – Valores de Cd, q, e B para o cálculo do módulo de elasticidade da rocha (E_s) do terreno de fundação

Tabela 36 - Cd, q e B torre "A" - ISE caso 1

ISE caso 1	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
Sapata	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**
SPA01	1,38	344,331	2,4	1,38	490,936	2,4	1,38	654	2,4	1,38	764,635	2,4	1,38	723,324	2,4
SPA02	1,3	340,6571	3,4	1,3	501,5282	3,4	1,3	676,1847	3,4	1,3	772,1688	3,4	1,3	765,8212	3,4
SPA03	1,3	347,5176	3,4	1,3	516,1471	3,4	1,3	711,1929	3,4	1,3	824,4247	3,4	1,3	811,0882	3,4
SPA04	1,3	334,1171	3,4	1,3	496,9759	3,4	1,3	655,9235	3,4	1,3	753,5106	3,4	1,3	755,7547	3,4
SPA05	1,38	340,08	2,4	1,38	467,61	2,4	1,38	623,48	2,4	1,38	729,101	2,4	1,38	717,656	2,4
SPA06	1,45	296,4866	2,35	1,45	462,2726	2,35	1,45	599,7319	2,35	1,45	684,0164	2,35	1,45	709,8584	2,35
SPA07	1,38	1242,034	2,1	1,38	1992,01	2,1	1,38	2737,882	2,1	1,38	3051,292	2,1	1,38	2982,212	2,1
SPA08	1,32	344,83	3,2	1,32	572,1091	3,2	1,32	754,9894	3,2	1,32	837,867	3,2	1,32	862,9558	3,2
SPA09	1,32	325,0972	3,2	1,32	509,0347	3,2	1,32	717,2858	3,2	1,32	821,7989	3,2	1,32	811,9325	3,2
SPA10	1,38	1108,827	2,1	1,38	1720,643	2,1	1,38	2360,487	2,1	1,38	2622,512	2,1	1,38	2586,981	2,1
SPA11	1,45	316,9614	2,35	1,45	485,5304	2,35	1,45	709,1626	2,35	1,45	799,8082	2,35	1,45	780,5261	2,35
SPA12	1,45	330,0812	2,35	1,45	475,79	2,35	1,45	659,1684	2,35	1,45	759,5544	2,35	1,45	738,4833	2,35
SPA13	1,38	1242,034	2,1	1,38	1992,01	2,1	1,38	2737,882	2,1	1,38	3051,292	2,1	1,38	2982,212	2,1
SPA14	1,32	590,6438	3,2	1,32	590,6438	3,2	1,32	800,2338	3,2	1,32	844,4211	3,2	1,32	855,4151	3,2
SPA15	1,32	349,1994	3,2	1,32	538,9862	3,2	1,32	752,1	3,2	1,32	768,5909	3,2	1,32	839,0651	3,2
SPA16	1,38	1108,827	2,1	1,38	1720,643	2,1	1,38	2360,487	2,1	1,38	2622,512	2,1	1,38	2586,981	2,1
SPA17	1,45	389,8158	2,35	1,45	579,7541	2,35	1,45	735,8991	2,35	1,45	847,417	2,35	1,45	864,0155	2,35
SPA18	1,38	377,358	2,4	1,38	553,502	2,4	1,38	712,751	2,4	1,38	814,666	2,4	1,38	805,401	2,4
SPA19	1,3	386,1806	3,4	1,3	570,3265	3,4	1,3	742,3541	3,4	1,3	848,8535	3,4	1,3	841,8006	3,4
SPA20	1,3	352,5188	3,4	1,3	518,5835	3,4	1,3	692,2782	3,4	1,3	839,1076	3,4	1,3	857,5735	3,4
SPA21	1,3	370,0871	3,4	1,3	545,6412	3,4	1,3	715,5529	3,4	1,3	805,6382	3,4	1,3	787,8776	3,4
SPA22	1,38	400,357	2,4	1,38	573,885	2,4	1,38	740,219	2,4	1,38	852,598	2,4	1,38	844,859	2,4

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 37 - Cd, q e B torre "B" - ISE caso 1

ISE caso 1	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
Sapata	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**
SPB01	1,36	432,2616	2,2	1,36	560,8996	2,2	1,36	683,7273	2,2	1,36	783,0434	2,2	1,36	730,4802	2,2
SPB02	1,38	416,0594	2,55	1,38	594,8515	2,55	1,38	731,0374	2,55	1,38	830,9647	2,55	1,38	823,2706	2,55
SPB03	1,73	388,117	1,85	1,73	533,2275	1,85	1,73	600,6331	1,85	1,73	669,2623	1,85	1,73	696,9995	1,85
SPB04	1,55	394,5943	1,9	1,55	583,0496	1,9	1,55	689,4107	1,9	1,55	812,552	1,9	1,55	818,3605	1,9
SPB05	1,4	376,5734	2,2	1,4	500,9255	2,2	1,4	601,5376	2,2	1,4	666,2259	2,2	1,4	633,6933	2,2
SPB06	1,38	309,1112	2,55	1,38	413,7512	2,55	1,38	503,0029	2,55	1,38	562,6324	2,55	1,38	589,1771	2,55
SPB07	1,6	362,8199	2,2	1,6	541,5367	2,2	1,6	681,4904	2,2	1,6	757,3391	2,2	1,6	767,2285	2,2
SPB08	1,48	391,0966	2,9	1,48	569,4207	2,9	1,48	737,7517	2,9	1,48	811,9862	2,9	1,48	802,2414	2,9
SPB09	1,46	376,6327	2,75	1,46	523,747	2,75	1,46	675,9982	2,75	1,46	736,8559	2,75	1,46	766,9636	2,75
SPB10	1,68	298,1797	2,25	1,68	423,2156	2,25	1,68	486,1031	2,25	1,68	524,7519	2,25	1,68	531,5505	2,25
SPB11	1,42	445,8855	3	1,42	667,5333	3	1,42	761,5539	3	1,42	850,9123	3	1,42	832,0046	3
SPB12	1,52	447,6877	2,1	1,52	639,1613	2,1	1,52	817,8847	2,1	1,52	922,8545	2,1	1,52	918,238	2,1
SPB13	1,52	880,4269	2,1	1,52	1578,173	2,1	1,52	1401,209	2,1	1,52	1526,623	2,1	1,52	1533,987	2,1
SPB14	1,46	429,6423	2,75	1,46	645,0343	2,75	1,46	730,7915	2,75	1,46	828,178	2,75	1,46	825,2529	2,75
SPB15	1,32	445,6859	1,7	1,32	712,3607	1,7	1,32	424,8135	1,7	1,32	421,3757	1,7	1,32	395,3467	1,7
SPB16	1,32	1601,031	1,7	1,32	2453,359	1,7	1,32	2247,828	1,7	1,32	2324,688	1,7	1,32	2403,02	1,7
SPB17	1,55	343,2209	1,9	1,55	811,5193	1,9	1,55	591,3107	1,9	1,55	656,8828	1,9	1,55	667,8545	1,9
SPB18	1,4	349,442	2,2	1,4	500,0462	2,2	1,4	553,4297	2,2	1,4	633,0653	2,2	1,4	630,0507	2,2

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 38 - Cd, q e B torre "A" - ISE caso 2

ISE caso 2	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
Radier	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**
RA01	1,44	122,0845	21	1,44	184,932	21	1,44	249,0647	21	1,44	281,4352	21	1,44	281,3148	21

Fonte: O AUTOR (2018)

Tabela 39 - Cd, q e B torre "B" - ISE caso 2

ISE caso 2	Estágio 1			Estágio 2			Estágio 3			Estágio 4			Estágio 5		
Radier	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**	**Cd**	**q (kN/m²)**	**B (m)**
RB01	0,99	13,31883	23,19	0,99	20,11598	23,19	0,99	22,16971	23,19	0,99	241,0495	23,19	0,99	24,62687	23,19

Fonte: O AUTOR (2018)

ANEXO A – Boletins de sondagens

Figura 46 - Furo de sondagem SM-01 – Torre “A”

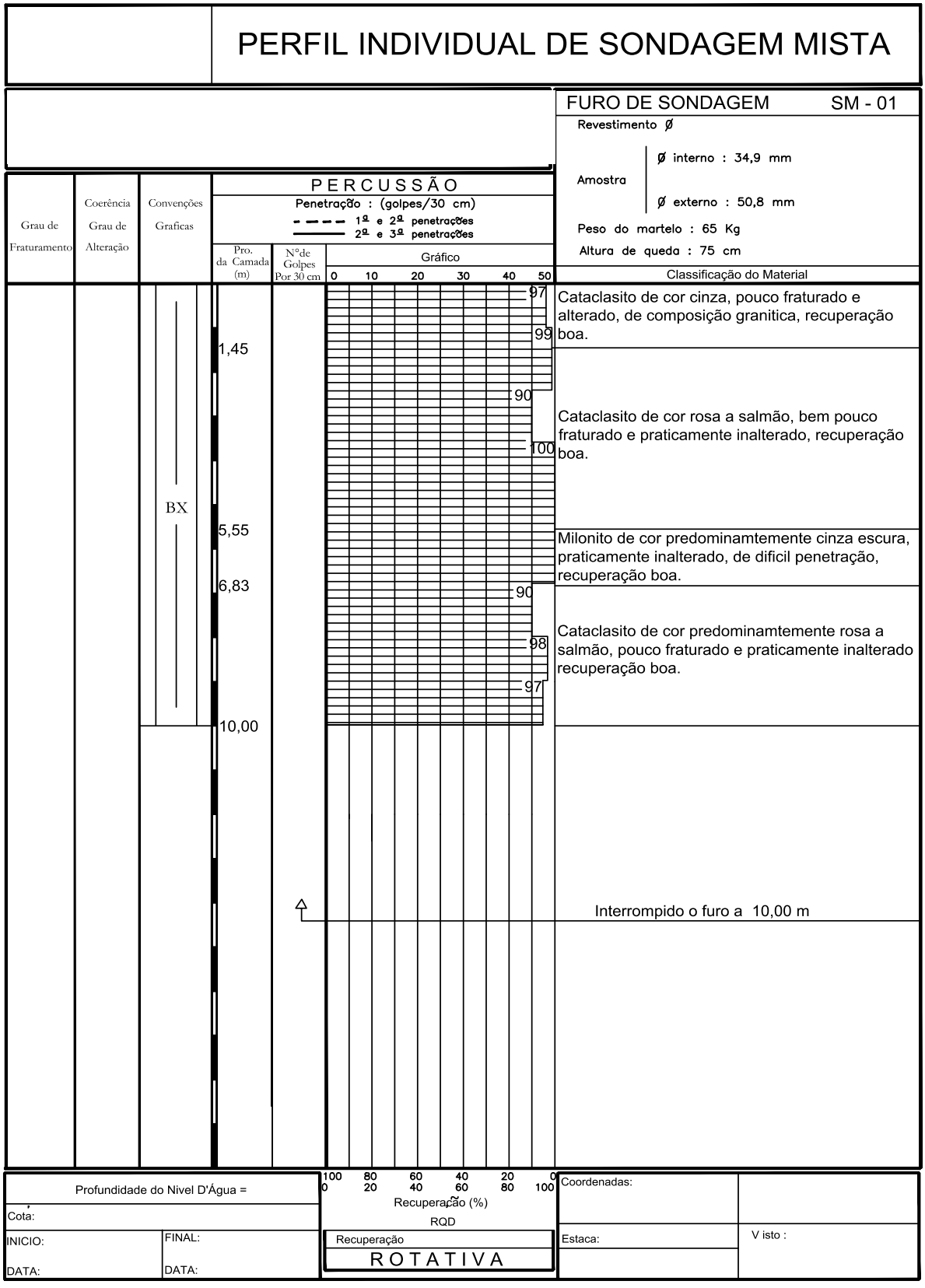


Figura 47 - Furo de sondagem SM-02 – Torre “A”

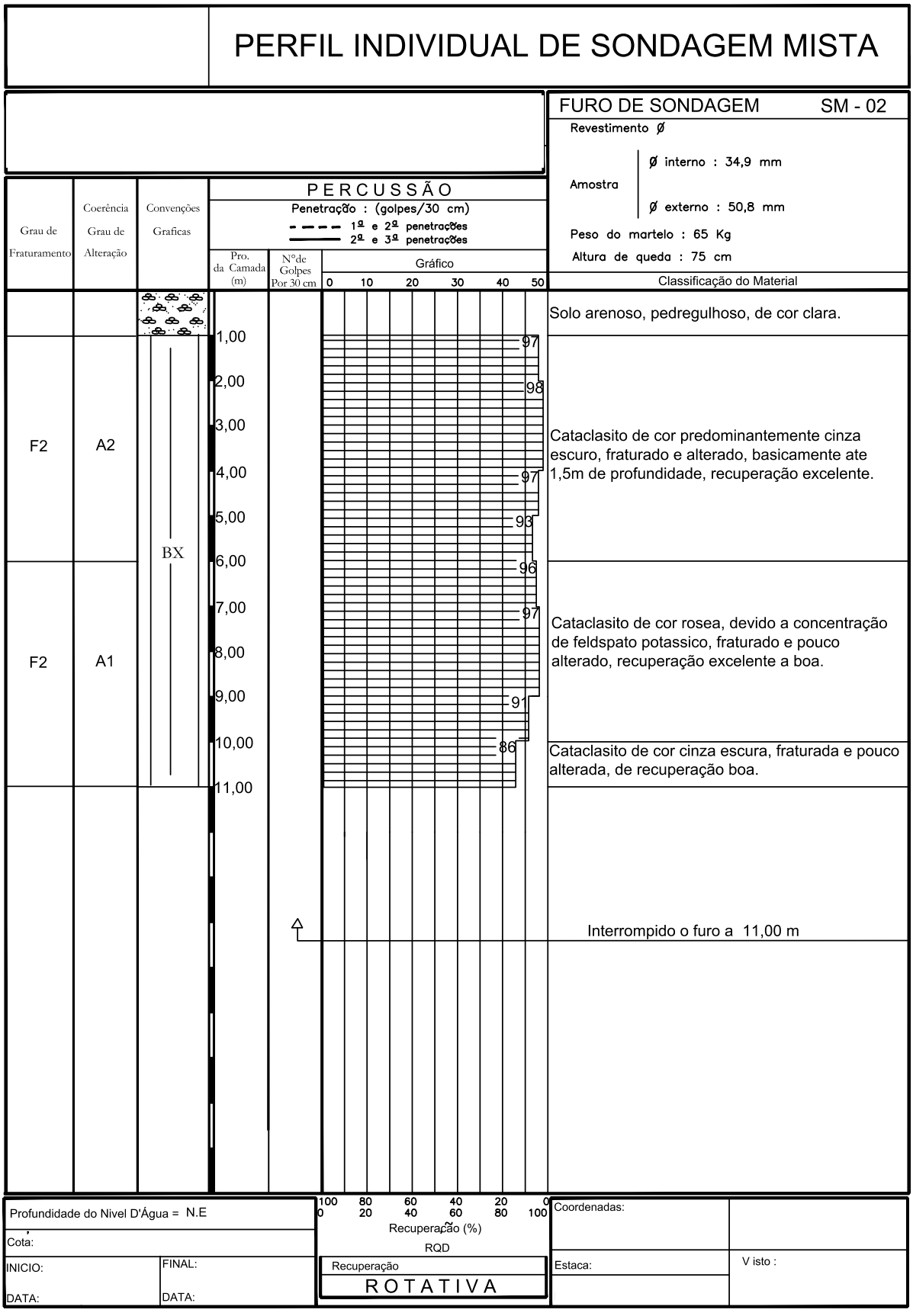


Figura 48 - Furo de sondagem SM-03 – Torre “A”

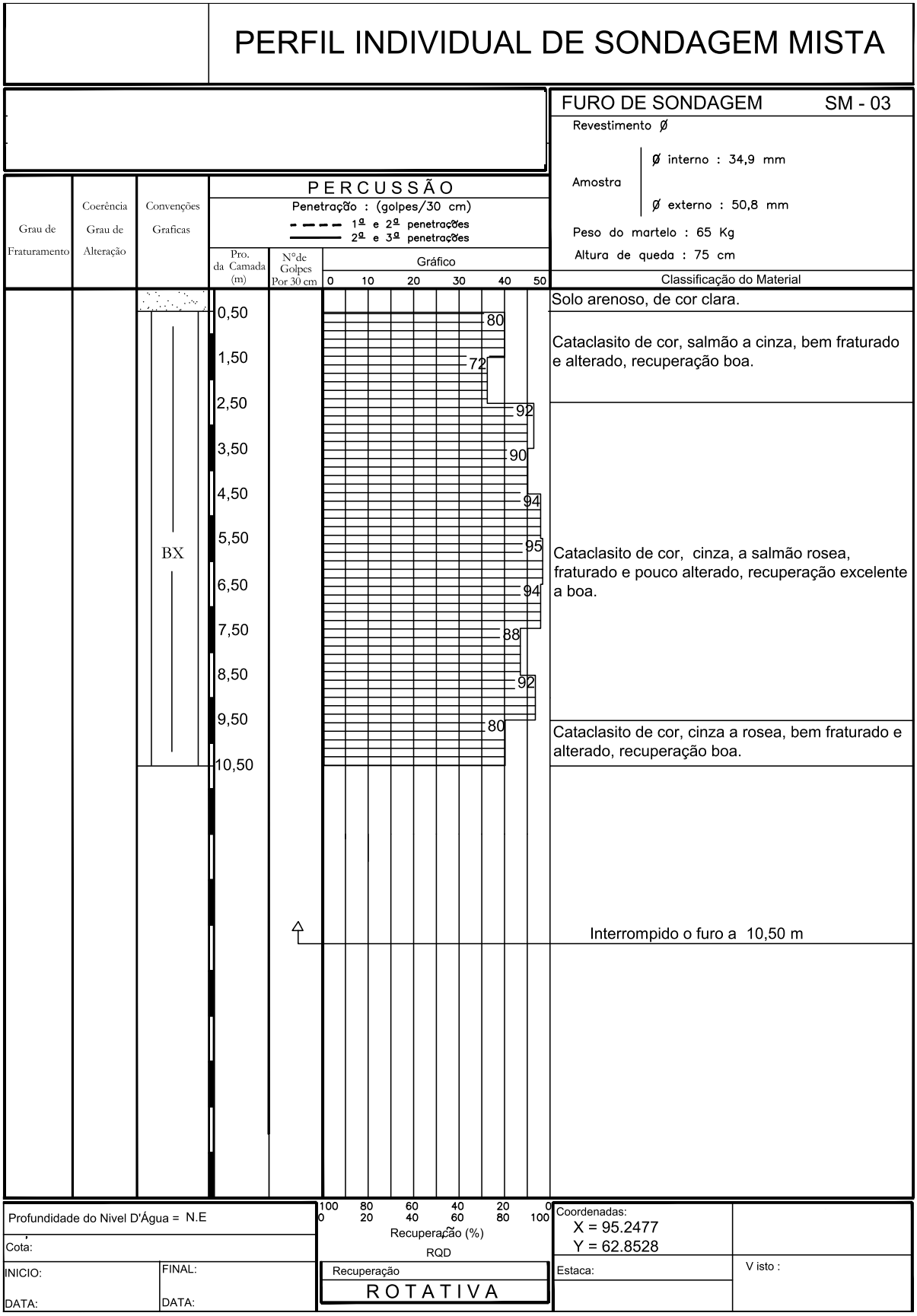


Figura 49 - Furo de sondagem SM-B – Torre “A”

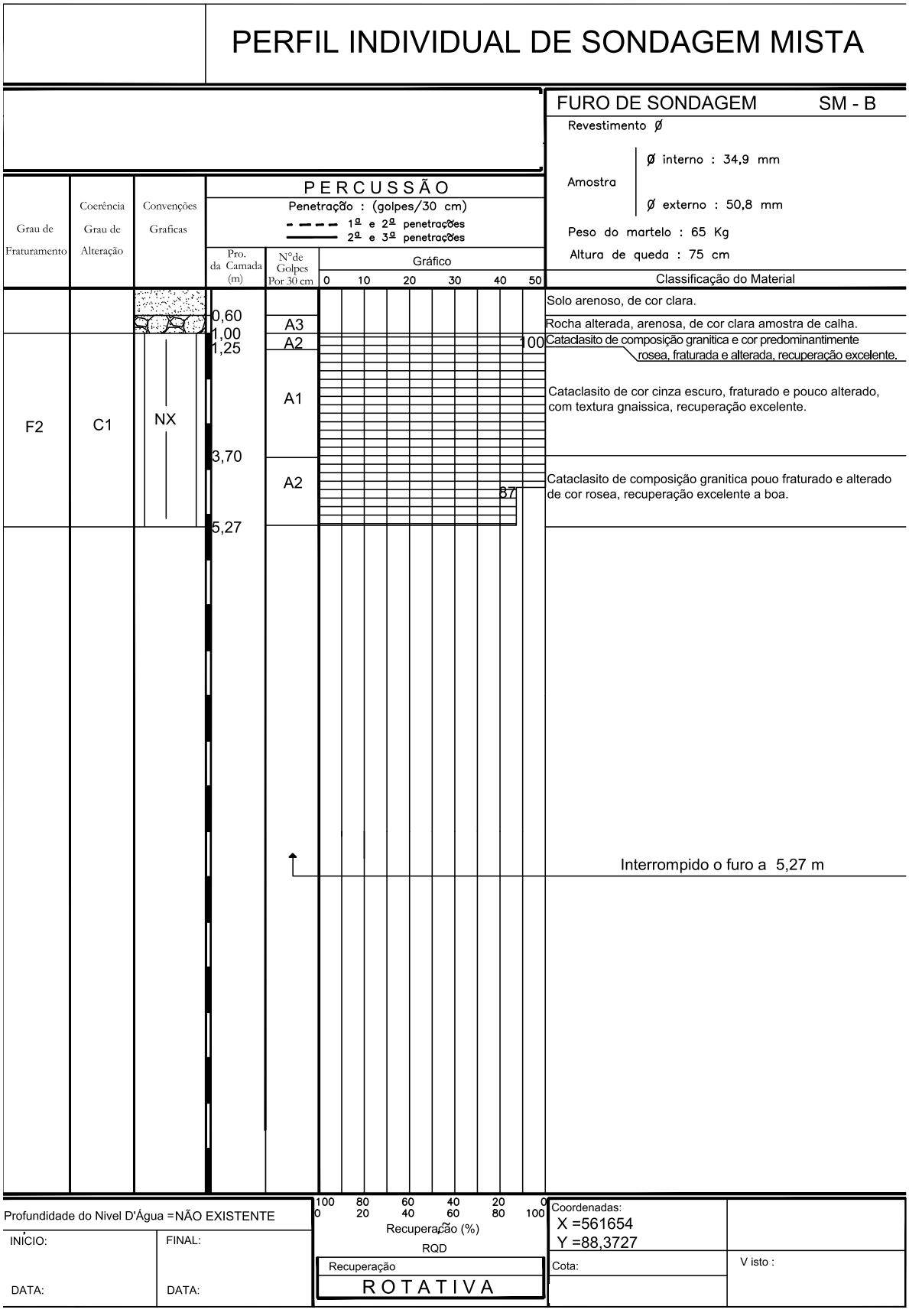


Figura 50 - Furo de sondagem SM-06 – Torre “A”

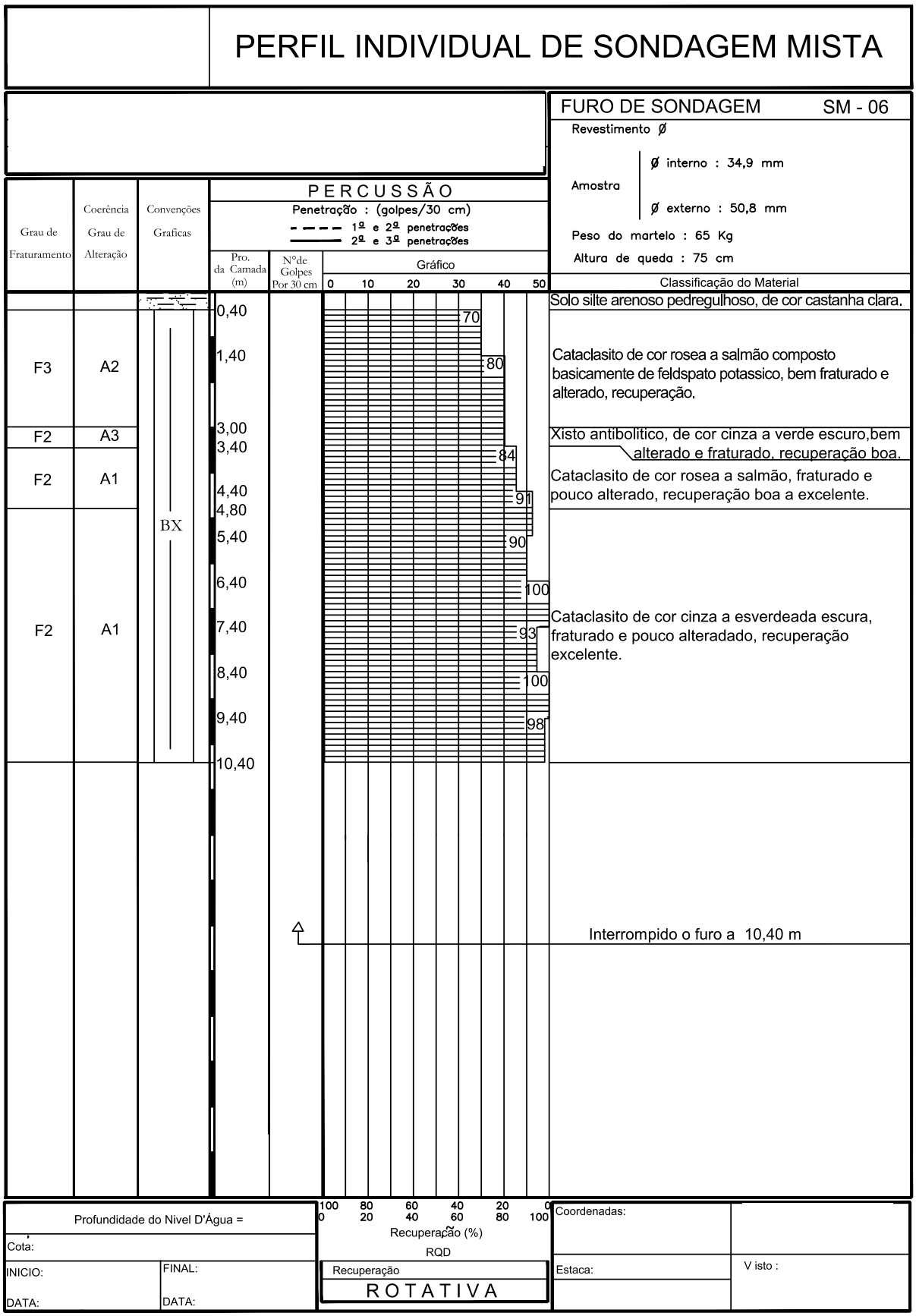


Figura 51 - Furo de sondagem SM-05 – Torre “A”

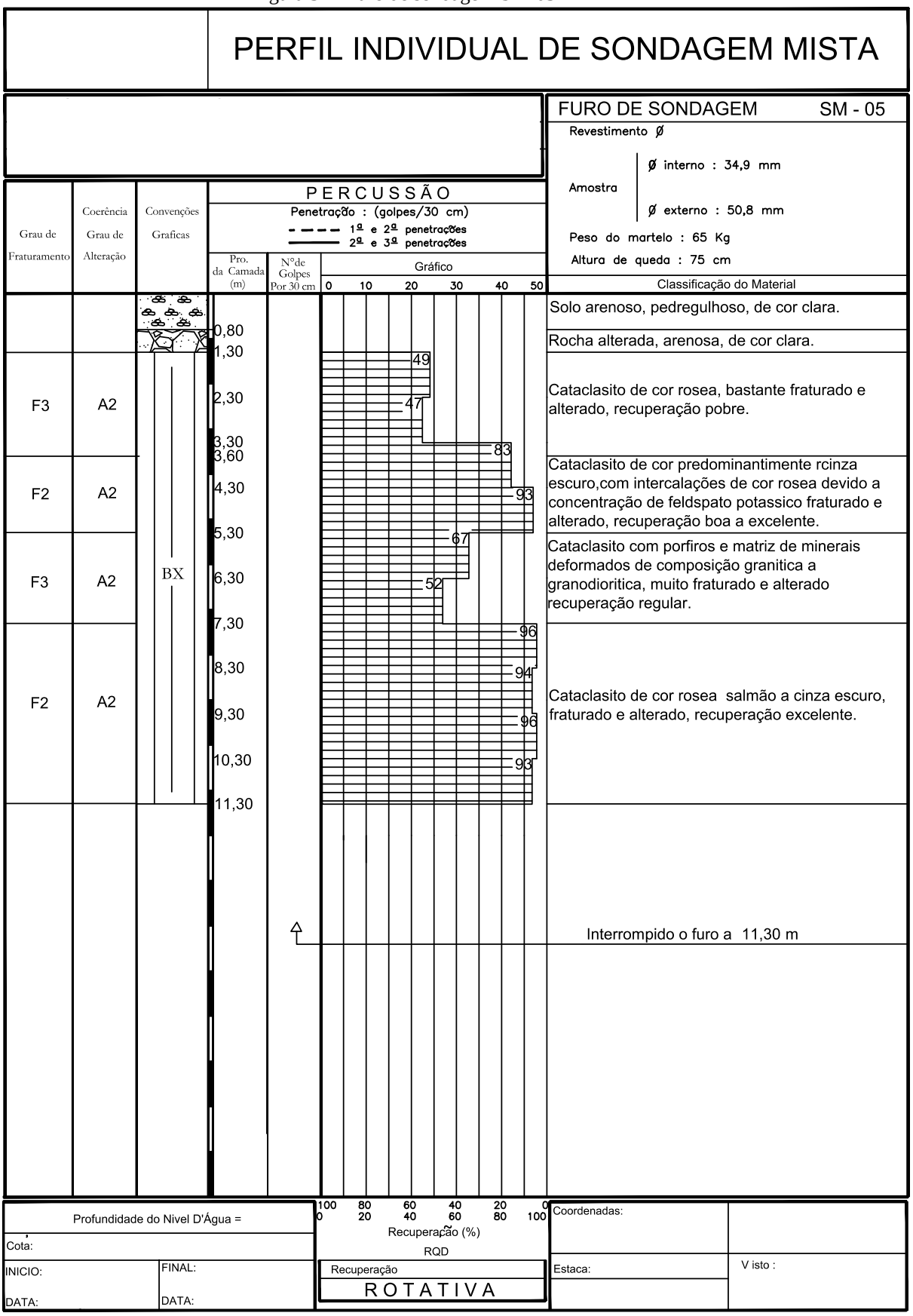


Figura 52 - Furo de sondagem SM-04 – Torre “A”

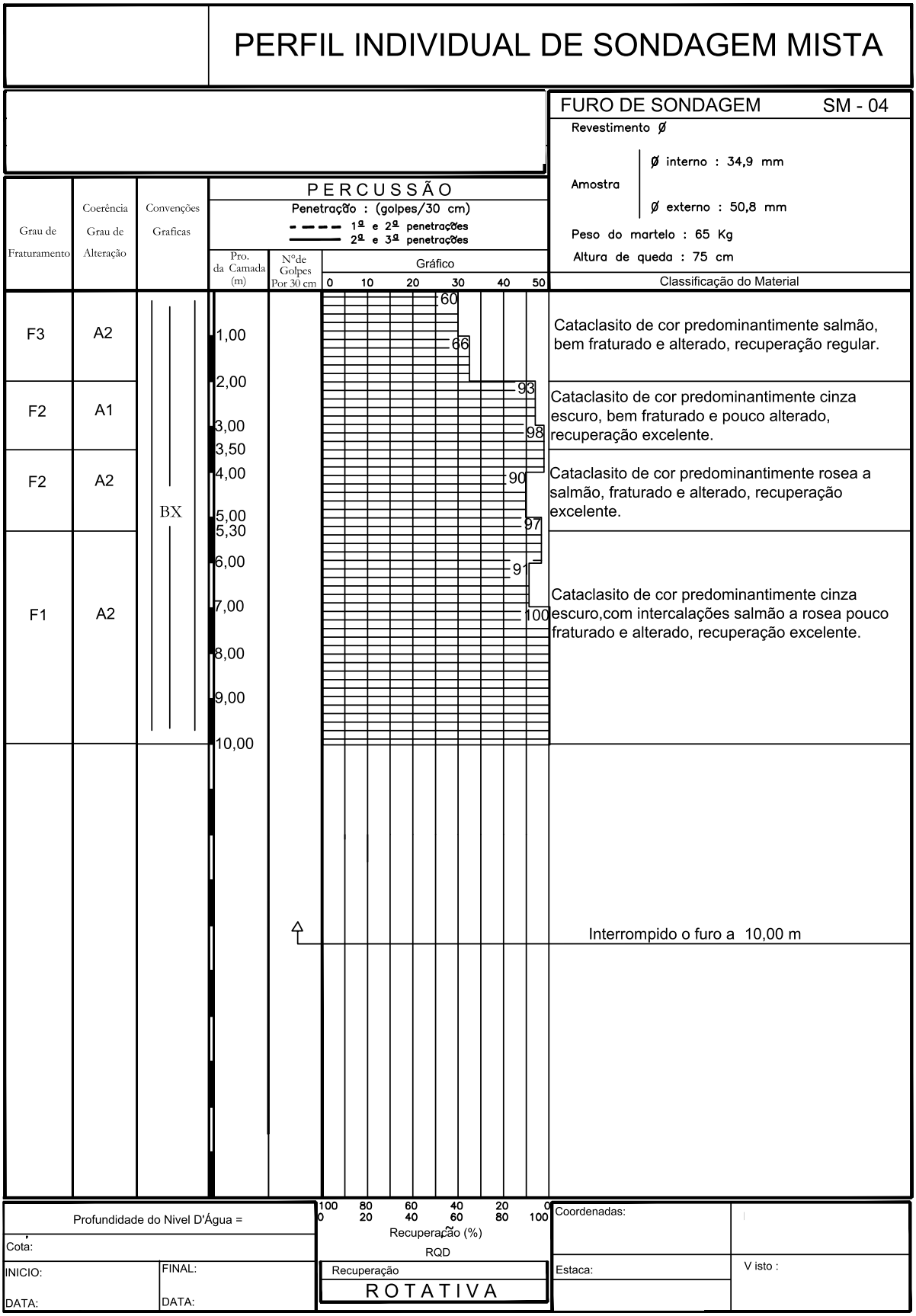


Figura 53 - Furo de sondagem SM-A – Torre “A”

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM MISTA

FURO DE SONDAGEM SM - A

Revestimento ø

Amostra: ø interno : 34,9 mm; ø externo : 50,8 mm

Peso do martelo : 65 Kg

Altura de queda : 75 cm

PERCUSSÃO

Penetração : (golpes/30 cm)

1ª e 2ª penetrações

2ª e 3ª penetrações

Grau de Fraturamento	Coerência Grau de Alteração	Convenções Graficas	Pro. da Camada (m)	Nº de Golpes Por 30 cm	Gráfico 0 10 20 30 40 50	Classificação do Material
						Solo arenoso pedregulhoso, de cor castanha amarelada amostra de calha.
			1,00		100	
F2						Cataclasito de textura pegmatitica, composição granitica e cor rosea, fraturado e alterado, principalmente na parte mais superficial do furo, recuperação excelente.
	C1		2,75			Cataclasito de cor cinza escura, predominantimente e textura gnaissica pouco fraturada e alterada, recuperação excelente.
		NX	3,25	A2		Cataclasito de textura pegmatitica, cor rosea, pouco fraturado e alterado, recuperação excelente.
F1			3,85			
					98	Cataclasito de cor cinza escura, pouco fraturado e alterado, com textura gnaissica, recuperação excelente.
			5,80			
						Interrompido o furo a 5,80 m

Profundidade do Nivel D'Água =NÃO EXISTENTE

INICIO: DATA:

FINAL: DATA:

100 80 60 40 20 0
0 20 40 60 80 100
Recuperação (%)
RQD

Recuperação
ROTATIVA

Coordenadas:
X =43,5554
Y =88,3727

Cota:

V isto :

Figura 54 - Furo de sondagem SM-08 – Torre “B”

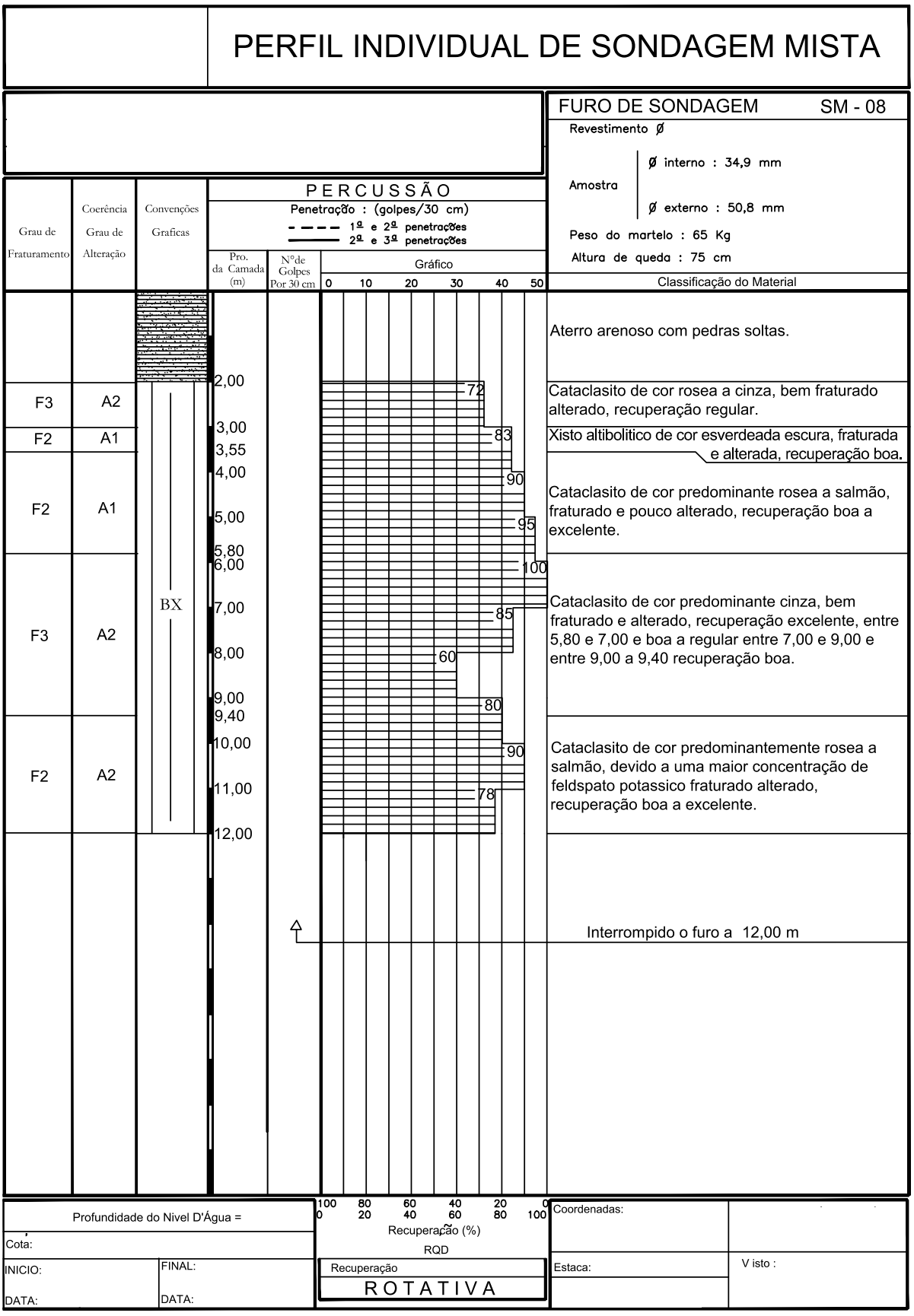


Figura 55 - Furo de sondagem SM-07 – Torre “B”

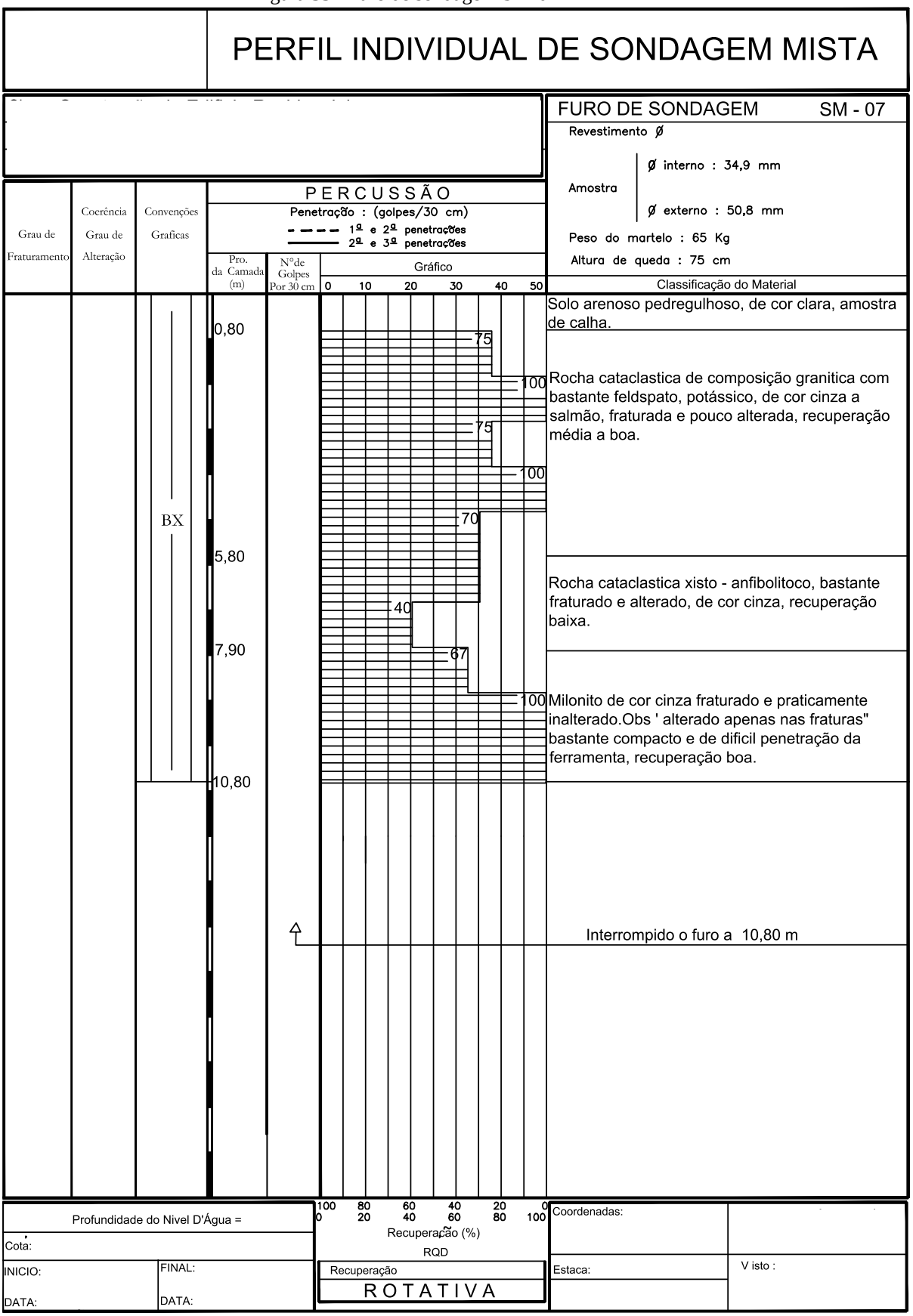


Figura 56 - Furo de sondagem SM-C – Torre “B”

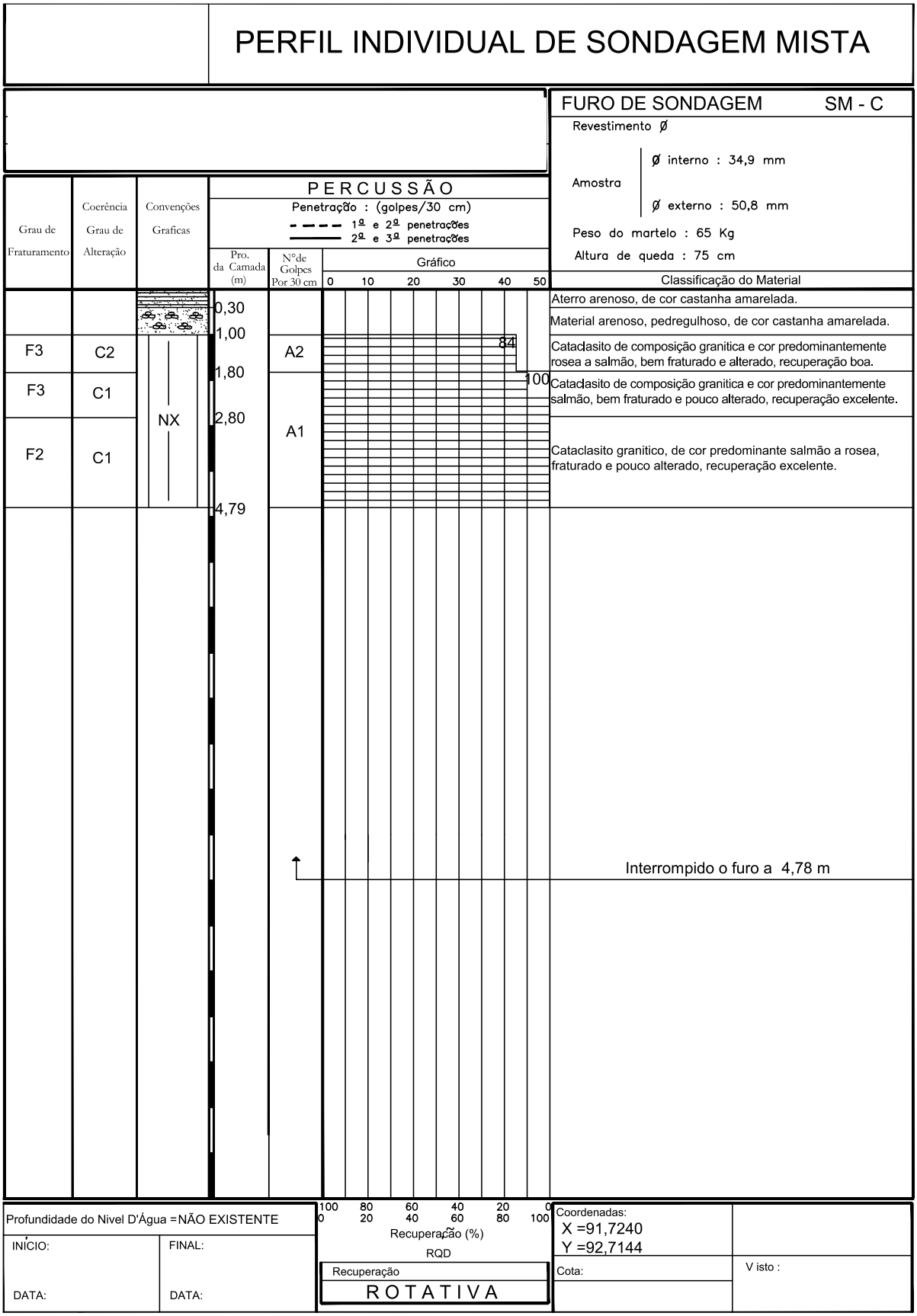


Figura 57 - Furo de sondagem SM-09 – Torre “B”

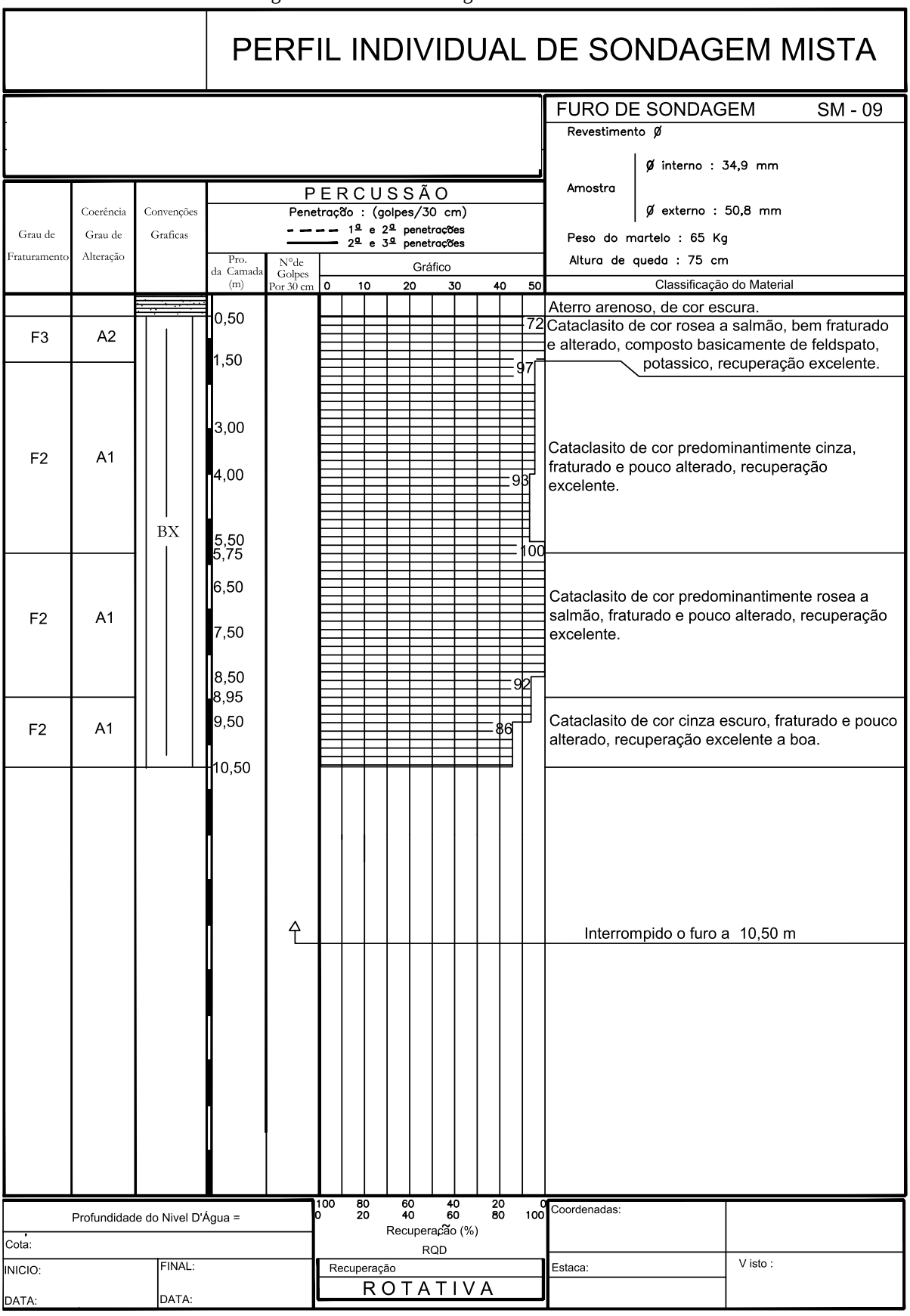


Figura 58 - Furo de sondagem SM-D – Torre “B”

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM MISTA

FURO DE SONDAGEM SM - D

Revestimento Ø

Amostra: Ø interno : 34,9 mm; Ø externo : 50,8 mm

Peso do martelo : 65 Kg

Altura de queda : 75 cm

PERCUSSÃO

Penetração : (golpes/30 cm)

- - - - 1º e 2º penetrações

——— 2º e 3º penetrações

Grau de Fraturamento	Coerência Grau de Alteração	Convenções Graficas	Pro. da Camada (m)	N°de Golpes Por 30 cm	Gráfico 0 10 20 30 40 50	Classificação do Material
						Solo arenoso pedregulhoso, de cor castanha, amostra de calha.
			0,80		100	Cataclasito de composição granitica e cor predominantemente rosea a salmão, bem fraturado e alterado, recuperação excelente.
F3	C1	NX	2,20	A2		Cataclasito de cor predominante cinza escuro a rosea, bem fraturado e alterado, recuperação excelente.
			3,80			
						Interrompido o furo a 3,80 m

Profundidade do Nivel D'Água =NÃO EXISTENTE

INICIO: DATA:

FINAL: DATA:

100 80 60 40 20 0
0 20 40 60 80 100
Recuperação (%)
RQD

Recuperação

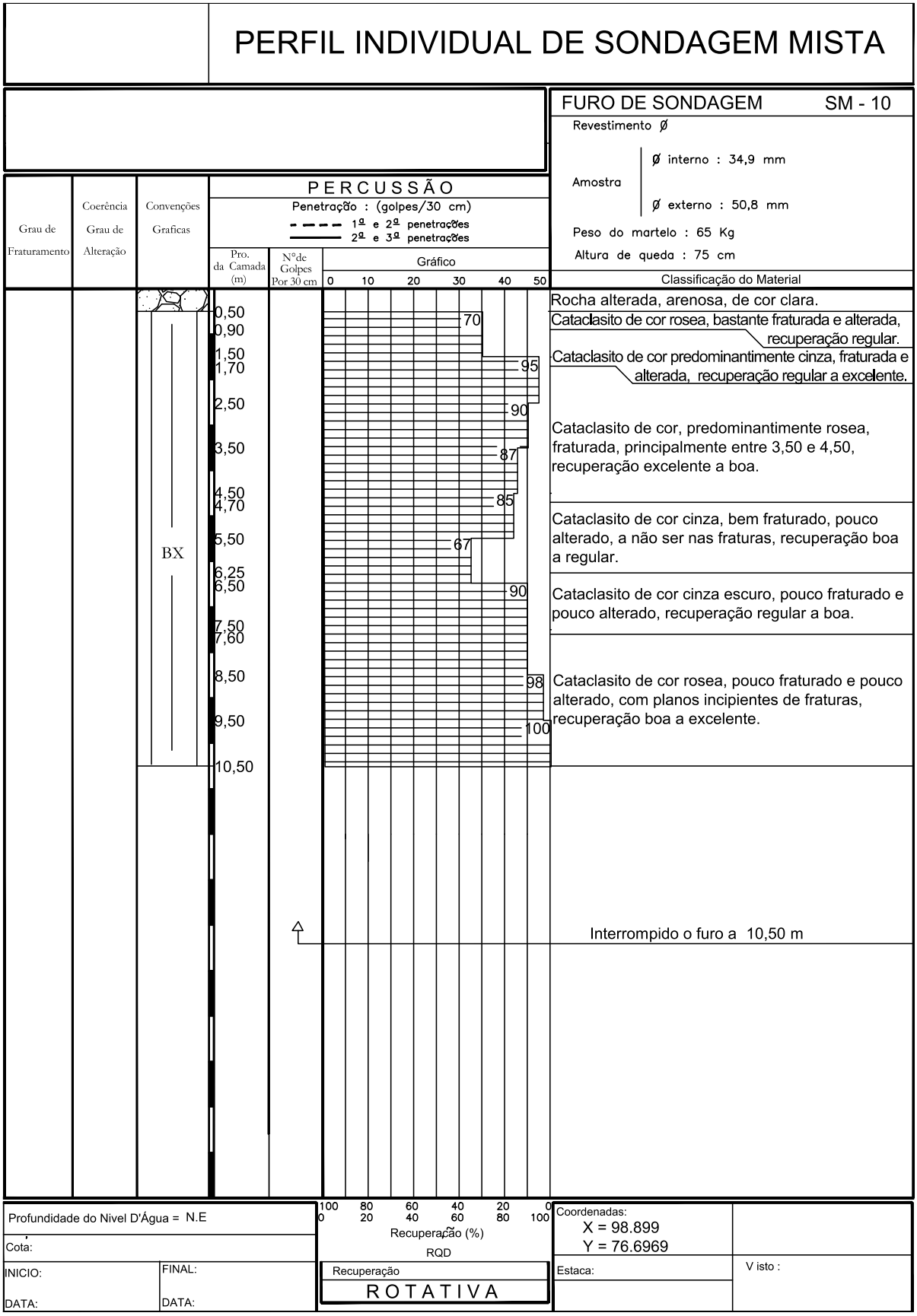
ROTATIVA

Coordenadas:
X =96,5253
Y =82,3125

Cota:

V isto :

Figura 59 - Furo de sondagem SM-10 – Torre “B”



ANEXO B – Dimensões dos elementos de fundação

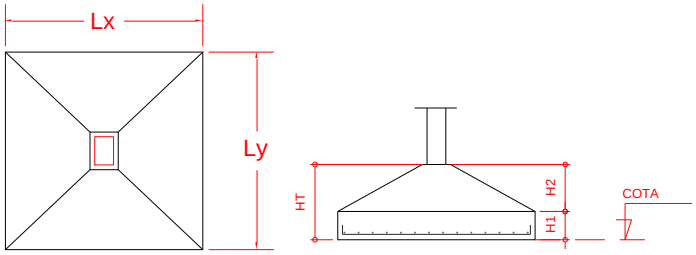


Tabela 40 - Dimensões das sapatas da torre "A"

Sapata	Tipo	Lx (m)	Ly (m)	H1 (m)	H2 (m)	HT (m)	Cota (m)
SPA 1	Isolada	2,40	3,75	0,60	0,70	1,30	4,50
SPA 2	Isolada	3,40	4,50	0,70	1,00	1,70	4,50
SPA 3	Isolada	3,40	4,50	0,70	1,00	1,70	4,50
SPA 4	Isolada	3,40	4,50	0,70	1,00	1,70	4,50
SPA 5	Isolada	2,40	3,75	0,60	0,70	1,30	4,50
SPA 6	Isolada	4,20	2,35	0,80	0,65	1,45	4,50
SPA 7/13	Associada	6,60	4,20	0,40	1,15	1,55	3,00
SPA 8	Isolada	4,35	3,20	1,00	0,65	1,65	3,00
SPA 9	Isolada	4,35	3,20	1,00	0,65	1,65	3,00
SPA 10/16	Associada	6,60	4,20	0,40	1,15	1,55	3,00
SPA 11	Isolada	4,20	2,35	0,80	0,65	1,45	4,50
SPA 12	Isolada	4,20	2,35	0,80	0,65	1,45	4,50
SPA 14	Isolada	4,35	3,20	1,00	0,65	1,65	3,00
SPA 15	Isolada	4,35	3,20	1,00	0,65	1,65	3,00
SPA 17	Isolada	4,20	2,35	0,80	0,65	1,45	4,50
SPA 18	Isolada	2,40	3,75	0,60	0,70	1,30	4,50
SPA 19	Isolada	3,40	4,50	0,70	1,00	1,70	4,50
SPA 20	Isolada	3,40	4,50	0,70	1,00	1,70	4,50
SPA 21	Isolada	3,40	4,50	0,70	1,00	1,70	4,50
SPA 22	Isolada	2,40	3,75	0,60	0,70	1,30	4,50

Tabela 41 - Dimensões das sapatas da torre "B"

Sapata	Tipo	Lx (m)	Ly (m)	H1 (m)	H2 (m)	HT (m)	Cota (m)
SPB 1	Isolada	2,20	3,30	0,60	0,60	1,20	4,50
SPB 2	Isolada	4,00	2,25	0,65	0,70	1,35	4,50
SPB 3	Isolada	1,85	5,20	0,85	0,50	1,35	4,50
SPB 4	Isolada	1,90	4,00	0,65	0,50	1,15	4,50
SPB 5	Isolada	3,55	2,20	0,60	0,60	1,20	4,50
SPB 6	Isolada	4,00	2,25	0,75	0,65	1,40	3,00
SPB 7	Isolada	5,05	2,20	1,30	0,30	1,60	3,00
SPB 8	Isolada	5,45	2,90	1,45	0,30	1,75	3,00
SPB 9	Isolada	5,00	2,75	0,65	0,80	1,45	4,50
SPB 10	Isolada	5,90	2,25	0,85	0,65	1,50	3,00
SPB 11	Isolada	5,05	3,00	0,75	0,85	1,60	4,50
SPB 12/13	Associada	8,50	4,20	1,20	0,55	1,75	3,00
SPB 14	Isolada	5,00	2,75	0,65	0,80	1,45	4,50
SPB 15/16	Associada	4,70	3,40	1,05	0,55	1,60	4,50
SPB 17	Isolada	1,90	4,00	0,65	0,50	1,15	4,50
SPB 18	Isolada	3,55	2,20	0,60	0,60	1,20	4,50

ANEXO C – Mapeamento de emboço de fachada e contrapiso

Tabela 42 - Mapeamento de emboço de fachada e contrapiso das torres "A" e "B"

Pav.	Espessura do emboço de fachada (cm)		Espessura do contrapiso (cm)		Pav.	Espessura do emboço de fachada (cm)		Espessura do contrapiso (cm)	
	Torre A	Torre B	Torre A	Torre B		Torre A	Torre B	Torre A	Torre B
1º	3,5	3,4	3,2	3,3	**28°**	5,3	4,2	3,3	3,2
2°	3,6	3,2	3,2	3,3	**29°**	4,6	4,2	3,2	3,2
3°	4,7	3,5	3,2	3,3	**30°**	4,4	4,3	3,1	3,3
4°	5,1	3,4	3,2	3,3	**31°**	4,8	4,6	3,3	3,9
5°	4,9	3,4	3,2	3,3	**32°**	5,9	4,0	3,1	3,3
6°	5,4	3,4	3,2	3,3	**33º**	-	3,5	-	3,0
7°	5,3	4,2	3,2	3,3	**34º**	-	3,1	-	3,0
8°	5,2	4,1	3,2	3,3	**35º**	-	2,8	-	3,7
9°	5,0	4,3	3,5	3,3	**Cobertura**	7,6	5,1	-	-
10°	5,4	4,5	3,3	3,3	**Média**	**5,1**	**4,1**	**3,2**	**3,3**
11°	4,9	4,5	3,4	3,3					
12°	4,8	4,4	3,5	3,3					
13°	5,0	4,4	3,3	3,3					
14°	4,7	4,5	3,2	3,3					
15°	4,8	4,3	3,3	3,5					
16°	5,4	4,4	3,4	3,4					
17°	5,0	4,5	3,2	3,2					
18°	5,5	4,5	3,1	3,4					
19°	5,3	4,5	3,2	2,8					
20°	5,6	4,5	3,2	3,3					
21°	4,9	4,3	3,3	3,5					
22°	4,6	4,4	3,2	3,4					
23°	4,6	4,5	3,1	3,2					
24°	5,6	4,5	3,2	3,1					
25°	5,5	4,5	3,0	3,3					
26°	5,6	4,6	3,1	3,9					
27°	5,3	4,3	3,1	2,7					